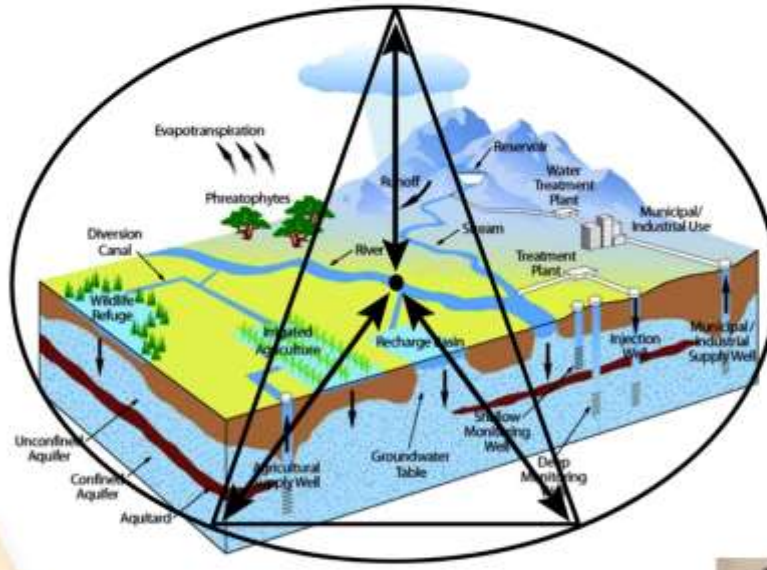
مهندسین آبسام
(طرح و ساخت)
AbSam Company
NO:6368

Research, Design & Construction

مدلسازی آب و محیط زیست

کنترل سیل، تامین آب، مدیریت آب زیرزمینی
حوضه های شهری و روستایی | تاکید: محاسبات عددی |



مولفـــان:

دکتر فرهاد دلیری مشاور سدسازی و هیدرولوژیست
مدرس دوره های تخصصی پردیس فنی مهندسی
آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

دکتر حسن سید سراجی مشاور سدسازی و مکانیک سیالات
عضو هیئت علمی پردیس فنی مهندسی
آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

چاپ دوم با اضافات / ۱۳۹۸

دانلود رایگان:
www.absam.ir
چاپ اول ۱۳۹۳

به نام خدا

Knowledge is empty of limit,
so we have not enough time to learn every thing if you want to deep it in the real world.
Farhad Daliri, 2015

شرکت مهندسین آبسام

(طرح و ساخت)

مدلسازی آب و محیط زیست

(کنترل سیل، تامین آب، مدیریت آب زیرزمینی)

حوضه‌های شهری و روستایی

تالیف:

دکتر فرهاد دلیری - هیدرولوژیست

مدرس دوره‌های تخصصی دانشگاه شهید بهشتی

دانشکده مهندسی آب و محیط زیست

و

دکتر حسن سید سراجی - مکانیک سیالات

عضو هیأت علمی دانشگاه شهید بهشتی

دانشکده مهندسی آب و محیط زیست

چاپ دوم ۱۳۹۸

چاپ اول ۱۳۹۳

سرشناسه : دلیری، فرهاد. متولد تهران -/1354
عنوان و نام پدیدآور : مدلسازی آب و محیط زیست (کنترل سیل، تامین آب، مدیریت آب زیرزمینی) حوضه های شهری و روستایی/تالیف فرهاد دلیری و حسن سیدسراجی
مشخصات نشر : تهران: شرکت مهندسین آبسام، ۱۳۹۳ چاپ اول، ۱۳۹۸ چاپ دوم با اضافات و مثال های واقعی کارهای مولف مسئول.
مشخصات ظاهری : ۷۲۰ص.: مصور، جدول، نمودار چاپ دوم. ۶۱۳ص چاپ اول.
شابک : ۵-۲۱-۶۹۲۳-۶۰۰-۹۷۸
وضعیت فهرست : فیپا
یادداشت :کتابنامه.
موضوع : آبسطحی--مهندسی رواناب شهری و کوهستانی: مدلسازی عددی و کنترل سیل
موضوع : سدسازی --مدیریت خشکسالی، آبخیزداری، تامین آب غیر متعارف و طراحی مخازن
موضوع : آب های زیرزمینی --مدیریت و مدلسازی عددی جریان و انتقال آلودگی محیط زیست
شناسه افزوده : شرکت مهندسین آبسام (طرح و ساخت)
رده بندی کنگره : ۱۳۹۳TC۱۴۵ ۴م۸د/
رده بندی دیویی : ۶۲۷
شماره کتابشناسی ملی : ۳۶۳۴۴۸۵

"کلیه حقوق مادی و معنوی این کتاب متعلق به شرکت مهندسین آبسام می باشد"

مدلسازی آب و محیط زیست (کنترل سیل، تامین آب، مدیریت آب زیرزمینی)
تالیف: فرهاد دلیری / حسن سیدسراجی
ویراستار و صفحه‌بند: مژگان کامیاب
طراح جلد: فرهاد دلیری
نوبت چاپ: چاپ نخست ۱۳۹۳، چاپ دوم با تجدید نظر و مثال های واقعی مولف اول و سایر همکاران ۱۳۹۸.
ناشر: چاپ حسینی، کرج روبروی دانشگاه تهران
شمارگان: ۵۰۰ جلد
شابک: 978 ـ 600 ـ 6923 ـ 21 ـ 5
سفارش: www.absam.ir
دانلود رایگان www.absam.ir

شرح حال مولفان

"این کتاب به کسانی تقدیم می‌شود که هدف آنها مدیریت آب-هوا و زمین است"

فرهاد دلیری *متولد تهران* ***تخصص:*** *هیدرولوژی و مدیریت آبخیز*

تجارب از ۱۳۸۰: سدسازی و سازه آبخیزداری، آب زیرزمینی، هیدرولیک رودخانه، کنترل و پیش بینی سیل، رواناب شهری، مدیریت منابع آب - رسوب و آلودگی، برف و بهمن، آبخیزداری شهری، حفاظت آب و فرسایش خاک، ریزگرده، فناوری آب و استحصال آب، شبیه سازی یکپارچه، خشکسالی، هوا و اقلیم، هیدروپولیتیک.

حوزه فعالیت: *هیدرولوژی و هیدرولیک آبسطحی و آب زیرزمینی، مهندسی رودخانه و کنترل سیل، فرسایش خاک، آلودگی منابع آب، هیدرواقلیم و برنامه ریزی آب، شبیه سازی یکپارچه حوضه.*

سوابق تحصیلی (دانشگاه تهران)

Ph.D. (2016) دکتری مهندسی عمران-آب: مدلسازی پیش بینی اثر **هیدرولیکی** سیل آلوده سد روی آب زیرزمینی، فرصت مطالعاتی استرالیا.

MSc (۱۳۸۵) ارشد آبخیزداری- **برنامه ریزی** مخازن سدها، "منحنی فرمان **آبسطحی و آب زیرزمینی** جهت طراحی ارتفاع **سد** خاکی علویان با برنامه نویسی"

BSc (۱۳۸۰) لیسانس آبخیزداری- **هیدرولوژی**، "محاسبات سیل با روش شماره منحنی دلیری، اندازه گیری جریان نهر آبریز مرتعی با ردیابی و اشل Rod"

سوابق تدریس دانشگاه شهید بهشتی، پردیس فنی مهندسی عمران آب و محیط زیست عباسپور، دوره های آموزش تخصصی آب منطقه ای های کشور از ۱۳۹۰

– مدیریت و مدلسازی آب زیرزمینی، بهره برداری چاه شرب و آزمایش پمپاژ

- پیش بینی و کنترل سیل، رواناب شهری، آنالیز و تحلیل آمار، مدیریت رسوب سد، ریزگرده و فرسایش خاک حوضه، نصب و بهره برداری ادوات آب

-بحران آب و برنامه ریزی کمی- کیفی پیوسته منابع آب -منابع طبیعی، آبخیزداری و ارزیابی زیست محیطی، رادار

-هیدرولوژی، هیدرولیک و هیدروژئولوژی- آموزشکده محیط زیست، دانشگاه علمی کاربردی کرج ۱۳۸۶

تالیفات ۷ کتاب، ۴۷ گزارش فنی، بیش از ۱۱ مقاله با مفاهیم نوین و ابداعی، دو کتاب به زبان انگلیسی دانلود رایگان از سایت www.absam.ir با عناوین:

1. F.Daliri. "Uncertainties in Flood Frorecasting Systems Modeling",2020, Absam EPC Co. press. 250p, Rivis 1.
2. F.Daliri. "Principle of Damming", Absam EPC Co. press. 2020, 55p, Edit1.

۳. فرهاد دلیری و حسن سید سراجی . " تراکم سیستم آبخانه و نشست زمین، چاپ اول شرکت مهندسین آبسام (طرح و ساخت). ۱۰۳ص، چاپ اول ۱۴۰۰.

۴.فرهاد دلیری و حسن سید سراجی "هیدرولوژی شهری (رگبار –سازه هیدرولیکی –مدیریت سیل آلوده)، چاپ اول، ۱۴۰۰، شرکت مهندسین آبسام (طرح و ساخت).

۵. فرهاد دلیری و حسن سیدسراجی. تخلیه رسوب سد (امکان سنجی -مدل آزمایشگاهی –مدل عددی) چاپ اول، ۱۴۰۱، شرکت مهندسین آبسام (طرح و ساخت).

۶. فرهاد دلیری و حسن سیدسراجی. "آب و هواشناسی دینامیک" چاپ اول ، ۱۴۰۲. شرکت مهندسین آبسام (طرح و ساخت).

-چندین مقاله ISI با نوآوری (روش تصمیم گیری نیمه فازی دلیری DSM، روش ابداعی CN سیل، روش استوکستیک رواناب IUDRN و برآورد رسوب معلق دلیری در طراحی سدها و خشکسالی، توسعه روش شناسی مفهوم ییلان سفره و برداشت مجاز، توسعه روش شناسی برآورد زمان تمرکز و کاربرد مهندسی زمان ذخیره در کنترل سیل، تعریف سیستمی آبخیزداری و برنامه نویسی مدیریت یکپارچه حوضه IWRM، توسعه مفاهیم برآورد سیل، توسعه مفاهیم واسنجی مولفه‌های ییلان، بررسی تیپ رگبار در سیل و اصلاح تجربی اثر ذوب برف در مدل HEC-HMS، عدم قطعی پیش بینی سیل و ...

-بیش از ۶۰ گزارش فنی در مشاوران معتبر مانند مهاب قدس(کمیته فنی اسبق)، سکو و... تخلیه رسوب سد، رواناب شهری و ...

خلاصه بیوگرافی کاری

ایشان از سال ۱۳۸۰ به عنوان هیدرولوژیست شرکت های مشاور آغاز به کار کرده و از سال ۱۳۸۹ همزمان در دفتر ارتباط با صنعت واحد سنجش آزمایشگاهی دانشگاه صنعتی شریف به عنوان مدیر گروه آب، مشاور و داور مهندسین مشاور، دانشگاه و سازمان‌ها در تهیه دستورالعمل‌ها، بررسی گزارش، مدیر بخش و مدیر پروژه مهندسی رودخانه شرکت های مشاور، کمیته راهبری شکست سدها و تامین آب زیرزمینی برخی از آب منطقه ای های کشور ... مشغول بوده و از سال ۱۳۹۳ به عنوان ناظر فنی و عضو کمیته آبگیری و رسوب در تیم نظارت عالیه پروژه اجرایی سد (ECRD) و نیروگاه رودبار لرستان شرکت سکو و از سال ۱۳۹۶ به عنوان مدیرعامل و رئیس هیئت مدیره شرکت مشاور و پیمانکار مهندسین آبسام (طرح و ساخت) مشغول هستند.

حسن سید سراجی *متولد تبریز* ***تخصص:*** *دکتری مهندسی مکانیک سیالات*

تجارب و تحقیقات از 1366: *هیدرولیک، مهندسی آب، آبیاری و زهکشی، ارزیابی زیست محیطی، رودخانه* و چندین مقاله در ژورنال‌های معتبر خارجی و داخلی

بیوگرافی

- رئیس کمیته فنی بخش آب-انرژی و محیط زیست شرکت مشاور و پیمانکار مهندسین آبسام (EPC) از سال ۱۳۹۶
- عضو هیأت علمی دانشکده مهندسی آب و محیط زیست دانشگاه شهید بهشتی از ۱۳۶۸ و تدریس در سایر دانشگاه‌های دولتی و آزاد از ۱۳۷۰ تا زمان حاضر
- مشاور شرکت های خصوصی از سال ۱۳۶۶ و سدسازی در سازمان آب منطقه‌ای آذربایجان شرقی و سازمان برنامه و بودجه بین سال‌های ۱۳۶۵ تا ۱۳۶۸
- مشاور طرح‌های تخصصی و مطالعاتی رسته منابع آب وزارت نیرو، همایش‌های تخصصی و عضو هیأت تحریریه مجله سامانه منابع آب ایران از سال ۱۳۹۲

سوابق تحصیلی

Ph.D دکتری مهندسی مکانیک سیالات از دانشگاه کان فرانسه. رفتارهای هیدرودینامیکی عملیات **رسوب** زدائی و فلاشینگ سدها.

MSc زمین‌شناسی مهندسی از دانشگاه پاریس 7. بررسی **پایداری** خاک‌های آلی کناره‌های دریای خزر.

BSc مهندسی آبیاری و آبادانی از دانشگاه تبریز.

ایمیل info@absam.ir

پیشگفتار

اهداف: در کتاب حاضر بر دانش *مهندسی هیدرولوژی یا* هیدرودینامیک شامل شبیه‌سازی توزیعی (هیدرولیکی) و شبیه‌سازی سیستمی (گرده‌ای، تجربی و..) و همچنین برنامه‌ریزی کمی-کیفی منابع آب سطحی و آب زیرزمینی (بهینه‌سازی) در مدیریت محیط زیست حوضه‌های شهری و منابع طبیعی تاکید شده و بر فرایند گام های مدلسازی به ترتیب شامل درک کیفی روابط و فرایند اجزای سیستم (Perceptual)، درک کمی معادلات سیستم (Conceptual)، کدهای کامپیوتر(Debug code)، واسنجی و صحت سنجی مدلسازی توجه خاص نموده است. این کتاب برای دانشجویان لیسانس و دوره‌های تکمیلی مهندسی آب، عمران محیط زیست، آبخیزداری و هیدرولوژیست‌ها که درگیر مدلسازی کمی-کیفی آب زیرزمینی، مهندسی رودخانه، رواناب آلوده، تامین آب و سدسازی در سطح مطالعه و اجرا هستند با هدف ارائه مطالب تجربی و تئوری به عنوان یک مرجع تحقیقاتی- کاربردی تدوین شده است.

روش تدریس متن کتاب

- کارشناسی(**BSc**): پس از هیدرولوژی عمومی، فصل ۱ و نصف اول فصل ۲ مناسب ۳ واحد هیدرولوژی سطحی پیشرفته می باشد.
- کارشناسی(**BSc**): پس از گذراندن هیدرولوژی عمومی، فصل ۵ مناسب ۳ واحد هیدرولوژی آب زیرزمینی می باشد.
- کارشناسی(**BSc**): پس از گذراندن هیدرولوژی عمومی بخش هایی از فصل ۴ مناسب ۲ واحد برنامه ریزی منابع آب می باشد.
- کارشناسی ارشد(**MSc**): نصف دوم فصل ۲ و فصل ۳ مناسب ۳ واحد کنترل سیل می باشد.
- کارشناسی ارشد(**MSc**): تکمیل مباحث باقی مانده فصل ۴ مناسب ۳ واحد برنامه ریزی منابع آب می باشد.
- کارشناسی ارشد(**MSc**): فصل ۶ مناسب ۳ واحد مدلسازی عددی جریان و آلودگی آب زیرزمینی می باشد.
- دکتری حرفه ای(**Ph.D**): باتوجه به مثال های واقعی مولف در بخش پیوست و سوالات کلیدی انتهای هر فصل، امکان تعریف ۳ واحد پروژه برای مباحث مختلف و پیشرفته منابع آب و محیط زیست از سراسر کتاب فراهم می باشد.

در این کتاب ضمن توجه به مسائل کاربردی و تئوری، به جزئیات و روش‌های تکرار شده در کتب هیدرولوژی عمومی مراجع داخلی و خارجی تا حد امکان پرداخته نشده است. در این خصوص، با توجه به وجود نرم افزارهای مختلف جهت حل بسیاری از مسائل ذکر شده، عمده تمرکز خود را در جهت ارتقاء مهارت‌ها، سطح شناختی و درک کارشناس از فرآیندهای درگیر هیدرولوژیکی و ارتباط مولفه‌های خرد تا کلان سیستم در به کارگیری اجرای مدل‌های کامپیوتری، درک مسائل و همچنین تفسیر نتایج جهت برنامه‌ریزی سیستم، معطوف نموده است. با توجه به این‌که تشریح تمام روش‌ها و شرایط مختلف در یک کتاب امکان‌پذیر نبوده و همچنین مطالب عمدتاً حاصل تجارب کاری یا تحقیقات مولف اول است، سعی شد تا چارچوب مطالب به نحوی ارائه گردد که پس از مطالعه کتاب و مثال‌های متن و پیوست، خواننده بتواند با مراجعه به منابع تکمیلی سایر نیازهای خود را در مقطع دکتری بر طرف نماید.

پیش نیاز و منابع بیشتر: فرض شده خواننده قبل از مطالعه این کتاب با یک دوره ۳ واحدی هیدرولوژی و پیش نیازهای شامل هیدرولیک جریان و رسوب، ریاضی(دیفرانسیل و جبر ماتریسی، فازی، CFD، آمار - گسسته و ترکیبیاتی)، ترمودینامیک، هواشناسی، فیزیولوژی گیاهی، علوم خاک و زمین شناسی آشنا بوده است. همچنین از سایر علوم وابسته فرعی مانند اکولوژی و اکوسیستم، مکانیک سیالات، کامپیوتر و برنامه‌نویسی، شیمی آب و محیط زیست، بیولوژی، مکانیک مواد قابل انعطاف (مقاومت مصالح)، مکانیک جامدات شامل دینامیک (سینماتیک و سینتیک)، اقتصاد و حقوق در منابع طبیعی نیز بر حسب مورد و نیاز تا حد کافی اطلاع داشته باشد.

تماس با مولف: انتقادات را به آدرس **Info@absam.ir** ارسال فرمایید.

فرهاد دلیری و حسن سیدراجی (چاپ اول ۱۳۹۳)

فهرست مطالب

فصل ۱: مطالعات پایه سیل ۱۳

۱-۱-انواع سیلاب و خصوصیات آن ۱۳

۱-۲- مرز هیدروسیستم ۲۳

۱-۳- مکانیک هیدروسیستم ۲۸

۱-۳-۱- تئوری انتقال رینولدز ۳۱

۱-۴ – برآورد رگبار طرح ۳۵

۱-۴-۱- ثبت آمار رگبار- سیلاب ۳۵

۱-۴-۲- رگبار طراحی (Design Storm) ۳۷

۱-۴-۳- عمق رگبار طرح ۳۷

۱-۴-۴- توزیع مکانی رگبار $\left(DAD_t^T\right)$ ۳۸

۱-۴-۵- منحنی‌های شدت-مدت-فراوانی(IDF) ۳۹

۱-۴-۶- مدل طوفان و حداکثر بارش محتمل- PMP_t ۴۰

۱-۴-۷- توزیع زمانی رگبار(TDP) ۴۸

۱-۵-مبانی برآورد سیلاب طرح ۵۰

۱-۵-۱- دبی طرح هیدرولوژیکی ۵۰

۱-۵-۲- مباحث نوین در تلفات هیدرولوژیکی و اجزاء رواناب ۵۶

۱-۵-۳- روش‌های محاسبه سیلاب در مناطق غیرساحلی ۶۱

۱-۶-مبانی روندیابی موج سیل ۸۵

۱-۶-۱- اصول روندیابی موج سیل- سیستم مخزن و رودخانه ۸۷

۱-۶-۲- سیلاب‌های ساحلی ۹۷

۱-۷- مبانی محاسبات سیلاب آلوده و رسوب سیل ۱۰۰

۱-۸- تمرین ۱۰۳

۱-۹- مراجع ۱۰۴

فصل ۲: مدل‌سازی سیلاب ۱۰۹

۲-۱- طبقه‌بندی مدل‌ها ۱۰۹

۲-۲- عملگر سیستم خطی و غیرخطی ۱۱۱

۲-۲-۱-معیارهای خطی بودن سیستم‌های هیدرولوژیکی ۱۱۲

۲-۳- مشخصه‌های زمانی سیستم ۱۱۴

۲-۳-۱-هیدرولیک جریان کانالی و جریان روزمینی ۱۱۴

۲-۳- ۲-زمان پیمایش ۱۲۱

۲-۴-مدل عمومی سیستم هیدرولوژیکی گرده ای ۱۳۳
۲-۴-۱-تابع پاسخ سیستم خطی از هیدروگراف واحد (UH) ۱۳۵
۲-۴-۲-تابع پاسخ سیستم خطی از هیدروگراف واحد لحظه‌ای (IUH) ۱۴۰
۲-۵-معادلات پایه روندیابی گرده‌ای سیل ۱۴۸
۲-۵-۱- روندیابی با روش عددی رانگ کوتا در مخازن ۱۵۲
۲-۵-۲-روندیابی در رودخانه‌های با تلفات نفوذ ۱۵۵
۲-۶-معادلات پایه روندیابی توزیعی سیل ۱۵۶
۲-۶-۱- حل تحلیلی مدل موج جنبشی در کانال‌های منشوری و مدل‌سازی بارش- رواناب ۱۶۷
۲-۶-۲- حل عددی روندیابی موج جنبشی در کانال‌های منشوری ۱۷۰
۲-۶-۳- حل تقریبی موج جنبشی و انتشار با روش ماسکینگام-کانج ۱۷۸
۲-۶-۴- حل عددی روندیابی موج دینامیک رودخانه‌های ماندری و شکست سد ۱۸۰
۲-۶-۵- مدل‌های کامپیوتری ۱۹۶
۲-۷-آنالیز ریسک و عدم قطعیت سیل ۲۰۱
۲-۷-۱-آنالیز عدم قطعیت ۲۰۴
۲-۷-۲- آنالیز ریسک ۲۰۹
۲-۸-ملاحظات فنی مدل‌سازی ۲۱۰
۲-۹-تمرین ۲۱۵
۲-۱۰-مراجع ۲۱۷
فصل ۳: کنترل سیل ۲۱۹
۳-۱- مبانی کنترل سیلاب ۲۱۹
۳-۱-۱- نگرش صرفاً سازه‌ای (Hardwork) ۲۲۲
۳-۱-۲- نگرش مدیریت سیستمی ۲۲۳
۳-۲- مسائل حقوقی، مالی و اداری در کنترل سیلاب ۲۲۴
۳-۳-درس‌هایی از حوادث سیل ۲۲۵
۳-۳-۱- سیل‌های تاریخی و تجارب کنترل سیل در دنیا ۲۲۵
۳-۳-۲- سیل‌های تاریخی و تجارب کنترل سیلاب در کشور ۲۳۱
۳-۴-مفهوم سیلخیزی و اولویت‌بندی مناطق سیلخیز ۲۳۳
۳-۴-۱-روش DSM (Daliri Standardization Method) و UTA (Utility Additive) ۲۳۴
۳-۴-۲-روش واکنش سیل واحد ۲۳۸
۳-۵- روش‌های سازه‌ای کنترل سیلاب ۲۳۸
۳-۵-۱- سازه‌های آبخیزداری ۲۳۹
۳-۵-۲- دیواره‌های سیل‌بند، دایک و اپی ۲۴۰

۳-۵-۳- انحراف سیل(Flood bypass) ۲۴۸
۳-۵-۴-سدهای مخزنی تخفیف سیل ۲۵۱
۳-۵-۵-سازه های هیدرولیکی رواناب شهری ۲۵۳
۳-۶- روش‌های مدیریت سیستمی کنترل سیلاب ۲۵۶
۳-۶-۱-مدل بهینه آبخیزداری شهری و روستایی(Systems analysis) ۲۵۷
۳-۶-۲-مدل بهینه مخازن سد(Systems analysis) ۲۶۴
۳-۶-۳-مشارکت مردمی(PRA)، آموزش و آگاهی مردم ۲۶۵
۳-۶-۴- ساماندهی مسیر رودخانه و آبگذرها ۲۶۵
۳-۶-۵- پهنه‌بندی سیلابدشت ۲۶۷
۳-۶-۶- بیمه سیل ۲۷۱
۳-۶-۷- آمایش و مدیریت سرزمین ۲۷۲
۳-۶-۸-تغذیه مصنوعی و پخش سیل ۲۷۷
۳-۶-۹- سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل (Flood Forecasting and Warning Systems) ۲۷۸
۳-۶-۱۰- ملاحظات زیست محیطی، اجتماعی، اقتصادی و فنی ۲۸۷
۳-۶-۱۱- مدیریت بحران و ریسک بلایای طبیعی ۲۹۳
۳-۷-تمرین ۲۹۶
۳-۸-مراجع ۲۹۷
فصل ٤: مدل‌سازی و تخفیف خشکسالی ۳۰۱
۴-۱-انواع خشکسالی و خصوصیات آن ۳۰۱
۴-۲- آبدهی و جریان حداقل ۳۰۷
۴-۲-۱-روش‌های مطالعه جریان حداقل ۳۰۹
۴-۲-۲-عوامل موثر در دبی کمینه حوضه ۳۱۱
۴-۲-۳-انواع رژیم آب‌های زیرزمینی و رابطه آنها با دبی کمینه رودخانه‌ها ۳۱۴
۴-۲-۴-نکات فنی در آنالیز فراوانی دبی‌های حداقل مناطق خشک ۳۱۴
۴-۳- مدل‌های استوکاستیک، دترمینستیک و فازی ۳۱۸
۴-۳-۱-روش IUDRN و MIUDRN ۳۲۱
۴-۳-۲- روش توماس– فایرینگ ۳۲۳
۴-۳-۳-تئوری و اجزای سری زمانی(Time series) ۳۲۳
۴-۳-۴-مدل‌سازی فازی در مدیریت منابع آب ۳۲۷
۴-۳-۵-مدل‌های کامپیوتری ۳۲۸
۴-۴-استحصال آب‌های غیرمتعارف یا بدون کلاس ۳۲۹
۴-۵- برنامه‌ریزی آب بر اساس مدل‌سازی (شبیه‌سازی و بهینه‌سازی) ۳۳۶

۴-۵-۱- پروژه‌های چند منظوره سدسازی ۳۵۶
۴-۵-۲ –سدها و مخازن آب ۳۶۳
۴-۵-۳-منحنی‌های فرمان بهره‌برداری ۳۸۵
۴-۵-۴- روش‌های محاسبه عملکرد مخازن سد ۳۸۷
۴-۵-۵- طراحی هیدرولوژیکی و بررسی کارایی سیاست‌های بهره‌برداری ۳۹۶
۴-۵-۶- برنامه‌نویسی با LINGO ۴۰۳
۴-۶-کاربرد رادیوایزوتوپ‌ها در مناطق خشک ۴۱۵
۴-۷-ملاحظات فنی برنامه‌ریزی آب ۴۱۶
۴-۸-تمرین ۴۲۸
۴-۹-مراجع ۴۲۹
فصل ۵: مطالعات پایه آب زیرزمینی ۴۳۳
۵-۱- تشکیل آب زیرزمینی ۴۳۳
۵-۱-۱-اهمیت آب‌های زیرزمینی ۴۳۴
۵-۱-۲-منشاء آب‌های زیرزمینی ۴۳۶
۵-۱-۳-آب‌یابی ۴۳۶
۵-۱-۴-تخلیه آب زیرزمینی(چشمه، قنات، تبخیر و...) ۴۴۲
۵-۲- هیدرولیک جریان آب زیرزمینی ۴۴۶
۵-۲-۱-حرکت آب‌های زیرزمینی ۴۴۷
۵-۲-۲-هیدرولیک چاه و قنات ۴۵۸
۵-۲-۳-مدل‌های کامپیوتری ۴۸۱
۵-۳- سازه چاه ۴۸۳
۵-۴- کیفیت آب سطحی و زیرزمینی و انتقال آلاینده ۴۸۹
۵-۴-۱-منابع آلاینده ۴۹۱
۵-۴-۲-فرآیندهای انتقال ۴۹۶
۵-۵- مدیریت و حفاظت از آبخانه ۵۰۸
۵-۵-۱-روش‌های عمده کنترل آلاینده ۵۰۹
۵-۵-۲- کاربرد نقشه‌های کمی آب‌های زیرزمینی ۵۱۱
۵-۵-۳-کاربرد نقشه‌های کیفی آب‌های زیرزمینی ۵۱۷
۵-۵-۴- آبدهی پایدار (Sustainable yield) و IWRM ۵۱۸
۵-۵-۵-تغذیه مصنوعی ۵۳۳
۵-۵-۶-حریم آب‌های زیرزمینی ۵۳۹
۵-۵-۷-نشست زمین و کنترل آن ۵۴۰

۵-۵-۸- مدل‌سازی در ارتباط با منافع اجتماعی-اقتصادی ۵۴۳
۵-۶-آبخانه‌های کارستی ۵۴۵
۵-۷- کاربرد تکنیک‌های ایزوتوپ و ردیابی ۵۵۶
۵-۸-تمرین ۵۵۸
۵-۹-مراجع ۵۵۹
فصل ٦: مدل‌سازی آب زیرزمینی ۵۶۳
۶-۱-مراحل شبیه‌سازی ۵۶۳
۶-۲-طبقه‌بندی مدل‌ها ۵۶۵
۶-۳-معادلات پایه جریان ۵۶۵
۶-۳-۱-اثبات معادلات لاپلاسی ۵۶۷
۶-۴-معادلات پایه انتقال آلاینده ۵۷۴
۶-۴-۱-ترم انتقال یا جابجایی(Advection) ۵۷۶
۶-۴-۲-ترم پخشودگی هیدرودینامیک(Hydrodynamic Dispersion) ۵۷۶
۶-۴-۳-ترم خالص خروجی سیستم ۵۸۲
۶-۴-۴-عکس‌العمل بیوژئوشیمیایی ۵۸۲
۶-۴-۵-تاثیر آلودگی و حرارت روی جریان ۵۸۴
۶-۵-حل عددی معادلات پایه جریان ۵۸۵
۶-۵-۱- شرایط مرزی و اولیه ۵۸۶
۶-۵-۲-روش تفاضل‌های محدود(Finite difference) ۵۹۲
۶-۵-۳-روش اجزاء محدود(Finite elements) ۵۹۹
۶-۶-حل عددی معادلات پایه انتقال ۶۰۱
۶-۶-۱-شرایط مرزی و اولیه ۶۰۱
۶-۶-۲-نگرش اولرین ۶۰۴
۶-۶-۳-نگرش لاگرانژین ۶۰۵
۶-۶-۴-نگرش اولرین-لاگرانژین ۶۰۸
۶-۷-سایر ملاحظات فنی مدل‌سازی ۶۱۰
۶-۷-۱-تهیه پایگاه مدیریت داده ۶۱۰
۶-۷-۲-شبکه‌بندی مکانی ۶۱۰
۶-۷-۳-شبکه‌بندی زمانی ۶۱۲
۶-۷-۴-کاربرد روش زمین آمار(Geostatistic) ۶۱۴
۶-۷-۵-تطابق مدل جریان و انتقال ۶۱۴
۶-۷-۶-مراحل کالیبراسیون ۶۱۵

۶-۷-۷-برنامه‌نویسی با Fortran ۶۱۷
۶-۷-۸-سناریوسازی و مدیریت آبخانه بر پایه مفهوم MAS ۶۲۲
۶-۸-انتخاب بین نگرش‌ها ۶۲۴
۶-۹-تمرین ۶۲۶
۶-۱۰-مراجع ۶۲۷
سوگندنامه مهندسی ۶۳۰
پیوست (مثال های اضافی از مطالعات واقعی) ۶۳۴

فصل ۱: مطالعات پایه سیل

****

در این فصل پس از تشریح انواع سیل و شرایط تشکیل آنها با توجه به نیاز فصل کنترل سیل، مفاهیم مکانیک سیالات در هیدروسیستم تعمیم می‌یابد. در ادامه، محاسبات سینوپتیکی و آماری رگبار طرح، روش‌های طراحی هایتوگراف و تیپ رگبار در مناطق شهری و روستایی فاقد آمار و دارای آمار، ریسک و عدم قطعیت‌های ذاتی در تعیین سیلاب طراحی، مبانی برآورد و روندیابی سیلاب مناطق ساحلی و غیرساحلی، تاثیر رسوب روی حجم و دبی آب سیل، مبانی محاسبه و روندیابی رسوب و آلودگی سیل و همچنین طراحی اولیه حوضچه‌های تاخیر در مناطق روستایی و شهری ارائه می‌شود.

****

۱-۱-انواع سیلاب و خصوصیات آن

- تعاریف علم هیدرولوژی

بر اساس تعریف دلیری (۲۰۱۱) علم هیدرولوژی شامل شناخت، مطالعه و شبیه‌سازی رفتار گذشته، حال و آینده مولفه‌های مختلف آب در فازهای گاز، مایع، جامد و مواد محموله آن همچون رسوب و آلودگی در مقیاس کوچک و بزرگ از محدوده تولید بارش در اتمسفر تا اعماق زمین در آب‌های زیرزمینی بر اساس شناخت یکپارچه و دینامیک مولفه و توابع هیدرولوژیکی- هیدرولیکی (هیدرودینامیک) سیستم، جهت توسعه پایدار و مدیریت به هم پیوسته منابع آب، زمین و کاهش بلایای ناشی از آن در محیط زیست است.(تاکید: شبیه‌سازی و مدیریت منابع آب-زمین-اکولوژی)

از نظر لینسلی(۱۹۸۲)، هیدرولوژی شامل مطالعات میدانی و برنامه‌ریزی، طراحی و بهره‌برداری پروژه‌های مهندسی کنترل و استفاده از آب است. (تاکید بر برنامه‌ریزی و کنترل بلایای آب)

از نظر چو (۱۹۶۴) متخصص هیدروسیستم‌ها، هیدرولوژی علم مطالعه آب‌های زمین (کره آبی) شامل آب جوی، آب سطحی و آب زیرزمینی، از نظر فراوانی، گردش و توزیع، خصوصیات شیمیایی، فیزیکی و اثرات متقابل بین آنها، محیط و موجودات زنده است. (تاکید بر شبیه‌سازی منابع آب و زمین)

علم هیدرولوژی معمولاً جهت تسهیل مطالعه و تحقیق به بخش‌های هیدرومتئورولوژی (Hydrometeorology)، رودخانه شناسی (Potamology)، آب‌های زیرزمینی یا ژئوهیدرولوژی (Geohydrology)، یخ‌شناسی(Cryology)، دریاچه‌شناسی(Limnology) و اقیانوس‌شناسی(Oceanography) تقسیم می‌شود. پدیده‌های هیدرولوژیکی بسیار پیچیده هستند؛ به طوری که بسیاری از آنها هرگز به طور کامل درک نخواهند شد. با این وجود ممکن است به کمک مفاهیم سیستمی و دانش موجود، یک سیستم پیچیده را به اجزاء کوچک‌تر و ساده‌تری جهت مطالعه تقسیم نمود. در این کتاب ۳ موضوع نخست مذکور که در شرایط منابع طبیعی کشور باید به طور یکپارچه مطالعه شوند، مورد توجه است و لذا توجه

ما در این کتاب به علوم هیدرولوژی و هیدرولیک آب زیرزمینی (ژئوهیدرولوژی) و آب سطحی معطوف بوده و موضوع هیدروژئولوژی یا زمین‌شناسی آب (Hydrogeology)، در کتب زمین‌شناسی برای علاقه‌مندان علوم زمین قابل دستیابی است.

قبل از تهیه مدل مفهومی یا عددی جریان سیل می‌بایست مطالعات پایه شامل آنالیز آمار و خصوصیات هیدرولیکی-هیدرولوژیکی محدوده مورد نظر انجام پذیرد. در این فصل پس از مقدمه، مبانی سیلاب ارائه شده است. مدیریت و کنترل منابع آب سطحی و زیرزمینی با برنامه‌ریزی، مدل‌سازی و اجرا جهت افزایش امکان بهره‌برداری بهینه از آب و تخفیف شدت خشکسالی‌ها از یک طرف و کاهش یا کنترل سیلاب‌ها از طرف دیگر امری ضروری است. در این خصوص قبل از سال ۱۹۰۰ میلادی صرفاً تفکر عمرانی حاکم بود تا این‌که پس از سال ۱۹۰۰ مسائل اقتصادی، سال ۱۹۳۰ مسائل اجتماعی، ۱۹۵۰ محیط زیست و در سال ۲۰۰۰ مشارکت مردمی(PRA) نیز از اهمیت ویژه‌ای در طرح‌های عمرانی و آبی برخوردار شد. به طوری که در حال حاضر مشخص شده است نگرش سازه‌ای مطلق همیشه گزینه برتر نیست؛ بنابراین در برنامه‌ریزی می بایست علاوه بر مسائل مذکور به علوم سیاسی، فیزیولوژی گیاهی و جانوری، اکولوژی و اکوسیستم، زمین‌شناسی و مدیریت آبخیز که شامل مهندسی و مدیریت منابع آب –خاک و گیاه حوضه است، توجه شود.

علم مهندسی آب شامل ۹ رشته تخصصی در سه گروه: ۱- کنترل آب مازاد، ۲- حفاظت کمی آب (تامین آب) و ۳- حفاظت کیفی آب است. گروه اول شامل: ۱- تخفیف سیلاب، ۲- زهکشی، ۳- طراحی کالورت و پل‌ها، ۴- جمع‌آوری فاضلاب، گروه دوم شامل: ۱- تامین آب شرب، ۲- تامین آب کشاورزی، ۳- تامین نیاز برقابی و ۴- نیاز کشتیرانی و گروه سوم شامل کنترل آلودگی آب است. با کمی دقت مشخص می‌شود تمامی ۹ رشته تخصصی به یکدیگر مرتبط هستند به عنوان نمونه، مسئله آب گرفتگی نوعی از معضلات سیل است که ممکن است به وسیله عملیات زهکشی سطحی یا زیرزمینی و مطالعه آب‌های زیرزمینی در مناطق روستایی و شهری کنترل شود. اصول هیدرولیکی و هیدرولوژیکی در طراحی کنترل سیل فرودگاه‌ها، مناطق شهری، پل‌ها و کالورت‌ها و جمع‌آوری سیستم‌های فاضلاب و آب سطحی شهری مشابه‌اند. مسئله کنترل آلودگی سیلاب مناطق شهری و حوضه‌های روستائی و یا طراحی ابعاد سدهای تامین آب بدون توجه به نیازهای مصرفی و غیرمصرفی و احجام کنترل سیل جهت تهیه منحنی‌های فرمان تلفیقی بهینه مخازن، امکان‌پذیر نیست.

به طور کلی در علم هیدرولوژی سطحی سه خصوصیت از جریان رودخانه‌ها و حوضه‌های شهری مطالعه می‌شود. ۱- مقادیر حد بالای جریان که شامل جریان حداکثر لحظه‌ای (سیلاب)، دبی اوج ۲۴ ساعته(حداکثر دبی سالانه)، سیل ناشی از برف و هیدرولوژی رگبار درحوضه‌های شهری و روندیابی هیدرولیکی است. این گونه جریان‌ها در مطالعات کنترل سیلاب توسط علم هیدرولوژی سیلاب (Flood Hydrology) بررسی و مطالعه می‌شود. ۲- مقادیر حد پایین جریان رودخانه همچون دبی حداقل سالانه، دبی‌های احتمالاتی حداقل n روزه و دبی‌های شاخص تداوم جریان که در مطالعات خشکسالی، آلودگی آب، بهره‌برداری از منابع آب، طراحی سدهای انحرافی، نیاز آبی زیست محیطی و مهندسی رودخانه مورد توجه است که توسط علم هیدرولوژی خشکسالی (Drought Hydrology) بررسی می‌شود. ۳- مقادیر جریان متوسط روزانه، ماهانه و سالانه که عمدتاً جهت تامین آب و طراحی مطمئن ظرفیت مخزن سدها و مصارف آب که در هیدرولوژی سطحی(Surface Water Hydrology) و هیدرولوژی خشکسالی مورد مطالعه قرار می‌گیرد. هر یک از مقادیر مختلف دبی

رودخانه به ویژه مقادیر حد پایین و آب‌های زیرزمینی(Groundwater Hydrology) به صورت‌های مختلفی با جریان سیلاب مرتبط است. لذا شناخت جنبه‌های مختلف مولفه‌های جریان از نظر محاسبات هیدرولوژیکی و طراحی کنترل سیل حائز اهمیت است. در مطالعات کنترل سیل جهت بررسی اثرات مدیریتی حوضه همچون تغییر پوشش گیاهی، اثرات برگاب، چالاب، دریاچه، تغییر ناگهانی دما و ...، لازم است تا کارشناس با هیدرولوژی مرتع (Range Hydrology)، هیدرولوژی جنگل(Forest Hydrology)، هیدرولوژی تالاب (Wetland Hydrology)، هیدرولوژی برف (Snow) و هیدرولوژی زیرسطحی(Sub-surface) که شامل هیدرولوژی جریان در محیط اشباع(Groundwater-Hydrology) و جریان در محیط غیر اشباع(Unsaturated Flow) است (پیوست) نیز آشنا باشد.

سیل، خشکسالی، زلزله، لغزش(ریزش، سولیفلوکسیون...) و آلودگی‌های ناشی از آب و سیلاب به عنوان مهم‌ترین بلایا در رتبه‌های اول تا چهارم از ۴۱ بلایای طبیعی که بعضاً با ضعف مدیریت بحران و ریسک و لذا افزایش شدت آن (بلایای انسان ساز یا مصنوعی) در رده‌های اول حوادث مترقبه قرار دارند. برای سیلاب(Flood or Direct Runoff) حدود ۶ تا ۷ تعریف وجود دارد؛ به طوری که هر سازمانی ممکن است تعریف و برداشتی متفاوت از آن داشته باشد. شرکت مدیریت منابع آب ایران (وابسته به وزارت نیرو) که متولی نصب ایستگاهای هیدرومتری، رسوب‌سنجی و کیفیت آب در رودخانه‌هاست، در یک دوره یک ساله (سال آبی) بزرگ‌ترین دبی عبوری از مقطع مشخص را به عنوان دبی اوج یا پیک سیل تعریف می‌کند. این رقم در بعضی از سال‌ها ممکن است کمتر از ۱ مترمکعب بر ثانیه نیز باشد؛ به طوری که حتی مقطع ۲ ساله رودخانه را نیز پر نکرده و خسارتی را نیز به بار نیاورد. از نظر وزارت کشور و دفتر حوادث غیرمترقبه تنها وقتی که خسارت جانی و مالی در اثر عبور یک جریان ایجاد گردد، سیل رخ داده است. از نظر متخصصان رشته مهندسی مدیریت آبخیز و یا سازمان و معاونت آبخیزداری آستانه دبی، سیل زمانی است که کنش بستر و فرسایش شروع شده باشد. بر این اساس و با توجه به نگرش‌های مختلف، تعریف سیل نیز ممکن است کمی پیچیده شود. به طوری که ممکن است سیل آب زیادی باشد که از بستر طبیعی یا اصلی خود خارج می‌شود و یا سیل دبی بیشتر از دبی مقطع پر که تقریباً برابر سیل ۲ ساله یا دبی نرمال است، باشد. در هیچ یک از این تعاریف به مسئله خسارات در شرایط آستانه فرسایش و یا شدیدتر از آن خسارات جانی - مالی اشاره‌ای نشده است. شدت سیل می‌بایست بر اساس حداقل سه معیار سرعت موج سیل یا پارامتر معادل آن، میزان خسارت جانی – مالی و دبی ویژه مشخص شود(دلیری و همکاران، ۱۳۸۷). لذا شاید تعریف مناسب سیل اینگونه باشد: سیل شامل طغیان آب مازاد بر ظرفیت رودخانه است که باعث خسارت شود. با این وجود این تعریف نیز هنوز ناقص است؛ زیرا تمامی انواع سیل از جمله خسارات حاصل از افزایش تراز آب دریاچه، سیل‌های حاصل از لغزش زمین، آبگرفتگی معابر حوضه‌های شهری و... را شامل نمی‌شود.

بررسی سیل و شرایط آن (مناطق شهری و روستایی) در مناطق ساحلی و غیرساحلی جهت محاسبه خصوصیات سیل و ارائه تکنیک‌های اثربخش کنترل سیلاب اهمیت ویژه‌ای دارد. بی‌توجهی به این امر مهم در مستندات نیم قرن گذشته صنعت آب و سدسازی کشور باعث تحمل خسارات هنگفتی شده است.

- خصوصیات سیل

پنج ویژگی اصلی سیل که در نواحی ساحلی و غیرساحلی اغلب به عنوان عوامل ایجاد کننده خسارت نیز شناخته می‌شود، به شرح زیر است:

الف- ارتفاع سطح آب. سیل ممکن است با ترازهای مختلف و سرعت زیاد یا کم عبور کند. اغلب در مناطق پایین دست دارای ارتفاع زیاد و سرعت کم است.

ب- سرعت موج سیل. ممکن است با سرعت بالا و تراز کم در بالادست رخ دهد. جهت کنترل این نوع سیل شاید بهتر باشد سرعت سیل را در بالادست کاهش داد.

ج- مواد جامد همراه سیل. در این حالت دبی سیل به میزان قابل توجهی از رسوب و موارد محموله متاثر می‌شود. به طوری که محاسبه سیلاب توسط اغلب مدل‌های ریاضی که هیدرولیک جریان و رسوب در آن‌ها لحاظ نمی‌شود با خطای فاحشی همراه است. این مسئله در مطالعات مختلف کنترل سیلاب داخل کشور توسط مولف بر اساس مدل HEC-HMS مشاهده شده است. در مواردی همچون سیلاب رسوب‌دار سال ۱۳۶۶ تهران در مسیل گلاب‌دره تجریش دبی سیل تا بیش از ۸۰ مترمکعب بر ثانیه نسبت به جریان بدون رسوب در شرایط یکسان برآورد شده است. در این خصوص تحقیقات مختلفی نیز انجام شده است (بنی‌حبیب، ۱۳۷۶). سیل دیگری نیز به نام سیل لاهار وجود دارد که مواد جامد آن از گدازه‌های آتشفشان و پیروکلاستیک تشکیل می‌شود (زلزله فیلیپین، هم‌زمانی رخداد تیفون و زلزله، ۲۰۰۰).

د-آلودگی سیل. آلودگی در سیل ممکن است همراه ذرات رسوب معلق و یا به صورت بار انحلالی منتقل شود. سیلاب نسبتاً بزرگ آبریز سد ایلام در سال ۱۳۸۷ باعث اختلال در سیستم تامین آب شهر شد.

ه-سیلاب موثر در صعود سفره آب زیرزمینی. به عنوان نمونه سیلاب‌های رودخانه و حوضه الب کشور آلمان و جمهوری چک در سه گروه قرار می‌گیرند. ۱- سیلاب‌های با سرعت بالا که در سراب حوضه رخ می‌دهد. ۲- سیلاب‌های با جریان کندتر نسبت به حالت اول و ۳- سیلاب‌هایی که باعث بالا آمدن شدید سطح آب زیرزمینی در مناطق شهری می‌شوند.

ـ انواع سیلاب

پس از جمع‌آوری اطلاعات ضروری، نخستین گام شناخت خصوصیات نوع سیل مورد نظر با توجه به نقاط بحرانی از جنبه‌های مختلف است. زیرا تکنیک‌های محاسبه و کنترل هر یک از این سیلاب‌ها با یکدیگر متفاوت است. بر این اساس سیلاب‌ها ممکن است بر اساس نوع و میزان مواد محموله، منشاء ایجاد سیل، زمان سیل (مثلاً سیل با بارش بهاره و پاییزه و یا شرایط ایجاد سیل و غیره که باید در سری های جدا و همگن شده آنالیز آماری شود)، سرعت موج، موقعیت ایجاد سیل، و... به شرح زیر تقسیم‌بندی و تعریف شود. با این وجود سیل صرفاً یک افزایش ناگهانی دبی آب نیست بلکه جریانی بیش از حجم تحمل عبور یک سیستم است که باعث خسارت جانی، مالی یا زیست محیطی گردد:

۱- سیل خالص(Clean Water) سیلی است که بدون توجه به بار انحلالی آلوده یا غیرآلوده، فاقد هرگونه بار جامد به صورت رسوب معلق یا بارکف باشد. چنین شرایطی ممکن است در مناطق با سازند همجوش که شرایط آب و هوایی باعث تخریب فیزیکی و مکانیکی سازند نشود و یا در دبی‌های با دوره بازگشت پایین و یا وقتی حوزه در شرایط پایدار بیوستازی است، ملاحظه شود. در این حالت، دبی آب سیل(دبی ریاضی سیل) با دبی سیل(دبی هیدرولوژیکی سیل) برابر است. در

عمل، چنین شرایطی به ندرت وجود دارد؛ لذا با توجه به حساسیت مسئله و اطلاعات در دسترس، هیدرولوگ طرح، حد آستانه این نوع سیل را با سیل ناخالص تعیین می‌کند. عواقب بی‌توجهی به این مسائل موجب شکست طرح می‌شود.

۲- سیل ناخالص(non clean water) سیلی است که میزان مواد جامد نامحلول آن(رسوب یا جامدات معلق و بارکف) بدون توجه به بار انحلالی آلوده یا غیرآلوده در میزان دبی سیل تاثیر قابل توجهی می‌گذارد؛ به طوری که می‌بایست دبی هیدرولوژیکی سیل (دبی آب سیل و اثر رسوب روی دبی جریان) محاسبه شود. بدیهی است در این حالت بار انحلالی، نقشی در محاسبات کمی دبی سیل ندارد اما تجربه نشان داده خصوصیات کیفی و بارانحلالی جریان، حتی در تکنیک‌های کنترل کمی سیل هم اهمیت دارد. سیلاب‌های ناخالص از نظر مولف با توجه به میزان آب، مواد جامد و ابعاد سنگ‌ها ممکن است به سه دسته تقسیم شوند. گروه اول شامل سیلاب‌های گل‌آلود (Turbid Flood) بوده که دارای مقادیر زیادی آب و رسوب ریز تا متوسط معلق را دارا هستند. گروه دوم سیلاب‌های واریزه‌ای (Debris Flood) بوده که مقادیر زیادی جریان آب، رسوبات درشت‌تر شن و ماسه تا تخته‌سنگ‌های شناور و غلتان را با صدای زیاد همراه آشغال، شاخه و تنه درختان با خود حمل می‌کند. این دو گروه سیل در مطالعات هیدرولوژی مورد توجه است. گروه سوم که صرفاً از نوع سیل هیدرولوژیکی محسوب نمی‌شود به نام جریان غلیظ، جریان واریزه‌ای یا روانه گلمعروف هستند(Mud Flow or Density Current- Debris flow). در این حالت جریان غلیظی از آب کم و گل زیاد با سرعت کند تا متوسط(تا ۶۰ کیلومتر بر ساعت) اما مخرب به سمت پایین سرازیر می‌شود. لذا در فرآیند این نوع از جریان عوامل دیگری مانند مکانیک خاک، تراکم پوشش و شیب نیز نقش دارند. هر ساله جریان واریزه‌ای (جریان گلی) میلیون‌ها دلار خسارات مالی و جانی به بار می‌آورد؛ به طوری که فقط در ژاپن سالانه ۹۰ تن کشته می‌دهد. در سال ۱۹۷۰ یک بهمن (Avalanch) ذره‌ای (حرکتی سریع از جریان گلی) که با زلزله همراه بود شهر یونگی پرو را به طور کامل تخریب کرد و حدود ۱۷ هزار تن جان خود را از دست دادند. شدت تخریب این حادثه در حدی بود که تمام شهر زیر ۵ متر گل دفن شد. در این خصوص تحقیقات با ارزشی توسط نجفی‌نژاد و همکاران (۱۳۸۵و۱۳۸۶) انجام شده است. بدیهی است که تکنیک‌های کنترل و محاسبات هر کدام از شرایط مذکور متفاوت است.

۳- سیل آلوده (Dirty Flood) سیلی است که با توجه به بار انحلالی و بار جامد نامحلول معلق، دارای میزان مشخصی از آلاینده بوده که صرف نظر از منشاء آن نمی‌تواند در اثر فرآیند خودپالایی طبیعی(Self-Purification) در یک بازه مشخص به میزان مجاز استاندارد تقلیل یابد. جریان سیل سرشاخه‌ها ممکن است به دلیل داشتن مواد آلی پس از رسیدن به چکدم‌ها و موانع رودخانه‌ای باعث ترسیب مواد آلی شده که این مسئله خود پس از مدتی باعث ایجاد بو و آلودگی آب و متعاقب آن افزایش هزینه‌های تصفیه‌خانه پس از سازه‌ی سد می‌شود. به طورکلی ناخالصی و آلاینده‌های کلی موجود در سیل و فاضلاب‌های شهری در گروه‌های: خصوصیات فیزیکی، خصوصیات شیمیایی، خصوصیات بیوشیمیایی و خصوصیات بیولوژیکی- میکروبی مطالعه می‌شود. همچنین آلودگی مربوط به سایر فعالیت‌های صنعتی، کشاورزی و تجاری شامل فلزات سنگین، غیرفلزات، مواد هالوژن، آلی و آفت‌کش‌ها قابل ذکر هستند.

۴- سیلاب از نزولات (Precipitation Flood). این نوع سیل خود به سیلاب حاصل از باران (Rainfall Flood)، سیلاب حاصل از برف (Snow-melt Flood) و سیلاب حاصل از تگرگ (Hail Flood) تقسیم می‌شود.

از ترکیب حالت‌های مذکور ممکن است سیلاب‌های با منشاء مختلف مانند سیلاب ناشی از هم‌زمانی باران گرم و ذوب برف نیز ایجاد شود. لذا جهت محاسبه سیل می‌بایست شرایط هیدرولوژیکی و رژیم بارندگی منطقه را در زمان بحرانی(منظور فصلی که بیشتر احتمال رخداد سیل را بر اساس آنالیز ریسک به لحاظ دفعات و بزرگی داشته باشد) یا مورد نظر مطالعه نمود. رژیم بارندگی در آذربایجان و زاگرس برفی- بارانی، در کرج بارانی- برفی و در جیرفت و میناب رژیم بارانی است. در رژیم برفی- بارانی اثر دما و ورود جبهه باد گرم روی ذوب برف باید ملاحظه شود. همچنین اگر در رژیم بارانی، بازه بحرانی در فصل ذوب برف قرارگیرد، حتی بارش کم با شدت ناچیز ممکن است سیلاب مهمی ایجاد کند. لذا در نظرگرفتن شرایط ذوب برف، رطوبت پیشین خاک، شدت، مدت و فواصل بین بارش‌ها از اهمیت بسزایی برخوردار است. همچنین افزایش یا کاهش ناگهانی دما در مناطق با رژیم برفی یا یخچالی به ترتیب با اشباع کردن خاک و یخ زدن اراضی باعث کاهش سریع نفوذ اولیه خاک و نفوذ نهایی (f_c) می‌شوند. این مسئله ممکن است فقط در دوره‌های کوتاه‌مدت و موقت صورت گیرد اما اگر رخداد رگبار در زمان بحرانی سیلاب باشد اهمیت فراوانی دارد. البته یخ بستن و ذوب شدن مکرر فصلی می تواند باعث ترک خوردگی و افزایش نفوذ نیز تحت شرایطی گردد.

۵- سیلاب باران (Rainstorm Floods) که بر اساس نحوه‌ی صعود هوای مرطوب به سه دسته‌ی کلی تقسیم می‌شوند:

الف- سیلاب کنوکسیون یا جابجایی (**Convectional Storm Flood**).

صعود هوای گرم در هوای آرام با دمای زیاد به ارتفاعات اتمسفر، به علت اختلاف دما و چگالی توده هوای گرم نسبت به هوای اطراف یا بالای خود باعث تشکیل ابرهای محلی کومولوس می‌شود. این نوع بارندگی که اغلب در تابستان همراه با رعد و برق و صدای بلند (Thunder & Lightning) (رطوبتی که از سطح زمین بلند می‌شود دارای مقدار زیادی بار الکتریکی است که ایجاد رعد و برق با صدای بلند می‌کند) موجب وقوع رگبارهای تند با تداوم کوتاه (Thunderstorm) می‌شود. حاصل این نوع رگبار، بویژه در مناطق نیمه‌خشک و حاره‌ای شهری و آبخیزهای کوچک، موجب ایجاد سیلاب‌های ناگهانی (Flashy Flood) در فصل تابستان یا اواخر بهار می‌شود. منبع این رطوبت از سطح شهر، آبخیز و یا با توجه به فاصله از دریا ممکن است در دوره‌های موسمی (monsoon) تامین شود. هیدروگراف این نوع سیل خیلی سریع اوج گرفته و با همان سرعت نزول می‌کند. لذا اساساً پیش‌بینی این نوع سیل‌ها که حداکثر چند ساعت بیشتر به طول نمی‌انجامد، بسیار دشوار است. منشاء سیلاب ناگهانی، ممکن است از انواع دیگری نیز باشد. سیل گلاب‌دره تهران(۱۳۶۶)، ماسوله(۱۳۷۷)، مشکین‌شهر(۱۳۸۰)، گلستان(۱۳۸۰، ۱۳۸۱، ۱۳۸۵) همگی از سیلاب‌های ناگهانی با منشاء بعضاً متفاوت هستند. در هر صورت این نوع سیل ممکن است به دفعات در مناطق مستعد شهری باعث آبگرفتگی در سطح معابر، بزرگراه ها و خطوط راه‌آهن شود. در صورتی که حوضه شهری، ورودی‌های متعددی از آبخیزهای اطراف داشته باشد، مشکلات دوچندان می‌شود؛ به طوری که اغلب سیستم‌های زهکشی شهر، در اثر فروپاشی (Collapse) ناشی ازهجوم سیل گل‌آلود و واریزه‌ای کارایی خود را ازدست می‌دهند. این مواد محموله ممکن است حاصل لغزش یا سایر فرآیندهای فرسایشی در حوزه‌های آبخیز مجاور باشد. در این حالت آبخیزداری شهری در حوضه‌های مجاور، جهت کاهش خسارات سیلاب داخل شهر به صورت مستقیم و غیرمستقیم اهمیت پیدا می‌کند.

ب-سیلاب جبهه‌ای (**Cyclonic Storm Flood**)

این نوع سیلاب‌ها که دارای تداوم و بزرگی‌های مختلف هستند، بستگی زیادی به چگونگی تشکیل رگبار و نوع جبهه آن دارند. به طورکلی رگبار این نوع سیلاب‌ها که همراه با باد نیز هستند، در حد فاصل بین دو توده هوا که جبهه (Front) نام دارد، ایجاد می‌شود. در اثر انتقال توده‌های هوا و حرکت آن‌ها به سمت نقاط کم‌فشار و برخورد دو توده هوا با درجه حرارت و رطوبت مختلف، جبهه ایجاد می‌شود. بارندگی جبهه‌ای خود به انواع جبهه‌ای گرم، جبهه‌ای سرد و غیرجبهه‌ای تقسیم می‌شود. معمولاً رگبارهای جبهه‌ای گرم عادی، مسبب ایجاد سیلاب گرده‌ای (توزیع مکانی یکنواخت رگبار) با تاخیر اما در سطحی وسیع و طولانی مدت به ویژه در حوضه‌های بزرگ هستند. لذا بارندگی طولانی‌مدت با شدت کم از مشخصه این نوع رگبارهاست. در این نوع سیل شاخه صعودی هیدروگراف به آرامی بالا می‌آید و منطقه وسیعی تحت تاثیر رگبار قرارمی‌گیرد. البته این مسئله دلیل بر عدم ایجاد سیلاب عظیم در سطوح کوچک نیست. ناحیه انتاریو(ontario) در کانادای مرکزی تحت شرایط عبور جبهه از مرکز ضعیف کم فشار، بارشی معادل ۲۰۰ میلیمتر در کمتر از ۱۲ ساعت در نواحی محدود اطراف شهر ایجاد نمود. هر چند در این ناحیه طوفان‌های شدیدتر (Hurricane) از این مورد در اواخر تابستان و اوایل پاییز نیز مشاهده شده است. در بارندگی حاصل از جبهه‌های گرم موج‌دار، تمامی مشخصات رگبار، مانند قبلی است با این تفاوت که بارش در یک سطح وسیع به صورت ناپیوسته نزول می‌کند که علت آن تکه تکه بودن توده هوای گرم روی هوای سرد یکپارچه است. در سیلاب‌های حاصل از بارندگی‌های جبهه‌ای گرم (Warm Front)، توده هوای گرم مرطوب با فشار بیشتر به هوای سرد برخورد کرده و روی آن با شیبی حدود ۱ به ۱۰۰ تا ۱ به ۱۰۰۰ با طول اثری بیش از ۳۰۰ کیلومتر صعود می‌کند. اما در سیلاب‌های حاصل از بارندگی جبهه‌ای سرد (Cold Front) هوای سرد باعث جابجایی هوای گرم مرطوب می‌شود. لذا وسعت جبهه، کم و محلی است؛ به طوری که شیب صعود هوای گرم کمتر از ۱ به ۱۰۰ با طول اثری حدود ۱۰۰ کیلومتر است. در این حالت مدت بارندگی کوتاه و شدت آن بیشتر از حالت جبهه گرم خواهد بود تا حدی که در حوضه‌های کوچک باعث وقوع سیلاب ناگهانی می‌شود.

ج- سیلاب کوهستانی (**Orographic Storm Flood**)

بارندگی وقتی ایجاد می‌شود که یک توده هوای مستعد آن‌قدر سرد شود تا اشباع گردد. سرد شدن توده هوا ممکن است در سطح زمین یا با صعود به واسطه موانع و نیروهای مختلف جبهه‌ای یا غیرجبهه‌ای صورت گیرد. در حالت غیرجبهه ای(non-Frontal) هوای گرم مرطوب در اثر برخورد با هوای در حال حرکت از جهت مقابل، صعود می‌کند که پس از سرد شدن بارندگی ایجاد می‌شود. اگر این مانع کوهستان باشد، توده ابر اغلب با نیروی باد صعود کرده و ایجاد بارندگی می‌کند (پدیده فوئن). هنگامی که ابر از کوهستان عبور کرد اگر هنوز رطوبت کافی در توده وجود داشته باشد و مانع و نیروهای دیگری نیز باقی مانده باشد، صعود اروگرافیک ناپایدار و بارندگی ادامه خواهد داشت؛ در غیر این صورت هوای پایدار با بارش کم و یا بدون بارندگی در آن سوی کوهستان ایجاد می‌گردد. حالت اخیر اغلب در کوهستان‌های البرز و زاگرس مشاهده می‌شود.

۶- سیلاب ناشی از ذوب برف (Snow-melt Flood). این سیلاب‌ها در مناطق با رژیم‌های برفی یا بارانی- برفی درآغاز فصل ذوب که ممکن است بهار باشد و یا در اثر فوران آتشفشان در هر زمانی تشکیل می‌گردد. دوره ذوب ممکن است کوتاه یا دائمی باشد. مناطقی که دارای ریزش برف سنگین یا ریزش باران گرم به صورت ناگهانی هستند، احتمال این نوع

سیل پس از تغییر ناگهانی دما طی چند روز وجود دارد. مطالعه و برنامه‌ریزی منابع آب در این مناطق نه تنها باعث کنترل و کاهش خسارات می‌شود بلکه در تامین نیازهای آبی تولید برق، کشاورزی و آب آشامیدنی نقش بسزائی دارد. پاسخ هیدرولوژیکی این نوع سیل در صورتی که صرفاً حاصل ذوب تدریجی برف باشد، معمولا کند است لذا اغلب، سیل منفعتی محسوب می‌شود به طوری که بسته به شرایط، زمان تا اوج هیدروگراف آن از چند روز تا چند هفته طول می کشد. در این حالت ذوب برف نقش ویژه‌ای در تغذیه سفره‌های آب زیرزمینی و تاخیر در جریان آب رودخانه‌ها ایفا می کند. با این وجود تحت شرایط ذیل پیش‌بینی سیلاب به دلیل امکان ایجاد سیلاب‌های خطرناک(سیل رودخانه کارون در فروردین سال ۱۳۷۷ و ۱۳۸۴ از این نوع سیلاب بودند) اهمیت دارد:

- وجود حجم برف کافی و یک دوره سرد، افزایش ناگهانی دما تا چند روز به همراه وزش باد گرم پس از دوره یخ‌بندان

-هم‌زمانی شرایط ذوب ناگهانی برف با بارش سنگین یا بارش سبک گرم

-کاهش نفوذ خاک در اثر اشباع خاک به واسطه ذوب تدریجی لایه ضخیم برف

- جریان پایه قابل توجه رودخانه در اثر ذوب برف به طوری که تراز و دبی عرض‌های هیدروگراف جریان پایه به صورت قابل توجهی در زمان‌های بحرانی وقوع سیل به صورت شرایط مرزی تغییر کند.

۷- سیلاب ناشی از شکست و ذوب یخ (Ice-jam & Ice Break-up Flood)

در اوایل بهار و مناطقی مانند کانادا چنین سیلی مشاهده می‌شود. این سیل اغلب موجب خسارات شدید و تغییرات نادر در تراز و دبی رودخانه شده است. شکست سدهای یخی یکی از انواع معروف این نوع سیل هستند. سدهای یخی در ارتفاعات و نقاط خاصی مانند دره‌های باریک، پل‌ها، محل تغییر ناگهانی شیب کانال، ورودی رودخانه به دریاچه و یا هر مانع فیزیکی مناسب ممکن است ایجاد شود. خروج ناگهانی آب از دیواره یخی ایجاد سیل می‌کند. دیواره یخی ممکن است به دلایل مختلف مانند سستی بخشی از دیواره، نیروهای جابجایی و زلزله بشکند. سیل حاصل از سدهای یخی در زبان سوئدی به Kojolhumpst معروف است. ذوب تدریجی یخ در فرانسه و به صورت محدود در کشور ما مشاهده می‌شود.

۸- آبگرفتگی (Water Logging)

این نوع سیل مختص مشکلات مکرر شهری است که شامل افزایش تراز آب معابر و مشکلات زهکشی سیستم تخلیه آب سطحی یا آب زیرزمینی است. این نوع سیل گرفتگی، در زمین‌های زراعی و حوضه‌های روستایی نیز در اثر افزایش تراز رودخانه، دریاچه‌های طبیعی یا مصنوعی و همچنین افزایش تراز سفره‌های آب زیرزمینی مشاهده می‌شود. همچنین برداشت‌های غیرمجاز از منابع آب زیرزمینی اغلب ممکن است باعث نشست زمین تا بیش از ۱۰ متر نیز باشد؛ به گونه‌ای که زمین‌های جدید به عنوان مناطق سیل‌گیر معرفی شوند. خسارات حاصل از این نوع سیل، خسارات ناشی از آبگرفتگی بوده و اغلب خسارات آب (Water damage) نام دارد.

۹- سیلاب آب زیرزمینی (Groundwater Flooding)

تحت تاثیر شرایط خاص، تشکیلاب آب زیرزمینی ممکن است سیلاب‌های رودخانه‌ای را تشدید کرده و یا اساساً آب گرفتگی مستقیم از آب زیرزمینی مشاهده شود. چنین شرایطی در حوضه‌های شهری، سیلاب دشت شهری، مناطق

روستایی با آبخانه‌های آبرفتی و کارستی قابل انتظار است. احتمال رخداد چنین سیلاب‌هایی در تشکیلات آبرفتی با سطح سفره بالا بیشتر از سطح سفره پایین است اما اگر منطقه هوادهی غیراشباع، از بافت ریز تشکیل شده باشد، حتی سفره‌های با سطح پایین نیز ممکن است پس از بارش کافی چنین شرایطی را ایجاد کنند که اغلب باعث بالازدگی آب در سطح معابر، منازل، زمین‌های زراعی و غیره می‌گردد. در مناطق آهکی از نوع کارست (آهک دولومیتی یا کربنات کلسیم - منیزیوم مضاعف) وقتی در معرض بارش‌های سنگین قرار بگیرند، به دلیل ضریب تخلیه و اتصالات بالای حفره‌ها و چشمه‌های آهکی، در بسیاری از مواقع، آبخان دارای پاسخ هیدرولوژیکی سریع بوده به طوری که منجر به افزایش تغییر سریع تراز رودخانه‌های زهکش آن‌ها می‌گردند. این نوع سیل در مناطق غرب کشور وجود دارد. علاوه بر این به دلیل انحلال و تغییرات ناشی از گسل‌ها، مسیر این نوع سیل ثابت نیست و به سختی قابل پیش‌بینی است. از جمله مشخصات این مناطق وجود رودخانه‌های گم شده (Lost River) در مناطق خشک آهکی است. عمده مطالعات از حدود سال ۲۰۰۰ شروع شده است که شامل توسعه درک فرایند، توسعه مدل‌های اندرکنش سیل-آب زیرزمینی، مطالعه ریسک و طراحی سیستم‌های هشدار است.

۱۰- سیلاب ناشی از شکست توده خاک (سد خاکی طبیعی)

در مناطق خاص که امکان ریزش یا لغزش (Landslide) توده خاک دیواره رودخانه و دامنه کوه تحت شرایط کم آبی رودخانه وجود دارد، آب جمع شده در پشت سد خاکی پس از افزایش باعث شکست ناگهانی و ایجاد سیل می‌شود. امکان وقوع این نوع سیل در هر زمانی از سال وجود دارد.

۱۱- سیلاب ساحلی(Coastal Flood): سیلاب‌های فوق از نوع سیلاب کوهستانی بودند که برخی از آن‌ها صرفاً رودخانه‌ای (River Flood) (سواحل رودخانه) محسوب می‌شوند. بسیاری از سواحل دریا به دلایل تجاری و اقتصادی دارای تراکم جمعیت هستند؛ لذا مسئله مدیریت سیلاب و کاهش خسارات در این مناطق نیز مانند سواحل رودخانه از اهمیت خاصی برخوردار است. به طورکلی تفاوت‌های عمده این دو نوع سیلاب ساحلی و رودخانه‌ای به شرح زیر است: نخست آنکه عموماً پیش‌بینی سیلاب‌های رودخانه‌ای در دوره‌ای طولانی‌تر امکان‌پذیر است؛ به طوری که ممکن است وقوع سیل از چند روز تا یک هفته قبل و حتی بیشتر نیز شدنی باشد. در حالی که پیش‌بینی سیلاب‌های ساحلی با توجه به امکانات فعلی، فقط چند ساعت تا یک روز پیشتر ممکن است امکان‌پذیر باشد؛ هر چند این مسئله در حال بهبود است. همچنین اغلب ممکن است سیلاب‌های دریایی از نوع خیزاب‌های طوفانی هم‌زمان با سیلاب‌های رودخانه‌ای منتهی به دریا شده باشد که باعث افزایش بیشتر تراز آب رودخانه‌ها نسبت به حالت عادی می‌گردد. در این خصوص سیلاب‌های ساحلی خود شامل موارد ذیل است:

الف-سونامی یا تسونامی(Tsunami): این سیل حاصل موجی عظیم از نظر ارتفاع و سرعت است که در اثر زلزله‌های دریایی، زلزله در خشکی و نزدیک به دریا، فعالیت آتشفشان‌ها، ریزش‌های عظیم سازندهای زمین‌شناسی داخل دریا و یا ریزش رسوبات جمع شده در دلتا ایجاد شده و به سمت ساحل و داخل خشکی هجوم می‌آورد. این نوع سیل با ارتفاع کم در سواحل جنوب کشور مشاهده شده و در نواحی سواحل شمالی محتمل‌الوقوع است. در این خصوص در اقیانوس اطلس دو گسل مهم و در اقیانوس آرام یک گسل مهم وجود دارد. سونامی ۲۶ دسامبر سال ۲۰۰۴ در اثر زلزله باعث

خسارات جانی و مالی در ۸ کشور جهان شد. سرعت این سونامی در نقاط مختلف از ۱۶ متر بر ثانیه تا ۱۰۰۰ کیلومتر بر ساعت ثبت شده است. در این خصوص سیستم‌های هشدار و پیش‌بینی سیل سونامی مطرح شده است. تحقیقات نشان داده است که سونامی دارای امواج زیرصوت با سرعت بیش از حدود ۲ برابر موج سونامی است که این امواج توسط حیواناتی همچون فیل احساس می‌شود. در سونامی منطقه سریلانکا سرعت زیرصوت حدود ۱۲۰۰ کیلومتر بر ساعت بود که یک ساعت قبل از سونامی، فیل‌های منطقه، ساحل را ترک کرده بودند. لذا استفاده از این تکنیک در تشخیص و هشدار برخی از سونامی‌ها ممکن است وجود داشته باشد.

ب-سیل دریایی(Sea Flood): یا سیل ساحلی نوعی آبگرفتگی به سبب بالاآمدن سطح آب دریا و یا دریاچه‌هاست. دلایل این تغییرات در دریای آزاد ممکن است به موجب ذوب یخچال‌ها، تغییرات جهانی و درازمدت دما، باد، لکه‌های خورشیدی و چرخه‌های آن باشد. اما دلایل آن در دریاچه‌ها ممکن است مربوط به استقرار میادین کم فشار همرا باد باشد. یک تجربه وجود دارد که اگر سطح آب در داخل چاه در شرایط عدم تغذیه و تخلیه بالا بیاید، احتمال ریزش باران وجود دارد. این مسئله با تغییر دما و به دنبال آن با تغییر فشار و سپس ایجاد باد و کاهش فشار هوا که موجب افزایش احتمال بارش می‌شود نیز توجیه می‌شود. بنابراین اگر در نزدیک ساحل دریاچه فشار هوا کم شود مسئله آبگرفتگی موقت ساحل پیش می‌آید که با توجه به شیب ساحل و افت فشار، وسعت سیل گرفتگی قابل بررسی است. بالا آمدن تراز دریاچه خزر در سال ۱۳۷۱ تا ۱۳۷۵ در این گروه قرار می‌گیرد. در این خصوص نباید دلایل مربوط به تعادل ارشمیدسی لایه‌های زمین را نیز فراموش کرد.

ج-سیل جزر و مدی (Tidal Flood): علت اصلی این نوع سیل مربوط به تغییرات نیروی جاذبه، ماه و تغییرات محور زمین است (Astronomical Tide). وزش باد نیز موثر است. این نوع سیل در نواحی جنوبی کشور (خلیج فارس) مشاهده می‌شود.

۱۲- سیلاب مصنوعی (Man-made Flood)

سیلاب‌های مذکور به صورت طبیعی به عنوان بلایای طبیعی وجود دارند اما برخی از فعالیت‌های بشر (به صورت آگاهانه و یا ناآگاهانه) باعث تشدید سیلاب و حوادث طبیعی می‌شود. به عنوان نمونه سیلاب‌های مصنوعی ایجاد شده توسط سدهای کنترلی در بالادست یک سد مخزنی جهت تخلیه رسوبات به کمک جریان سردتر سیل مصنوعی(پیوست)، یک سیل مصنوعی آگاهانه و تحت کنترل است اما ممکن است به صورت ناآگاهانه باعث ایجاد و یا تشدید اثرات مخرب شویم:

الف- شکست سد (Dam Breach): تا قرن ۲۰ تعداد ۲۰۰۰ سد تخریب شده که بسیاری از آن‌ها سدهای خاکی کوتاه بوده‌اند. همچنین علت اصلی شکست ۵۰ تا ۶۰ درصد سدهای بزرگ دنیا مربوط به اشتباهات در روش و محاسبات هیدرولوژیکی است. سدهای بزرگ سدهای با ارتفاع بیش از ۱۵ متر هستند که خسارات ناشی از شکست آن‌ها تا ۲۰ کیلومتر از محل سد مهم است اما در سدهای کوچک خسارات مهم معمولاً تا ۵ کیلومتری از سد تحمیل می‌شود. البته این مسئله بستگی به شیب و نوع موانع طول مسیر نیز دارد که با روش‌های علمی قابل بررسی است. به طورکلی شکست انواع سازه‌های هیدرولیکی مانند دیواره سیل‌بند، دایک‌ها، پل و غیره در این گروه قرار می‌گیرند که اغلب همراه رگبارهای تند بوده و ایجاد تند سیلاب (Flash flood) می‌کنند. تند سیلاب این نوع سیل‌های مصنوعی عموماً شامل حرکت دیواری از

آب (Wall of water) با ارتفاع و سرعت زیاد است. به گونه‌ای که هوای متلاطم مقابل دیواره قدرت بلند کردن و پرتاب یک اتوبوس را دارد و آن‌قدر ادامه می‌یابد تا در طول مسیر وارد آبخانه، آبرفت رودخانه یا دریا شود.

ب – مهندسی و ساماندهی نامناسب رودخانه: عدم شناخت خصوصیات ریخت‌شناسی رودخانه و هیدرولیک جریان، در اجرا و طراحی سازه‌هایی چون پل، کالورت‌ها و کارهای بهسازی، پهنه‌بندی سیل و ساماندهی رودخانه ممکن است اثرات منفی به دنبال داشته باشد. در ایجاد پل باید دهانه چشمه پل، عرض، ارتفاع و شکل شمع‌ها و پایه‌های پل کمترین تلفات و تنگ شدگی را در هنگام عبور سیل ایجاد کند(Backwater). همچنین مسیر زیر پل با دادن شیب مناسب اتوکلین باشد تا مسئله کور شدن (Clogging) منتفی شود. لذا توجه به فرسایش (Erosion) و خوردگی (Scour) پای سازه‌های آبی چون پل اهمیت دارد. علاوه براین باید کاربری اراضی و خصوصیات منطقه بالادست پل بررسی شود تا احتمالات مختلف تشدید سیل تحت کنترل باشد. در این مورد وجود درختان صنوبر که ریشه‌های کم‌عمق دارند و به راحتی با آب شسته می‌شوند، نمونه‌ای از ملاحظات فنی است. در بسیاری از مطالعات ساماندهی رودخانه ممکن است جهت مصلح کردن مصنوعی بستر رودخانه از رادیه (کف بند) با توجه به سرعت آب و وزن مخصوص سنگ استفاده شود. در این حالت باید به افزایش تراز سیل به بیشتر از شرایط قبل از ایجاد رادیه توجه نمود. سایر مواردی که باعث تشدید سیل می‌شود شامل ریختن آت و آشغال، تجاوز به حریم رودخانه و برداشت غیراصولی شن و ماسه است که علاوه بر تشدید سیل مسائل زیست محیطی نیز دارند. همچنین در مسیرهای ارتباطی کشور بخش قابل توجهی از تلفات جانی حاصل از سیل است.

ج- تخریب منابع طبیعی و توسعه شهرسازی نامناسب: بهره‌برداری غیرمجاز از تولیدات جنگل‌ها، مراتع، زمین‌های زراعی و تغییر کاربری اراضی در کنار خشکسالی‌های متوالی باعث تشدید رواناب‌ها تا ۳۰ برابر شده است. وقتی سیستم از شرایط کلیماکس خود دور باشد نرخ روند منفی سیستم شدیدتر شده به طوری که مسئله رسوب نیز در مناطق با سازند حساس مشکلات و خسارات را دو چندان می‌کند. این مسئله با توسعه نامناسب شهرسازی و عدم نگهداری و پاکسازی مناسب مسیر عبور آب باعث ایجاد انواع تند سیلاب می‌شود. تا جایی که علاوه بر افزایش حجم رواناب، افزایش سرعت و هم‌زمانی سیلاب شاخاب‌های فرعی نیز تشدید می‌شود.

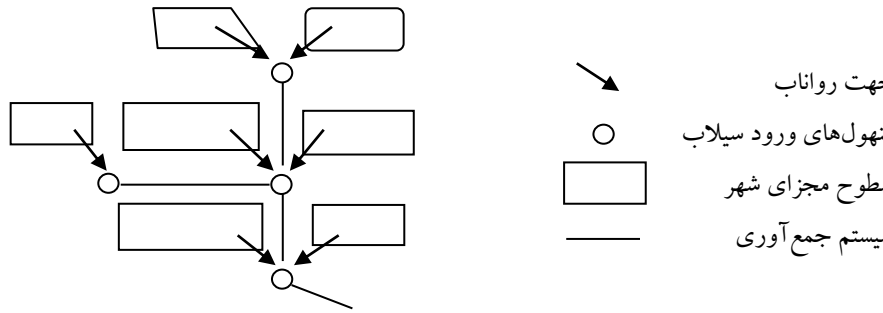
د- دخل و تصرف در حریم رودخانه: از یک طرف میزان سیل مخرب در حال افزایش است و از طرف دیگر جمعیت، ارزش دارایی‌ها و وسعت زمین مورد نیاز در حال افزایش است. قرارگرفتن مناطق آسیب‌پذیر زراعی، مناطق مسکونی، بیمارستان و ... به دلیل افزایش جمعیت و کمبود زمین مناسب از دیگر عوامل ایجاد یا تشدید سیل‌های مصنوعی است.

۱-۲- مرز هیدروسیستم

کلمه هیدروسیستم (Hydrosystem) نخستین بار توسط چائو Chow ارائه شده است که به معنی نگرش یکپارچه به علوم هیدرولوژی، هیدرولیک و برنامه‌ریزی آب و حوضه بوده و در این کتاب نیز استفاده شده است. لذا علم هیدرولوژی جدای از هیدرولیک، برنامه‌ریزی و محیط زیست (انسان و محیط) معنی ندارد. جهت به دست آوردن دید کلی در حوضه‌های شهری و روستایی ابتدا بهتر است نقشه‌های ۱:۲۵۰۰۰۰ محدوده از سازمان نقشه‌برداری تهیه و بررسی گردد. بدیهی است می‌بایست کلیه رودخانه‌های کوچک و بزرگ ورودی به سیستم شهر مشخص و آبریز آن‌ها تا بسته شدن

کامل حوضه مشخص گردد. در حوضه‌های شهری برای مراحل شناخت یا فاز اول نیاز به نقشه‌های دقیق‌تر پلان خیابان‌ها، شبکه لوله و منهول‌ها، کانال، رودخانه، گاترها، فضای سبز و ساختمان‌های منطقه است. نمونه‌ای از طرح شماتیک ساده شده سیستم‌های جمع‌آوری سیلاب و فاضلاب شهری ممکن است به صورت شکل ۱-۱ باشد.

در مطالعات سیلاب شهری (Urban flood) می‌بایست دبی سیل را در ورودی منهول‌ها و سایر سازه‌های جمع کننده مانند لوله‌ها، دهانه‌های ریزش (Drop manholes) باران و برف و غیره محاسبه و در طول مسیر سیستم جمع‌آوری و تخلیه، روندیابی نمود. همچنین ممکن است در طول بازه روندیابی انواع سازه‌های هدایت یا کنترل جریان مانند مخازن کمی یا مدیریت کیفی وجود داشته باشد که می‌بایست تاثیر آنها نیز در روندیابی توسط هیدرولوژیست بررسی شود.



شکل۱-۱: شماتیک ساده سیستم جمع‌آوری آب سطحی مناطق شهری

سایر فاکتورهای فیزیکی که ممکن است در مطالعات هیدرولوژی شهری لازم باشد به شرح ذیل است:

- درصد مناطق نفوذناپذیر غیرموثر، درصد مناطق نفوذناپذیر موثر که این مناطق به یکدیگر متصل بوده و به طور مستقیم وارد سیستم زهکشی فاضلاب یا جمع‌آوری سیلاب می‌شوند. سیستم‌های جمع‌آوری ممکن است بر اساس نکات فنی، اقتصادی و فیزیکی در اجرا به صورت مجزا یا درهم طراحی شوند، شیب متوسط کانال اصلی بر اساس شیب ۱۰ و ۸۵ درصد فاصله از خروجی، نفوذپذیری افق **A** خاک (**L/T**)، **PH** آب خاک در افق A، گروه‌های هیدرولوژیکی خاک، تراکم جمعیت (L^2/نفر)، تراکم خیابان (L/L^2)، متوسط ظرفیت رطوبت خاک در افق‌های A,B,C (L /L)، درصد سطح زهکشی سیستم‌های جمع‌آوری سیلاب و فاضلاب، موقعیت و درصد خیابان‌های دارای جدول‌بندی، زهکش و آبگذر، نزولات سالانه، شدت رگبارهای یک‌ساعته با دوره بازگشت ۱۰ ساله یا تداوم‌های مناسب دیگر، آلودگی و بار رسوب سالانه در جریان شهری، مواد رسوبی دپو شده خشک قبل از سیلاب در شهر. اطلاعات اخیر ممکن است برای مدل‌سازی کمی-کیفی سیلاب شهری استفاده شود.

حوزه‌های آبریز یا آبخیز که از به هم پیوستن مرتفع‌ترین نقاط (خط‌الراس) بالادست یک نقطه روی رودخانه و یا دریاچه به دست می‌آید، پارسل‌های مطالعاتی در زمینه‌های هیدرولوژی منابع آب و آبخیزداری هستند. در این حالت کلیه نزولات سطح آبخیز تنها از یک خروجی توسط رودخانه خارج می‌گردد که با توجه به وسعت سطح ممکن است سطح حوزه آبخیز کوچک تا متوسط (Watershed or Catchment Area) یا سطح آبریز بزرگ (River basin Area) باشد.

یک حوضه یا واحد هیدرولوژیک ممکن است بسته به شرایط طبیعی و سابقه زمین‌شناسی منطقه، دارای ورودی‌های متعدد سطحی و مختلف زیرزمینی باشد اما همیشه یک خروجی سطحی دارد. البته خروجی‌های زیرزمینی نیز بسته به شرایط و خصوصیات زمین‌شناسی ممکن است وجود داشته باشد. همچنین مرز حوضه در مطالعات یکپارچه به صورت مجازی، دمبلی شکل در نظر گرفته می‌شود. به طورکلی بسیاری از خصوصیات رواناب خروجی حاصل از بارندگی یا ذوب برف روی یک سیستم آبخیز تحت تاثیر ویژگی‌های فیزیکی و توپوگرافی است. این بازخوردها به سبب وجود روابط معنی‌دار بین این ویژگی‌ها و خروجی سیستم است. برخی از نکات فنی که در هنگام بستن مرز زیر سیستم یا زیرحوضه باید مورد توجه قرارگیرد به شرح زیر است:

حداقل سطح مناسب واحدها با توجه به دقت تولید اطلاعات طرح یا آمار موجود و حساسیت مسئله مشخص می‌شود. به عنوان نمونه اگر یک طرح در فاز شناخت یا توجیهی آبخیزداری باشد، قطعاً نمی‌تواند اطلاعاتی با دقت مورد نیاز واحدهایی با سطح ۱۰۰۰ در ۱۰۰۰ متر مربعی را تولید کند؛ لذا در این حالت هرچه سطح واحدها کوچک‌تر شود نه تنها دقت طرح بیشتر نمی‌شود بلکه خطای آن متناظر با افزایش حجم کاری بی‌دلیل افزایش می‌یابد. در این‌گونه مطالعات شاید مساحتی حدود ۳ تا ۵ هزار هکتار در مرحله تفضیلی (Elaborative) آبخیزداری و ۵ تا ۱۰ هزار هکتار در مرحله توجیهی آبخیزداری مناسب باشد. در مطالعات سدسازی و مهندسی رودخانه اساساً محاسبات در نقطه ورودی به بازه بحرانی و مخزن سد مورد نیاز است؛ لذا نوع محدودیت‌ها متفاوت است. به طورکلی حداکثر سطح در مطالعات مختلف با توجه به دقت مورد نیاز طرح، تجربه کارشناس هیدرولوژی و مسائل زیر مشخص می‌شود:

- تعداد و موقعیت ایستگاه‌های هیدرومتری
- موقعیت مخازن سد و سازه‌های موثر در جریان خاص مورد نظر
- نقاط انحراف و یا ورود جریان آب از رود فرعی به اصلی به صورت طبیعی یا انسان‌ساز
- نقاط تخریب شده ناشی از سیل، فرسایش و غیره
- محل اتصال آب‌های زیرزمینی و سطحی
- تغییر استفاده از اراضی بویژه در مجاورت مناطق شهری و روستایی
- تغییر قابل توجه در خصوصیات شیب و شکل زمین مانند خط کنیک (خط کنیک اصطلاح علوم ژئومورفولوژی است: حد فاصل واحد کوهستان و دشت سر فرسایشی).

نخستین گام برنامه‌ریزی جهت مدیریت و کنترل بسیاری از بلایای طبیعی همچون خشکسالی، سیلاب، تغذیه آب‌های زیرزمینی، فرسایش و حمل رسوبات، شناخت مشخصه‌های فیزیوگرافی منطقه در زیرحوزه‌های آبخیز است. تعدادی از مهم‌ترین این ویژگی‌ها در آبریزهای روستایی شامل موارد زیر است:

مساحت واحد هیدرولوژیک، محیط، طول شبکه یا آبراهه، شکل حوضه، شیب آبراهه و حوضه، جهت حوضه، ارتفاع متوسط حوضه، زمان تمرکز، کاربری اراضی شامل درصد مراتع، جنگل‌ها، شهر، اراضی باتلاقی و دریاچه‌ها، دشت‌های سیلابی، وضعیت خاک و ژئومورفولوژی، مرکز ثقل، شاخه‌بندی و تراکم زهکشی. این خصوصیات اغلب جهت مدل‌سازی و ساخت مصنوعی انواع هیدروگراف واحد مانند هیدروگراف واحد ژئومورفولوژی ناگزیر است. امروزه از

ابزار GIS,RS جهت برآورد خصوصیات فیزیکی و توپوگرافی حوضه با دقت بالا استفاده می‌شود اما اندازه‌گیری پارامترها از روی نقشه‌های با مقیاس‌های گوناگون و روش‌های مختلف کارتوگرافی ممکن است نتایج غیرصحیح در اختیار هیدرولوژیست قراردهد. با این وجود، در بسیاری از موارد تنها راه ارزیابی خصوصیات هیدرولوژی منطقه، شناخت مشخصات فیزیکی حوضه است.

- مساحت حوزه آبخیز مهم‌ترین شاخص هندسی جهت برآورد خصوصیات هیدرولوژیکی به خصوص حجم و شدت سیلاب‌ها در مناطق فاقد آمار ایستگاه هیدرومتری است. سطح واقعی حوضه برابر حاصل ضرب مساحت تصویر عمودی سطح زهکشی در ضریب $1/\cos\alpha$ است که α درجه شیب منطقه است. باید توجه داشت که سطح زهکش منطقه همیشه در محدوده خط‌الراس‌های رودخانه قرارندارد؛ زیرا در مناطق کارستیک و یا کم‌شیب، خط تقسیم هیدروژئولوژیکی با مرز توپوگرافی تطابق ندارد (غرب کشور). در این حالت در صورت قابل ملاحظه بودن این اختلاف باید به کمک نقشه‌های زمین‌شناسی اختلاف سطح مربوطه وارد محاسبات گردد.

-رتبه یک حوزه آبریز معادل آخرین رتبه‌ی آبراهه اصلی در روش هورتون (Horton) یا روش‌های مناسب دیگر است. هرچه عدد مقیاس نقشه کوچک‌تر باشد، سرشاخه‌های فرعی و موقت (Ephemeral Rill) نیز بیشتر مشخص می‌شوند. لذا جهت مقایسه و رتبه‌بندی سیلخیزی(Flooding-inundation) مناطق بر اساس خصوصیات فیزیوگرافی باید مقیاس نقشه یکسان باشد.

مثال: جهت بررسی سیلخیزی یک منطقه بر اساس نسبت دوشاخگی(bifurcaton ratio) هورتون اگر تعداد آبراهه‌های یک منطقه فرضی برای رتبه اول، دوم، سوم و آخر به ترتیب برابر ۳۸، ۱۶، ۴ و ۱ باشد مقدار نسبت دوشاخگی(r_b) از رابطه ۱-۱ محاسبه می‌شود:

$$r_b = (\frac{r_1}{r_2} + \frac{r_2}{r_3} + \frac{r_3}{r_{end}})(\frac{1}{n-1}) = ۳,۴ \qquad ۱-۱$$

به طور معمول این نسبت بین ۲ تا ۴ به دست می‌آید و در شرایط یکسان هر چه کوچک‌تر باشد، منطقه سیلخیزتر خواهد بود.

- تراکم زهکشی (Drainage density) اگر پایین باشد، همیشه حاکی از کند بودن پاسخ هیدرولوژیکی حوضه نسبت به رگبار مشخص در شرایط یکسان نیست؛ زیرا کم بودن نسبی تراکم ممکن است مربوط به مقاوم بودن سطح حوضه نسبت به فرسایش، نفوذپذیری بالا، پستی و بلندی کم، شیب کم و یا پوشش زیاد گیاه باشد. لذا باید توجه نمود که تراکم زهکشی منطقه بیشتر به کدام‌یک از موارد بالا مرتبط است. همچنین این قاعده در مناطق آهکی قابل تعمیم نیست؛ زیرا جریان آب در اثر انحلال سازندهای سخت چون آهک دولومیتی وضعیت پیچیده‌ای را به وجود می‌آورد.

- طول متوسط جریان روزمینی (Length of overlanflow) که مفهوم هیدرولوژیکی آن به عنوان یکی از اجزای رواناب در ادامه بخش ارائه خواهد شد، می‌تواند از روی مقدار **D** تراکم زهکشی($\mathbf{L/L^2}$) و رابطه ۱-۲ تقریب زده شود:

$$L_{\bullet} = \frac{1}{2D} \qquad ۱-۲$$

هورتن پیشنهاد کرد مخرج رابطه ۱-۲ در $\sqrt{1-S_c/S_g}$ که در آن S_c و S_g به ترتیب شیب متوسط کانال و زمین است، ضرب شود.

-شکل حوضه هر چه (Basin Shape) به سمت دایره نزدیک‌تر باشد در شرایط یکسان با حوضه‌های مشابه اما کشیده‌تر دارای پاسخ هیدرولوژیکی سریع‌تری نسبت به باران سیل‌زاست. حوضه‌ها غالباً تمایل به گلابی و بیضی شکل شدن دارند اما کنترل‌های زمین‌شناسی مانع از آن می‌شود و لذا اشکال متفاوتی از حوضه‌ها به وجود می‌آید. همچنین شناخت شکل حوضه در کاربرد برخی از روابط تجربی برآورد سیل و یا تصحیح آن‌ها مانند رابطه‌ی استدلالی ضروری است. هورتن معادله ۱-۳ را جهت بررسی شکل حوضه‌ها پیشنهاد نمود:

$$R_f = \frac{A}{L_b^2} \qquad ۳-۱$$

که A سطح حوضه و L_b طول مستقیم بین خروجی حوزه آبخیز تا دورترین نقطه مرز تقسیم حوضه است. هرچه مقدار این شاخص از واحد کوچک‌تر باشد، حوزه کشیده‌تر است. مقدار این ضریب برای یک دایره حدود ۰,۷۹ و برای یک مستطیل با خروجی روی وسط ضلع کوچک‌تر برابر ۰,۵ است. این ضریب برای حوضه‌های پروانه‌ای شکل که آب از دو طرف وارد رودخانه اصلی می‌شود، ممکن است بیش از ۳ نیز محاسبه شود. از این ضریب در بعضی از روش‌های سنتز هیدروگراف واحد مصنوعی نیز استفاده می‌شود. همچنین بین طول آبراهه اصلی(**L**) شامل مسیر منحنی رودخانه اصلی از محل شروع تا انتهای حوضه بر حسب کیلومتر و سطح حوضه (**A**) بر حسب کیلومترمربع رابطه نمایی ۱-۴ وجود دارد که مقدار **n** در آن عموماً بین ۰,۶ و ۰,۷ به دست آمده است:

$$L = 1.27A^n \qquad ۴-۱$$

-پستی و بلندی(Relief) ممکن است تاثیر مهم‌تری را در رفتار و پاسخ هیدرولوژیکی سیستم نسبت به شکل حوضه داشته باشد. مهم‌ترین خصوصیات مربوط به این عامل شامل شیب کانال، شیب زمین، هیپسومتری و جهت دامنه‌های حوضه است. شیب کانال روی سرعت جریان آب، میزان تغذیه آبخانه و تلفات سیل و شکل موج سیلاب اثر مستقیم دارد. در این خصوص عموماً نیم‌رخ رودخانه و حوضه به صورت مقعر است اما به شکل محدب نیز دیده می‌شود. محدب یا مقعر بودن در انتخاب روش‌های تعیین شیب اهمیت دارد.

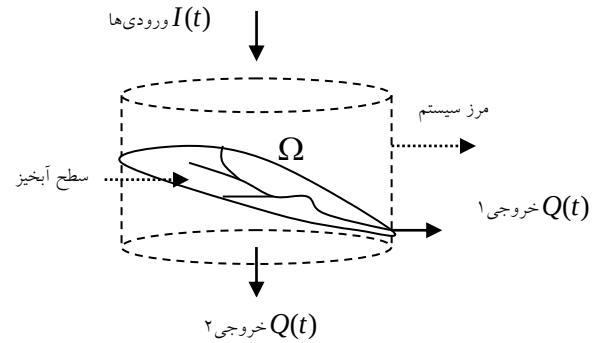
-معادلات مختصات مرکزگرانی یا ثقل(Centroid) در یک صفحه همگن با ضخامت یکنواخت به کمک معادله‌های گشتاور صفحه و مفاهیم حد به این صورت نوشته می‌شود: $YA = \int ydA$ و $XA = \int xdA$. در این حالت مرکز هندسی سطح، منطبق بر مرکز ثقل است. در حالتی که صفحه همگن نباشد، تنها مرکز هندسی صفحه از معادله‌های فوق قابل محاسبه است. در منابع طبیعی و سطوح آبخیز از مرکز هندسی به جای مرکز ثقل استفاده می‌شود. لذا کلمه مرکز هندسی سطح واژه درست است. امروزه این‌گونه محاسبات توسط ابزار GIS انجام می‌گیرد؛ به طوری که دو گزینه برای محاسبه مرکز سطح هندسی در نرم‌افزارها وجود دارد. الف- همیشه داخل سطح و ب- مرکز هندسی سطح. زیرا با توجه به شکل حوضه ممکن است مرکز هندسی همیشه داخل حوضه قرار نگیرد اما در تعیین موقعیت یک ایستگاه هواشناسی ممکن است به لحاظ اشتراک مرزهای سیاسی و غیره نقطه‌ای در داخل واحد مورد نیاز باشد. اساساً پارامتر مرکز سطح جهت

محاسبات زمانی حوضه، جانمایی ایستگاه‌های هواشناسی و برآورد پارامترهای روش‌های سنتز هیدروگراف واحد رواناب سیل کاربرد دارد.

اجزاء اصلی و ساده شده یک مدل آبخیز با نگرش هیدروسیستم به صورت شکل ۱-۲ و به شرح زیر است.

۱-سطح حوزه آبریز یا سیستم. در نگرش سیستمی منظور از سطح آبریز، سطح واقعی حوضه پس از اعمال ضریب $\frac{1}{\cos\alpha}$ است که در این مورد توضیح داده شد. این ضریب در مناطق شهری کم‌شیب، بی‌اهمیت است.

۲-مرز سیستم. محدوده‌ای که به واسطه حرکت رو به بالا و پایین یک صفحه افقی فرضی حاصل از تصویر عمودی سطح آبریز به دست آمده باشد را مرز سیستم می‌نامند. حد بالا و پایین مرز سیستم به ترتیب با توجه به زیرسیستم جوی و زیرسیستم منابع آب‌های زیرزمینی مشخص می‌شود. زیرسیستم منابع آب‌های سطحی بین این دو زیرسیستم و روی سطح آبخیز قرار دارد.



شکل۱-۲: نمونه‌ای از یک واحد هیدرولوژیک (حوزه آبخیز) به عنوان یک واحد هیدروسیستم

۳- ورودی سیستم شامل متغیرهای باران، انرژی، جریان هوا، آلودگی، خروجی سایر سیستم‌ها، فعالیت‌های سیاسی و فیزیکی انسان، آب زیرزمینی و... است I(t).

۴- ساختار سیستم. کلیه خصوصیات و ویژگی‌های فیزیوگرافی، فرآیندهای دخیل در مسیر جریان آب از طریق خاک و آبراهه، گیرش ساختمان‌ها در فضای شهری، انسان و مصنوعات آن، موجودات، و ... به عنوان ساختار، تابع عملگر یا مبدل سیستم محسوب می‌شوند. این خصوصیات مانند ضریب زبری، توزیع بارندگی، پوشش گیاهی، خاک و ... هر یک از مکانی به مکان دیگر و در شرایط مرزی متفاوت و زمان به عنوان یک پارامتر پویا، تغییر می‌کنند Ω.

۵- خروجی سیستم شامل جریان پایه و جریان دینامیک آب زیرزمینی، سیلاب، تولید، آلودگی، رسوب، تبخیر و تعرق، انرژی، جریان زیرسطحی و... است Q(t).

۱-۳- مکانیک هیدروسیستم

همان‌طور که از مفهوم واحد هیدروسیستم نیز به طور ضمنی مشخص است، حد بالای کره‌ی آبی زمین (Hydrosphere) تا حدود ۱۵ کیلومتر در اتمسفر (Atmosphere) و حد پایین آن تا حدود ۱ کیلومتر در داخل کره‌ی خاکی(Lithosphere) گسترش یافته است. آب روی زمین در داخل این کره‌ی آبی با اشکال و کیفیت‌های مختلف در

حال گردش است که حاصل این فرآیند پیچیده، چرخه‌ی هیدرولوژی(Hydrologic Cycle) نام دارد. درک این چرخه راه حل اساسی جهت کنترل سیستم هیدرولوژی است. موجودی آب شیرین جهان در مقایسه با حجم عظیم آب شور اقیانوس‌ها بسیار ناچیز است. خوشبختانه آب شیرین به وسیله گردش آب تجدید می‌شود. وقتی صحبت از گردش آب می‌شود، نباید تصور کرد که این فرآیند به طور دائم و بی‌وقفه در یک مقدار ثابت صورت می‌گیرد بلکه این فرآیند در بعد زمان و مکان، نامنظم است. هرچند از نظر تئوری همیشه مقداری آب جدید در داخل زمین تولید و از اتمسفر خارج می‌شود اما در عمل می‌توان برای هر نقطه مکانی – زمانی از مراحل گردش آب، قانون بقای جرم را ملاک عمل قرار داد. اصل بقای جرم بیان می‌کند جرم سیستمm در طی زمان **t** تغییر مانند رابطه ۱-۵ تغییر نمی‌کند:

$$\frac{dm}{dt} = 0 \qquad ۵-۱$$

چرخه آب شامل گردش فیزیکی، شیمیایی، بیولوژیکی در اثر انرژی خورشید، نیروی ثقل، نیروی جاذبه خورشید و ماه، تغییرات فشار، نیروهای بین مولکولی، انواع واکنش‌های شیمیایی، اتمی، فعالیت‌های بیولوژیکی و فعالیت‌های انسانی مانند انتقال آب، پخش سیل، تخلیه فاضلاب، کشاورزی، بهره‌برداری از جنگل‌ها، مراتع و ... است. بخار آب حاصل از اقیانوس توسط جریان هوا به بالای خشکی‌ها منتقل و بنا به اصل کاهش درجه حرارت با ارتفاع (Lapse rate) توده مرطوب، سرد شده تا به دمای نقطه شبنم و حالت مه یا ابر برسد. علاوه بر این، کاهش دمایT توده هوای مرطوب بر اساس قانون گازها در اثر کاهش فشار هوا P (انبساط بی‌دررو) و تغییر حجم V طبق رابطه ۱-۶ است.

$$\frac{PV}{T} = C \qquad ۶-۱$$

نتیجه تداوم فرآیند فوق، ریزش نزولات (باران، برف، مه، تگرگ و...) روی اقیانوس (مقدار بیشتر) و خشکی‌هاست. بخشی از نزولات به گیرش گیاهی و مابقی به اجزای مختلف رواناب روزمینی، نفوذ، جریان زیرسطحی شامل زیرپوسته‌ای، جریان پایه (دینامیک)، آب زیرزمینی (استاتیک) و سیلاب تبدیل می‌گردد. مقدار زیادی از گیرش گیاهی و مولفه‌های رواناب نیز مجدداً به صورت تبخیر به اتمسفر باز می‌گردد. آب نفوذ کرده ممکن است با توجه به شرایط زمین‌شناسی، رطوبت خاک و میزان بارندگی، نفوذ عمقی کرده و باعث تغذیه طبیعی سفره‌های زیرزمینی گردد. این مسئله باعث پدیدار شدن چشمه‌های جدید و پرآب شدن قنوات می‌شود. در صورتی که سطح سفره بالا و نزدیک کناره‌های رودخانه باشد باعث افزایش جریان پایه رودخانه‌های آبرفتی در طول مسیر می‌شود در این حالت آبخانه برون ریز است. فرآیند تبخیر در تمام مراحل بالا با شدت‌های مختلف ادامه دارد و آب‌های تبخیر شده، نفوذی و یا جریان یافته پس از مدتی بار دیگر به منبع اولیه خود بازگشته و یک چرخه کامل را به وجود می‌آورند. بنابراین چرخه هیدرولوژی به سه زیرچرخه کلی ۱- زیرچرخه اتمسفر، ۲- زیرچرخه آب سطحی و ۳- زیرچرخه آب زیرزمینی تقسیم می‌شود. اگرچه ارتباط بین این زیرسیستم‌ها و مقدار آب موجود در زیرسیستم‌ها در یک لحظه از نظر استاتیکی اندک است(در هر لحظه ۹۶٫۵ درصد از کل آب کره یا هیدروسفر در دریا قراردارد)، اما در مقیاس سالانه مقدار عظیمی آب به شکل‌های مختلف بین آن‌ها مبادله می‌شود (خصوصیات دینامیک کره آبی) به طوری که زمان تجدید کامل آب نیوار تقریباً در هر ۱۰ روز و آب اقیانوس‌ها در هر ۲۶۰۰ سال به طور کامل صورت می‌گیرد. مطالعه خصوصیات دینامیکی چرخه آب مانند زمان

تجدید یا زمان ماند (Residence time) برای عبور از یک زیرسیستم بر اساس حجم ذخیره دائم سیستم S و دبی خروجی سیستم Q با لحاظ کردن فرضیاتی از رابطه ۱-۷ برآورد می‌شود:

$$T_r = \frac{S}{Q} \qquad ۷-۱$$

مثال: در صورتی که حجم نزولات سالانه (دبی نزولات) روی خشکی‌ها ۱۱۹۰۰۰ (۸۰۰ میلیمتر) و روی اقیانوس ۴۵۸۰۰۰ (۱۲۷۰ میلیمتر) کیلومترمکعب و حجم ذخیره آب اتمسفر ۱۲۹۰۰ کیلومترمکعب باشد، زمان ماند رطوبت کره اتمسفر را بر حسب روز و سال و با توجه به اصل بقای جرم برآورد کنید؟

$$T_r = \frac{12900}{577000} = 0.022yr = 8.2days$$

سیستم‌های هیدرولوژی یا سیستم‌های آبی به سه زیر سیستم زیر تقسیم می‌شوند:

۱- زیرسیستم جوی(Atmospheric Water System) که شامل فرآیندهایی مانند ریزش جوی، تبخیر و تعرق، گیرش‌های ساختمانی(فضای شهرها) و گیاهی است.

۲- زیرسیستم منابع آب سطحی (Surface Water System) که شامل فرآیندهایی چون جریان ورقه‌ای در شهر و دامنه‌ها، سیلاب و رواناب چشمه‌ها (جریان پایه یا دینامیک آب زیرزمینی) است.

۳- زیرسیستم منابع آب زیرسطحی (Subsurface Water System) که شامل فرآیندهایی چون نفوذ (سطحی و عمقی)، تغذیه آب‌های زیرزمینی، جریان زیرسطحی غیر اشباع (پیوست) و هیدرولیک آب‌های زیرزمینی در محیط اشباع (هیدرولوژی آب زیرزمینی) است.

مفاهیم سیستم و حجم کنترل (تئوری انتقال رینولدز) به طور اساسی در مکانیک سیالات (Fluid Mechanics) جهت به دست آوردن معادلات پیوستگی، انرژی و مومنتوم استفاده می‌شود. به طور مثال سیستم‌های هیدرولوژیکی نیز مشابه یک المان حجم که توسط مرز مشخصی محدود شده است، تعریف می‌شود. لذا سیستم هیدرولوژیکی مولفه‌های آب، انرژی و هوا را به عنوان مقادیری از دامنه سیستم و توابعی از زمان در دوره مورد نظر T از مرز خود دریافت کرده I(t) و تابع انتقال سیستم Ω به عنوان عملگر، یکسری خروجی Q(t) به عنوان برد تابع سیستم به وسیله معادله انتقال سیستم تولید می‌کند.

$$Q(t) = \Omega I(t) \qquad ۸-۱$$

هدف از آنالیز سیستم‌های هیدرولوژیکی درک عملگر سیستم Ω برای شبیه‌سازی رفتار آینده و پیش‌بینی خروجی‌های احتمالی سیستم جهت کنترل و مدیریت سیستم است. فرآیندهایی که در تابع سیستم روی ورودی‌های آن تاثیر می گذارند، فرآیندهای طبیعی شامل فرآیندهای فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی و تغییردهنده‌های مصنوعی مانند فرآیندهای انسان‌ساز هستند. کلیه روش‌های توسعه معادلات پیوستگی، انرژی و مومنتوم در سیستم آبخیز و مدل‌سازی پدیده‌های هیدرولوژیکی مشابه مفاهیم مکانیک سیالات است. با این تفاوت که در هیدرولوژی تقریب بیشتری در به کارگیری قوانین فیزیکی وجود دارد. زیرا این سیستم‌های غیرخطی، بسیار بزرگ و پیچیده هستند. لذا اغلب جهت سادگی، مسائل خطی فرض می‌شوند. علاوه براین ورودی و پارامترهای سیستم هیدرولوژیکی ذاتاً تصادفی هستند. لذا آنالیزهای آماری و استوکاستیک نقش مهمی در مطالعات هیدرولوژی دارند. همچنین مدل‌سازی بسیاری از فرآیندهای دخالت انسان و

ترکیب آن با فرآیندهای طبیعی به واسطه دانش امروزی اگر غیرممکن نباشد بسیار پیچیده است. لذا شاید ترکیب مدل‌های قطعی (دترمینستیک) با مدل‌های تصادفی (استوکاستیک) باعث بهبود نتایج شود.

۱-۳-۱- تئوری انتقال رینولدز

بررسی تغییرات فاز آب بین حالت‌های مایع، جامد و بخار در مطالعات هواشناسی و هیدرولوژی ناگزیر بوده است؛ لذا بسیاری از عملکردهای سیستم به وسیله‌ی قوانین فیزیکی بررسی می‌شود. یک روش کارآمد جهت توسعه مدل‌های هواشناسی و هیدرولوژی معادله انتقال رینولدز یا معادله حجم کنترل (Control Volume) عمومی است. سیستم جرم معینی از ماده است. مرزهای سیستم یک سطح بسته را تشکیل می‌دهد که سیستم را از ماده بیرون آن متمایز می‌کند. ماده بیرون سیستم را محیط (Surroundings) می‌نامند. حجم کنترل (**cv**) به ناحیه معینی از فضا اطلاق می‌شود. مفهوم حجم کنترل برای تحلیل وضعیت‌هایی که در آنها سیال به یک ناحیه وارد یا از آن خارج می‌شود، مناسب است. مرزهای حجم کنترل را سطح کنترل (**cs**) می‌نامند. تمام جریان‌ها از قوانین زیر پیروی می‌کنند:

- قوانین حرکت نیوتن که باید برای هر ذره در هر لحظه صادق باشد؛
- معادله پیوستگی یا اصل بقای جرم؛
- قوانین اول و دوم ترمودینامیک؛
- شرایط مرزی، یعنی روابطی که نشان می‌دهند سرعت سیال واقعی در روی مرز نسبت به مرز صفر است و یا سیال بی‌اصطکاک به مرز نفوذ نمی‌کند. علاوه بر قوانین فوق روابط دیگری نیز مانند معادله حالت و قانون لزجت نیوتن وجود دارند.

به طور کلی قوانین اصلی را به دو صورت می‌توان بیان کرد: الف – برای سیستم یعنی برای جرم معینی از ماده و ب- برای حجم کنترل یعنی برای حجم معینی از فضا. هر یک از قوانین اصلی در واقع رابطه‌ای در مورد تغییرات یک خاصیت مانند جرم، انرژی و مومنتوم بیان می‌کند. در مکانیک سیالات ابتدا تغییرات یک خاصیت عمومی در سیستم بر حسب تغییرات آن در حجم کنترل بیان می‌شود؛ سپس رابطه حاصله برای خواص جرم، انرژی و مومنتوم نوشته شده و سرانجام معادلات پیوستگی، انرژی و مومنتوم به دست می‌آید. لذا باید بین معادلاتی که برای سیستم و حجم کنترل به کار می‌رود رابطه‌ای به دست آید. در این خصوص خاصیتی از سیال را در نظر بگیرید. مقدار این خاصیت در داخل سیستم و لحظه **t** برابر **N** و مقدار آن بر واحد جرم سیال برابر η است. حال نرخ افزایش **N** در طی زمان را برای سیستم نوشته و سپس آن را بر حسب حجم کنترل فرمول‌بندی می‌کنیم. شکل خلاصه شده و ریاضی مفاهیم فوق صورت معادله انتقال رینولدز است:

$$\frac{dN}{dt} = \frac{d}{dt}\iiint_{cv} \eta\rho.d\forall + \iint_{cs} \eta\rho v.d\mathrm{A} \qquad ۹-۱$$

$v, \rho, d\mathrm{A}, d\forall$ به ترتیب المان حجم کنترل، المان سطح خروجی، دانسیته سیال، سرعت سیال. معادله فوق بیان می‌کند که مقدار کل تغییر یک خصوصیتی مانند **N** در داخل سیستم برابر است با مقدار تغییر خصوصیت ذخیره شده **N** داخل حجم کنترل $\left(\frac{d}{dt}Store\right)$ بعلاوه مقدار خالص خروج **N** از سطح کنترل $(Q(t)-I(t))$. پایه و اساس بسیاری از معادلات هیدرولوژی

مانند بیلان، آبدهی مجاز در آب‌های زیرزمینی، روندیابی و برآورد سیلاب، ذخیره و تامین آب مخازن سد و... بر اساس مفهوم این معادله و معادلات مشتق شده از آن پایه‌ریزی شده‌اند. ترم اول سمت راست معادله انتقال، حجم موجودی سیستم در لحظه **t** است. این حجم ممکن است با گذشت زمان و مستقل از ورودی و خروجی سیستم تغییرات کاهشی یا افزایشی داشته باشد. ترم دوم معادل تغییرات ذخیره سیستم در لحظه **t** در ارتباط با ورودی و خروجی سیستم است. این تغییرات ممکن است منفی یا مثبت باشد. حاصل جمع این دو ترم معادل حجم موجودی سیستم در لحظه **t** خواهد شد. به طورکلی روش سیستمی را که در واقع حرکت ذرات را دنبال می‌کند، روش تحلیل لاگرانژی (Lagrangian) و روش حجم کنترل را که در واقع به مشاهده جریان از یک چارچوب متصل به حجم کنترل می‌نشیند روش تحلیل اولری (Eulerian) می‌نامند.

۱-معادلات پیوستگی جریان

یکی از مفیدترین قوانین فیزیکی در آنالیزهای هیدرولوژیکی که اغلب در همه مسائل کاربرد دارد، معادله پیوستگی جریان است. معادله پیوستگی برای حجم یک سیال (کاربردهای متنوع)، جریان در سطح مقطع (سیل در رودخانه) و برای یک نقطه در محیط (محیط متخلخل) ممکن است توسعه یابد. شکل انتگرالی معادله پیوستگی برای حجم جریان که برای دو نوع دیگر نیز مبناست در اینجا ارائه می‌شود. رابطه اصل بقای جرم بیان می‌کند که جرم یک سیستم در طی زمان تغییر نمی‌کند. در این رابطه m جرم کل سیستم است. لذا اگر در رابطه رینولدز به جای N مقدارm قرار گیرد η برابر یک می شود:

$$0 = \frac{d}{dt}\int_{cv} \rho.d\forall + \int_{cs} \rho v.dA \qquad ۱۰-۱$$

معادله ۱-۱۰، معادله پیوستگی برای یک جریان غیردائم تراکم‌پذیر است و بیان می‌کند که نرخ افزایش جرم داخل حجم کنترل به علاوه نرخ خالص خروج جرم از سطح کنترل صفر است. لذا ترم اول معادله ۱-۱۰ برای جریان غیردائم تراکم‌ناپذیر برابر حجم ذخیره شده سیال (**S**) در حجم کنترل بوده و معادل $\frac{ds}{dt}$ یا تغییرات ذخیره حجم کنترل است. ترم دوم معادله نیز خالص خروجی سیستم از سطح کنترل یا همان رابطه $Q(t)-I(t)$ است. لذا معادله پیوستگی جریان‌های تراکم‌ناپذیرغیردائم که به طور گسترده‌ای در هیدرولوژی و کتاب حاضر استفاده شده است، به دست می‌آید:

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t) \qquad ۱۱-۱$$

وقتی جریانی دائمی و تراکم‌ناپذیر باشد، معادله پیوستگی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\iint_{cs} v.dA = 0 \qquad ۱۲-۱$$

اگر کل جریان ورودی و خروجی در سیستم برابر باشد، سیستم بسته است؛ در غیر این صورت سیستم باز است.

$$\int_{-\infty}^{\infty} I(t)dt = \int_{-\infty}^{\infty} Q(t)dt \qquad ۱۳-۱$$

چرخه‌های هیدرولوژی با توجه به این‌که مرز سیستم در چه مکانی انتخاب شود، ممکن است باز یا بسته باشد. به طوری که فرآیند بارش- رواناب روی حوزه‌های آبخیز مانند سیستم باز عمل می‌کند. معادلات پیوستگی مذکور فقط برای یک فاز نوشته شده‌اند؛ لذا برای سیستم‌های چند فازی باید فازها با دقت از یکدیگر تفکیک شده و برای هریک به صورت مجزا $\frac{dN}{dt}$ نوشته شود.

در هیدرولوژی و هواشناسی، بسیاری از اطلاعات تنها به صورت گسسته نسبت به زمان در دسترس قرارمی گیرد. لذا معادله $\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t)$ باید برای این حالت نیز دوباره بازنویسی شود. اگر فواصل زمانی را با Δt و شماره آنها را با j نشان دهیم معادله پیوستگی به صورت زیر تغییر می‌کند:

$$\int_{s_{j-1}}^{s_j} ds = \int_{(j-1)\Delta t}^{j\Delta t} I(t)dt - \int_{(j-1)\Delta t}^{j\Delta t} Q(t)dt \qquad ۱۴-۱$$

$$\Delta S_j = S_j - S_{j-1} = I_j - Q_j \quad , j = 1,2,.....$$

نهایتاً شکل گسسته معادله پیوستگی نسبت به زمان به دست می‌آید:

$$S_j = S_\circ + \sum_{i=1}^{j} (I_i - Q_i) \qquad ۱۵-۱$$

دیمانسیون تمام متغیرها در معادله مذکور باید یکسان باشد. اگر در یک حوضه نفوذپذیر آمار یک واقعه سیلاب - رگبار متناظر در دسترس باشد، با فرض تبخیر صفر می‌توان از رابطه مذکور حجم آب ذخیره شده در آبخانه (تغذیه سفره) را محاسبه نمود. اگر حجم اولیه آبخانه نیز مشخص شود، کل حجم آب‌های زیرزمینی در اختیار در آن زمان مشخص محاسبه می‌شود (فصل آب زیرزمینی).

۲-معادلات مومنتوم

اگر در معادله انتقال رینولدز به جای **N** اندازه حرکت سیستم قرارگیرد طبق قانون دوم نیوتن:

$$\sum F = \frac{d(mv)}{dt} = \frac{dN}{dt} \qquad ۱۶-۱$$

$$\sum F = \frac{d}{dt}\int_{cv} \rho v.d\forall + \int_{cs} \rho vv.dA \qquad ۱۷-۱$$

معادله ۱-۱۷ برای جریان‌های غیردائم و غیریکنواخت معتبر است و بیان می‌کند که برآیند نیروهای وارد به حجم کنترل برابر است با نرخ افزایش مومنتوم داخل حجم کنترل به علاوه نرخ خالص خروج مومنتوم از سطح کنترل. در یک جریان غیریکنواخت دائم معادله به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sum F = \int_{cs} \rho vv.dA \qquad ۱۸-۱$$

در جریان یکنواخت دائم سرعت در تمام سطح کنترل یکسان است؛ لذا $\sum F = 0$: معادلات مومنتوم برای تحلیل جریان و و روندیابی سیل در کانال و رودخانه‌ها در کتاب حاضر استفاده شده است.

۳-معادلات بیلان انرژی

تبادلات انرژی در فرآیندهای سینوپتیکی PMP، ذوب بسته‌های برف، تبخیر و موارد مشابه دیگر مسائل هواشناسی و هیدرومتئورولوژی وجود دارد. در این خصوص جهت بررسی تغییرات انرژی یک سیستم هیدرولوژیکی از معادله اساسی انتقال رینولدز استفاده می‌شود. در این حالت در غیاب آثار هسته‌ای، الکتریکی، مغناطیسی و کشش سطحی، انرژی سیستم E شامل مجموع انرژی‌های داخلی E_u، انرژی جنبشی و انرژی پتانسیل است. اگر مقدار E جای N در معادله حجم کنترل قرارگیرد :

$$N = E = E_u + \frac{1}{2}mv^2 + mgz \qquad ۱۹-۱$$

$$\eta = \frac{dN}{dm} = e_u + \frac{1}{2}v^2 + gz = e \qquad ۲۰-۱$$

e_u: انرژی داخلی برای واحد جرم سیال و **z** ارتفاع از مبناست. طبق قانون اول ترمودینامیک مقدار انرژی خالص منتقل شده به یک سیستم برابر مقدار حرارتH داده شده به سیال منهای کارW انجام شده توسط سیال است و فقط به حالات اولیه و نهایی سیستم بستگی دارد.

$$\frac{dN}{dt} = \frac{dE}{dt} = \frac{dH}{dt} - \frac{dW}{dt} \qquad ۲۱-۱$$

با جایگزینی روابط بالا در معادله انتقال رینولدز، معادله انرژی برای حجم کنترل به دست می‌آید:

$$\frac{dH}{dt} - \frac{dW}{dt} = \frac{\partial}{\partial t}\int_{cv}\rho e d\forall + \iint_{cs}\left(\frac{\mathrm{Pressure}}{\rho} + e\right)\rho v.dA \qquad ۲۲-۱$$

در معادله فوق نرخ حرارت ورودی منهای نرخ کار خروجی از حجم کنترل برابر است با نرخ افزایش انرژی داخلی حجم کنترل به علاوه نرخ خالص خروج انرژی از سطح کنترل. این معادله برای جریان‌های غیر دائم با دانسیته متغیر معتبر است. انرژی داخلی (Internal Energy)، ناشی از نیروهای بین مولکولی است که به دو شکل حرارت محسوس (Sensible heat) و حرارت پنهان (Latent) دیده می‌شود. حرارت محسوس در واقع بخشی از انرژی داخلی است که با دمای جسم متناسب است. ضریب این تناسب C_p به نام حرارت ویژه در فشار ثابت اندازه گرفته می‌شود. وقتی یک ماده‌ای تغییر فاز می‌دهد، به عنوان مثال از حالت‌های جامد، مایع یا گاز، مقداری انرژی حرارتی را به صورت نهفته در خود دارد. سه نوع انرژی حرارتی پنهان وجود دارد. انرژی نهان ذوب که مربوط به ذوب یخ می‌شود. انرژی نهان تبخیر که در هنگام تبدیل آب به فاز بخار به وجود می‌آید و تبدیل یخ به بخار آب که انرژی نهان تصعید نام داد.

۴- انتقال انرژی

انتقال انرژی به سه صورت ۱-انتقال فیزیکی یا هدایت (Conduction)، ۲-انتقال تبادل توده‌ای، همرفت یا جابجایی (Convection) و ۳-تابش (Radiation) صورت می‌گیرد. در برخی منابع انتقال گرما در اثر تغییر حالت (فاز) را نیز به عنوان صورت چهارم انتقال بیان می‌کنند (بخار شدن آب). انتقال فیزیکی انرژی به وسیله مولکول‌های ماده صورت می‌گیرد بدون آنکه ماده حرکت کند. انتقال گرما از یک طرف میله فلزی به طرف دیگر آن نمونه‌ای از انتقال فیزیکی است که مانند آب‌های سطحی بر اساس معادلات سهموی بیان می‌گردد. اما در انتقال انرژی به صورت همرفت، توده‌ای از مولکول‌های

سیال یا ماده حرکت می‌کنند. مانند انرژی منتقل شده از حرکت گردابی رودخانه (Eddy) و لذا در این حالت انتقال انرژی در یک مقیاس وسیع‌تری در سیال صورت می‌گیرد اما وسعت آن بستگی به آشفتگی سیال دارد. لذا نمی‌توان فرآیندهای انتقال همرفت آشفته را با دقت مطالعه نمود. جهت انتقال انرژی در دو حالت قبل نیاز به مولکول ماده بود. در انتقال انرژی به صورت تابش در واقع انتقال مستقیم انرژی به صورت موج‌های الکترومغناطیس است و لذا نیازی به ماده نیست اما در فرآیندهای همرفت و هدایت در عمل جرم، مومنتوم و انرژی حرارتی که به ترتیب توسط قوانین فیک(Fick)، نیوتن(Newton) و فوریه(Fourier) بررسی می‌شوند، منتقل می‌گردند. مقدار جریان انتقال هر یک از خصوصیات جرم، انرژی، مومنتوم و ... در واحد سطح ناحیه‌ای که سیال عبور می‌کند را شار(Flux) آن خصوصیت می‌نامند($Flux = \frac{Flowrate}{Area}$). در این حالت شار حجمی در قانون دارسی از نسبت مقدار دبی جریان آب زیرزمینی به سطح مقطع آبخانه به دست می‌آید. به همین صورت شار جرمی(Mass flux)، شار مومنتوم و شار انرژی از روابط زیر به دست می آید:

$\frac{Q}{A}$ =شار حجمی، $\frac{\rho Q}{A}$ =شار جرمی، $\frac{\rho Qv}{A} = \rho v^2$ =شار مومنتوم، $\frac{dE}{dt.A}$ =شار انرژی.

که در سیستم SI واحد شار انرژی بر حسب وات بر مترمربع است.(یک وات=یک ژول بر ثانیه).

۱-٤ – برآورد رگبار طرح

عمق رگبار طرح به عنوان یک پارامتر ورودی(L یا $\frac{L}{T}$) در سیستم‌های هیدرولوژیکی دارای الگوی مشخصی از نظر توزیع زمانی و مکانی در هر ناحیه و فصل از سال است. لذا در مطالعات کنترل سیلاب می‌بایست پارامترهای عمق رگبار، توزیع زمانی و مکانی رگبار برای رگبار طراحی مشخص یا PMP، در هر منطقه بر اساس آمار ایستگاه‌های هواشناسی و هیدرومتری و روابط تجربی آنالیز شود.

۱-٤-۱- ثبت آمار رگبار- سیلاب

دو متغیر عمده در مطالعات هیدرولوژی سیلاب، دبی پیک سیل و رگبار متناظر آن است که هر دو در زمان رخداد، پیوسته هستند اما اغلب به صورت گسسته ثبت می‌شوند. در این خصوص جریان رودخانه‌ها به صورت لحظه‌ای و رخداد بارندگی‌ها به صورت ارزش‌های تجمعی ثبت می‌گردند. در مطالعات هواشناسی جهت بررسی داده‌های مذکور به صورت گسسته از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$h_j = \int_{(j-1)\Delta t}^{j\Delta t} h(t)dt \ , \quad j = 1,2,3,... \qquad ۲۳-۱$$

از معادله فوق ارتفاع بارندگی h برای فواصل زمانی Δt و گام j محاسبه می‌شود. همچنین از معادله زیر شدت رگبار در فواصل زمانی Δt محاسبه می‌شود:

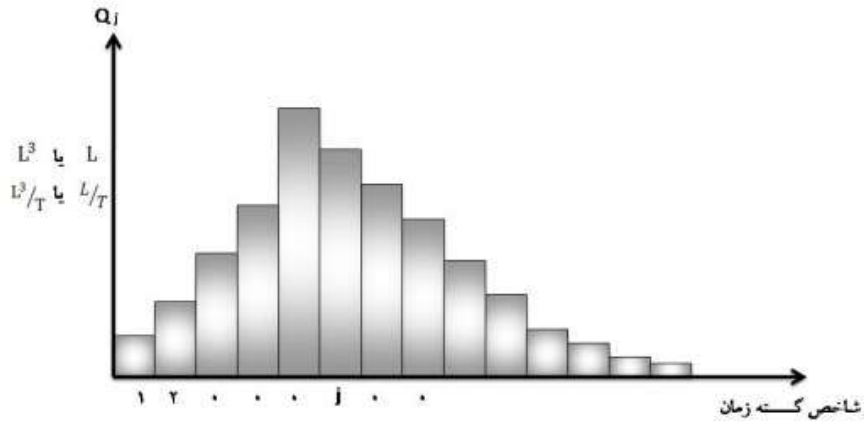
$$h'_j = \frac{1}{\Delta t}\int_{(j-1)\Delta t}^{j\Delta t} h(t)dt \qquad ۲۴-۱$$

ثبت اطلاعات در این حالت به صورت نمودارهای هایتوگراف یا هیستوگرام (Pulse data representation) خواهد بود. بدیهی است که در این حالت محور افقی، زمان و محور عمودی دارای بعد L یا $\frac{L}{T}$ است (شکل ۱-۳).

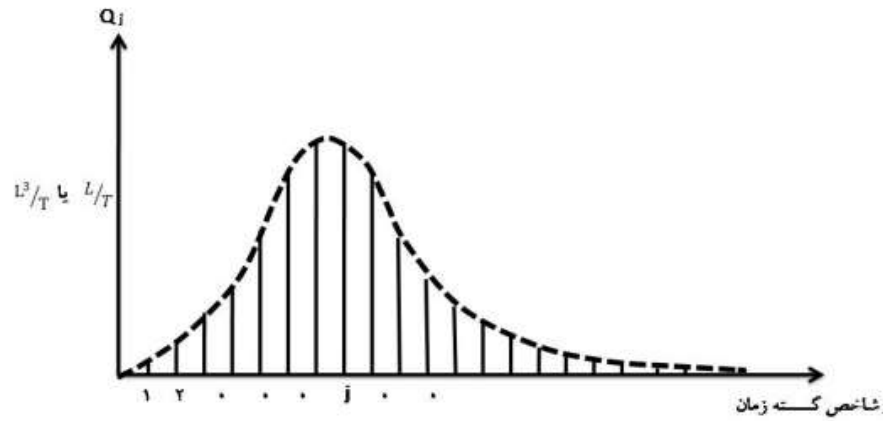
جهت بررسی و ثبت لحظه‌ای خصوصیات هیدرولوژیکی جریان مانند سیل رودخانه‌ها می‌توان مانند روابط بالا دبی Q را جایگزین ارتفاع رگبار h نمود. همچنین از رابطه ۱-۲۵ نیز می‌توان هیدروگراف سیل را به صورت پیوسته ترسیم نمود:

$$Q_j = Q(t_j) = Q(j\Delta t) \qquad ۱-۲۵$$

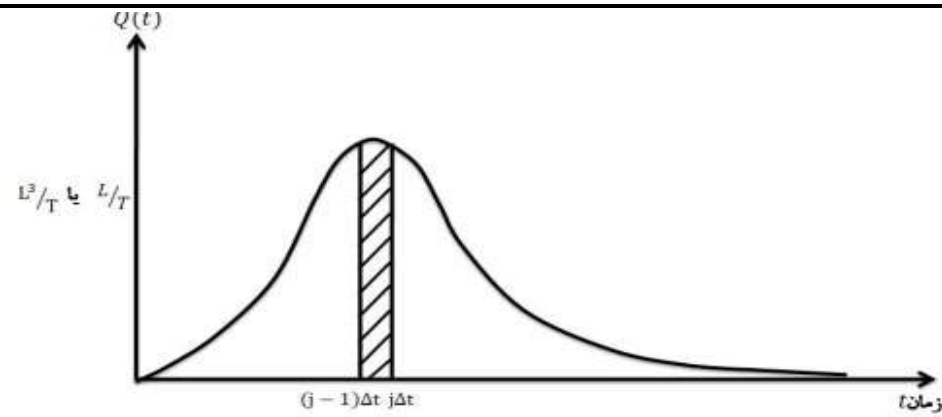
به طوری که در این حالت هیدروگراف سیلاب در یک مقطع مشخص از رودخانه توسط اتصال نقاطی که محور افقی آن دارای بعد زمان و محور عمودی آن دارای بعد $\frac{L^3}{T}$ یا $\frac{L}{T}$ است به دست می‌آید (Sample data representation).



شکل ۱-۳: الف-ثبت اطلاعات رگبار به صورت پالسی



شکل ۱-۳: ب-ثبت اطلاعات سیل به صورت نمونه‌برداری گسسته با زمان



شکل ۱-۳: ج-ثبت اطلاعات سیل به صورت پیوسته با زمان

شکل ۱-۳: نمایش روش‌های مختلف ثبت اطلاعات بارش- رواناب

۱-٤-۲- رگبار طراحی (Design Storm)

رگبار طراحی، مقدار ارتفاع رگبار متناظر با دوره بازگشت طراحی است. لذا ابتدا باید دوره بازگشت رگبار تعیین شود. دوره بازگشت رگبار، متناظر با دوره بازگشت سیل یا ارزش حدی مورد انتظار(ELV) است که روش‌های تعیین آن در طراحی هیدرلوژیکی ارائه شده است. برخی از کارشناسان پس از محاسبه ارزش رگبار با دوره بازگشت مورد نظر آن را در یک ضریب اصلاحی ضرب می‌کنند که از آن به عنوان رگبار طراحی در محاسبات دبی سیل استفاده می‌شود. به عنوان نمونه مقدار رگبار ۲۴ ساعته با دوره بازگشت معین در ضریبی افزایشی ضرب می‌شود. هر چند بهتر است این ضریب قبل از محاسبه دوره بازگشت، در سری آماری ضرب شده و سپس بهترین برازش توزیع انتخاب شود. زیرا اساساً استخراج اطلاعات رگبارهای سالیانه در ایستگاه‌های هواشناسی کشور به صورت ساعتی یا دقیقه‌ای نیست بلکه بر اساس بازه‌های زمانی ثابت ۶ یا ۱۲ یا ۲۴ ساعته تشکیل سری سالانه رگبار n ساعته را می‌دهند که در این شرایط به ندرت مقدار ماکزیمم واقعی رخداد را نشان می‌دهند. لذا فاکتور تعدیل برای تداوم‌های رگبار ۶ و ۲۴ ساعته که ساعتی استخراج نشده‌اند به ترتیب برابر ۱/۰۲ و ۱/۰۱ و برای سایر بازه‌های زمانی که ساعتی استخراج نشده‌اند برابر ۱/۱۳ است. فاکتور تعدیل برای داده‌هایی که ساعت به ساعت استخراج شده‌اند، ناچیز است. پس از اعمال ضریب اصلاحی در سری، برازش بهترین توزیع رگبار جهت محاسبه رگبار طرح انجام می‌شود. البته باید توجه نمود که یک رگبار ۵۰ ساله می تواند باتوجه به شرایط سیستم، سیل ۲۰، ۵۰ یا ۲۰۰ ساله تولید کند لذا این فرض همیشه درست نبوده و باید در محاسبات لحاظ شود.

۱-٤-۳- عمق رگبار طرح

ابتدا با توجه به وسعت منطقه و موقعیت ایستگاه‌های هواشناسی، اقدام به انتخاب ایستگاه یا ایستگاه‌های معرف از لحاظ تعداد و پراکنش می‌شود. نباید تصور کرد تعدد ایستگاه‌های وارد شده در آنالیز باعث افزایش دقت نتایج به دلیل افزایش سطح معنی‌دار شدن ضرایب همبستگی می‌شود. در واقع ممکن است افزایش ایستگاه باعث افزایش ضریب و سطح اعتماد شود اما وقتی این افزایش اعتبار دارد که ایستگاه‌های معرف منطقه انتخاب شده باشد؛ لذا ممکن است حتی یک معادله

همبستگی با ۴ ایستگاه و ضریب تعیین پایین‌تر، از اعتبار بالاتری نسبت به یک معادله با ۱۰ ایستگاه و ضریب تعیین بالاتر برخوردار باشد. معیار انتخاب ایستگاه بر اساس حداقل یا متوسط تعداد ایستگاه‌های لازم توصیه شده توسط W.M.O به همراه قضاوت‌های کارشناسی است؛ لذا عمق رگبار طرح و سایر خصوصیات آن توسط آنالیز آمار یک یا چند ایستگاه معرف تعیین می‌گردد. جهت برآورد مقدار رگبار طرح در یک نقطه، آنالیزهای فراوانی (بند آنالیز فراوانی هیدرومتری) روی سری‌های زمانی بارش با تداوم رگبار مورد نظر (تداوم رگبار با توجه به مدل بارش-رواناب و خصوصیات سیستم تعیین می‌شود) صورت می‌پذیرد. این تداوم در حوضه‌های شهری معمولی، کوتاه‌تر از حوضه‌های روستایی انتخاب می شود. به عنوان مثال ممکن است هدف برآورد رگبار ۳ ساعته با دوره بازگشت ۱۰ ساله در مقیاس سالانه، ماهانه یا هر مقیاس دیگری باشد. در این حالت هر سال یا ماه خاص در طول یک دوره مشخص n ساله دارای یک عدد بارش که معرف بزرگ‌ترین مقدار ۳ ساعته رگبار است، خواهد بود. این ارزش برای هر سال یا ماه از هایتوگراف‌های تجمعی بارش (هایتوگراف تجمعی از رسم تجمعی بارش (محور عرض‌ها) در مقیاس زمان (محور طول‌ها) به دست می‌آید) بر اساس پرشیب‌ترین قسمت منحنی استخراج می‌گردد. این اطلاعات در ایستگاه‌های سینوپتیک کشور(سازمان هواشناسی) برای تداوم‌های مختلف رویدادهای رگبار(دقیقه و ۱۲، ۲۴ ساعته و...) با فواصل زمانی Δt مشخص استخراج شده است. لذا توزیع زمانی هر رگبار با تداوم مشخص نیز بر اساس این اطلاعات قابل آنالیز و تحلیل است. بدیهی است که شدت رگبار از تقسیم مقدار رگبار به تداوم آن حاصل می‌شود. تداوم بارش ممکن است از چند دقیقه تا چند روز استخراج گردد و بر اساس این تداوم با دوره بازگشت‌های مختلف، معادلات منطقه‌ای محاسبه شود به طوری که سایر تداوم‌های با دوره بازگشت‌های مختلف محاسبه نشده نیز در مناطق مجاور قابل محاسبه و برون‌یابی باشد. همچنین ممکن است به کمک روابط تجربی مانند روش بل(Bell)، روش قهرمان و وزیری پس از بازرسی و واسنجی توسط ایستگاه شاهد مناسب یا سینوپتیک اقدام به برآورد رگبار با شدت‌های مختلف در مناطق مجاور بدون آمار نمود. در این خصوص و با توجه به بررسی مولف از نتایج آنالیز رگبارهای ایستگاه سینوپتیک شیراز مشخص شد رابطه تجربی بل بر خلاف رابطه تجربی قهرمان، در منطقه کوار با خطای قابل قبولی می‌تواند رگبارهای منطقه را برآورد نماید.

۱-٤-٤- توزیع مکانی رگبار $\left(DAD_t^T\right)$

توزیع مکانی رگبار یکی از موارد مهم در برآورد مقدار متوسط رگبار مدل‌های توزیعی است. به طورکلی آمار و اطلاعات از چگونگی و توزیع احتمالاتی- مکانی یک رگبار کمتر وجود دارد و لذا می‌بایست نتایج آنالیز بارش‌های نقطه‌ای را به نواحی دلخواه توسعه داد. آمار بارش نقطه‌ای ایستگاه هواشناسی ممکن است همیشه مربوط به مرکز رگبار و یا یک نقطه ثابت تصادفی از محل برداشت نمونه باشد که در حالت اخیر ممکن است برداشت نمونه بعضی اوقات نزدیک یا در مرکز رگبار(عمق حداکثر) و بعضی اوقات در حاشیه رگبار(عمق کمتر) قرارداشته باشد. لذا جهت برآورد متوسط رگبار یا رگبار ناحیه‌ای نیاز به شبکه متراکمی از ایستگاه‌های بارانسنجی و اطلاع از موقعیت مرکز رگبار (اغلب مرکز ثقل حوضه) است. تحت این شرایط می‌توان با تهیه نقشه‌های هم باران برای رگبارهای با تداوم و احتمال وقوع مشخص، عمق رگبار را در سطوح منحنی‌های هم رگبار محاسبه و سپس با ترسیم عمق متوسط بارش روی محور عمودی

در مقابل سطح متناظر روی محور افقی، منحنی عمق- سطح با تداوم مشخص را به نام منحنی‌های عمق- سطح- تداوم (Depth-Area-Duration) به دست آورد. در این حالت ابتدا منحنی‌های تجمعی حجم بارش- سطح از مرکز رگبار به حاشیه رگبار نقشه‌های هم خطوط رگبار در سطح مورد نظر محاسبه می‌شود. در صورتی که ارزش‌های محور عمودی منحنی DAD به درصد تبدیل شود می‌توان بارش یک نقطه در یک منطقه مشخص را با فرض این‌که از مرکز رگبار نمونه‌برداری کرده است، با توجه به سطح حوضه و تداوم بارش مورد نظر، به بارش ناحیه‌ای (عمق متوسط) تبدیل نمود. بدیهی است که منحنی DAD هر رگبار مختص مشخصات همان رگبار از لحاظ تداوم (t)، دوره بازگشت (T) و خصوصیات منطقه است به طوری که DAD یک بارش معمولی اما شدید با DAD یک بارش استثناعی(بارش نوح) حتی در یک منطقه، متفاوت است. یک راه ساده دیگر جهت محاسبه عمق متوسط رگبارها و ناحیه‌ای کردن، استفاده از نقشه‌های هم باران و توزیع مکانی بارش‌های ماه بخصوص یا حتی توزیع سالانه نزولات در مناطق مشابه جهت اصلاح معادلات DAD است. راه دیگر استفاده از روابط تجربی جهت برآورد ضریب تبدیل بارندگی نقطه‌ای به منطقه ای(F) است. در این حالت وقتی که ایستگاه هواشناسی در مرکز ثقل حوضه یا رگبار واقع باشد، می‌توان به کمک رابطه ۱-۲۶ مقدار ضریب F را به صورت زیر محاسبه نمود.

$$F = 1 - c\left(1 - \exp\left(-0.015\frac{A}{2.59}\right)\right) \qquad ۱-۲۶$$

در این رابطه A سطح حوزه آبریز بر حسب کیلومترمربع و **C** ضریبی است که با توجه به تداوم رگبار و از جداول مربوطه استخراج می‌شود. به عنوان نمونه مقدار این ضریب برای رگبارهای حداکثر ۲۴ ساعته ۰,۰۹ است. کاربرد رابطه مذکور برای مساحت‌های کمتر از ۱۰۰۰ کیلومترمربع توصیه شده است.

۱-٤-۵- منحنی‌های شدت- مدت- فراوانی(IDF)

استفاده از منحنی‌های شدت-مدت-فراوانی (Intensity-Duration-Frequency) وقتی که به جای عمق رگبار شدت رگبار نیاز باشد ناگزیر است. همچنین منحنی‌های IDF در طراحی سیستم‌های زهکشی رواناب شهری و فاضلاب کاربرد فراوانی دارند. در این حالت ابتدا باید دوره بازگشت و تداوم رگبار مشخص شود. تداوم رگبار باید طوری انتخاب شود که دبی (برای سازه‌های انتقال) یا حجم (سازه‌های ذخیره) سیل در نقاط طراحی (Design points) حداکثر شود. در روش معروف استدلالی همیشه دبی حداکثر در زمان تمرکز حوضه به دست نمی‌آید (بند روش‌های برآورد سیل). مفهوم شدت بارش ممکن است لحظه‌ای یا در یک دوره متوسط باشد. در منحنی‌های IDF شدت متوسط محاسبه می‌شود. جهت رسم منحنی‌های مذکور و محاسبه معادلات مربوطه ابتدا حداکثر رگبارهای سالانه با تداوم معادل زمان تمرکز سطح زهکش از آمار ایستگاه معرف استخراج می‌گردد. سپس به کمک روش‌های آنالیز فراوانی (بند سیل) رگبار با دوره بازگشت‌های مورد نظر برآورد می‌شود. در صورتی که محور طول، تداوم زمانی و محور عرض، شدت یا عمق رگبار باشد، امکان ترسیم منحنی فراوانی و محاسبه معادلات IDF و تعمیم آن به مناطق مجاور ایستگاه معرف وجود دارد. در این خصوص واسنجی معادلات تجربی مانند بل، قهرمان یا وزیری در مناطق فاقد آمار جهت تعمیم معادلات ناگزیر است. اگر سری زمانی رگبار در مناطق

خشک و نیمه‌خشک کشور کمتر از ۲۰ سال باشد، بهتر است از سری مقادیر جزیی استفاده نمود. به طوری که در هر سال ۲ تا ۳ رگبار انتخاب شود. البته در این شرایط ممکن است نتایج سری مقادیر جزئی بر اساس جدول هرشفیلد اصلاح گردد.

*جدول۱-۱: ضرایب تبدیل عمق بارش سری مقادیر جزئی به سری مقادیر حد (***Hershfield,1961***)*

دوره بازگشت	۲	۵	۱۰	$۱۰ \prec T$
ضریب اصلاح	۰/۸۸	۰/۹۶	۰/۹۹	۱

صورت کلی معادله IDF ممکن است به صورت معادله ۱-۲۷ به دست آید:

$$i = \frac{cT^m}{t^e + F} \qquad ۲۷-۱$$

که: **i**: شدت رگبار طرح، t: تداوم رگبار، T: دوره بازگشت رگبار و c,e,m,F ضرایب منطقه‌ای است. ضرایب معادله ۱-۲۷ به کمک دستور کرامر، روش حذفی گاوس و گاوس- جردن در دستگاه معادلات خطی یا استفاده از Solver در محیط Excel حل می‌شود. به طورکلی روابط بین متغیرها ممکن است خطی یا غیرخطی باشد. بدیهی است بهترین معادله کمترین خطای مجموع را از داده‌های مشاهده‌ای دارد.

۱-٤-٦- مدل طوفان و حداکثر بارش محتمل- PMP_t

وقتی شکست یک سازه باعث خسارات جانی و مالی قابل توجه شود برآورد توزیع ارزش حدی رگبار یا ELS مطرح خواهد شد (Estimated Limiting Storm). حداکثر بارش محتمل (Probable Maximum Precipitation) یا PMP یک ارزش حدی برآوردی از بارندگی است که توزیع زمانی آن PMS یا هایتوگراف رگبار حداکثر محتمل به عنوان ورودی مدل‌های بارش- رواناب توزیعی است. خروجی این مدل‌ها هیدروگراف سیلاب حداکثر محتمل یا PMF است (Probable Maximum Flood). PMP در واقع حداکثر بارشی است که در یک تداوم مشخص (**t**) و منبع معین تغذیه رطوبتی با توجه به حداکثر پتانسیل فیزیکی یک منطقه ویژه و در زمان معینی از سال ممکن است اتفاق بیفتد. PMP معمولاً اتفاق نمی‌افتد اما احتمال رخداد دارد. باید توجه کرد که PMP را نمی‌توان به طور کامل برآورد نمود. همچنین درصد احتمال وقوع (دوره بازگشت) آن نیز نامشخص است. بر اساس آمار ثبت شده جهانی در دنیا رگبارهای ۱۰ هزار سال به بالا (حدود فاکتور ۱۰ در معادله آماری هرشفیلد) را که به بارش نوح یا طوفان نوح معروف هستند، PMP می‌دانند. PMP می تواند دوره بازگشتی تا حدود ۵۰۰ میلیون سال متناظر با فاکتور فراوانی ۱۵ تا ۲۰ و حتی بیشتر نیز در معادله آماری هرشفیلد داشته باشد. لذا دوره بازگشت با تغییر مکان تغییر می‌کند و تغییرات درازمدت اقلیمی(Climate change) نیز در آن موثر است. روش‌های مختلفی جهت برآورد PMP وجود دارد اما در تمامی آن‌ها با توجه به عدم قطعیت‌های آماری و فنی می بایست از تجارب کارشناسی نیز بهره جست. به طورکلی روش‌های برآورد PMP را می‌توان به ۴ کلاس ۱- برآوردهای آماری ۲- مدل‌های رگبار با مبنای فیزیکی-سینوپتیکی ۳-حداکثرسازی رگبارهای واقعی منطقه و ۴- استفاده از منحنی‌های هم رگبار PMP در هر ناحیه یا کشور تقسیم نمود. منحنی‌های مذکور در ایران توسط دکتر خلیلی(دانشکده

منابع طبیعی و کشاورزی دانشگاه تهران) تهیه شده که از سازمان هواشناسی کشور قابل دسترسی است. محاسبات PMP در هر یک از روش‌های فوق و در مناطق کوهستانی، دشتی و مناطق خاص مستلزم رعایت مسائل فنی متعددی است؛ به طوری که بر اساس تجربیات جهانی، دلیل شکست بعضی از طرح‌های بزرگ سدسازی به خاطر عدم استفاده از هیدرولوگ یا هیدرومتئولوگ‌های خبره در محاسبات PMP بوده است.

آب قابل بارش

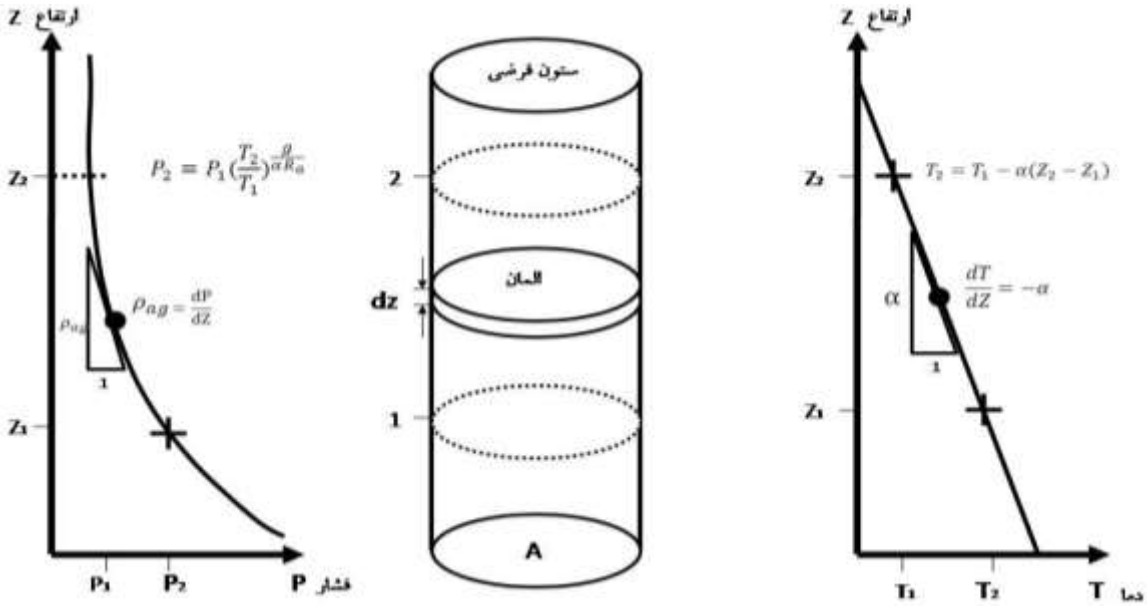
مقدار رطوبت موجود در یک ستون مشخص از اتمسفر را آب قابل بارش می‌نامند. در روش سینوپتیکی برآورد PMP ابتدا مقدار آب قابل بارش W_p در شرایط استاتیک بر اساس رطوبت هوا، نقطه شبنم، دما، دانسیته هوا، فشار بخار اشباع و فشار هوا، برای ستونی از اتمسفر به ارتفاع **z** و سطح **A** بر اساس روابط زیر مشخص می‌شود. سپس با لحاظ خصوصیات دینامیکی بارش، از جمله منبع رطوبت، باد و اعمال ضرایب اصلاح که خاص شرایط منطقه طرح است، PMP دینامیکی منطقه تعیین می‌شود.

در شکل ۱-۴ مقادیر α ، R به ترتیب آهنگ کاهش(Lapse rate) و ثابت گاز است. رابطه بین ثابت گاز هوای خشک R_d، ثابت گاز بخار آب R_v و ثابت گاز هوای مرطوب R_a به صورت رابطه ۱-۲۸ است:

$$R_d = 287\ J/kg.K \quad \text{و} \quad R_v = R_d/0.622 \quad \text{و} \quad R_a = R_d(1+0.608q_v) \qquad ۲۸-۱$$

رابطه بین دانسیته هوای مرطوب ρ_a ، دانسیته هوای خشک ρ_d و دانسیته بخار آب ρ_v به صورت روابط ۱-۲۹ الی ۱-۳۱ به ترتیب زیر از سمت راست است:

$$w_p = \int_{z_1}^{z_2} q_v \rho_a A.dz \qquad q_v = \frac{\rho_v}{\rho_a} \qquad \rho_a = \rho_d + \rho_v$$



*شکل۱-۴: تغییرات فشار و دما در ستونی فرضی از اتمسفر (حالت ایستا)(Chow,Applied hydrology,**1988**)*

که: $M = \rho_a A dz$ معادل جرم هوا و $q_v M$ معادل جرم آب قابل دسترس بر حسب کیلوگرم است. $\rho_a q_v$ به ترتیب رطوبت ویژه(kg/kg) و دانسیته هوا(kg/m^3) است. Z تا جایی که ابر باران زا وجود داشته باشد محاسبه می‌شود. معمولاً این ارتفاع ۵ یا حداکثر ۸ کیلومتری از سطح زمین است. در ارتفاع بیشتر، ابرهای از نوع سیروس که ایجاد بارش نمی‌کنند، قرار دارد. در نقاط مختلف ایران این ارتفاع تا ۲، ۳ و ۴ کیلومتری از سطح زمین قرار دارد. لذا نصب ایستگاه‌های جو بالا در این ارتفاعات صورت می‌گیرد. همان‌طور که مشخص است در محاسبات PMP تنها ایستگاه‌های زمینی کافی نیستند و لذا نیاز به اطلاعات ایستگاه‌های جو بالاست (رادیوسوند). این اطلاعات در پیش‌بینی سیل نیز اهمیت دارد. ایستگاه‌های جو بالا روزانه حداقل ۲ بار فواصل ارتفاعی ۵۰۰ یا ۲۰۰ متر را پایش می‌کنند. در حال حاضر در کشور حدود ۱۱ ایستگاه جو بالا وجود دارد (تا سال ۱۳۸۱). عموماً تغییرات پارامترها لگاریتمی است. در روابط مذکور باید بررسی شود آیا منبع تغذیه رطوبت (دریا، مخازن سد و غیره) خارج از سیستم وجود دارد یا خیر. لذا عامل باد، سرعت و جهت آن باید بررسی شود. در صورتی که باد از منبع تامین رطوبت بوزد، باید در رابطه تلفیق شود تا آب قابل بارش دینامیکی که همان PMP منطقه است، محاسبه شود. جهت محاسبات ممکن است اطلاعات به صورت مستقیم از ایستگاه‌های جو بالا استخراج شده و در معادلات مربوطه وارد شود، در غیر این صورت به کمک روابط زیر می‌توان پارامترهای لازم را از سطح زمین تا ارتفاع مورد نظر تعمیم داد:

در مورد فشار جزئی گازها می‌توان رابطه بین فشار بخار آب e برای یک گاز ایده‌آل را به صورت زیر نوشت (قانون دالتون):

$$e = \rho_v R_v T \qquad \text{۳۲-۱}$$

در رابطه ۱-۳۲ دمای مطلق T بر حسب کلوین بیان می‌شود. با توجه به رابطه بین فشار هوا با R_d، ρ_d و $R_v = R_d / 0.622$، و رابطه ۱-۳۲، رابطه تقریبی رطوبت ویژه به دست می‌آید:

$$q_v = 0.622 \frac{e}{p} \qquad \text{۳۳-۱}$$

می‌دانیم که مطابق با دمای ثابتی از هوا، یک حداکثر رطوبت معینی می‌تواند در حجم مشخصی از هوا وجود داشته باشد. این حداکثر رطوبت دارای فشار بخار متناظری است که به آن فشار بخار اشباع e_s می‌گویند. در این فشار بخار، مقدار تبخیر و تقطیر سیستم برابر می‌شود. رابطه بین دمای هوا (C°) و فشار بخار اشباع سطح آب ($Pa = N/m^2$) روی محور عرض‌ها، غیرخطی است، که می‌تواند از رابطه ۱-۳۴ تقریب زده شود(*Raudkivi*,1979):

$$e_s = 611 \exp\left(\frac{17.27T}{237.3+T}\right) \qquad \text{۳۴-۱}$$

گرادیان $\Delta = de_s/dT$ بر حسب Pa/C° می‌تواند از دیفرانسیل رابطه ۱-۳۴ یا مشتق فشار در دمای مورد نظر از روی منحنی فشار بخار اشباع مذکور یا رابطه ۱-۳۵ به دست آید.

$$\Delta = \frac{4098 e_s}{(237.3+T)^2} \qquad \text{۳۵-۱}$$

سیستم ممکن است به دلیل فرآیندهای موثر در کمبود رطوبت یا عدم رطوبت، در حالت غیراشباع باشد. فاکتور رطوبت نسبی R_h، نسبت فشار بخار واقعی به فشار بخار اشباع در یک دمای معین است:

$$R_h = \frac{e}{e_s} \qquad ۳۶-۱$$

یکی از شرایط موثر در بارش، نقطه شبنم است. فرض کنید در دمای ۲۵ درجه سانتی‌گراد درجه فشار بخار واقعی ۲ کیلوپاسکال و کمتر از فشار بخار اشباع همان دما باشد. حال دما را آرام آرام کم کنیم تا تراکم و تقطیر برای این رطوبت موجود اتمسفر، شروع شود، دما در این آستانه، نقطه شبنم Dew-point است. در محاسبات PMP باید توجه نمود فشار بخار ممکن است در یک ستونی از اتمسفر به صورت ایستا و یا بر اساس شرایط منطقه به صورت دینامیک بررسی شود. در این خصوص با توجه به قانون گاز ایده آل در یک ستون استاتیک داریم:

$$p = \rho_a R_a T \qquad ۳۷-۱$$

مثال: با توجه به روابط بالا ارتفاع آب قابل بارش را روی یک حوزه آبخیز شهری با مساحت ۴,۴ کیلومتر مربع و مشخصات معلوم ایستگاه‌های زمینی حساب کنید؟

اگر سطح حوضه وسیع باشد، باید منطقه را به سطوح همگن تقسیم نمود و محاسبات زیر را برای هر سطح انجام داد. اگر قرار باشد با مدل‌های توزیعی، سیلاب محاسبه شود باید با توجه به اطلاعات موجود و مسائل فنی، سطح حوضه به زیرحوضه‌هایی کوچک تا حد امکان تقسیم شود. در غیر این صورت برای مدل‌های گرده‌ای باید با توجه به روش‌های مرسوم مانند خطوط همباران، روش‌های وزنی و متناسب با سطح حوضه، مقدار رگبار محاسبه شده در هر ستون را به کل حوضه تعمیم داد. بررسی آمار جو بالا در مثال بالا نشان می‌دهد سطح فوقانی ابرهای باران‌زا تا ۱۰ کیلومتری از سطح زمین، بالا می‌رود. لذا ارتفاع ستون فرضی را ۱۰ کیلومتر می‌گیریم. رگبار موثر در این شرایط را برای PMP منطقه با فرض اشباع بودن ستون هوا لحاظ می‌کنیم. سطح ستون فرضی را برابر ۱ متر مربع می‌گیریم. با توجه به آمار ایستگاه‌های سطح زمین، فشار هوا۱۰۱,۳ کیلوپاسکال، دما ۳۰ درجه سانتی‌گراد و $\alpha = 6.5^\circ C/km$ برای شرایط مرزی و اولیه سیلاب طرح است. تجربه و مطالعات نشان داده است که بیش از ۵۰ درصد عمده بارش مربوط به رطوبت ارتفاع‌های پایین نزدیک سطح زمین است. لذا المان‌های نزدیک سطح شهر باید کوچک‌تر از المان‌های نقاط مرتفع‌تر جهت لحاظ افزایش دقت انتخاب شود. البته میزان اطلاعات موجود و مسائل فنی نیز در این مسئله نقش دارد. ما در اینجا $\Delta z = 2000$ متر را برای المان اول ارتفاعی بین ارتفاع ۰ تا ۲ کیلومتر لحاظ کردیم. لذا محاسبات برای المان اول به صورت زیر انجام می شود:

$$z_1 = 0\ m,\ T_1 = 30^\circ C = (30+273)K = 303K$$

$$z_2 = 2000\,m, T_2 = 30 - 0.0065(2000-0) = 17^\circ C = 290\,K$$

ثابت گاز در شرایط مرطوب و خشک حداکثر ۲ درصد اختلاف دارد. اما در محاسبات دقیق باید از ثابت مناسب استفاده نمود. در این مثال برای سادگی $R_a = 287\,J/kg\cdot K$ لحاظ شد.

$$g/\alpha R_a = 9.81/(0.0065\times 287) = 5.26$$

$$p_2 = 101.3(\frac{290}{303})^{5.26} = 80.4\ KPa$$

دانسیته هوا در سطح زمین:

$$\rho_a = \frac{101.3\times 10^3}{287\times 303} = 1.16 kg/m^3$$

دانسیته هوا در سطح ۲۰۰۰ متری مشابه روش بالا برابر ۰,۹۷ می‌شود. لذا دانسیته متوسط برای این ۲ کیلومتر $\bar{\rho}_a = 1.07, kg/m^3$ است.

فشار بخار اشباع در سطح زمین:

$$e = 611\exp(\frac{17.27\times 30}{237.3+30}) = 4.24\ KPa$$

با توجه به دما در ارتفاع ۲۰۰۰ متری فشار بخار اشباع برابر ۱,۹۴ کیلوپاسکال می‌گردد. رطوبت ویژه در سطح زمین $q_v = 0.622\frac{4.24}{101.3} = 0.026 kg/kg$ و در ارتفاع ۲ کیلومتری $q_v = 0.015$ به دست می‌آید. لذا $\bar{q}_v = 0.0205 kg/kg$ است.

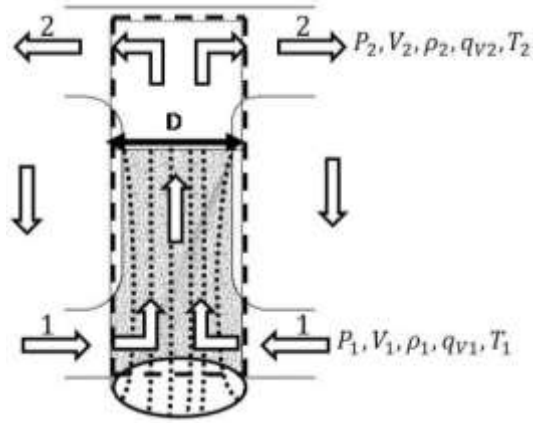
آب قابل بارش برای المان ۱ Δw_p^1 از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta w_p^1 = \int_0^{2000} \bar{q}_v \bar{\rho}_a A.dz = 0.0205\times 1.07\times 1\times 2000 = 43.7 kg$$

اگر برای سایر المان‌ها تا ارتفاع ۱۰ کیلومتری محاسبات بالا را ادامه دهیم آب قابل بارش کل معادل $w_p = 77$ کیلوگرم می‌شود. ملاحظه می‌شود که حدود ۵۷ درصد از رطوبت اتمسفر مربوط به ارتفاع ۲ کیلومتری فاصله سطح زمین است. ارتفاع آب معادل رگبار $h = w_p/\rho_w A = 77/(1000\times 1) = 0.077 m = 7.7 cm$ می‌شود. اگرچه این رگبار می‌تواند سیلاب کوچکی تولید کند، اما برای دوام و بزرگ شدن سیلاب نیاز است تا ستون فرضی ما به طور دائم از رطوبت تغذیه شود. در غیر این صورت، تنها یک مقدار کمی از آب قابل بارش در این ستون وجود دارد. روش‌های مختلفی جهت دینامیکی کردن مدل ساده شده مذکور وجود دارد که می‌توان از نشریات W.M.O و سازمان هواشناسی کشور در خصوص محاسبات PMP تهیه نمود. به طورکلی در عمده روش‌ها با توجه به شرایط محلی از ضرایب ویژه‌ای استفاده می‌کنند. در ادامه، مدل طوفان معرفی می‌شود. در این مدل سرعت باد نیز لحاظ شده است.

مدل طوفان (Thunderstorm Cell Model)

امروزه مدل‌های عددی بزرگ مقیاس اقلیمی(GCM) که سطح وسیعی از اتمسفر را مدل می‌کنند در مطالعات پیش‌بینی هواشناسی و مدل‌های توزیعی سیستم‌های هشدار سیل، بسیار کاربرد دارند. مدل طوفان مورد نظر در شکل ۱-۵، مکانیزم صعود جرم هوا را در اثر فرآیند جابجایی (Convective) و تولید بارش نشان می‌دهد. مدل مذکور ۳ ناحیه دارد.



*شکل۱-۵: مدل ساده شده رگبار جابجایی (*Chow,Applied hydrology**,1988**)

۱-ناحیه ورودی. که نزدیک زمین بوده است و توده هوای مرطوب و گرم به داخل آن در حالت سکون، مکیده می‌شود. اگر جریان باد نیز وجود داشته باشد، می‌بایست مولفه آن به صورت شرایط مرزی به همراه منبع پایدار یا ناپایدار رطوبت مشخص شود. ۲-ناحیه میانی یا متراکم شدن سلول مدل. در این ناحیه رگبار شکل گرفته و کلیه تغییرات و واکنش‌های فیزیکی در این حد فاصل روی حجم و سطح کنترل صورت می‌پذیرد. مهم‌ترین اثر این فرآیندها تخلیه توده هوای مرطوب و تولید گرماست. ۳-ناحیه خروجی سیستم. در این ناحیه هوای خشک و سرد از سیستم خارج شده که با توجه به وزش باد و سنگینی توده، ممکن است بخشی از هوا در خارج از سیستم و پس از تغذیه در طول مسیر دوباره وارد سیستم شود. کل این فرآیند را چرخه جابجایی سلولی می‌نامند. مطالعات نشان داده است که ابرهای کومولونیمبوس که اغلب رگبارهای توندری را تولید می‌کنند، ممکن است به ارتفاع ۸ تا ۱۶ کیلومتری نیز برسند. سطح فوقانی این ابرها ممکن است از محدوده تروپوپوز (منطقه چاه هوایی جوی بین استراتوسفر و تروپوسفر) نیز عبور کرده و وارد استراتوسفر شود.

می‌دانیم که آب اتمسفر اغلب به صورت سیال گازی یا بخار آب m_v است. اما تحت شرایطی ممکن است به صورت سیال مایع و یا جامد و به اشکال مختلف بارش، تگرگ، برف، کریستال یخ و غیره دیده شود. انتقال بخار در هوا و از طریق یک سیستم هیدرولوژیک می‌تواند به وسیله تئوری انتقال رینولدز تشریح شود. اگر در معادله انتقال رینولدز به جای خصوصیت N سیستم (Extensive property)، جرم بخار آب m_v قرار گیرد، خصوصیت β سیستم (Intensive)، $\beta = dN/dm$ می‌شود که این خصوصیت همان نسبت جرم بخار آب بر واحد جرم هوای مرطوب یا رطوبت ویژه q_v است. با توجه به قانون بقای جرم، $\frac{dN}{dt} = \dot{m}_v$ مربوط به مقدار اضافه شدن بخار آب به سیستم است که برای تبخیر از سطح آب، $\dot{m}_v$ مثبت بوده و مقدار جریان جرمی تبخیر را نشان می‌دهد. برعکس در حالت تراکم گاز(Condensation)، $\dot{m}_v$ منفی بوده و مقدار حذف بخار آب از سیستم را نشان می‌دهد. معادله انتقال رینولدز این سیستم به صورت معادله پیوستگی انتقال بخار آب نوشته می‌شود:

$$\dot{m}_v = \frac{d}{dt}\iiint_{cv} q_v \rho_a . d\forall + \iint_{cs} q_v \rho_a v . dA \qquad ۳۸-۱$$

اگر شدت رگبار i (in/hیاcm/h) سیستم که روی سطح A سلول مدل رگبار نازل می‌شود، مشخص شود، مقدار دبی جرمی آب با دانسیته ρ_w که سیستم را ترک می‌کند از رابطه $\dot{m}_v = -\rho_w iA$ محاسبه می‌شود. اگر جریان دائم، فرض شود، ترم مشتق زمانی رابطه پیوستگی بالا حذف و ترم دبی جرمی برای سطح کنترل در مقطع ۱ و ۲ سلول مدل رگبار به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$-\rho_w iA = \iint_2 q_v \rho_a v.dA - \iint_1 q_v \rho_a v.dA \qquad ۳۹-۱$$

سلول مدل رگبار، استوانه‌ای و قطری برابرD دارد. جریان هوا در ارتفاع Δz_1 وارد المان ارتفاعی و در Δz_2 از المان خارج می‌گردد. اگر رطوبت ویژه و دانسیته هوا مانند مثال قبل در طول المان جزئی ثابت فرض شوند، داریم:

$$\rho_w iA = (q_v \rho_a v)_1 \pi D \Delta z_1 - (q_v \rho_a v)_2 \pi D \Delta z_2 \qquad ۴۰-۱$$

معادله پیوستگی برای هوای خشک مانند بخار به صورت رابطه ۱-۴۱ است:

$$\iint_{c.s.} \rho_d v.dA = 0 \qquad ۴۱-۱$$

اگر دانسیته هوای خشک از رابطه $\rho_d = \rho_a(1-q_v)$ در رابطه ۱-۴۱ جایگزین شود، با اعمال تغییراتی مقدار شدت رگبار سلول از رابطه ۱-۴۲ محاسبه می‌شود:

$$i = \frac{4\rho_{a_1} v_1 \Delta z_1}{\rho_w D}\left(\frac{q_{v_1} - q_{v_2}}{1-q_{v_2}}\right) \qquad ۴۲-۱$$

مثال: مدل رگبار ناحیه‌ای با قطر ۵ کیلومتر با سطح پایین ابر باران‌زا (Cloud base) حدود ۱,۵ کیلومتری سطح زمین وجود دارد. مشخصات شرایط مرزی مربوط به وضعیت سطح زمین برای دمای ۳۰ درجه سانتی‌گراد و فشار ۱۰۱,۳ کیلوپاسکال، اشباع است. همچنین سرعت باد ۱ m/s با $\alpha = 7.5^{\circ}C/km$ است. ارتفاع سلول ۱۰ کیلومتر است. الف-شدت بارش این رگبار را برای شرایط اولیه و مرزی مسئله محاسبه کنید؟ ب-میزان حرارت پنهان ناشی از تولید بارش سیستم را تعیین کنید؟

اطلاعات مورد نیاز مثال بالا برای المان‌های ارتفاعی مختلف به شرح زیر ارائه شده است:

Z (km)	دما C°	دما K	**P** (Kpa)	ρ_a (kg/m^3)	E (Kpa)	q_v Kg/kg
0	**30**	**303**	**101.3**	**1.16**	**4.24**	**0.0261**
1.5	**19**	**292**	**85.6**	**1.02**	**2.20**	**0.0160**
10	**-45**	**228**	**27.7**	**0.42**	**0.01**	**0.00020**

باید مقادیر مجهول رابطه بالا تعیین شود. اصول محاسبه رطوبت ویژه و دانسیته هوا مانند مثال قبل است. دانسیته آب نیز می‌تواند برای هر دمایی تعیین شود. در اینجا ۱۰۰۰ kg/m^3 متر لحاظ شد. در این مثال، ۲ طبقه ارتفاعی ۰ تا ۱۵۰۰ و ۱۵۰۰ تا ۱۰ کیلومتر در نظر گرفته می‌شود. از جدول بالا مقدار $q_{v_2} = 0.0002$ (kg/kg) است. ρ_{a_1} و q_{v_1} باید برای متوسط دامنه ۰ تا ۱۵۰۰ متر محاسبه شوند. لذا داریم:

$$i = \frac{4\times 1.09\times 1\times 1500}{1000\times 5000}\left(\frac{0.0210-0.0002}{1-0.0002}\right) = 2.72\times 10^{-5} m/s$$
$$= 9.8 cm/h$$

دبی جرمی بارش:

$$\dot{m}_p = \rho_w iA = 1000 \times 2.72 \times 10^{-5} \times 1.96 \times 10^7 = 5.34 \times 10^5 kg/s$$

$$\dot{m}_{v_1} = (\rho_a q_v v \Delta z)_1 \pi D = 1.09 \times 0.021 \times 1 \times 1500 \times \pi \times 5000$$

$$= 5.39 \times 10^5 \, kg/s$$

لذا سهمی از رطوبت ورودی که به بارش تبدیل می‌شود حدود ۹۹ درصد است. با توجه به این‌که حرارت پنهان تبخیر آب $2.5 \times 10^6 \, J/kg$ است:

$$l_v \dot{m}_p = 2.5 \times 10^6 \times 5.34 \times 10^5 = 1.335 \times 10^{12} W = 1335000 MW$$

این انرژی حرارتی می‌تواند با دستگاه‌های بزرگ حرارتی تولید برق با ظرفیت $3000MW$ مقایسه شود. لذا مشخص است که انرژی رها شده از طوفان‌های تندری، بسیار عظیم است.

ـ محاسبه آماری PMP

محاسبه PMP در روش آماری هرشفیلد بر اساس رابطه زیر در مناطقی که اطلاعات نقطه شبنم و باد وجود ندارد و یا حداقل ۶۰ سال آمار مناسب رگبار با تداوم مورد نظر وجود دارد، توصیه می‌شود:

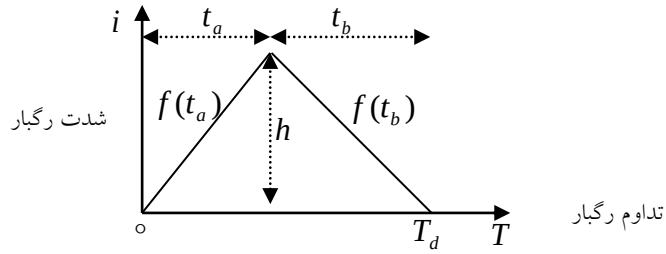
$$PMP_t = \overline{P} + K.SD \qquad ۴۳-۱$$

این روش اغلب برای مساحت‌های ۱۰۰۰ کیلومترمربع توصیه شده است، اما در مساحت‌های بیشتر نیز استفاده می‌شود. در این حالت، اگر PMP نقطه‌ای حاصل ایستگاه در مرکز سطح حوضه و رگبار باشد، باید به کمک منحنی‌های DAD منطقه، ناحیه‌ای و تعدیل شود. هر چند تحت شرایطی جهت کاهش ریسک، این تعدیل صورت نمی‌گیرد. اگر PMP مرکز سطح رگبار محاسبه نشده است باید بر اساس چند ایستگاه معرف مقدار متوسط PMP در منطقه محاسبه شود. علامت **t** در این رابطه معرف تداوم رگبار مورد نظر است که ممکن است ۵ دقیقه، ۶ یا **24** ساعته باشد. انتخاب آن بر اساس شرایط سیستم و مدل بارش- رواناب انتخابی در کنار قضاوت‌های کارشناسی صورت می‌گیرد. $\overline{P}, SD$ به ترتیب انحراف معیار و میانگین سری رگبار در محل ایستگاه معرف است. در صورتی که تعداد سال‌های آماری حداقل ۶۰ سال باشد نتایج روش هرشفیلد با نتایج روش سینوپتیکی خیلی فرق ندارد. توصیه شده است که روش آماری با طول دوره کمتر از ۲۰ سال با احتیاط و کمتر از ۱۰ سال اصلاً استفاده نشود. مقدار $\overline{P}$ قبل از وارد شدن در محاسبات معادله نیاز به تعدیل بازه زمانی دارد (بند رگبار طراحی). ضریب K بر اساس تحقیقات بیش از ۲۶۰۰ ایستگاه (۹۰ درصد آنها در امریکا بودند) برای رگبار با تداوم‌های مختلف ۵ دقیقه تا ۲۴ ساعته و بارش سالانه کمتر از ۱۰۰ میلیمتر تا ۶۰۰ میلیمتر بین ۵ تا ۲۰ محاسبه شده است. مقدار دقیق‌تر K از گراف استخراج می‌شود. در هر صورت K توزیع آماری بخصوصی ندارد؛ زیرا PMP دوره بازگشت ندارد. به جز اصلاحات و تعدیل‌های ذکر شده ممکن است بر حسب شرایط، تعدیل‌های دیگری نیز برای میانگین و انحراف از معیار داده‌ها نیاز باشد. در این خصوص جزئیات محاسبات روش‌های مذکور در نشریه شماره ۳۳۲ سازمان جهانی هواشناسی(W.M.O) قابل دسترسی است. ارتش

مهندسی امریکا (مرکز مهندسی هیدرولوژی،۱۹۸۴) برنامه کامپیوتری **52** HMR را برای محاسبات PMS در مدل‌سازی توزیعی سیستم‌های هیدرولوژیکی ارائه کرده است.

۱-٤-۷- توزیع زمانی رگبار(TDP)

پس از محاسبه مقدار متوسط رگبار و یا PMP که ممکن است یک مقدار متوسط برای سطحی بزرگ (مدل‌های گرده ای) و یا سلول‌های بسیار کوچک (مدل‌های توزیعی) باشد، توزیع زمانی رگبار(Time Distribution Pattern) را در منطقه برای هر رگبار مشخص تعیین و هایتوگراف رگبار طراحی محاسبه شود. هایتوگراف یک منطقه خاص ممکن است حتی در فصول و ماه‌های مختلف نیز برای یک رگبار مشخص متفاوت باشد. روش‌های تعیین و محاسبه هایتوگراف رگبار طرح در سه گروه عمده: ۱-آنالیز رگبارهای ثبت شده ایستگاه معرف، ۲-روش‌های تجربی و ۳-تلفیق روش‌های اول و دوم قرار می‌گیرند. بهترین روش طراحی هایتوگراف، بررسی و آنالیز توزیع زمانی رگبارهای ثبت شده منطقه مورد نظر است؛ به طوری که در صورت وجود ایستگاه مناسب و معرف، ترجیحاً رگبارهای با تداوم و خصوصیات مورد نظر را که از لحاظ توزیع مکانی نیز باعث تولید حداکثر سیلاب ممکن در ماه بحرانی می‌شوند، آنالیز و توزیع زمانی رگبار یا تیپ رگبار منطقه محاسبه می‌شود. روش‌های تجربی با بررسی تعداد زیاد آمار و تجربیات محلی به دست می‌آید. بعضی از این روش‌ها مانند توزیع استاندارد SCS**,1986** که توسط سرویس حفاظت منابع طبیعی امریکا توسعه یافته است، در شرایط بدون آمار در مدل‌های بارش- رواناب به صورت تیپ‌های IV,III,II,I استفاده می‌شود. بر اساس تحقیقات مولف و گزارشات موجود تیپ‌های رگبار SCS در نقاط مختلف ایران مانند شیراز در منطقه کوار و شمال نیشابور تیپ IV، فلات مرکزی و بخش‌های عمده‌ای از کشور از جمله کرج، قزوین، شمال کشور و آذربایجان تیپ II گزارش شده است (یزدانی و همکاران،۱۳۸۰). در این خصوص (دلیری و همکاران Daliri et al، ۲۰۰۹) با بررسی تاثیر مستقل تیپ رگبار در برآورد دبی اوج سیل، نتیجه گرفتند که انتخاب اشتباه تیپ رگبار ممکن است. به ویژه در دبی‌های پایین خطایی تا ۷۶۲ درصد نیز ایجاد کند. روش‌های تلفیقی در مواردی که هدف آنالیز رگبارهای با تداوم مختلف باشد و یا آمار مناسب در دسترس نباشد، مناسب است. در این خصوص می‌توان روش‌های هایتوگراف مثلثی، روش بلوک تناوبی و یا شدت لحظه‌ای را ذکر نمود. این روش‌ها در واقع ترکیبی از روش‌های اول و دوم هستند؛ به طوری که اصولاً جهت تعمیم نتایج به مناطق فاقد آمار همچون مناطق شهری و یا آبخیزهای کوچک کاربرد فراوانی دارند. در روش بلوک تناوبی از منحنی‌های IDF استفاده می‌شود. در روش شدت لحظه‌ای که اصول آن مشابه بلوک تناوبی است، از منحنی IDF و ضریب پیشرفت رگبارr روش هایتوگراف مثلثی استفاده می‌شود. روش هایتوگراف مثلثی یک روش ساده جهت آنالیز رگبار و بررسی توزیع زمانی آن با تداوم‌های مختلف است. جهت ترسیم هایتوگراف رگبار پس از مشخص کردن تداوم مورد نظرT و ارتفاع رگبارP در مثلث شکل ۱-۶ می‌بایست مقدار ضریب r را در هر منطقه بر اساس آنالیز یکسری از رگبارهای با تداوم مشخص محاسبه نمود.



*شکل۱-۶: هایتوگراف مثلثی (Chow,Applied hydrology,**1988**)*

بدیهی است اگر تداوم رگبارها ثابت باشد ضریب محاسبه شده مختص همان تداوم است؛ اما اگر برای رگبارهای مختلف محاسبه شود، عموماً مقدار متوسط آن برای تداوم‌های مختلف درنظر گرفته می‌شود. مقدارP در شکل ۱-۶ معادل سطح زیر مثلث است؛ لذا:

$$P = \frac{hT_d}{2} \quad \rightarrow h = \frac{2P}{T_d} \qquad ۴۴-۱$$

ضریب پیشرفت رگبار معادل نسبت زمان تا اوج رگبار t_a به تداوم کل بارش T_d برابر رابطه ۱-۴۵ است:

$$r = \frac{t_a}{T_d} \qquad ۴۵-۱$$

بر این اساس زمان فروکش رگبار t_b از رابطه ۱-۴۶ محاسبه می‌شود:

$$t_b = T_d - t_a = (1-r)T_d \qquad ۴۶-۱$$

بر اساس مطالعات صورت گرفته مقدارr در بسیاری از نقاط دنیا مانند هند، کانادا و ایالت‌های مختلف امریکا کمتر از ۰,۵ و بین ۰,۳۲۵ تا ۰,۴۸ به دست آمده است. در این خصوص Yen & Chow,**1980** با آنالیز ۹۸۶۹ رگبار در ۴ ایالت مختلف امریکا نتیجه گرفتند که شکل هایتوگراف‌های مثلثی برای بیشتر بارش‌های سنگین تقریباً یکسان است و تنها عواملی چون تداوم بارش، خطای اندازه‌گیری و موقعیت جغرافیایی می‌تواند تاثیر جزئی در آن داشته باشد.

مثال: جهت طراحی سیستم زهکشی سیلاب در یک شهر نیاز به طراحی هایتوگراف رگباری با دوره بازگشت ۵ سال است. زمان طراحی سیستم ۱۵ دقیقه و مقدار**r** بر اساس ایستگاه‌های معرف منطقه ۰,۳۸ به دست آمده است. در صورتی که مقدار رگبار ۵ ساله با تداوم ۱۵ دقیقه برابر ۱,۰۷ اینچ باشد، اجزای هایتوگراف مثلثی رگبار طرح را در سیستم متریک محاسبه کنید؟

ابتدا شدت اوج h را محاسبه می‌کنیم:

$$h = \frac{2*1.07*2.54}{0.25} = 21.74 \quad cm/h$$

$$t_a = 0.38*0.25 = 5.7 \text{ min}$$

$$t_b = (1-0.38)*0.25 = 9.3 \text{ min}$$

با توجه به مختصات نقاط مذکور می‌توان هایتوگراف طراحی را ترسیم و وارد مدل‌هایی چون HEC-HMS نمود.

۱-۵-مبانی برآورد سیلاب طرح

قبل از مدل‌سازی می‌بایست مراحل آنالیز داده‌های هیدرومتری سیل انجام گیرد. متاسفانه بسیاری از کارشناسان با اظهار عدم وجود آمار هیدرومتری این مرحله را حذف و مستقیماً وارد اجرای مدل‌سازی می‌شوند. در هیدرولوژی نیازی نیست که دقیقاً روی حوضه مطالعه ایستگاه وجود داشته باشد و اساساً وظیفه عمده هیدرولوژیست کار بر روی حوضه‌های بدون آمار است. همچنین قبل از محاسبه دبی سیل و کنترل آن می‌بایست نوع سیل همان‌طور که در بند تعریف سیل تشریح شد، مشخص گردد تا روش مناسب برآورد سیل انتخاب شود. روش‌های محاسبه و کنترل برخی از انواع سیل مانند سیل‌های ساحلی از سیل‌های غیرساحلی یا رودخانه‌ای متمایز است. همچنین توجه به محاسبه و کنترل سیلاب‌های خاص مانند سیل‌های ناخالص و به ویژه از نوع گلی در رودخانه‌ها، سیلاب ناشی از برف و ... نیز متفاوت است. به طورکلی جهت محاسبه و کنترل همه نوع سیل باید به شرایط هیدرولوژیکی واقعی منطقه مانند رانش زمین و ژئومورفولوژی منطقه، ریشه‌کن شدن درختان، شکست سدها در کنار تاثیر تجمعی منفی سدهای سری و افزایش خسارات احتمالی از حالتی که هیچ عملیات سازه‌ای انجام نشده باشد (no action)، تعداد و فاصله پل‌ها، جمع شدن آشغال در مسیر رودخانه، افزایش رسوب سیل و ... که باعث افزایش سیلاب طبیعی رودخانه‌ها می‌شود، توجه کرد. با توجه به مسائل فوق مفهوم برآورد دبی سیل پیچیده می‌شود. در برآورد دبی ریاضی یا دبی آب و تراز سیل توجهی به رسوب سیل و شرایط محیطی و احتمالاتی رسوب کف رودخانه‌های آبرفتی (Alluvial Rivers) نمی‌شود. اما در برآورد دبی منطقی یا هیدرولوژیکی سیل، سناریوهای مختلف مذکور نیز مورد توجه است. بدیهی است که محاسبه دبی سیل بسیار پیچیده‌تر از محاسبه دبی آب سیل است؛ به طوری که اغلب به محاسبات ترکیبی هیدرولیک رسوب و مفاهیم ژئومورفولوژی به واسطه مدل‌سازی سیستم‌های هیدرولوژیکی نیاز است. هر چند که ممکن است با اعمال ضرایبی و با تقریب قابل قبول دبی سیل را از روش‌های ساده‌تر برآورد نمود (دلیری و همکاران، ۱۳۸۷). به طور کلی روش‌های کاربردی برآورد و محاسبه سیل به چهار گروه تقسیم می‌شود که در ادامه بندهای حاضر تشریح می‌شوند. قبل از معرفی روش‌های مذکور ابتدا مفاهیم اساسی و اجزای رواناب تشریح می‌شود. درک اجزای رواناب علاوه بر این‌که در فرآیند انتخاب روش‌های کنترل سیلاب یک منطقه مفید است، خود به عنوان یک روش کلاسیک در محاسبه مولفه‌های دبی سیل تلقی می‌شود. بدیهی است اگر معادله بیلان اجزاء رواناب بر حسب رواناب مستقیم (دبی سیل) و در مقیاس زمانی مناسب نوشته شود، می‌تواند در برآورد اجزاء دبی سیل استفاده شود. دبی سیل یا دبی حداکثر لحظه‌ای (Peak) شامل بزرگ‌ترین دبی در یک دوره زمانی مشخص مثلاً در یک روز، ماه یا سال است که از یک مقطع عمودی رودخانه عبور می‌کند.

۱-۵-۱- دبی طرح هیدرولوژیکی

قبل از هر اقدامی می‌بایست بزرگی حدودی دوره بازگشت سیل (Return Period) تعیین شود. دوره بازگشت سیل ممکن است بر اساس روش‌های تجربی، آنالیز اقتصادی و یا آنالیز ریسک تعیین شود. در این خصوص روش‌های متنوعی وجود دارد که در ادامه برخی از آنها ذکر می‌شود. دوره بازگشت سیل می‌تواند برابر دوره بازگشت رگبار متناظر نیز

لحاظ شود. پس از آن مقدار سیل محاسبه شده باید به دبی سیل طراحی تبدیل شود. در این خصوص روش‌های ساده تا پیچیده و علمی چون آنالیز عدم قطعیت وجود دارد. در این بند روش‌های ساده‌تر و در فصل دو روش‌های پیچیده‌تر آنالیز عدم قطعیت ارائه می‌گردد.

دوره بازگشت یک متغیر هیدرولوژیکی(در اینجا سیلاب)، میزان متوسط رخداد آن متغیر را به صورت تصادفی در طول یک دوره تعیین می‌کند به طوری که اگر میزان آن متغیر معادل x_T ، مقدار رخدادهای برابر یا بزرگ‌تر از آن معادل X ، فاصله دو رخداد متوالی X برابر $\overline{T_i}$ (این فاصله می‌تواند سال، ماه یا هر مقیاس دیگری باشد) و شمارش هر دوره متوالی رخداد معادل i باشد مقدار T یا دوره بازگشت x_T از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = \frac{\sum_i \overline{T_i}}{\sum i} \qquad ۴۷-۱$$

$$\mathrm{P}(\mathrm{X} \geq x_T) = \frac{1}{T} \qquad ۴۸-۱$$

با توجه به اصل پیشامد مکمل A روابط زیر به دست می‌آید:

$$A \subset S,\ \mathrm{P}(A) + \mathrm{P}(A') = \mathrm{P}(A \cup A') = \mathrm{P}(S) = 1 \qquad ۴۹-۱$$

$$\mathrm{P}(A') = 1 - P(A) \qquad ۵۰-۱$$

لذا احتمال عدم موفقیت مقدار x_T برای هر سال در N سال متوالی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\mathrm{R}=\text{اعتماد پذیری} = \mathrm{P}(\mathrm{X} \prec x_T) = (1-\mathrm{P})^N \qquad ۵۱-۱$$

با توجه به اصل پیشامد مکمل A اگر P احتمال رخداد یک پدیده باشد، q احتمال عدم رخداد آن است:

$$q = 1 - \mathrm{P} \qquad ۵۲-۱$$

$$\mathrm{P}(\mathrm{X} \geq x_T) = 1 - (1-\mathrm{P})^N = Risk = \text{احتمال وقوع حداقل یک بار در N سال}$$

$$\mathrm{P} = \frac{1}{T} \qquad ۵۳-۱$$

اگرچه برخی از عدم قطعیت‌های ذاتی محاسبات هیدرولوژی سیلاب از روابط آنالیز ریسک فوق در دوره بازگشت محاسبه شده لحاظ می‌شود اما بسیاری دیگر از عدم قطعیت‌ها مانند ضعف دانش فنی(روش محاسبه سیل، اثر رسوب روی تراز سیل، تعیین پارامترها (فصل مدل‌سازی)، سازه، عملکرد و ...)، مسائل اجتماعی- اقتصادی، سیاسی و زیست‌محیطی به سادگی قابل محاسبه و برآورد نیستند. در این خصوص اگر بر اساس روش‌های آنالیز ریسک و برای یک ریسک مشخص در عمر طراحی (N) که ممکن است N طول عمر اقتصادی باشد، ارزش بزرگ‌ترین رخداد سیلاب متناظر با دوره بازگشت T برابر Q_T فرض شود مقدار دبی طراحی هیدرولوژیکی Q_d یا سیلاب طراحی(Design Flood) از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$C = d_f = Q_d = SF.Q_T \qquad ۵۴-۱$$

$$C = d_f = Q_d = SM + Q_T \qquad ۵۵-۱$$

SF فاکتور ایمنی(Safety Factor) و SM حدود ایمنی(Safety Margin) بر اساس قضاوت‌های کارشناسی، روش‌های آنالیز عدم قطعیت (فصل مدل‌سازی) یا از جداول موجود تعیین می‌شود و دبی طرح هیدرولوژیکی برای طراحی سازه مورد نظر استفاده می‌شود. با توجه به سازه مورد نظر حساسیت و نوع عدم قطعیت ممکن است مشخص شود. برخی از مهم‌ترین سازه‌ها شامل سازه‌های انحراف جریان و کانال‌ها، چکدم‌های آبخیزداری، دیواره سیل‌بند و خاک‌ریزها، کالورت‌ها، سدها، سرریز سدها و غیره هستند. در این خصوص برخی از عدم قطعیت‌ها ممکن است به صورت ارتفاع آزاد لحاظ شود. به طورکلی ریسک‌های لحاظ نشده (Risk) در محاسبات هیدرولوژی، عدم قطعیت‌های محاسبه نشده هیدرولوژی (Uncertainty) و سایر رخدادهای ناشناخته جدید و غیرقابل پیش‌بینی هیدرولوژی به نام Surprise، و یا مسائل شناخته شده محتمل مانند نشست سازه، مسائل اقتصادی- اجتماعی و ... قابل ذکر و توجه هستند. به عنوان نمونه ممکن است در طراحی خاک‌ریزهای کنترل سیلاب با توجه به نشست و اهمیت سازه، حدود ایمنی SM تا حداکثر یک متر به تراز محاسباتی اضافه گردد. آنالیزهای هیدرولوژی روی سه دسته سری متغیرهای هیدرولوژی انجام می‌پذیرد. سری مقادیر کامل (Complete Duration Series) که داده‌های با تداوم و مقادیر مختلف بوده و تمام داده‌ها را شامل می شوند. سری مقادیر حد (Extreme Value) که مقادیر حد بالا یا پایین وقوع یافته متغیر در یک فاصله زمانی برابر و مشخص (مثلاً سال) در طول دوره آماری را شامل می‌شود. در صورتی که فاصله زمانی سال و متغیر مورد نظر دبی حداکثر باشد سری حداکثر سالیانه به دست می‌آید. سری مقادیر جزئی (Partial Duration) مقادیر بالاتر یا پایین‌تر از یک آستانه مشخص را شامل می‌گردد. استفاده از این سری زمانی که طول دوره آماری کوتاه باشد، توصیه می‌شود. باید توجه نمود که در این حالت دبی‌های سیلابی یا حداکثر سالانه مستقل از یکدیگر باشند. بین دوره بازگشت سری مقادیر حد T و دوره بازگشت سری مقادیر جزئی T_E رابطه ۱-۵۶ توسط (چائو Chow، ۱۹۶۴) به دست آمده است:

$$T_E = \left[Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]^{-1} \qquad ۱-۵۶$$

در این خصوص ضرایب تبدیل نتایج سری مقادیر جزئی به مقادیر حد ممکن است از جدول ۱-۲ تعیین گردد.

*جدول۱-۲: ضرایب تبدیل نتایج سری مقادیر جزئی به سری مقادیر حد(*Frederick**,1977**)

دوره بازگشت	۲	۵	۱۰	$T \geq ۲۵$
ضریب تبدیل	۰/۸۸	۰/۹۶	۰/۹۹	۱

همان‌طور که از مفاهیم مطالب بالا نیز استنباط می‌شود، طراحی هیدرولوژیکی شامل انتخاب یک مقدار عددی متناظر با دوره بازگشت معین از متغیر یا متغیرهای کلیدی هیدروسیستم، متاثر از رخدادهای هیدرولوژیکی جهت مدیریت و عملکرد سیستم با توجه به بازخورد متقابل فاکتورهایی چون رفاه اجتماعی، ایمنی کافی، زیباشناختی، مسائل اقتصادی، جنبه‌های قانونی و مهندسی است. مثال‌هایی از کاربرد طراحی هیدرولوژیکی را می‌توان به طور خاص در طراحی ابعاد سازه‌های کنترل و تخلیه کننده سیل همچون سرریز سدها، کالورت‌ها، زهکش سطح شهرها، فرودگاه‌ها، تهیه نقشه‌های مدیریتی پهنه‌بندی دشت‌های سیلابی، مهندسی رودخانه و عملیات آبخیزداری نام برد. ارزش یا سطح طراحی هیدرولوژیکی بر اساس دوره بازگشتT متغیر سنجیده می‌شود. مقادیر حد پایین دوره بازگشت با توجه به این‌که متغیر

طراحی نمی‌تواند منفی باشد، برابر صفر است؛ اما مفهوم حد بالای آن معادل یک ارزش حدی برآوردی یا حداکثر شدت مورد انتظار (Estimated Limiting Value) به اختصارELV که غیر صریح نیز است، خواهد بود. ELV بزرگ‌ترین مقدار ممکن دوره بازگشت برای یک رخداد هیدرولوژیکی در یک مکان با تداوم مشخص است. لذا ELV درصدی از PMF یا PMP است. باید توجه نمود حد بالای متغیرهای هیدرولوژیکی بی‌نهایت نیست؛ زیرا چرخه هیدرولوژی بسته است. در هر حال هرچه دانش فنی، اعتماد اطلاعات و دقت آنالیزها بالاتر باشد، دامنه عدم قطعیت برآورد ELV کمتر می شود. به جای مفهوم ELV عموماً از مفهوم PMP (حداکثر بارش محتمل) که متناظر با PMF (حداکثر سیل محتمل) است استفاده می‌گردد. معیارهای طراحی هیدرولوژیکی با توجه به اهداف برنامه‌ریزی منابع آب به دو گروه عمده تقسیم می‌شود. گروه اول: دبی طرح جهت مدیریت و مصرف آب که خود شامل تامین آب (شهری، صنعت، کشاورزی)، برقاب، تفریح، بهبود و توسعه زندگی حیات وحش و آبزیان، مدیریت کیفیت و آلودگی آب بویژه در شرایط کم‌آبی، محدودیت‌های حقابه و نیاز محیط زیست می‌شود. این بخش عمدتاً شامل مطالعه در شرایط خشکسالی و کمبود آب است که در فصل چهار کتاب به آن پرداخته شده است. گروه دوم: دبی طرح جهت کنترل آب مازاد است که خود شامل کنترل سیلاب، تخفیف آلودگی‌های ناشی از سیل، کنترل رسوب، کنترل شوری و آبگرفتگی زیرزمینی و کنترل حشرات می‌شود. از مهم‌ترین فاکتورها در انتخاب ارزش طراحی و دوره بازگشت متغیری مانند دبی ورودی به (Design Inflow) سیستم در مطالعات مدیریت خشکسالی و سیلاب فاکتورهای ایمنی و هزینه هستند. در این حالت باید توجه نمود نباید دوره بازگشت طراحی را بی‌دلیل بزرگ انتخاب کرد. بلکه پس از تعیین دوره بازگشت مناسب باید بر اساس یکی از روش‌های مناسب مانند آنالیز عدم قطعیت (فصل مدل‌سازی)، دبی را به دبی طراحی تبدیل نمود. البته ممکن است بر اساس نظر هیدرولوگ و نتایج عدم قطعیت، ضریب ایمنی تبدیل دبی با دوره بازگشت معین به دبی طرح، واحد انتخاب شود. ضریب فاکتور ایمنی ممکن است یک یا بیشتر محاسبه شود. در این خصوص هر چند ارزش‌های نهایی توسط قضاوت‌های کارشناسی تعیین می‌گردد، سه روش عمده جهت تعیین دوره بازگشت T با توجه به معیارهای کنترل آب مازاد به شرح زیر وجود دارد:

۱–روش‌های تجربی: این روش‌ها خود به سه دسته تقسیم می‌شوند. یکی از این روش‌ها تکیه بر تجربه و قضاوت کارشناس دارد؛ به طوری که هیدرولوگ خبره با بررسی‌های میدانی و شناخت حساسیت‌ها و مخاطرات پروژه مقدار مناسب دوره بازگشت را انتخاب می‌کند. در عمل این روش پرکاربردترین و مرسوم‌ترین روش‌ها به ویژه در مطالعات شناخت و فاز اول است. به عنوان نمونه و تجربه نویسندگان کتاب حاضر دوره بازگشت اغلب کارهای آبخیزداری در ایران می‌تواند زیر ۱۰ سال باشد. هرچند تحت شرایطی در صورت استفاده از سازه‌های مهندسی رودخانه ممکن است احتمال وقوع‌های پایین‌تر نیز انتخاب گردد. به طور کلی سازه‌های کنترل سیل بر حسب اهمیت و مخاطره به سه کلاس تقسیم می‌شوند. کلاس A سازه‌هایی با مخاطره پایین و ابعاد کوچک که بر اساس دبی‌های طرح ۱۰۰ سال به پایین طراحی می‌شوند. کلاسB سازه‌های متوسط از لحاظ ابعاد و مخاطره که بر اساس دبی‌های ۱۰۰ تا ۵۰۰ سال طراحی می‌شود. کلاس**C** سازه‌های پرمخاطره که عمدتاً بر اساس دوره‌های بازگشت ۵۰۰ سال به بالا و یا درصدی از ELV طراحی می‌شوند. در روش دوم مبنای انتخاب، یکسری استانداردها و جداول تجربی است که در هر کشوری ممکن است متفاوت نیز باشد. در جدول ۱-۳ دوره‌های

بازگشت سدها مربوط به سرریز و تخلیه کننده‌هاست. در این جدول معیار تقسیم‌بندی سدها به شرح زیر است:A–سدهای کوچک: سدهای با ارتفاع ۷ تا ۱۲ متر و ظرفیت ذخیره ۶ تا ۱۲۳ هکتار–متر. B– سدهای متوسط: سدهایی با ارتفاع حدود ۱۲ تا ۳۰ متر و ظرفیت ذخیره ۱۲۳ تا ۶۱۶۸ هکتار–متر. C–سدهای بزرگ: سدهایی با ارتفاع ۳۰ متر به بالا و حجم ذخیره بیش از ۶۱ میلیون مترمکعب. روش سوم از گروه روش‌های تجربی بر اساس یک رابطه تجربی که احتمال رخداد تجمعی آینده را با توجه به اطلاعات موجود برآورد می‌کند پایه‌ریزی می‌شود.

جدول۱-۳: دوره‌های بازگشت تجربی جهت سازه‌های کنترل سیل و برنامه‌های مدیریتی–دلیری ۱۳۹۴ (T=years)

ELV	T	سازه و سایر عملیات
–	۲–۵	بند خشکه چین تا ۳ متر، بند سبک فلزی و چوبی، سنگ چین ملات‌دار، استحصال آب غیرمتعارف و...
–	۵–۱۰	چکدم تا ۶ متر(بتونی–وزنی، گابیون، ریپ رپ و..)
–	۲–(۱۰۰۰)۲۰۰$^{+}$	طرح‌های مهندسی رودخانه و مهار سیلاب در شرایط مختلف:
–	۲۵–۵۰ (۵۰)	اراضی کشاورزی و بدون خطر جانی(خطر جانی)
–	۲۵–۱۰۰ (۵۰)	مناطق شهری کوچک: اراضی مسکونی، تجاری بدون خطر جانی یا احتمال کم(خطر جانی)
–	۲۵–۵۰۰ (۵۰)	مناطق شهری بزرگ: اراضی صنعتی بدون خطر جانی یا احتمال کم(خطر جانی)
–	۲–۲۰۰	ساماندهی رودخانه
–	۲۵–۱۰۰	تثبیت بستر و سواحل
–	۲–۱۰	رودخانه‌های کوچک کم‌اهمیت، مراتع وجنگل‌های دامپروری
–	۵–۱۰۰	تغذیه مصنوعی و پخش سیلاب، سدهای زیرزمینی
–	۵–۱۰	کالورت و زهکش در بزرگراه‌ها و فرودگاه‌ها در مسیرهای کم‌ترافیک، حوضچه‌های خنک کننده
–	۱۰–۲۵	تردد متوسط
–	۵۰–۱۰۰	تردد زیاد
–	۲–۲۵	زهکش و فاضلابروها در شهرهای کوچک
–	۲۵–۵۰	زهکش و فاضلابروها در شهرهای بزرگ
–	۵–۵۰	زهکش‌های سطحی و زیرزمینی در مناطق روستائی و زراعی شامل نهر، بای پس و ...
–	۲–۵۰	اپی، دایک و دیوارهای سیل‌بند بتنی در اطراف مناطق روستایی و کم‌خطر
–	۵۰–۲۰۰	در اطراف مناطق شهری و پرخطر
–	۱۰–۵۰	طراحی دهنه و ابعاد پل‌ها در مناطق کم اهمیت
–	۵۰–۱۰۰	در مناطق مهم
–	۵۰–۱۰۰	سرریز سدهای بدون احتمال خسارات جانی و کم‌خطر با ابعاد کوچک
–	۱۰۰$^{+}$	با ابعاد متوسط
۵۰–٪۱۰۰	–	بزرگ
٪۵۰	۱۰۰$^{+}$	سرریز سدهای با احتمال خسارات جانی و اهمیت متوسط با ابعاد کوچک
۵۰–٪۱۰۰	–	ابعاد متوسط
٪۱۰۰	–	بزرگ
۵۰–٪۱۰۰	–	سرریز سدهای با احتمال خسارات جانی و اهمیت زیاد با ابعاد کوچک
٪۱۰۰	–	ابعاد متوسط
٪۱۰۰	–	بزرگ

یکی از این روابط ساده به صورت زیر است:

$$P(N,n)=\frac{n}{N+n} \qquad ۵۷-۱$$

مثال: احتمال این‌که بزرگ‌ترین سیلاب مشاهده شده در **N=40** سال آمار موجود دوباره در **n=20** سال آینده با همان شدت یا بزرگ‌تر اتفاق بیفتد چند درصد است؟ جواب:۳۳ درصد. رابطه مذکور با کمی تغییر در مطالعات خشکسالی نیز کاربرد دارد.

۲-آنالیز ریسک و عدم قطعیت‌ها: جهت در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های ذاتی محاسبات هیدرولوژی سیلاب از روابط آنالیز ریسک، مقدار دوره بازگشت طرح هیدرولوژیکی با توجه به خطر شکست (Risk of Failure) و خطر قابل قبول(Permissible Risk) محاسبه می‌شود. بدیهی است که اگر عدم قطعیت‌های مورد نظر فقط ذاتی باشند، دیگر نیازی به تصحیح دبی سیل برای سایر عدم قطعیت‌ها نبوده و دبی‌سیل طرح به دست آمده است و لذا نیازی به تغییر آن توسط طراح نخواهد بود. خطر شکست همیشه در سازه‌های مختلف کنترل سیلاب وجود داشته و بستگی به عمر مفید پروژه و دوره بازگشت سیلاب طرح دارد. خطر قابل قبول یا عدم موفقیت یا خطر مجاز شکست، میزان ریسکی است که طراح آن را با توجه به خسارات ناشی از شکست سازه و ملاحظات اقتصادی می‌پذیرد. در محاسبات سیلاب همیشه عدم قطعیت‌های ذاتی همچون رخداد سیل با احتمال وقوع پایین‌تر از عمر پروژه وجود دارد. این نوع ریسک ذاتی ممکن است از رابطه ۱-۵۸ محاسبه شود:

$$T=\frac{1}{1-(1-RISK)^{\frac{1}{n}}} \qquad ۵۸-۱$$

مثال: اگر عمر مفید سازه‌ای ۵۰ سال(n) و خطر مجاز شکست آن ۱۰ درصد باشد، دوره بازگشت آن ۴۷۵ سال خواهد بود.

بدیهی است مقدار دبی طرح هیدرولوژیکی یا سیل طرح df آن بر اساس فاکتور یا حدود ایمنی حاصل از سایر عدم قطعیت‌های لحاظ نشده تعیین می‌شود.

مثال: احتمال این‌که دبی حداکثر سالانه رودخانه‌ای فرضی از ۵۰۰۰۰ فوت مکعب بر ثانیه حداقل یک بار در طول ۳ سال آینده بیشتر شود، چقدر است؟ جواب ۴۸ درصد. این احتمال مربوط به عدم قطعیت ذاتی است.

$$P(Q\geq 50000)=1-(1-P)^{N}=1-(1-0.195)^{3}=0.48$$

سایر عدم قطعیت‌ها نیز باید همانند روش‌های ارائه شده محاسبه و یا با اعمال ضرایب وارد محاسبات شوند.

۳-آنالیزهای اقتصادی: مناسب‌ترین روش انتخاب بهینه و دقیق دوره بازگشت، آنالیز اقتصادی است؛ به طوری که با توجه به تحلیل‌های هیدرولوژیکی- هیدرولیکی و سود و هزینه، امکان تعیین مناسب‌ترین دوره بازگشت بهینه فراهم می‌گردد (فصل کنترل سیل). در این حالت اگر به معیارهای اجتماعی و زیست‌محیطی نیز توجه شود، بهترین دوره بازگشت سیستمی تعیین شده است (Integrated system management). با این وجود، باید توجه نمود آیا دوره بازگشت اقتصادی، ریسک و عدم قطعیت‌های موجود در محاسبات را پوشش داده است؟ به عنوان نمونه اگر بر اساس آنالیر اقتصادی دوره بازگشت ۱۰۰ ساله اقتصادی است و بر اساس آنالیزهای ریسک و سایر عدم قطعیت‌های موجود، دوره بازگشت مناسب ۹۰ ساله است، لذا می توان مقدار دوره بازگشت ۹۰ ساله را بدون اعمال ضریب‌های ایمنی، انتخاب نمود. اما اگر این اختلاف به میزان قابل توجهی

بیشتر از ۱۰۰ سال باشد، انتخاب دوره بازگشت اقتصادی منطقی است. به طورکلی ضرایب ایمنی وقتی کاربرد دارند که به دلایل فنی و غیره، نمی‌توان همه و یا بخشی از عدم قطعیت‌های موجود را محاسبه نمود.

۱-۵-۲- مباحث نوین در تلفات هیدرولوژیکی و اجزاء رواناب

شناخت اجزاء مختلف رواناب (Runoff) و مکانیسم آن در توسعه و درک کیفی (Perception) بهتر مدل‌های فیزیکی و مفهومی (کمی) (Conception) جهت شبیه‌سازی عددی رواناب سیستم حوضه و کنترل سیلاب (رواناب مستقیم) ضروری است. رواناب شامل بخشی از بارندگی است که پس از کسر تلفات بارش، به صورت‌های مختلف به رودخانه یا اقیانوس می‌رسد. معادله تقریبی فرآیند رواناب در مقیاس زمانی کوتاه مثلاً یک رگبار به شکل زیر است:

$$S - I_v - I_\circ - d_s - ET - P = R_d \qquad ۵۹\text{-}۱$$

$$Supply\,rate = S - S_r \quad و \quad S_r = I_v - I_\circ - d_s$$

S بارش (رگبار)، I_v تلفات گیرش گیاهی، $I_\circ$ تلفات گیرش اشیاء(ساختمان‌ها و..)، d_s تلفات ذخیره چالابی، ET تلفات تبخیر و تعرق در طول رگبار، P تلفات نفوذ (سطحی و عمقی) که شامل رواناب زیرسطحی تاخیری نیز می‌شود، R_d رواناب مستقیم(سیلاب) که شامل رواناب زیرسطحی سریع نیز است و S_r نگهداشت سطحی است. رواناب زیرسطحی در مولفه R_d در حوضه‌های شهری عموماً وجود ندارد. R_d یا رواناب سطحی در حوضه‌های شهری شامل جریان روزمینی (عموماً آرام) و جریان مجرایی (عموماً آشفته) است. هر چند این نوع جریان در حوضه‌های روستایی نیز وجود دارد اما به خاطر شیب و نفوذ کم در مناطق شهری از اصول هیدرولیکی متفاوتی تبعیت می‌کند. همچنین درحوضه‌های روستایی به جای کانال‌های منشوری، رودخانه‌های طبیعی وجود دارند. در مناطق شهری جریان روزمینی از سطوح کم‌شیبی مانند پیاده‌رو، جاده، سقف ساختمان‌ها، پارکینگ، فرودگاه و چمن فضای سبز شروع و تا متمرکز شدن جریان در زهکش‌ها، جوی آب و کانال به عنوان جریان مجرایی ادامه دارد. جریان در سیستم زهکشی شهرها عموماً از نوع آزاد است اما ممکن است در رگبارهای کم‌احتمال از نوع تحت فشار نیز باشد. همچنین عمق و شعاع هیدرولیکی در جریان روزمینی شهرها می‌تواند برابر و معادل عمق جریان باشد. بر اساس مکانیسم هورتونی وقتی در حوضه‌های شهری میزان شدت رگبار از ظرفیت نفوذ بیشتر شود، باران مازاد ابتدا ذخایر سطحی را تغذیه کرده سپس به صورت لایه‌ای نازک در روی سطح به عنوان جریان روزمینی تشکیل می‌شود. این نوع جریان در بیشتر حالت‌ها نوع اصلی جریان در حوضه‌های شهری و روستایی است. با این وجود روش‌های محاسبه هیدروگراف سیلاب و جریان کانالی مناطق شهری و روستایی با یکدیگر متفاوت است. در حوضه‌های شهری تلفات تبخیر و تعرق برای هر رگبار قابل چشم‌پوشی بوده و مقدار ذخیره چالابی نسبت به تلفات نفوذ و گیرش گیاهی و ساختمانی بسیار کمتر است. اساساً مدل‌سازی ذخیره چالابی پیچیده بوده و البته اغلب نیازی به برآورد مجزای آن نیست. در حوضه‌های روستایی نیز حجم رواناب سطحی عمدتاً به توزیع رگبار، نفوذ و تاحد کمی به جریان روزمینی بستگی دارد. به طور کلی جریان‌های مذکور جریان‌های غیردائم-غیریکنواخت هستند. البته مقیاس زمانی رواناب بسیار مهم است. در مقیاس‌های روزانه تا سالانه نقش تبخیر و تعرق به ترتیب بیشتر می‌شود. با توجه به این توضیحات یک قطره باران از لحظه‌ای که به سطح زمین برخورد می‌کند تا زمانی که

خود را به رودخانه یا کانال می‌رساند، مسیرهای متعددی را با توجه به نوع و شرایط سیستم حوضه طی می‌کند. در حوضه‌های روستایی اغلب جهت سادگی مطالعه جریان رودخانه‌ها، اجزاء رواناب از نظر زمان رسیدن به آبراهه و سپس رودخانه اصلی در سه گروه عمده زیر تقسیم می‌شود:

۱- جریان سریع (Rapid Flow)

۲- جریان نیمه‌تاخیری (Semi-delayed Flow)

۳- جریان تاخیری (Delayed Flow)

جریان سریع یا رواناب سطحی(Surface Runoff) اساساً بدون توقف و نفوذ در سطح برخورد، در جهت شیب موثر دامنه و آبراهه حرکت و سپس به رودخانه می‌رسد. عمده زیرکلاس‌های این گروه شامل جریان کانالی (Channel Flow) و جریان روزمینی (Overland Flow) است. جریان کانالی در حوضه‌های روستایی تنها شامل سطوح آب داخل آبراهه‌ها و رودخانه‌ها نیست بلکه شامل کلیه سطوح آب چالاب‌ها و نهرهای کوچک و بزرگ که در مدت بارش و بعد از آن دارای جریان آشفته هستند نیز است. لذا مسیر جریان روزمینی نسبت عکس با سطوح کانال‌ها، نهرها و چالاب‌های پر با جریان آشفته خواهد داشت. به طوری که عموماً مسیر جریان روزمینی کوتاه بوده و به ندرت بیش از چند صد متر می‌رسد. بنابراین هرچه تراکم آبراهه‌ها و سطوح کانالی در سطح حوزه آبخیز روستایی یا شهری بیشتر شود، جریان روزمینی خود را سریع‌تر از شاخه‌های فرعی به اصلی می‌رساند که می‌تواند نقش موثری در افزایش دبی اوج سیلاب و همچنین شاخه صعودی هیدروگراف داشته باشد. علاوه براین، فاکتورهای بسیاری در مقدار جریان سطحی موثر هستند که مهم‌ترین آن‌ها شامل نفوذپذیری خاک، رطوبت خاک، ظرفیت ذخیره موثر(تفاوت رطوبت خاک از حالت اشباع)، شدت رگبار، رطوبت پیشین، شیب سطح برخورد، کاربری اراضی، ابعاد و شکل حوضه، تیپ و تداوم بارش است. بر اساس مکانیسم هورتونی، جریان سطحی از جایی و زمانی شروع می‌شود که مقدار شدت رگبار از مقدار نفوذ آب در خاک بیشتر شود اما بر اساس نظریه اشباع سطح زمین (جریان غیر هورتونی) جریان روزمینی وقتی آغاز می‌شود که لایه سطحی به هر دلیلی اشباع شده باشد. جریان روزمینی عمدتاً در حاشیه کانال‌ها و پایین شیب دره‌ها ایجاد می‌گردد و وقتی خود را به یک جریان متمرکز شیار یا رودخانه می‌رساند به رواناب سطحی کانالی تبدیل می‌شود. باید توجه نمود که هیچ یک از مکانیسم‌های فوق در ایجاد رواناب، مطلق نبوده و ممکن است در بعضی از حوزه‌های آبخیز این تئوری‌ها خیلی درست نباشد. به عنوان نمونه شدت رگبارها روی بعضی از حوضه‌های مرتفع جنگلی به استثنای نواحی دره‌ای، به ندرت از ظرفیت نفوذ خاک تجاوز می‌کند اما رواناب تشکیل می‌شود. مطالعات اخیر(Keith,**2012**، Sklash,**1990**) و سایر محققان به کمک ردیاب های طبیعی (اکسیژن، هیدروژن) یا مصنوعی مانند تریتیوم (آزمایش هسته ای) مشخص کرده است که ممکن است قسمت صعودی شاخه هیدروگراف جریان سیل همیشه مربوط به جریان کانالی یا روزمینی نباشد بطوریکه اگر ظرفیت ذخیره موثر خاک کم باشد (خاک مرطوب و حالت اشباع برقرار باشد) سرعت حرکت موج فشاری (Pressure Wave) ناشی از تغییر سطح سفره در اثر تغذیه در طول بارندگی که به سرعت موج (Celerity) معروف است بیشتر از سرعت جریان واقعی موثر خلخل فرج بوده و لذا تغییر فشار سفره باعث جایگزینی سریع آب و لذا تخلیه آب های ذخیره شده در خاک شده که

نتیجه آن صعود شاخه هیدروگراف سیل در اثر آبهای زیرسطحی می گردد. لذا بدون ایجاد رواناب روزمینی ممکن است سیلاب تشکیل شود. رواناب نیمه‌تاخیری (Sub-surface Runoff) بخشی از بارش است که در سطوح نفوذپذیر مسیر جریان سطحی به طور هم‌زمان به داخل خاک نفوذ می‌کند و با توجه به خصوصیات فیزیکی مسیر به ویژه عمق لایه نفوذناپذیر و شیب آن ممکن است با تاخیرهای متفاوت و حرکات جانبی در جهت شیب کلی لایه‌های زمین از بستر رودخانه یا نقاط مختلف دامنه خارج شود. این مولفه، که جریان زیرقشری (Interflow) نیز نام دارد با توجه به میزان تاخیر ظاهر شدن در جریان کانالی به دو دسته رواناب زیرسطحی سریع و رواناب زیرسطحی تاخیری تقسیم می گردد. در این خصوص موسلی(۱۹۷۹) گزارش کرد که رواناب زیرسطحی نقش قابل توجهی در افزایش سیلاب در آبخیزهای کوچک با پوشش جنگلی، شیب تند و یک لایه نفوذناپذیر در زیر خاک کم عمق دارد. در صورتی که وضعیت زمین‌شناسی محیا باشد تمام یا بخشی از آب نفوذ کرده، نفوذ عمقی(Deep Percolation) نموده و منابع آب زیرزمینی (Groundwater Flow) را تشکیل می‌دهد. مقدار ذخیره این نوع از جریان به خصوصیات و شرایط فیزیکی حوزه آبخیز، شدت و مقدار بارش بستگی زیادی دارد. به طوری که بارش‌های با شدت کم و طولانی مدت، باعث افزایش تغذیه طبیعی آبخانه‌ها می‌شود. در صورتی که در اثر تغذیه آبخانه‌ها، سطح هیدرولیکی سفره بالاتر از دهنه چشمه‌ها، کف قنوات و رودخانه‌ها قرار بگیرد، رواناب تاخیری یا جریان پایه (Base Flow) ظاهر می‌شود. این نوع از رواناب که جهت تخلیه به رودخانه به زمان حدود یک ماه تا چند سال نیاز دارد، به دلیل سرعت کم آب در داخل خلل و فرج زمین، از نوسانات بسیار ناچیزی نیز برخوردار است؛ به طوری که در شرایط خشکسالی نقش مهمی در شرایط زیست محیطی منطقه دارد. به همین دلیل گاهاً به جریان پایه، جریان آب و هوای خشک نیز اطلاق می‌شود (Dry-Weather Flow). اگر سطح سفره آب زیرزمینی پایین‌تر از دهنه چشمه‌ها و بستر رودخانه‌ها قرارگیرد، هیچگاه رواناب تاخیری یا جریان پایه مشاهده نمی‌شود و لذا تنها به صورت مصنوعی و با حفر چاه‌های عمودی یا افقی و صرف انرژی (پمپ کردن) می‌توان آنها را تخلیه نمود. تفکیک اجزاء رواناب به صورت فوق کاملاً تجربی و اختیاری است؛ به طوری که ممکن است با توجه به دقت و اهداف، مولفه چهارم رواناب مانند رواناب ساقه‌ای نیز بررسی شود. اساساً ایجاد رواناب نظم و ترتیب خاصی ندارد؛ به طوری که ممکن است جریان رواناب از مرحله نفوذ زیرسطحی یا جریان روزمینی شروع شود و یا آب نفوذ کرده متناوباً به رواناب سطحی و زیرسطحی تبدیل شود. همچنین در مناطق آهکی، جریان آب زیرزمینی عموماً با سرعت زیاد درون ترک‌ها و کانال‌های انحلالی حرکت می‌کند. از دیدگاه عملی تفکیک اجزاء رواناب ممکن است بر اساس رسیدن مولفه جریان به رودخانه یا به اصطلاح توزیع زمانی رواناب صورت پذیرد. در حالت کلی اجزاء رواناب حوزه آبخیز را می‌توان به دو دسته رواناب مستقیم (Storm Runoff) و جریان غیرمستقیم یا پایه(Indirect Runoff) تقسیم شود. رواناب مستقیم در خاک های خشک به طور مطلق از رواناب سطحی و بعضاً از رواناب زیرسطحی سریع (با توجه به شرایط زمین‌شناسی و شیب دامنه) تشکیل می‌شود. اما جریان پایه عمدتاً مربوط به منابع آب زیرزمینی و بعضاً رواناب زیرسطحی با تاخیر بیشتر است. یک مسئله مهم دیگر که در پدیده رواناب موثر است، مربوط به فرآیندهای گیرش یا نگهداشت سطحی یا ذخیره آب (Retain Water) است که در یک تقسیم‌بندی ساده، خود به نگهداشت کاهشی(Retention) و نگهداشت افزایشی(Detention) تقسیم

می‌شود. در نگهداشت کاهشی آب ذخیره شده روی چالاب‌ها، ساختمان، پوشش گیاهی و ... در یک مدت طولانی‌تری به طور تدریجی در اثر تبخیر، کاهش می‌یابد و لذا وارد رواناب سطحی نمی‌شود. در نگهداشت افزایشی در واقع تاخیر زمانی نقش بیشتری دارد به طوری که آب باران پس از پرکردن ذخیره چالاب، اشباع کردن محیط غیراشباع خاک زیرین و... به طور تدریجی وارد رواناب سطحی می‌شود. این شرایط ممکن است به صورت دیگری از تفکیک فرآیند ذخیره سطحی شامل نگهداشت گیاهی (Vegetation Interception) و ذخیره چالابی (Depression Storage) تقسیم شود. در مناطق شهری نگهداشت مربوط به اشیاء مانند ساختمان‌ها جایگزین پوشش گیاهی می‌شود؛ هرچند سطوح پارک و فضای سبز شهری نباید فراموش گردد. وقتی در یک دوره خشک، بارندگی صورت می‌گیرد بخشی از بارش که به طور عمده بخش اولیه آن خواهد بود، روی ساقه و برگ گیاهان به صورت گیرش ساقه‌ای و برگی ذخیره می‌شود. سپس این ذخیره به صورت رواناب برگی و ساقه‌ای درآمده و خود را به سطح زمین می‌رساند. اگر بارندگی ادامه یابد و میزان آن کافی باشد، ذخیره چالابی نیز تشکیل خواهد شد. هر چند این ترتیب ممکن است الزاماً در طبیعت رعایت نشود. در این حالت بخشی از بارندگی را که روی سطح زمین به صورت گیرش گیاهی، ذخیره چالابی و تبخیر در زمان رگبار کسر می‌گردد، گیرش‌های سطحی (Abstraction) می نامند. اگرچه اثر پوشش گیاهی و انواع نگهداشت سطحی در سیلاب‌های کم احتمال، بی‌اهمیت است، گیرش گیاهی به وسیله بعضی از انواع گیاهان در کنار دیگر ذخایر سطحی حوضه ممکن است یک بخش قابل ملاحظه‌ای را در طول سال و یا حتی در بعضی از سیلاب‌ها به خود اختصاص دهند تاجایی که در کم کردن سیلاب (Flood Attenuation) اهمیت پیدا کنند. این مسئله می‌تواند بر اساس آنالیز هیدروگراف‌های ذخیره حوضه (فصل کنترل سیل) بررسی شود. جهت درک بهتر توزیع زمانی رواناب در مقیاس کلان می‌توان چرخه رواناب (Runoff Cycle) سیستم حوضه را بررسی نمود. مطالعه چرخه رواناب در واقع شامل بخشی از مطالعات چرخه هیدرولوژی است که به بررسی نزولات از لحظه برخورد با زمین تا ایجاد رواناب می‌پردازد.

اگر مولفه‌های معادله بیلان بالا بر اساس آمار واسنجی شده و یا روابط تجربی مشخص گردد، می‌توان با توجه به هیدروگراف واحد مصنوعی، حجم سیل و سایر خصوصیات دیگر سیل حوضه را تا حدودی برآورد و تعیین نمود. تعیین مشخصات رگبار در بندهای پیش به تفصیل ارائه شد. روش‌های تجربی تعیین گیرش در دنیا حدود ۱۰ تا ۱۵ مورد هستند که اغلب در کتب هیدرولوژی جنگل و هیدرولوژی مرتع بررسی می‌شوند. از روی این اطلاعات می‌توان گیرش ساختمان‌های شهری را نیز در صورت فقدان جداول تجربی مناسب، با احتیاط تعیین نمود. در خصوص ذخیره چالابی نیز روابط مختلفی ارائه شده است که می‌توان تاثیر ذخایر سطحی و حجم ذخیره شده سطحی را در ارتباط با بارش موثر و نفوذ به کمک ضرایب تجربی تعیین نمود. فرآیندهای تبخیر در سیلاب کمتر تاثیر دارد. اما اگر زمان پیمایش و رخداد سیل زیاد و بیش از نصف روز باشد، ممکن است فرآیند تبخیر به ویژه در دشت‌های سیلابی که عمق آب کم می‌شود، مهم شود. در این خصوص روابط محاسبه تبخیر ناشی از انرژی خورشید به صورت روزانه ممکن است استفاده گردد. مسئله نفوذ نیز در دشت‌های سیلابی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. مشخصات نفوذ در سطح حوضه ممکن است با روش‌های مختلفی چون روش هورتون، فیلیپ، گرین-آمپت(پیوست)، گرین-آمپت دولایه‌ای برای خاک‌های با دولایه متمایز و روش آنالیز آبنمود سیل در مقیاس کرت صحرایی و یا در سطح حوضه (شاخص نفوذ Φ و W) محاسبه شود.

مفهوم کلی چرخه هیدرولوژی ساده به نظر می‌رسد، اما درک جزئیات آن به دلیل وجود چرخه‌های تو در تو و مرتبط با هم موثر از نواحی قاره‌ای، منطقه‌ای و محلی پیچیده است. لذا اگرچه حجم کل آب در چرخه هیدرولوژی جهانی ثابت است اما توزیع آن روی قاره‌ها و زیرحوضه‌های مناطق مختلف به طور دائم در حال تغییر است. هیدرولوژی هر ناحیه توسط الگوهای هواشناسی و خصوصیات فیزیکی چون توپوگرافی، زمین‌شناسی و پوشش گیاهی آن منطقه مشخص می شود. هر چند که توسعه شهرسازی و فعالیت‌های بشر(استفاده از سوخت‌های فسیلی، افزایش دی‌اکسیدکربن اتمسفر، گرم شدن زمین، اثرات گلخانه‌ای و ...) به تدریج تعادل و خصوصیات دینامیکی چرخه هیدرولوژی را تغییر می‌دهد که بازخورد آن شروع یک چرخه جدید و رخدادهایی به نام بلایای طبیعی و تغییرات اقلیم است. با توجه به مفاهیم مذکور، معادله کلی و بسیار ساده شده بیلان عمومی هیدرولوژی یک حوزه آبخیز، دریاچه و هر نوع آبگیر دیگر در مقیاس سالانه به صورت رابطه ۱-۶۰ نوشته می‌شود(پیوست):

$$P = R + ET + GW - \Delta S \qquad ۶۰-۱$$

P: ارتفاع یا حجم نزولات، R:رواناب(سیلاب و جریان پایه)،ET: تبخیر و تعرق واقعی،GW: نفوذ و تغذیه سفره آب زیرزمینی، $\pm\Delta$: تغییرات ذخیره سیستم که ممکن است در درازمدت و تعادل محیط همچون یک سیستم بسته، برابر صفر فرض شود (فصل آب زیرزمینی). جهت حل معادله ۱-۶۰ روش‌های مختلفی وجود دارد. اگر در خروجی آبخیز کوچکی با سازند نفوذناپذیر ایستگاه هیدرومتری باشد (پرت آب زیرسطحی صفر یا ناچیز باشد) می‌توان پس از اندازه‌گیری ورودی و خروجی‌های سیستم مقدار تلفات تبخیر و تعرق واقعی را با دقت مناسبی برآورد نمود. اگر چنین شرایطی برای بیش از ۳ نقطه معرف وجود داشته باشد، امکان تصحیح معادلات تجربی تبخیر و تعرق در سطح وسیعی از منطقه مجاور فراهم می‌گردد. پس از این مرحله می‌توان مقدار تغذیه طبیعی آبخانه‌های منطقه را با توجه به تبخیر اصلاح شده با دقت مناسب تعیین نمود. همچنین ممکن است با کاهش زمان و در صورت در دسترس بودن نمودار توزیع زمانی رگبارهای سطح مطالعه، مقدار تبخیر را صفر فرض نمود. سپس با توجه به اندازه‌گیری ورودی و خروجی‌ها، مقدار نفوذ عمقی را برای تشکیلات معین حوضه برآورد نمود تا از این اطلاعات برای محاسبه تبخیر در زمان‌های ماه و سال بهره برد (مفاهیم شاخص نفوذ Φ و W).

مثال: مقدار تبخیر و تعرق واقعی سالانه بر اساس یک روش تجربی مانند تورک برای سه منطقه فرضی هر یک با وسعت حدودی ۳۵ هزار هکتار وسازندهای گرانیتی فرسایش نیافته و مارنی رسی با شیب نسبتاً زیاد برابر ۴۳۸، ۴۱۰ و ۴۸۰ میلیمتر برآورد شده است. میزان بارش و رواناب سالانه منطقه بر اساس ایستگاه‌های هیدرومتری و هواشناسی مشخص است. بر این اساس با توجه به بیلان هیدرولوژی و ناچیز بودن تغذیه طبیعی، مقدار تبخیر و تعرق برای سه منطقه به ترتیب ۴۲۰، ۳۸۰ و ۴۴۰ میلیمتر به دست آمده است. معادله تصحیح شده تبخیر و تعرق منطقه را محاسبه کنید؟

$$ET_{correct} = 0.82 ET_{Turc-formula} + 47.2$$

این جمله ناقص است که یک معادله همبستگی وقتی بهتر است که تعداد داده‌های آن زیاد شود زیرا وقتی تعداد داده‌ها زیاد می‌شود، همراه با افزایش درجه آزادی و سطح اعتماد معادله، معمولاً سطح اثر معادله نیز بزرگ‌تر می‌شود. لذا تنها در صورتی با افزایش تعداد داده، همبستگی بهتر می‌شود که تراکم ایستگاه به طور متناسب در محدوده مطالعه زیاد شده باشد؛ به طوری که ممکن است حتی نتایج معادله‌ای با ۳ ایستگاه معرف منطقه، بهتر از نتایج معادله‌ای با ۸ ایستگاه اما

دورتر باشد. لذا امتیاز ایستگاه معرف بودن مهم‌تر از افزایش سطح معنی‌دار بودن و ضریب همبستگی معادله توسط ایستگاه‌های متعدد غیرمعرف است.

۱-۵-۳- روش‌های محاسبه سیلاب در مناطق غیرساحلی

مناطق غیرساحلی شامل کلیه خروجی‌ها در حوزه‌های آبخیز و رودخانه‌های آن‌ها در مناطق کوهستانی، شهری و دشتی است؛ لذا سیلاب‌های ساحلی مانند انواع سونامی و آب‌گرفتگی در سواحل دریا در این گروه قرار نمی‌گیرد. در این خصوص ابتدا باید نوع سیل را از نظر خالص یا گل‌آلود بودن و دلایل ایجاد آن در منطقه بررسی نمود. در غیر این صورت نتایج محاسبه و در نتیجه روش‌های کنترل سیلاب با شکست مواجه خواهند شد (بند انواع سیل). محاسبه دبی و هیدروگراف سیل ممکن است با حل معادله بیلان رواناب بر اساس روابط تجربی یا فیزیکی نیز امکان‌پذیر باشد. عمده‌ترین روش‌های محاسبه کمی سیلاب در سطح شهرها که ممکن است در مناطق روستایی نیز با کمی تغییر استفاده شود شامل روش موج جنبشی، هیدروگراف واحد شهری مانند هیدروگراف ۱۰ دقیقه اسپی، روش‌های **TR-55** (SCS**1986**)، هیدرگراف شهری سانتاباربارا، معادلات رگرسیون USGS، مدل کلارک، روش استدلالی، استدلالی اصلاح شده و استدلالی جنبشی قابل ذکر هستند. برخی از این روش‌ها در فصل حاضر و برخی در فصل ۲ ارائه شده‌اند. به طورکلی روش‌های محاسبه سیلاب را می‌توان در ۴ کلاس کاربردی زیر تقسیم نمود:

۱- روش‌های مبتنی بر آنالیز آمار ایستگاه‌های هیدرومتری معرف منطقه و تعمیم نتایج که حاصل آن محاسبه دبی هیدرولوژیکی سیل و سایر خصوصیات آن در مناطق مشابه است. برخی از فرآیندهای هیدرولوژی ممکن است تاحدی قابل پیش‌بینی (Deterministic) و تاحدی تصادفی (Random) باشند. در این حالت به آنها فرآیندهای استوکاستیکی (Stochastic process) می‌گویند. وقتی خصوصیات تصادفی متغیر زیادتر از خصوصیات قطعی آن باشد، می‌توان از مفاهیم تصادفی و آمار جهت آنالیز سری استفاده نمود. در این شرایط خصوصیات آماری این نوع فرآیندها در طول دوره معین ثابت است. هر چند ممکن است خصوصیات فرآیندهای تصادفی نیز به دلیل تغییرات اقلیمی در طول دوره‌های درازمدت تغییر کند. لذا ممکن است بتوان متغیر تصادفی را از مکان و زمان مستقل فرض نمود. چنین شرایطی برای مطالعه آماری سیلاب‌ها، ذوب برف، خشکسالی‌ها و یا برای مقادیر متوسط داده‌های هیدرولوژیک در یک دوره درازمدت منطقی مفید است. در روش آماری، خود داده‌ها بر اساس آمار که علمی توصیفی است، بررسی می‌شوند. بدون این‌که به رابطه علت و معلول فرآیندها بر اساس روابط فیزیکی پرداخته شود.

۲-روش‌های تجربی خصوصیات دبی سیل منطقه مورد نظر را بر اساس خصوصیات منطقه توسعه یافته رابطه برآورد می کنند. لذا ضرایب این روابط قبل از برآورد دبی سیل می‌بایست واسنجی شود. بسیاری از روابط تجربی ذوب برف نیز در این گروه قرار دارند که با تمهیداتی بر اساس تجربه و قضاوت‌های کارشناسی وارد محاسبات دبی سیل می‌شوند.

۳-مدل‌سازی سیستم‌های هیدرولوژیکی. مدل‌های سیلاب را می‌توان در گروه‌های زیر طبقه‌بندی نمود:

-مدل‌های بر مبنای معادلات ریاضی مانند روابط تجربی، مدل‌های تصادفی، مدل‌های قطعی و مدل‌های عددی که ممکن است هیدرولیکی و یا سیستمی (هیدروگراف واحد) یا تلفیقی از روش‌های مذکور باشند.

-مدل‌های آزاد مانند شبکه عصبی. این تکنیک‌ها در آینده بیشتر استفاده می‌شوند. در این روش می‌توان چندین سری مرتبط با رواناب سیل، ماهانه، سالانه یا روزانه را (مانند دما، بارش، رطوبت خاک و...) با تاخیر فاز مناسب به صورت ستونی در کنار یکدیگر قرار داد. سپس به کمک تکنیک‌های مختلف روابط آنها را بررسی و به مدل آموزش داد. این کار در نرم‌افزار Matlab نیز امکان‌پذیر است. مهم‌ترین عیب این روش نیاز به داده‌های زیاد است.

-مدل‌های بر مبنای منطق فازی. این روش‌های می‌توانند در پیش‌بینی تراز سفره، بارش، دما و...کاربرد داشته باشند.

در این خصوص اغلب مدل‌ها توانایی مدل کردن دبی ریاضی یا دبی آب سیل را دارند اما محاسبه دبی هیدرولوژیکی سیل پیچیده است. برخی از مدل‌ها بسته به ساختار ممکن است اثر رسوب و خصوصیات فیزیکی ذوب برف سهیم در سیلاب را نیز شبیه‌سازی نمایند. در صورتی که مدل قادر به شبیه‌سازی ذوب برف سهیم در سیل نباشد و یا اطلاعات مربوط به فیزیک ذوب برف در دسترس نباشد دو راهکار ساده این است که مقدار ارتفاع ذوب برف بر اساس روابط تجربی هیدرومتئورولوژی محاسبه و به ارتفاع رگبار طرح اضافه شود. در این حالت توزیع ذوب برف وابسته به توابع مدل مذکور خواهد بود و در بسیاری از موارد با توجه به کمبود داده‌های متعدد مورد نیاز در شبیه‌سازی ذوب برف، قابل قبول است. روش دوم نیز که بر پایه روابط تجربی استوار است مقدار ذوب برف بر اساس شرایط مرزی و تعیین خصوصیات جریان پایه رودخانه در زمان بحرانی وقوع سیل وارد محاسبات مدل‌های شبیه‌سازی سیلاب می‌شود (Daliri et al,**2009**). همچنین تاثیر رسوب در دبی آب سیل نیز در بند متعاقب روش‌های هیدرولیکی تشریح شده است.

۴- روش‌های هیدرولیکی. کاربرد این گروه متنوع است به طوری که می‌تواند در برآورد مناسب زمان تمرکز و کنترل روابط تجربی، محاسبه سیلاب‌های تاریخی، محاسبه سیلاب‌های گل‌آلود و امثال آن کاربرد داشته باشد. در پروژه‌های حساس تلفیق روش ۴ با سایر روش‌ها ضروری است. در ادامه روش‌های مذکور با ذکر مثال تشریح شده است.

۱- روش‌های آماری و احتمالاتی(Frequency Analysis)

در صورتی که دبی اوج سیل در محل ایستگاه‌ها و یا نقاط فاقد آمار مورد نظر باشد، در روش آنالیز فراوانی سه مرحله A -کنترل آمار،B- انتخاب توزیع، و C-آنالیز و تعمیم سیلاب به ترتیب مراحل زیر دنبال می‌گردد.

A کنترل آمار و داده‌ها

الف-بازسازی و آزمون داده‌های خام سیلاب: نخستین گام در این روش انتخاب ایستگاه معرف است که ممکن است بر اساس تجربه هیدرولوگ در ابتدای آنالیز آمار یا بر اساس روش‌های ریاضی مانند آزمون لانگبین در طول آنالیز و در یک فرآیند دوره‌ای انتخاب شود. گام بعدی که هم‌زمان با مراحل بعدی صورت می‌گیرد کنترل ایستگاه هیدرومتری از نظر وضعیت آماربرداری است. در صورتی که هدف آنالیز دبی سیل باشد باید آمار مرتبط به هدف(Relevance) یعنی دبی اوج لحظه‌ای ایستگاه‌های هیدرومتری منطقه یا مناطق مجاور انتخاب گردد. درصورت نیاز به تکمیل آمار ناقص می

توان از دبی حداکثر سالانه(دبی اوج ۲۴ ساعته) یا رگبار ۲۴ ساعته همان ایستگاه و ایستگاه‌های شاهد با ایجاد جداول ماتریس و انتخاب بالاترین ضریب همبستگی ایستگاه شاهد، اقدام به بازسازی نمود. در این خصوص می‌توان از نرم‌افزار SPSS استفاده کرد. طول دوره مجاز آماری به صورت تجربی در مناطق مرطوب برای هر ۷ سال آمار موجود و مطمئن ۳ سال توسعه آمار ناقص، مناطق نیمه‌خشک هر ۸ سال ۲ سال و در مناطق خشک هر ۹ سال ۱ سال است. در این خصوص امکان تعیین حد طول دوره مجاز بازسازی بر اساس روابط آماری و جدول فیشر نیز وجود دارد. در صورتی که ایستگاه شاهد انتخابی در بالادست یا پایین‌دست ایستگاه ناقص و در شرایط طبیعی (فاقد مخازن سد) قرار داشته باشد، محدودیت بازسازی وجود نخواهد داشت. این مسئله در بازسازی داده‌های هواشناسی کمتر صادق است. همچنین اگر دوره بازگشت سیلاب‌های انتخابی بیش‌تر از ۲ تا ۳ برابر طول دوره آماری موجود باشد، باعث خطای قابل توجهی در نتایج آنالیز می شود. میزان خطای مربوط به کفایت داده‌ها (Adequacy) از روش‌های آماری مانند روش ماکوس در سطح اطمینان مشخص و جداول موجود قابل محاسبه است. در این خصوص در صورت کمبود اطلاعات و حساسیت طرح و نیاز به برآورد سیلاب‌های کم احتمال می‌بایست با بررسی‌های میدانی و تشخیص سیلاب‌های تاریخی (Historical Flood) اقدام به تصحیح منحنی تجربی در توزیع‌های آماری نمود. پس از مراحل فوق می‌بایست درستی داده‌ها (Accuracy) به واسطه ۶ نوع آزمون دیگر شامل ۴ آزمون کمی- احتمالاتی و ۲ آزمون کیفی- تجربی روی آمار خام دبی اوج ایستگاه معرف به شرح ذیل بررسی شود:

۱- کنترل مقادیر متناظر رگبار- سیلاب، ۲-کنترل دبی‌های متناظر اوج- حداکثر روزانه. این دو آزمون تجربی، جهت کنترل کیفی داده‌های مشکوک صورت می گیرد.

۳- آزمون همگنی و ایستایی. باید توجه نمود در مطالعات سیلاب منظور از آزمون همگنی، آزمون جرم مضاعف نیست؛ زیرا سری داده‌ها از نوع مقادیر حد هستند. این آزمون جهت اطمینان از عدم وجود داده‌های حاصل از ذوب برف، همگن بودن شرایط هیدرولوژیکی (که ممکن است در اثر تغییر کاربری، احداث سد، سیستم‌های پخش سیل، زهکشی اراضی و غیره شرایط ناهمگن ایجاد گردد)، تبعیت کلیه داده‌ها از توزیع یکسان و قابلیت کاربرد روش سیلاب نمایه (IFM) در ناحیه‌ای کردن به کار برده می‌شود. آزمون‌های آماری ممکن است پارامتری (مانند آزمون t-student) یا غیر پارامتری باشند. در این خصوص معمولاً آزمون‌های غیر پارامتری مانند آزمون‌تری (Terry) و یا مان ویتنی(Mann Whitney) استفاده می‌شود. آزمون توالی (Runs test) نیز ممکن است جهت کنترل تصادفی بودن سری داده‌ها استفاده شود. در صورت ناهمگنی سری داده‌ها ابتدا باید دلیل ناهمگنی مشخص شود. اگر دلیل ناهمگنی سری داده‌ها به خاطر ذوب برف یا دلیل مشخص دیگری باشد می‌توان از روش احتمال وقوع ترکیبی (فصل خشکسالی) و یا تفکیک هر سری (مثلاً بهاره، پاییزه، سالانه) جهت آنالیز مجزا اقدام و مقدار حدی نتایج سری ها انتخاب شود. چنین مسائلی عموماً در مطالعه جریان‌های حداقل به ویژه در مناطق خشک نیز مشاهده می‌شود. اگر دلیل ناهمگنی وجود مخازن و تنظیمی شدن جریان باشد، ممکن است با توجه به هدف طرح، داده‌های ناهمگن را حذف و مجدداً توسط ایستگاه مناسب بازسازی و سپس آنالیز نمود. اگر علت ناهنگنی مشخص نباشد میتوان از آزمون Kolmogorov-Smirnov بهره برد(هیدرولوژی کاربردی).

۴- آزمون استقلال و ایستایی. یک فرض اساسی در تحلیل فراوانی سیل، تصادفی بودن سری داده‌های است. در این خصوص آزمون والد – ولفوویتز(Wald Wolfowitz) انجام می‌شود. کلیه آزمون‌های مذکور در نرم افزار SPSS قابل محاسبه هستند.

۵-آزمون داده‌های پرت(Outlier Test). این آزمون جهت کنترل مقادیر مشکوک دبی‌های بسیار بزرگ یا کوچک موجود در سری داده‌ها انجام می‌شود. داده‌های پرت به طور قابل توجهی از روند طبیعی داده‌های واقعی دور می‌شود. به طوری که حذف یا نگهداری این‌گونه از داده‌ها اثرات قابل توجهی به ویژه در برآورد پارامترهای آماری سری‌های کوتاه‌مدت می‌گذارد. در این خصوص یک روش ریاضی ۱-۶۱ توسط کمیته انجمن آب امریکا (1981,WRC) ارائه شده است. اگر ضریب چولگی سری داده‌ها بزرگ‌تر از ۰٫۴+ باشد تست بزرگی داده‌ها ضروری است. اگر ضریب چولگی کوچک‌تر از ۰٫۴- باشد تست کوچکی داده‌ها و اگر ضریب چولگی بین این دو عدد باشد هر دو تست بزرگی و کوچکی توسط روابط و جدول فراوانی K_n، میانگین لگاریتمی داده‌ها با پایه ۱۰($\bar{y}$) و انحراف معیار لگاریتمی داده‌ها(S_y) انجام می‌گیرد.

$$y_H = \bar{y} + K_n S_y \qquad ۶۱-۱$$

$$y_L = \bar{y} - K_n S_y$$

*جدول۱-۴: مقادیر K_n آزمون داده‌های پرت در توزیع نرمال یک طرفه و سطح معنادار ۱۰ درصد**

N	k_n	N	k_n	N	k_n	N	k_n
۱۰	۲/۰۳۶	۲۴	۲/۴۶۷	۳۸	۲/۶۶۱	۵۲	۲/۷۸۳
۱۱	۲/۰۸۸	۲۵	۲/۴۸۶	۳۹	۲/۶۷۱	۵۳	۲/۷۹
۱۲	۲/۱۳۴	۲۶	۲/۵۰۲	۴۰	۲/۶۸۲	۵۴	۲/۷۹۸
۱۳	۲/۱۷۵	۲۷	۲/۵۱۹	۴۱	۲/۶۹۲	۵۵	۲/۸۰۴
۱۴	۲/۲۱۳	۲۸	۲/۵۳۴	۴۲	۲/۷۰۰	۵۶	۲/۸۱۱
۱۵	۲/۲۴۷	۲۹	۲/۵۴۹	۴۳	۲/۷۱۰	۵۷	۲/۸۱۸
۱۶	۲/۲۷۹	۳۰	۲/۵۶۳	۴۴	۲/۷۱۹	۵۸	۲/۸۲۴
۱۷	۲/۳۰۹	۳۱	۲/۵۷۷	۴۵	۲/۷۲۷	۵۹	۲/۸۳۱
۱۸	۲/۳۳۵	۳۲	۲/۵۹۱	۴۶	۲/۷۳۶	۶۰	۲/۸۳۷
۱۹	۲/۳۶۱	۳۳	۲/۶۰۴	۴۷	۲/۷۴۴	۶۱	۲/۸۴۲
۲۰	۲/۳۸۵	۳۴	۲/۶۱۶	۴۸	۲/۷۵۳	۶۲	۲/۸۴۹
۲۱	۲/۴۰۸	۳۵	۲/۶۲۸	۴۹	۲/۷۶۰	۶۳	۲/۸۵۴
۲۲	۲/۴۲۹	۳۶	۲/۶۳۹	۵۰	۲/۷۶۸	۶۴	۲/۸۶۰
۲۳	۲/۴۴۸	۳۷	۲/۶۵۰	۵۱	۲/۷۷۵	۶۵	۲/۸۶۶

*در صورت وجود داده‌های بیشتر از ۶۵ سال که به ندرت در کشور وجود دارد به سایر منابع مراجعه شود.

اگر در سری داده‌ها اعدادی باشند که از مقادیر آستانه حد بالا (y_H) و آستانه حد پایین(y_L) روابط مذکور بالاتر یا پایین‌تر باشند از نظر منطق ریاضی به ترتیب داده پرت بالا و پرت پایین محسوب می‌شوند. وقتی در سری داده‌ها عددی داده پرت پایین باشد، بی‌درنگ از ادامه آنالیز سیلاب حذف می‌شود. اما اگر داده پرت بالا باشد باید ملاحظات هیدرولوژیکی را نیز در نتیجه روابط ریاضی دخیل نمود. به طوری که با توجه به ایستگاه‌های هیدرومتری همسایه، آمار رگبار مناطق مجاور و بازدید میدانی محل رودخانه جهت بررسی سیل‌های تاریخی گذشته از تاریخی نبودن سیل اطمینان حاصل کرد. زیرا داده سیل تاریخی(Historical Flood) رخدادی بزرگ و غیر معمول است. در هر صورت می‌بایست به مسائلی چون احتمال اشتباهات ناشی از انتقال ورود داده‌ها در رایانه و ثبت داده‌ها نیز توجه کرد. اگر هیچ یک از اطلاعات مذکور جهت کنترل موجود نباشد هیدرولوگ طرح باید با توجه به حساسیت موضوع تصمیم بگیرد.

۶-کنترل کفایت داده‌ها. در مثال زیر توضیح داده شده است.

مثال: کلیه مراحل بازسازی و آزمون داده‌های خام سیلاب رودخانه قره‌آغاج را (جدول ۱-۵) در محل ایستگاه بند بهمن ورودی حوزه آبریز سد کوار (استان فارس) به کمک نرم‌افزارهای Excel, SPSS انجام دهید؟

جواب: با توجه به طول دوره آماری موجود در جدول ۱-۵ و سطح دقت مورد نیاز طرح از سری مقادیر حد (Extreme Series) استفاده می‌شود. در این خصوص ۴ آزمون کمی- احتمالاتی و ۲ آزمون کیفی- تجربی روی آمار دبی اوج ایستگاه معرف بندبهمن به شرح ذیل انجام شد: الف- کنترل مقادیر متناظر رگبار- سیلاب، ب-کنترل دبی‌های متناظر اوج- حداکثر روزانه، د- آزمون همگنی و ایستایی، ه- آزمون استقلال- ایستایی، و-آزمون داده‌های پرت، ج- آزمون کفایت داده. جهت انتخاب ایستگاه شاهد به جز تست لانگبین باید از تشابه چولگی، ضریب تغییرات و کشیدگی (Kurtosis) نیز بهره برد. لازم به ذکر است ضریب کشیدگی نیز پارامتر مهم دیگری است که کشیدگی انتهایی دم شکل توزیع را تفسیر می کند وتوزیع هایی که علاوه بر چولگی این پارامتر را نیز لحاظ می کنند شاید برای آنالیز مقادیر حد مناسب تر باشند. همچین این پارامتر هنگام آنالیز سری مقایر دبی پیک با یک آستانه که اغلب شکل دم توزیع کشیده می شود مناسب است.

جدول۱-۵: آمار خام و بازسازی شده دبی اوج و ۲۴ ساعته ایستگاه معرف بندبهمن-رودخانه قره‌آغاج- سد کوار (m^3/s)

ROW	سال آبی	PEAK	PEAK	MAX-DEBIT
1	1348-49		35.53	17.06
2	1349-50	35	35.00	12.93
3	1350-51	358	358.00	344
4	1351-52	56.1	56.10	26.4
5	1352-53	97.34	97.34	64.94
6	1353-54	97.2	97.20	61.81
7	1354-55	615	615.00	347
8	1355-56		47.85	23.5
9	1356-57	816	816.00	601.2
10	1357-58		137.23	72.95
11	1358-59		398.54	229.56
12	1359-60		1027.98	635.9
13	1360-61	215.3	215.30	142.21
14	1361-62		139.38	74.18
15	1362-63		210.06	115.3
16	1363-64		337.80	192.17
17	1364-65	81	81.00	46
18	1365-66	1490	1490.00	99
19	1366-67	563	563.00	260.37
20	1367-68	286	286.00	110.68
21	1368-69	532	532.00	301.5
22	1369-70	603.6	603.60	322.48
23	1370-71	547	547.00	161.24
24	1371-72	650	650.00	342.08
25	1372-73	29	29.00	20.78
26	1373-74	510	510.00	416.25
27	1374-75	320	320.00	166.5
28	1375-76	93	93.00	76.8
29	1376-77	755	755.00	584
30	1377-78	78	751.44	454
31	1378-79	367.5	367.50	82.1
32	1379-80	35	35.00	20.9
33	1380-81	1179	1179.00	620
34	1381-82		183.32	99.6
35	1382-83		314.58	178
36	1383-84		1040.15	644

بر اساس کنترل مقادیر متناظر رگبار ـ دبی و دبی‌های متناظر حداکثر روزانه مشخص شد که دبی سیلاب سال‌های ۷۳-۱۳۷۴، ۸۱-۱۳۸۰ و ۷۸-۱۳۷۷ مشکوک هستند. در این خصوص بررسی همگنی و ایستایی داده‌ها بر اساس آزمون غیرپارامتری مان-ویتنی (۱۹۴۷) انجام گرفت. همان‌طور که از جدول۱-۶ نیز مشخص است، همگنی سری آماری سیلاب در سطح ۰,۰۵ و تایید فرض صفر مشخص می‌گردد. همچنین آزمون استقلال و ایستایی نیز بر اساس آزمون والد ـ ولفو ویتز(۱۹۴۳) برای بررسی استقلال داده‌ها و آزمون وجود روند مورد استفاده قرار گرفت. نتایج آماری روش مذکور حاکی از عدم رد فرض صفر در سطح ۰,۰۵ است (جدول۱-۷). لذا داده‌های سیلاب مستقل و ایستا هستند. داده‌های پرت در مقادیر حد، یکی دیگر از آزمون‌های مهم است. بررسی‌ها حاکی از آن است که با توجه به چولگی، آزمون مقادیر حد بالا برای سری آماری بند بهمن لازم است (انجمن منابع آب امریکا، ۱۹۸۱). این مسئله به طور تجربی و با توجه به شناخت پتانسیل عبور سیلاب در رودخانه‌های منطقه تایید می‌شود. با این وجود نتیجه‌ی آزمون حاکی از آن است که داده تاریخی نیز درسطح اطمینان ۰,۱ اطمینان و یک سویه، در سری زمانی مشاهده نمی‌شود.

لذا مقادیر حد بالای پرت در سری آماری وجود ندارد (جدول۱-۸). کفایت داده‌ها در صورتی که رعایت نشود ممکن است خسارات قابل توجهی در اثر طراحی غلط ایجاد نماید. در این خصوص از دو روش استفاده شد. روش اول که تجربی بوده بر اساس نتایج سری داده‌های مصنوعی به دست آمده است. به طوری که حداقل آمار لازم در سطح ۰,۰۵ اطمینان و خطای قابل قبول ۲۵ درصد با احتمال طراحی ۰,۰۲ که عموماً در مطالعات آبخیزداری کمتر از این دقت مورد نظر است، معادل ۳۹ سال برآورد شده است. لذا با توجه به ۳۶ سال آمار مناسب ایستگاه بند بهمن (پس از بازسازی)، امکان برآورد سیلاب‌های ۲۵ ساله با خطای قابل قبول در مطالعه حاضر وجود دارد. همچنین این مسئله با روش کمی ماکوس(Mockus) نیز بررسی شد. نتایج نشان داد که در سطح اطمینان ۰,۱ و ۰,۰۵ به ترتیب حداقل آمار لازم برای سیلاب‌های با احتمال طراحی ۰,۰۴ حدود ۳۴ و ۴۷ سال است. لذا کفایت آمار ایستگاه معرف بند بهمن در مطالعات حاضر تایید می‌شود. نتایج فوق از لحاظ تجربه کارشناسی نیز مورد تایید است. بر این اساس آمار دبی سیلابی ایستگاه معرف بندبهمن به شرح جداول و شکل ۱-۷ بازسازی شد.

جدول۱-۶: *نتایج آزمون آماری مان - ویتنی*

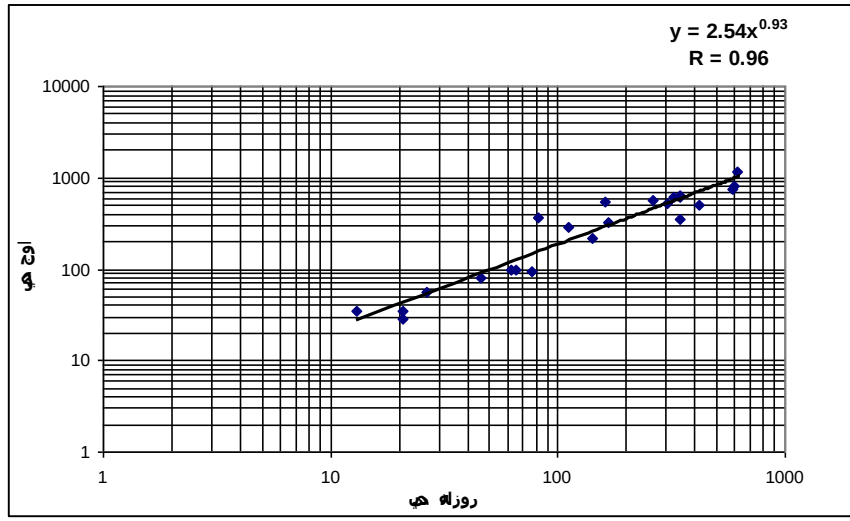
a. Not corrected for ties. c.Grouping Variable			Score
Mann-Whitney U			135.000
Wilcoxon W			411.000
Z			-.478
Asymp. Sig. (2-tailed)			.633
Exact Sig. [2*(1-tailed Sig.)]			.649[a]
Monte Carlo Sig. (2-tailed)		Sig.	.647[b]
99% Confidence Interval		Lower Bound	.635
		Upper Bound	.659
Monte Carlo Sig. (1-tailed)		Lower Bound	.312
99% Confidence Interval		Upper Bound	.336
b. Based on 10000 sampled tables with starting seed (2000000).		Sig.	.324[b]

جدول۱-۷: *نتایج آزمون آماری والد – ولفو ویتز*

		Number of Runs	Z	Asymp. Sig. (1-tailed)	Exact Sig. (1-tailed)	Point Probability
Score	Exact Number of Runs	16[a]	-.408	.342	.337[b]	.117[b]

جدول۱-۸: نتایج آزمون آماری داده‌های پرت

نام ایستگاه	تعداد داده‌ها	سطح اعتماد	توزیع	حد بالا	ضریب فراوانی	حد بالای مجاز	نتیجه آزمون
بندبهمن	۳۶	۰,۱	یک طرفه- نرمال	۳,۱۷۳	۲,۶۳۹	۳,۶۷۹	پذیرفته



شکل۱-۷: رابطه همبستگی دبی روزانه و اوج در ایستگاه بندبهمن در سطح ۰,۰۵ $\left(m^3/s\right)$

B انتخاب تابع توزیع دانسیته احتمال دبی سیلاب و رگبار

پس از انجام مراحل گام A، این گام آغاز می‌شود. توزیع‌های گسسته و پیوسته آماری در تحلیل‌های هیدرولوژیکی کاربرد زیادی دارند. اغلب توزیع‌های گسسته در آنالیز ریسک کاربرد دارند (فصل۲). توزیع‌های اصلی احتمال پیوسته که در تحلیل داده‌های جریان سیلاب، حداکثر سالانه و تعیین احتمال وقوع کاربرد دارند عموماً شامل توزیع پیرسون نوع ۳ (توزیع گامای ۳ پارامتری)، لوگ پیرسون ۳، لوگ نرمال ۲ و ۳ پارامتری هستند. در صورتی که نتیجه برازش یک توزیع در سری سیلاب، نرمال باشد، نباید از نتایج توزیع استفاده نمود. زیرا اساساً توزیع سیلاب‌ها نمی‌تواند نرمال باشد. ممکن است دلیل برازش چنین توزیعی مربوط به کوتاه بودن طول سری داده‌ها باشد. توزیع نرمال نوع خاصی از توزیع پیرسون نوع ۳ است. با این تفاوت که توزیع نرمال، چولگی داده‌ها را توضیح نمی‌دهد.

وقتی داده‌ها خیلی چولگی دارند، یک تبدیل لگاریتمی (در سایر روش‌ها به ویژه در مطالعات خشکسالی تبدیل با ریشه‌های nام نیز ممکن است مفید باشد) جهت کاهش چولگی نیاز می‌شود. توزیع نرمال برای متغیرهای تصادفی متمایل به مرکز هیدرولوژی مانند دبی، نوسانات سفره و بارش متوسط مناسب است. توزیع لوگ پیرسون نوع ۳ یک توزیع استاندارد برازش سیل در اکثر نقاط دنیا مانند امریکاست. در این حالت وقتی لگاریتم سری، اطراف میانگین سری به صورت متقارن توزیع

شود، ممکن است توزیع لوگ نرمال نیز مفید باشد. توزیع لوگ نرمال ممکن است جهت بررسی توزیع هدایت هیدرولیکی محیط متخلخل نیز مناسب باشد (فریز Freeze، ۱۹۷۵). برخی از توزیع‌های دیگر که ممکن است کمتر ذکر شوند، توزیع مقادیر حد که شامل ۴ شکل: نوع۱ (یا توزیع گمبل)، نوع ۲(یا توزیع Frechet)، نوع۳(یا ویبول)، و نوع مقادیر حد عمومیGEV، توزیع گاما و توزیع نمایی هستند. توزیع مقادیر حد نوع۱ یا ۱ EVI برای بررسی مقادیر حد بالا (چولگی راست یا مثبت) و پایین (چولگی چپ یا منفی) سری داده‌ها کاربرد دارد. اما نوع ۲ آن از پایین محدود شده است. نوع ۳ یا توزیع مجانبی ویبول نوع ۳ با علامت EVIII از بالا محدود شده و لذا برای بررسی مقادیر حداقل دبی و بارش کاربرد دارد (فصل خشکسالی). توزیع گاما برای متغیرهایی که چولگی دارند بدون نیاز به تبدیل لگاریتمی کاربرد دارد. این توزیع برای بررسی عمق رگبار ممکن است استفاده شود. توریع‌های نمایی ناپیوسته (گسسته) مانند توزیع پوآسون در تحلیل بارش، برف، خشکسالی و ریسک هیدرولوژیکی کاربرد فراوان دارد. توزیع‌های نمایی اغلب در بررسی زمان بازگشت داخلی شوک‌های تصادفی هیدرولوژی مانند رخداد ورود رواناب آلوده (Polluted runoff) به رودخانه در اثر شستشوی سطح آلوده ناشی از بارش همچون سطح مناطق شهری و همچنین آبریزهای کوهستانی مناسب هستند.

- دوره بازگشتT(Return period)

دبی طرح هیدرولوژیکی سیل یا خشکسالی و بارش طرح ممکن است بر اساس روش‌های بند طراحی فصل حاضر و آنالیز عدم قطعیت (فصل ۲ و۴) تعیین شود. در آنالیز فراوانی سری تصادفی هیدرولوژی فرض می‌شود متغیر، مستقل از زمان و مکان باشد. این مسئله در مورد دبی سیلاب که در هر فاصله زمانی (سال، ماه و..) به وضوح مستقل از دبی قبل و بعدی است، مصداق دارد. هر چند در آنالیز هیدروگراف‌های سیل به ویژه هیدروگراف‌های دو اوجه باید از ضوابط خاصی جهت مستقل بودن یا نبودن دبی سیل استفاده نمود. طبق رابطه $P(X \geq x_T) = \frac{1}{T}$ سیلاب‌های بزرگ، فراوانی و احتمال وقوع کمتری نسبت به سیل‌های متوسط و کوچک دارند. کاربرد احتمال وقوع متوسط سیلاب‌ها در طرح‌های کنترل سیل شامل تعیین خسارت متوسط سالانه، تعیین ارزش اقتصادی پروژه‌های کنترل سیل، طراحی ابعاد و سرریز سدها، ارتفاع سیل‌بند، دهانه پل‌ها و غیره است. به طور کلی در استفاده از توزیع‌های فراوانی مذکور جهت برآورد کمیت مورد نظر در دوره زمانی مشخص، دو منبع خطا وجود دارد. یکی از آنها خطای ناشی از عدم تطابق تابع توزیع با کمیت مورد نظر در پسامدهای طولانی و دیگری احتمال خطای برآورد پارامترهای توزیع از داده های آماری در دسترس است که مورد اخیر در قسمت آزمون داده‌ها به تفصیل بحث شد. در این خصوص ۴ روش انتخاب اولیه توزیع که بیشتر در هیدرولوژی استفاده می‌گردد شامل ۱- استفاده از پارامترهای توزیع، ۲- ضریب فراوانی، ۳-تطابق گرافیکی منحنی تئوری- تجربی و ۴- روش حداقل مربعات است. اساسی‌ترین و بهترین گزینه، روش نخست است که جهت برآورد پارامترهای آن در مثال زیر از روش گشتاورها (MOM) و بیشینه درستنمایی(MLM) استفاده شده است. معمولاً روش بیشینه از دقت بالاتری برخوردار است اما محاسبات آن بسیار پیچیده و وقت‌گیر است. روش های گشتاور L و بایزین(Bayesian) نیز در سال های اخیر به عنوان روش های نوین برآورد پارامتر معرفی شده اند(Stedinger & Lu, 1995). حل روش بایزین با روش مونت کارلو زنجیر مارکوف (MCMC) صورت می پذیرد. همچنین جهت انتخاب بهترین توزیع (Best fit) از آزمون نیکویی کای مربع χ^2 با حدود اطمینان ۰,۹۵، روش انحراف و تطابق منحنی تئوری-تجربی استفاده می‌شود. همان‌طور که ذکر شد، تحت شرایطی به

دلیل عدم کفایت آمار ممکن است توزیع مناسبی برازش نشود. اگر ۱۰ سال آمار وجود دارد، حداکثر دوره بازگشت مجاز با توجه به شرایط طبیعی و آب و هوا ۲۰ تا ۳۰ سال است. اما در مطالعاتی دیده شده که تا دوره بازگشت ۵۰۰ سال نیز دبی را پیش‌بینی می کنند که اشتباه است. دلیل آن این است که ریاضیات طبیعت، کامل درک نشده و لذا توزیع‌های آماری به ویژه در آمار کوتاه‌مدت ناقص عمل می‌کنند. لذا ضرورت تصحیح محاسبات فراوانی دبی با توجه به سیلاب‌های تاریخی(Historical Flood) موجود در منطقه الزامی است. سیل تاریخی، سیلی است که به وقوع پیوسته ولی به دلیل بزرگی و تخریب ایستگاه، ثبت نشده است. یکی از سدهای چین ۵ برابر برخی از سدهای ایران است. آن‌ها بر اساس داغاب (Flood mark, Tide mark) و قضاوت در مورد سیلاب‌های گذشته جرات به احداث چنین سدهای بزرگی کرده‌اند. داغاب که حاصل اثرگذاری سیل در کناره رودخانه است، مبنای تعیین سطح مقطع جریان است. داغاب‌ها ممکن است با توجه به زمان سپری شده از رخداد بر اساس علامت‌های مختلفی مانند رسوب‌گذاری در حاشیه رودخانه، تغییر رنگ دیواره، گیرکردن آشغال در لابلای بوته‌ها و درختان حاشیه، اثر فرسایش و حافظه مردم تشخیص داده شوند. اما تشخیص خط اثر داغاب به تنهایی جهت انجام محاسبات اصلاح توزیع‌های آماری کافی نیست. در صورتی که سیلاب مربوط به زمان حاضر و به اصطلاح جدید باشد می‌توان بر اساس مشاهدات نسل حاضر مانند چوپانان و اهالی نزدیک به مکان حادثه، زمان تشکیل داغاب را نیز تعیین نمود. در غیر این صورت ممکن است بر اساس نوشته‌های موجود، سن داغاب‌های تاریخی (Historical mark) را به دست آورد. استفاده از کربن ۱۴ نیز جهت تعیین سن داغاب‌های ۵۰ تا ۶۰ سال امکان‌پذیر است. علاوه بر این می‌توان با توجه به استخوان و فسیل‌های باقی مانده در رسوب، چوب، زغال، اشیاء، نوع و دانه‌بندی رسوبات کنار رودخانه و غیره به عنوان شاخصی که در زمان سیل در رسوب به جا مانده است در سن‌یابی داغاب حتی بیش از ۴۰۰ سال نیز اقدام کرد. البته در برخی موارد ممکن است گفته‌های مردم به دلایل اجتماعی و نگرانی‌های خاص، دروغ نیز باشد. پس از تعیین سطح مقطع جریان که بر اساس داغاب و نقشه‌برداری مشخص می‌گردد، آن را در سرعت سیل تاریخی که از روش‌های هیدرولیکی مانند شیب- سطح مقطع مانینگ به دست می‌آید، ضرب کرده و دبی سیل تاریخی برآورد می‌شود. باید توجه نمود که داده تاریخی باید از داده‌های موجود در سری آماری بزرگ‌تر باشد. همچنین ممکن است بیش از یک داده تاریخی وجود داشته باشد. روش اصلاح نتایج آنالیز سیلاب بر اساس سیل تاریخی با ذکر یک مثال در ادامه ارائه شده است.

- قابلیت اعتماد آنالیز فراوانی (Reliability of analysis)

اگر از سایر خطاها و عدم قطعیت‌های مربوط به روش توزیع فراوانی و برازش داده‌ها، کیفیت آمار، کفایت داده‌ها و غیره صرف نظر شود، قابلیت اعتماد نتایج آنالیز فراوانی به این موضوع وابسته است که روش احتمالاتی که برای سری زمانی داده‌ها به کار گرفته می‌شود، تا چه اندازه مناسب آن سری است. این خطا ممکن است تا حدی مربوط به روش برازش داده‌ها و انتخاب توزیع فراوانی باشد، اما اگر بهترین توزیع احتمالاتی نیز انتخاب شود، با توجه به مفهوم مدل‌های خاکستری (ضعف دانش بشری) باز هم نتایج ارائه شده در یک سطح اعتماد آماری معین ارزش دارد. به عنوان مثال اگر ۱۰ هیدرولوژیست با تجربه یکسان و در شرایط برابر، دبی یک سطح مشخص را برآورد نمایند و فرض شود حاصل آن با حاصلضرب 2×2 متناسب است، جواب هیچ‌کدام از آنها برابر ۴ نمی‌شود؛ اما جواب یکی از آنها به ۴ نزدیک‌تر خواهد بود. لذا بخشی از عدم قطعیت‌های ذاتی هیدرولوژی بر اساس مفهوم قابلیت اعتماد مشخص می‌شود. در این خصوص دو مفهوم حدود اعتماد (Confidence limits) و احتمال قابل انتظار(Expected probability) وجود دارد. حدود اعتماد بر اساس توزیع t و سطح

اعتماد و سطح معنی مشخص، محدوده‌ای در چپ و راست منحنی فراوانی تعیین می‌کند. بدیهی است که عدم قطعیت و حدود اعتماد سری‌هایی که ضریب تغییرات بیشتری دارند، در شرایط یکسان بیشتر باشد. ضریب تغییرات نسبت انحراف معیار سری به میانگین سری است. انحراف معیار، جذر واریانس است. لذا حدود اعتماد می‌تواند بر اساس اشتباه استاندارد سری تعیین شود. زیرا اشتباه استاندارد سری با انحراف معیار متناسب است. در اکثر نرم‌افزارهای آماری مانند SPSS می‌توان حاشیه اعتماد را برای یک معادله همبستگی یا آنالیز فراوانی تعیین نمود. فرض کنید n=40 سال آمار پیوسته دبی سیلاب وجود دارد و هدف تعیین سیل ۱۰۰ ساله باشد. بر اساس رابطه $P(X \geq x_T) = \frac{1}{T}$ این سیل ۱۰۰ ساله دارای احتمال تجاوز $p = 0.01$ است، اما از نظر منطق آماری، احتمال انتظار $E(p_n)$ (نوعی احتمال تجاوز) این سیل ۱۰۰ ساله با ۴۰ سال آمار، با احتمال زیاد باید بزرگ‌تر از ۰,۰۱ باشد. زیرا در ۴۰ سال آمار موجود، احتمال وجود سیل ۱۰۰ ساله کمتر خواهد بود. لذا هرچه طول دوره آماری بیشتر باشد، ارزش احتمال قابل انتظار $E(p_n)$، به ارزش احتمال تجاوز $P(X \geq x_T)$ نزدیک‌تر می شود. در واقع بزرگی سیلاب که از یک دوره آماری تعیین می‌شود، تقریبی از میانه تمام احتمالات ممکن سیل است که با شانسی برابر ممکن است بالاتر یا پایین‌تر از دامنه این احتمالات ممکن قرار بگیرد. با توجه به تاثیر چولگی مثبت سری، ارزش‌های متوسط نمونه، بزرگ‌تر از ارزش میانه می‌شود. رابطه زیر بر اساس توزیع نرمال به دست آمده و برای توزیع پیرسون نوع ۳ نیز قابل تقریب زدن است. ارزش احتمال انتظار $E(p_n)$ توزیع نرمال برای n تعداد سری داده از رابطه ۱-۶۲ محاسبه می‌شود:

$$E(p_n) = p[t_{n-1} > z(\frac{n}{n+1})^{1/2}] \qquad ۱-۶۲$$

که z متغیر نرمال استاندارد برای احتمال تجاوز مورد نظر و t_{n-1} آماره $t-Student$ با درجه آزادی $df = n-1$ است که با توجه به جداول توزیع آماری مقدار آماره‌های مذکور تعیین و سپس احتمال انتظار سیل T ساله با n سال آمار تعیین می شود. همچنین می‌توان از راه ساده‌تر محاسبات مذکور را به کمک معادله ۱-۶۳ انجام داد. ضرایب معادله از جدول ۱-۹ تعیین می‌شود.

$$E(p_n) = p(1+\frac{\beta}{n^{\alpha}}) \qquad ۱-۶۳$$

جدول۱-۹: ضرایب معادله احتمال انتظار $E(p_n)$، Chow,Applied hydrology,1988

T	P	α, β
۱۰۰۰	۰,۰۰۱	$\alpha = 1.55, \beta = 280$
۱۰۰	۰,۰۱	$\alpha = 1.16, \beta = 26$
۲۰	۰,۰۵	$\alpha = 1.04, \beta = 6$
۱۰	۰,۱۰	$\alpha = 1.04, \beta = 3$
۳,۳۳	۰,۳۰	$\alpha = 0.925, \beta = 0.46$

مثال: فرض کنید سیلاب رودخانه‌ای برای سیل T=100 با n=16 سال آمار برآورد شده است. احتمال انتظار این سیل چقدر است؟

با توجه به جدول و رابطه بالا داریم:

$$E(p_n) = p(1+\frac{\beta}{n^{\alpha}}) = 0.01(1+\frac{26}{16^{1.16}}) = 0.020$$

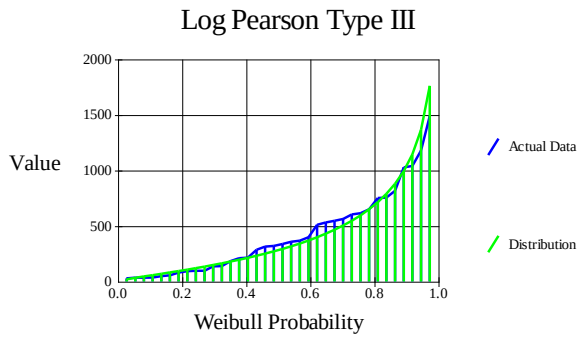
لذا دبی سیلاب ۱۰۰ ساله رودخانه فرضی دارای احتمال تجاوز ۰,۰۲ (و نه ۰,۰۱) و دوره بازگشتی معادل ۵۰ سال است.

با توجه به مطالب بالا و همچنین آنالیز عدم قطعیت فصل ۲ و فصل ۴، می‌توان این سوال را مطرح کرد، چگونه ممکن است. وقتی که حتی آمار واقعی حوضه پر از عدم قطعیت‌های گوناگون است، در برخی از پروژه‌ها روابط تجربی مانند رابطه استدلالی (سیل)، جاستین (رواناب)، هیدروگراف واحد مصنوعی، SCS، روابط تبخیر و غیره بدون واسنجی، در حوضه‌های فاقد آمار استفاده می‌شوند. در ادامه روش برازش داده‌ها، تعیین حدود اعتماد و روش کار اصلاح منحنی توزیع آماری بر اساس سیل تاریخی با ذکر ۲ مثال ارائه می گردد.

مثال: با توجه به داده‌های سیل رودخانه قره‌آغاج در محل سد کوار، بهترین توزیع آماری را برازش داده و سیلاب با دوره بازگشت‌های مختلف را تا حدود ۵ درصد اطمینان محاسبه نمایید؟ (نتایج نرم‌افزارهای Hyfa, Smada، HECWRC و FARAHY را تحقیق نمایید.)

جدول۱-۱۰: ارزش پارامترهای آماری دبی سیلاب در محل ایستگاه بندبهمن (cms)

پارامتر	x-stat	Lnx-stst
Mean	۴۱۵,۴۱	۵,۵۳
Var.	۰,۱۳۳۹	۱,۲۸
St.dev	۳۶۵,۹۴۳	۱,۱۳
Cf of var.	۰,۸۸	۰,۲۰۵
Var.index	۱,۱	۴,۸۷
Biasskew	۱,۰۶۷	-۰,۴۵۶
Biaskurt	۳,۶۱	۲,۰۶۷
Skew	۱,۱۶	-۰,۴۹۶
Kurt	۴,۲۹	۲,۴۵۶



شکل۱-۸: توزیع فراوانی سیلاب رودخانه قره‌آغاج در محل ایستگاه‌های بندبهمن (cms)

جدول۱-۱۱: مقادیر آزمون مربع کای χ^2 و روش انحراف در انتخاب توزیع نهایی دبی سیلاب- ایستگاه بندبهمن (cms)

درجه آزادی	$\chi^2_{0.95}$ بحرانی	متوسط انحراف نسبی	توزیع فراوانی	χ^2 مشاهداتی	Fitting method	ارزیابی
۲	۵,۹۹	۵۳,۴	LNP2	۷,۶۱	گشتاور	–
۲	۵,۹۹	۵۳,۴	LNP2	۷,۶۱	بیشینه درستنمایی	–
۱	۳,۸۴	۴۰,۰۸	LNP3	۱,۷۷	گشتاور	+
۱	۳,۸۴	۲۱,۰۷	LNP3	۳,۴۴	بیشینه درستنمایی	+
۲	۵,۹۹	۲۳,۰۶	GAMA2	۲,۰۵	گشتاور	+
۲	۵,۹۹	۱۸,۴۹	GAMA2	۲,۰۵	بیشینه درستنمایی	+
۱	۳,۸۴	27.2	P3	۱,۷۷	گشتاور	+
۱	۳,۸۴	–	P3	–	بیشینه درستنمایی	*
۱	۳,۸۴	–	LP3	–	گشتاور مستقیم	*
۱	۳,۸۴	۱۶,۷۳	LP3	۲,۶۱	گشتاور غیر مستقیم	+
۱	۳,۸۴	–	LP3	–	بیشینه درستنمایی	*
۲	۵,۹۹	۴۱,۸	GEV3	۱,۷۷	گشتاور	+
۲	۵,۹۹	۳۹,۲۸	GEV3	۲,۰۵	بیشینه درستنمایی	+

جدول۱-۱۲: مقادیر دبی احتمالاتی سیلاب رودخانه قره‌آغاج در محل ایستگاه بندبهمن (cms) *توزیع منتخب

ایستگاه	Best fit	روش برازش	۲	۵	۱۰	۲۵	۵۰	۱۰۰
بند بهمن	لوگ پیرسون نوع ۳	تطابق منحنی تئوری-تجربی	۲۸۲,۴۷	۶۸۷,۵۸	۱۰۳۴,۲	۱۵۳۴,۲۵	۱۹۳۷,۵	۲۳۵۷,۲۵
	*لوگ پیرسون نوع ۳(گشتاور غیر مستقیم)	پارامترهای توزیع	۲۸۲,۸	۶۶۸,۹	۹۸۹,۹	۱۴۴۳,۵	۱۸۰۲,۵	۲۱۷۱,۱
حدود اعتماد(۰,۰۵) و tvalue1.690, df=35	–	–	۱۸۳-۳۸۲	۴۶۱-۸۷۶	۶۶۴-۱۳۱۵	۸۱۸-۲۰۶۸	۸۱۳-۲۷۹۱	۶۹۱-۳۶۵۱

مثال: فرض کنید ۲۰ سال آمار سیلاب پس از مراحل بازسازی و آزمون موجود است. در صورتی که سری داده‌های آن از بزرگ به کوچک مرتب شود سه دبی سیل بزرگ آن به ترتیب ۳۰۰، ۳۵۰ و ۴۴۵ مترمکعب بر ثانیه اندازه‌گیری شده است. در محل نزدیک به ایستگاه آمار ۳ سیل تاریخی به ترتیب مربوط به ۳۰، ۴۰ و ۶۰ سال پیش معادل ۳۰۰، ۴۵۰ و ۹۰۰ مترمکعب بر ثانیه بر اساس یک روش

هیدرولیکی (رابطه شزی) برآورد شده است. چگونه می‌توان منحنی آنالیز توزیع فراوانی را با توجه به سیلاب‌های تاریخی منطقه توسعه و اصلاح نمود؟

جواب: ابتدا باید توجه نمود سیلاب ۳۰۰ cms نمی‌تواند یک سیل تاریخی به شمار آید. لذا دو سیل تاریخی وجود دارد. در این خصوص با توجه به رابطه تجربی ویبول و قانون احتمالات، ابتدا ۲۰ آمار دبی سیل را از بزرگ به کوچک مرتب کرده و به بزرگ‌ترین عدد احتمال $\frac{1}{20+1}$ عدد بعدی احتمال $\frac{2}{20+1}$ و... را می‌دهیم. در این حالت بدیهی است که احتمال دو سیل تاریخی به ترتیب $\frac{1}{40+1}$ و $\frac{1}{60+1}$ خواهد شد. پس از انتقال احتمال وقوع و دبی متناظر آنها روی محورهای مختصات کاغذ احتمالاتی مناسب، بهترین خط از ابر نقاط برازش داده می‌شود.

C-آنالیز و تعمیم آمار سیلاب ایستگاه هیدرومتری

پس از انجام مراحل A و B، آمار کنترل و آنالیز شده، آماده تجزیه و تحلیل‌های بعدی جهت برآورد دبی سیل در نقاط دارای آمار (ایستگاه هیدرومتری) و یا حوضه‌های مشابه فاقد آمار می‌شود. مراحل مذکور در تمامی روش‌های محاسبه دبی سیل به عنوان پایه و اساس کار بوده و باید انجام شود. یکی از معروف‌ترین روش‌های آنالیز آمار سیل، تجزیه و تحلیل سیلاب‌های منطقه‌ای است که در مناطق فاقد آمار یا آمار کوتاه‌مدت می‌توان از آن استفاده نمود. دقت این روش قابل قبول بوده و نتایج برای مناطق معرف تا ± 10 سطح بزرگ‌ترین و کوچک‌ترین ناحیه ایستگاه‌های تحلیل شده قابل تعمیم است. البته با نظر هیدرولوگ طرح و روش تعمیم نتایج ممکن است محدودیت سطح کمتر باشد. استفاده از دبی ویژه نیز در محدوده ایستگاه تحلیل شده معرف، اغلب روشی مناسب در برآورد دبی سیل است اما محدودیت سطح بسیار بیشتر است. روش‌های دیگر مانند تحلیل منطقه‌ای پارامترهای توزیع، ضریب چولگی منطقه‌ای و منحنی‌های پوش نیز وجود دارند. همچنین می‌توان به جای دبی سیل، تراز سیل را نیز آنالیز نمود و یا معادلات همبستگی مناسب چند متغیر ه را توسعه داد. در این خصوص امکان واسنجی مدل‌های مناسب و اجرای آنها در مناطق فاقد آمار نیز مناسب است.

۲- روش‌های تجربی(Empirical)

روش‌های تجربی با روش‌های آزمایشی(Experimental) متفاوت است. روش‌های آزمایشی، روابط تجربی واقعی هستند که بر اساس یکسری آزمایش و قوانین مانند قوانین ارشمیدس، نیوتن و غیره به دست آمده‌اند. اما روش‌های تجربی دارای فوت و فن کاسه‌گری هستند. برخی روش‌های آزمایشی مانند فرمول‌های مانینگ و شزی که به روش‌های تجربی نیز معروف هستند از نظر دیمانسون ابعادی ناهمگن و نابالانس هستند. روش‌های تجربی مانند مدل MPSIC (برآورد فرسایش و رسوب-پیوست) نیز وجود دارند که از نظر دیمانسون ابعادی همگن هستند. بیش از ۲۰۰ رابطه تجربی در تخمین سیلاب وجود دارد که می‌توان آن‌ها را در دو گروه قرار داد. گروه اول عموماً یک پارامتر مجهول مانند سطح(A) را مشابه این رابطه فرضی $Q=1.29A^{0.74}$ دارند. نتیجه این رابطه برای یک سطح برابر در شمال ایران و کره مریخ یکسان می‌شود. لذا اینگونه روابط تنها برای شرایط مشخصی، جهت برآوردهای تقریبی و اولیه توصیه می‌شود. گروه دوم مانند گروه اول شامل مدل‌های جعبه سیاه خطی هستند که معروف‌ترین آنها روش استدلالی است. رابطه معروف استدلالی(Mulvany,1850) $Q_x^{sc}=\alpha C_x I_x A$ که در آن (αضریب تبدیل واحد) ورودی سیستم(I) و فاکتور

پنهان(C) منطقه نیز مجهول بوده و می‌بایست برای یک دوره بازگشت معین (X) و شرایط سیستم مثل شرایط مرزی و اولیه (System condition) در منطقه همگن هیدرولوژیکی تعیین شود. به این کار به اصطلاح عمل واسنجی یا کالیبراسیون می‌گویند. اغلب روابط تجربی ساده بوده و نیازی به آنالیز حساسیت ندارند اما توصیه می‌شود مقدار ضرایب همیشه برای شرایط مختلف جهت کاهش خطای مجموع با توجه به عملیات صحت‌سنجی به کمک نرم‌افزارهایی چون Solver در Excel بهینه‌یابی شود. ناش (۱۹۶۷) اشاره کرد، باید با استفاده از بهینه‌سازی پارامترهای C_x و زمان تمرکز T_c توسط آنالیز آمار در حوضه معرف، روش استدلالی را تصحیح و سپس در حوضه فاقد آمار که ممکن است شهری یا روستایی باشد، استفاده نمود. در این خصوص اگر نمایش ریاضی رابطه استدلالی به صورت زیر باشد:

$$Q = \frac{A}{T_c}\int_{t-T_c}^{t} I(\tau)d\tau \qquad ۶۴-۱$$

I شدت بارش موثر در لحظه τ است. اگر ترم انتگرالی روش استدلالی واحد باشد، تابع پاسخ واحد لحظه‌ای(UIR) (فصل۲)، به صورت رابطه ۱-۶۵ نوشته می‌شود:

$$h(t) = \frac{A}{T_c} \qquad ۶۵-۱$$

معادله ۱-۶۵ توسط ناش(۱۹۵۸) ارائه شد. اگر این تابع را رسم کنیم یک هیدروگراف مستطیلی با طول برابر زمان تمرکز و عرض واحد روی محورهای مختصات مشاهده می‌شود. در این حالت رگباری با شدت برابر با زمان تمرکز حوضه در یک لحظه روی حوضه ریخته شده است. اگر پاسخ ضربان واحد (UPR) روش استدلالی را رسم کنیم (فصل۲)، به طوری که زمان بارش کمی بیشتر از زمان تمرکز باشد، شکل هیدروگراف سیل، ذوزنقه‌ای و برای تداومی مساوی T_cهیدروگرافی مثلثی نمایان می‌شود. لذا با توجه به معادله ناش، بخشی از محدودیت‌های فیزیکی روش استدلالی مشخص می‌شود، زیرا از نظر فیزیکی غیرممکن است پاسخ حوزه آبریز به حرکت واحد بارش موثر، ضربان لحظه‌ای واحدی به مدت T_c و ارتفاع $\frac{1}{T_C}$ باشد. همچنین گاهی اوقات با استفاده از روش استدلالی، دبی برای یک فراوانی مشخص و بخشی از حوضه، بزرگ‌تر از دبی کل حوضه می‌شود. لذا ممکن است دبی اوج روش استدلالی در زمانی کمتر از زمان تمرکز حوضه اتفاق بیفتد. در این خصوص به جز واسنجی روش استدلالی، تعدیل‌های مختلفی برای روش استدلالی چون تعدیل گری گری-آرنالید(Gregory & Arnold,1932)، تصحیح برنارد(۱۹۳۸)، تعدیل‌های TA و... پیشنهاد شده است که می‌بایست با توجه به شرایط منظور شود. به طورکلی در روش‌های تعدیل شده استدلالی، مدت بارش بحرانی به گونه‌ای لحاظ می‌شود، که حداکثر دبی سیل ایجاد گردد. البته برخی از تعدیل‌های رابطه استدلالی جهت حداکثر کردن حجم مورد نیاز مخازن نگهداشت شهری (Detention basin) اعمال می‌شود (بند۱-۶-۱). رابطه استدلالی در مناطق شهری (فرودگاه، پارکینگ و...) و روستایی با هر وسعتی جهت محاسبه دبی قابل استفاده است به شرط آنکه مجهولات معادله به صورت توزیعی در مکان برای سطوح حداکثر تا ۱۰۰۰ هکتار در مناطق روستایی و ۸۰ هکتار در مناطق شهری محاسبه و سپس روندیابی شود. مقدار حداکثر سطح، تحت تاثیر عوامل محیطی بویژه اقلیم و توزیع زمانی-مکانی بارش (یکنواخت بودن بارش الزامی است) است؛ به طوری که ممکن است با نظر کارشناسی حداکثر سطح تا ۵۰۰۰ هکتار نیز قابل قبول باشد(اقلیم معتدل و مسطح).

فاکتور پنهان یا ضریب c همه عوامل موثر مانند پوشش گیاهی، شرایط فیزیکی، اقلیمی و ... را شامل می‌شود. در مطالعات شناخت سیلاب شهری، وقتی بر اساس آنالیز رگبار، احتمال بارش‌های با زمان بارش بیشتر از زمان تمرکز یا معادل زمان تعادل وجود دارد، باید بر اساس رابطه استدلالی اصلاح شده (Modified Rational)، ذخیره سیستم تخلیه نیز برای تداوم‌های مختلف محاسبه شود تا حجم ذخیره سیستم بر اساس رگبار بهینه، طراحی و کنترل گردد (مثال بند۱-۶-۱). لذا همان‌طور که از توضیحات بالا مشخص شد، استفاده از روش استدلالی باید با احتیاط صورت گیرد. در این خصوص یک روش دیگری از استدلالی به نام استدلالی جنبشی (Kinematic rational) وجود دارد که به ویژه در حوضه‌های شهری استفاده می‌شود. این روش پیچیدگی بیشتری نسبت به رشنال معمولی دارد؛ به طوری که حوضه‌ها را در دو کلاس ۵تایی بررسی کرده و سپس با چندین رابطه تو در تو محاسبات انجام می‌شود، (مراجعه شود: به برومند نسب (ترجمه)، ۱۳۸۱ یا اصل مرجع:Akan, 2003). امروزه با وجود مدل‌های عددی موج دینامیک و جنبشی می‌بایست محاسبات نهایی بر اساس این روش‌ها پایه‌ریزی شود. در روابط تجربی پیچیده‌تر تعداد ضرایب مجهول قابل واسنجی، بیشتر هستند که می‌بایست به کمک حل ماتریس دستگاه‌های چند مجهولی در نرم افزارهای مناسب مانند Matlab اقدام به محاسبه نمود در غیر این صورت نمی‌توان از نتایج این‌گونه روابط همچون رابطه استدلالی در طراحی سازه‌های کنترل سیل استفاده کرد. با این وجود رابطه استدلالی با فاکتور اصلاح شکل توسط دلیری (۱۳۸۹) در حوضه گرمسیری استان‌های کرمانشاه و ایلام به شکل $Q_T = \alpha \cdot \frac{1}{360} \cdot I_{T_i} \sum_{j=1}^{m} C_{Tj} \cdot A_j$ برای هر جزء سطح m، بر حسب cms جهت برآورد دبی سیلاب اجرا شد. مقایسه نتایج این روش با مدل واسنجی شده و آنالیز آمار هیدرومتری، حاکی از رضایت‌بخش بودن نسبی نتایج روش استدلالی به شکل رابطه اشاره شده داشت. در این رابطه سطح حوضه A بر حسب هکتار، شدت بارندگی I حوضه بر حسب میلی‌متر بر ساعت برای هر دوره بازگشت مشخص T متناظر با زمان تمرکز i حوضه با توجه به سرعت سیل با دوره بازگشت‌های مشخص است. لذا در این حالت هر دوره بازگشت T باعث ایجاد سرعت موج i منحصر به خود می‌گردد(زمان تمرکز فصل ۲). ضریب شکلR در رابطه استدلالی با توجه به نسبت بزرگ‌ترین طول حوضه L به جذر سطح آن ($\frac{L}{\sqrt{A}}$) برآورد می‌شود. در این خصوص اگر مقدار ضریب شکل برابر ۲ باشد، ضریب تصحیح αمعادل ۱، اگر ضریب شکل برابر ۱ باشد ضریب تصحیح معادل ۱,۵ و اگر ضریب شکل برابر ۴ باشد ضریب تصحیح معادل ۰,۶۸ و برای سایر ضرائب به کمک رابطه $\alpha = 1.495 R^{-0.57}$ تصحیح لحاظ می‌گردد. سایر مقادیر بینابینی می‌بایست اینترپوله گردد. کم دقت‌ترین و حساس‌ترین پارامتر در روش استدلالی مربوط به تعیین مقدار C است که انتخاب مناسب آن به میزان تجربه و قضاوت هیدرولوژیست طرح و همچنین سطح دقت اطلاعات و زمان موجود بستگی دارد. با توجه به این مطالب اگر امکان آنالیز هیدرومتری و اصلاح ضرایب روش وجود ندارد می‌بایست علاوه بر توجه به عوامل ارائه شده در جدول استاندارد روش استدلالی، ملاحظات فنی به کمک کنترل‌های میدانی و تصاویر ماهواره‌ای همچون توجه به درصد سطح نفوذناپذیر موثر و غیرموثر در مناطق شهری و روستایی، ذخیره چالابی، وضعیت سطح آب زیرزمینی در زمان‌های بحرانی ایجاد سیل، رفتار نفوذ خاک سطحی در طول بارندگی، فاصله بارش‌های منطقه، سله بستن خاک، تخلخل خاک زیرسطحی و نفوذ عمقی نیز به صورت تجربی و تا حد امکان وارد محاسبات ضریب C شود.

علاوه بر رابطه استدلالی ممکن است ساده‌ترین رابطه تجربی برای یک منطقه خاص به صورت زیر نوشته شود:

$$Q = cA^b \qquad ۶۶-۱$$

اگر از رابطه فوق لگاریتم گرفته شود:

$$\log Q_x = b_x \log A + \log c_x \qquad ۶۷-۱$$

در رابطه فوق logc عرض از مبدا و b شیب خط، logA مقدار معادل سطح است که ضرایب آن برای یک منطقه خاص می‌بایست برای هر دوره بازگشت x و شرایط ثابت تعیین شود. مقدار Q_x برای شرایط مشخص بر اساس نتایج آنالیز آمار که در قسمت‌های پیش ارائه شد، مشخص می‌شود. منحنی‌های پوش سیل نیز جهت برآورد بالاترین حد سیل به صورت ناحیه‌ای از قوانین فوق پیروی می‌کنند. این روش‌ها اغلب وقتی فرصت مطالعه روش‌های دیگر وجود ندارد و یا حوضه فاقد ایستگاه مناسب است توصیه می‌شود. سایر روش‌های معروف و مناسب تجربی که در حوضه‌های بزرگ و کوچک روستایی استفاده می‌شوند روش‌های کریگر و فولر(متغیر دوره بازگشت نیز در آن وجود دارد) هستند. رابطه کریگر به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$Q = (46CA^{(0.894A^{-0.048})}) * 0.028317 \qquad ۶۸-۱$$

Q دبی اوج سیلاب (مترمکعب بر ثانیه)، A مساحت حوضه بر حسب مایل مربع (برای تبدیل کیلومتر مربع به مایل مربع آن را در 0.3861 ضرب کنید) و **C** ضریب کریگر است که برای هر دوره بازگشت خاص و شرایط مشخص می‌بایست محاسبه شود. کریگر و جارویس در سال ۱۹۴۱ آمار سیلاب‌های شدید آمریکا و برخی از کشورهای دیگر سیلخیز را جمع‌آوری نمودند و رابطه فوق را ارائه کردند. ایشان مشاهده کردند که رابطه فوق با ضریب کریگر برابر ۱۰۰ تقریباً تمامی سیلاب‌های مهم آمریکا (به جز سیلاب‌های استثنائی سال ۱۹۳۵ تکزاس و ۱۹۴۰ کارولینای شمالی) را پوشش داده به طوری که این مطلب در بیشتر نقاط دنیا نیز صادق است. همچنین ضریب ۲۰۰ کریگر تمامی سیلاب‌های مشاهده شده دنیا را پوشش می‌دهد. در کشور ایران بر اساس رخدادهای سیلاب تا سال ۱۳۷۵ این ضریب تا ۱۳۸ نیز برای دوره بازگشت ۱۰۰۰ سال مشاهده شده است. این رابطه با ضرایب ذکر شده اغلب ممکن است برای کنترل نتایج سایر روابط تجربی و برآورد سقف دبی ممکن سیل در طراحی‌های حساس مانند روش منحنی پوش استفاده شود. دامنه تغییرات ضریب منطقه‌ای کریگر توسط مهدوی و خلیقی (۱۳۷۶) برای ایران و دوره بازگشت‌های ۱۰۰، ۵۰۰ و ۱۰۰۰ سال در محدوده اطمینان ۹۵ درصد محاسبه شده است. ضریب کریگر به شرطی که بر اساس نتایج آنالیز ناحیه‌ای آمار مناطق شاهد محاسبه شده باشد می‌تواند به عنوان معیار اولویت‌بندی سیلخیزی مناطق از جنبه تک معیار دبی سیلاب استفاده شود. بدیهی است که سیلخیزی به معیارهای دیگری نیز وابسته است (فصل کنترل سیل). دلیری (۱۳۸۰) نشان داد در صورتی که روش‌های تجربی مانند کریگر و استدلالی به خوبی واسنجی شوند، ممکن است نتایج قابل قبول‌تری نسبت به روش شماره منحنی ارائه نمایند.

در صورتی که هدف طراحی سیستم‌های زهکشی سطحی (Surface drainage) در وسعت‌های زیر ۵۰۰۰ هکتار با شیب کمتر از ۰,۵ درصد باشد، مقدار دبی سیل حاصل از رواناب سطحی (Q) بر حسب فوت مکعب بر ثانیه بر اساس رابطه زیر در روش Cypress-Creek به شکل زیر برای مناطق شهری و روستایی محاسبه می‌شود:

$$Q = cA^b \qquad ۶۹-۱$$

A: مساحت زهکشی بر حسب مایل مربع

b: ضریب کاهش سطح که با سه روش قابل برآورد است. روش اول که مناسب‌ترین نیز است بر اساس نتایج آنالیز آمار و واسنجی یک رابطه که در بالا به آن اشاره شد، پایه‌ریزی می‌شود. روش دوم تجربی است به طوری که در مناطق با آب و هوای معتدل این ضریب معادل ۰,۸، مناطق با آب و هوای مرطوب ۰,۷۵ و در مناطق با آب و هوای خشک معادل ۰,۶۷ توصیه شده است. کاربرد روش سوم که عموماً در مناطق روستایی توصیه می‌شود و بر اساس مشاهدات کریگر و جارویس استوار است در این خصوص مقدار b از رابطه زیر برآورد می‌شود:

$$b = 0.894A^{-0.048} \qquad \text{(A:مساحت مایل مربع)}$$

مقدار C ضریب منطقه‌ای بوده و به عواملی چون پوشش گیاهی، ارتفاع بارندگی، وضعیت نفوذ سطحی مرتبط است. این ضریب ممکن است بر اساس آنالیز آمار موجود یا رابطه زیر برآورد شود:

$$C = 16.4 + 14.75R_c$$

R_c : بارش موثر(باران اضافی که در رواناب سطحی سهیم است) بر حسب اینچ بر ساعت ($\frac{in}{h}$) که ممکن است بر اساس روش شماره منحنیCN یا روش‌های مناسب محاسبه تلفات مانند شاخص‌های نفوذ برآورد شود.

جهت محاسبه رواناب حاصل از ذوب برف (Snowmelt) روش‌های تجربی سازگار با شرایط مختلف وجود دارد. برخی از این روش‌ها جهت مدیریت تامین آب حوضه و برخی جهت محاسبه دبی سیل برف کاربرد دارند. یکی از روش‌های مرسوم که با لحاظ تمهیدات خاص قابلیت کاربرد در عمده شرایط را نیز دارد استفاده از روش فاکتور درجه-روز و یا درجه-ساعت با تلفیق نقشه‌های دما و خط برف است.

۳-مدل‌سازی کامپیوتری

دو مدل معروف جهت محاسبات کمی و کیفی سیلاب پاک و آلوده در حوضه‌های شهری و روستایی شامل مدل-HEC HMS (محاسبات کمی)و مدل SW-MM در محاسبات کمی و آلودگی سیل(بند سیل آلوده) قابل ذکر است. همچنین نرم افزار SMADA برخی از مبدل‌های سیل روستایی و شهری را به ترتیب مانند SCS و هیدروگراف سانتاباربارا اجرا می‌کند که البته خاص مناطق توسعه یافته روابط هستند. تمامی روش‌ها و مدل‌های مذکور می‌بایست بر اساس روش‌های آنالیز ایستگاهی که پیشتر ارائه شد، واسنجی، صحت‌سنجی و اجرا شوند در غیر این صورت ارزش اظهار نظر کارشناسی ندارند. جهت تاثیر ذوب برف در دبی و حجم سیلاب ممکن است با اصلاح ورودی مدل (افزودن آب معادل برف به رگبار طرح) و یا از مدل‌های با مبنای فیزیکی (دترمینستیک) همچون SWM (مدل حوزه آبخیز استانفورد) به طور مستقیم بهره برد.

- **مدل HEC-HMS**(Hydrology Engineering Center-Hydrologic Modeling System)

در این خصوص یک مدل دترمینیستیک که به صورت نیمه‌پخشی دبی آب سیل و سایر خصوصیات سیلاب‌های خالص را با روندیابی در سیستم مخازن –رودخانه و کانال‌های منشوری شبیه‌سازی می‌کند، مدل HEC-HMS است. مدل HEC-HMS قابلیت کالیبراسیون خودکار و بهینه‌سازی پارامترها را دارد. کنترل و اعتبارسنجی(Validation) نتایج مدل در شرایط مختلف مرزی(Boundry Condition) پس از واسنجی(Calibration) و بهینه‌سازی(Optimization) مدل امکان‌پذیر است. در صورتی که منطقه از سازندهای مشابه گرانیتی تشکیل شده باشد، عموماً دبی آب سیل و دبی سیل برابر هستند. زیرا سیلاب از مواد محموله و رسوب کمی برخوردار است. در این حالت تنها واسنجی نتایج مدل کافی است. در صورتی که منطقه از سازندهای مارنی و ریز تشکیل شده باشد، به طوری که سیلاب‌های نسبتاً غلیظ ایجاد گردد، می‌بایست پس از واسنجی مدل برای شرایط بدون رسوب در مناطق معرف، تاثیر رسوب را نیز در دبی آب سیل با روش‌هایی که در بند متعاقب ارائه شده است لحاظ نمود تا دبی سیل محاسبه شود. البته اگر حوضه معرف به لحاظ مشخصات رسوب مشابه حوضه طرح باشد، دیگر نیازی به تصحیح اثر رسوب نیست. روش‌های محاسبه سیلاب‌های واریزه‌ای نیز متفاوت است. در مدل HEC-HMS رگبار ورودی سیستم به صورت توزیعی در زمان و تابع سیستم به صورت گرده‌ای در مکان خصوصیات حوزه را در زمان غیرواقعی شبیه‌سازی می‌کند. با این وجود امکان شبیه‌سازی و هشدار سیل در زمان واقعی رخداد با برنامه‌نویسی و ایجاد لینک‌های بین برنامه‌ای جهت ارتباط با شبکه‌های پایش جو بالا و سیستم حوضه در سیستم‌های هشدار و پیش‌بینی سیل وجود دارد. بسته نرم‌افزار مدل مذکور جهت حل محدوده گسترده‌ای از مسائل هیدرولوژیکی در محدوده وسیعی از سطوح جغرافیایی با توپوگرافی متفاوت قابل استفاده است. در این خصوص می‌توان به حل مسائل آبی در مطالعات آبرسانی رودخانه‌های بزرگ، محاسبه رواناب حوضه‌های روستایی و جمع‌آوری آب‌های سطحی در شهرها، روندیابی سیلاب در رودخانه و مخازن طبیعی و سدها، طراحی سرریز سدها، تحلیل هیدروگراف سیلاب حوضه‌ها و ناشی از شکست سد، تاثیر روند شهرسازی در سیلاب حوضه‌ها، مطالعات کاهش سیلاب و بیلان یا ذخیره آب زیرزمینی در اثر عملیات مدیریت حوضه(آبخیزداری) و غیره اشاره نمود. به طورکلی مدل مذکور از دو زیر مدل شامل۱–مدل حوضه،۲–مدل هواشناسی و یک ساختار کنترلی زمان تشکیل شده است. برخی از مهم‌ترین مدل‌های تبدیل بارش–رواناب و همچنین تلفات بارش در زیر مدل حوضه قرار دارند. یکی از پرکاربردترین الگوریتم های(الخارزمی) مدل مذکور، روش‌های مبدل و تلفات مربوط به SCS_{CN} است. حساس‌ترین و پرهزینه‌ترین پارامتر در این روش، محاسبه شماره منحنیCN است. جهت محاسبه شماره منحنی عموماً از نتایج مطالعات خاک‌شناسی جهت تعیین گروه های هیدرولوژیکی خاک و تلفیق لایه‌های مختلف مانند کاربری و وضعیت هیدرولوژیکی مراتع و حوضه استفاده می‌شود که اغلب وقت‌گیر و پرهزینه است. با این وجود در اکثر تحقیقات (Daliri et al.,2009) مشخص شده است که نتایج محاسبه دبی سیل از روش SCS_{CN} بدون عمل واسنجی و تخمین CN از روش‌هایی مانند منحنی مجانبی و غیره قابل استفاده و توصیه نیست. در این خصوص نخستین بار دلیری (۱۳۸۰) با یک روش ابداعی، جدولی را جهت برآورد گروه‌های هیدرولوژیکی از روی رخساره‌های ژئومورفولوژی منطقه به کمک تفسیر عکس‌های هوایی و شیب ارائه نمود. وی با بررسی نتایج و مقایسه پنج روش کریگر واسنجی شده، روش معمول شماره منحنی، روش ابداعی شماره منحنی، روش دیکن و روش استدلالی در کنار نتایج آنالیز سیلاب ایستگاه گلینک روی رودخانه طالقان رود متوجه شد که ممکن است جهت تعیین گروه‌های هیدرولوژیکی نیازی

به بسیاری از هزینه‌های اضافی نباشد؛ به طوری که با توسعه جداول مربوطه در شرایط اقلیمی- ژئومورفولوژی مشخص ممکن است بتوان حداقل CN برآوردی و اولیه را بدون صرف هزینه و وقت اضافی جهت تعیین CN بهینه یا مجانبی استفاده نمود. هر چند مقایسه نتایج نشان داد که روش‌های شماره منحنی روش ابداعی، روش استدلالی و کریگر بازسازی شده در منطقه تحقیق نتایج قابل قبولی را ارائه کردند، اما توصیه می‌شود ضمن کنترل صحت نتایج اخذ شده در مناطق دیگر جدول ۱-۱۳ برای شرایط دیگر اقلیمی- ژئومورفولوژی توسعه یابد. باید توجه داشت رخساره انحلالی، توده سنگی، گرانیت و موارد مشابه ممکن است در اقلیم‌های متفاوت، رفتار و خصوصیات گوناگونی را نشان دهند.

*جدول۱-۱۳: گروه هیدرولوژیک خاک بر اساس رخساره و شیب در مناطق نیمه‌مرطوب سرد- روش ابداعی(دلیری، ۱۳۸۰و ۱۳۸۸)**

نام رخساره	A	B	C	D
رخساره دامنه منظم با شیب کمتر از ۸ درصد	*			
رخساره دامنه منظم با شیب بالاتر از ۸ درصد		*		
رخساره فرسایش آبرهه‌ای، سطحی، شیاری، بدلند، لغزش			*	
رخساره فرسایش انحلالی در اقلیم‌های مرطوب و سرد		*		
رخساره توده سنگی بدون شکاف و درز				*
رخساره توده سنگی درز و شکاف‌دار و رخساره بیرون زدگی سنگی			*	

*سایر رخساره‌ها در دامنه‌ای از شیب‌های مشخص با توجه به شرایط محیطی تشکیل می‌شوند.

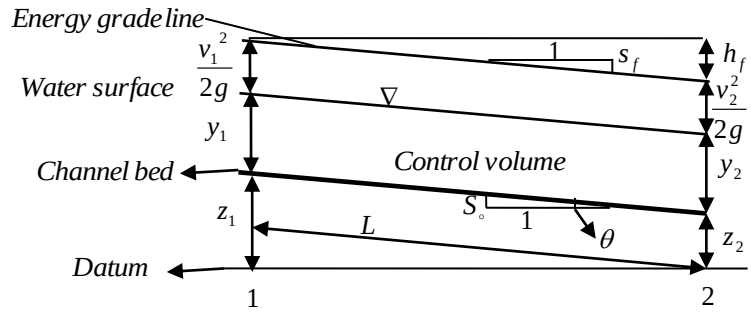
٤- روش‌های هیدرولیکی

یکی دیگر از روش‌های محاسبه دبی سیل در مطالعات هیدرولوژی، روش‌های با مبنای هیدرولیکی است. در این روش‌ها با بهره‌گیری از خصوصیات هیدرولیکی رسوب و جریان در بازه‌های همگن رودخانه و داغاب سیل‌های اخیر مورد نظر و یا سیلاب‌های تاریخی در گذشته، محاسبات برآورد دبی سیلاب‌های خالص و ناخالص از نوع گل‌آلود و واریزه‌ای صورت می‌گیرد. دبی سیل محاسبه شده از این طریق معادل دبی سیل واقعی(دبی آب سیل و دبی رسوب = دبی هیدرولوژیکی) است. در این خصوص برخی از روابط هیدرولیکی کاربرد بیشتری دارند. این روش‌ها ممکن است با توجه به شرایط فنی، بر اساس تراز و خصوصیات پروفیل جریان و خصوصیات هیدرولیکی در یک مقطع مانند روش مانینگ(Manning)، چزی یا شزی(Chezy)، استریکلر(Strickler) و بازن(Bazin) و یا در دو یا چند مقطع مانند روش شیب-سطح مقطع(Slope-area method) اجرا شوند.

- قوانین اساسی جریان در کانال‌های باز(Open Channel):

حرکت جریان آب در یک لوله نیمه پر از آب یا در یک رودخانه، نمونه‌ای از جریان آزاد است. در این نوع از جریان، سطح آب با اتمسفر تماس مستقیم دارد. هر چند متخصص علم هیدرولیک تنها چیزی که از هیدرولوژی لازم دارد مفهوم دبی بر اساس حاصلضرب سرعت در سطح مقطع است($Q = V.A$) اما لزوم درک بسیاری از فرآیندهای هیدرولوژیکی و فرسایش و رسوب، شناخت هیدرولیک جریان و رسوب است. در این خصوص جهت محاسبه سیلاب ناخالص(برخی از

انواع سیل همراه با رسوب)، روندیابی سیل در رودخانه و مخازن و موارد مشابه دیگر اطلاعات کافی از دانش هیدرولیک ناگزیر است. یکی از حالت‌های ساده اما پایه‌ای جریان در رودخانه‌ها به ویژه رودخانه‌های منشوری، جریان یکنواخت (ثابت $\frac{\partial c}{\partial x}=0, t=$) دائم($\frac{\partial c}{\partial t}=0, x=0$) است. t زمان، c خصوصیات جریان و x مکان است. در شکل ۱-۹ خصوصیات یک جریان دائم یکنواخت مشخص است. به طوری که در آن تغییر شیب، سطح مقطع و سایرخصوصیات مانند زبری مرزی در طول مسیر ثابت فرض می‌شود.



شکل ۱-۹: جریان یکنواخت-دائم در یک کانال روباز

چنین شرایطی در رودخانه‌های طبیعی کمتر دیده می‌شود اما قواعد کلی جریان در کانال‌ها یکسان است. در صورتی که از دیدگاه سیستمی، حجم کنترل بین مقاطع ۱ و ۲ در نظر گرفته شود، معادلات پیوستگی، انرژی و مومنتوم (بند مکانیک هیدروسیستم) در یک کانال فرضی به صورت زیر نوشته می‌شوند:

پیوستگی: وقتی جریان در یک کانال روباز دائم فرض شود و یا دائم باشد یعنی تغییر خصوصیات جریان با زمان ثابت بوده و لذا با توجه به رابطه پیوستگی، دبی(Q) در مقاطع ۱ و ۲ باید برابر باشد. در این خصوص در جریان‌های یکنواخت، سرعت(V) نیز به عنوان یک خصوصیت هیدرولیکی در تمام نقاط مشابه کانال برابر است. لذا سرعت در مقاطع ۱ و ۲ نیز باید برابر باشد($\frac{Q_1}{V_1}=\frac{Q_2}{V_2}=A_1=A_2$). با توجه به این که خصوصیات فیزیکی کانال نیز یکنواخت است، لذا عمق جریان (y) نیز در مقایع ۱ و ۲ برابر هستند که این مفهوم معادله پیوستگی در شرایط دائم - تراکم‌ناپذیر است.

انرژی: با توجه به مفاهیم مکانیک سیالات، معادله انرژی برای مقاطع ۱ و ۲ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$z_1+y_1+\alpha_1\frac{V_1^2}{2g}=z_2+y_2+\alpha_2\frac{V_2^2}{2g}+h_f+h_e \qquad ۷۰-۱$$

در این رابطه z ارتفاع از سطح مبنا (Datum)، g شتاب ناشی از نیروی ثقل و h_f یا (Head losses) کل تلفات انرژی ناشی از اصطکاک بین دو مقطع برای واحد وزن سیال، h_e تلفات موضعی مربوط به جریان‌های چرخشی و α ضریب تصحیح انرژی جنبشی مربوط به یک بعدی فرض نمودن جریان (توزیع غیریکنواخت سرعت در مقطع عرضی جریان) است. در شرایط جریان دائم-یکنواخت رابطه فوق به رابطه زیر تغییر می‌یابد:

$$h_f=z_1-z_2 \qquad ۷۱-۱$$

$$if\ \theta\le 6^\circ \Rightarrow \tan\theta\approx\sin\theta=S_\circ=S_f=S_w=\frac{h_f}{L}=\frac{z_1-z_2}{L} \qquad ۷۲-۱$$

در رودخانه‌های طبیعی ممکن است شرایط فوق برقرار باشد. تحت این شرایط تنها منبع تلفات انرژی، اصطکاک بین دیواره کانال و جریان آب است. اما در عمل ممکن است تلفات انرژی توسط فاکتورهای دیگری مانند تنش برشی حاصل از باد روی پروفیل طولی و عرضی سطح آب نیز کنترل شود. در غیر این صورت می‌بایست تلفات مربوط به انرژی جنبشی در طول بازه و جریان‌های موضعی یا چرخاب‌های متلاطم(Eddy) ناشی از تغییر ناگهانی هندسه کانال (Channel geometry) و یا ورود رودخانه‌های فر عی (Confluence effects) نیز وارد محاسبات شود. در نظر گرفتن چنین اثراتی تحت شرایط متفاوت مطالعه ممکن است باعث تغییر در روابط پایه‌ای ارائه شده در این بند شود به طوری که انواع پروفیل سطح آب و روابط هیدرولیکی خاص جهت بررسی خصوصیات جریان در محاسبات روندیابی سیل، برآورد مقدار جریان و پهنه‌بندی سیلاب ایجاد گردد. به عنوان یک قاعده کلی وقتی اصطکاک دیواره تنها عامل تلفات انرژی باشد شیب خط انژی (EGL) با شیب اصطکاک (S_f) و شیب کف کانال ($S_\circ$) و شیب سطح آب (S_w) برابر هستند (جریان‌های یکنواخت نرمال). اگر اثر عوامل دیگری همچون تغییر ناگهانی کف یا دیواره کانال، انحنای دیواره، وجود سازه و غیره در ایجاد مولفه‌های شتاب عمودی جریان، مهم باشند دیگر گرادیان هیدرولیکی با نیمرخ سطح آب (فشار هیدرواستاتیک) منطبق نبوده به طوری که مقدار واقعی گرادیان هیدرولیکی (ارتفاع فشاری) برابر فشار پیزومتریک می‌شود (جریان‌های متغیر سریع). علاوه بر این اگر شیب رودخانه بیش از ۱۰:۱ باشد می‌بایست مقدار عمق جریان **y** در کلیه معادلات هیدرولیکی با ضریب $\cos\theta$ اصلاح شود.

مومنتوم یا اندازه حرکت: همان‌طور که از رابطه مومنتوم نیز مشخص است (بند مکانیک هیدروسیستم) اندازه حرکت برابر حاصلضرب سرعت در جرم است؛ به طوری که سه نیروی اصلی عمل کننده روی حجم کنترل سیال، شامل نیروی اصطکاک، نیروی گرانشی و نیروی فشاری است. با توجه به این‌که نیروی فشاری در دو انتهای سطح مقاطع ۱ و ۲ کانال قرار دارد و در جریان‌های یکنواخت دائمی برابر یکدیگر است ($y_1 = y_2$) لذا وارد محاسبات نمی‌شود. (ضریب اصلاح توزیع فشار در صورت وجود مولفه شتاب و شیب کانال وارد محاسبات می‌گردد) همچنین در جریان‌های یکنواخت دائمی، سرعت در تمام سطح کنترل یکسان است. لذا $\sum F = 0$ در رابطه مومنتوم برقرار است. در این شرایط مولفه افقی نیروی گرانشی F_g در جهت جریان و نیروی اصطکاکی F_f باید در معادلات موازنه شوند.

$$\sum F = 0 = F_f + F_g \qquad \text{۷۳-۱}$$

$$\sum F = 0 = -\tau_\circ PL + \gamma AL\sin\theta \qquad \text{۷۴-}\mathbf{1}$$

که: $\tau_\circ$ تنش برشی دیواره کانال، P محیط خیس شده مقطع عرضی کانال، γ وزن مخصوص سیال، A سطح مقطع عمودی جریان در کانال و γAL وزن سیال در حجم کنترل است. ضرایب تصحیح اندازه حرکت β مربوط به یک بعدی فرض کردن جریان نیز در معادلات لحاظ می‌شود. در صورتی که مقدار θ کمتر از ۶ درجه باشد $\sin\theta \approx S_\circ$ مقدار تقریبی تنش برشی دیواره در رابطه اخیر که عموماً در رودخانه‌های طبیعی صادق است با توجه به رابطه شعاع هیدرولیکی $R = \frac{A}{P}$ به شکل زیر محاسبه می‌شود:

$$\tau_\circ = \gamma RS_\circ = \gamma RS_f = \gamma RS_w \qquad \text{۷۵-۱}$$

Henderson(**1966**) با یک آنالیز مشابه نشان داد که این رابطه در جریان‌های غیریکنواخت نیز صادق است. اگرچه در این حالت شیب کف کانال و شیب اصطکاک خیلی با یکدیگر برابر نیستند. همچنین رابطه مذکور پلی بین معادلات اصل اندازه حرکت و انرژی است؛ به طوری که امکان تفسیر اثرات نیروی اصطکاک از نقطه‌نظر اصل اندازه حرکت وقتی که تنش برشی دیواره $\tau_{\circ}$ مد نظر باشد و یا از نقطه‌نظر انرژی وقتی که تلفات انرژی S_f وجود دارد، قابل بیان است. در ادامه این قسمت روش تعیین سرعت جریان‌های آزاد آشفته در کانال یا لوله‌های با جریان آزاد که در رودخانه‌های طبیعی آبخیزهای روستایی و شهری عمده‌ترین نوع جریان هستند، ارائه می‌گردد.

- تعیین سرعت جریان‌های آزاد آشفته در کانال یا لوله‌های با جریان آزاد

مقدار سرعت در یک لوله پر وقتی تلفات کل انرژی h_f در طول L یک لوله با قطر D (D=**4**R) مشخص باشد از رابطه و ضریب **f** دارسی بیسباخ محاسبه می‌شود:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f} RS_f} \qquad ۷۶-۱$$

یکی از روابط معروف در کانال‌های روباز معادله چزی است که مقدار C در آن برابر $\sqrt{8g/f}$ است. رابطه شزی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$V = C\sqrt{RS_f} \qquad ۷۷-۱$$

معادله معروف مانینگ با جایگزینی مقدار $R^{1/6}/n$ به جای ضریب C چزی در سیستم SI (V سرعت متر بر ثانیه، R شعاع هیدرولیکی متر، S_f تلفات انرژی متر بر متر) به دست می‌آید:

$$V = \frac{R^{2/3} S_f^{1/2}}{n} \qquad ۷۸-۱$$

$$n^6\sqrt{RS_f} \geq 1.1*10^{-13} \quad \text{(شرط آشفته بودن جریان در رابطه بالا)}$$

n: ضریب زبری مانینگ (جدول ۱-۱۴).

ضریب زبری مانینگ ممکن است از جدول بسیار خلاصه شده مانند جدول ۱-۱۴ و یا از روش‌های مختلف دیگر همراه کنترل‌های صحرایی و آزمون و خطای نتایج با آمار مشاهده‌ای در محل بازه رودخانه برآورد گردد. انتخاب ضریب زبری مانینگ نیاز به تجربه و صرف دقت زیاد دارد. لذا در این خصوص توصیه می‌شود به دستورالعمل‌های موجود در کتب مرجع هیدرولیکی مراجعه شود. رابطه مانینگ برای جریان‌های آشفته صادق است. در این حالت ضریب f دارسی بیسباخ مستقل از عدد رینولدز R_e است. شرط ذکر شده در بالا معیاری در تعیین شرایط جریان آشفته (Turbulent flow) و خطی (Laminar flow) برای جریان‌های سطحی است (در محیط متخلخل متفاوت است). در صورتی که جریان از نوع ورقه‌ای باشد همانند بسیاری از جریان‌های روی دامنه، سطح فرودگاه و امثال مشابه ممکن است از دیاگرام مودی(Moody diagram) با توجه به محدودیت‌های آن جهت تعیین سرعت جریان استفاده گردد.

جدول۱-۱۴: مقادیر متوسط ضریب زبری مانینگ برای کانال‌های روباز و شرایط مختلف رودخانه

جنس و مصالح کانال، شرایط رودخانه	N
کانال- بتون	۰,۰۱۲
کانال- کف گراول و دیواره از	
- بتون	۰,۰۲۰
- سنگ متوسط	۰,۰۲۳
-سنگ ریپ رپ	۰,۰۳۳
رودخانه‌ها	
-مستقیم و بدون موانع	۰,۰۳۰
-مارپیچ و بدون موانع	۰,۰۴۰
-مارپیچ با کمی گیاه، موانع و چاله	۰,۰۵۰
-مارپیچ و موانع زیاد، چوب و الوار	۰,۱۰۰
دشت‌های سیلابی	
- مرتع و چراگاه	۰,۰۳۵
- زراعت	۰,۰۴۰
-کمی درختچه و گیاه	۰,۰۵۰
- درختچه متراکم	۰,۰۷۰
- درخت با تراکم	۰,۱۰۰

- محاسبه سیلاب ناخالص گل‌آلود(Turbid Flood)

با توجه به وضعیت آنتروپی (شرایط رسوب‌زایی و سیل‌خیزی) عموم سیستم‌های آبریز کشور که مثبت هستند؛ به طوری که ضمن دور بودن از شرایط کلیماکس (شرایط ایده‌آل اکولوژیکی) در وضعیت رگزیستازی (تولید رسوب درشت) نیز قرار دارند؛ لذا عمده سیلاب‌ها از نوع سیلاب‌های ناخالص هستند. لذا این نوع سیلاب‌ها با حجم زیادی از رسوب و بعضاً سنگریزه‌های متوسط تا درشت به همراه آت و آشغال، تنه درختان و غیره، قدرت تخریبی بیشتری نسبت به دبی آب معمولی خواهند داشت. این مسئله در سایر خصوصیات سیل از جمله دبی و حجم سیلاب نیز موثر است. در این خصوص با یک مثال روند محاسبات نشان داده می‌شود.

مثال: فرض کنید دبی و حجم آب سیل با دوره بازگشت مشخص در یک حوضه (کدA) با سازند مارنی بر اساس روش SCS(CN) به ترتیب برابر ۲,۰۲ مترمکعب بر ثانیه و ۲۸۲۳ مترمکعب محاسبه شده باشد، مقدار دبی هیدرولوژیکی و حجم سیل واقعی را برآورد کنید؟ (در حوضه $A:\ \tan\alpha = 0.113$)

جواب: ابتدا روابط مربوطه معرفی می‌شوند:

$$C_n = \frac{Q_f}{Q_w} \qquad ۱$$

$$C_n = \frac{C^*}{C^* - C_f} \Rightarrow C_f = C^* - \frac{C^*}{C_n} \qquad ۲$$

$$\tan\phi = \frac{\tan\alpha}{\Delta C_f} + \tan\alpha \qquad ۳$$

$$C_f = \frac{\tan\alpha}{\Delta(\tan\phi - \tan\alpha)} \qquad ۴$$

$$V_f = V_w + V_s = V_w + C_f V_w = V_w(1 + C_f) \qquad ۵$$

که:

Q_f : دبی سیلاب، Q_w : دبی آب سیل، C_n: ضریب ناخالصی جهت تبدیل سیل خالص به سیل ناخالص، C^* : غلظت مواد بستر که معمولا معادل ۰,۶ است، C_f: غلظت حجمی سیلاب ناخالص، Δ: چگالی نسبی ذرات معلق، α : زاویه آبراهه اصلی حوضه، ϕ: زاویه اصطکاک داخلی مواد بستر، V_f : حجم سیلاب ناخالص، V_w : حجم آب، V_s: حجم مواد ناخالص.

روش حل: ابتدا باید مقدار متوسط $\tan\phi$ را برای کل منطقه از رابطه ۳ به دست آورد. در این خصوص در رابطه ۱ مقدار مجهول دبی آب سیل در نقطه‌ای که با کنترل صحرایی مشخص می‌شود از روابطی مانند SCS برآورد می‌شود. مقدار دبی سیل نیز در همان نقطه بر اساس روش‌های هیدرولیکی محاسبه و در رابطه قرار می‌گیرد تا ضریب ناخالصی محاسبه شود. در این خصوص فرض کنید در مسئله مذکور دبی آب سیل در نقطه مذکور ۱۳۰ و دبی سیل با روش هیدرولیکی ۶۰۰ مترمکعب بر ثانیه به دست آمده باشد. لذا مقدار ضریب ناخالصی معادل ۴,۶۱ محاسبه می‌شود. سپس بر اساس رابطه ۲ مقدار غلظت حجمی سیلاب ناخالص برابر ۰,۴۷ به دست می‌آید. اگر $\tan\alpha$ در نقطه مذکور برابر ۰,۲۵۳ و Δ برابر ۱,۶۵ باشد مقدار متوسط $\tan\phi$ برای کل حوضه برابر ۰,۵۷۹ است. مقدار غلظت حجمی سیلاب ناخالص در حوضه A براساس رابطه ۴ برابر ۰,۱۴۶۹ محاسبه می‌شود. سپس مقدار ضریب ناخالص این حوضه بر اساس رابطه ۲ برابر ۱,۳۲۴ به دست می‌آید. لذا مقدار دبی سیل بر اساس رابطه ۱ و داده مسئله برابر ۲,۰۶۸ مترمکعب بر ثانیه می‌شود. حجم سیلاب ناخالص نیز بر اساس رابطه ۵ و داده‌های مسئله برابر ۳۲۳۷ مترمکعب بر ثانیه محاسبه می‌شود.(توجه شود همیشه این تفاوت ناچیز نیست و ممکن است بیش از چند برابر دبی آب سیل اختلاف ایجاد گردد-بند تجارب سیل فصل کنترل سیل). همچنین می‌بایست در رودخانه‌های آبرفتی اثر تغییر شکل رسوب بستر را (بستر متحرک) روی تراز سیل در نقاط مورد نظر لحاظ نمود (فصل ۲: بند رودخانه‌های ماندری).

۱-٦-مبانی روندیابی موج سیل

بررسی حرکت موج سیل به منظور اجرای پروژه‌های کنترل سیل در سواحل دریا، مطالعات آبخیزداری، روندیابی موج سیل ناشی از شکست سد (Dam-Break)، روند دائم مخازن سدها، مهندسی رودخانه و روندیابی رودخانه‌های ماندری (Meandering Rivers)، اقدامات هدایت جریان و طراحی مخازن ذخیره سد، تعیین ابعاد دریچه‌ها و سرریز سدها، مسائل برقابی، مسائل کشتیرانی، شهرسازی و تعیین مناطق بحرانی، بررسی تاثیر آورد سیل و آلودگی در تالاب‌ها و دریاچه‌های

تفریحی، طراحی کانال‌ها و انواع سازه‌های هیدرولیکی و اولویت‌بندی شدت سیلخیزی مناطق شهری و روستایی ضروری است. روندیابی جریان (Flow Routing) روشی است که به وسیله آن خصوصیات جریان در نقاط مختلف و دلخواه و در زمان معین یک سیستم هیدرولوژیکی نسبت به یک نقطه و زمان مشخص به عنوان خروجی سیستم معرفی می‌شود. این نقطه مشخص ممکن است آمار مشاهده‌ای حاصل از اندازه‌گیری‌ها یا بر اساس برآوردهای مهندسی در بالادست یا پایین دست (روندیابی معکوس) سیستم باشد. اگر جریان مورد نظر سیل باشد روندیابی سیل (Flood Routing) جهت بررسی حرکت موج سیل(Flood Wave) به عنوان یکی از انواع جریان‌های غیردائمی متغیر تدریجی و سریع صورت می‌گیرد. مشابه مدل‌های برآورد دبی، مدل‌های روندیابی نیز ممکن است گرده‌ای (روندیابی هیدرولوژیکی) یا توزیعی (روندیابی هیدرولیکی) باشند. البته از روش‌های روندیابی نیز می‌توان دبی سیل حوضه را تعیین نمود. در مدل‌های گرده‌ای، جریان تنها به عنوان تابعی از زمان و در یک مکان خاص محاسبه است؛ در حالی که در مدل‌های توزیعی جریان به عنوان تابعی از مکان و زمان در سرتاسر سیستم محاسبه می‌شود. روش‌های حل و اطلاعات لازم در مدل‌های گرده‌ای ساده‌تر و کم‌تر است و اصول محاسبات آن در مخازن و رودخانه‌ها بر معادله پیوستگی جریان، هیدروگراف‌های واحد، دبی و تراز سیلاب پایه‌ریزی شده است. در روندیابی توزیعی از معادله پیوستگی و حرکت (مومنتوم) استفاده می‌شود و اساس آن بر تئوری جریان‌های غیردائمی استوار است. به طورکلی روش‌های توزیعی دارای دقت بیشتری نسبت به روش‌های گرده‌ای هستند و به طور عمده در شرایط خاص مانند وقتی که رودخانه بسیار پرشیب یا کم شیب (برابر یا کمتر از $\frac{1}{50000}$)است و یا وقتی که مسئله اثر دینامیکی برگشت موج آب(Backwater) در مخازن تنظیم جریان و یا در محل اتصال رودخانه‌های اصلی- فرعی قابل توجه است استفاده از روش‌های توزیعی ناگزیر می‌شود. در رودخانه‌هایی که عمق آب زیاد و عریض هستند، سرعت آب کند می‌شود. در این شرایط ممکن است از روش‌های روندیابی مخزن مانند پالس استفاده شود.

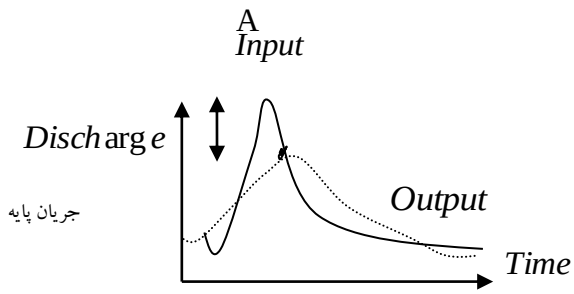
جدول۱-۱۵: عمده‌ترین روش‌های روندیابی سیلاب در سیستم مخازن و رودخانه‌ها

روندیابی توزیعی	روندیابی گرده‌ای
معادلات اصلی رفتار موج ➢ تندی موج سینماتیک ➢ تندی موج دینامیک	اصول روندیابی-مخازن و رودخانه پالس و پالس اصلاح شده-مخازن و روند تاخیر رودخانه معادلات کامل سنت-ونانت
حل تحلیلی موج سینماتیک حل عددی ماسکینگام- کانج	مانند روش رانگ-کوتا در مخازن که به روش‌های هیدرولیکی نزدیک است. جابجایی و دیفیوژن کاذب سیل را خطی یا غیرخطی مدل می‌نماید.
موج سینماتیک تقریبات تفاضل محدود	روش تحلیلی ماسکینگام در رودخانه
حل عددی موج سینماتیک	مدل مخزن خطی
روابط دینامیکی دبی-تراز	مدل‌های ترکیبی با اصلاح اثر مقاومت جریان سطح ذرات و شکل رسوب کف
مدل موج دینامیکی غیرصریح	روش کانوکس – رودخانه
معادلات تفاضل محدود موج دینامیک	روش ساده آت-کین اصلاح شده –رودخانه تا معادلات سنت-ونانت جهت روند جابجایی، دیفیوژن و اینرسی موج (شتاب محلی و جابجایی)

مدل‌های توزیعی که عموماً به صورت عددی(Numerical) و با استفاده از معادلات دیفرانسیل جزئی سنت ونانت ارائه و حل می‌شوند در حل مسائل دینامیکی جریان‌های غیردائمی کانال‌های باز منشوری (شهری) و غیر منشوری (روستایی)، جریان روزمینی یا ورقه‌ای و ذخیره هیدرولیکی حاصل از آن، و در مسائل مدل‌سازی و شبیه‌سازی سیستم‌های پیچیده حوزه‌های آبخیز و محاسبات دبی سیل حوضه نیز بسیار مفید هستند. روش‌های حل روندیابی در مدل‌های گرده‌ای مبتنی بر یک نگرش تفهیمی یا سیستمی است. در مدل‌های گرده‌ای معادله پیوستگی یا ذخیره به همراه یک تابع مستقل ثانوی دبی- ذخیره جهت بررسی حرکت موج سیل در یک طول همگن هیدرولیکی از رودخانه به نام بازه (Reach) یا مخزن سد با استفاده از روش‌های تحلیلی (Analytical) و ترسیمی حل می‌شوند. برخی از روش‌های روندیابی در جدول ۱-۱۵ ارائه شده است.

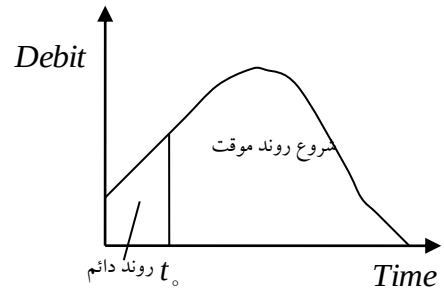
۱-۶-۱- اصول روندیابی موج سیل- سیستم مخزن و رودخانه

روندیابی ممکن است در ۳ زیر سیستم رودخانه(River routing) یا دریاچه و مخازن سد(Reservoir routing) و سطح حوزه آبخیز(Watershed area routing) صورت بگیرد. رودخانه ممکن است دارای بستری نفوذپذیر یا غیرقابل نفوذ باشد. در حالت نفوذپذیر همیشه تلفات انتقال وجود ندارد، بلکه ممکن است به خاطر مثبت بودن گرادیان هیدرولیکی سفره آب زیرزمینی حجم سیلاب در طی مسیر بازه افزایش نیز یابد؛ به طوری که جریان متغیر مکانی افزایشی تشکیل شود. این مسئله ممکن است با توجه به جریان‌های سطحی موضعی و محلی (Local Flow)، کاهش یا تشدید یابد؛ به طوری که ورود یا خروج رودهای کوچک و با اهمیت فرعی به داخل بازه رودخانه تغییرات قابل توجهی در خصوصیات حجم و سرعت موج عبوری ایجاد نماید. هر چند ممکن است برآیند مجموع اثرات، شرایط جدید یا خنثی را ایجاد نماید. رفتار مخازن مصنوعی و دریاچه‌ها نیز به طور کلی یکسان است؛ اما مخازن سد ممکن است به واسطه خروجی‌های مختلف کنترلی یا آزاد (انواع سدهای تاخیری) متفاوت رفتار نمایند. در صورتی که در یک بازه از رودخانه با فاصله کم، تبخیر و نفوذ در مدت رخداد سیل وجود نداشته باشد، حجم هیدروگراف سیل در دو نقطه از بازه برابر است. اما دبی اوج هیدروگراف دوم به دلیل بیشتر شدن زمان پایه، کمتر می‌شود. این اثر، مربوط به اثر جابجایی در رودخانه است که مفهوم آن در سطح یک حوضه آبریز هنگام تبدیل بارش به رواناب در تشکیل هیدروگراف سیل به دلیل حرکت کانالی وجود دارد (شکل۱-۱۰).



شکل۱-۱۰: کاهش دبی اوج هیدروگراف در اثر جابجایی و بدون اثر ذخیره

اگر اثرات ذخیره (مثبت یا منفی) و یا اثرات برگشت آب سد یا رودهای فرعی نیز وجود داشته باشد، دیگر محل برخورد هیدروگراف‌ها مشابه شکل ۱-۱۰ در محل اوج هیدروگراف خروجی (A) نخواهد بود، بلکه کمی جلوتر یا عقب‌تر اتفاق می‌افتد.
یک سد ممکن است با هدف تامین آب یا کنترل سیل و یا تلفیقی از اهداف مختلف طراحی شده باشد و در زمان وقوع سیل بخشی از حجم نرمال یا دائم آن در زیر تراز سرریز، خالی باشد. در این حالت اگر سیلابی وارد مخزن سد شود حجمی معادل با حجم بین تراز آب فعلی تا تراز تاج سرریز سد از سیل خروجی کاسته می‌شود. این حجم ممکن است معادل تمامی سیل ورودی به مخزن باشد که در این صورت خروجی سد صفر خواهد بود و در پایین دست سد، سیلابی مشاهده نمی‌شود. در این حالت کنترل سیلاب (Flood control) توسط روندیابی دائم سد انجام شده است. در غیر این صورت کسری از سیل توسط فضای دائم مخزن کاسته شده و مابقی حجم سیل با روندیابی موقت مخزن در بین حجم موجود در تراز تاج سرریز تا تراز حداکثر تاج سد با توجه به خصوصیات هیدرولیکی دریچه‌ها و سرریزها خارج می‌شود (فصل خشکسالی) (شکل۱-۱۱).



شکل۱-۱۱: هیدروگراف سیل ورودی به مخزن فرضی- روندیابی دائم و موقت

در این حالت اگر سیلاب بسیار بزرگ باشد به طوری که شتاب افزایش تراز مخزن سد بیشتر از دبی خروجی از سرریز یا دریچه‌های اضطراری باشد، امکان سرریز شدن آب از تاج سد (Overtopping) و شکست سد بویژه در سدهای خاکی فراهم می‌شود. لذا زمان شروع روندیابی موقت در مخازن از تراز لبه سرریز(t_0) است و قبل از آن روندیابی دائم اتفاق می‌افتد. لذا می‌بایست معادل حجم دائم، از حجم ابتدایی هیدروگراف سیل کاسته شود و مابقی هیدروگراف بر اساس روابط روندیابی مخزن، روندیابی موقت شود. در این حالت تخفیف سیلاب(Flood mitigation) اتفاق می‌افتد.
در سدهای تاخیری (Open Dam) همیشه تمامی هیدروگراف سیل ورودی، روندیابی موقت می‌شود؛ زیرا دارای سرریز دائم باز در کف رودخانه بوده و لذا ذخیره دائم برای آن لحاظ نمی‌شود. اما در سدهای با هدف کنترل سیلاب بخشی یا تمامی سیل ورودی، بسته به ابعاد طراحی مخزن و بزرگی سیلاب اتفاق افتاده، روندیابی دائم و سپس مابقی آن رودندیابی موقت می‌شود. به طورکلی دو اثر مهم سیستم مخزن و رودخانه روی هیدروگراف سیل ورودی شامل: ۱- کاهش دبی پیک سیل با افزایش زمان پایه و ۲-تاخیر در زمان وقوع پیک در هیدروگراف خروجی است. در فاصله بازه روندیابی نیز ممکن است اثر افزایشی جریان متغیر مکانی یا به اصطلاح ورودی‌های دیگری مانند بارش، تغذیه از سفره یا رودهای

فرعی و برعکس اثر کاهشی جریان متغیر مکانی یا به اصطلاح تلفات ناشی از نشت به آبخانه، انرژی، تبخیر یا زهکش‌های فرعی وارد محاسبات روندیابی شده و به همراه اثرات برگشتی آب در صورت وجود تاثیرات بیشتری روی میزان دبی پیک و سایر مشخصات سیل ایجاد نمایند. یک بازه همگن از رودخانه را در نظر بگیرید؛ به طوری که تنها ورودی آن هیدروگراف سیل ورودی I از مسیر اصلی رودخانه بوده و تنها خروجی آن هیدروگراف سیل خروجیO از مسیر اصلی باشد. در این حالت کلیه جریان‌های جانبی، ریزش باران، تبخیر و جریان‌های درون‌ریز و برون‌ریز بین رودخانه و آبخانه صفر یا ناچیز فرض می‌شود. با فرض جریان یکنواخت دائمی در صورتی که، M مقدار جرم سیستم فرض شود، طبق قانون اصل بقای جرم، رابطه پیوستگی در این سیستم حاکم خواهد بود؛ به طوری که $I=O$ می‌شود. در روش روند تاخیر(Lag) چنین فرضی استوار است. اما در عمل چنین رابطه‌ای برقرار نیست؛ زیرا اولاً حرکت موج سیل در رودخانه‌ها و مخازن در گروه جریان‌های غیردائمی متغیر عموماً تدریجی و بعضاً سریع قرار دارند. همچنین مسئله انواع تلفات و سایر مولفه‌های موثر همیشه حتی ناچیز وجود دارد؛ به طوری که اثرات تجمعی آن‌ها بویژه در بازه‌های طولانی نهایتاً قابل توجه است. به طوری که اثر روند موقت برخی از رودخانه‌های بسیار پهن مانند اثر یک دریاچه یا مخزن سد است. در این حالت حتی امکان استفاده معادلات روندیابی مخزن در یک رودخانه پهن و یا برعکس وجود دارد. با توجه به مفاهیم معادله پیوستگی، معادله $\frac{ds}{dt}=I(t)-Q(t)$ به یک معادله ساده اما مفید هیدرولوژیکی ذخیره و به شکل زیر تغییر می‌کند:

$$ds=\big(I(t)-O(t)\big)dt \qquad ۷۹-۱$$

در صورتی که از معادله فوق نسبت به زمان انتگرال گرفته شود:

$$\int_{s_j}^{s_{j+1}} ds=\int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt-\int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt \qquad ۸۰-۱$$

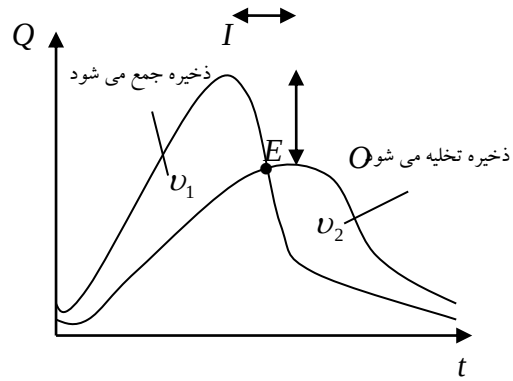
که $I(t),Q(t)$ به ترتیب شدت جریان خروجی و ورودی، Δt فاصله زمانی، زمان در لحظه j و ds تغییرات ذخیره است. جهت ساده کردن معادله مذکور می‌توان متوسط جریان‌های ورودی و خروجی را در دوره روند (Routing Period) که با علامت Δt نشان می‌دهند، محاسبه نمود. Δt باید آنقدر کوچک باشد تا فرض تغییرات خطی درست بوده و هیچگاه از مقدار زمان تا اوج سیل در طول بازه بزرگ‌تر نباشد. در این حالت معادله بالا به شکل معادله عمومی روندیابی پیوستگی زیر نوشته می‌شود:

$$\Delta S=S_{j+1}-S_j=\frac{I_j+I_{j+1}}{2}\Delta t-\frac{Q_j+Q_{j+1}}{2}\Delta t \qquad ۸۱-۱$$

I_j,I_{j+1} به ترتیب جریان ورودی در انتها و ابتدای دوره روند هستند.

اصول روندیابی گرده‌ای یا هیدرولوژیکی در مخازن و رودخانه‌ها، حل یک معادله پیوستگی ساده شده مانند معادله عمومی پیوستگی بالاست که پایه و اساس بیشتر روش‌های روند-ذخیره است. با توجه به معادلات شرایط غیردائم و

معادله مومنتوم، حل رابطه پیوستگی بالا به صورت توزیعی یا هیدرولیکی نیز با دقت بیشتر فراهم می‌شود. به طورکلی اگر از شیب طولی ناچیز سطح آب مخازن صرف نظر شود، بین رودخانه و مخازن، ذخیره منشوری به طور مشابه وجود دارد و لذا عمده تفاوت این دو نوع روندیابی مربوط به ذخیره تیغه‌ای یا گوه‌ای است که در رودخانه‌های پرشیب و بویژه باریک ایجاد می‌گردد. در این حالت ذخیره رودخانه تنها تابع جریان خروجی مانند مخازن نبوده و جریان ورودی نیز اهمیت پیدا می‌کند. بنابراین در شرایط استثنائی در صورتی که شیب آب در مخازن زیاد شود، ممکن است ذخیره گوه‌ای نیز اهمیت یابد. در این حالت باید از روابط مناسب مربوط به هر یک از شرایط واقعی استفاده نمود. در شکل ۱-۱۲ چگونگی تجمع و تخلیه ذخیره موقت توسط هیدروگراف‌های ورودی و خروجی بهتر درک می‌شود.



شکل ۱-۱۲: اثر ذخیره موقت و جابجایی روی هیدروگراف سیل ورودی (در فصل ۲ بیشتر تشریح می‌شود)

از نقطه نظر فیزیکی حرکت موج سیل در مخزن، نزدیک به امواج نوسانی است؛ به طوری که متوسط جرم آب منتقل شده به وسیله موج نزدیک به صفر است و علت آن را باید در ذخیره مخزنی جستجو نمود. در این خصوص ابتدا یک مخزن پر که سطح آب مماس تراز کف سرریز باشد، فرض می‌شود. در اثر عبور موج سیل از داخل این مخزن مقدار ارتفاع یا هد آب روی تراز کف سرریز شروع به افزایش کرده و ذخیره تابعی از جریان خروجی و مانند توابع زیر می شود. در این حالت فرض می‌شود پروفیل سطح آب مخزن نیز به صورت افقی بالا می‌آید (منحنی برگشت آب وجود ندارد). در این شرایط با ادامه ورود جریان به مخزن، میزان ذخیره موقت که کل آن در محدوده دو تراز کف سرریز و تاج سرریز قرار دارد، کاهش می‌یابد تا تراز مخزن به تراز حداکثر ذخیره مخزن در تراز آزاد یا حداکثر تاج سد برسد.

$$S = f(O) \qquad ۸۲-۱$$

$$O = f(H) \qquad ۸۳-۱$$

ارزش O در رابطه فوق با توجه به نوع خروجی و سرریز یا خروجی‌های مخزن سد مشخص می‌شود. لذا مقدار خروجی ممکن است تابعی از عمق آب روی سرریز یا روزنه باشد؛معادلات خروجی نیز از قوانین هیدرولیک سازه یا سازه‌های خروجی در هر سد طبعیت می‌کنند. همان‌طور که از شکل ۱-۱۲ نیز مشخص است، تاخیر در زمان وقوع پیک سیل یا جابجایی(Translation)، افزایش زمان تا اوج، افزایش زمان پایه و افت دبی اوج سیل از اثرات مشخص در هیدروگراف

مخزن است. تا زمانی که جریان ورودی بزرگ‌تر از جریان خروجی مخزن باشد (تا نقطه E) مقدار ذخیره زیاد و زیادتر شده و بر عکس بعد از نقطه E (اوج هیدروگراف خروجی) حجم ذخیره شده به تدریج تخلیه می‌شود. لذا دو حجم $\upsilon_1 = \upsilon_2$ با یکدیگر برابر هستند. نکته قابل توجه دیگر در خصوص ذخیره مخازن این است که فرض افقی بودن سطح آب در اغلب مخازن فرض درستی است و در مواردی که به دلیل کوچک بودن سطح مقطع عرضی مخازن یا بزرگ بودن محور طولی مخزن سطح تراز آب افقی قرار نمی‌گیرد، باید با روش‌های صحرایی و ایجاد مقاطع عرضی در بازه مسئله‌دار، مقدار ذخیره تعیین شود. در این حالت ممکن است روش روندیابی نیز تغییر کند. با توجه به توضیحات فوق اصول روندیابی در مخازن بر مبنای انتگرال‌گیری از معادله ذخیره هیدرولوژیکی $ds = (I(t) - O(t))dt$ با روش‌های مختلف تحلیلی، گرافیکی و نیمه‌ترسیمی و یا عددی و ایجاد یک رابطه ثانوی بین ذخیره (S) و دبی جریان خروجی یا ارتفاع معادل آن است. تنها تغییری که ممکن است در معادله عمومی روندیابی پیوستگی مذکور ایجاد شود مربوط به شیوه خروج آب ذخیره شده از مخزن است. اگر $\overline{O_r}$ مربوط به متوسط جریان خروجی تنظیمی و Q جریان خروجی سرریز اضطراری باشد این معادله به شکل زیر تغییر می‌کند:

$$\Delta S = S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2}\Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}\Delta t - \overline{O_r}\Delta t \qquad ۸۴-۱$$

در صورتی که ارتفاع آب از کف سرریز تجاوز کند باید دبی خروجی از سرریزها یا دریچه‌ها و یا هر دو با توجه به معادلات سرریز و روزنه در هر زمان تعیین و سپس با توجه به معادله بالا رابطه دبی-ذخیره مشخص گردد. به طورکلی خروجی‌ها در سدها به سه صورت ممکن است طراحی شوند. ۱- سرریزهای بدون کنترل (Uncontrolled Spillway)، ۲- دریچه‌های تحتانی یا میانی (Sluiceway or Spillway Gates) و ۳-ترکیبی از دو حالت مذکور. سرریز آزاد اوجی یا لبه آبریز یکی از انواع پرکاربرد سرریزها بوده که معادله آن به صورت زیر است:

$$Q = 0.552 C L H^{\frac{3}{2}} \qquad ۸۵-۱$$

که در آن:Q: شدت جریان(cms)، L: طول موثر سرریز(m)، H: ارتفاع کل از محل تاج تا خط انرژی کل یا سطح آب دریاچه و C ضریب شدت جریان است. در این حالت برای حل معادله روند مخزن نیاز به یک دسته از منحنی‌های روند برای دریچه‌های باز و در زمان مناسب خواهد بود. روش‌های روندیابی مخازن متعدد هستند و به طور کلی نتایج تمامی روش‌ها به صورت منطقی، دقیق و قابل قبول است. یکی از معروف‌ترین روش‌های هیدرولوژیکی روش ISD معروف به روش پالس(Puls, L.G.) و روش SIM معروف به روش پالس اصلاح شده است. این روش‌ها در شرایطی قابل قبول هستند که منحنی برگشت آب وجود نداشته باشد. به طورکلی سه حالت زیر را قبل از روندیابی می‌بایست مورد توجه قرار داد:

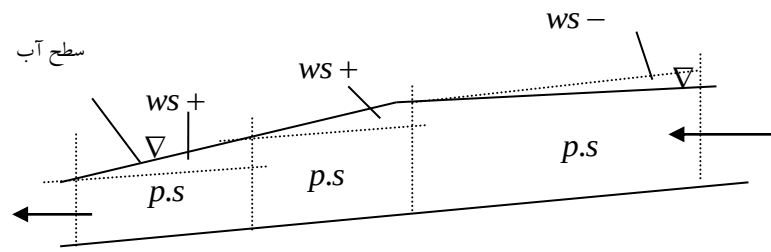
-منحنی برگشت آب(Backwater): در این حالت شیب رودخانه منتهی به سد، ملایم (شیب زیربحرانی) است؛ لذا شیب سطح آب با افزایش جریان در برابر یک مانع مانند بدنه سد، رفتار افزایشی ($\frac{dy}{dx} > 0$) از خود نشان می‌دهد؛ به طوری که فرض موازی بودن سطح آب مخزن پذیرفته نیست. در این حالت دقت روش‌های روندیابی هیدرولوژیکی رودخانه در محدوده مخزن کم می‌شود که می‌بایست از روش‌های هیدرولیکی (فصل مدل‌سازی) بهره برد. همچنین محاسبات حجم

مخزن نیز باید در بازه‌های با فواصل کمتر صورت پذیرد. محل سد به عنوان مقطع کنترل (Control section) بوده و پس از آن منحنی افت (Drawdown curve) ایجاد می‌شود.

– در صورتی که شیب رودخانه منتهی به سد، بحرانی باشد شیب سطح آب با افزایش جریان در برابر یک مانع مانند سد، تقریباً موازی با سطح افق ($\frac{dy}{dx}=0$) بوده و لذا در عمل می‌توان محاسبات را با فرض افقی بودن سطح آب انجام داد. در این حالت شرایط بالادست در بازه‌ای به طول مشخص از رودخانه به صورت بحرانی و پس از سد منحنی افت تشکیل می گردد.

–در صورتی که شیب رودخانه منتهی به سد، فوق بحرانی (تند) باشد شیب سطح آب با افزایش جریان در برابر یک مانع مانند سد، در یک بازه مشخصی از جهش هیدرولیکی (Hydraulic jump) تقریباً موازی با سطح افق است. لذا شرایط جریان پایین دست از بالادست تاثیر می‌گیرد. پروفیل‌های سطح آب برای شرایط مختلف جریان و شیب کانال از روی عمق جریان واقعی، عمق نرمال و عمق بحرانی قابل ارزیابی هستند. در این خصوص به کتب هیدرولیک چو و هندرسون مراجعه شود.

بررسی حرکت موج سیل در رودخانه‌ها بسیار پیچیده‌تر بوده و اساساً از قوانین جریان‌های غیردائم متغیر تدریجی پیروی می کند. در این حالت نه تنها جریان با زمان در هنگام پیشروی موج سیل تغییر می‌کند، بلکه به خاطر وجود جریان‌های موضعی یا تغییر در خصوصیات هیدرولیکی کانال رودخانه و یا نشت در داخل بستر به خصوص در مناطق خشک، جریان غیریکنواخت یا متغیر خواهد شد. اگر سطح آب در رودخانه مانند حالت مخزن، افقی فرض شود، در این صورت بازه مذکور حکم یک مخزن را دارد و ذخیره تنها تابعی از جریان خروجی است. در عمل به خاطر وجود شیب بیشتر سطح آب از کف بستر در دوره اوج‌گیری (+) و شیب کمتر در مرحله افت سیل (–) دو مقدار ذخیره برای یک دبی مشخص وجود خواهد داشت. این پدیده که به علت وجود ذخیره کانالی یا رودخانه‌ای است اساس تفاوت در مفاهیم روندیابی مخازن و رودخانه‌هاست. در صورتی که ساده‌ترین شکل یک موج هنگام عبور از یک کانال، یکنواخت فرض شود، مشاهده می‌شود که ذخیره کانالی خود از دو ذخیره شامل ذخیره منشوری (Prism Storage) و ذخیره تیغه‌ای (Wedge Storage) مانند شکل ۱–۱۳ تشکیل می‌شود.



شکل ۱–۱۳: *حالت‌های مختلف نیمرخ سطح آب و ذخیره در هنگام عبور یک موج یک طرفه*

همان‌طورکه از شکل ۱-۱۳ مشخص است، ذخیره منشوری زیر خط فرضی موازی با کف رودخانه قرار می‌گیرد. ذخیره تیغه‌ای نیز در هر دو حالت اوج و افت سیل به صورت مثبت و منفی نشان داده شده است. علت این مسئله به خاطر تفاوت در شتاب افت یا صعود شدت جریان خروجی و ورودی در مقاطع زمانی مختلف نسبت به یکدیگر است. به طوری که در هنگام افزایش تراز آب قبل از آن‌که در میزان خروجی بازه افزایش قابل توجهی صورت بگیرد، یک حجم زیادی از ذخیره تیغه‌ای حاصل می‌شود. برعکس در هنگام سقوط تراز آب و ذخیره، میزان شتاب افت جریان ورودی سریع‌تر از جریان خروجی بوده و لذا ذخیره تیغه‌ای منفی شکل خواهد گرفت. بنابراین ایجاد دو ذخیره بزرگ‌تر در زمان اوج سیل و کوچک‌تر در زمان افت سیل برای یک دبی و تشکیل منحنی حلقوی (یا عدسی) شکل سنجه–آب (Rating curve) امری بدیهی است. بر این اساس تغییرات $S = f(O)$ با دخالت پارامتر جریان ورودی علاوه بر جریان خروجی به عنوان یک عامل موثر در ذخیره تیغه‌ای ناگزیر است. حل تحلیلی مسئله به شکل واقعی آن یعنی جریان غیردائم- متغیر بسیار مشکل است؛ لذا می‌توان ابتد آن‌را به صورت جریان یکنواخت- دائم فرض کرد و سپس نتیجه را تعمیم داد. همچنین می توان به جای استفاده از معادلات اساسی دیفرانسیل از معادلات تفاضلی ساده‌تر با فرض تغییرات تدریجی با زمان به صورت تحلیلی در حل این‌گونه مسائل بهره جست. روش‌های مختلفی در روندیابی رودخانه‌ها ارائه شده است که تفاوت عمده آنها در مکانیزم برقرار کردن رابطه دبی- ذخیره در شرایط رودخانه است. از روش‌های معروف در این گروه می توان به روش ماسکینگام خطی (مک‌کارتی Mccarthy، ۱۹۳۸) اشاره نمود.

تعیین ذخیره در کانال‌های طبیعی ممکن است به وسیله اندازه‌گیری تراز یا دبی در دو انتهای بازه مورد نظر و معادله عمومی روندیابی پیوستگی انجام پذیرد. همچنین در شرایط ناگزیر با کار صحرایی و هزینه بالا به کمک مقاطع عرضی جهت تعیین حجم آب در رودخانه و در زمان‌های مختلف اقدام می‌شود. فواصل مناسب مقاطع عرضی با توجه به شیب بستر و شیب سطح آب هنگام عبور موج سیل تعیین و ذخیره از جمع حجم آب بین مقاطع مشخص می‌شود. در رودخانه‌های دارای مخازن آبی، منحنی‌های ارتفاع- ذخیره به وسیله نقشه‌های توپوگرافی مخزن قابل محاسبه است. حجم آبی که بین دو خط تراز متوالی با مساحت‌های a_1 و a_2 و اختلاف ارتفاع h_d ذخیره می‌گردد ممکن است از رابطه زیر به دست آید:

$$V = \frac{h_d}{3}(a_1 + a_2 + \sqrt{a_1 a_2}) \qquad ۸۶\text{-}۱$$

تلفات به صورت نشت، جریان‌های سطحی و موضعی و ورود شاخاب‌های فرعی از دیگر مسائل و مشکلات روندیابی رودخانه است. این مسئله از دو دیدگاه قابل بررسی است. اول از لحاظ مقدار و حجم و دوم از دیدگاه موقعیت مکانی. حجم این نوع جریان‌ها می‌تواند در مقایسه با جریان اصلی بازه بحرانی مورد نظر کم و یا زیاد باشد. از نظر وضعیت داخل یا خارج شدن جریان از سیستم بازه ممکن است در $\frac{1}{3}$ ابتدایی بازه، $\frac{1}{3}$ انتهایی یا میانی کانال وارد جریان اصلی شود.

مسئله تلفات انتقال که در رودخانه‌های کم‌شونده بویژه رودخانه‌های فصلی مناطق خشک و نیمه‌خشک که جریان پایه(Base Flow) نیز معمولاً صفر است، اتفاق می‌افتد. این مسئله به تغذیه آکیفرها (Renard**,1970**)، بهبود پوشش گیاهی و افزایش دبی قنوات و چشمه‌ها کمک می‌کند و از اهمیت خاصی برخوردار است. این موضوع در کاهش دبی

اوج و افزایش زمان پایه طی حرکت موج سیل اثر آشکاری می‌گذارد؛ لذا معادله کلی هیدرولوژیکی ذخیره به شکل زیر تغییر می‌کند:

$$dS = (I - O - L)dt \qquad ۸۷-۱$$

که در آن L شدت تلفات در طی گذر سیل است. اثر جریان‌های موضعی و آب نشتی هنگام عبور موج سیل در روش‌های روندیابی می‌تواند به طور صریح لحاظ نشوند. در صورتی که این نوع جریان‌ها در قسمت $\frac{1}{3}$ ابتدایی بازه وارد سیستم شود باید به جریان ورودی اضافه شده و اثر موج‌های برگشتی مورد توجه باشد. اگر جریان‌های جانبی به طور عمده در قسمت انتهایی بازه وارد شوند، باید این مقدار پیش از محاسبه ذخیره از جریان خروجی کم و پس از تکمیل روندیابی به آن اضافه شود. یکی دیگر از راه حل‌های این موضوع، کاهش طول بازه است. در این خصوص فتوحی و حسینی (۱۳۸۶) پارامترهای روندیابی سیلاب و تلفات انتقال را در رودخانه‌های مناطق خشک تحلیل حساسیت کردند. ایشان گزارش کردند که نتایج خروجی این مدل مانند دبی اوج آبنمود خروجی، حجم سیل و حجم نشت حساسیت بیشتری نسبت به پارامترهای ورودی نظیر طول و هدایت هیدرولیکی بازه تحت مطالعه و دبی اوج آبنمود ورودی به بازه دارند. همچنین روش روندیابی دینامیکی را با وارد کردن عبارات تلفات انتقال اصلاح شده در معادله‌های حاکم بر موج سیلاب (معادله‌های سنت–ونانت) برای این مناطق توسعه دادند. نتایج مدل با آمار شاهد تطابق نسبی داشته است.

در این خصوص برخی از روش‌های عمده روندیابی گرده‌ای و توزیعی سیل در مدل هیدرولوژیکی HEC-HMS قابل دسترسی و کاربرد است. به عنوان نمونه یکی از روش‌های پایه‌ای روندیابی رودخانه که معادلات اصلی آن در بالا ذکر گردید، روش ماسکینگام است که در مدل مذکور نیز وجود دارد. در ادامه دو روش روندیابی ساده رودخانه و مخزن که در مطالعات شناخت قابل توصیه هستند، ارائه می‌گردد.

- روش روند تاخیر (Lag)

این روش بسیار ساده در مدل HEC-HMS به نام روش روند تاخیر (Lag) خاص رودخانه‌های نفوذناپذیر است. با این وجود روش تاخیر تنها در بررسی‌های اولیه قابل توصیه است و تنها متغیر لازم در آن، زمان جابجایی موج سیل (فصل ۲) است که می‌بایست با توجه به خصوصیات هیدرولیکی رودخانه یا مقایسه هیدروگراف‌های ورودی و خروجی مقدار آن محاسبه شود. همچنین ممکن است در مطالعات اجمالی مقدار سرعت موج جنبشی مطلق c_k از یک رابطه تجربی مناسب مانند زیر برآورد شود.

$$c_k = 1.5v \qquad ۸۸-۱$$

v سرعت متوسط جریان که ممکن است از روابط تجربی و کنترل‌های صحرایی برآورد شود. ضریب ۱٫۵ اغلب برای رودخانه‌های نزدیک به کانال‌های منظم پهن مستطیلی مناسب است. پس از آن با توجه به رابطه زیر مقدار حدودی زمان تاخیر t مشخص می‌شود:

$$t = \frac{x}{c_k} \qquad ۸۹-۱$$

x طول بازه همگن هیدرولیکی. در فصل ۲ ضرائب سایر اشکال و روش‌های دقیق محاسبات فوق در روندیابی مدل‌های توزیعی و موج‌های دینامیک، جنبشی و انتشار ارائه شده است.

- طراحی مقدماتی حوضچه‌های تاخیری

در اینجا چند روش بسیار ساده روندیابی مخازن که ممکن است در طراحی حجم مخازن کنترل سیلاب به ویژه در مناطق شهری کاربرد داشته باشند، ارائه می‌گردد. بدیهی است که با توجه به فرضیات به کار رفته در این روش‌ها و شرایط منطقه، می‌بایست تصمیم به استفاده از آنها را گرفت و در فاز طراحی از روش‌های دینامیکی فصل۲ نتایج را کنترل نمود.

-آبت و گریگ (۱۹۷۸) رابطه بین هیدروگراف ورودی مثلثی و هیدروگراف خروجی را با فرض این‌که قسمت بالارونده دو هیدروگراف تا رسیدن به نقطه اوج بر یکدیگر منطبق هستند، به صورت زیر ارائه کردند (معادله همگن است):

$$\frac{V_R}{V_F} = (1 - \frac{Q_p}{I_P})^2 \qquad ۹۰-۱$$

V_R:حجم مخزن مورد نیاز، V_F حجم سیلاب، Q_p شدت جریان خروجی، I_P شدت جریان ورودی.

-یک روش ساده دیگر بر اساس نظر آرون و کیلبر(۱۹۹۰) برای هیدروگراف ورودی ذوزنقه‌ای است. آنها فرض کردند حداکثر جریان هیدروگراف خروجی روی قسمت پایین رونده هیدروگراف ورودی واقع می‌شود. علاوه بر این فرض شد قسمت بالارونده هیدروگراف خروجی به صورت یک خط مستقیم باشد. رابطه این دو هیدروگراف به صورت زیر ارائه شد:

$$V_R = I_p T_d - Q_p(\frac{T_d + t_c}{2}) \qquad ۹۱-۱$$

t_c زمان تمرکز حوضه که روش‌های محاسبه آن در فصل ۲ ارائه شده است.

T_d زمان تداوم رگبار طرح. در یک دوره بازگشت خاص، زمان رگبار طرح، زمانی است که حجم آب در مخزن به حداکثر خود می‌رسد. آرون و کیلبر (۱۹۹۰) پیشنهاد کردند که زمان رگبار به وسیله رابطه IDF منطقه‌ای حوضه و روش سعی و خطا از رابطه زیر، تعیین گردد:

$$I_p = CiA \qquad ۹۲-۱$$

i شدت رگبار. A سطح حوضه، C ضریب رواناب. مجهول ما در اینجا مقدار زمان شدت رگباری است که باعث تولید حداکثر حجم با توجه به دو معادله بالا شود. همان‌طور که در روش استدلالی اصلاح شده نیز ذکر شد، می‌بایست حجم حداکثر بر اساس زمان بحرانی شدت رگبار با آزمون و خطا تعیین گردد که ممکن است الزاماً متناظر با دبی سیل حداکثر نباشد. با توجه به نتایج دو رابطه برای آزمون‌های مختلف و رسم هیدروگراف مصنوعی سیل و مقایسه احجام آنها، مقدار زمان بحرانی و حجم مورد نیاز مخزن نگهداشت (Detention basin) جهت توزیع مجدد سیل تعیین می گردد. طراحی حوضچه‌های ذخیره‌ای (Retention basin) که آب را به طور کامل با اهداف تامین آب برای مدت طولانی مهار می‌کنند، در فصل ۴ ارائه شده است.

-روش اصلاح شده رابطه منطقی در طراحی مخازن نگهداشت شهری (Donahue, McCuen, and Bondelid,**1981**)

این روش شکل توسعه یافته رابطه منطقی (Q=CiA) بوده و برای طراحی اولیه حوضچه‌های نگهداشت با حوضه‌های دارای مساحت ۲۰ تا حداکثر تا ۳۰ ایکر (۱۲ هکتار) کاربرد دارد. در این روش فرض شده زمان تمرکز و زمان تا اوج سیل ($t_p = t_c$) برابر بوده و زمان تداوم بارش (t_d) بیش از زمان تمرکز است. لذا هیدروگراف سیلاب ذوزنقه‌ای شکل می‌گردد. اگر دبی سطح حوضه شامل دبی قبل از توسعه (Q_A) و پس از توسعه (Q_P) باشد، هدف اصلی از احداث حوضچه‌های نگهداشت شهری یا کوهستانی این است که ابعاد حوضچه به گونه‌ای طراحی شود تا ضمن برقراری دبی سیل قبل از توسعه Q_A در شرایط توسعه، حجم مخزن لازم (V_s) جهت توزیع مجدد مناسب سیل ورودی طرح در تداوم زمان بحرانی بارش (t_d) که این حجم حداکثر را ایجاد می‌کند محاسبه شود. بدیهی است که V_s معادل حجم تجمعی اختلاف هیدروگراف ورودی از خروجی مخزن در زمانی که دبی ورودی بیشتر از خروجی است، است($\sum I-O$). این محققان بر اساس حجم هیدروگراف خروجی از حوضچه طراحی شده یا V_r، نسبت $\alpha = \frac{Q_A}{Q_P}$ و γ به عنوان نسبت زمان تا اوج دو هیدروگراف و قوانین هندسی، مقدار V_s را با توجه به معادله کلی شدت بارش منطقه ($i = \frac{a}{t_d + b}$) و فرض $V_r = Q_P t_d$ به شکل زیر تعیین کردند:

$$V_s = t_d Q_P - Q_A t_d - Q_A t_p + \frac{\gamma Q_A t_p}{2} + \frac{Q_A^2 t_p}{2}\frac{1}{Q_p} \qquad ۹۳-۱$$

سپس با قراردادن $\frac{dV_s}{dt_d} = 0$ در رابطه بالا و فرض ثابت بودن مقادیر Q_A, t_p, γ، رابطه تداوم بحرانی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$t_d = \left(\frac{bcAa}{Q_A - \frac{Q_A^2 t_p}{2cAa}} \right)^{1/2} - b \qquad ۹۴-۱$$

مثال: فرض کنید قبل از شهرسازی رواناب سیل حوضه‌ای با مساحت ۲۵ ایکر برابر ۱۸ cfs بوده است. پس از شهرسازی ضریب رابطه استدلالی ۰٫۸۲۵ شده است. رابطه شدت بارش منطقه $i = \frac{96.6}{t_d + 13.9}$ و $\gamma = \frac{40}{20}$ نیز بر اساس آنالیز آمار محاسبه شده است. ذخیره حداکثر حوضچه نگهداشت جهت توزیع مجدد سیل چقدر باشد؟

ابتدا باید زمان بحرانی تداوم بارش محاسبه شود:

$$t_d = \left(\frac{(13.9)(0.825)(25)(96.6)}{18 - \frac{(18)^2(20)}{2(0.825)(25)(96.6)}} \right)^{1/2} - 13.9 = 27.23 \min$$

حال باید دبی اوج رواناب برای این زمان بحرانی مشخص گردد:

$$Q_p = cA\left(\frac{a}{t_d + b}\right) = (0.825)(25)\left(\frac{96.6}{27.23 + 13.9}\right) = 48.44\, cfs$$

در این گام حجم مورد نیاز طراحی محاسبه می‌گردد:

$$V_s = (27.23)(48.44) - (18)(27.23) - (18)(20) + (18)(20)(\frac{2}{2}) +$$

$$\frac{(18)^2(20)}{2}\frac{1}{48.44} = 895.77\, cfs \cdot \min \times 60\, s/\min = 53746\ ft^3$$

جهت مقایسه می‌توان $V_r = Q_p t_d = 48.44 \times 27.23 = 1319\, cfs \cdot \min = 79140\ ft^3$ را محاسبه و از نسبت $\frac{V_s}{V_r}$ مشخص می‌شود که حوضچه می‌تواند ۶۸ درصد هیدروگراف ورودی را ذخیره نماید.

بدیهی است که ابعاد سرریز اضطراری می‌بایست بر اساس سیل طرح در زمان تمرکز حوضه محاسبه شود. همچنین این حوضچه‌ها اگر چه با هدف مدیریت کمی رواناب طراحی می‌شوند، اما به هر حال اثرات مشخصی روی رواناب آلوده و رسوبات معلق نیز دارند. با این وجود طراحی حوضچه‌های مدیریت رواناب آلوده متفاوت است (بند رواناب آلوده). گاهی اوقات می‌توان از موانع طبیعی یا مصنوعی نیز به عنوان حوضچه‌های نگهداشت در محدوده شهرها جهت کاهش رواناب سیل استفاده نمود. به عنوان نمونه جاده با خاکریزی را فرض کنید که از طرف بالادست به کوهستان و از طرف پایین‌دست به شهرکی مشرف باشد. زیر جاده نیز کالورتی جعبه‌ای تعبیه شده است. در شرایطی سیلابی این سیستم همچون یک مخزن نگهداشت عمل می‌کند که با کمی تغییر می‌توان به صورت مناسب‌تری از آن بهره‌برداری نمود. این مخازن اغلب به شکل یک گوه (Wedge-shaped ponding) بوده که با توجه به زاویه شیب کناره‌ها، سطح دریاچه ایجاد شده، ابعاد و مشخصات خاکریز و کالورت و طول مسیر جریان می‌توان محاسبات را انجام داد.

۱-۶-۲- سیلاب‌های ساحلی

با توجه به توضیحات بند انواع سیل، سیلاب‌های ساحلی شامل تسونامی، جزر و مدی و دریایی هستند و صرف نظر از این‌که عامل ایجاد کننده افزایش تراز آب دریا و یا ایجاد موج‌های ناگهانی چه چیزی باشد، به طورکلی سیلاب‌های ساحلی را می‌توان چنین تعریف کرد: افزایش تراز آب سطح دریا بالاتر از سطح امواج معمولی (Coastal Flood). حاصل این رخداد اغلب موجب آبگرفتگی سواحل پست و دلتاها، اراضی حاشیه رودخانه‌های جزر و مدی، مرداب‌ها و نیزارهای ساحلی و خسارات و تلفات جانی می‌شود. بسیاری از طغیان‌های دریایی ناشی ازطوفان‌های دریایی در دریا و به جهت خشکی است. همچنین ممکن است دلایل متعدد دیگری مانند اختلاف فشار هوا، زلزله و... وجود داشته باشد. حتی ممکن است هم‌زمانی دلایل متعدد ایجاد موج و افزایش تراز آب در دریا، دریاچه‌ها و مخازن سدها باعث تشدید خسارات و بزرگی حادثه شود.

اگر منشاء سیلاب‌های دریایی، دریاچه‌های طبیعی یا مخازن سدها از نوع باد و طوفان باشد خیزاب‌های طوفانی ایجاد می شود. بالا آمدن ناگهانی تراز آب مانند تسونامی و دیگر موج‌های دریایی جزو خیزاب‌های طوفانی محسوب نمی‌شوند. البته ممکن است اصول کنترل هر دو یکی باشد، اما مکانیزم تشکیل و تکنیک‌های اجرایی متفاوت است. همچنین دلیل نوسانات متناوب تراز آب در خلیج‌ها متفاوت است. در کتاب حاضر به طور خاص مدیریت سیلاب‌های دریایی از نوع خیزاب‌های طوفانی و تسونامی مورد توجه قرار گرفته است.

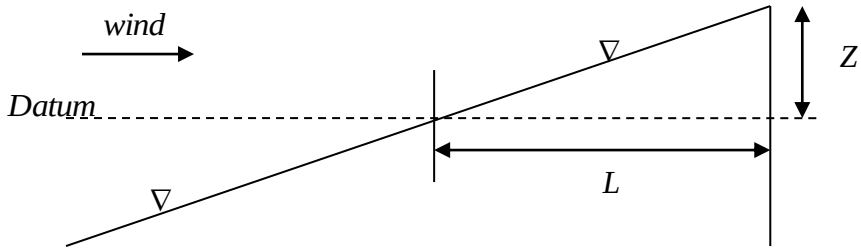
- مکانسیم خیزاب‌های طوفانی در حالت دائم

خیزاب‌های طوفانی که از دریا به سوی خشکی و توسط باد ایجاد می‌شود، در طول همه سواحل دریاها، دریاچه‌ها، دریاهای داخلی که با اقیانوس ارتباط ندارند و مخازن سدها ممکن است اتفاق بیفتد اما بزرگی آنها به طور قابل ملاحظه‌ای متفاوت است. این خیزاب‌ها ممکن است آن‌قدر کوچک باشند که از مد نجومی (Astronomical Tide) نیز قابل تفکیک نباشند. خیزاب‌های بزرگ تلفات انسانی و خسارات فراوانی را در اراضی ساحلی بویژه اراضی مسطح به وجود می‌آورند. میزان خسارات به جز شیب ساحل و بزرگی طوفان به عوامل دیگری مانند زمان واقعه، تراکم جمعیت ساکن، مقدار سرمایه گذاری در ساحل و ارتفاع زمین نسبت به دریا بستگی دارد. بادهایی که در وقوع این نوع بلا موثر هستند، شامل طوفان‌های موسمی و بادهایی هستند که در نزدیکی مراکز کم‌فشار ایجاد می‌شوند. تشخیص و تفکیک این نوع طوفان‌ها در مناطق گرمسیری و خیلی گرمسیری به دلیل اثرات متفاوت آنها بر تراز دریا ضروری است. طوفان‌های نواحی خیلی گرمسیری بین مدار ۳۰ تا ۶۰ درجه که مخصوص نواحی معتدل است، پدید می‌آیند. وسعت این گردبادها وسیع بوده به طوری که تا شعاع ۳۰۰۰ کیلومتری نیز می‌رسد. همچنین شیب افت فشار در آنها نسبتاً کم است و لذا سرعت باد به ندرت از ۲۵ تا ۳۰ متر بر ثانیه تجاوز می‌کند. خیزاب‌های طوفانی ناشی از این گردبادها، دوره‌ای نسبتاً طولانی بین ۱ تا ۳ روزه را دارند.

گردبادهای نواحی گرمسیری که در مدار صفر تا ۳۰ درجه و در وسعتی به شعاع ۷۵۰ تا ۲۰۰۰ کیلومتر را می‌پوشانند، شیب افت فشار بالایی داشته و لذا سرعت باد در آنها بین ۲۵ تا ۵۰ متر بر ثانیه می‌رسد. خیزاب‌های طوفانی ناشی از این گردبادها دوره‌ای نسبتاً کوتاه و معمولاً کمتر از یک روز است. دو ویژگی مذکور در گردبادهای مناطق گرمسیری که باعث ایجاد بادهای تند و کوتاه می‌شود، اثرات ویژه‌ای از باد را به وجود می‌آورند که متفاوت از طوفان‌های مناطق بسیار گرمسیری است. در این خصوص با توجه به دریایی که گردبادهای گرمسیری در آن اتفاق می‌افتد، انواع گردبادها به نام طوفان‌های موسمی (Cyclones)، تیفون (Typhoons) و هاریکن (Hurricanes) شناخته شده است. بر اساس تبادل مومنتوم مولکولی و لزجت سیالات وقتی که باد روی سطح آب می‌وزد، در اثر نیروی کشش (Drag force) باد، امواج سطحی تشکیل می‌شود که حرکت این امواج باعث ایجاد نیروی تنش برشی می‌گردد. برآیند این نیروها توده آب را به سمت باد که ممکن است به طرف ساحل باشد، حرکت می‌دهد. بدیهی است که سطح آب شیب‌دار شده و سرانجام ممکن است با تنش برشی به حالت تعادل برسد. در این حالت بین تنش باد و شیب سطح آب تعادل ایجاد می‌شود؛ به طوری که حجم عظیمی از آب جابجا می‌شود. برای ایجاد چنین تعادلی باید سرعت و جهت باد در یک دوره زمانی حدود ۶ تا ۱۲ ساعت ثابت باشد. برقراری شرایط دائم یا تعادل بین باد و سطح آب وقتی ایجاد می‌گردد که گردباد از نوع خیلی گرمسیری باشد. باید توجه نمود این موضوع در مورد ورودی‌های مدی (Tidal inlet) که از طریق بازشدگی‌های تنگ با دریا مرتبط بوده و پر شدن آن به زمان طولانی نیاز دارد، صدق نمی‌کند. همچنین مسئله تعادل در مورد گردبادهای موسمی گرمسیری بویژه در زمانی که باد دارای سرعت بیشینه است، برقرار نمی‌شود. در حالت برقراری تعادل، مقدار خیزآب در دریا یا دریاچه (Z) در اثر باد از رابطه زیر بر حسب متر برآورد می‌شود:

$$Z = KV_h^2 L/d \qquad ۹۵-۱$$

K: ضریب تنش باد، V_h: سرعت در ارتفاع h متری سطح آب(m/s)، L: فاصله افقی لبه ساحل تا مرکز تقارن شیب(m) ، d: عمق آب(m)(شکل ۱-۱۴).

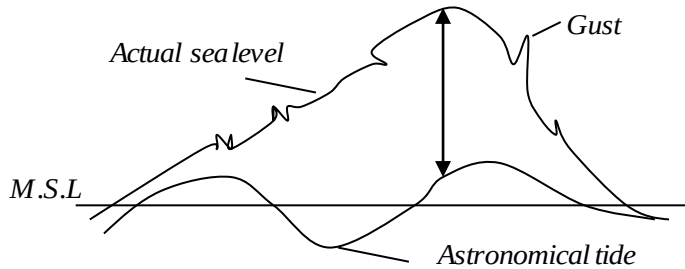


شکل ۱-۱۴: اثر باد روی تغییر شیب سطح آب دریا یا دریاچه در حالت تعادل

مثال: فرض کنید بین تنش باد و شیب سطح آب یک دریاچه تعادل ایجاد شده است. در حالتی که سرعت باد در ارتفاع ۶ متری سطح آب برابر ۲۵ متر بر ثانیه، مقدار L حدود ۱۰۰۰ کیلومتر و عمق آب ۶۰ متر باشد، مقدار خیزاب موج و شیب سطح آب را حساب کنید؟ (مقدار ضریب تنش باد اگر h برابر ۶ متر باشد برابر $3.6*10^{-7}$ مجذور ثانیه بر متر فرض می‌شود.)

جواب: مقدار خیزآب حدود ۳,۷۵ متر و شیب سطح آب با توجه به رابطه $Z = KV_h^2 L/d$ از رابطه $S = KV_h^2 / d$ محاسبه می‌شود.

یکی از مشکلات تجزیه و تحلیل خیزاب‌های طوفانی و پیش‌بینی آنها عدم وجود آمار و اطلاعات در خصوص مشاهدات تغییرات تراز سطح آب دریا در زمان‌های مختلف و هنگام وقوع طوفان است. لذا ایستگاه‌های اندازه‌گیری ثبات یا وجود ندارند و یا در اثر طوفان آسیب دیده‌اند. این ایستگاه‌ها می‌توانند تغییرات تراز آب دریا را پس از حذف موج‌های کوتاه با زمان تناوب ۱۰ تا ۱۲ ثانیه‌ای نمایش دهند (شکل ۱-۱۵).



شکل ۱-۱۵: *تغییرات تراز دریا در اثر باد به همراه جزرو مد نجومی نسبت به تراز میانگین دریا*

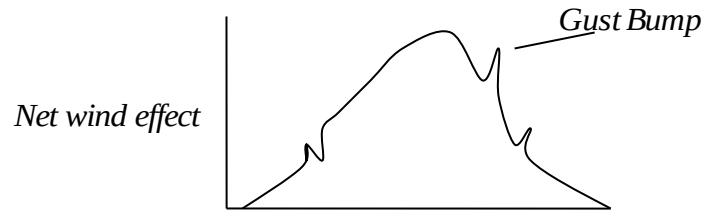
به طورکلی شناخت هر چه دقیق‌تر انواع نوسانات تراز دریا کمک شایانی به مدیریت انواع سیلاب مشترک ساحلی و غیرساحلی مشرف به دریا، پیش‌بینی رگبار و طوفان‌ها، خشکسالی میان‌مدت و درازمدت، سونامی و تدقیق آزمایشات پمپاژ آبخانه‌های ساحلی می‌کند. لذا نصب و تجهیز ایستگاه‌های پایش جهت ثبت موارد زیر بسیار اهمیت دارد.

۱-ثبت تغییرات تراز دریا شامل جزر و مد نجومی و اثرات باد

۲-ثبت نوسانات تولید شده توسط تندبادها با دوره‌های تناوب چند دقیقه تا ۳۰ دقیقه‌ای و دامنه‌هایی به اندازه چند دسی‌متر که از دریا نشات گرفته و به سبب آشفتگی‌های بزرگ جوی تولید می‌شوند.

۳-ثبت افزایش تراز آب در اثر تندبادهای ناگهانی(Gust Bump) با دوره‌های تناوب ۳۰ تا ۶۰ دقیقه‌ای که اغلب افزایشی حدود ۰٫۵ تا ۰٫۶ متر را ایجاد می‌کنند. این تندبادهای ناگهانی در معبرهای جبهه‌های هوایی یا در طوفان‌های تندری محلی تشکیل و سپس در طول ساحل انتشار می‌یابند.

در روابط آنالیز خیزاب اغلب مقدار موارد ۲ و ۳ لحاظ نشده است؛ لذا در هنگام طراحی دیواره‌های ساحلی بویژه در شرایط مراکز کم‌فشار گرمسیری می‌بایست با اعمال ضرایب افزایشی اثر تندبادهای ناگهانی نیز لحاظ گردد. در شکل ۱-۱۶ تغییرات تراز دریا پس از حذف موج‌های کوتاه نجومی در شکل ۱-۱۵ نمایش داده شده است.



شکل ۱-۱۶: *تغییرات تراز دریا در اثر باد و بدون اثر جزر و مد نجومی نسبت به تراز میانگین دریا*

۱-۷- مبانی محاسبات سیلاب آلوده و رسوب سیل

در قسمت پیش، بند محاسبه سیلاب مناطق غیرساحلی روش محاسبه تاثیر رسوب در دبی سیل با ذکر مثال ارائه شد. همچنین روش‌های محاسبه و طراحی کمی مقدماتی حوضچه‌های تاخیری و کنترل سیل به ویژه در حوضه‌های شهری که مشابه حوضه‌های روستایی است ارائه گردید. در ادامه مبانی محاسبه رسوب و آلودگی سیل، روندیابی رسوب و روندیابی آلودگی و طراحی حوضچه‌های ماند رسوب ارائه می‌گردد. در خصوص ترمودینامیک محیط زیست و فرایندهای انتقال شامل اندرکنش آب‌های سطحی، آب‌های زیرزمینی در بدن گیاهان و جانوران، دریاچه، رودخانه‌ها و محیط متخلخل به فصل مطالعات پایه آب زیرزمینی مراجعه شود.

- آلودگی سیلاب(Stormwater Pollution)

به طورکلی جهت مطالعه سیل آلوده می‌بایست برخی از خصوصیات فیزیکی جریان همچون خصوصیات فیزیکی فاضلاب‌ها مطالعه شود. مهم‌ترین این خصوصیات مربوط به مواد جامد، رنگ، بو و دماست که در مطالعات کمی-کیفی سیلاب، مسئله مواد جامد و محلول با رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$TS = TDS + SS \qquad ۹۶\text{-}۱$$

TS: کل جامدات که در یک سیل یا فاضلاب شامل مواد جامد نامحلول (In-soluble) همچون جامدات معلق و ترکیبات قابل حل یا محلول در آب است.

TDS: کل جامدات محلول و SS : جامدات معلق.

همچنین ممکن است مواد جامد شامل کل جامدات فرار یا بخار شدنی(TVS) و جامدات معلق فرار(VSS) نیز باشند. جامدات معلق معادل وزن خشک باقی مانده مواد نمونه به وسیله عبور حجم مشخصی از جریان از صافی است. اگر این باقی‌مانده سوزانده شود، جامدات فرار از آن بخار می‌شود که این جامدات فرار را به عنوان مواد آلی فرض می‌کنند، اگرچه بعضی از مواد آلی هرگز نمی‌سوزند و بعضی از جامدت غیرآلی در دمای زیاد تجزیه می‌شوند. مواد آلی از پروتئین، کربوهیدرات و چربی‌ها تشکیل می‌شوند که ممکن است تجزیه‌پذیر یا دیرپا باشد. شیرابه گاوداری و مرغداری‌ها در حوضه‌های روستایی و چربی‌ها و گریس در رواناب سطح شهرها، در مقدار زیاد باعث اختلال در فرآیند تصفیه می‌شوند. سیلاب ناخالص، دارای مواد جامد نامحلول به صورت معلق و بار کف بستر است. اما سیل خالص فاقد مواد جامد نامحلول است اما ممکن است دارای مواد محلول آلوده باشد. ۴۰ تا ۶۵ درصد جامدات یک فاضلاب متوسط، مواد معلق است. این جامدات معلق، هنگام تخلیه به رودخانه ممکن است به صورت شناور یا رسوب کننده، برآمدگی‌هایی از لجن ناخوشایند ایجاد کنند. برخی از جامدات معلق خیلی سریع ته‌نشین می‌شوند اما موادی که به اندازه کلوئید هستند، بسیار آرام ته‌نشست می‌کنند (ذرات باردار). البته برخی از مواد کلوئیدی هرگز رسوب نمی‌کنند. جامدات قابل ته‌نشینی به وسیله عملیات رسوب گذاری حذف می‌شوند. معمولاً حدود ۶۰ درصد جامدات معلق فاضلاب شهری در یک دوره نگهداشت مشخص یا Detention period قابل ته‌نشست هستند. اصول طراحی حوضچه‌های مدیریت آلودگی نیز بر اساس این مفاهیم پایه‌ریزی می‌شود. روابط تئوری مربوط به محاسبه زمان لازم سقوط ذرات نیز بر اساس تلفیق نیروهای دراگ، وزن و شناوری ذرات در سیال به کمک معادله مومنتوم توسعه می‌یابد. این معادلات اغلب برای محدوده‌ای از اعداد رینولدز آرام (Stokes'law) یا ضرائب دراگ متناظر با عدد رینولدز معین، تشکیل می‌شوند. سیل آلوده در حوضه‌های شهری و روستایی ممکن است حامل مواد محلول و جامد با توجه به مکان‌هایی که از آنجا عبور می کند، باشد. بدیهی است که وقتی سطح شهر، به تازگی جاروب نشده باشد و یا سازندهای مسیر رودخانه از جنس مارن و مواد با دانه ریز تا متوسط باشد، جریان سیل محتوی بیشتری از مواد جامد خواهد شد. این مسئله در مورد آلاینده‌های آلی و غیرآلی نیز صادق است. با این تفاوت که در آلودگی مسئله اضمحلال یا تبدیل (ماده سمی‌تر ایجاد می‌شود) آلاینده آلی با گذشت زمان و همچنین واکنش‌های فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی مختلف (فصل آب زیرزمینی) وجود دارد. همچنین آلودگی ممکن است به سطح ذرات جامد نیز متصل شود. با این وجود محاسبه میزان رسوب و مواد محلول آلوده سیلاب از روش‌های تجربی و هیدرولوژیکی امکان‌پذیر است که اغلب اصول محاسبه آن‌ها برای مواد تجزیه‌ناپذیر مشابه روش‌های روندیابی جریان همچون روش ماسکینگهام است. به طور کلی اگر حجم جریان را برای یک جزء زمانی با dV و جرم متناظر مواد محلول آلاینده آن را با dp_s و جرم رسوبات جامد متناظر را با dS نشان دهیم می‌توان به ترتیب گراف آلودگی مواد محلول (Pollutograph) را که شامل تغییرات غلظت آلاینده محلول ($\frac{dp_s}{dV}$) با زمان t است و گراف رسوب را که شامل تغییرات غلظت رسوب $\frac{dS}{dV}$ با زمان t است را رسم نمود. لذا می‌توان گراف‌های مختلف از جمع این دو را با نام‌های مناسب دیگر نیز با توجه به هدف تهیه نمود. اگر گراف‌های مذکور به صورت تغییرات جرم با زمان رسم شوند، Loadograph یا گراف بار سیستم تهیه می‌شود. در این حالت حاصل‌ضرب لحظه‌ای هیدروگراف

سیلاب با بعد L^3/T در گراف آلودگی یا گراف رسوب برابر گراف دبی جرمی بار خواهد بود. انتگرال سطح زیر منحنی گراف دبی جرمی برابر جرم کل بار سیلاب واقعه خواهد بود. همانند دبی سیلاب در اینجا نیز می‌توان روش‌های اصلی برآورد بار سیل را در ۴ گروه مشابه روش‌های کمی سیلاب قرار داد. با این تفاوت که در اینجا در آنالیز ایستگاهی باید روابط تداوم جریان سیل با رسوب یا آلودگی لحظه‌ای نیز تهیه و بررسی شود. پس از آن می‌توان حجم مواد رسوب را از گراف دبی جرمی که در نقاط مختلف روندیابی و تهیه می‌شود، تعیین نمود. به طورکلی قاعده اصلی محاسبه آلودگی و بار رسوب از رابطه حاصل‌ضرب غلظت در دبی جریان به دست می‌آید. لذا با اصلاح روش‌های روندیابی سیل مانند روش ماسکینگام می‌توان گراف بار هر ماده محلول یا جامد را در نقاط مختلف سیستم دنبال نمود. البته باید توجه نمود که در روندیابی رسوب، یک تاخیر فاز بین جریان و سیلاب وجود دارد که می‌بایست با توجه به آنالیز آمار و یا ضرایب تجربی یا هیدرولیکی مورد توجه قرار بگیرد. در مورد روندیابی مواد محلول نیز لازم به ذکر است اگرچه تاخیر فاز ذکر شده بین جریان و مواد محلول معنی ندارد اما مسئله وجود واکنش‌های فیزیکی و بیوژئوشیمیایی(فصل آب زیرزمینی و مدل‌سازی آب زیرزمینی) باعث تغییر نوع ماده آلاینده و یا غلظت مواد محلول در فواصل زمانی و مکانی مشخص می شود. در این خصوص روابط مختلف ریاضی وجود دارد که اغلب می‌بایست مقدار ضرایب آنها با نمونه‌برداری صحرایی و روش‌های مناسب برای هر منطقه معرف تعیین شود. همچنین روندیابی رواناب آلوده در شرایط خاص مانند جریان‌های کمینه و یا وجود اثرات موضعی دینامیکی می‌تواند با اصلاح روش‌های توزیعی که در فصل دوم ارائه شده‌اند، انجام شود. اساس روش‌های کنترل کمی سیل در حوضه‌های شهری و روستایی یکسان است. این روش‌ها در فصل سوم ارائه شده‌اند. به طورکلی کنترل سیل، باعث کاهش و کنترل رسوب و تاحدودی آلودگی نیز می‌شود. در کنترل و مدیریت بار سیلاب به واسطه مخازن می‌بایست علاوه بر مسائل کمی ارائه شده، به فاکتور تاخیر ته‌نشینی ذرات بار که ممکن است به صورت مصنوعی با اضافه کردن مواد شیمیایی تسریع شود، نیز توجه نمود. عمده روش‌های کنترل و مدیریت سیلاب آلوده و همچنین متدولوژی روش‌های محاسبه آنها توسط EPA ارائه شده که قابل دسترسی است (مدیریت سیلاب آلوده، کوربیت Corbitt ، ۲۰۰۳ و آکان Akan ، ۲۰۰۳). همچنین ممکن است مدیریت سیلاب از بالادست حوضه شهری با عملیات آبخیزداری و یا به صورت توام در داخل حوضه شهری و بالادست آن انجام شود (فصل۳). بار یک سال رواناب در حوضه‌های شهری و روستایی شامل جمع بار لحظه‌ای سیلاب‌ها در طول همان سال است و لذا بار سالانه معادل متوسط بار مربوطه در یک دوره درازمدت n ساله می‌شود. روش‌های محاسبه بار سالانه رسوب ممکن است از روش‌های مختلف آنالیز رسوب لحظه‌ای آمار ایستگاه رسوب‌سنجی مانند روش دسته‌بندی رسوب (مهدوی و وروانی، ۱۳۷۹ مجله منابع طبیعی)، روش‌های احتمالاتی، روش رابرت استروند Robert Strond و غیره صورت پذیرد. که عمدتاً جهت برآورد رسوب ورودی به مخازن و طراحی حجم مرده آنها نیز کاربرد دارند (دلیری، ۱۳۹۰: جزوه برنامه‌ریزی آب با مدل‌سازی). در صورت فقدان آمار جهت آنالیز بار سیلاب، ممکن است از روش‌های تجربی رسوب در حوضه‌های شهری مانند USLE که در حوضه‌های روستایی نیز کاربرد دارد، استفاده نمود. اینگونه روش‌ها برای حوضه‌های شهری نیز تهیه یا اصلاح شده‌اند اما با توجه به مباحث کمی که در مورد روش‌های تجربی برآورد سیلاب ارائه شد، باید از روش‌های تجربی برآورد رسوب پس از واسنجی در حوضه‌های معرف استفاده نمود (دلیری،۱۳۸۵). در این خصوص بخش

هیدرولوژی USGS (۱۹۹۰) مدل‌های رگرسیون آماری برای برآورد بار رسوب جامدات معلق **SS**، نیاز اکسیژن شیمیایی COD، BOD، DO و ... را در سطح شهر به صورت فصلی و سالانه ارائه کرده است. علاوه بر روش‌های مذکور روش‌های هیدرولیکی نیز وجود دارند که مفاهیم پایه آن پیشتر ارائه شد. روش‌های هیدرولیکی محاسبه رسوب اغلب جهت مطالعه انتقال رسوب رودخانه‌ها، آلودگی‌های چسبیده به رسوب و در برخی موارد در مخازن سد کاربرد دارد (انتقال رسوب، Yang,**1996**). یکی از مدل‌های مناسب در خصوص محاسبات هیدرولوژیکی و هیدرولیکی کمی و کیفی سیلاب آلوده مدل EPA-SWMM یا مدل مدیریت سیلاب مناطق شهری (StormWater Management Model) است. قابلیت‌های کمی این مدل مانند مدل HEC-HMS یا مدل پیشرفته HEC-**1**) است. همچنین این مدل توانایی شبیه‌سازی انتقال آلودگی در حوضه‌های شهری و روستایی را نیز دارد. این مدل می‌تواند روندیابی هیدرولوژیکی و هیدرولیکی را در سیستم‌های ترکیبی تخلیه فاضلاب شهری در کانال، لوله و انواع حوضچه‌های تاخیر سیلاب رسوب‌دار و آلوده انجام دهد (آکان Akan ،۲۰۰۳). علاوه بر این، مدل‌های برنامه‌ریزی و شبیه‌سازی فرآیندهای شیمیایی و بیولوژیکی همچون مدل‌های QUAL**2**E,WASP**6** کاربرد گسترده‌ای در سیستم رودخانه‌ها و مدل‌های HEC-**5Q**, CE-QUAL-W**2** کاربرد فراوانی در مدل‌سازی کمی-کیفی سیستم رودخانه و لایه‌بندی مخازن دارند. همچنین استفاده از مدل‌های بهره‌برداری کمی-کیفی و بهینه‌سازی DPRQ,DPR**,** و مدل‌های بهره‌برداری استوکاستیکی کمی-کیفی مخازن در کنار مدل‌های شبیه‌سازی مذکور قابل ذکر است. مدل HEC-RAS نسخه **B4** به بالا می‌تواند جهت محاسبات هیدرولیک جریان (۶۵، دلیری،۱۳۹۵)، کیفیت آب و رسوب مخازن و رودخانه‌ها استفاده شود. مدل GSTAR نیز در محاسبات هیدرولیک رسوب کاربرد دارد. علاوه براین مدل SWAT قابلیت مدل‌سازی کلیه مولفه‌های مذکور را به همراه رواناب، آلودگی چسبیده به ذرات رسوب، تجزیه بیولوژیکی و انتقال میکروبیولوژی، حرکت کودهای شیمیایی و اثر خورندگی باران را در حوضه های آبخیز نیز دارد. جزئیات برخی از بحث‌های فوق در مرجع [**47**] برای علاقه‌مندان ارائه شده است.

۱-۸- تمرین

۱- انواع سیل را در منطقه زندگی خود تعیین و رابطه آن‌ها را با یکدیگر بررسی کنید؟

۲- با توجه به مفاهیم بارش-رواناب امکان محاسبه تغذیه طبیعی آبخانه‌ها را بررسی کنید؟

۳-تحقیق کنید چگونه می‌توان ضرایب معادله (IDF) را واسنجی و بهینه‌سازی نمود و سپس جهت طراحی هایتوگراف‌های شهری(تیپ رگبار) استفاده کرد؟

۴- جهت طراحی سیستم زهکشی سیلاب در یک شهر نیاز به طراحی هایتوگراف رگباری با دوره بازگشت ۱۰ سال است. زمان طراحی سیستم ۱۵ دقیقه و مقدار پیشرفت رگبار (r) بر اساس ایستگاه‌های معرف منطقه ۰,۴ به دست آمده است. در صورتی که مقدار رگبار ۵ ساله با تداوم ۱۵ دقیقه برابر ۴ اینچ باشد، اجزای هایتوگراف مثلثی رگبار طرح را در سیستم متریک محاسبه کنید؟

۵-در مسئله چهار تحقیق کنید چگونه می‌توان با یک نوع تیپ بارش، حداکثر سیلاب را با تغییر مرکز ثقل رگبار روی سیستم محاسبه نمود؟

۶-تحقیق کنید مقدار اختلاف دبی سیل در دو حوضه کاملاً مشابه وقتی که تنها سازند زمین‌شناسی یکی از آن‌ها از نوع گرانیت و دیگری از نوع مارن باشد، چقدر می‌شود؟ با توجه به این‌که گرانیت به سنگ منافق معروف است، نتیجه تحقیق شما در چه اقلیم‌هایی از کشور قابل تعمیم است؟

۷- در مرحله شناخت یک پروژه کنترل سیل هدف روندیابی سیل در بازه‌های مشخصی است. تنها داده موجود زمان حرکت موج سیل بر اساس روابط تجربی است به طوری که در این حالت خطای مطلق زیاد اما خطای نسبی قابل قبول است. کدام یک از روش‌های روندیابی سیل را پیشنهاد می‌کنید؟

۸-انواع سیلاب ساحلی را توضیح داده و معادله شیب سطح آب دریایی که تحت تاثیر بادهای خیلی گرمسیری و تندبادهای ناگهانی(Gust Bump) است را تشریح کنید؟

۹-تحقیق کنید چگونه می‌توان پس از تهیه هیدروگراف سیلاب شهری، و باروگراف آن، باروگراف دبی جرمی و حجم بار سیلاب را که شامل رسوب و آلاینده‌های محلول است را در نقاط مختلف حوضه به تفکیک روندیابی و تعیین نمود؟ این موضوع را در حوضه‌های روستایی نیز بررسی کنید؟

۱۰-با توجه به روش‌های EPA و مطالب ارائه شده در متن، تفاوت عمده طراحی حوضچه‌های کمی سیلاب را با حوضچه‌های تاخیری سیلاب رسوبدار بررسی کنید؟ در خصوص طراحی حوضچه‌های مدیریت رواناب آلوده در سطح شهرها تحقیق کرده و نتایج را مقایسه کنید؟

۱۱-روش‌های تعیین و محاسبه ریسک و عدم قطعیت‌های محاسبه سیلاب را تشریح کنید؟

۱۲-کاربرد روش احتمال وقوع قابل انتظار را در تعیین دوره بازگشت واقعی سیلاب توضیح دهید؟

۱۳-فرق بین دبی آب سیل (دبی ریاضی) با دبی سیل (دبی فنی یا دبی هیدرولوژیکی) را توضیح داده و روش‌های محاسبه دبی سیل را بر اساس متن توضیح دهید؟ تحقیق کنید مدل HEC-HMS کدام دبی را به ما می‌دهد؟ تحقیق کنید اگر کارشناس یک پروژه سد انحرافی یا سد تامین آب چنین اشتباهی را وارد محاسبات خود کرده باشد ابعاد خسارات فنی، اقتصادی و اجتماعی آن ممکن است چقدر باشد؟

۱۴-با توجه به متن در خصوص یک روش ساده برآورد شماره منحنی در مبدل **SCS** تحقیق کنید؟

۱۵-روابط ماند رسوب در طراحی مخازن مدیریت آلودگی و سقوط ذرات غبار در اتمسفر را بر اساس قوانین استوکس مقایسه کنید؟

۱-۹- مراجع

1. Daliri, F., Seraji, H.S., Kholghi, M., & Ahmadi, H. (2011), “Soil Hydrologic group Detection Based on Geomorphology Facieses and Slop,”(Case Study: West of Tehran). Desert,ISI.16(1):69-75. (http://jdesert.ut.ac.ir).

۲. مهدوی، محمد (۱۳۸۱)، "هیدرولوژی کاربردی"، جلد اول، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ چهارم.

۳. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)، "تهیه نقشه کاربری اراضی میان جنگل فسا(شیراز) و فیزیوگرافی" با استفاده از ابزار GIS,RS.و کارمیدانی، سازمان محیط زیست، مهندسین مشاور ورزبوم.

۴. دلیری، فرهاد (۱۳۸۷)، "گزارش فیزیوگرافی (GIS) حوزه آبخیز سد کوار"، معاونت آبخیزداری، مهندسین مشاور مهاب قدس.

5. Chow. V.T., D.R. Maidment, and L.W.Mays.1988, "Applied Hydrology", McGraw Hill, New York.

۶. فردیناند پ. بیروا. راسل جانستون (۱۹۹۰)، "استاتیک- مکانیک‌برداری برای مهندسان"، مترجم: ابراهیم واحدیان، جلد اول. نشریه علوم دانشگاهی، تهران، ویرایش دوم.

۷. ف. ام. وایت (۱۳۷۳)، "مکانیک سیالات"، موسوی نسب، کریم جلد ۱و۲، چاپ سوم.

۸. و. ا. استریتر، ا.ب. وایلی (۱۳۷۵)، "مکانیک سیالات"، مترجم: علیرضا انتظاری، چاپ اول.
۹. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "گزارش هواشناسی آبریز سد کوار(استان فارس)"، طرح توجیهی، مهندسین مشاور مهاب قدس.
10. Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation,(PMP). W.M.O. NO.332
۱۱. یزدانی، محمدرضا؛ مهدوی، محمد و حسینی چگینی، ابراهیم (۱۳۸۰)، "تعیین دبی حداکثر سیلاب با استفاده از روش ترسیمی SCS در حوزه‌های آبخیز کوچک"، مجله منابع طبیعی ایران، ۵۴ (۴): ۳۵۵-۳۶۸.
۱۲. مهدوی، محمد (۱۳۸۱)، "هیدرولوژی کاربردی" جلد دوم، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ سوم.
۱۳. ج. دبلیو. کایت (۱۳۶۹)، " تحلیل فراوانی وقایع و ریسک در هیدرولوژی"، مترجم: بزرگ نیا ابوالقاسم، امین علیزاده، محمود نقیب زاده و حمید خیابانی، چاپ اول.
۱۴. آ.راما چاندرا رائو، خالد ح. حامد (۱۳۸۱)، "تحلیل فراوانی سیل"، مترجم: اسلامیان سید سعید، سعید سلطانی کوپائی، چاپ اول.
۱۵. مهدوی، محمد و خلیقی سیگارووردی، شهرام (۱۳۷۶)، " بررسی ضریب منطقه‌ای کریگر در ایران"، مجله منابع طبیعی ایران، ۵۰ (۲): ۹۱-۹۹.
۱۶. دلیری، فرهاد (۱۳۸۰)،" مطالعات هیدرولوژی و منابع آب- حوزه آبخیز وشته-زیدشت"، طرح مقدماتی طالقان، استاد راهنما: دکتر محمد مهدوی، گروه آبخیزداری دانشگاه تهران.
۱۷. دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید و سیدسراجی، حسن (۱۳۸۸)،" مدل‌سازی سیستم‌های هیدرولوژیکی"، مجله مهاب قدس، شماره ۴۴.
۱۸.دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید (۱۳۸۸)،" بررسی اهمیت تیپ رگبار وگیرش اولیه در تعیین دبی اوج سیلاب،"مجله تحقیقات انجمن منابع آب ایران، گزارش فنی، 5 (۳):۱۹-۲۰.SID.
۱۹. موسوی ندوشنی، سیدسعید و داننده‌مهر، علی (۱۳۸۴)،"سیستم مدل‌سازی هیدرولوژیکی HEC-HMS"، راهنمای نرم‌افزار،چاپ اول.
۲۰. احمدی، حسن (۱۳۷۸)، " ژئوفورفولوژی کاربردی- فرسایش آبی" جلد اول، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ سوم.
21. Henderson, F. M., 1966, "Open Channel Flow" Macmillan, New York.
22. Army HEC, 1985: HEC-1, Flood Hydrograph Package-Users Manual.
۲۳. حسینی، سید محمود و جلیل ابریشمی (۱۳۸۰)،" هیدرولیک کانال‌های روباز" انتشارات آستان قدس رضوی، چاپ هشتم.
24. Takahashi, T. 1981. "Estimation of Potential debris flows and their hazardous zones" journal of natural disaster science: 3, 57-89.
25. Plafker, G.G.E., Erikson, 1978. "Natural phenomenon, Elsevier,pp 277-314.
۲۶. نجفی‌نژاد، علی؛ سادات فیض‌نیا، محمد؛ بنی‌حبیب، ابراهیم؛ احمدی، حسن و زکی‌خانی، سپیده (۱۳۸۶)،" ویژگی‌های رسوب‌شناسی رسوبات سیلاب واریزه‌ای و مقایسه آن با مناطق منشاء در حوزه آبخیز زیارت گرگان"، مجله منابع طبیعی ایران، ۶۰ (۱): ۱۳۱۶-۱۰۲۵.
۲۷. نجفی‌نژاد، علی؛ سادات فیض‌نیا، محمد؛ بنی‌حبیب، ابراهیم و احمدی، حسن (۱۳۸۵)،" ویژگی‌های مکانیک خاک مناطق مستعد تولید سیلاب واریزه‌ای در حوزه آبخیز زیارت گرگان"، مجله منابع طبیعی ایران، ۵۹ (۲): ۱۳۱۶-۱۰۲۵.
۲۸. فتوحی، محمود و حسینی، سید محمود (۱۳۸۶)، " تحلیل حساسیت پارامترهای روندیابی سیلاب و تلفات انتقال در رودخانه‌های مناطق خشک"، مجله علوم و مهندسی آبخیزداری ایران، سال اول (۱).
۲۹. دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید و سیدسراجی، حسن (۱۳۸۸)،" معرفی و ارزیابی روش دلیری در تعیین گروه‌های هیدرولوژیکی خاک جهت برآورد ارتفاع رواناب"، (مطالعه موردی: طالقان) مجله مهاب قدس، شماره ۴۶.
30. Linsley, R. k., Kohler, MAX A and Paulhus, J L.H. 1982. " Hydrology for Engineers" . Third Edition, McGraw-Hill.
31. Suresh, R. 2005. " Watershed hydrology" . Second Edition, Delhi.
32. Chow, V.T.1959, "Open-Channel Hydraulics", New York: McGraw-Hill.
33. Sturm, T. W. 2001, "Open Channel hydraulics" McGraw Hill Higher Education.
۳۴. نجمائی، محمد (۱۳۷۲)، "هیدرولیک کاربردی"، جلداول و دوم، دانشگاه علم و صنعت ایران.

۳۵. کارآموز، محمد و عراقی‌نژاد، شهاب (۱۳۸۴)، "هیدرولوژی پیشرفته"، نشر دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)، چاپ اول.

۳۶.دلیری، فرهاد؛ سید سراجی، حسن؛ خلقی، مجید و احمدی، حسن (1390)، "تعیین گروه‌های هیدرولوژیکی خاک با روش ابداعی در برآورد دبی سیل"، (مطالعه موردی: طالقان)، چهارمین سمینار مدیریت منابع آب ایران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران).

۳۷. بنی حبیب، محمد ابراهیم (۱۳۷۶)، "نرخ انتقال رسوب جریان‌های گلی، مجموعه مقالات اولین کنفرانس هیدرولیک ایران"،تهران، ایران.

38. Loucks, D. P., Gladwell, J.S., 2008. 'Sustainability criteria for water resource systems" International Hydrology Series, ISBN: 978-0-521-56044-3.

۳۹. عثمان اکان (۱۳۸۰)، "هیدرلوژی رگبار در حوضه‌های شهری"، مترجم: سعید برومندنسب، دانشگاه شهید چمران، چاپ اول.

40. Brooks, K. N., Ffolliott, P. F., Gregersen, H. M., Debano, L. F., 2003. "Hydrology and the management of watersheds" ed 3., Iowa State University Press.

41. Akan, A. O., Houghtalen, R. J., 2003. "Urban hydrology, hydraulics, and stormwater quality" Engineering application and computer modeling, John Wiley & SONS, INC.

42. Schulz, F. I., Koelzer, V. A., Khalid M., 1972. "Floods and Droughts" Proceeding of the 2th International Symposium in Hydrology, Fort Collins, Colorado, U.S.A.

43. Wanielista, M. P. 1990. "Hydrology and water quantity control" John Wiley & Sons, INC.

۴۴. منزوی، محمدتقی (۱۳۸۵)، "فاضلاب شهری"، جمع‌آوری فاضلاب، دانشگاه تهران، چاپ دوازدهم.

۴۵. دلیری، فرهاد (۱۳۹۰)،" سیلاب طرح"، جزوه آموزشی: طراحی سد و تجهیزات وابسته، دانشگاه صنعت آب و برق (شهید عباسپور).

۴۶. چه تد یانگ (Yang,1996)،"تئوری و کاربرد انتقال رسوب"، مترجم: کوچک‌زاده، صلاح و یوسفی، کامران، دانشگاه تهران.

۴۷. رابرت آ. کوربیت (۲۰۰۳)، مترجم: احمد جعفری، امیرحسین محوی و اف. ایکس. براون، "مدیریت سیلاب آلوده، فصل ۷ کتاب Standard handbook of environmental engineering"، انتشارات روز نو.

۴۸. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "مدیر پروژه مطالعات تفصیلی-اجرایی حوزه شهرک صنعتی سمنان"، مهندسین مشاور وزنا.

۴۹. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "هیدرولوژی کیفیت آب، حوزه آبخیز پل چمنی، مطالعات طراحی و اجرایی پخش سیلاب، سیستان و بلوچستان(ایرانشهر) ، ۴۵۱۶۸ هکتار"، مهندسین مشاور آرمان گستر آتیه ۱۳۸۶

۵۰. دلیری، فرهاد (۱۳۸۴)، "هیدرولوژی کیفیت آب‌های سطحی، شمال نیشابور ، طرح توجیهی آبخیزداری ، ۵۰۰۰۰ : ۱ ، ۲۴۰۰۰۰ هکتار"، مهندسین مشاور نشتاک.

۵۱. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، هواشناسی مخزن سد و رودخانه زرینه‌رود (سد بوکان- کردستان)، فاز شناخت مطالعات لیمنولوژیکی و ارزیابی ذخائر دریاچه"، مهندسین مشاور آساراب.

۵۲. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، هواشناسی مخزن سد و رودخانه (سد گاوشان- کردستان) ، فاز شناخت مطالعات لیمنولوژیکی و ارزیابی ذخائر دریاچه"، مهندسین مشاور آساراب.

۵۳. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "هوا و اقلیم‌شناسی، ارزیابی اثرات زیست محیطی (EIA) میدان نفتی آزادگان شمالی،(اهواز)، فاز تفصیلی- شرکت نفت"، مهندسین مشاور فن آوران آب سازه.

۵۴. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "هواو اقلیم‌شناسی، ارزیابی اثرات زیست محیطی(EIA) میدان نفتی یادآوران،(اهواز)، فاز تفصیلی- شرکت نفت"، مهندسین مشاور فن آوران آب سازه.

۵۵. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "ارزیابی گزارش فیزیوگرافی شهرستانک،(کرج).طرح توجیهی آبخیزداری"، مهندسین مشاور مهاب قدس.

۵۶. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "فیزوگرافی (GIS) مخزن سد و رودخانه (سد گاوشان- کردستان) ، فاز شناخت مطالعات لیمنولوژیکی و ارزیابی ذخائر دریاچه"، مهندسین مشاور آساراب.

۵۷. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "فیزوگرافی (GIS) مخزن سد و رودخانه زرینه‌رود (سد بوکان- کردستان)، فاز شناخت مطالعات لیمنولوژیکی و ارزیابی ذخائر دریاچه"، مهندسین مشاور آساراب.

۵۸. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)،" GIS، پروژه سازمان محیط زیست (فسا -شیراز) "، مهندسین مشاور ورزبوم.

۵۹. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)،" GIS ، پروژه سازمان محیط زیست (گاندو- سیستان و بلوچستان) "، مهندسین مشاور ورزبوم.

۶۰. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)، " RS ,کاربری اراضی فسا با استفاده از ابزار RS و کار میدانی ، سازمان محیط زیست، ۱:۵۰۰۰۰،" مهندسین مشاور ورزبوم.

۶۱. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)، " لیمنولوژی خور باهو با استفاده از ابزار RS و کار میدانی ، ۱:۵۰۰۰۰، ۳۵۰۰۰ هکتار،" سازمان محیط زیست، (با مشارکت جناب آقای مهندس ساغری) ، مهندسین مشاور ورزبوم.

۶۲. دلیری، فرهاد (۱۳۸۵)، "هیدرولوژی رسوب ، سد شیرین دره بجنورد، طرح توجیهی آبخیزداری ، ۵۰۰۰۰: ۱،۱۶۶۰۰۰ هکتار"، مهندسین مشاور وزنا.

۶۳. دلیری.ف.مدیر پروژه پایش مستمر سنجش منابع آب سطحی و زیرزمینی-دوره سوم و چهارم، آب منطقه ای البرز، آبسام (همکار)، ۱۳۹۵ الی ۱۳۹۷.

۶۴. دلیری.ف. مدیر پروژه، کارشناس هواشناسی، هیدرولوژی و هیدرودینامیک مطالعات حد بستر و حریم تالاب های هامون، آب منطقه ای سیستان، شرکت آبسام (همکار)(۱۳۹۷).

۶۵. دلیری.ف.، " حدبستر و حریم-HEC-RAS"چاه شخصی (آقای صور) جهت بررسی نتایج شرکت آب منطقه ای تهران، پایاب سد لتیان، ۱۳۹۵.

فصل ۲: مدل‌سازی سیلاب

****

پس از شناخت نوع سیل و چالش ایجاد شده، می‌بایست مدل یا روش مناسب انتخاب شود. در این فصل با جزئیات بیشتری توابع خطی تبدیل رگبار به سیل، روندیابی تحلیلی و عددی موج سیل در سطح حوضه، رودخانه و کانال‌های شهری ارائه شده است. همچنین روش‌شناسی محاسبه زمان تمرکز، معرفی مدل‌های کامپیوتری مدل‌سازی سیل، شکست سد، پهنه‌بندی دشت سیلابی و محاسبات آنالیز ریسک و عدم قطعیت‌های مدل و پارامتری در مدیریت ریسک سیلاب، ارائه می‌شود.

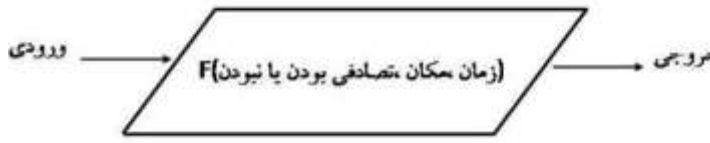
****

۲-۱- طبقه‌بندی مدل‌ها

با پیشرفت علوم آب در قرن حاضر(۲۰۱۱) نگرش‌های متعددی در حل مسائل هیدرولوژیکی ارائه شده‌اند. این نگرش‌ها به حدی وسیع و تخصصی هستند که نمی‌توان آنها را از یکدیگر متمایز ساخت. این نگرش‌ها به دو دسته کلی شامل ۱-نگرش‌های فیزیکی و۲- نگرش‌های سیستمی توسط (انجمن تحقیقات ملی National Research Council ، ۱۹۸۲) و به سه دسته توسط مولف تقسیم شده‌اند (فصل آخر).

به گروه اول روش‌های دینامیک و به گروه دوم روش‌های جعبه سیاه نیز گفته می‌شود. روش‌های مدل‌سازی هیدرولوژی شامل هر دو نگرش می‌شود. روش‌های دینامیکی شامل روش‌های نظری هستند. روش‌های گروه دوم را سیستمی یا پارامتری نیز می‌نامند. منظور از روش جعبه با رنگ سیاه یعنی در حال حاضر شناختی هر چند ناچیز از چگونگی تاثیر سیستم در تولید خروجی از ورودی وجود ندارد اما در روش‌های خاکستری این شناخت هرچند ناچیز وجود دارد. مدل‌های جعبه سفید نیز هیچگاه توسط بشر درک نمی‌شوند. مدل صورت ساده شده‌ای از روابط متعدد و پیچیده سیستم است. مدل‌های هیدرولوژیکی مذکور را می‌توان به دو دسته کلی ۱- مدل‌های فیزیکی (Physical) و ۲-مدل‌های خلاصه شده یا مدل‌های سیستمی (Abstract) نیز تقسیم نمود. مدل‌های فیزیکی خود شامل انواع دیگر مانند مدل‌های مقیاسی(Scale) و تشابهی(Analog) می‌شود. در مدل‌های مقیاسی، یک سیستم با ابعاد مشخص در ابعاد متناسب و کوچک‌تر معرفی می‌شود. مدل هیدرولیکی سرریز یک سد نمونه‌ای از مدل‌های مقیاسی در این گروه است. در این تکنیک از آنالیز ابعادی و تشابه دینامیکی سیستم واقعی(سرریز سد) برای مدل‌سازی استفاده می‌شود. در مدل‌های تشابهی، الگوبرداری بر اساس تشابه خصوصیات یک سیستم فیزیکی با پدیده یا سیستم ساده دیگر صورت می‌گیرد. مدل هیل شو(Hele-Shaw) یک مدل تشابهی است که بر اساس تشابه حرکت سیال لزج بین فضای دو صفحه بسیار نزدیک موازی جهت مدل‌سازی نشت در بدنه یک سد خاکی یا آبخانه استفاده می‌شود. مدل‌های ساده شده یا سیستمی شکل ریاضی سیستم را نشان می‌دهند؛ لذا این مدل‌ها ممکن است ترکیبی از روش‌ها و مفاهیم هیدرولیک، آمار و تجربه ما باشند. این

روش‌ها در هیدرولوژی، کاربردی‌تر هستند. در واقع در مدل‌های سیستمی، عملگر سیستم به وسیله یکسری از معادلات ریاضی، ورودی و خروجی‌های سیستم را به یکدیگر مربوط می‌کند. هرچه دانش ما از عملگر سیستم بیشتر شود (مدل‌های با رنگ روشن‌تر) امکان طراحی مدل‌های پیچیده‌تر جهت پیش‌بینی رفتار سیستم با عدم قطعیت کمتر به وجود می‌آید. در واقع کاربرد مفهوم مدل سیستمی هم‌زمان و بعد از توسعه هیدروگراف واحد ابداع گردید. دوگ(۱۹۷۳) تئوری خطی سیستم‌های هیدرولوژیکی را ارائه کرد. هرچند رفتار واقعی سیستم‌های طبیعی، اغلب و شاید هیچگاه خطی نباشد اما این تئوری باعث توسعه عمده روش‌ها و مدل‌های سیستمی و حل مسائل هیدرولوژی بوده است. شاید بدون درک و مطالعه تئوری دوگ مشکل بتوان مفاهیم عمیق مدل‌سازی سیستم‌های هیدرولوژیکی را درک نمود. شکل دیگری از تقسیم‌بندی مدل‌های هیدرولوژی که در این کتاب نیز از آن استفاده شده است بر اساس شکل ۲-۱ به دست می‌آید:



شکل۲-۱: معیار گروه‌بندی مدل‌های هیدرولوژیکی

به طورکلی مدل‌های هیدرولوژیکی با توجه به این‌که کدام سه سطح ۱-تصادفی بودن یا نبودن، ۲- تغییرات و وابستگی مکانی(در ۱ تا ۳ بعد) و ۳-وابستگی و توزیع زمانی رفتار سیستم را شبیه‌سازی می‌کنند یا خیر، به ۸ کلاس مختلف تقسیم می شوند. البته زیرکلاس‌های بینابینی نیز ممکن است قابل تعریف باشند. در سطح اول تابع سیستم (معادلات) و ورودی‌های مدل ممکن است تصادفی تعریف شوند که در این حالت مدل‌های استوکاستیک (Stochastic) و در صورتی که روابط و ورودی‌های سیستم غیرتصادفی تعریف شود مدل‌های دترمینستیک (Deterministic) توسعه می‌یابند. در مدل‌های استوکاستیک، حداقل خروجی مدل تا اندازه‌ای تصادفی است اما در مدل‌های دترمینستیک یک ورودی مشخص همیشه یک نوع خروجی تولید می‌کند. همچنین مدل‌های دترمینستیک عمل پیش‌بینی(Forecasting) در یک بازه زمانی خاص مانند پیش‌بینی سیلاب در طی چند روز یا جریان ورودی سه ماه آینده به یک مخزن سد را انجام می‌دهند. اما پیش‌بینی در مدل‌های استوکاستیک عمدتاً بر اساس آنالیز رخدادهای گذشته یک واقعه و مستقل از زمان خاص مانند تخمین یک سیلاب ۱۰۰ ساله و احتمال وقوع آن تحت عنوان پیشگویی (Prediction) صورت می‌گیرد. البته مدل‌های استوکاستیک ممکن است وابسته به زمان و بر اساس حافظه زمان‌دار فیزیکی پایه‌ریزی شوند. مانند روش مارکوف که دبی این ماه بر اساس دبی ماه پیش تعیین می‌شود. همچنین معادلات برخی از مدل‌های دترمینستیک به صورت استوکاستیکی حل می‌شود و یا خروجی آنها احتمالاتی و بر اساس آنالیز ریسک تولید می‌شود. هرگاه خروجی مدل‌های استوکاستیکی بسیار مشابه یکدیگر باشد (اگر یک ضعف محسوب شود)، مدل‌های دترمینستیکی جهت شبیه‌سازی سیستم مناسب‌تر هستند. در غیر این صورت ممکن است مدل‌های استوکاستیکی مناسب‌تر باشند. در مدل‌های دترمینستیک در صورتی که تابع سیستم، تغییرات و خصوصیات مکانی سیستم را درک کند مدل توزیعی در مکان(Distributed) و در غیر این صورت مدل گرده‌ای در مکان(Lumped) نامیده می‌شود. مدل‌های توزیعی، در واقع روش‌های هیدرولیکی در هیدرولوژی محسوب می‌شوند و در حال حاضر به دلیل

توسعه روش‌های عددی و وجود کامپیوترهای با سرعت مورد توجه فراوان هستند. هر یک از مدل‌های توزیعی یا گرده‌ای ممکن است در شرایط دائمی(Steady flow) یا غیردائمی(Unsteady flow) سیستم را شبیه‌سازی کنند. این روش‌ها اغلب در مدل‌سازی کنترل سیلاب مانند طراحی سیستم‌های پیش‌بینی سیل به صورت زمان واقعی(زمان وقوع سیل) یا غیرواقعی کاربرد فراوانی دارند. در سال‌های اخیر در محاسبات و شبیه‌سازی دبی سیل و شبیه‌سازی آب زیرزمینی از مدل‌های استوکاستیکی و تصادفی جهت حل معادلات دترمینستیک و همچنین تولید خروجی‌های احتمالاتی استفاده می‌شود. اگرچه این روش‌ها عموماً در پیش‌بینی جریان‌های حدی پایین بویژه در مطالعات خشکسالی و طراحی حجم مخازن نیز کاربرد داشته‌اند. در خروجی تصادفی به عنوان مثال دبی سیل تابعی از دبی با توزیع احتمالاتی است. لذا چندین دبی سیل با دوره بازگشت ۵۰ ساله تولید می‌شود. مدل‌های استوکاستیکی در سطح دوم به مدل‌های وابسته به مکان(Space-correlated) و یا مستقل از مکان(Space-independent) تقسیم می‌شوند. هر یک از این مدل‌ها در سطح سه ممکن است مدل‌های وابسته به زمان(Time-correlated) یا مستقل از زمان(Time-independent) باشند. به عنوان نمونه مدلی که چندین خروجی احتمالی، فقط در خروجی سیستم و بدون لحاظ زمان تولید کند، مدل تصادفی مستقل از محیط مکان-زمان(Space-time domain) نامیده می‌شود. در مدل‌های وابسته به زمان استوکاستیکی در واقع رخدادهای متوالی یا حتی دور از هم به یکدیگر مرتبط هستند. در مدل هیدرولیکی HEC-RAS که در آبخیزداری عمدتاً جهت پهنه‌بندی سیل و انتقال رسوب (یا مدل رسوبGSTAR) استفاده می‌شود و یا مدل هیدرولیکی - هیدرولوژیکی HEC-HMS که در محاسبه و روندیابی سیل کاربرد دارد و یا در مدل یکپارچه سیستم آبخیرداری WMS که در مدیریت و پهنه‌بندی سیل و همچنین طراحی سیستم‌های پیش‌بینی سیلاب کاربرد دارد، برخی از این کلاس‌ها قرار دارند. در این فصل تا حد امکان مدل‌های پرکاربرد با توجه به این مدل‌ها تشریح شد. سایر مدل‌های موجود بویژه در زمینه پیش‌بینی سیل همچون مدل‌های پرکاربرد MIKE11, FLOO DWORK, NWSRFS قابل ذکر هستند. اصلاح و توسعه اغلب این مدل‌ها در محیط برنامه‌نویسی Fortran (فصل مدل‌سازی آب زیرزمینی) و MATLAB امکان‌پذیر می‌شود. اصول گام های مدلسازی در پیوست بند ۲۳ ترسیم شده است.

۲-۲- عملگر سیستم خطی و غیرخطی

روش‌های بررسی رفتار سیستم در یک حوضه روستایی با یک حوضه شهری به دلیل یکسان نبودن توابع پاسخ هر یک، متفاوت است. یک سیستم هیدرولوژیک ذاتاً غیرخطی است. با این وجود ممکن است فرض خطی بودن، خطای زیادی را در محاسبات ایجاد نکند و یا در صورت وجود خطا، امکان اصلاح نتایج بر اساس واسنجی در نقاط شاهد و معرف وجود داشته باشد. همچنین شناخت کامل عملگر سیستم‌های هیدرولوژیک، حتی ساده غیرممکن است. مدل‌سازی هیدرولوژیک ممکن است، شکل ساده شده و تقریبی از رفتار پیچیده و واقعی سیستم‌های طبیعت و هیدرولوژیک دست خورده شهری باشد. ورودی و خروجی‌های سیستم معمولاً به عنوان متغیرهای هیدرولوژیکی قابل اندازه‌گیری هستند. اما عملگر یا تابع سیستم شامل توابع متعددی است که ورودی و خروجی سیستم را به یکدیگر مرتبط می‌کند. این ساختار مرکزی Ω ، مبدل سیستم (System transformation) نام دارد. اگر تابع انتقال سیستم (مبدل سیستم) به صورت جبری درک و بیان شود آن را

عملگر جبری یا ثابت سیستم C می‌نامند که معرف نسبت بین خروجی به ورودی سیستم برای شرایط معین سیستم (مرزی و اولیه) در هر لحظه مشخص t است. وقتی که معادلات سیستم به صورت دیفرانسیلی نوشته می‌شوند، می‌بایست شرایط مرزی(شکل هندسی محدوده مدل و سایر شرایط متاثر در سیستم) و اگر حل ناپایدار مورد نظر باشد، شرایط اولیه(سازگاری زمان) معادلات مشخص شوند.

$$Output = Input \cdot C_{t_x}^{System\,Conditions} \qquad ۱-۲$$

$C_{t_x}^{System\,Conditions}$ در واقع عملگر Ω سیستم است. لذا شکل سیستمی رابطه بالا به صورت زیر است:

$$C = \frac{Q(t)}{I(t)} = \Omega \qquad ۲-۲$$

اگر مبدل سیستم به صورت دیفرانسیلی همن‌طور که در برخی از مسائل روندیابی و شبیه‌سازی استفاده می‌شود، بیان گردد، عملگر سیستم، دیفرانسیلی است که بعد آن تابع بعد متغیرها خواهد بود. در این حالت ذخیره مخزن تابعی از خروجی به شکل زیر است:

$$S = KQ \qquad ۳-۲$$

ثابت K دارای بعد زمان است. بر اساس مفهوم پیوستگی، معادله دبی- ذخیره یا تغییرات حجم ذخیره به زمان $\frac{ds}{dt}$ به شکل زیر است:

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t) \qquad ۴-۲$$

اگر ذخیره S از معادلات ۲-۳ و ۲-۴ حذف شود، عملگر سیستم (رابطه ۲-۲) بر اساس D که عملگر دیفرانسیلی $\frac{d}{dt}$ است به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\Omega = \frac{I(t)dt - KdQ}{I(t)dt} = \frac{1}{1+KD} \qquad ۵-۲$$

معادله ۲-۵ شکل تغییر کرده معادله ۲-۲ است. در سیستم‌های خطی مقدار K ثابت است. اما در سیستم‌های غیرخطی، K تابعی از متغیرهای ورودی یا خروجی است. توابع پاسخ تمام سیستم‌های هیدرولوژیک مانند آنچه در مورد سیستم سیل و آب زیرزمینی حاکم است، غیرخطی است. روابط سیستم در این حالت بسیار پیچیده هستند. لذا اغلب، سیستم‌های هیدرولوژیکی را خطی فرض می‌کنند. اگر ضرایب معادله ۲-۵ مشخص شوند، با معلوم بودن مقادیر ورودی، مقادیر خروجی سیستم مشخص می‌شود. جهت تعیین خطی یا غیرخطی بودن سیستم، ممکن است از روش‌های بند بعدی استفاده شود.

۲-۲-۱-معیارهای خطی بودن سیستم‌های هیدرولوژیکی

مفهوم خطی یا خطی نبودن سیستم‌های هیدرولوژی ممکن است بر اساس تئوری‌های متخصصین هیدرولوژی در برخی موارد متفاوت از مفاهیم خطی آماری یا ریاضی باشد. از دید تئوری سیستم‌ها، سیستمی خطی است که دو اصل زیر در آن صادق باشد، در غیر این صورت سیستم غیرخطی است. این دو اصل کاربرد اساسی در توسعه هیدروگراف‌های واحد خطی و توابع پاسخ خطی آنها نیز دارد.

۱-اصل تناسب پذیری(Principle of proportionality)

وقتی سیستمی تناسب‌پذیر است که توابع ورودی و خروجی سیستم یک نسبت مقیاس ثابت و مثبت مانند a در رابطه زیر داشته باشد.

$$y = H(ax) = aH(x) \qquad ۶-۲$$

۲-اصل انطباق یا جمع پذیری(Principle of additivity)

اگر $y_1 = H(x_1)$ و $y_2 = H(x_2)$ باشد، با فرض تعادل سیستم در زمان به کارگیری رابطه، داریم:

$$y_1 + y_2 = H(x_1) + H(x_2) = H(x_1 + x_2) \qquad ۷-۲$$

رابطه ۲-۷ می‌گوید یک ورودی پیچیده در سیستم خطی، می‌تواند به عناصر ساده و کوچک‌تر شکسته شده و خروجی کل از جمع خروجی‌های جز محاسبه شود. هر سیستمی که از دو اصل بالا تبعیت کند، خطی است. لذا در رابطه آماری $y = ax + b$ که در آن a و b ضرایب ثابت هستند، از منظر تئوری سیستم‌های هیدرولوژی، غیرخطی محسوب می‌شود. موارد متعدد دیگری وجود دارد که از دیدگاه آماری و ریاضی خطی و از منظر سیستم‌ها غیرخطی و یا برعکس هستند. اکثر سیستم‌های هیدرولوژی غیرخطی هستند و برای سهولت مطالعه، خطی فرض می‌شوند. هرچند برخی از رفتار این سیستم‌ها در محدوده مشخصی از عملگر سیستم، ممکن است خطی باشد. به عنوان نمونه و بر اساس شواهد، مشخص شده است که در محدوده معینی از شرایط مرزی سیستم، پاسخ رواناب حوضه خطی است. Pilgrim(**1966**) نشان داده است که در اشل‌های بالا، زمان تا اوج سیلاب‌های ثبت شده به سمت یک مقدار مجانبی(Asymptotic) میل می‌کنند. در این شرایط اگر پاسخ سیستم خطی باشد، زمان تمرکز حوضه ثابت است. البته نتایج دیگر نشان داده‌اند که سیستم در دبی‌های پایین سیل رفتار غیرخطی دارد. به طورکلی ممکن است سیستم از یک جنبه خطی و از جنبه‌ای دیگر غیرخطی باشد. به عنوان مثال ممکن است یک سیستم در ارتباط با مشخصه‌های مولد سیلاب، خطی و در رابطه با نفوذ، غیرخطی باشد که در این حالت نیز سیستم غیرخطی است اما نه به طور کامل. برعکس به ندرت می‌توان یک سیستم هیدرولوژیکی را تماماً خطی فرض نمود. معیارهای کمی متعدد دیگری همچون دو اصل فوق و ثابت K سیستم جهت ارزیابی خطی بودن وجود دارند. برخی از این معیارها کلی و برخی خاص رخداد رگبار- سیلاب هستند. همچنین برخی از این معیارها میزان نسبی خطی بودن را نشان می‌دهند. یکی از معیارهای مهم در این زمینه، که مرتبط با فرضیه هیدروگراف واحد نیز است، معیار راجرز(۱۹۸۰و۱۹۸۲) و راجرز و همکاران(۱۹۸۲) و شدت تغییر زمان تاخیر حوضه است.

۳-معیار راجرز

راجرز در برخی از مقالات خود به بررسی رابطه دبی اوج(Q_p) و حجم رواناب مستقیم(V) برای وقایع بارندگی- رواناب مدل‌های مختلف با پراکندگی مکانی و گرده‌ای پرداخت و رابطه زیر را ارائه کرد:

$$\log\left(\frac{Q_p}{V^2}\right) = b + m_\bullet \log V \ , m_\bullet = m - 2 \qquad ۸-۲$$

b: عرض از مبداء و $m_\bullet$ شیب خط در قلمرو لگاریتم است. به این رابطه، توزیع دبی اوج استاندارد شده مرتبه دوم گفته می‌شود و از آن برای تعبیر درجه غیرخطی بودن سیستم‌های هیدرولوژیکی حوضه استفاده می‌شود. اگر $m_\bullet = -1$ باشد،

حوضه از نظر هیدرولوژیکی خطی و اگر $m \prec -1$ باشد حوضه غیرخطی است. شکل ساده‌تر معادله بالا به صورت زیر است:

$$\log Q_p = b + m \log V \qquad ۹-۲$$

رابطه۲-۹، معادله توزیع دبی اوج استاندارد شده نامیده می‌شود. زیرا دبی پایه از هیدروگراف جدا نشده است. به عقیده راجرز، حوضه‌هایی که شیب m آنها برابر واحد باشد، خطی هستند. که این همان فرضیه اصلی هیدروگراف واحد است. در حقیقت اکثر حوضه‌ها غیرخطی بوده و شیب آنها در معادله بالا کمتر از یک است. رفتار غیرخطی این حوضه‌ها، یعنی دبی اوج در آنها تابع توانی از حجم رواناب به شکل زیر است(راجرز،۱۹۸۲):

$$Q_p = a + V^m \qquad ۱۰-۲$$

a جداکننده حسابی(عرض از مبداء) و مقدار m میزان نسبی خطی بودن را به صورت کمی نشان می‌دهد. ارزش عددی این ضریب از مقداری کوچک‌تر از ۱ تا ۰٫۸۳- تغییر می‌کند. این روابط روی ۴۲ حوضه با مساحت‌های ۲٫۴ تا ۷۰۱٫۹ کیلومترمربع آزمایش شده‌اند. حوضه‌ها شامل نبراسکا، پنسیلوانیا، مری لند و نیویورک می‌شوند. در این معادله به طور متوسط ۸۶ درصد تغییرات در متغیر وابسته لحاظ شده است. میمیکو(۱۹۸۳) از معادله اول در شمال و غرب یونان برای ۸ حوضه با مساحت ۲۰۰ تا ۶۰۰۰ کیلومتر مربع استفاده کرد و یافته‌های راجرز را تایید نمود. وی همچنین دریافت ضریب همبستگی این روابط به صورت خطی به غیرخطی بودن هیدرولوژیکی مرتبط است. همچنین عرض از مبدا به طور قابل توجهی به لگاریتم عوامل سطح، شیب و طول مسیر($\frac{AS}{L}$) وابسته است. همچنین سینگ و امینیان(۱۹۸۶) بر اساس رابطه اول و آنالیز بارش-رواناب ۱۳۴ حوضه در استرالیا، یونان و ایالات متحده نتایج مشابهی گزارش کردند.

۲-۳- مشخصه‌های زمانی سیستم

این بند شامل دو قسمت ۱-مفاهیم هیدرولیکی مشخصه‌های زمانی حوضه شامل عمق و سرعت جریان و ۲-محاسبات زمان پیمایش (Travel time) جریان حوضه و تکنیک‌های تشکیل معادلات زمانی حوضه است. لازم به ذکر است که برخی از روابط مانند معادله مانینگ از نظر دیمانسیون ابعادی ناهمگن هستند، که باید با توجه به ضریب معادله، سیستم آن تشخیص داده شود و یا برای سیستم مورد نظر اصلاح گردد. در این راستا و با هدف آشنا شدن خواننده با سیستم انگلیسی سعی شد تا از روابط با سیستم‌های مختلف استفاده شود.

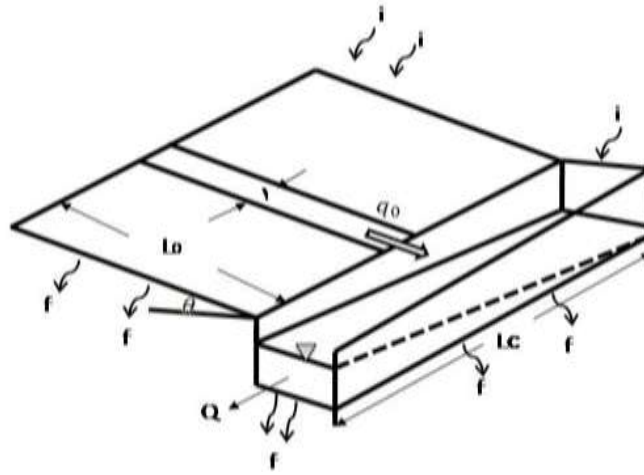
۲-۳-۱-هیدرولیک جریان کانالی و جریان روزمینی

جریان یک حوضه شهری و به ویژه روستایی بسیار پیچیده بوده و در سه بعد فضا و یک بعد زمان به طور دائم در حال تغییر است. وقتی بارش آغاز می‌شود، فرآیندهای نگهداشت سطحی نیز آغاز می‌شوند؛ به طوری که آب ذخیره شده روی سیستم، زمانی شروع به حرکت می‌کند که به یک عمق لازم جهت غلبه کردن به نیروی‌های مختلف و نگهداشت سطحی رسیده باشد. در فصل اول عمده مولفه‌های جریان و همچنین قوانین حاکم فیزیکی در غالب تئوری انتقال رینولدز ارائه گردید. همچنین در تلفات هیدرولوژیکی ذکر شد که دو مولفه اصلی جریان حوضه به ویژه در حوضه‌های شهری، شامل جریان کانالی و ورقه‌ای هستند. جریان‌های ورقه‌ای در لایه نازکی از آب و در سطح وسیع مانند سطح دامنه طبیعی

یا پیاده‌رو و باند فرودگاه حرکت می‌کنند. اما جریان‌های کانالی دارای یک مسیر متمرکز و فشرده مانند مسیرهای مشخص مسیل و آبراهه و یا کانال‌های منظم شهری هستند. در حوضه‌های طبیعی، جریان ورقه‌ای نخستین مکانیسم جریان سطحی است. اما طول این نوع جریان ممکن است کمتر از ۵۰۰ متر و اغلب ۵۰ متر باشد (تاثیر آن در حوضه‌های کوچک روستایی مهم می‌شود)؛ به طوری که پس از طی این مسیر وارد شیار (Small channel) و آبراهه(Stream channel) و سپس رودخانه(Streamflow) می‌گردد. در حوضه‌های شهری هر دو نوع جریان همیشه اهمیت دارند. جریان‌های سطحی(کانالی و روزمینی) از قوانین پیوستگی و مومنتوم پیروی می‌کنند. امکان کاربرد این قوانین برای حالت‌های سه بعدی غیردائم جریان‌های آب سطحی تنها وقتی وجود دارد که شرایط بسیار ساده‌ای بر سیستم حاکم باشد. لذا اغلب جریان‌های سطحی را دو و حتی یک بعدی در نظر می‌گیرند. در برخی از منابع، جریان روزمینی را به جریان ورقه‌ای و جریان متمرکز کم‌عمق (مدل خیابانی) قبل از ورود به جریان کانالی تقسیم نموده‌اند که روش‌های محاسبه آن در بند زمان پیمایش ارائه شده است.

- جریان روزمینی(Overland flow)

یک صفحه‌ای فرضی با طول $L_\circ$ ، شیب $S_\circ = \tan\theta$ ، نفوذ f و شدت بارش i مانند شکل ۲-۲ در نظر بگیرید.



شکل۲-۲: *جریان دائم ورقه‌ای یک صفحه یکنواخت به سمت کانال با جریان غیریکنواخت* (Chow,Applied hydrology,1988)

معادله پیوستگی. اگر ورودی به حجم کنترل برابر $iL_\circ \cos\theta$ و خروجی از آن شامل دو مولفه $fL_\circ \cos\theta$ (نفوذ) و دبی خروجی از سطح صفحه به سمت کانال(قبل از کانال و انتهای صفحه) باشد، برای جریان دائم با دانسیته ثابت داریم:

$$\iint_{c.s.} v dA = fL_\circ \cos\theta + vy - iL_\circ \cos\theta = 0 \qquad ۱۱-۲$$

در جریان‌های ورقه‌ای حوضه‌های شهری یا روستایی بهتر است معادله دبی به صورت دبی مخصوص یا دبی بر واحد عرض $q_\circ$ به دست آید.

$$q_\circ = vy = (i - f)L_\circ \cos\theta \qquad ۱۲-۲$$

معادله ۲-۱۲ را می‌توان برای محاسبه انواع جریان‌های ورقه‌ای دائم-یکنواخت لامینار و آشفته مانند مثال‌های زیر استفاده نمود.

مومنتوم. در جریان‌های ورقه‌ای لامینار شرایط عدد رینولدز به صورت زیر است (اگر ضریب ۴ رابطه زیر حذف شود حد پایینی جریان آرام کانالی ۵۰۰ و محدوده انتقالی ۵۰۰ تا ۲۰۰۰ می‌شود):

$$R_e = 4vR/\upsilon = 4vy/\upsilon \le 2000 \qquad ۱۳-۲$$

مطالعات نشان داده است که فاکتور اصطکاکی f_r در جریان‌های ورقه‌ای لامینار، با افزایش شدت رگبار افزایش می‌یابد. در این حالت اگر $f_r = C_L / R_e$ داریم:

Chow و Yen (۱۹۷۶) در دانشگاه Illinois آزمایشاتی در خصوص ضریب مقاومت C_L انجام دادند. که نتیجه آن معادله ۲-۱۴ شد:

$$C_L = 96 + 108 i^{0.4} \qquad ۱۴-۲$$

i شدت بارش بر حسب in/h . اگر معادله دارسی وسباخ برای عمق جریان حل شود، با توجه به این‌که می‌توان در این شرایط $h_f / L = S_\circ$ برای جریان یکنواخت فرض نمود، داریم:

$$y = \frac{f_r v^2}{8gS_\circ} \qquad ۱۵-۲$$

اگر به جای سرعت v جایگزین آن را از معادله $q_\circ = vy$ قرار دهیم، معادله عمق جریان ورقه‌ای روی صفحه یکنواخت به دست می‌آید:

$$y = \left(\frac{f_r q_\circ^2}{8gS_\circ}\right)^{1/3} \qquad ۱۶-۲$$

مثال: بارشی با شدت ۱ in/h روی صفحه‌ای یکنواخت، صاف و نفوذناپذیر به طول ۱۰۰ فوت و شیب ۵ درصد نزول می‌کند. دبی مخصوص، عمق و سرعت جریان را در انتهای صفحه حساب کنید؟

لزجت جنبشی با توجه به دمای آب تعیین می‌شود؛ لذا با توجه به شرایط مرزی و اولیه سیستم باید ثابت‌های مورد نظر را انتخاب نمود. در این جا $\upsilon = 1.2\times10^{-5}\ ft^2/s$ لحاظ شد.($i = 2.32\times10^{-5}\ ft/s$)، $f = 0$.

$$q_\circ = vy = (i - f) L_\circ \cos\theta$$
$$= (2.32\times10^{-5} - 0)\times100\times0.999 = 2.31\times10^{-3}\ ft^2/s$$

عدد رینولدز را کنترل می‌کنیم:

$$R_e = 4vy/\upsilon = \frac{4\times2.31\times10^{-3}}{1.2\times10^{-5}} = 770$$

جریان لامینار است. لذا $C_L = 96 + 108(1)^{0.4} = 204$. همچنین $f_r = C_L / R_e = 0.265$.

عمق جریان:($g = 32.2\ ft/s^2$)

$$y = \left(\frac{f_r q_\circ^2}{8gS_\circ}\right)^{1/3} = 0.0048\ ft$$

سرعت جریان:

$$v = \frac{q_\circ}{y} = 0.48\ ft/s = 0.14\ m/s$$

تحقیقات نشان داده است اگرچه جریان در شروع دامنه‌های طبیعی و شهری در ابتدا ورقه‌ای است، اما ضرایب مقاومت جریان در طبیعت حدود ۱۰ برابر شرایط آزمایشگاهی نسبت به روی صفحات است. که دلیل اصلی آن وجود پوشش گیاهی و غیریکنواختی سطح دامنه و یا شرایط میدانی حوضه‌های شهری عنوان می‌شود. در این خصوص مقدار f_r دارسی وسباخ ممکن است بین ۲۰ تا ۲۰۰ در شرایط میدانی به دست آید. لذا عمق جریان ورقه‌ای در شرایط لامینار حوضه‌های روستایی و یا شهری ممکن است از رابطه عمومی $y=\alpha q_\circ^m$ که ضرایب آن برای شرایط مربوطه مشخص است، بهتر برآورد شود:

$$y=(\frac{f_r}{8gS_\circ})^{1/3}q_\circ^{2/3} \qquad ۱۷-۲$$

در جریان‌های آشفته f_r مستقل از عدد رینولدز شده و تنها به زبری سطح وابسته می‌شود. در این حالت معادله مانینگ به صورت زیر عمق جریان را برای $S_f=S_\circ$ (جریان یکنواخت) و $R=y$ بیان می‌کند:

$$y=(n/1.49S_\circ^{1/2})^{3/5}q_\circ^{3/5} \qquad ۱۸-۲$$

(در سیستم SI : $\alpha=n^{0.6}/S_\circ^{0.3}$)

مثال: اگر دبی مخصوص جریان روی یک دامنه چمنی با شیب۵ درصد، $2.31\times10^{-3}\,cfs/ft$ باشد، و برای این کاربری، ضریب اصطکاک دارسی وسباخ $f_r=75$ از روی جداول تجربی اصلاح شده شرایط هیدرولیکی تعیین شده باشد، عمق و سرعت جریان را برای $\upsilon=1.2\times10^{-5}\,ft^2/s$ حساب کنید؟

ابتدا شرایط رینولدز را کنترل می‌کنیم.

$$R_e=4vy/\upsilon=\frac{4\times2.31\times10^{-3}}{1.2\times10^{-5}}=770$$

جریان لامینار است.

$$y=(\frac{f_r}{8gS_\circ})^{1/3}q_\circ^{2/3}=(\frac{75}{8\times32.2\times0.05})^{1/3}(2.31\times10^{-3})^{2/3}=0.031\,ft$$

$$v=\frac{q_\circ}{y}=0.075\ \ ft/s=0.023m/s$$

مشخص است که نتایج محاسبه شده در این روش در مقایسه با روش قبلی به واقعیت نزدیک‌تر است.

مثال: بارشی با شدت ۱۰ in/h روی جاده آسفالته با شیب۰,۰۲ به طول ۲۰۰ فوت و ضریب زبری مانینگ۰,۰۱۵ با لزجت سینماتیک $\upsilon=1.2\times10^{-5}\,ft^2/s$ نزول می‌کند. دبی مخصوص، عمق و سرعت جریان را در انتهای عرض نوار جاده حساب کنید؟ ($i=2.32\times10^{-4}\,ft/s$)

$$q_\circ=vy=(i-f)L_\circ\cos\theta$$

$$=2.32\times10^{-4}\times200\times1=0.0464\,cfs/ft$$

$$R_e=4vy/\upsilon=\frac{4\times0.046}{1.2\times10^{-5}}=15333$$

لذا جریان آشفته است و عمق جریان از رابطه زیر حساب می‌شود:

$$y=(n/1.49S_\circ^{1/2})^{3/5}q_\circ^{3/5}=(\frac{0.015}{1.49\times0.02^{1/2}})^{3/5}0.0464^{0.6}=0.032\,ft$$

$$v=\frac{q_\circ}{y}=1.43\ \ ft/s=0.43m/s$$

- جریان کانالی(Channel flow)

همان‌طور که از شکل 2-2 نیز مشخص است، جریان روزمینی در یک حوضه شهری یا روستایی در انتها وارد جریان یک سیستم متمرکز که ممکن است کانال‌های منظم شهری و سیستم‌های جمع‌آوری ترکیبی فاضلاب و آب سطحی و یا مسیل و رودخانه‌های شریانی طبیعی باشد، می‌شود. جریان روزمینی ورودی به مسیر کانالی می‌تواند با بارش ورودی به سطح حوضه قیاس شود. بارش ورودی به حوضه، مانند یک جریان جانبی ورودی به سیستم است. اگر مانند شکل 2-2 طول کانال L_c باشد، دبی کانال در هر نقطه از رابطه $Q = q_\circ L_c$ محاسبه می‌شود. هدف این است که دبی، عمق و سرعت جریان کانالی در هر نقطه دلخواه تعیین شود. دبی با توجه به طول کانال و دبی مخصوص جریان روزمینی(جریان ورقه‌ای) از رابطه مذکور تعیین می‌شود. وقتی عمق جریان برای دبی معینی، مشخص شود، سرعت نیز تعیین می‌گردد. اما به دلیل این‌که ممکن است شعاع هیدرولیکیR و سطح مقطع کانالA ، توابع پیچیده‌ای از عمق جریان باشند، محاسبه عمق پیچیده می‌شود. به طوری که باید از یک روش حل عددی که ممکن است روش نیوتن–رافسون باشد، بهره گرفت. دبی کانالی از معادله مانینگ با توجه به شیب کف $S_\circ$ و زبری n در سیستم انگلیسی به صورت زیر است:

$$Q = \frac{1.49}{n} S_\circ^{1/2} A R^{2/3} \qquad ۱۹-۲$$

برای معادله بالا حل تحلیلی معمول جهت تعیین عمق جریان دبی معینی از کانال وجود ندارد. اگر تابع خطای عمق جریان y_j برای دبی متناظرش Q_j نسبت به دبی مبنا Q به صورت زیر باشد:

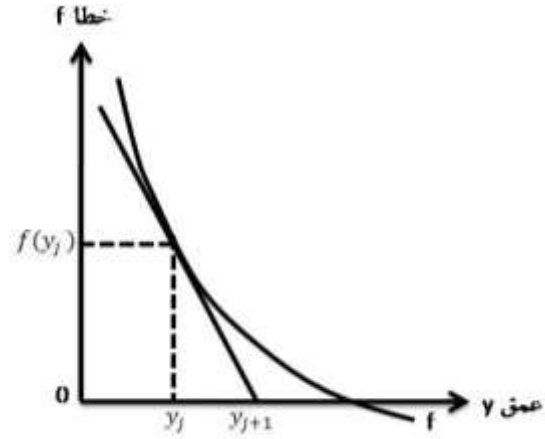
$$f(y_j) = Q_j - Q \qquad ۲۰-۲$$

در معادله بالا سرانجام وقتی تابع خطا به صفر نزدیک شد، عمق نهایی انتخاب می‌گردد. گرادیان تابع خطا نسبت به عمق به صورت زیر است:

$$\frac{df}{dy_j} = \left(\frac{df}{dy}\right)_j = \frac{dQ_j}{dy_j} = Q_j\left(\frac{2}{3R}\frac{dR}{dy} + \frac{1}{A}\frac{dA}{dy}\right)_j \qquad ۲۱-۲$$

روش نیوتن در واقع تانژانت تابع خطا را در نقطه y_j برون‌یابی می‌کند، تا عمق جریان y_{j+1} را به عنوان تکرار بعدی محاسبه کند. اگر عمق جریان Y در مقابل تابع خطا f مانند شکل ۲-۳ رسم شود، تانژانت در نقطه $y = y_j$ به صورت زیر است:

$$y_{j+1} = y_j - \frac{f(y_j)}{(df/dy)_j} \qquad ۲۲-۲$$



شکل ۲-۳: *منحنی تابع خطا و عمق جریان در روش عددی نیوتن-رافسون*

اگر در رابطه ۲-۲۲ مقادیر معادل آن جایگزین شوند، معادله حل عددی روش نیوتن-رافسون به صورت زیر به دست می‌آید:

$$y_{j+1} = y_j - \frac{1 - Q/Q_j}{\left(\frac{2}{3R}\frac{dR}{dy} + \frac{1}{A}\frac{dA}{dy}\right)_j} \qquad ۲۳-۲$$

در این روش فرض شده است ضریب زبری n ثابت باشد. لذا باید سایر عوامل مانند سطح و شعاع هیدرولیکی با توجه به شکل مقطع کانال بر حسب عمق نوشته شوند. به عنوان مثال اگر کانال مثلثی شکل باشد، $A = zy^2$ (z شیب دیواره) و $R = \frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$ است. بر این اساس مقدار معادل مخرج کسر (تابع شکل کانال) نیز مشخص است. اگر نتوان مقطع رودخانه طبیعی را با اشکال هندسی، تفریب زد باید از روش‌های دیگر استفاده نمود. نمونه‌ای از این روش‌ها در بند آنالیز عدم قطعیت و ریسک سیل ارائه شده است.

مثال: عمق جریان را برای کانالی با مقطه هندسی مستطیلی، پهنای ۲ فوت، زبری ۰,۰۱۵، شیب کف ۰,۰۲۵ و دبی ۹,۲۶ فوت مکعب بر ثانیه محاسبه کنید؟ (در رودخانه‌های آبرفتی می‌بایست اثر تغییر شکل رسوب را روی زبری به کمک اصلاح منحنی دبی-تراز لحاظ نمود)

در کانال‌های مستطیلی B_w عرض کف کانال است، مشخص است:

$$\frac{2}{3R}\frac{dR}{dy} + \frac{1}{A}\frac{dA}{dy} = \frac{5B_w + 6y}{3y(B_w + 2y)} \quad ، R = B_w y/(B_w + 2y) \quad ، A = B_w y \qquad ۲۴-۲$$

با توجه به رابطه مانینگ رابطه ۲-۲۵ به دست می‌آید:

$$Q_j = \frac{1.49}{n} S_\circ^{1/2} \frac{(B_w y_j)^{5/3}}{(B_w + 2y_j)^{2/3}} = \frac{31.41 y_j^{5/3}}{(1+y_j)^{2/3}}$$

$$\frac{2}{3R}\frac{dR}{dy} + \frac{1}{A}\frac{dA}{dy} = \frac{5B_w + 6y_j}{3y_j(B_w + 2y_j)} = \frac{1.667 + y_j}{y_j(1+y_j)}$$

$$y_{j+1} = y_j - \frac{(1 - 9.26/Q_j) y_j (1+y_j)}{1.667 + y_j}$$

ابتدا از یک مقدار اولیه مثلاً $y_1 = 1.00$ فوت شروع می‌کنیم. نتایج به شرح زیر ارائه شده است:

تکرار j	۱	۲	۳	۴
$y_j(ft)$	۱,۰۰	۰,۶۰۱	۰,۵۷۷	۰,۵۷۷
$Q_j(cfs)$	۱۹,۷۹	۹,۸۲	۹,۲۶	۹,۲۶

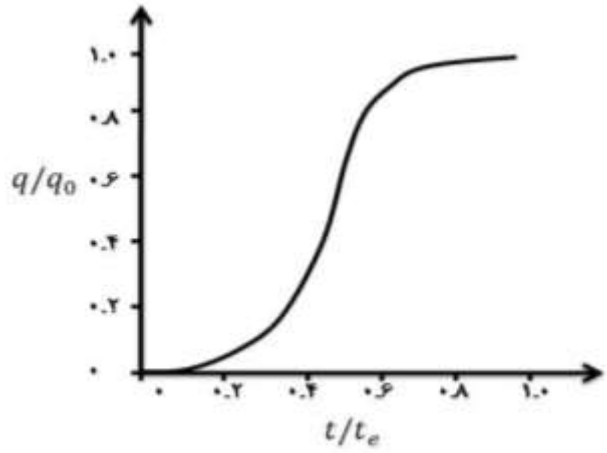
مشخص است که در تکرار ۳ جواب معادل ۰,۵۷۷ یا ۰,۵۸ فوت است.

مثال: سرعت و عمق جریان را برای فواصل ۲۰۰ فوتی کانالی مستطیلی با طول ۱۰۰۰ فوت، عرض ۲ فوت، زبری ۰,۰۱۵ و شیب ۰,۰۲۵ که با جریان جانبی ۰,۰۰۹۲۶ cfs / ft تغذیه می‌شود را تعیین کنید؟

مانند مثال قبل ابتدا عمق جریانy برای دبی در فواصل $Q = 0.00926L$ محاسبه می‌شود. سپس سرعت از رابطه $v = Q/2y$ برای فواصل ۲۰۰ فوتی تعیین می‌گردد. نتایج به شرح زیر ارائه شده است:

فواصل کانال L	۰	۲۰۰	۴۰۰	۶۰۰	۸۰۰	۱۰۰۰
$Q(cfs)$	۰	۱,۸۵	۳,۷۰	۵,۵۶	۷,۴۱	۹,۲۶
$y(ft)$	۰	۰,۲۰	۰,۳۱	۰,۴۱	۰,۴۹	۰,۵۸
$v(ft/s)$	۰	۴,۶۳	۵,۹۷	۶,۸۶	۷,۵۶	۸,۰۲

در مثال‌های بالا فرض شد جریان حوضه پس از مدتی از ریزش بارش به حالت دائم می‌رسد. در عمل وقتی که شدت ورودی سیستم برای یک مدت مناسب (هیدروگراف S) که به آن زمان تعادل t_e می‌گویند، برقرار باشد دبی خروجی سیستم به حالت شرایط دائم ($\frac{dQ}{dt} = 0$) می‌رسد. در این شرایط دبی ورودی و خروجی برابر می‌شود. نسبت تغییرات دبی جریان قبل از تعادل q به دبی جریان تعادلی q_c به صورت منحنی مجانبی با نسبت t/t_e به شکل ۲-۴ در یک حوزه آبخیز است.



شکل۲-۴: هیدروگراف بی‌بعد جریان روزمینی (ایزارد Izzard ،۱۹۴۶)

با توجه به شکل بالا، جریان دائمی q_c سیستم در زمان تعادل t_e سیستم حاصل می‌شود. لذا جریان در سطح یک حوضه و رودخانه نسبت به زمان و مکان در حال تغییر است (جریان متغیر مکانی-غیردائم). در این خصوص مدل‌های توزیعی جهت شبیه‌سازی سیستم‌های هیدرولوژیکی استفاده می‌شود. روش‌های مذکور اغلب در برآورد و تعیین زمان تمرکز سیستم نیز به صورتی که در ادامه ارائه می‌شود، کاربرد دارند.

۲-۳- ۲-زمان پیمایش

مشخصه‌های زمانی قسمت مهمی از فرآیند مدل‌سازی و طراحی هیدرولوژیکی هستند (اسکولز و لوپز Schulz & Lopez ، ۱۹۷۴). اما در اغلب پروژه‌های حتی بزرگ و مهم، بی‌توجهی به این پارامتر مشکلات عدیده‌ای پس از اجرا ایجاد نموده است. به طور کلی سه نوع زمان مشخصه مهم در سیستم هیدرولوژی، شامل ۱-زمان تمرکز(Time of concentration)، ۲-زمان تعادل(Time of equilibrium) و ۳-زمان تاخیر(Lag time) هستند. سایر پارامترهای زمانی نیز مانند زمان جابجایی سیل، زمان توزیع مجدد سیل، زمان کل حرکت موج، زمان تا اوج سیل، زمان فروکش سیل، زمان نفوذ و ... وجود دارند که در بند روندیابی و تهیه هیدروگراف واحد توضیح داده می‌شود. بر اساس مطالعات مینینک Meynink (۱۹۷۸) مشخص شد اگر زمان تمرکز برآوردی نصف مقدار واقعی آن باشد، سیل برآورد شده در شرایط یکسان پارامترها، دو برابر مقدار واقعی خواهد شد و برعکس. لذا در حالت اول هزینه‌های اضافی به پروژه تحمیل می‌شود و در حالت دوم احتمال شکست سیستم بالا می‌رود. بر اساس تجربه مولف متاسفانه دیده شده اغلب، زمان تمرکز حوضه در مطالعات فیزیوگرافی و بر اساس روابط تجربی که بعضاً ضرایب آنها برای شرایط دیگری محاسبه شده است، محاسبه می‌گردد. اکثر روابط تجربی و حتی هیدرولیکی زمان تمرکز به شکل زیر هستند:

$$t_c = C_p L_p^a S_p^b \qquad ۲۶-۲$$

L عامل با بعد طول، S عامل شیب (رودخانه یا حوضه)، C ضریب رابطه که ممکن است معیارهای مختلف دیگر چون سطح حوضه را لحاظ کند، P: شرایط مرزی و سایر ضرایب a,b، ضرایب معادله زمان تمرکز هستند که از یک حوضه به حوضه دیگر برای شرایط مرزی و حتی اولیه فرق می‌کنند. این ضرایب حتی با گذشت زمان نیز تغییر می‌کنند؛ لذا زمان تمرکز، یک پارامتر متغیر محسوب می‌شود. زمان تمرکز t_c: مدت زمانی که آب از دورترین فاصله هیدرولیکی حوضه خود را به خروجی حوضه می‌رساند. لذا منظور از دورترین فاصله هیدرولیکی الزاماً دورترین فاصله هندسی روی نقشه نیست. بین زمان تمرکز(t_c)، زمان تعادل(t_e) و تاخیر(t_l) ارتباط وجود دارد. اما این روابط همیشه ممکن است یک طرفه نباشد. به عنوان نمونه، زمان تعادل برابر مدت زمان مورد نیاز سیستم است تا پس از آن، دبی خروجی سیستم (سیل) با دبی ورودی سیستم (شدت بارش) برابر شود. لذا اگر فرض شود بارش موثر به طور یکنواخت، به مدت مساوی یا بیشتر از t_c ادامه داشته باشد، t_c و t_e برابر و اگر این مدت کمتر از t_c باشد پس $t_c \succ t_e$. اگر حوضه شکل هندسی ساده و خاص داشته باشد، به عنوان مثال مستطیل شکل باشد، با توجه به بارش موثر یکنواخت ذکر شده شرایط زیر را داریم:

$$t_c \geq t_e \geq t_l$$

اما در عمل زمان لازم جهت مشارکت آب از نقاط دور حوضه و تشکیل دبی تعادل در زمان تعادل، بویژه در حوضه‌های بزرگ، بیشتر از زمان تمرکز و زمان تمرکز بیشتر از زمان تاخیر است:

$$t_e \geq t_c \geq t_l$$

باید توجه کرد حتی رابطه بین زمان تمرکز و تاخیر نیز همیشه یکسان نیست. برخی از مطالعات نشان داده است که زمان تمرکز به طور متوسط ۱٫۳۵ تا ۱٫۶۷ برابر زمان تاخیر و به طور متوسط $t_l = 0.6t_c$ است. حتی به صورت موردی در برخی از حوضه‌ها این دامنه وسیع‌تر و برعکس نیز دیده شده است. با توجه به این پیچیدگی‌ها در عمل به جز پروژه‌های تحقیقاتی، می‌بایست یا مقدار متوسط شواهد، مورد توجه و استفاده قرار گیرد و یا با توجه به روش هیدروگراف انتخابی، مقدار مشخصه زمانی بر اساس روابط خاص توصیه شده روش مربوطه و برای شرایط مناسب طرح انتخاب گردد. به عنوان مثال زمان تاخیر، بیش از ۱۰ تعریف دارد که تعبیر فیزیکی آنها نیز بعضاً متفاوت است. اگر قرار است سیلاب، بر اساس یکی از مبدل‌های موجود در مدلHEC-HMS مانند روش مدل مخزن خطی، برآورد شود (در مدل باید از گزینه تعیین کاربر استفاده شود)، ضریب ذخیره در هیدروگراف واحد لحظه‌ای مبین زمان تاخیر است. در این حالت زمان تاخیر، تفاضل زمانی بین مرکز ثقل بارش موثر و مرکز ثقل رواناب مستقیم است. به طوری که اگر $h(t)$ معرف IUH (هیدروگراف واحد لحظه‌ای) باشد، نخستین ممان آن، زمان تاخیر را به شکل زیر تعریف می‌کند:

$$t_l = \int_0^\infty t\, h(t)\, dt \qquad \text{۲۷-۲}$$

تعریف مذکور از زمان تاخیر، پایدارترین آنهاست؛ لذا در این شرایط نمی‌توان از تعاریف و روابط دیگر استفاده نمود. همچنین تعریف دیگر از زمان تاخیر که ممکن است بیشتر از آن استفاده شود، تفاضل بین مرکز ثقل بارش موثر و زمان اوج رواناب مستقیم است. همچنین زمان تاخیر و یا تمرکز ممکن است بر اساس معادلات موج جنبشی و کارهای آقای (سینگ Singh، 1975) تعیین شود. لذا باید دید این تعریف و تعبیر که در روش مبدل موج جنبشی قابل کاربرد است، آیا برای سایر تبدیل‌ها نیز قابل استفاده است. برای زمان تمرکز نیز تعاریفی بر اساس آنالیز هیدروگراف واحد سیل ارائه می شود. به طوری که اگر هایتوگراف بارش موثر و رواناب واحد هم‌زمان آن برای یک دوره بازگشت مشخص و شرایط مرزی معین روی یک مختصات ترسیم شود، زمان تمرکز برای همان دوره بازگشت، معادل فاصله بین انتهای بارش موثر تا نقطه عطف شاخه نزولی رواناب مستقیم است. به طورکلی باید توجه نمود بر اساس این تعاریف نمی‌توان از آنالیز یک هیدروگراف، پارامترهای مذکور را مجزا کرد. بلکه باید بر اساس مقدار متوسط در شرایط مرزی و اولیه مورد نظر، آنها را استخراج نمود. به عنوان نمونه اگر قرار است سیل ۱۰۰ ساله در ماه خاص برآورد شود، باید هیدروگراف‌های سیل آن ماه آنالیز گردد. البته تعیین زمان تعادل به دلیل پایداری تعبیر فیزیکی آن از روی هیدروگراف S (بند هیدروگراف واحد) ساده‌تر است. همچنین با توجه به این‌که اغلب این آمارها وجود ندارد و تعبیر فیزیکی زمان تمرکز t_c مانند زمان تعادل، پایدارتر است در ادامه دستورالعمل محاسبه زمان تمرکز که با توجه به اطلاعات و شرایط موجود در حوضه‌های سطح کشور تدوین شده است، ارائه می‌گردد.

- دستورالعمل گام‌های تعیین زمان تمرکز- دلیری، ۱۳۸۹

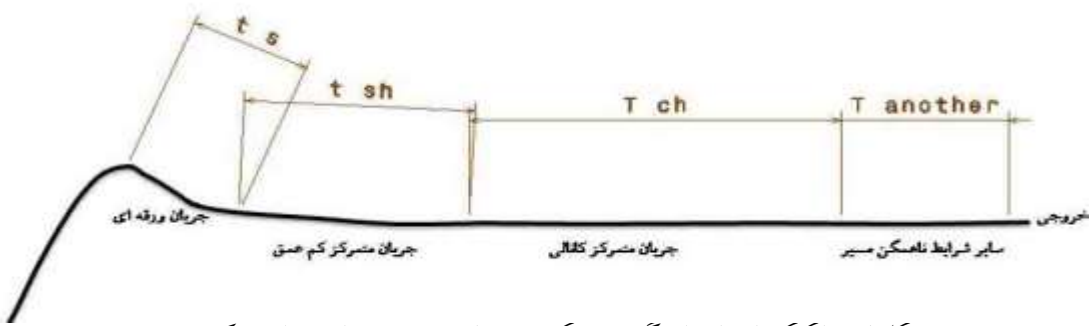
۱-درک خصوصیات مولفه‌های زمان تمرکز حوضه:

برای این منظور ابتدا باید شناخت کاملی از مولفه‌های رواناب سیستم داشته باشیم (فصل ۱ و بند هیدرولیک جریان). به عنوان مثال در حوضه‌های شهری، مولفه جریان روزمینی پس از طی مسیری مثلاً از حدود ۱ تا کمتر از ۵۰۰ متر (پشت بام‌های چند طبقه تا پیاده‌رو) وارد جریان کانالی منشوری روباز و سیستم زهکشی روزمینی می‌گردد. اما در حوضه‌های روستایی ممکن است مولفه جریان روزمینی به ویژه در حوضه‌های بزرگ اهمیت نداشته باشد. البته در حوضه‌های کوچک باید جریان روزمینی وارد محاسبات شود. جریان کانالی در حوضه‌های روستایی همان جریان رودخانه پس از جریان روزمینی تا نقطه مورد نظر در حوضه است. به طورکلی باید بر اساس بررسی مولفه‌های رواناب ابتدا مولفه‌های موثر در زمان تمرکز سیستم را تعیین نمود. مهم‌ترین مولفه‌های زمان تمرکز که روابط تجربی برآورد آنها نیز موجود است شامل زمان دخول t_e (Time of entry)، زمان کانالی(t_{ch}) و زمان پیمایش سایر مسیرهای ناهمگن($t_{Another}$) است. بر این اساس مولفه‌های اصلی زمان تمرکز t_c به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$t_c = t_{ch} + t_e + t_{Another} \qquad ۲۸-۲$$

زمان دخول شامل زمان مورد نیاز جهت رسیدن جریان به کانال اصلی است. در روش سرعت NRCS (SCS قدیم) خواهیم دید که یک مولفه دیگر زمان تمرکز از تفکیک زمان دخول t_e وارد محاسبات می‌شود. زمان دخول مربوط به جریان روزمینی قبل از پیوستن به جریان کانالی اصلی است. زمان دخول از جمع زمان‌های مربوط به جریان ورقه‌ای (Sheet flow) و همچنین جریان متمرکز کم‌عمق (Shallow concentrated flow) که قبل از کانال اصلی هستند، به دست می‌آید (شکل۲-۵). معادله بالا برای زمان جریان ورقه ای(t_s) و زمان جریان متمرکز کم عمق(t_{sh}) به صورت زیر به ترتیب از سراب به پایاب حوضه اصلاح می‌شود:

$$t_c = t_s + t_{sh} + t_{ch} + t_{Another} \qquad ۲۹-۲$$



شکل۲-۵: تفکیک بازه‌های ناهمگن مسیر یک حوضه فرضی جهت محاسبه زمان تمرکز

از نظر NRCS طول مسیر جریان ورقه‌ای اغلب کمتر از ۱۰۰ متر و حدود ۹۰ متر است (کاملاً ورقه‌ای). جریان کانالی نیز از جایی شروع می‌شود که بتوان رودخانه را از روی عکس‌های هوایی با مقیاس مناسب تشخیص داد (شیارهای ۵ تا ۱۵ سانتی به بالا). در حوضه‌های شهری این مشکل کمتر وجود دارد؛ زیرا اغلب موقعیت و نوع تاسیسات ممکن است

مشخص باشد. به طورکلی در جریان کانالی، یک سطح مقطع متمرکز با عمق مشخص پدید آمده است. بین این دو نوع جریان، جریان متمرکز کم‌عمق حاکم است. مسیرهای ناهمگن نیز ممکن است وقتی محاسبه شود که در مسیر حرکت موج سیل یک مانع خاص مثل لوله، پل، کالورت، تنگ شدگی، ماندر و یا دریاچه طبیعی وجود داشته باشد. به عنوان مثال وقتی یک دریاچه در مسیر رودخانه وجود دارد، در این حالت باید سرعت موج سیل عبوری از روی سطح دریاچه را محاسبه و با توجه به طول مسیر حرکت، زمان پیمایش را تعیین و با سایر زمان‌های پیمایش در رابطه بالا جمع نمود تا زمان تمرکز کل سیستم محاسبه شود. سرعت موج سیل v_w منفرد (Solitary Wave) با ارتفاع بسیار کوتاه عبوری از دریاچه ساکن (Still water) (V=0) با مقطع غیرمستطیلی ممکن است با توجه به دقت مورد نیاز بر اساس رابطه ساده‌ی زیر برحسب ft/s محاسبه شود:

$$v_w = \sqrt{g\overline{D}} \qquad ۳۰-۲$$

g شتاب ثقل بر حسب ۳۲,۲ فوت بر مجذور ثانیه، $\overline{D}$ عمق هیدرولیکی که در مقاطع مستطیلی پهن با عمق متوسط دریاچه یا مخزن قابل جایگزینی است (فوت). در این شرایط سرعت انتشار موج (Celerity) یا C با سرعت موج (سرعت مطلق موج) یا (Wave velocity) یا v_w برابر بوده و در تمام جهت یکسان پخش می‌شود. سرعت موج سیل v_w در حالت زیربحرانی (V< C)، بحرانی (V=C) یا (Froude=1) و فوق بحرانی (V>C) با توجه به جمع‌برداری سرعت انتشار موج سیل (C) و سرعت جریان عادی رودخانه (V) در جهت انتشار ($V_w = V \pm C$) و یا از مدل‌های توزیعی (بند مدل موج جنبشی یا دینامیک) تعیین می‌شود. باید توجه نمود طولانی‌ترین مسیر هیدرولیکی(و نه الزاماً مسیر هندسی) در زمان تمرکز مورد نظر است. در حوضه‌های شهری ممکن است بخشی از مسیر جریان علاوه بر مخازن کنترلی، شامل سیستم انتقال لوله، کالورت و غیره باشد. در واقع زمان دخول (Inlet time) حوضه‌های شهری شامل زمان عبور جریان از روی سطح زمین پس از بارش تا رسیدن جریان قبل از سازه‌ای خاص مانند منهول‌ها و دهانه‌های ورود سیل است که مقدار آن بر اساس زمان عبور جریان روزمینی یا کانالی تعیین می‌شود. پس از ورود سیلاب به یک مسیر همگن هیدرولیکی که ممکن است لوله باشد، می‌بایست زمان عبور این سیستم نیز به صورت مجزا محاسبه و با سایر زمان‌های همگن جمع شود. اصول محاسبه سرعت در لوله‌ها در فصل ۱ ارائه شده است.

۲-غربال کردن روابط تجربی مناسب بر اساس مولفه‌های اصلی حاکم بر زمان تمرکز حوضه مورد نظر:

روابط متعدد هیدرولیکی و تجربی در این زمینه و برای شرایط مختلف وجود دارد. به عنوان مثال رابطه SCS با زمان تاخیر(۱۹۷۳)، که برای حوضه‌های کشاورزی با مساحت کمتر از ۱۰۰۰ هکتار و فرض $t_c = 1.67 t_l$ توسعه داده شده است، بیشتر به مولفه ذخیره کاربری اراضی توجه می‌کند. در روش موج جنبشی نیز به جریان دو بعدی (جریان روزمینی) قبل از رسیدن به جریان کانالی توجه شده است که شاید بیشتر مناسب جریان در مناطق شهری باشد. اما دو نوع روش کرپیچ (نوع PA و TN) تنها جریان کانالی را در نظر می‌گیرند. و یا روش ایگلسون برای شبکه‌های جمع‌آوری آب‌های سطحی با لوله گذاری توسعه یافته در حوضه‌های شهری، سازگار است. با این وجود در اکثر پروژه‌ها بدون لحاظ مسائل مذکور، روابط تجربی گزینش شده‌اند. همچنین روش‌های نموداری مناسب وجود دارند که بر اساس شیب و نوع کاربری، می توان سرعت جریان روزمینی یا کانالی را برآورد نمود. با توجه به این‌که این روابط در اکثر کتب هیدرولوژی عمومی

وجود دارند، در ادامه روش‌های اصلی و کاربردی تعیین زمان تمرکز که ممکن است به عنوان یک روش مبنا جهت کنترل روش‌های مذکور نیز کاربرد داشته باشد، در کنار برخی از روش‌های تجربی مفید، معرفی می‌گردد. قبل از هر چیز باید توجه داشت، زمان تمرکز دبی سیل دو ساله با زمان تمرکز دبی سیل ۲۰ و ۱۰۰ ساله و یا PMF متفاوت است. لذا می بایست توجه نمود که در روش برآورد سیل باید چه نوع زمان تمرکزی قرار داد. همچنین روش محاسبه زمان تمرکز برای چه شرایط و چه دوره بازگشتی سرعت را ارائه می‌کند. این مسئله از مفهوم پارامترهای به کارگرفته شده در روش خاص تعیین دبی سیل قابل تشخیص است. روش‌های برآورد زمان تمرکز:

الف-روش سرعت تجربی(1970)

$$t = \sum_{i=1}^{I} \frac{\Delta l_i}{v_i} \qquad ۳۱-۲$$

Δl_iبازه‌های همگن هیدرولیکی جهت تعیین سرعت متوسط (v_i) متناظر هر بازه. این رابطه شکل دیگری از ارتباط مولفه‌های زمان تمرکز است به طوری که می‌توان سرعت کانالی و جریان روزمینی را نیز با توجه به بازه‌های همگن هیدرولیکی لحاظ نمود. طول بازه همگن می‌تواند بر اساس بررسی و پردازش تصاویر ماهواره Remote sensing (analysis) و حساسیت طرح تعیین شود. بدیهی است هرچه این طول کوچک‌تر باشد نتایج واقعی‌تر خواهند شد. جهت تعیین سرعت بازه همگن ممکن است از روش‌های هیدرولیکی ارائه شده در فصل اول و حاضر استفاده شود. با توجه به این‌که ممکن است پروژه در سطح شناخت باشد، لذا کاربرد روش‌های هیدرولیکی صحرایی مانند شیب- سطح- مقطع توصیه نمی‌شود. در این خصوص می‌توان با توجه به بررسی تصاویر ماهواره ای(RS) و نقشه‌های رقومی(GIS)، سرعت متوسط را بر اساس شیب، کاربری و نوع مولفه زمان تمرکز از روی جداول موجود مانند جدول ۲-۱ برای چند حوضه معرف و یا تمام حوضه‌ها، برآورد و سپس با توجه به رابطه بالا زمان تمرکز حوضه را تعیین نمود.

جدول۲-۱: تعیین سرعت متوسط تجربی جریان رواناب بر حسب ft/s *

٪شیب / شرایط هیدرولوژیک جریان دامنه	۰-۳٪	۴-۷٪	۸-۱۱٪	۱۲٪<
جنگل	۰-۱,۵	۱,۵-۲,۵	۲,۵-۳,۲۵	۳,۲۵-
مراتع	۰-۲,۵	۲,۵-۳,۵	۳,۵-۴,۲۵	۴,۲۵-
کشاورزی	۰-۳	۳-۴,۵	۴,۵-۵,۵	۵,۵-
سنگفرش	۰-۸,۵	۸,۵-۱۳,۵	۱۳,۵-۱۷	۱۷-
جریان کانالی غیر منشوری	۰-۲	۲-۴	۴-۷	۷-

Source: Drainage Manual, Texas Highway Department, Table VII. P.II-28, 1970.

*اگر سرعت برحسب ft/s در عدد ۰,۳۰۴۸ ضرب شود، سرعت بر حسب m/s به دست می‌آید.

ب- روش سرعت حفاظت منابع طبیعی امریکا NRCS (1985)

اگر نقشه‌برداری از داغاب سیلاب طرح و کاربرد روش‌های زمان بر و پیچیده بندهای پیشین و یا روش‌هایی مانند شیب- سطح – مقطع مدنظر نباشد، می‌توان مقدار زمان تمرکز را از رابطه $t_c = t_s + t_{sh} + t_{ch} + t_{Another}$ بر اساس روش سرعت ارائه شده توسط سرویس منابع ملی امریکا(NRCS) که از سرویس حفاظت خاک (SCS) تغییر نام داده است، به تفکیک از روابط زیر تعیین و سپس با تبدیل به زمان با یکدیگر جمع نمود. این روش در حال حاضر به طور گسترده‌ای به ویژه در حوضه‌های شهری و روستایی استفاده می‌شود.

v_s سرعت زمان پیمایش جریان ورقه‌ای

در حوضه‌های حدود ۵ کیلومتر مربع و کمتر و یا حوضه‌های بزرگ که این مولفه در زمان تمرکز اهمیت داشته باشد، می توان سرعت جریان ورقه‌ای را از رابطه زیر بر حسب ساعت برای $c_f = 0.007$ محاسبه نمود:

$$v_s = \frac{c_f (nL)^{0.8}}{p_2^{0.5} S_\circ^{0.4}} \qquad ۳۲-۲$$

L طول مسیر جریان بر حسب فوت

p_2 عمق بارش ۲۴ ساعته با دوره بازگشت ۲ ساله برحسب اینچ

$S_\circ$ شیب زمین.

معادله بالا در سیستم متریک: L بر حسب متر، p_2 بر حسب سانتی‌متر، $c_f = 0.029$. n فاکتور زبری موثر مانینگ برای جریان‌های روزمینی است که از جدول ۲-۲ به دست می‌آید.

v_{sh} سرعت جریان متمرکز کم عمق:

سرویس منابع ملی امریکا(NRCS) فرض نمود مقدار شعاع هیدرولیکی و زبری معادله مانینگ در مناطق غیرسنگفرش یا غیر آسفالتی به ترتیب برابر ۰٫۴ فوت و ۰٫۰۵ و در مناطق سنگفرش شده به ترتیب معادل ۰٫۲ فوت و ۰٫۰۲۵ است. این فرض خیلی دور از واقعیت نیست. با این فرض شیارهای زیر ۱۲ سانتی‌متر در طبیعت و جریان‌های با عمق کمتر از ۶ سانتی‌متر در حوضه‌های شهری، شامل این نوع مولفه می‌شوند. لذا معادله مانینگ را در این شرایط می‌توان به صورت زیر ساده کرد:

$$v_{sh} = v_c S_\circ^{1/2} \qquad ۳۳-۲$$

$S_\circ$ شیب تلفات انرژی(L / L) است که در جریان یکنواخت و در رابطه بالا معادل شیب سطح زمین است. اگر فرضیات رابطه مذکور برای زبری و شعاع هیدرولیکی با شرایط منطقه همخانی داشته باشد مقدار v_c برای مناطق غیرسنگفرشی $16.1\ fps = 4.91 m/s$ و در مناطق سنگفرش شده $20.3\ fps = 6.19 m/s$ است. اگر فرضیات با شرایط منطقه هم‌خوانی ندارد، باید با توجه به جداول زبری مانینگ و تعیین پارامترها، v_c را با توجه به معادله مانینگ تعیین و در رابطه بالا برای شرایط مورد نظر استفاده نمود. v_c با توجه به معادله مانینگ به صورت زیر است:

$$v = \frac{k R_h^{2/3} S_\circ^{1/2}}{n} \qquad ۳۴-۲$$

$$v_c = \frac{kR_h^{2/3}}{n} \qquad ۳۵-۲$$

R=A/P,n به ترتیب زبری مانینگ (فصل۱) و شعاع هیدرولیکی(فوت یا متر)،A سطح مقطع جریان(فوت مربع یا مترمربع)، P محیط خیس شده(متر یا فوت)، k ضریب سیستم رابطه. $k = 1.0 m^{1/3}/s$ ،$k = 1.49\ ft^{1/3}/s$.

v_{ch} سرعت جریان کانالی:

در روش سرعتNRCS ، معادله مانینگ را می‌توان با توجه به ضریب زبری مانینگ برای مقطع و بازه مناسبی از رودخانه یا کانال جهت تعیین سرعت متوسط جریان به کار گرفت. معمولاً این مقطع برای جریان پر کانال اصلی یا مقطع پر (Bank full) لحاظ می‌شود. همچنین می‌توان از روش‌های ارائه شده در ابتدای بند حاضر و یا با توجه به عدم قطعیت‌های سیستم که در بند مربوطه ارائه شده است محاسبات زمان تمرکز را احتمالاتی نمود.

جدول۲-۲: فاکتور زبری موثر مانینگ برای جریان‌های روزمینی(ASCE)

ارزش n برای سطح مشخص
بتونی-۰,۰۱-۰,۰۱۳
آسفالت-۰,۰۱-۰,۰۱۵
ماسه-۰,۰۱-۰,۰۱۶Sand
گراول-۰,۰۱۲-۰,۳
لومی-رسی فرسایش دیده-۰,۰۱۲-۰,۰۳۳Clay-loam
زمین آیش بدون باقی‌مانده گیاه-۰,۰۰۸-۰,۰۱۲
کشاورزی سنتی-بدون باقی‌مانده-۰,۰۶-۰,۱۲
کشاورزی سنتی-با باقی‌مانده-۰,۱۶-۰,۲۲
شخم- بدون باقی‌مانده-۰,۰۶-۰,۱۲
شخم- با باقی‌مانده-۰,۱۰-۰,۱۶
دیسک- با باقی‌مانده-۰,۳۰-۰,۵۰
بدون کشت-بدون باقی‌مانده-۰,۰۴-۰,۱۰
بدون کشت-۲۰-۴۰٪ باقی‌مانده-۰,۰۷-۰,۱۷
بدون کشت-۶۰-۱۰۰٪ باقی‌مانده۰,۱۷-۰,۴۷
گیاهان تنک۰,۰۵۳-۰,۱۳
چمنزار و گراس کوتاه-۰,۱۰-۰,۲۰

$v_{Another}$

پیشتر ذکر شد که مقدار $t_{Another}$ ممکن است مربوط به مسیرهای خاص همگن مانند وجود دریاچه، لوله، پل و غیره باشد. با توجه به مثال مخزن که پیشتر ذکر شد در صورتی که در منطقه مخزن، دریاچه یا شرایط خاصی که در مولفه‌های دیگر لحاظ نشده است وجود داشته باشد، باید اثر آن نیز وارد محاسبات زمان تمرکز شود.

ج-روش کرپیچ اصلاح شده:

هان Hann و همکارانش (۱۹۸۲) گزارش کردند رابطه معمولی کرپیچ (۱۹۴۰) برای حوضه‌های کوچک و به ویژه حوضه‌های با مساحت زیر ۵ کیلومترمربع مناسب نیست. ایشان علت اصلی این موضوع را لحاظ نکردن زمان جریان روزمینی در معادله عنوان نمودند. آنها عنوان کردند در حوضه‌های کوچک، جریان روزمینی کم اهمیت‌تر از جریان کانالی نیست. حتی تحت شرایطی مهم‌تر نیز هست. این مسئله وقتی حوضه به صورت نیمه‌دشتی و یا دشتی ظاهر می‌شود آشکارتر نیز می‌شود. در این خصوص معادله اصلاح شده کرپیچ‌داری دو ترم به صورت زیر است:

$$T_c = 0.0195L^{0.77}S^{-0.385} + \left[\frac{2L_\circ\sqrt{n}}{S_\circ}\right]^{0.467} \qquad ۳۶-۲$$

T_c زمان تمرکز(min)، L طول بازه همگن کانال(m)، S شیب متوسط کانال(m/m)، $L_\circ$ طول جریان روزمینی(m)، $S_\circ$ شیب مسیر جریان(m/m)، n ضریب زبری مانینگ از جدول ۲-۳:

جدول۲-۳: ضریب زبری مانینگ برای معادله اصلاح شده کرپیچ جهت محاسبه زمان تمرکز

ارزش n برای سطح مشخص
سطح صاف و نفوذناپذیر-۰,۰۲
سطح صاف و لخت-۰,۱۰
کشت ردیفی-۰,۲۰
سطح چراگاه با پوشش متوسط از گراس-۰,۴
جنگل با پوشش گراس متراکم-۰,۸

ترم اول معادله اصلاح شده کرپیچ همان ترم معادله معمولی(۱۹۴۰) است. این ترم از اطلاعات NRCS برای ۷ حوضه روستایی(منطقه Tennessee) با مساحتی کمتر از ۴۵ هکتار، و رودخانه‌های مشخص با شیب ۳ تا ۱۰ درصد، خاک نسبتاً نفوذپذیر و پوشش گیاهی بین صفر تا ۵۶٪ توسعه داده شده است. با این وجود ترم اول معادله مذکور تنها به دلیل سادگی و نه لزوماً مناسب بودن، به طورگسترده‌ای تا به حال در حوضه‌های شهری و روستایی استفاده شده است. ترم دوم معادله مذکور جهت محاسبه جریان روزمینی است که اغلب کمتر از ۱۵۰ یا ۵۰۰ متر است. با توجه به این ترم می‌توان رابطه اصلاح شده کرپیچ را بدون محدودیت و برای هر سطح دلخواه استفاده نمود. اگر از ترم دوم معادله اصلاح شده استفاده نشود می‌توان با اعمال ضرایب اصلاحی زیر (کیبلر Kibler، 1982)، ترم اول معادله مذکور را یک بار برای جریان روزمینی و یک بار برای جریان کانالی نیز استفاده و سپس زمان‌ها را با یکدیگر جمع نمود. در این حالت معادله به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$T_c = \alpha(0.0195L^{0.77}S^{-0.385}) \qquad ۳۷-۲$$

-جریان روزمینی روی سطح بتونی و آسفالته $\alpha = 0.4$

-کانال بتونی $\alpha = 0.4$

-جریان روزمینی روی خاک لخت و نهرهای کنار جاده $\alpha = 1$

-جریان روزمینی روی سطح گراس(Grass)و چمن $\alpha = 2.0$ (کیبلر Kibler، 1982).

باید توجه نمود نتایج این رابطه نیز باید مانند سایر روش‌های تجربی با احتیاط استفاده شود و در صورت نیاز اصلاح و یا با کنترل‌های صحرایی و روش مناسب دیگر که در ادامه ذکر می‌شود، روش مناسب انتخاب شود.

د-سایر روش‌های محاسبه زمان تمرکز

کیبلر Kibler (۱۹۸۲) مطالعه گسترده‌ای را روی روش‌های زمان تمرکز انجام داد که مجموعه مناسبی برای مطالعه زمان تمرکز است. ممکن است تصور شود اگر متغیرهای یک روش تجربی با دقت تعیین شود، می‌توان انتظار نتایج مناسب را از رابطه داشت. این تصور بسیار اشتباه است. همچنین نمی‌توان مقدار متوسط چند روش را به عنوان زمان تمرکز حوضه انتخاب نمود. به طورکلی باید از روش‌های مناسب، مولفه‌های اصلی زمان تمرکز را محاسبه نمود. برخی از روابط، خاص جریان روزمینی و برخی خاص جریان کانالی هستند. لینسلی Linsley ومورگالی Morgali (۱۹۶۵) در زمینه بررسی جریان روزمینی با تئوری موج جنبشی رابطه‌ای را ارائه نمودند. این رابطه که ابتدا برای جریان روزمینی توسعه داده شده است، همان معادله زمان تعادل سیستم است؛ زیرا تئوری موج جنبشی بر اساس فرض ثابت ماندن بارش، پایه‌ریزی شده است؛ به طوری که زمان تمرکز و زمان تعادل برابر می‌شود. در این روش، با توجه به زبری مانینگ، طول و شیب مسیر روزمینی و منحنی‌های IDF محاسبات به صورت سعی و خطا با توجه به دوره بازگشت و ضرایب منطقه‌ای صورت می گیرد. در حال حاضر تئوری موج جنبشی به ویژه برای مناطق شهری توسط آکان Akan (۱۹۸۵و۱۹۹۳) برای پنج نوع شکل خروجی حوضه توسعه داده شده است[29]. به طوری که در این معادلات علاوه بر عوامل مذکور، اثر تخلخل خاک (فصل آب زیرزمینی)، هدایت هیدرولیکی خاک (فصل آب زیرزمینی)، مکش خاک، رطوبت پیشین خاک، و.. نیز لحاظ می‌شود. نرم‌افزار SMADA روش جنبشی لینسلی Linsley و مورگالی Morgali (۱۹۶۵) را بر اساس ضرایب ۱۱ زون فلوریدا، حل می‌کند. بدیهی است که در اینجا نیز مانند روش‌های برآورد سیل، باید نتایج بر اساس آنالیز ایستگاهی پایه‌ریزی، واسنجی و کنترل میدانی شود. به عنوان نمونه آژانس هواپیمایی فدرال (۱۹۷۰) بر اساس آنالیز داده‌های فرودگاهی جهت محاسبه جریان‌های روزمینی رابطه $t_c = 1.8(1.1-C)L^{0.5}S^{-0.333}$ را بر حسب دقیقه ارائه کرد. در این رابطه C: ضریب تجربی بوده که در فاز طراحی باید کالیبره گردد. در مطالعات ابتدایی می‌توان ضریب رواناب روش استدلالی را انتخاب نمود، L: حداکثر طول جریان روزمینی به فوت و S: شیب بر حسب درصد است. روش‌های دیگری چون استفاده از مواد ردیابی و شیمیایی، قابل ذکر هستند که با توجه به وسعت مطالب، می‌توان به منابع آخر فصل مراجعه نمود.

۳-تعیین دامنه تغییرات زمان تمرکز در حوضه مورد نظر بر اساس نتایج گام قبل:

باید توجه نمود روش‌های تجربی زمان تمرکز که حتی برای مولفه‌های یکسان توسعه داده شده‌اند، نتایج یکسان تولید نمی‌کنند. برای رفع این مشکل و همچنین برآوردی از حداقل و حداکثر مشخص زمان تمرکز حوضه، باید روابط مناسب را طوری انتخاب کرد که دامنه‌ای از حداقل و حداکثر ممکن تغییرات زمان تمرکز محاسبه شود. روش‌های با مبنای

هیدرولیکی نیز دارای عدم قطعیت‌های مختلفی هستند با این وجود روش‌های هیدرولیکی مبنای انتخاب و تصحیح روش‌های تجربی هستند.

۴-تبدیل زمان تمرکز به سرعت معادل:

جهت مقایسه ارقام حوضه‌های مشابه با یکدیگر و همچنین تعبیر فیزیکی راحت‌تر، کلیه نتایج زمان تمرکز را با توجه به طول مسیر بر حسب سرعت معادل بیان می‌کنیم.

۵-محاسبه سیلاب منطقه مورد نظر برای دوره‌های بازگشت هدف بر اساس آنالیز آمار و کنترل صحرایی:

گام ۵ و ۶ ممکن است با توجه به شرایط طرح ادامه داده نشود. اما در طرح‌های حساس مانند احداث مخازن، طراحی سیستم‌های هشدار سیل و امثال آن می‌توان بر اساس مفاهیم این دو بند، عدم قطعیت‌های موجود در محاسبه را کاهش داد. با توجه به روش‌های آنالیز آماری(فصل اول و بند روندیابی) می‌توان دبی‌های سیلاب با دوره بازگشت معین را در نقاط مکانی مناسب تعیین نمود. سپس می‌توان با توجه به رابطه زیر، سرعت معادل(زمان تمرکز) هر سیل خاص را برای دوره بازگشت مشخص نسبت به نقطه برآورد سیل تعیین نمود:

$$V' = \frac{Q_T}{A_O} \qquad ۳۸-۲$$

V': سرعت قبل از اعمال ضریب اصلاحی، A_O: سطح مقطع عبور سیل در محل برآورد دبی. این سطح مقطع ممکن است با توجه به حساسیت پروژه به صورت برآورد از تصاویر ماهواره، کنترل چشمی در صحرا و یا نقشه‌برداری تعیین شود. بدیهی است این سرعت نمی‌تواند معادل زمان تمرکز باشد؛ زیرا دبی سیل که در نقطه خروجی وارد معادله بالا شده است، بسیار بیشتر از دبی سیل متوسط در طول محور رودخانه است. بنابراین یک راه این است که ابتدا مقدار سیل با دوره بازگشت ثابت در طول محور رودخانه بر اساس آنالیز آمار محاسبه شود و سپس مقدار متوسط آن محاسبه گردد. همچنین مقدار متوسط سطح مقاطع انتخابی نیز تعیین و در رابطه جایگزین گردند. در این حالت می‌توان از این سرعت به عنوان سرعت زمان تمرکز برای یک سیل با دوره بازگشت معین نام برد. این روش زمانی مناسب است که بتوان عمق متناظر دبی را از روی داغاب و پرسش و پاسخ اهالی و یا روش‌های هیدرولیکی دقیق، تعیین نمود. در غیر این صورت می‌توان از روش‌های گام بعدی استفاده نمود.

۶-انتخاب روش مناسب و برآورد زمان تمرکز:

اگر پروژه یک یا چند حوضه داشته باشد و بتوان عمق جریان را به طور مناسب برآورد نمود، روش گام پنج در کنار آنالیز هیدروگراف جهت تعیین زمان تمرکز مناسب است. همان‌طور که از هیدرولوژی عمومی به یاد داریم، جهت آنالیز هیدروگراف ابتدا باید هایتوگراف بارش موثر و هیدروگراف سیل مربوطه استخراج شود. اگر زمان تعادل و زمان تا اوج برابر باشند، زمان تمرکز برابر زمان تا اوج است. این بدین معنی است که از لحظه ورود بارش روی سیستم، هرزآب تشکیل شده است. اگرچه این شرایط در حوضه‌های کاملاً شهری ممکن است مشاهده شود اما به دلیل وجود ذخیره حوضه‌ای، همیشه مقداری تاخیر وجود دارد. که باعث نابرابری این مولفه‌های زمانی می‌شود. در هر صورت اگر این شرایط وجود نداشت، فاصله انتهای بارش موثر تا نقطه عطف اول هیدروگراف سیل حدوداً معادل زمان تمرکز است.

همچنین فاصله مرکز ثقل بارش موثر تا مرکز ثقل هیدروگراف و دبی اوج به ترتیب زمان تاخیر و تاخیر تا اوج نامیده می شود. البته نباید استثناعات و تاثیر وسعت حوضه را روی هیدروگراف نادیده گرفت. در حوضه‌های بزرگ اغلب تداوم بارش کوچک‌تر از زمان تمرکز واقعی است. لذا اغلب هیدروگراف‌ها کوچک‌تر از ابعاد دبی حداکثر اوج قابل تولید، مشاهده می‌شوند. بر عکس در حوضه‌های کوچک، تداوم بارندگی اغلب بزرگ‌تر از زمان تمرکز حوضه است. در این شرایط دو حالت کلی می‌توان متصور شد. اول آن‌که افزایش تداوم بارش، شدت بارش را کم نکرده باشد. در این حالت دبی اوج حداکثر مشاهده می‌شود اما هیدروگراف ذوزنقه‌ای بوده و منحنی گراف به موازات محور افقی تا تغییر در مشخصات بارش ادامه می‌یابد. حالت دوم ممکن است شدت بارش به دلیل افزایش تداوم، کاهش یافته باشد. در حوضه‌های متوسط نیز اغلب زمان تداوم و تمرکز برابر هستند. در غیر این صورت اگر حتی امکان کنترل چشمی در تمام حوضه‌ها وجود ندارد، باید نتایج میدانی و مبنا حداقل در حوضه‌های معرف با نتایج روش‌های تجربی مقایسه شود. بدیهی است روابطی که کمترین اختلاف را نشان می‌دهند، به عنوان روش مناسب محاسبه زمان تمرکز انتخاب می‌شوند. اگر هیچ‌کدام از روابط تجربی دقت مناسب را نداشت باید روش‌های تجربی دیگر را امتحان نمود. در غیر این صورت باید با توجه به نتایج هیدرولیکی و صحرایی در حداقل سه حوضه معرف، ضریب تصحیح برای یکی از روش‌های تجربی که کمترین اختلاف را با کنترل صحرایی نشان می‌دهد، تعیین و رابطه تجربی مناسب را برای منطقه واسنجی و اصلاح نمود. همچنین اگر در روش هیدرولیکی به لحاظ فنی، زمان و یا مسائل مالی امکان تعیین عمق جریان برای چند دبی در طول بازه حوضه وجود ندارد، جهت اصلاح سرعت V' می‌توان از ضرایب تجربی هیدرولیکی در کانال‌های منشوری نیز استفاده نمود. به عنوان مثال به صورت تجربی معمولاً در یک کانال مستطیلی، سرعت در میانه کانال حدود ۰٫۶ تا ۰٫۸ سرعت در خروجی آن است (مثال بند پیش). در این خصوص می‌توان به نتایج هیدرولیکی مربوطه مراجعه نمود و سرعت V' را با عملیات کمتر و تقریب بیشتر تصحیح نمود. لذا زمان تمرکز محاسبه شده بر اساس معیارهای هیدرولیکی منطقه طرح به دست می‌آید. نکته آخر این‌که باید توجه نمود تعیین زمان تمرکز بر اساس دوره بازگشت می‌بایست با توجه به ساختار رابطه مورد نظر در تعیین سیلاب، انتخاب گردد. به عنوان مثال اگر رابطه مورد نظر بر اساس دوره بازگشت معمولی و دو ساله پایه‌ریزی شده است باید زمان تمرکز دو ساله را تعیین و استفاده نمود. همچنین همان‌طور که ملاحظه شد، دستورالعمل مذکور می‌تواند بر اساس شرایط و حساسیت طرح با روش‌های جایگزین نیز اعمال شود اما چارچوب پیشنهادی مذکور می‌تواند در کلیه طرح‌ها و با هر دقتی از مطالعه در نظر گرفته شود.

- تکنیک‌های تشکیل معادلات زمانی حوضه

مطالعات نشان می‌دهد که انتخاب روش‌های موجود ساده تا پیچیده زمان تمرکز بدون در نظر داشتن معیارهای زیر باعث خطای قابل توجی در مقدار دبی برآوردی خواهد شد:

-تشابه حوضه طراحی و حوضه‌ای که روش در آنجا توسعه داده شده مهم‌ترین عامل گزارش شده است.

-تطابق پارامترهای روش با مولفه غالب جریان و مشخصات حوضه

-بهتر است روش‌هایی که عامل سرعت و یا خود سرعت هیدرولیکی را لحاظ می‌کنند (فرضیه موج سینماتیک) انتخاب و به صورت میدانی کنترل شود.

دو تکنیک اصلی شامل روش‌های ۱-آماری و ۲-قضیه باکینگهام جهت توسعه روابط زمان تمرکز وجود دارد. از هر تکنیکی که استفاده شود ابتدا باید عوامل موثر در مشخصه‌های زمان پاسخ حوضه تعیین گردد. مهم‌ترین این عوامل شامل شیب، ابعاد سیستم (طول، مساحت، و..) و تابع سیستم است. تابع سیستم نیز به مشخصات سیستم (مانند شعاع هیدرولیکی)، نیروهای اصطکاکی (ضریب زبری، نسبت انشعاب و..) و رژیم جریان (جریان روزمینی، لوله، کانالی، شدت جریان ورودی، دبی اوج و...) مرتب است.

-قضیه باکینگهام

عمده روش‌های هیدرولیکی و آزمایشی (Experimental) از این تکنیک استنتاج شده‌اند. در این روش به کمک آنالیز ابعادی و مفاهیم نسبت‌های بی‌بعد، پارامترهای موثر و مهم، تعیین و سپس به کمک قضیه باکینگهام ضرائب و پارامترهای معادله توسعه و تشکیل می‌یابد. جزئیات این روش در کتب مکانیک ارائه شده است.

-آنالیز رگرسیون

روش‌های این گروه، تجربی (Emprical) یا منطقی (Rational) بوده و ممکن است به کمک مفاهیم فازی، شبکه عصبی و یا به کمک آنالیزهای کلاسیک آماری، توسعه یابند. در روش‌های کلاسیک ممکن است معادلات دو متغیره تا چند متغیره به صورت خطی یا غیرخطی استفاده شود. تابع رگرسیون غیرخطی ممکن است به صورت چند جمله‌ای (Polynomial)، توانی و یا ریشه nام نوشته شود. بهترین روش ممکن است بر اساس ضریب تعیین، خطای اریب (Bias) و یا خطای میانگین مربعات (MSE) انتخاب شود. مثال زیر روش را تشریح کرده است.

مثال: فرض کنید مشخصه زمان تمرکز ۱۱ حوضه به همراه طول L و شیب S به شرح زیر باشد. پارامترهای معادلات زمان تمرکز محدوده طرح را به صورت روابط خطی و غیرخطی کلاسیک بر اساس متغیرهای جدول زیر توسعه داده و نتایج را مقایسه کنید؟

Tc(min)	L(km)	S(m/m)	Tc(min)	L(km)	S(m/m)
75	2.5	0.015	90	1.3	0.018
140	6	0.008	30	1	0.15
30	0.4	0.02	40	1.1	0.065
60	7.6	0.013	30	0.3	0.025
110	3	0.01	50	1	0.03
60	3.5	0.012			

محاسبات غیرخطی و خطی می‌تواند در محیط SPSS,Minitab و یا Matlab انجام پذیرد. تئوری و مراحل محاسبات دستی درکتب آماری و همچنین کتاب هیدرولوژی مهندسی، نوشته صفوی قابل پیگیری است.

مدل خطی:

$$t_c = 57.29 + 6.73L - 277.3S$$

خطای استاندارد این رابطه ۳۰,۹۱ دقیقه با ضریب تبیین ۰,۶۴ به دست آمده است. لذا در حوضه‌هایی که زمان تمرکز حدود ۳۰ دقیقه به پایین دارند خطای محاسبات این روش زیاد می‌شود.

مدل غیرخطی نمایی:

$$t_c = 3.35L^{0.073}S^{-0.716}$$

خطای استاندارد این رابطه کمتر از ۱۰ دقیقه با ضریب تبیین ۰٫۸۳ به دست آمده است. لذا مدل غیرخطی در این شرایط مناسب‌تر از مدل خطی است. محاسبات مشتق‌گیری این روش به صورت عددی انجام شده است.

- روش‌های نوین محاسبه زمان تمرکز

-اصلاح معادله مانینگ

در حال حاضر معروف‌ترین روابط تعیین سرعت رواناب سطحی و زبری بستر، معادلات مانینگ، شزی و دارسی-ویسباخ در لوله‌ها هستند. روحی پور و اسدزاده (۱۳۸۶) به کمک مطالعات آزمایشگاهی، رابطه مانینگ را مناسب‌تر از دو روش دیگر ارزیابی کردند و همچنین اصلاحاتی را روی معادله مانینگ انجام دادند.

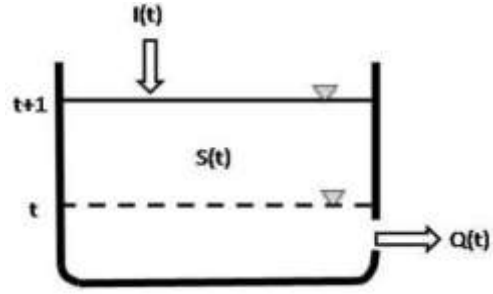
-مدل‌های توزیعی زمان تمرکز، کاربرد GIS و برنامه‌نویسی

طباطبایی و روغنی (۱۳۸۴) نشان دادند اختصاص زمان تمرکز متمرکز (Lumped) مانند رابطه کرپیچ برای حوضه‌ها با توجه به تنوع شدت‌های بارش، غیرمنطقی بوده و ضروری است این عامل به صورت توزیعی و یا با ضرائب مناسب اصلاح گردد. همچنین طباطبایی و همکاران (۱۳۸۷) بار دیگر کاربرد GIS و برنامه‌نویسی را در افزایش دقت محاسبات مربوط به شبکه‌های آبراهه‌ای نشان دادند [30]، [31]. روش‌های توزیعی برای تهیه نقشه‌های ایزوکرون، مدل‌های مفهومی بارش – رواناب (کلارک و ناش)، مدل‌های توزیعی سیلاب و سیستم‌های هشدار سیل کاربرد گسترده‌ای دارد.

۲-٤-مدل عمومی سیستم هیدرولوژیکی گرده ای

- سیستم خطی: زمان پیوسته و زمان گسسته

مدل‌سازی بارش- رواناب ممکن است توسط مدل‌های بسیار پیچیده مانند مدل حوزه آبخیز استانفورد که بیش از ۵۰ پارامتر را جهت شبیه‌سازی جریان روزانه و ذوب برف لحاظ می‌کند و یا با روش‌های ساده‌تر مانند شاخص نفوذ ϕ و یا شاخص نفوذ W با شماره منحنی(CN)، آنالیز هیدروگراف سیلاب‌های موجود و یا هیدروگراف واحد مصنوعی در مناطق فاقد آمار صورت بگیرد. در این خصوص ممکن است مقدار حجم آب ذخیره شده(S) در سیستم که ممکن است یک مخزن سد و یا ذخیره دینامیک آبخانه باشد(جریان پایه) به واسطه انتگرالگیری از مدل عمومی ساده شده سیستم هیدرولوژیکی به صورت معادله پیوستگی $\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t)$ با توجه به جریان ورودی I و جریان خروجی Q تعیین شود(شکل۲-۶).



شکل۲-۶: تغییرات ذخیره یک سیستم هیدرولوژیکی ساده

در صورتی که آب ذخیره شده در یک سیستم معادلS باشد، تغییرات ذخیره تابعی از دبی‌های ورودی و خروجی در زمان است. این تغییرات ممکن است مثبت یا منفی باشد. در این حالت مقدار ذخیره S در هر لحظه از زمان به وسیله تابع ذخیره زیر بیان می‌شود:

$$S = f\left(I, \frac{dI}{dt}, \frac{d^2I}{dt^2}, ...Q, \frac{dQ}{dt}, \frac{d^2Q}{dt^2}, ...\right) \qquad ۳۹-۲$$

تابع f معرف طبیعت و خصوصیات سیستم هیدرولوژیکی است که به وسیله آزمایش و بررسی تعیین می‌شود. به عنوان مثال رابطه بین ذخیره دینامیک آبخانه(S_d) و دبی پایه رودخانه(Q_b) با یک ضریب ثابت(k) به عنوان مخزن خطی در رابطه زیر مدل می‌شود:

$$S_d = k Q_b \qquad ۴۰-۲$$

روش‌های مختلفی از جمله روش آنالیز شاخه خشکیدگی هیدروگراف جریان و همچنین مدل مخزن خطی جهت شبیه‌سازی و تعیین ذخیره دینامیک سیستم آبخانه وجود دارند. وقتی که جریان خروجی متناظر با ورودی سیستم (مانند هیدروگراف جریان پایه) و یا جریان ورودی- خروجی متناظر نسبت به زمان (مانند آمار بارش- رواناب) معلوم باشد، با حل هم‌زمان دو معادله مذکور در فواصل زمانی مشخص می‌توان سایر مجهولات را تعیین نمود. لذا در مدل‌سازی سیستم‌های گرده‌ای دو روش عمده جهت حل مسئله وجود دارد:

روش حل اول- ابتدا از تابع ذخیره ۲-۳۹ نسبت به زمان دیفرانسیل گرفته و نتیجه را به جای $\frac{ds}{dt}$ در معادله پیوستگی عمومی قرار دهیم. سپس از معادله دیفرانسیلی به دست آمده انتگرال‌گیری کنیم تا خروجی بر حسب ورودی سیستم که معلوم است، محاسبه شود.

روش حل دوم- حل عددی مستقیم و/یا ضمنی دو تابع ذخیره و پیوستگی با روش تفاضل‌های محدود(Finite Difference Method) به صورت بازگشتی در نقاط گسسته نسبت به زمان .

در سیستم‌های خطی، k ثابت است. لذا برای این‌که تابع ذخیره (معادله ۲-۳۹)، یک سیستم خطی را الگوبرداری کند، باید معادله آن به صورت زیر با ضرایب ثابت بیان شود.

$$S = a_1 Q + a_2 \frac{dQ}{dt} + ...a_n \frac{d^{n-1}Q}{d^{n-1}} + b_1 I + b_2 \frac{dI}{dt} + ...b_m \frac{d^{m-1}I}{dt^{m-1}} \qquad ۴۱-۲$$

در معادله ۲-۴۱ هر یک از ضرایب ثابت هستند. همچنین رابطه بین ورودی‌ها با خروجی‌ها با گذشت زمان تغییر نمی کند. سیستم در این شرایط، ثابت در زمان (Time-invariant) است. منظور از سیستم زمان پیوسته این است که مقدار متغیر به صورت پیوسته با زمان وجود دارد و تغییر می‌کند(Continuous time). لذا $Q(t)$ دبی در لحظه t بوده و در سیستم زمان پیوسته می‌توان مقدار دبی را در هر لحظه‌ای از زمان، متغیر دانست. اما در سیستم‌های زمان گسسته همچون هیستوگرام‌های میله‌ای ثبت آمار بارش- رگبار (فصل اول) به عنوان مثال مقدار دبی از یگ گام زمانی به گام دیگر، پرش می‌کند. لذا در یک گام زمانی تغییرات دبی با زمان ثابت فرض می‌شود. این نوع سیستم را زمان گسسته(Discrete time) می‌نامند. اگر از رابطه ۲-۴۱ دیفرانسیل گرفته شود و مقدار آن را به جای $\frac{ds}{dt}$ در معادله

پیوستگی عمومی $\frac{ds}{dt}=I(t)-Q(t)$ قرار دهیم با توجه به $D\frac{d}{dt}$ و عملگرهای دیفرانسیلی $N(D)$ و $M(D)$ مقدار دبی خروجی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q(t)=\frac{M(D)}{N(D)}I(t) \qquad ۴۲-۲$$

$\Omega=\frac{M(D)}{N(D)}$ همان تابع تبدیل است که به نام روش‌های مختلف در مدل‌هایی چون HEC-HMS به نام مبدل SCS-CN, ، موج جنبشی، کلارک و یا هیدروگراف واحد(UH) تعیین شده، توسط کاربر استفاده می‌شود. لذا بدون شناخت از معادلات پایه توابع تبدیل، اجرای سطحی مدل‌های سیلاب کاری اشتباه است. همچنین روش حل بسیاری از این مبدل‌ها بویژه حل عددی می‌بایست درک شود تا در زمان واسنجی مدل، و انتخاب شرایط مرزی در صورت نیاز درک درستی از تاثیر پارامترهای مختلف شده باشد. معادله ۲-۴۱ توسط Chow & Kulandaiswamy (۱۹۷۱) به عنوان یک مدل عمومی سیستم هیدرولوژیکی ارائه شده است. این مدل گرده‌ای است؛ زیرا مشتقات آن نسبت به زمان به دست آمده است و بعد مکان در آنها لحاظ نشده است. همچنین به عنوان مثال اگر از معادله ۲-۴۱ دیفرانسیل گرفته شود و سپس در معادله پیوستگی قرار گیرد مقدار a_1 در تابع به دست آمده، برای مدل مخزن خطی، $a_1=k$ است و بقیه ضرایب صفر هستند. لذا تابع ذخیره، مخزن خطی به صورت زیر به دست می‌آید:

$$k\frac{dQ}{dt}+Q=I \qquad ۴۳-۲$$

۲-٤-۱-تابع پاسخ سیستم خطی از هیدروگراف واحد (UH)

۱-توابع مقدماتی پاسخ حوضه

توابع پاسخ خطی در واقع درک عمیق و کامل‌تری از تئوری هیدروگراف واحد و هیدروگراف واحد لحظه‌ای به ما ارائه می‌کنند. توابع پاسخ ممکن است به صورت زمان پیوسته و یا زمان گسسته نوشته شوند، اما مفهوم آنها یکی است. سه نوع از مهم‌ترین این نوع از توابع مقدماتی شامل تابع پاسخ لحظه‌ای (Impulse response function) در هیدروگراف لحظه‌ای، تابع پاسخ ضربان (Pulse response) که با استفاده از تابع پاسخ گام (Step response) تعریف می‌شود و در تهیه رابطه اصلی هیدروگراف واحد به صورت زیر کاربرد دارند.

فرض کنید یک مقدار واحد ورودی مانند رگبار $I(\tau)$ در زمان τ با تداوم Δt روی سیستم اتفاق می‌افتد. این ورودی واحد با تداوم Δt را ورودی ضربان واحد (Unit pulse) می‌نامند. بدیهی است که در این حالت و در فاصله زمانی $0\le\tau\le\Delta t$ مقدار ورودی سیستم $I(\tau)=1/\Delta t$ و در خارج از این شرط، ورودی سیستم صفر است. تابع پاسخ ضربان واحد این ورودی بر اساس دو اصل سیستم‌های خطی یعنی اصل تناسب و اصل تطابق که پیشتر اشاره شد، و تابع پاسخ گام واحد به دست می‌آید. یک ورودی گام واحد در واقع شامل افزایش یک مقدار ورودی در زمان صفر و افزایش آن از صفر تا یک واحد و سپس ثابت ماندن آن تا زمان نامحدود است. شکل‌های ۲-۷ به ترتیب مربوط به پاسخ ضربان گسسته(شکل بالا)، پاسخ ضربان پیوسته یا هدروگراف واحد (وسط) و پاسخ گام واحد یا هیدروگراف S است (شکل پایین).

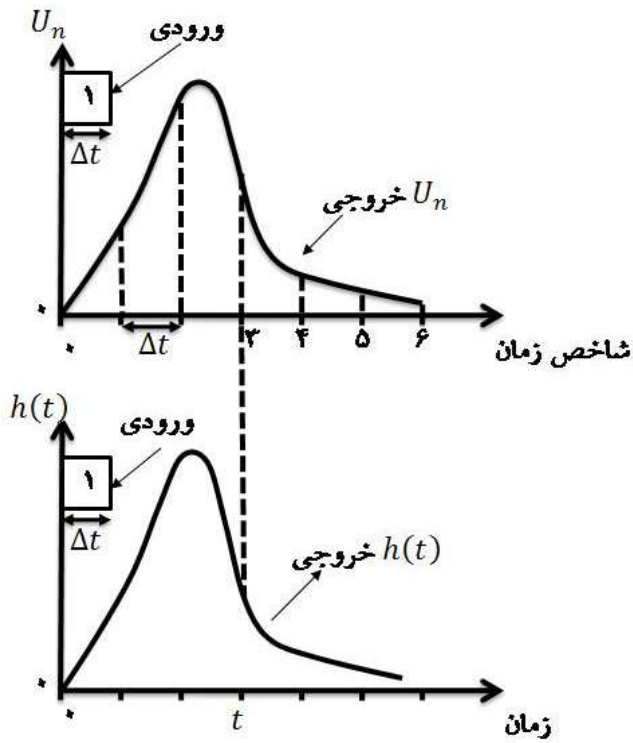
اگر در انتگرال پیچشی(بند هیدروگراف واحد لحظه ای) $Q(t)=\int_0^t I(\tau)u(t-\tau)d\tau$ مقدار $I(\tau)=1$ برای $\tau \geq 0$ باشد، رابطه زیر به دست می‌آید:

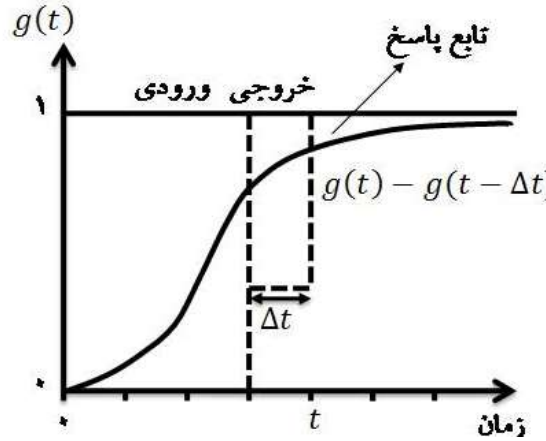
$$Q(t)=g(t)=\int_0^t u(t-\tau)d\tau \qquad ۴۴-۲$$

اگر در رابطه بالا به جای $t-\tau$ مقدار l و سپس $d\tau=-dl$ و حدود زمان τ به ترتیب برای $\tau=t$ ($l=t-t=0$) و حد $\tau=0$ برای($l=t-0=t$) جایگزین شود، تابع پاسخ گام واحد به دست می‌آید:

$$g(t)=-\int_t^0 u(I)\,dl=\int_0^t u(l)dl \qquad ۴۵-۲$$

شکل ۲-۷ *دو نوع از توابع پاسخ سیستم خطی در حالت زمان پیوسته و گسسته از کتاب چو*





ادامه شکل۲-۷: دو نوع از توابع پاسخ سیستم خطی در حالت زمان پیوسته و گسسته((Chow,Applied hydrology,1988)

بر اساس اصل تناسب، پاسخ به یک ورودی گام واحد با مقدار $1/\Delta t$ در آغاز زمان صفر برابر $(1/\Delta t)g(t)$ است. حال اگر یک ورودی گام واحد دیگر و مشابه در زمان Δt به جای صفر شروع شود، تابع پاسخ آن با یک فاصله زمانی Δt تاخیر می‌کند و مقدار آن در زمان t برابر $(1/\Delta t)g(t-\Delta t)$ می‌شود. سپس بر اساس اصل تطابق، پاسخ به یک ورودی ضربان واحد با تداوم Δt، از تفاضل پاسخ به یک گام واحد در ابتدا و انتهای تداوم Δt به صورت زیر به دست می‌آید:

$$h(t)=\frac{1}{\Delta t}\left[g(t)-g(t-\Delta t)\right]=\frac{1}{\Delta t}\left[\int_0^t u(I)dl-\int_0^{t-\Delta t}u(I)dl\right]$$
$$=\frac{1}{\Delta t}\int_{t-\Delta t}^{t}u(I)dl \qquad ۴۶-۲$$

معادلات توابع پاسخ خطی مذکور در محیط زمان پیوسته نوشته شده‌اند. باید توجه نمود که متغیرهای ورودی به سیستم آبخیز مانند رگبارها و سیلاب بیشتر به صورت گسسته اما در دو سیستم مختلف برداشت می‌شود.(فصل اول). حالت زمان گسسته برداشت رگبار با روش داده‌های پالسی (Pulse data system) برای فاصله زمانی m به صورت زیر است:

$$p_m=\int_{(m-1)\Delta t}^{m\Delta t}I(\tau)dt \quad m=1,2,3..... \qquad ۴۷-۲$$

p_m عمق رگبار در طول فاصله زمانی Δt . ثبت زمان گسسته اطلاعات سیلاب بر اساس روش نمونه‌برداری اطلاعات (Sample data system) نیز به صورت زیر است:

$$Q_n=Q(n\Delta t) \quad n=1,2,3..... \qquad ۴۸-۲$$

Q_n ارزش لحظه‌ای جریان در پایان فاصله زمانیn. لذا اغلب، روش‌های ثبت ورودی متغیر به سیستم، با روش ثبت خروجی متغیر از سیستم با دو سبک متفاوت از روش‌های گسسته در زمان صورت می‌گیرد. اثر یک ورودی ضربان یا

پالس واحد در طول تداوم Δt که زمان آغاز آن طبق رابطه ثبت رگبار $(m-1)\Delta t$است، روی خروجی سیستم در زمان $t=n\Delta t$ به وسیله تابع پاسخ ضربان واحد، به شکل زیر محاسبه می‌شود:

$$h[n\Delta t-(m-1)\Delta t]=h[(n-m+1)\Delta t]=\frac{1}{\Delta t}\int_{(n-m)\Delta t}^{(n-m+1)\Delta t}u(l)dl \qquad ۴۹-۲$$

می‌توان اثبات نمود که رابطه بالا پس از جایگزینی و استفاده از انتگرال پیچشی به صورت یک معادله پیچشی بوده که قابل استفاده برای ورودی p_m به صورت پالسی و خروجی Q_n به صورت داده‌های نمونه‌برداری گسسته در زمان است:

$$Q_n = p_1h[(n\Delta t)]+p_2h[(n-1)\Delta t]+...+p_mh[(n-m+1)\Delta t]+... \\ +p_Mh[(n-M+1)\Delta t] \qquad ۵۰-۲$$

بدیهی است که در پالس M مقدار $I(\tau)=0$ وقتی $\tau > M\Delta t$.

همان‌طور که از شکل ۲-۷ (بالا و وسط) نیز مشخص است، تابع پاسخ ضربان واحد پیوسته $h(t)$ ممکن است روی توابع گسسته خود، به عنوان داده‌های نمونه برداری(U(Sample date در جایی که $U_{n-m+1}=h[(n-m+1)\Delta t]$ باشد و:

$$U_n=h[n\Delta t],\ \ U_{n-1}=h[(n-1)\Delta t],.....and\ \ U_{n-M+1}=h[(n-M+1)\Delta t] \qquad ۵۱-۲$$

اگر رابطه بالا در رابطه قبلی جایگزین شود، رابطه دیگری از معادله پیچشی گسسته در زمان به دست می‌آید:

$$Q_n = p_1U_n+p_2U_{n-1}+....+p_mU_{n-m+1}+....+p_MU_{n-M+1} \\ =\sum_{m=1}^{M}p_mU_{n-m+1} \qquad ۵۲-۲$$

برای این‌که در رابطه بالا پالس داده‌های نمونه‌برداری نیز لحاظ شود(n) به شکل زیر نهایی می‌شود:

$$Q_n=\sum_{m=1}^{n\le M}p_mU_{n-m+1} \qquad ۵۳-۲$$

۲- استخراج هیدروگراف واحد-یک واقعه

الف- بر اساس مفهوم معادله پیچشی

رابطه بالا در واقع معادله پیچشی گسسته در زمان سیستم‌های خطی است که بر اساس آن می‌توان مقدار رواناب مستقیم (Q_n) را از بارش مازاد با تداوم d ساعته(p_m) و هیدروگراف واحدd ساعته U_{n-m+1} یا DUH را محاسبه نمود. واحد هیدروگراف واحد ممکن است متر مکعب بر ثانیه برای هر واحد رواناب فرضاً یک سانتی‌متر باشد. در این حالت واحد بارش مازاد سانتی‌متر بوده و واحد دبی متر مکعب برثانیه می‌شود. همان‌طور که مشخص شد، هیدروگراف واحد، یک پاسخ ضربان واحد برای سیستم هیدرولوژیک خطی است که نخستین بار توسط شرمن (۱۹۳۲) با نام گراف-واحد ارائه شده است. هیدروگراف واحد می‌تواند در حوضه‌های معرف با آمار هیدرومتری تهیه و در حوضه‌های بدون آمار استفاده شود. حتی می‌توان عرض‌های هیدروگراف واحد معرف را به عنوان مبدل وارد مدل HEC-HMS نمود. لذا می‌بایست برخی از محاسبات در نرم‌افزارهای دیگر انجام گیرد. اگر بارش مازاد با تداوم مشخص به کمک روش‌های تعیین تلفات مانند شاخص‌های مختلف تلفات و یا شماره منحنی مشخص شود، با توجه به

معادله پیچشی، هیدروگراف سیلاب برای شرایط مرزی و اولیه مربوطه محاسبه می‌شود. همچنین در برخی از موارد ممکن است هیدروگراف واحد مصنوعی بر اساس هیدروگراف‌های بدون بعد همچون SCS بی‌بعد که آماده هستند به عنوان مبدل انتخاب گردد. بدیهی است در این شرایط نمی‌توان بدون عملیات واسنجی از نتایج مدل استفاده نمود. حتی اگر مدل بر اساس هیدروگراف‌های موجود واسنجی شد، باید عمل صحت‌سنجی نیز در طرح‌های طراحی صورت بگیرد. جهت تهیه هیدروگراف واحد، ابتدا باید آمار متعدد بارش- سیلاب یک حوضه معرف و سیل‌هایی که از نظر زمان رخداد، تداوم رگبار و سایر مشخصات تفاوت چندانی با سیل مورد نظر ندارند را جمع‌آوری نمود. سپس می‌توان بر اساس رابطه پیچشی بالا هیدروگراف واحد را که از مقادیر متوسط رخدادهای مشابه الگو گرفته‌اند، تعیین نمود. باید توجه نمود که هیدروگراف واحد، مربوط به یک تداوم خاص بارش مازاد است. لذا هر سیل با دوره بازگشت معین دارای چندین هیدروگراف واحد ۱، ۲ ، ۳ و...d ساعته است. اگرچه از روش‌هایی مانند هیدروگراف S می‌توان پس از تهیه یک هیدروگراف ۱ و یا حتی ۱,۵ ساعته و یا d ساعته، هیدروگراف با هر تداوم صحیح یا غیر صحیح مورد نظر را با توجه به اصل انطباق و تناسب به دست آورد، اما یادآور می‌شویم که با توجه به اصل غیرخطی بودن سیستم‌های هیدرولوژی بهتر است مستقیماً از هیدرورگراف با مشخصات مورد نظر استفاده شود. به طورکلی علاوه بر فرضیات مذکور، برخی فرضیات عمده زیر نیز باید تا حد ممکن در زمان تهیه هیدروگراف مورد توجه باشد، اگر هیدروگراف استخراجی از این شرایط خیلی دور باشد یا باید هیدروگراف‌های جدید را آنالیز نمود و یا باید روش برآورد سیل را تغییر داد:

-تغییرات شدت بارش موثر در طول دوره سیل ناچیز است. به تجربه نیز مشاهده شده است که شدت بارش تنها در فواصل زمانی کوتاه می‌تواند ثابت باشد. جهت رفع این مشکل ممکن است از سیلاب‌های با تداوم کوتاه استفاده شود و سپس با فرض خطی بودن حوضه، تداوم مناسب را به دست آورد. که البته این مسئله خود خطا ایجاد می‌کند. در این شرایط فرآیند واسنجی، اهمیت خود را نشان می‌دهد.

-بارش موثر به صورت یکنواخت در سطح حوضه در زمان رخداد توزیع شده است. بدیهی است که حتی در حوضه‌های کوچک نیز این شرط به سختی صادق است. در این شرایط باید منطقه را به زیرحوضه‌هایی تقسیم نمود تا جایی که شرط یکنواختی با توجه به تراکم ایستگاه‌های بارش‌سنجی رعایت شود. سپس سیلاب زیرحوضه‌ها با روش‌های روندیابی به یکدیگر مرتبط می‌شوند.

-زمان پایه هیدروگراف رواناب مستقیم(DRH) برای هر بارش مازاد d ساعته یکسان است. این فرض اگرچه کمتر ممکن است اما در بیشتر موارد اثر ناچیز تا متوسط روی حجم سیل دارد؛ زیرا رواناب پایه که دنباله آن عدم قطعیت دارد، ابتدا از هیدروگراف جدا می‌شود.

-بین عرض‌های هیدروگراف و سایر اجزاء آن تناسب وجود دارد. این مسئله به دلیل استفاده از اصل تناسب و انطباق است و از نظر کاربردی مسئله‌ای ایجاد نمی‌کند. البته در هیدروگراف‌های طبیعی این تناسب غیرخطی است.

-سیلاب حوضه متاثر از ذوب برف نباشد. در این حالت یا باید از مدل‌های ذوب برف استفاده نمود و یا بر اساس روابط تجربی، اثر برف را به صورت جریان پایه و یا ارتفاع رگبار لحاظ نمود.

اگر شرایط بالا و معرف بودن حوضه رعایت شود می‌توان انتظار داشت، سیلاب برآوردی از روش هیدروگراف واحد در حوضه‌های شهری و روستایی با مساحت کمتر از ۰,۵ هکتار تا ۲۵ کیلوکترمربع قابل اطمینان باشد. بدیهی است با روش‌های روندیابی محدودیت سطح کاربرد روش از بین می‌رود.

ب-بر اساس بهینه‌سازی با مدلLP

روش حل بر اساس برنامه‌ریزی خطی(Linear programming) به کمک برنامه‌نویسی در محیط مناسب مانند Lingo یکی از روش‌های تهیه هیدروگراف واحد بهینه است. این روش نخستین بار در سال ۱۹۶۶ توسط ایگلسن(Eagleson) در هیدرولوژی برای محاسبه هیدروگراف واحد به کار رفته است. مانند تمام مسائل بهینه‌سازی در اینجا نیز یک تابع هدف وجود دارد که یا باید برای توابع منفعتی و درستی حداکثر شود و یا برای ضرر و خطا کمینه گردد. فرض کنید مسئله، کمینه کردن مجموع انحراف‌های مطلق تابع خطی زیر برای محدودیت‌های آن باشد(h_p دبی اوج):

$$E = \sum_{i=1}^{N} (e_i) \qquad ۵۴-۲$$

$$e_i = u_i - v_i = Q_i - \sum_{j=1}^{i} x_{i-j+1} h_j \ , \ i = 1,2,.....N$$

$$\sum_{k=0}^{\infty} h_i = 1 \text{ (بقای حجم واحد)}$$

$$h_i \geq 0 \ , \ i = 0,1,2,.....$$

$$h_i \leq h_{i+1} \leq h_p \ , \ i = 1,2,....$$

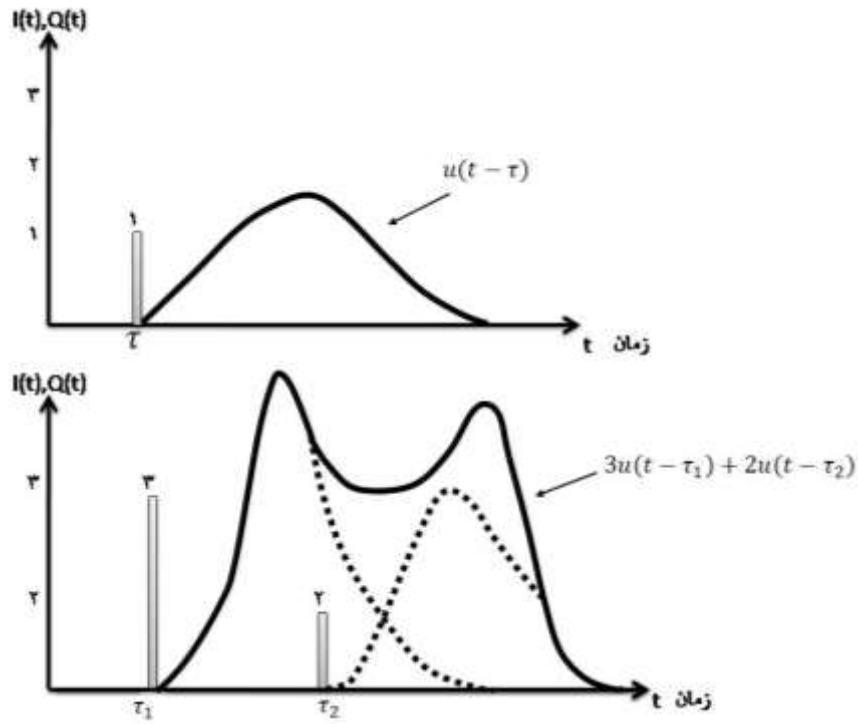
$$h_p \geq h_i \geq h_{i+1} \ , \ i = p, p+1,....$$

۲-٤-۲-تابع پاسخ سیستم خطی از هیدروگراف واحد لحظه‌ای (IUH)

همان‌طور که ذکر شد دو تابع ضربان واحد و گام واحد به ترتیب جهت توصیف هیدروگراف واحد و هیدروگراف S کاربرد دارند. همچنین مشاهده شد که هر دو تابع مذکور از انتگرال پیچشی به دست آمده‌اند. علاوه بر این ملاحظه شد که روش اصلی تهیه هیدروگراف واحد و محاسبه سیل نیز بر اساس معادله پیچشی انجام می‌گیرد. در این قسمت خواهیم دید که مفهوم هیدروگراف واحد لحظه‌ای از تابع پاسخ لحظه‌ای (Impulse) به دست می‌آید. این تابع پاسخ لحظه‌ای همان انتگرال پیچشی است که تا اینجا دو تابع پاسخ دیگر و معادله پیچشی را بر اساس آن تهیه کردیم. فرض کنید تار یک گیتار با یک ضربه ناگهانی شما، شروع به ارتعاش کند. این ضربه را می‌توان شبیه ضربه وارد شده از یک سرعت‌گیر به کمک فنرهای یک ماشین تشبیه نمود. ارتعاش تار گیتار نیز متناظر با

ناپایداری خودرو تا چند لحظه پس از عبور از سرعت‌گیر ادامه دارد. حال ضربه وارد شده به تار را با ریزش لحظه‌ای بارش و ارتعاش پس از آن را با یک هیدروگراف متناظر تشبیه کنید. اگر یک سیستم، ورودی ناگهانی چون بارش را در لحظه τ دریافت کند، پاسخ سیستم در زمان بعدی t توسط تابع پاسخ لحظه‌ای واحد $u(t-\tau)$ داده می‌شود. این پاسخ می‌تواند شبیه‌سازی ارتعاش تار گیتار نسبت به زمان، از زمان اعمال ضربه تا ناپدید شدن ارتعاش تشبیه گردد. به عنوان مثالی دیگر فرض کنید یک مخزن خالی با خروجی در کف، به طورناگهانی با یک واحد آب پر شود(مدل ناش).

تابعی که دبی خروجی $Q(t)$ این زیر سیستم هیدرولوژیکی را تعریف می‌کند، همان تابع پاسخ لحظه‌ای سیستم است. وقتی دو ورودی ناگهانی وجود داشته باشد، همانند هیدروگراف واحد و سیستم‌های خطی، می‌توان براساس اصل تناسب مقدار جدید $f(Q)$ را از $cf(Q)$ و طبق اصل انطباق($f_1(Q)+f_2(Q)=f(Q_1+Q_2)$) آنها را تعیین نمود. اگر $I(\tau)$ شدت رگبار در لحظه τ باشد، مقدار ورودی سیستم بین لحظه τ و $\tau+d\tau$ اگر $d\tau$ یک جز بسیار کوچک دیفرانسیلی باشد، برابر $I(\tau)d\tau$ خواهد بود. پاسخ یک ورودی شامل رواناب مستقیم آن است. لذا رواناب مستقیم در زمان $t-\tau$ بعد از ورودی لحظه‌ای برابر $I(\tau)u(t-\tau)d\tau$ می‌شود. رواناب مستقیم $Q(t)$ برای کل ورودی‌ها نیز از انتگرال پیچشی زیر به دست می‌آید (شکل ۲-۸):



شکل۲-۸: پاسخ خطی سیستم به ورودی لحظه‌ای.-یک ورودی، دو ورودی

$$Q(t)=\int_0^t I(\tau)u(t-\tau)d\tau \qquad ۵۵-۲$$

این انتگرال معادله پایه‌ای سیستم‌های خطی زمان پیوسته و مفهوم هیدروگراف واحد لحظه‌ای یا (IUH) است. اگر ورودی و خروجی هم بعد باشد، بعد عرض‌های هیدروگراف T^{-1} می‌شود. سایر خصوصیات معادله پیچشی اگر $l=t-\tau$:

$$0\le u(l)\le peak\,value,\quad l>0$$
$$u(l)=0 \qquad l\le 0$$
$$u(l)\to 0 \qquad l\to\infty$$
$$\int_0^\infty u(l)dl=1\ ,\ \int_0^\infty u(l)ldl=t_l$$

t_lزمان تاخیر IUH است که معادل فاصله زمانی بین مرکز ثقل هایتوگراف بارش مازاد(ERH) و هیدروگراف سیلاب (DRH) است. لازم به ذکر است IUH می‌تواند دارای عرض‌های منفی موج‌دار به جای یک هیدروگراف تک قله‌ای ساده نیز باشد. بر اساس رابطه پیچشی فرض می‌شود در یک لحظه بسیار کم در حد صفر، یک واحد بارش مازاد به صورت ناگهانی وارد سیستم آبخیز می‌شود، اگرچه در واقعیت چنین چیزی وجود ندارد، اما این فرض باعث می‌شود تا IUH مستقل از تداوم بارش موثر شود، محدودیتی که در هیدروگراف واحد وجود داشت. در این شرایط IUH می‌تواند به خصوصیات ژئومورفولوژی آبخیز مرتبط شود. به طوری که پس از آن هیدروگراف واحد لحظه‌ای ژئومورفولوژی ارائه شد. روش‌های مختلف جهت تعیین IUH از یک ERH و DRH متناظر آن وجود دارد. برخی از روش‌ها تقریبی و ساده و برخی پیچیده‌تر هستند. روش‌های ریاضی شامل توابع متعامد مانند سری‌های فوریه (اودونل O'Donnell، 1960) و توابع لاگوئر (دوگ Dooge، 1973)، توابع تبدیل انتگرالی مانند تبدیل لاپلاس (چو Chow، 1964)، تبدیل فوریه (بلنک Blank، دلور Delleur و جورجینی Giorgini، 1971) و تبدیل Z (بری Bree، 1978)، روش تقریبی مشتق گیری، مدل‌سازی ریاضی در ژئومورفولوژی کمی حوزه‌های آبخیز و مدل مخزن خطی قابل ذکر است.

- استخراج IUH

الف-روش تقریبی مشتق

یک روش تقریبی این است که ابتدا هیدروگراف S حوضه با تاخیر واحد را از هیدروگراف واحد حوضه تهیه و سپس با گرفتن مشتق در هر لحظه t از هیدروگراف S، می‌توان مقدار عرض‌های IUH را برای هر زمان t تعیین و هیدروگراف واحد لحظه‌ای را ترسیم نمود. اگر هیدروگراف S با تاخیرهای به غیر از واحد و معادل d ساعته تولید شده باشد، باید شیب هیدروگرافS را در هر لحظه t در d نیز ضرب کرد.

$$IUH=h(t)=ds(t)/dt \qquad ۵۶-۲$$

از IUH به دست آمده می‌توان DUH مورد نظر(مانند روش‌های هیدروگراف واحد در سیستم خطی) و DRH متناظر با بارش مازاد d ساعته را محاسبه نمود.

ب-روش مدل مخزن خطی

- مدل ناش

اگرچه روش مشتق‌گیری ساده است اما روش مخزن خطی با تقریب مناسب‌تری IUH حوضه را تعیین می‌کند. در اینجا ممکن است از مدل‌های مفهومی مختلفی چون مدل ناش (۱۹۵۸) و مدل کلارک (۱۹۴۳) استفاده نمود. مدل مخزن خطی در گروه دوم حل سیستم‌های گرده‌ای که پیشتر نیز اشاره شد، قرار می‌گیرد. فرض کنید یک حوضه با خطوط هم زمان تمرکز (ایزوکرون) به n منطقه تفکیک شده است. هر یک از این مناطق را معادل یک مخزن n با سطح افقی و ذخیره ثابت k با بعد زمان در نظر بگیرید. لذا ذخیره هر مخزن S با بعد حجم به صورت خطی با دبی خروجی Q مرتبط می‌شود:

$$S = kQ \qquad ۵۷\text{-}۲$$

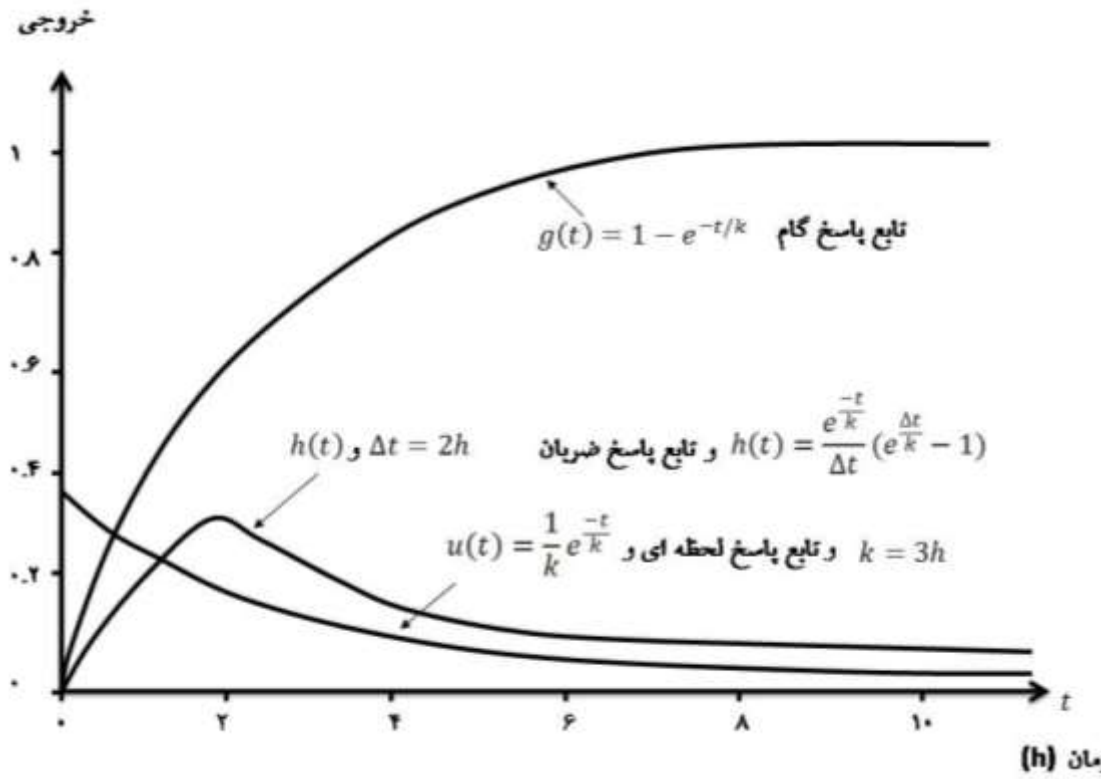
اگر در مدل عمومی سیستم هیدرولوژیکی $M(D)=1$ و $N(D)$ دارای ریشه $\frac{-1}{k}$ و به عبارتی $N(D)=1+kD$ باشد، مشخص می‌شود که $N(D)$ مدل عمومی در همین شرایط می‌تواند دارای n ریشه حقیقی شامل $\frac{-1}{k_1}$، $\frac{-1}{k_2}$، .... $\frac{-1}{k_n}$ نیز باشد. بر اساس این مدل، سیستم حوضه با سری از آبشارهای مخزن مانند، با ذخیره‌های ثابت k_1، k_2، .... k_n که به یکدیگر مرتبط هستند، تشکیل خواهد شد. مفهوم مخزن خطی نخستین بار توسط زاخ (Zoch,1934) جهت آنالیز بارش-رواناب ارائه شد. بعدها این مفهوم برای کانال‌های با مخازن خطی نیز ارائه گردید. از مفهوم k نیز در شبیه‌سازی جریان پایه آبخانه‌ها و تحلیل خشکسالی استفاده می‌شود. در این مخازن X روش ماسکینگام، صفر است. تفکیک حوزه آبخیز به مخازن سری توسط ناش و مدل ناش(۱۹۵۷) برای روندیابی سیل در حوضه ارائه شد. اگر یک واحد حجم جریان ورودی از طریق n مخزن خطی روندیابی شود، می‌توان مدل ریاضی برای تهیه IUH را با تاکید بر خصوصیات ژئومورفولوژی حوضه به دست آورد. فرض کنید یک واحد جریان بر اساس مفهوم ورودی لحظه‌ای وارد مخزن فرضی اول شود. خروجی از این مخزن q_1، برای معادله $S = kQ$ با ذخیره ثابت، بر اساس تابع پالس لحظه‌ای به دست می‌آید(شکل ۲-۹).

$$u(t-\tau) = 1/k \exp\left[-(t-\tau)/k\right] \qquad ۵۸\text{-}۲$$

جواب حاصل از تابع بالا، معادل ورودی به مخزن دوم در زمان τ می‌شود. که مقدار این ورودی برابر $I(\tau) = (1/k)\exp(-\tau/k)$ است. با توجه به انتگرال پیچشی، خروجی مخزن دوم به صورت زیر به دست می‌آید:

۵۹-۲

$$q_2(t) = \int_0^t I(\tau)u(t-\tau)d\tau = \int_0^t \left(\frac{1}{k}\right)e^{-\tau/k}\,\frac{1}{k}e^{-(t-\tau)/k}d\tau = \frac{t}{k^2}e^{-t/k}$$



شکل۲-۹: توابع پاسخ یک مخزن خطی با ذخیره S=kQ و k

این خروجی، دوباره ورودی مخزن بعدی می‌شود. لذا خروجی q_n از مخزن nام، خواهد بود:

$$u(t) = q_n(t) = \frac{1}{k\Gamma(n)}\left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k} \qquad ۶۰-۲$$

ناش بیان نمود که مدل بالا، معادله عمومی IUH را بیان می‌کند. از نظر ریاضی تابع بالا مشابه یک تابع با توزیع احتمالاتی گاماست و انتگرال ترم راست آن روی زمانt از صفر تا بی‌نهایت معادل واحد می‌شود. معادله بالا، IUH حوضه را بر اساس n وk به دست می‌دهد. مسئله اصلی تعیین مناسب n,k است. در این خصوص روش‌های مختلفی وجود دارد که مناسب‌ترین آن آنالیز آمار هیدرومتری مناطق معرف است. اگر t_l زمان تاخیر حوضه باشد رابطه بین این پارامترها به صورت زیر است:

$$k = t_l / n \qquad ۶۱-۲$$

اگر تعداد مخازن سری حوضه، n تعیین شود، زمان تاخیر هر مخزن از رابطه بالا مشخص می‌گردد. لذا این روش، روندیابی از میان n مخزن فرضی است که حالت خاصی از روش روندیابی ماسکینگام است. اگرn صحیح باشد، $\Gamma(n) = (n-1)!$. اگرn غیر صحیح باشد، $\Gamma(n)$ از جداول تابع گاما درون‌یابی می‌شود.

جدول۲-۴: تابع گاما برای ارزش‌های $1.0 \le n \le 2.0$ (مرجع: معادلات دیفرانسیل، نیکوکار-۱۳۸۵)

n	$\Gamma(n)$	n	$\Gamma(n)$	n	$\Gamma(n)$	n	$\Gamma(n)$	n	$\Gamma(n)$
۱,۰۰	۱,۰۰۰۰۰۰	۱,۲۰	۰,۹۱۸۱۶۹	۱,۴۰	۰,۸۸۷۲۶۴	۱,۶۰	۰,۸۹۳۵۱۵	۱,۸۰	۰,۹۳۱۳۸۴
۱,۰۲	۰,۹۸۸۸۴۴	۱,۲۲	۰,۹۱۳۱۰۶	۱,۴۲	۰,۸۸۶۳۵۶	۱,۶۲	۰,۸۹۵۹۲۴	۱,۸۲	۰,۹۳۶۸۴۵
۱,۰۴	۰,۹۷۸۴۳۸	۱,۲۴	۰,۹۰۸۵۲۱	۱,۴۴	۰,۸۸۵۸۰۵	۱,۶۴	۰,۸۹۸۶۴۲	۱,۸۴	۰,۹۴۲۶۱۲
۱,۰۶	۰,۹۶۸۷۴۴	۱,۲۶	۰,۹۰۴۳۹۷	۱,۴۶	۰,۸۸۵۶۰۴	۱,۶۶	۰,۹۰۱۶۶۸	۱,۸۶	۰,۹۴۸۶۸۷
۱,۰۸	۰,۹۵۹۷۲۵	۱,۲۸	۰,۹۰۰۷۱۸	۱,۴۸	۰,۸۸۵۷۴۷	۱,۶۸	۰,۹۰۵۰۰۱	۱,۸۸	۰,۹۵۵۰۷۱
۱,۱۰	۰,۹۵۱۳۵۱	۱,۳۰	۰,۸۹۷۴۷۱	۱,۵۰	۰,۸۸۶۲۲۷	۱,۷۰	۰,۹۰۸۶۳۹	۱,۹۰	۰,۹۶۱۷۶۶
۱,۱۲	۰,۹۴۳۵۹۰	۱,۳۲	۰,۸۹۴۶۴۰	۱,۵۲	۰,۸۸۷۰۳۹	۱,۷۲	۰,۹۱۲۵۸۱	۱,۹۲	۰,۹۶۸۷۷۴
۱,۱۴	۰,۹۳۶۴۱۶	۱,۳۴	۰,۸۹۲۲۱۶	۱,۵۴	۰,۸۸۸۱۷۸	۱,۷۴	۰,۹۱۶۸۲۶	۱,۹۴	۰,۹۷۶۰۹۹
۱,۱۶	۰,۹۲۹۸۰۳	۱,۳۶	۰,۸۹۰۱۸۵	۱,۵۶	۰,۸۸۹۶۳۹	۱,۷۶	۰,۹۲۱۳۷۵	۱,۹۶	۰,۹۸۳۷۴۳
۱,۱۸	۰,۹۲۳۷۲۸	۱,۳۸	۰,۸۸۸۵۳۷	۱,۵۸	۰,۸۹۱۴۲۰	۱,۷۸	۰,۹۲۶۲۲۷	۱,۹۸	۰,۹۹۱۷۰۸
۱,۲۰	۰,۹۱۸۱۶۹	۱,۴۰	۰,۸۸۷۲۶۴	۱,۶۰	۰,۸۹۳۵۱۵	۱,۸۰	۰,۹۳۱۳۸۴	۲,۰۰	۱,۰۰۰۰۰۰

اگر مقادیر n بزرگ‌تر یا کوچک‌تر از ارزش‌های جدول ۲-۴ باشد می‌توان از روابط زیر نیز استفاده نمود.

$$\Gamma_{n+1} = n\Gamma_n \qquad ۶۲\text{-}۲$$

به عنوان نمونه اگر $\Gamma_{0.5}$ مورد نیاز باشد، داریم:

$$\Gamma_{0.5} = \Gamma_{1.5} / 0.5 = 1.772454$$

اگر $\Gamma_{3.6}$ مورد نیاز باشد:

$$\Gamma_{3.6} = 2.6\Gamma_{2.6} = 2.6 \times 1.6\Gamma_{1.6} = 3.7170224$$

ممان اول و دوم IUH نسبت به زمان آغاز (t=0) از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$M_1 = nk \qquad ۶۳\text{-}۲$$

$$M_2 = n(n+1)k^2 \qquad ۶۴\text{-}۲$$

M_1 ممان اول یا تفاوت زمانی بین مرکز ثقل‌های ERH و DRH. M_2 ممان دوم.

مقادیر n و k بر اساس روابط زیر و آنالیز هایتوگراف بارش موثر(ERH) و هیدروگراف سیلاب(DRH) متناظرش محاسبه می‌شوند. اگر M_{I1} ممان اول ERH حول زمان شروع تقسیم بر کل بارش موثر باشد و M_{Q1} ممان اول DRHحول زمان شروع تقسیم بر کل رواناب مستقیم باشد، داریم:

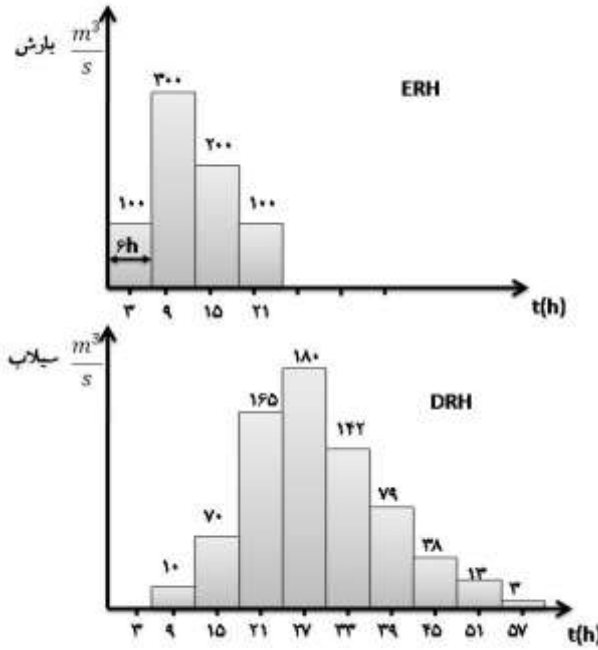
$$M_{Q1} - M_{I1} = nk \qquad ۶۵\text{-}۲$$

همچنین اگر M_{I2} ممان دوم ERH و M_{Q2} ممان دومDRH باشد:

$$M_{Q2} - M_{I2} = n(n+1)k^2 + 2nkM_{I1} \qquad ۶۶\text{-}۲$$

روش و دقت محاسبه ممان‌ها ممکن است در تعیین مناسب k , n موثر باشد.

مثال: اگر ERH و DRH یک حوضه با شرایط مرزی و اولیه مشخص بر اساس آمار هیدرولوژیکی به صورت شکل ۲-۱۰ باشد، هیدروگراف واحد لحظه‌ای حوضه بر اساس مدل مخزن خطی ناش، هیدروگراف واحد n ساعته دلخواه و سپس سیلاب با دوره بازگشت T برای ۳ واحد بارش مازاد بر حسب سانتی‌متر را تعیین کنید؟



شکل۲-۱۰: داده‌های بارش-رواناب جهت محاسبه n *و* k *در مدل مخزن خطی*

ابتدا باید n,k سیستم خطی محاسبه شود. چندین روش وجود دارد. دو روش کلی شامل روش تجربی و روش آنالیز آمار وجود دارد.

-محاسبه پارامترها بر اساس آنالیز آمار: ابتدا ممان اول و دوم ERH را بر اساس آمار موجود محاسبه می‌کنیم:

$$M_{I1} = \frac{6}{4200}\left[100\times 3+300\times 9+200\times 15+100\times 21\right]=11.57\,h$$

$$M_{I2} = \frac{6}{4200}\left\{\left[100\times 3^2+300\times 9^2+200\times 15^2+100\times 21^2\right]\right.$$

$$\left.+\frac{1}{12}6^3\left[100+300+200+100\right]\right\}=166.3\,h^2$$

مشابه روش‌های بالا(محاسبه ممان‌ها ممکن است از روش‌های دیگر نیز انجام شود) می‌توان ممان اول و دوم DRH را نیز محاسبه نمود. $M_{Q1}=28.25\,h,\ M_{Q2}=882.8\,h^2$.

$$nk = M_{Q1}-M_{I1}=16.68$$

$$M_{Q2}-M_{I2}=n^2k^2+nk\times k+2nkM_{I1}$$

$$\rightarrow k=3.14\,h,\ n=\frac{16.68}{3.14}=5.31$$

حال اگر مقادیر n,k در معادله $q_n(t)$ قرار داده شود مقدار $u(t)$ یا عرض‌های هیدروگراف واحد برای شاخص یا گام‌های زمانی مورد نظر و یا ۰، ۳، ۹...الی آخر محاسبه می‌شود. عرض‌های این هیدروگراف واحد لحظه ای، cm/hr است. فرض کنید مقادیر n و K به ترتیب بر اساس آنالیز آمار مناطق مشابه معادل ۳ و ۵ ساعت باشد. مولفه‌های هیدروگراف واحد لحظه‌ای برای گام‌های زمانی دلخواه t (فرضاً ۲ ساعت) بر اساس معادله IUH برابر است با:

$$\Gamma_n = (n-1)! = 2$$

$$u(t) = \frac{1}{10} e^{(\frac{-t}{K})} (\frac{t}{K})^2$$

مقدار IUH با گام‌های ۲ ساعت و سری زمانی 0,2,.....34 به ترتیب برابر 0.00508 .... ,0.01072 ,0 می‌شود. اگر این مولفه‌ها در مقدار $2.778A$ (Aمساحت بر حسب کیلومترمربع) ضرب شود، عرض‌های هیدروگراف واحد لحظه‌ای حوضه بر حسب مترمکعب بر ثانیه به دست می‌آید. فرض کنید مساحت حوضه ۲۰۰ کیلومتر مربع باشد. مولفه‌های هیدروگراف واحد لحظه‌ای بر حسب متر مکعب بر ثانیه به ترتیب 2.82.... ,5.96 ,0 محاسبه می‌شود. حال می‌توان مانند روش‌های خطی در اشتقاق هیدروگراف واحد، سایر هیدروگراف‌های واحد n ساعته دلخواه را محاسبه نمود. فرض کنید به دنبال هیدرگراف واحد ۲ ساعته باشیم. با توجه به گام‌های زمانی ۲ ساعته IUH می‌بایست با یک تاخیر ۲ ساعته دو مولفه را جمع و سپس تقسیم بر ۲ نمود. نتیجه یک هیدروگراف واحد ۲ ساعته است. یعنی : .....,2.98 .0. حال اگر بارش مازاد T ساله با شاخصw یا سایر روش‌های محاسبه تلفات بر حسب سانتی‌متر، تعیین شود(در این مسئله ۳ سانتی متر)، می‌توان مقدار سیلاب حوضه را برای دوره بازگشت مورد نظر T با تداوم مورد نظر (در این مسئله ۲ ساعت) با اعمال ضرب ارتفاع تلفات در عرض هیدروگراف واحد دو ساعته محاسبه نمود. لذا امکان محاسبه سیلاب با سایر تداوم‌ها نیز وجود دارد.

-محاسبه پارامترها بر اساس روش تجربی

همان‌طور که پیشتر نیز ذکر شد، روش مدل مخزن خطی به خصوصیات ژئومورولوژی حوضه وابسته است. در این خصوص اگر مقادیر k,n در یک رژیم همگن هیدرولوژیکی و اقلیمی بر اساس آنالیز آمار محاسبه شود، و سپس بین آنها با پارامترهایی چون شیب و طول و سطح حوضه رابطه تجربی برقرار گردد، میتوان هیدروگراف واحد لحظه‌ای مصنوعی(SIUH) حوضه را در شرایط بدون آمار استفاده نمود. در این خصوص مصطفی زاده و بهره‌مند (۱۳۸۸) مقادیر k,n را در حوزه آبریز جعفرآباد استان گلستان محاسبه کردند. دامنه k بین ۰,۲۹ تا ۳,۱۸ ساعت و دامنه n بین ۴ تا ۲۵ به دست آمده است. ناش رابطه زیر را برای حوضه‌های انگلستان پیشنهاد نموده است که باید برای هر منطقه خاص تعیین شود:

$$n = 2.29L^{0.1} \qquad ۶۷-۲$$

$$k = \frac{1.2A^{0.3}}{L^{0.1}S^{0.3}}, \quad (hr) \qquad ۶۸-۲$$

Aسطح حوضه بر حسب کیلومترمربع، L طول آبراهه اصلی بر حسب کیلومتر، S شیب حوضه.

- سایر روش‌ها

در مدل کلارک، می‌توان بدون نیاز به هایتوگراف بارش موثر، IUH حوضه را محاسبه نمود. برای این کار ابتدا دیاگرام زمان- مساحت بر اساس خطوط ایزو کرون محاسبه می‌شود. این دیاگرام اثر زمان پیمایش را وارد محاسبات می‌کند. در صورتی که از اثر تاخیر ذخیره یا جابجایی کانالی و حوضه صرف‌نظر شود، این دیاگرام متناسب با هیدرگراف لحظه‌ای است. لذا در عمل می‌بایست به کمک معادله ذخیره اثر تاخیر حوضه وارد محاسبات روندیابی شود. مدل مخزن خطی برای شبیه‌سازی جریان در محیط اشباع آب‌های زیرزمینی (کرایجنحاف Kraijenhoff، 1958) نیز استفاده شده است. همچنین در مدل‌های هیدرولوژیکی ممکن است مخازن خطی به صورت موازی با یکدیگر مربوط باشند. در این خصوص دیسکین و همکاران (Diskin et al., 1978) از آبشارهای موازی برای مدل‌سازی در حوضه‌های شهری استفاده نمودند. در این شرایط ممکن است کل بارش مازاد به عنوان ورودی دو آبشار مخزن خطی در مناطق نفوذناپذیر و نفوذپذیر سطح شهر لحاظ شود و یا ممکن است هایتوگراف بارش برای دو سطح نفوذناپذیر و نفوذپذیر تفکیک شود. در برخی موارد مخازن خطی سری ناش و موازی ممکن است با یکدیگر ترکیب شده و سیستم هیدرولوژیکی را مدل کنند. به طورکلی مخازن سری، ذخیره سیستم را کنترل می‌کنند اما کانال‌های خطی، برای مدل کردن جابجایی (Translation) موج سیل که در آن، فرآیند اثر ذخیره کانالی روی موج سیل مهم نیست، مناسب هستند (چائو Chow ، 1964). برای ترکیب اثر ذخیره و جابجایی می‌توان، مدل مخزن خطی را با کانال‌های خطی ترکیب نمود. دوگ (Dooge, 1959) سری از کانال و مخازن را به صورت یکی در میان جهت شبیه‌سازی زیرحوضه‌های یک حوضه پیشنهاد نمود. همچنین مدل مخزن خطی تصادفی نیز مورد توجه بوده است. در برخی از این مدل‌ها مفهوم تصادفی بودن هر زیرحوضه توسط تعداد درجه آبراهه محاسبه شده از قانون هرتون به یک مقدار k منجر می‌شود که باعث توسعه هیدروگراف واحد لحظه‌ای ژئومورفولوژی شده است (بوید و همکاران Boyd, et al، 1979)، (رودریگوز- ایتروب و والدز Rodriguez-Itrube, and Valdes ، 1979). لذا مدل مخزن خطی خود به عنوان یک روش روندیابی نیز معرفی می‌شود. علاوه براین مفهوم مخازن خطی در مدل‌سازی جریان دینامیک و آلودگی آب‌های زیرزمینی آبرفتی و کارستی نیز کاربرد دارد.

۲-۵-معادلات پایه روندیابی گرده‌ای سیل

روندیابی سیل یعنی تعیین خصوصیات مختلف سیل مانند زمان و بزرگی سیل در نقاط مختلف سیستم نسبت به نقطه یا نقاطی که خصوصیات سیل مانند هیدروگراف سیل یا تراز سیل در آنها به عنوان شرایط مرزی، مشخص شده باشد. در فصل اول عمده روش‌های روندیابی گرده ای(سیستمی یا هیدرولوژیکی) و توزیعی(هیدرولیکی) فهرست وار ارائه گردید. همچنین اصول و مبانی روندیابی گرده‌ای سیل بر اساس معادلات پایه‌ای پیوستگی برای دو روش ماسکینگام در رودخانه و پالس در مخازن به صورت تحلیلی ارائه گردید. جزئیات این دو روش معروف و پرکاربرد، که در مدل HEC-HMS نیز وجود دارند به دفعات در کتب هیدرولوژی کاربردی نیز ارائه شده است. روش‌های گرده‌ای که به تغییرات مکانی متغیر در سیستم توجهی نمی‌کنند، ممکن است دائم یا غیر دائم باشند. این روش‌ها اغلب به دلیل سادگی و پارامترهای کمتر، دارای حل تحلیلی هستند. روش‌های گرده‌ای، وقتی که برگشت آب و تلفات موضعی اهمیت نداشته باشد نتایج قابل قبولی در مخازن و رودخانه‌ها بویژه رودخانه‌های طبیعی ارائه می‌کند. اساس روش‌های گرده‌ای استفاده از معادله پیوستگی

روندیابی، هیدروگراف‌های طبیعی و واحد، دبی و تراز سیل است. در این شرایط ورودی $I(t)$ در رابطه پیوستگی عمومی $\frac{ds}{dt}=I(t)-Q(t)$ مشخص است. اما خروجی $Q(t)$ که مورد نظر ما نیز است و تغییرات ذخیره $\frac{ds}{dt}$، مجهول است. لذا باید ذخیره سیستم در رابطه بالا تعیین شود. در رابطه پیوستگی عمومی باید بین تغییرات ذخیره سیستم، ورودی و خروجی یک رابطه ثانویه تعیین شود. این رابطه ثانویه همان تابع ذخیره زیر است که پیشتر نیز استفاده شد:

$$S=f\left(I,\frac{dI}{dt},\frac{d^2I}{dt^2},....Q,\frac{dQ}{dt},\frac{d^2Q}{dt^2},...\right) \qquad ۶۹-۲$$

در روش دوم حل سیستم‌های گرده‌ای، از حل عددی تفاضل‌های محدود روی دو تابع ذخیره و معادله پیوستگی عمومی استفاده می‌شود. خطا و دقت تقریب زدن، آشکارترین تفاوت روش‌های عددی و تحلیلی است. در این روش ابتدا زمان را به فواصل زمانی محدود تقسیم کرده و مقدار ذخیره در هر نقطه زمانی بر اساس حل معادله پیوستگی عمومی از یک نقطه زمانی به نقطه دیگر به صورت یک فرآیند حل بازگشتی با استفاده از تابع ذخیره ثانویه به دست می‌آید. شکل خاص تابع ذخیره که ممکن است استفاده شود، بستگی به طبیعت سیستم دارد. سه نوع از طبیعت سیستم که بیشتر در هیدرولوژی اهمیت دارد به شرح زیر است:

۱-روندیابی با روش‌هایی چون پالس یا تراز دریاچه در مخازنی که سطح آب افقی بوده و ذخیره S یک تابع غیرخطی از دبی Q خروجی سرریز و سایر دریچه‌هاست.

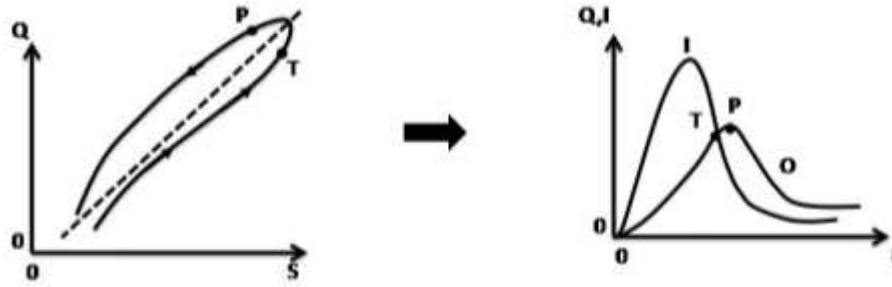
$$S=f(Q) \qquad ۷۰-۲$$

در این شرایط تابع $f(Q)$ با توجه به منحنی‌های تراز-ذخیره-دبی مخزن سد تعیین می‌شود.

۲- ذخیره سیستم کانالی به صورت خطی به دبی ورودی و خروجی در روش‌هایی چون ماسکینگام خطی دو پارامتری مرتبط می‌شود.

۳- وقتی که تابع ذخیره به صورت یک تابع خطی از دبی خروجی Q و زمان‌های مربوطه باشد، سری از مخازن خطی با روشی چون مدل مخزن خطی آنالیز می‌شود. این مفهوم می‌تواند در یک کانال یا سطح حوضه نیز معتبر باشد. همچنین بدیهی است که سیستم‌های متعدد دیگری با توجه به رابطه دبی و ذخیره قابل تعریف هستند که می‌بایست در انتخاب روش روندیابی مورد توجه باشد. با توجه به شکل‌های ۲-۱۱ و ۲-۱۲ رابطه بین دبی خروجی سیستم و ذخیره سیستم ممکن است ثابت در زمان یا متغیر در زمان باشد.

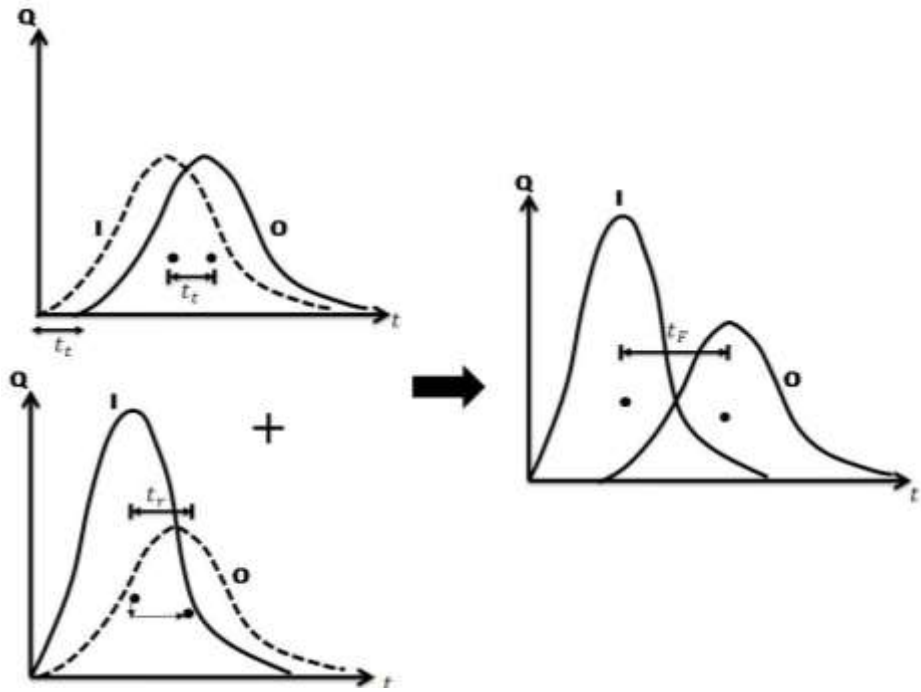
شکل۲-۱۱: رابطه بین دبی و ذخیره (ثابت در زمان)



شکل۲-۱۲: رابطه بین دبی و ذخیره (متغیر با زمان)

رابطه دبی خروجی – ذخیره در مخازن با سطح آب افقی، ثابت در زمان است و رابطه $S = f(Q)$ بر سیستم حاکم می‌شود. چنین مخازنی دارای دریاچه عمیق و پهن نسبت به جهت جریان هستند. سرعت جریان در این مخازن بسیار کم است. در چنین شرایطی دبی خروجی برای یک تراز مشخص از مخزن ثابت است. این بدین معنی است که دریچه‌های خروجی سد در یک موقعیت ثابت بدنه قرار دارند. اگر این طور نباشد موج سیل به بالادست مخزن منتشر شده و باعث ایجاد شیب و اثرات برگشت آب به طور موقت می‌شود و تا زمانی که سطح آب مخزن به تعادل مجدد نرسد، بین دبی خروجی و ذخیره مخزن رابطه ثابت برقرار نمی‌شود. وقتی سطح آب افقی باشد، ذخیره سیستم تابعی از تراز مخزن یا عمق دریاچه خواهد بود. دبی خروجی از سد نیز تابعی از تراز دریاچه یا ارتفاع آب روی سرریز است. با ترکیب این دو تابع، رابطه ذخیره–دبی یا $S = f(Q)$ به صورت ثابت با زمان برای مخازن با سطح آب افقی و بدون بر گشت موضعی آب به دست می‌آید. در چنین مخازنی زمان تا اوج سیل(p) هیدروگراف خروجی از سد با زمان ذخیره کامل سدT یکسان می‌شود. در این زمان رابطه $\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t) = 0$ برقرار می‌شود به طوری که ذخیره و خروجی سیستم از رابطه $S = f(Q)$ پیروی می‌کند. در واقع وقتی ماکزیمم ذخیره اتفاق می‌افتد، دبی خروجی نیز ماکزیمم می‌شود. وقتی دریاچه سد کم عمق و کم عرض باشد، به طوری که محور مخزن در جهت جریان دراز و باریک به نظر آید، مشابه کانال‌ها و رودخانه‌های طبیعی، سطح آب شیب‌دار بوده و به دلیل وجود اثرات موضعی بر گشت آب، رابطه بین دبی- ذخیره به صورت یک حلقه پیچ خورده (twisted loop) مانند شکل ۲-۱۲ نمایان می‌شود. در این حالت رابطه دبی- ذخیره با زمان تغییر می‌کند. هرچه شدت این تغییرات بیشتر باشد، خطای استفاده از روش‌های گرده‌ای بیشتر می‌شود. همچنین ممکن است وقتی لوپ حاصل خیلی پهن و مشخص نباشد، بتوان خطی متوسط از درون آن ترسیم نمود و با فرض ثابت بودن رابطه دبی - ذخیره با زمان، محاسبات را با تقریب انجام داد. در غیر این صورت باید از روش‌های روندیابی توزیعی استفاده نمود. با توجه به اثر تاخیری برگشت آب روی دبی خروجی، بدیهی است که زمان اوج پیک در هیدروگراف خروجی با تاخیر نمایان شود، در این حالت T و P روی یکدیگر قرار نمی‌گیرند. لذا مخازن و رودخانه‌های با خصوصیات مختلف ذخیره، باعث خروجی‌های مختلف می‌شوند. نخستین و مهم‌ترین اثر، مربوط به ذخیره سیستم است. ذخیره ممکن است در مخازن مربوط به حجم دائمی از تراز زیر کف سرریز و یا ذخیره موقت مربوط به تخلیه سیستم بالای تراز تخلیه باشد. در رودخانه‌ها ذخیره ممکن است شامل ذخیره دائم همچون

تلفات نفوذ و یا ذخیره موقت رودخانه‌ای باشد. اثر ذخیره سیستم باعث جابجایی افقی و عمودی مرکز ثقل هیدروگراف خروجی نسبت به ورودی می‌شود(شکل ۲-۱۳).



شکل۲-۱۳: فرآیندهای موثر در زمان حرکت موج سیلاب(t_F): زمان جابجایی موج(t_t) و زمان توزیع مجدد سیل(t_r)

جابجایی عمودی با افت دبی سیل و جابجایی افقی باعث تاخیر در هیدروگراف خروجی خواهد شد. به زمان مجموع این تاثیرات، زمان توزیع مجدد سیل (time of redistribution) می‌گویند(t_r). همچنین در رودخانه‌های طولانی وقتی موج سیل، یک مسیر طولانی را طی می‌کند، ممکن است باعث جابجایی افقی و بیشتر شدن t_r به اندازه t_tکه به آن زمان جابجایی سیل (time of translation)می گویند، شود. t_t در روش روندیابی تاخیر(Lag routing) که در روندیابی روخانه‌های بدون تلفات و با ذخیره صفر یا ناچیز کاربرد دارد، استفاده می‌شود(فصل اول). مقدار واقعی t_t از مقایسه دو هیدروگراف ورودی و خروجی تعیین می‌شود. مجموع دو زمان t_t و t_r را زمان کل حرکت موج سیل(t_f) می‌نامند. فرآیندهای مربوط به توزیع مجدد سیل، باعث تغییر شکل هیدروگراف اما فرآیندهای موثر در t_t تنها باعث تغییر موقعیت هیدروگراف می‌شوند.

عمده روش‌های روندیابی پرکاربرد گرده‌ای، شامل پالس در مخازن مسطح و ماسکینگام خطی دو پارامتری در رودخانه‌های بدون لحاظ مستقیم تلفات نفوذ، قابل ذکر هستند. مبانی این روش‌ها بر اساس معادله پیوستگی روندیابی در فصل اول ارائه شده است. جزئیات روش‌های نام برده در تمامی کتب هیدرولوژی مهندسی با حل تحلیلی ارائه شده‌اند. در این خصوص با توجه به این‌که در سال‌های اخیر روش‌های حل عددی بیشتر مورد توجه قرار گرفته است، سعی شده است بویژه روش‌های

روندیابی توزیعی با حل عددی ارائه شوند. در واقع حل عددی، روشی تقریبی نسبت به حل تحلیلی ارائه می‌کند؛ زیرا حل تحلیلی برخی از روش‌های پیچیده به دلیل تعدد پارامترها یا وجود ندارد و یا بسیار سخت است. روش‌های با تعداد پارامتر بیشتر اغلب در روش‌های توزیعی جهت شبیه‌سازی مناسب‌تر تغییرات موضعی جریان استفاده می‌شوند.

۲-۵-۱- روندیابی با روش عددی رانگ کوتا در مخازن

این روش عددی، جایگزینی برای روش‌های گرده‌ای معروفی چون پالس(فصل اول) و مخزن تراز در دریاچه‌های با سطح افقی است. در این روش معادله پیوستگی با یک روش عددی مانند رانگ کوتا حل می‌شود. لذا پیچیده‌تر از روش‌های مذکور است. اما در این روش برخلاف دو روش مذکور نیازی به توابع دبی- ذخیره مخزن سد یا دریاچه طبیعی نیست. همچنین روش رانگ کوتا به هیدرولیک جریان مخازن نزدیک‌تر می‌شود. رده‌های با درجات مختلفی از روش رانگ کوتا وجود دارد. در اینجا رده سوم مورد نظر است. داده‌های مورد نیاز شامل هیدروگراف ورودی سیل و اطلاعات تراز- دبی خروجی مخزن است. اگر معادله پیوستگی به صورت زیر تغییر داده شود، داریم:

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(h) \qquad ۷۱-۲$$

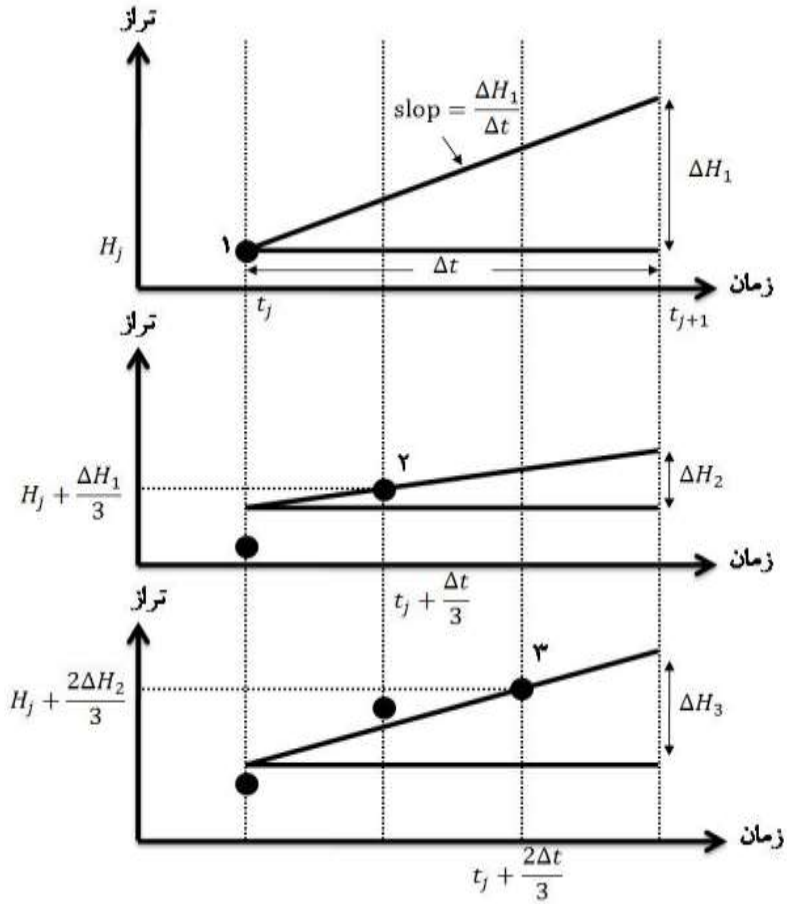
همچنین تغییرات حجم ds به دلیل تغییر در ارتفاع $d(h)$ به صورت زیر بیان می‌شود:

$$ds = A(h)dh \qquad ۷۲-۲$$

$A(h)$ سطح مخزن در تراز A. بر این اساس معادله پیوستگی به صورت زیر بازنویسی می‌شود:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{I(t) - Q(h)}{A(h)} \qquad ۷۳-۲$$

حل پیشرو در فواصل زمانی Δt متغیر مستقل زمان t، با استفاده از ارزش‌های معلوم متغیر وابسته تراز h در شرایط مرزی و اولیه مشخص($t = 0, j = 1, h_j = ?$) که ممکن است شامل تراز صفر یا غیرصفر و همچنن چندین سرریز و خروجی(Q(h متناظر با ترازh باشد، ادامه می‌یابد. در این روش فواصل زمانی Δt به سه قسمت مساوی تقسیم می‌شود تا با توجه به متوسط تغییرات تراز مخزن در هر فاصله زمانی، دبی خروجی متناظر آن برای هر گام تعیین شود. معادلات و شکل ۲-۱۴ مفاهیم روش را نشان می‌دهند:



شکل ۲-۱۴: تعیین گرافیکی نمو تغییرات ارتفاع در روش رانگ کوتای رده ۳، (Chow,Applied hydrology,1988)

$$\Delta h_1 = \frac{I(t_j) - Q(h_j)}{A(h_j)} \Delta t \qquad ۷۴-۲$$

$$\Delta h_2 = \frac{I(t_j + \frac{\Delta t}{3}) - Q(h_j + \frac{\Delta h_1}{3})}{A(h_j + \frac{\Delta h_1}{3})} \Delta t \qquad ۷۵-۲$$

$$\Delta h_3 = \frac{I(t_j + \frac{2\Delta t}{3}) - Q(h_j + \frac{2\Delta h_2}{3})}{A(h_j + \frac{2\Delta h_2}{3})} \Delta t \qquad ۷۶-۲$$

همچنین جز زمانی و ارتفاعی بعدی و متوسط تغییرات تراز Δh برای هر گام زمانی از روابط ۲-۷۷ به دست می‌آید:

$$\Delta h = \frac{\Delta h_1}{4} + \frac{3\Delta h_3}{4} \qquad t_{j+1} = t_j + \Delta t \ ، h_{j+1} = h_j + \Delta h$$

جریان وروی برای ۳ جز زمانی در هر گام زمانی Δt از روابط ۲-۷۸ محاسبه می‌شود:

$$I(t_j), I(t_j + \frac{\Delta t}{3}), I(t_j + \frac{2}{3}\Delta t) \qquad ۷۸-۲$$

بدیهی است که محاسبات برای هر مرحله بر اساس $j = j+1$ تا پس از دبی پیک و صفر شدن جریان ادامه می‌یابد.

مثال: فرض کنید مخزنی هندسی با دیواره‌های قائم و کف مربعی وجود دارد. اطلاعات لازم شامل تراز مخزن متناظر با دبی خروجی از مخزن و هیدروگراف ورودی به مخزن است. هیدروگراف خروجی را روند کنید؟

فرض کنید گام زمانی هیدرورگاف ورودی ۱۰ دقیقه باشد. لذا جریان ورودی باید برای $I(0)$ و $I(0+\frac{10}{3})$و $I(0+2\frac{10}{3})$ از روی هیدروگراف سیل ورودی حساب شود. اگر دبی ورودی در گام اول ۰ تا ۱۰ دقیقه معادل ۰ تا ۶۰ با بعد $\frac{l^3}{T}$ باشد، به ترتیب سه دبی ورودی معادل ۰، ۲۰ و ۴۰ به صورت خطی درون‌یابی می‌شوند.

با توجه به این‌که سطح مخزن هندسی منظم است، لذا برای کمترین ورودی و هر جز افزایش تراز نیز یک عدد ثابت مثلاً ۴۳۵۶۰ با بعد L^2 است. لذا Δh_1 محاسبه می‌شود:

$$\Delta h_1 = \frac{0-0}{43560} 600 = 0$$

عدد ۶۰۰ زمان بر حسب ثانیه است(60×10). $Q(h_j)$ نیز با این شرایط مرزی صفر است. اگر دبی ورودی به مخزن را به ترتیب برای گام‌های زمانی ۰، ۱۰، ۲۰، ..الی آخر در ستون اول برای دبی‌های متناظر ورودی ۰، ۶۰، ۱۲۰ ..الی آخر در ستون دوم مرتب کرده باشیم، لذا Δh_1 را روبروی زمان ۱۰ در ستون سوم قرار می‌دهیم. حال Δh_2 :

$$\Delta h_2 = \frac{(20-0)}{43560} 600 = 0.28$$ (بعد طول مانند متر یا فوت دارد)

و:

$$Q(h_j + \frac{2\Delta h_2}{3}) = Q(0 + \frac{2 \times 0.28}{3}) = Q(0.18) = 1.1$$

در اینجا باید با توجه به منحنی‌های تراز–دبی مخزن مقدار متناظر $Q(0.18)$ درون‌یابی شود. که فرض کنید برابر ۱,۱ شده است. که بعد دبی بوده و باید سازگار با بقیه متغیرها باشد. سپس:

$$\Delta h_3 = \frac{(40-1.1)}{43560} 600 = 0.54$$ (بعد طول مانند متر یا فوت)

حال مقدار متوسط تغییرات ارتفاعی برای گام اول ۰ تا ۱۰ حساب می‌شود:

$$\Delta h = \frac{\Delta h_1}{4} + \frac{3\Delta h_3}{4} = \frac{0}{4} + \frac{3}{4}(0.54) = 0.40$$ (بعد طول مانند متر یا فوت)

اگر Δh_2 و Δh_3 در ستون‌های چهارم و پنجم روبروی زمان ۱۰ دقیقه باشد، ۰,۴ یا تغییر متوسط تراز در ستون ششم قرار می‌گیرد. از روی این تراز می‌توان دبی خروجی از مخزن را بر اساس منحنی‌های تراز– دبی مخزن درون‌یابی نمود. فرض کنید دبی متناظر با تراز ۰,۴ برابر ۲,۴ باشد. لذا تا اینجا دبی خروجی در زمان صفر و ۱۰ دقیقه به ترتیب معادل صفر و ۲,۴ به دست آمده است. گام بعدی از ۱۰ دقیقه تا ۲۰ دقیقه الی آخر ادامه می‌یابد. بررسی‌ها نشان داده است، نتایج بین این روش و روش تراز مخزن که شبیه روش پالس است، در زمانی که جریان برگشت آب اهمیت ندارد، تفاوت معنی‌داری وجود ندارد.

۲-۵-۲-روندیابی در رودخانه‌های با تلفات نفوذ

همان‌طور که در فصل اول نیز ارائه شد، عمده روش‌های معروف در روندیابی رودخانه مانند ماسکینگام خطی دو پارامتری، بر اساس مفهوم ذخیره و جابجایی کانالی، هیدروگراف خروجی سیلاب را تعیین می‌کنند. این روش‌ها وقتی که اثر برگشت آب مهم نباشد، مناسب هستند. در رودخانه‌های فصلی مناطق خشک و نیمه‌خشک، که در کشور نیز فراوان هستند، عامل نشت و تغذیه آکیفر از این رودخانه‌ها بسیار زیاد است، به طوری که عمده تغذیه طبیعی سفره‌ها نیز از چنین رودخانه‌هایی صورت می‌گیرد (خراسان). این تلفات یا تلفات در رودخانه‌های به اصطلاح کم شونده که به تغذیه آکیفرها و رویش گیاهان کمک می‌کنند، از اهمیت خاصی برخوردار هستند (رینارد Renard ، 1970) و (بابکوک و کوشینگ Babcock and Coshing ، 1942). همچنین روندیابی سیل در این رودخانه‌ها به علت اضافه شدن پارامتر تلفات، پیچیده‌تر می‌شود (کپل و رینارد Keppel and Renard، 1962). در این شرایط کاهش دبی اوج و حجم آب قابل توجه است. لذا نمی‌توان از روش‌های معمول روندیابی در این مناطق استفاده نمود. در این شرایط دو تکنیک اصلی با توجه به دقت مورد نیاز وجود دارد:

۱-اصلاح معادلات روش مورد استفاده:

الف-اگر قرار است از روش‌های سیستمی استفاده شود می‌بایست معادله پیوستگی جریان به صورت زیر تغییر داده شود:

$$\frac{ds}{dt} = I - Q - L \qquad ۷۹-۲$$

L :شدت تلفات نفوذ. لین(Lane, 1972)دبی خروجی از سیستم Q و L را به صورت تابعی از ذخیره S به صورت زیر بیان نمود:

$$L = a_1 S^{b_1} \qquad ۸۰-۲$$

$$Q = a_2 S^{b_2} \qquad ۸۱-۲$$

با توجه به معادله پیوستگی تغییر داده شده بالا، داریم:

$$\frac{ds}{dt} + a_1 S^{b_1} + a_2 S^{b_2} = I \qquad ۸۲-۲$$

معادله بالا یک معادله دیفرانسیلی حاکم بر سیستم کانال‌های با تلفات طولی است. لین اظهار می‌کند که یک رودخانه فصلی می‌تواند به وسیله آبشاری از مخازن نشتی با جریان خروجی مثبت توصیف شود.

ب-اصلاح معادلات سنت ونانت (روندیابی توزیعی)

مفهوم معادله فوق ممکن است با روش حل تحلیلی و به صورت گرده‌ای و یا با تلفیق در مدل‌های توزیعی مانند روش روندیابی موج دینامیک استفاده گردد (فتوحی و حسینی، ۱۳۸۶)، [29].

۲-اصلاح هیدروگراف ورودی

در سیستم‌های انتقال آب (رودخانه، مخازن، کانال شهری رواناب، کانال تامین و توزیع آب و..) همیشه احتمال نفوذ، ورود جریان از کف یا لبه‌های بازه، ورود بارش، تبخیر و .. وجود دارد. اگر این تغییرات ناچیز باشد، می‌توان از اصلاح

هیدروگراف ورودی صرف نظر کرد؛ در غیر این صورت می‌بایست همان‌طور که در فصل ۱ تشریح شد، هیدروگراف ورودی اصلاح شده و سپس در هر بازه روندیابی صورت بگیرد.

۲-٦-معادلات پایه روندیابی توزیعی سیل

وقتی که اثر برگشت آب در مخازن و رودخانه‌ها وجود دارد (خصوصیات ذخیره سیستم متغیر است) و یا رودخانه خیلی پرشیب و یا خیلی کم شیب باشد، اثرات دینامیکی ممکن است قابل ملاحظه باشد. در چنین حالاتی روندیابی توزیعی(هیدرولیکی) بهتر از روندیابی سیستمی(هیدرولوژیکی) است. در روندیابی هیدرولیکی از معادله پیوستگی جریان و معادله حرکت استفاده می‌شود. این نوع روندیابی دقیق بوده و با توجه به پارامترهای وسیعی که نیاز دارد، اغلب حل تحلیلی آن پیچیده بوده و یا اساساً وجود ندارد. لذا امروزه با توجه به وجود کامپیوترهای سریع، کاربرد روش‌های تقریبی حل عددی در مدل‌سازی فرآیندهای هیدرولوژی در حال توسعه است. به طورکلی وقتی آب روی خاک قرار می گیرد فرآیندهای موثر در جریان باعث تغییر مقدار، تراز و سرعت جریان در سراسر مسیر حرکت نسبت به زمان و مکان می‌شوند. لذا نتایج مدل‌های توزیعی که می‌توانند این تغییرات را در هر نقطه‌ای از سیستم برآورد کنند، به واقعیت نزدیک‌تر بوده و اگر به درستی تهیه و استفاده شوند، می‌بایست نتایج آنها بهتر از مدل‌های گرده‌ای باشد. معادلات پایه‌ای در مدل‌سازی توزیعی جریان سیل بر اساس معادلات دیفرانسیل پاره‌ای بنا نهاده می‌شود که در حالت یک بعدی به نام معادلات سنت- ونانت (Saint-Venant) معروف است. اگر معادله دو بعدی سیل با پیچیده‌ترین معادله ترکیب شده جریان و انتقال (آلودگی) آب‌های زیرزمینی (فصل۶) در حالت سه بعدی برای ۹ صفحه مقایسه گردد، مشخص می‌شود که معادله پایه‌ای جریان سیل حتی در حالت یک بعدی و بدون لحاظ انتقال سیل (آلودگی) و اثر رسوب روی دبی سیل (فصل ۱) بسیار پیچیده‌تر است. عمده پیچیدگی سیستم آبخان مربوط به ناشناخته بودن تشکیلات آن است. به این دلیل اغلب ترم‌های معادلات جریان سیل به صورت مجزا و برای انواع موج سیل بررسی می‌شود. اگر در این معادلات نشت و تغذیه آبخانه و اثر رسوب روی دبی آب سیل (فصل ۱) نیز وارد معادلات شود، پیچیدگی مسئله دوچندان خواهد شد. تراز سیل متناظر با دبی سیل حوضه ممکن است در نقاط مختلف رودخانه جهت طراحی انواع سازه‌های کنترل سیل مانند تعیین ارتفاع دایک و یا در تعیین ارتفاع دهنه پل‌ها مورد نیاز باشد. حجم و دبی سیل (هیدروگراف سیل) نیز در طراحی سدهای ذخیره‌ای و کنترل سیل و دیگر سازه‌های مهندسی رودخانه نیاز است. همچنین جهت تهیه نقشه‌های پهنه‌بندی سیل بر اساس تراز سیل، باید دبی سیل به کمک روندیابی در نقاط مختلف سیستم کانال، رودخانه یا حوضه مشخص شود. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان، با مدل‌های گرده‌ای نیز ابتدا سیل را محاسبه و روندیابی نمود، سپس با فرض جریان غیریکنواخت دائم، تراز متناظر با سیل مربوطه را در نقاط مورد نظر بر اساس عمق نرمال یا بحرانی (با توجه به شرایط هیدرولیکی) معادله مانینگ از روش گام استاندارد محاسبه نمود. اما در مدل‌های توزیعی به طور هم‌زمان دبی و تراز محاسبه می‌شود، لذا تقریب این مدل‌ها به واقعیت غیریکنواخت و غیردائم طبیعی جریان نزدیک‌تر است. علاوه براین مدل‌های توزیعی می‌توانند بارش

موثر را به هیدروگراف سیل تبدیل نموده و همچنین آن را در طول سیستم حوضه، کانال و حتی لوله روندیابی کنند که اغلب در مدل‌سازی سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل کاربرد دارند. همچنین مدل‌های توزیعی می‌توانند در روندیابی جریان‌های حد پایین و متوسط (فصل ۴) مانند انتقال آب از سد انحرافی به زمین‌های کشاورزی توسط مسیل‌های طبیعی یا کانال‌های منشوری نیز استفاده شوند. باید توجه نمود جریان واقعی در رودخانه‌ها در سه بعد اتفاق می‌افتد، اما به دلیل پیچیدگی موضوع، در عمل فقط یک بعد اصلی جریان که موازی با محور جریان و کانال است مدل می‌شود. معادله اساسی مدل‌های توزیعی یک بعدی نخستین بار توسط باری سینت ـ ونانت (Barre de Saint-Venant,1871) برای تشریح جریان غیردائم کانال‌های روباز در سیستم یک بعدی توسعه داده شده است. امروزه از مدل‌های دو بعدی سیل در مطالعات ارزیابی ریسک زیست محیطی سیل جهت تلفیق مدل‌های هیدرودینامک سیل و رسوب در شبیه‌سازی زیست محیطی حرکت آبزیان و تلفات ماهیان در شرایط سیلابی استفاده می‌گردد.

- فرضیات معادلات سنت- ونانت

۱- دانسیته جریان ثابت است لذا قابلیت فشردگی آب منتفی است.

۲- جریان یک بعدی است به طوری که سرعت و تراز آب تنها در طول محور اصلی جریان تغییر می‌کند. لذا این فرض دلالت بر ثابت بودن سرعت و افقی بودن سطح آب در هر مقطع عرضی دارد.

۳- تغییرات طولی جریان در امتداد کانال تدریجی است به طوری که فشار هیدرواستاتیک نسبت به شتاب عمودی جریان غالب است (چائو Chow، 1959).

۴- خط مسیر جریان از روی محور طولی کانال تقریب زده می‌شود.

۵- شیب کف کانال کم بوده(حدود $\theta \le 6^\circ$) و بستر رودخانه ثابت است. در این شرایط مسئله رسوب‌گذاری و کنش بستر قابل چشم پوشی است.

۶- روابط و ضرایب مقاومت جریان‌های آشفته یکنواخت دائم همچون معادله مانینگ قابل استفاده هستند.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مدل‌های توزیعی نیز با توجه به فرضیات مذکور، هنوز از واقعیت بسیار دور هستند. لذا این مدل‌ها اگرچه روشن‌تر شده‌اند، اما هنوز در مدل‌های جعبه خاکستری باقی مانده‌اند. این مسئله از منظر عدم قطعیت مدل‌های هیدرولوژیکی در بند مربوطه بحث شده است. با توجه به معادله برنولی در یک المان فرضی از کانال و همچنین معادلات پیوستگی و مومنتوم می‌توان معادلات سنت- ونانت را برای شرایط مختلف استخراج نمود:

الف-بر اساس معادلات پیوستگی- شکل حفاظت شده و حفاظت نشده معادلات

می خواهیم طول dx از کانال فرضی شکل ۲-15 را با توجه به معادله پیوستگی تراکم‌پذیر غیردائم به دست آمده از انتقال رینولدز $\frac{d}{dt}\int_{cv}\rho.d\forall+\int_{cs}\rho v.dA=0$ را در سطح کنترلdA و حجم کنترل $d\forall$ (فصل ۱)، بررسی کنیم. کل دبی ورودی به سیستم شامل دبی Q ورودی به کانال و همچنین دبی مخصوص جانبیq است. مقدار این دبی مخصوص برابر qdx است. لذا دبی جرمی ورودی و خروجی سیستم از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$\iint_{inlet} \rho v.dA = -\rho(Q + qdx) \qquad ۸۳-۲$$

$$\iint_{outlet} \rho v.dA = \rho(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx) \qquad ۸۴-۲$$

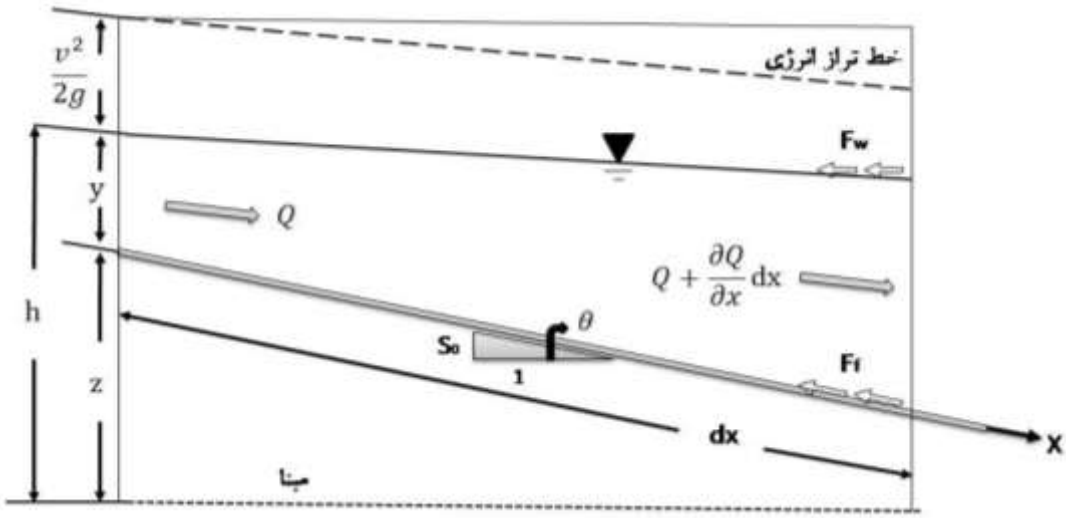
متغیرها در فصل ۱ ارائه شده‌اند. اگر Adx حجم المان مشخصی از کانال باشد، و A متوسط سطح مقطع عرضی باشد، مقدار تغییر جرم ذخیره شده در حجم کنترل از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{c.v.} \rho d\forall = \frac{\partial(\rho A dx)}{\partial t} \qquad ۸۵-۲$$

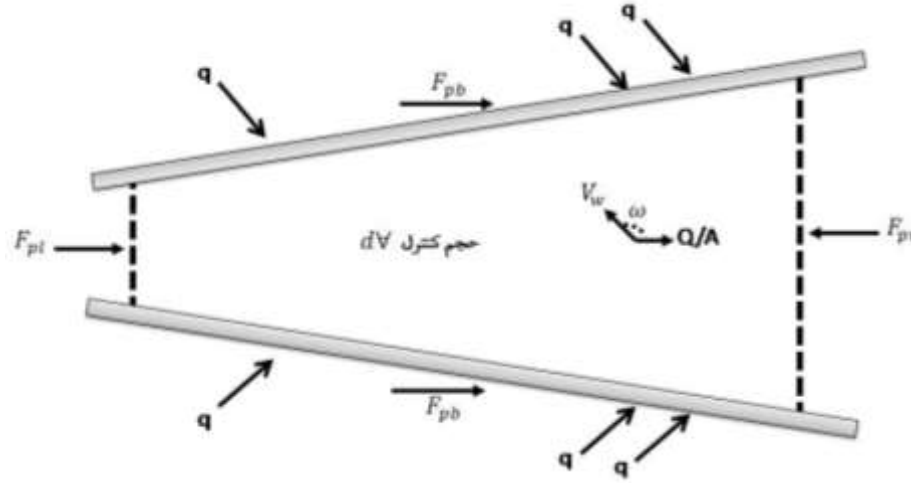
با توجه به این‌که ابعاد حجم کنترل در معادله بالا ثابت است اما تراز آب ممکن است در داخل آن تغییر کند، از مشتقات جزئی استفاده شده است. جرم خالص خروجی از حجم کنترل با جای‌گذاری سه رابطه بالا در معادله پیوستگی انتقال رینولدز و با فرض ثابت بودن دانسیته و تقسیم نتایج جاگذاری به qdx به سادگی به شکل زیر به دست می‌آید:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \qquad ۸۶-۲$$

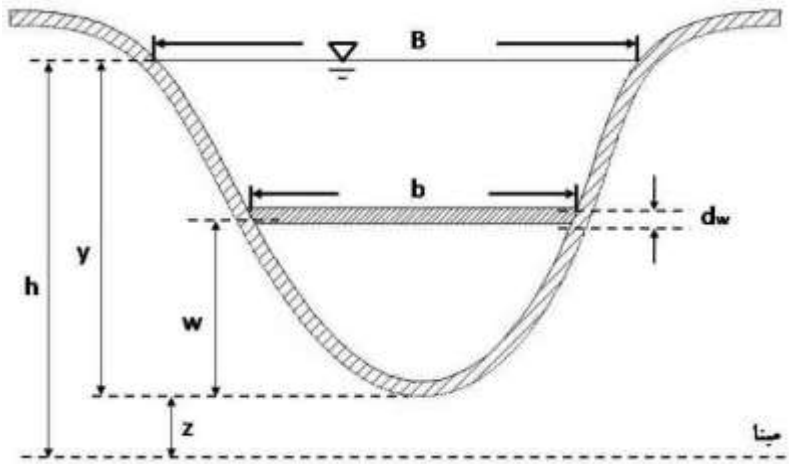
این معادله شکل حفاظت شده معادله پیوستگی سنت- ونانت است که برای یک مقطع عرضی در کانال‌های منشوری و غیرمنشوری جریان غیردائم – غیریکنواخت یک بعدی قابل کاربرد است. در معادله پیوستگی بالا اگر $\frac{\partial A}{\partial t} = 0$ جریان دائم مدل می‌شود و اگر q صفر باشد یعنی جریان یکنواخت در مدل توزیعی مدل می‌شود. در برخی از شرایط، ممکن است شکل حفاظت نشده معادله پیوستگی سنت- ونانت بالا حل شود. در این حالت سرعت متوسط جریان v یک متغیر وابسته به جای دبی Q است. اگر جریان جانبی ناچیز باشد، می‌توان برای یک واحد عرض کانال، سطح را برابر $A = y \times 1 = y$ و دبی را برابر $Q = vy$ در نظر گرفت، که با جایگزین کردن در رابطه حفاظت شده، معادله حفاظت نشده آن به دست می‌آید.



الف



ب



ج

شکل۲-۱۵: بازه فرضی از یک کانال روباز با مقاطع طولی(الف)، پلان(ب) و مقطع عرضی(ج

ب- بر اساس معادلات مومنتوم- شکل حفاظت شده و حفاظت نشده معادلات

اگر در معادله تئوری انتقال رینولدز (فصل۱) به جای $\frac{dN}{dt}$، مجموع نیروهای $\sum F$ وارده به سیستم قرار گیرد، معادله به قانون دوم نیوتن در شکل تئوری انتقال رینولدز نوشته می‌شود. این معادله بیان می‌کند، جمع نیروهای درگیر در سیستم، برابر جمع مقدار تغییر مومنتوم ذخیره شده در داخل حجم کنترل با خالص خروجی مومنتوم عبوری از سطح کنترل است. وقتی $\sum F = 0$ باشد، شرایط جریان یکنواخت دائم در کانال‌های روباز حاکم است. در مدل‌های توزیعی غیردائم، جریان غیریکنواخت غیردائم حاکم است، لذا با توجه به پنج مولفه اصلی نیروهای وارد بر سیستم و بیلان مومنتوم، دو معادله اصلی دیگر سنت- ونانت در شرایط حفاظت شده و حفاظت نشده به صورت زیر به دست می‌آید:

نیروها (Forces) F_g نیروی ثقل ناشی از وزن آب در حجم کنترل در امتداد کانال

F_f نیروی اصطکاک در امتداد کف و دیواره‌های حجم کنترل

F_e نیروی انقباض/ انبساط ناشی از تغییرات ناگهانی سطح مقطع کانال

F_w نیروی تنش برشی ناشی از باد روی سطح آب (در اینجا باد مخالف محاسبه شده است.)

F_p نیروی فشاری نامتعادل. این نیرو برآیند نیروهای هیدرواستاتیک مرزهای حجم کنترل است.

$$\frac{\partial(vy)}{\partial x}+\frac{\partial y}{\partial t}=0 \qquad ۸۷-۲$$

$$v\frac{\partial(y)}{\partial x}+y\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial y}{\partial t}=0 \qquad ۸۸-۲$$

لذا: پنج نیرویی که در حجم کنترل عمل می‌کنند با توجه به شکل ۲-۱۵ به صورت زیر هستند:

$$\sum F=F_g+F_f+F_e+F_w+F_p \qquad ۸۹-۲$$

مومنتوم(Momentum)

دو ترم مومنتوم سمت راست معادله قانون دوم نیوتن که به شکل تئوری انتقال رینولدز نوشته می‌شود، به ترتیب برابر مقدار ذخیره مومنتوم در حجم کنترل و خالص خروجی مومنتوم از سطح کنترل به شکل زیر هستند.

$$\sum F=\frac{d}{dt}\iiint_{cv} v\rho.d\forall+\iint_{cs} v\rho v.d\mathrm{A} \qquad ۹۰-۲$$

متغیرها قبلاً تعریف شده‌اند(فصل ۱)

اگر ترم‌های نیروها و ترم‌های ذخیره و خالص مومنتوم در معادله بالا قرارگیرد و سپس نتیجه بر qdx تقسیم شود، و سرانجام به جای سرعت v مقدار معادل Q/A قرارگیرد، معادله مومنتوم سنت- ونانت به شکل حفاظت شده آن به دست می‌آید:

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x}+gA(\frac{\partial y}{\partial x}-S_\circ+S_f+S_e)-\beta q v_x+w_f B=0 \qquad ۹۱-۲$$

V_x سرعت مربوط به جریان‌های جانبی که در جهت x روی مومنتوم کانال اصلی اثر می‌گذارند.

W_f فاکتور تنش برشی ناشی از باد

S_e شیب تلفات ناشی از جریان‌های چرخشی (Eddy loss)

S_f شیب تلفات ناشی از اصطکاک

بقیه متغیرها از روی شکل ۲-۱۵ و یا پیشتر معرفی شده‌اند.

α و β به ترتیب ضرایب تصحیح توزیع سرعت در رابطه برنولی و مومنتوم هستند. به ضریب β ضریب بوسینسک(Boussinesq) نیز می‌گویند($\alpha>\beta>1$). این ضرایب در کانال‌های منشوری مستقیم نزدیک ۱ و در رودخانه‌های با دشت سیلابی تا حدود ۲ نیز ممکن است از روی جداول ارائه شده توسط چو و هندرسون،(۱۹۵۹و ۱۹۶۶)

برآورد شود. با توجه به رابطه برنولی(فصل۱) و شکل ۲-۱۵، در جائی که z به عنوان ارتفاع کف کانال بالای یک سطح مبنا مانند سطح دریا باشد، می‌توان عمق y را در رابطه بالا با تراز h به صورت زیر جایگزین نمود.

$$h = y + z \qquad ۹۲\text{-}۲$$

در رابطه ۲-۹۲ با توجه به فاصله طولی x در امتداد کانال داریم:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} \qquad 93\text{-}2$$

با توجه به این‌که $\frac{\partial z}{\partial x} = -S_\circ$ است:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} - S_\circ \qquad ۹۴\text{-}۲$$

با توجه به معادله ۲-۹۴، می‌توان معادله حفاظت شده مومنتوم را بر حسب ارتفاع نیز نوشت:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e) - \beta q v_x + w_f B = 0 \qquad ۹۵\text{-}۲$$

S_e و S_f علاوه بر این که تلفات انرژی ناشی از عبور جریان داخل سیستم را نشان می‌دهند، ارتباط نزدیک مفاهیم مومنتوم و انرژی را نیز نشان می‌دهند. در این مورد استرلکوف(Strelkoff,1969) نشان داد، معادله بالا می‌تواند از اصول حاکم بر قوانین انرژی نیز به دست آید.

شکل حفاظت نشده معادله مومنتوم ۲-۹۵، مشابه مراحل تعیین معادله پیوستگی حفاظت نشده برای یک واحد عرض مسیر است. در این خصوص با فرض ناچیز بودن اثرات ادی، تنش باد، و جریان جانبی به دست می‌آید:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x} + g(\frac{\partial y}{\partial x} - S_\circ + S_f) = 0 \qquad ۹۶\text{-}۲$$

معادلات سنت- ونانت ممکن است به شکل‌های مختلفی برای حل جریان‌های غیردائم-غیریکنواخت در مدل‌های توزیعی یک بعدی با توجه به شرایط نوشته شوند. به عنوان نمونه ممکن است ترم‌های جریان جانبی، تنش باد و تلفات ادی از معادلات حذف شده و با فرض $\beta = 1$ مدل ساده‌تر شود. با این فرضیات اگر معادلات مومنتوم را دوباره و به شکل دیگری بازنویسی کنیم داریم:

حالت حفاظت شده(مانا):

$$\frac{1}{A}\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + g\frac{\partial y}{\partial x} - g(S_\circ - S_f) = 0 \qquad ۹۷\text{-}۲$$

حالت حفاظت نشده:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x} + g\frac{\partial y}{\partial x} - g(S_\circ - S_f) = 0 \qquad ۹۸\text{-}۲$$

ترم‌های معادلات مومنتوم حفاظت شده و نشده در واقع فرآیندهای فیزیکی حاکم بر اندازه حرکت (مومنتوم) جریان را به شرح زیر مدل می‌کنند:

ترم شتاب محلی یا موضعی (Local acceleration): در معادلات مومنتوم ترم‌های $\frac{1}{A}\frac{\partial Q}{\partial t}$ و $\frac{\partial v}{\partial t}$ تغییر مومنتوم سیستم را در اثر تغییر سرعت در طول زمان نشان می‌دهند.

ترم شتاب جابجایی (.Convective acc): در معادلات مومنتوم ترم‌های $\frac{1}{A}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)$ و $v\frac{\partial v}{\partial x}$ تغییر مومنتوم را به دلیل تغییر سرعت در طول کانال بررسی می‌کنند.

ترم نیروی فشاری (Pressure force): ترم $g\frac{\partial y}{\partial x}$ فشار هیدرواستاتیک را که با تغییر عمق جریان در طول کانال متناسب است، بررسی می‌کند.

ترم نیروی ثقلی (Gravity force): ترم $g(S_\circ)$ – که با شیب کف کانال متناسب است.

ترم نیروی اصطکاکی(Friction): ترم $-S_f$ که با شیب اصطکاک متناسب است.

به طورکلی ترم‌های شتاب محلی و جابجایی، اثر نیروهای اینرسی را روی جریان نشان می‌دهند. وقتی که در یک کانال با جریان زیربحرانی، تراز آب یا مقدار جریان تغییر کند، اثرات این تغییرات به بالادست منتشر می‌شود. در مدل‌های توزیعی این گونه اثرات برگشت آب توسط هر دو ترم شتاب موضعی و جابجایی و همچنین ترم فشاری، مدل می‌شوند. اگر این شرایط در یک رودخانه با شیب ملایم(Mild) و یا مخزن وجود داشته باشد، به طوری که اثرات دینامیکی قابل توجهی در جریان حاکم باشد، نمی‌توان توسط مدل‌های گرده‌ای، روندیابی را انجام داد؛ زیرا در این مدل‌ها مکانیزم هیدرولیکی که بتواند انتشار موج ناشی از تغییرات مومنتوم جریان را، بررسی کند، وجود ندارد. همچنین ممکن است در مدل‌های توزیعی خیلی ساده شده از معادلات پیوستگی استفاده نمود و برخی از ترم‌های معادلات مومنتوم را نادیده گرفت. در این مورد ساده‌ترین مدل توزیعی، مدل موج جنبشی است که در آن ترم‌های شتاب و فشار معادله مومنتوم حذف شده‌اند. در این حالت ترم‌های $g(S_\circ - S_f)$ – مدل موج جنبشی(Kinematic Wave) را تشریح می‌کنند. همچنین با فرض $S_\circ = S_f$ ترم‌های مربوط به نیروی ثقل و اصطکاک نیز با یکدیگر متوازن می‌شوند و لذا حرکت موج جنبشی بر اساس معادله پیوستگی مدل می‌شود. در مدل‌های موج انتشار(Diffusion Wave) ترم فشاری لحاظ می‌شود لذا ترم‌های $g\frac{\partial y}{\partial x} - g(S_\circ - S_f)$ در مدل بررسی می‌گردند. در این مدل‌ها کاملترین حالت در نظر گرفتن تمامی ترم‌هاست که در مدل‌های موج دینامیک (Dynamic Wave) لحاظ می‌شود. معادلات مومنتوم ممکن است برای مدل‌های توزیعی دائم و غیردائم یکنواخت و غیریکنواخت نیز به صورت زیر نوشته شوند:

شکل حفاظت شده:

$$-\frac{1}{gA}\frac{\partial Q}{\partial t}-\frac{1}{gA}\frac{\partial\left(Q^2/A\right)}{\partial x}-\frac{\partial y}{\partial x}+S_\circ = S_f \qquad ۹۹-۲$$

شکل حفاظت نشده:

$$-\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}-\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x}-\frac{\partial y}{\partial x}+S_\circ = S_f \qquad ۱۰۰-۲$$

در سمت چپ معادلات بالا، از ترم چهارم تا سمت راست، مربوط به شرایط جریان یکنواخت- دائم است. از ترم دو به بعد مربوط به جریان غیریکنواخت- دائم و کل معادله مربوط به جریان غیریکنواخت- غیردائم است.

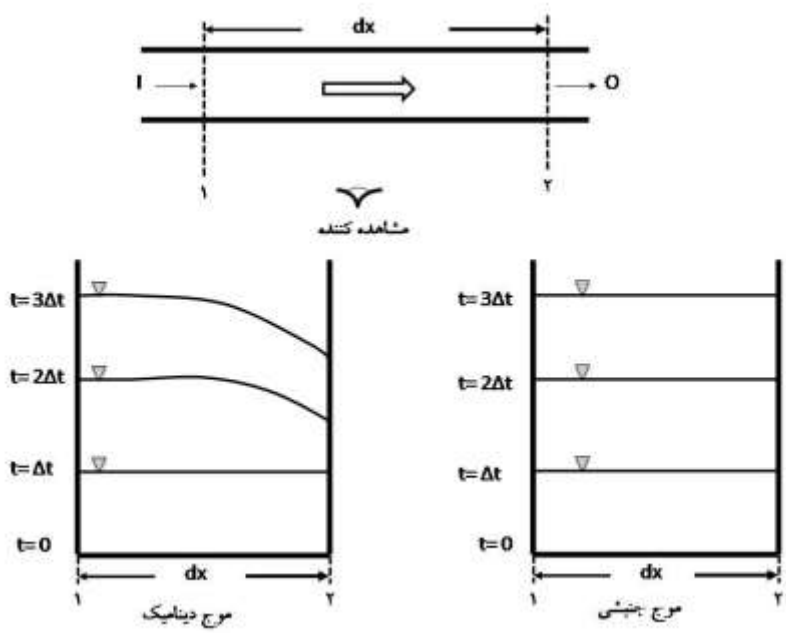
- حرکت موج (Wave motion)

وقتی نیروهای لختی و فشار وجود ندارند و یا قابل اغماض هستند، معادلات موج جنبشی می‌توانند رفتار جریان را مدل کنند. شرایط موج جنبشی در مخازن با سطح آب غیرافقی و همچنین رودخانه‌های پهن وقتی که سیل بزرگی عبور می کند، حاکم نیست. در این حالت، معادلات موج دینامیک، رفتار سیستم را بهتر مدل می‌کنند. در شرایط موج جنبشی با

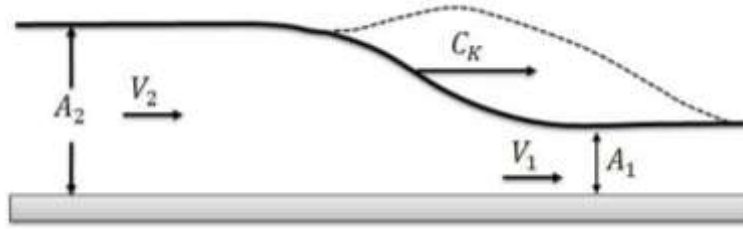
توجه به خنثی شدن اثرات متقابل نیروهای ثقل و اصطکاک نسبت به یکدیگر، مولفه‌های شتاب جریان، ایجاد نمی‌گردد. شکل ۲-۱۶ تفاوت حرکت این دو نوع موج را از منظر اولرین در یک المان دیفرانسیلی و از کنار رودخانه نشان می‌دهد. با توجه به این شکل می‌توان اظهار نمود که در شرایط موج جنبشی، شیب خط انرژی با شیب کف کانال موازی است و لذا جریان در داخل طول المان دیفرانسیلی از نوع دائم- یکنواخت است ($S_\circ = S_f$). در حالی که در شرایط موج دینامیک، شیب خط انرژی و تراز سطح آب با کف کانال حتی در یک طول دیفرانسیلی نیز موازی نیستند. در ادامه خصوصیات این دو موج به ویژه از دیدگاه سرعت، بیشتر بررسی می‌شود.

۱-سرعت موج جنبشی

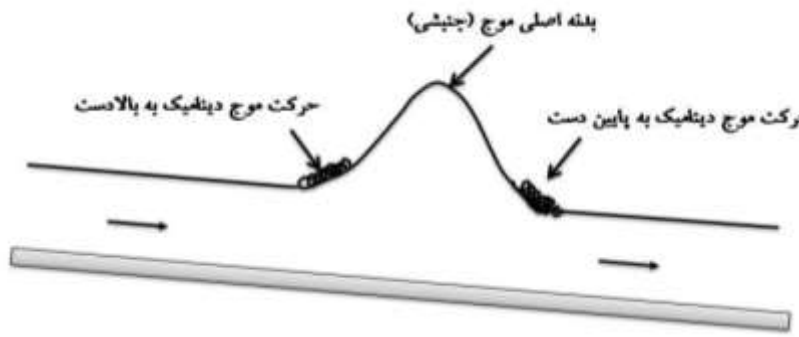
موج یعنی تغییر در خصوصیات جریان مانند تغییرات تراز سطح آب یا مقدار جریان در مقطعی از کانال. سرعت موج(Wave celerity) در واقع سرعت تغییرات موج است که در طولی از کانال عبور می‌کند. سرعت موج بستگی به نوع موج که بررسی می‌شود، دارد و ممکن است به طورکامل با سرعت آب متفاوت باشد. ساده‌ترین موج به نام موج تک شیب، ناشی از افزایش پیوسته و تدریجی جریان دائم در یک کانال منظم تشکیل می‌شود. با توجه به شیب بالارونده و پایین رونده بازوی موج ممکن است انواع موج تک شیب یا دوسویه تشکیل گردد. این نوع امواج اغلب با معادلات موج جنبشی بررسی می‌شوند. برخی از موج‌ها در اثر بسته شدن ناگهانی دریچه به صورت ناگهانی (Surge wave) تشکیل می‌شوند. موج‌هایی که مشابه این نوع موج هستند، اغلب به وسیله معادلات موج دینامیک بررسی می‌شوند (شکل۲-۱۷ و ۲-۱۸).



شکل۲-۱۶: حرکت موج جنبشی و دینامیک از منظر اولرین در مقطع طولی رودخانه ((Chow,Applied hydrology,1988)



شکل۲-۱۷: موج تک‌شیب جنبشی(Linsley, Hydrology for Eng,1982)



شکل۲-۱۸: حرکت یک موج سیلاب(Chow,Applied hydrology,1988)

لذا موج‌ها ممکن است بر اساس رفتار دینامیکی غالب خود بررسی شوند. به طورکلی یکی از مشخصه‌های اصلی موج مربوط به سرعت موج است. سرعت موج را گاهاً سرعت جریان سطحی نیز می‌گویند که با سرعت جریان کانالی ممکن است متفاوت باشد. البته عموماً سرعت آن بیشتر از سرعت جریان کانال است. با توجه به شکل ۲-۱۸ مشخص است که بخشی از موج به صورت جریان سطحی درآمده که مربوط به موج جنبشی است. در این نوع موج اغتشاشات جریان ممکن است قابل چشم پوشی باشد. در این حالت موج جنبشی بیشتر بر اساس معادلات پیوستگی تشریح می‌شود. همان‌طور که پیشتر نیز ثابت شد، مدل موج جنبشی به وسیله معادلات زیر تشریح می‌شود:

از پیوستگی $\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=q$ ۱۰۱-۲

از مومنتوم $S_\circ = S_f$ ۱۰۲-۲

همچنین شکلی از معادله مومنتوم می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$A=\alpha Q^{\beta} \qquad ۱۰۳-۲$$

$$A=\left(\frac{np^{2/3}}{1.49\sqrt{S_\circ}}\right)^{3/5} Q^{3/5} \qquad ۱۰۴-۲$$

لذا مقادیر α و β در این مورد برابر است با:

$$\beta = 0.6$$

$$\alpha = \left(\frac{np^{2/3}}{1.49\sqrt{S_\circ}} \right)^{0.6}$$

با توجه به مقایسه متناظر مولفه‌های معادله مانینگ و معادله بالا می‌توان معادل ضرایب توزیع را در معادله بالا جایگزین و سپس با گرفتن دیفرانسیل از آن، نتایج را در معادله پیوستگی بالا قرار داد تا دو متغیر وابسته آن(A,Q) به یک متغیر کاهش یابد:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha\beta Q^{\beta-1}\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right) = q \qquad ۱۰۵-۲$$

لذا موج جنبشی ناشی از تغییر Q است. یک تغییر جزئی در جریان مانند dQ، می‌تواند به صورت دیفرانسیلی زیر نوشته شود:

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial x}dx + \frac{\partial Q}{\partial t}dt \qquad ۱۰۶-۲$$

با تقسیم معادله بالا بر dx و بازنویسی آن داریم:

$$\frac{dQ}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{dt}{dx}\frac{\partial Q}{\partial t} \qquad ۱۰۷-۲$$

اگر $\frac{dQ}{\partial x}$ برابر q باشد می‌توان با توجه به معادله پیوستگی تغییر داده شده بالا نوشت:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{\alpha\beta Q^{\beta-1}} \qquad ۱۰۸-۲$$

اگر از $A = \alpha Q^{\beta}$ دیفرانسیل بگیریم و آن را بازنویسی کنیم:

$$\frac{dQ}{dA} = \frac{1}{\alpha\beta Q^{\beta-1}} \qquad ۱۰۹-۲$$

لذا داریم:

$$c_k = \frac{dQ}{dA} = \frac{dx}{dt} \qquad ۱۱۰-۲$$

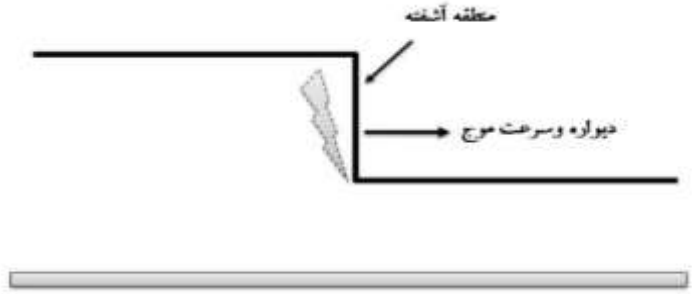
c_k سرعت موج جنبشی است (شکل۲-۱۷). معادله بالا و $\frac{dQ}{\partial x} = q$ معادلات مشخصه موج جنبشی هستند. همچنین اگر $dA = Bdy$ باشد، سرعت موج جنبشی می‌تواند از رابطه زیر حساب شود:

$$c_k = \frac{1}{B}\frac{dQ}{dy} \qquad ۱۱۱-۲$$

مثال بعدی، روش محاسبه سرعت موج جنبشی را نشان می‌دهد.

۲-سرعت موج دینامیک

وقتی شکل موج حالت پرشیب‌تر به خود می‌گیرد ترم‌های دیگر معادلات مومنتوم نیز مهم می‌شوند(شکل۲-۱۹).



شکل۲-۱۹: نمایی از موج دینامیک سیلاب (موج ناگهانی)

میلر(۱۹۸۴) چندین معیار را برای تعیین نسبی اهمیت موج جنبشی ارائه نمود. اما اغلب این معیارها فراگیر و قابل تعمیم به تمام شرایط نیستند. لذا در هیدرولوژی نقش تجربه و کنترل‌های میدانی اهمیت پیدا می‌کند. معادلات مشخصه موج دینامیک، از شکل حفاظت نشده آن می‌تواند به شکل زیر نوشته شود (هندرسون Henderson، 1966):

$$\frac{dx}{dt} = v \pm c_d \qquad ۱۱۲-۲$$

c_d سرعت موج دینامیک. معادله بالا سرعت انتشار موج دینامیک به بالا و پایین دست رودخانه است. همچنین داریم:

$$\frac{d}{dt}(v \pm 2c_d) = g(S_\circ - S_f) \qquad ۱۱۳-۲$$

c_d در کانال‌های مستطیلی به شکل زیر به دست می‌آید:

$$c_d = \sqrt{gy} \qquad ۱۱۴-۲$$

y عمق جریان. ممکن است عمق جریان را با عمق هیدرولیکی(A/B) نیز جایگزین نمود. برای این‌که اغتشاشات موج دینامیک به بالا دست منتقل شود باید این رابطه $V < c_d$ برقرار شود (جریان زیر بحرانی). وقتی $v = \sqrt{gy}$ باشد، معرفی از سرعت بحرانی کانال است.

مثال: دبی جریان در یک کانال منشوری مستطیلی شکل با عرض کف ۲۰۰ فوت در نقطه مورد نظر ۵۰۰۰ cfs است. ضریب زبری ۰،۰۳۵ و شیب کف کانال ۱ درصد است. سرعت جریان، سرعت موج جنبشی، سرعت موج دینامیک و سرعت انتشار موج دینامیک را حساب کنید؟

عمق جریان:

$$Q = \frac{1.49}{n} S_f^{1/2} A R^{2/3}$$

$$y = \left(\frac{nQ}{1.49 S_\circ^{1/2} B}\right)^{3/5} = 2.89 \ ft$$

سرعت جریان:

$$v = \frac{Q}{By} = 8.65 \ ft/s$$

سرعت موج جنبشی:

$$c_k = \frac{1}{B}\frac{dQ}{dy} = \frac{1}{B}\frac{d}{dy}\left(\frac{1.49 S_\circ^{1/2} B}{n} y^{5/3}\right) = \left(\frac{1.49 S_\circ^{1/2}}{n}\right)\left(\frac{5}{3}\right) y^{2/3} = 14.4 \ ft/s$$

با توجه به نسبت بین سرعت جریان و موج جنبشی در کانال‌های منشوری می‌توان برآوردهایی از سرعت موج سیل در رودخانه‌های طبیعی با توجه به تقریب شکل رودخانه با کانال منظم به دست آورد:

جدول۲-۵: نسبت تئوری بین سرعت موج و آب در کانال‌های منظم و ثابت

شزی	مانینگ	شکل کانال
۱,۲۵	۱,۳۳	مثلثی
۱,۵	۱,۶۷	مستطیل پهن
۱,۳۳	۱,۴۴	سهمی پهن

سرعت موج دینامیک:

$$c_d = \sqrt{gy} = 9.65\ ft/s$$

سرعت انتشار موج دینامیک به بالادست:

$$v - c_d = 8.65 - 9.65 = -1\ ft/s$$

سرعت انتشار موج دینامیک به پایین دست:

$$v + c_d = 8.65 + 9.65 = 18.3\ ft/s$$

اگر فرض $S_\circ = S_f$ درست نباشد، سرعت جریان و موج می‌بایست بر اساس معادلات کامل مومنتوم به دست آید. یکی از این روش‌ها ترکیب معادله سرعت چزی با معادله حفاظت نشده مومنتوم به صورت زیر است:

$$Q = cA\sqrt{RS_f} \qquad ۱۱۵\text{-}۲$$

$$Q = cA\sqrt{R(S_\circ - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t})} \qquad ۱۱۶\text{-}۲$$

c ضریب شزی و R شعاع هیدرولیکی.

۲-۶-۱- حل تحلیلی مدل موج جنبشی در کانال‌های منشوری و مدل‌سازی بارش- رواناب

مدل موج جنبشی می‌تواند به عنوان یک روش جایگزین روش استدلالی در برآورد سیلاب شهری و حوزه‌های آبخیز و همچنین روندیابی در کانال‌های منظم استفاده شود. بدیهی است که این روش می‌تواند جهت روندیابی روخانه‌های طبیعی در صورت تقریب مناسب مقطع و با توجه به خصوصیت رفتار موج سیل به لحاظ تشابه موج جنبشی به کارگرفته شود. به طورکلی تقریب مدل موج جنبشی در جایی که شیب کانال نسبتاً تند و برگشت آب ناچیز باشد، مفید است. ادامه مفهوم مذکور و حل تحلیلی موج جنبشی با یک مثال تشریح می‌شود.

- مدل بارش- رواناب موج جنبشی

این مدل، شبیه‌سازی بارش-رواناب را بر اساس تفکیک فرآیند تولید سیل، به دو مولفه ۱- جریان جانبی روی سطوح(Planes) حوزه آبخیز روستایی یا شهری و ۲-روندیابی جریان کانالی(Channels) داخل کانال منظم یا رودخانه انجام می‌دهد. جریان‌های جانبی، حاصل اختلاف عددی بارش و نفوذ و جریان کانالی حاصل جریان در واحد عرض

سطوح معادل حوضه هستند. معادلات مشخصه موج جنبشی را می‌توان به صورت تحلیلی جهت تعیین هیدروگراف خروجی رگبار با تداوم مشخص حل نمود. در این حالت جمع رواناب هر یک از سطوح معادل، پاسخ سیستم به رگبار ورودی است. مدل موج جنبشی که حل معادلات فیزیکی جریان سطحی حوضه است نسبت به روش جعبه سیاه و سیستمی هیدروگراف واحد ممکن است تحت شرایط معین، مناسب‌تر باشد. البته مدل جنبشی، جریان یک بعدی را شبیه‌سازی می‌کند، اما در عمل حداقل جریان حوضه‌های روستایی دوبعدی است زیرا حرکت آب روی سطح و خطوط تراز قبل از رسیدن به جریان کانالی، دو بعدی حرکت می‌کند. به طورکلی اگر پارامتر ضریب زبری مدل موج جنبشی واسنجی شود، می‌توان نتایج مناسبی را انتظار داشت. در خصوص مدل‌سازی بارش- رواناب مدل جنبشی، کارهای متعددی توسط استفن‌سون Stephenson و میدوز Meadows (۱۹۸۶) و دیگران انجام شده است. این مدل در نرم افزار HEC-HMS جهت روندیابی و مدل‌سازی بارش- رواناب وجود دارد.

- حل تحلیلی روندیابی موج جنبشی در کانال منظم

حال که معادلات پایه و مفاهیم موج تشریح شد، در این قسمت روش حل تحلیلی (Analytical) معادلات مذکور برای شرایط اولیه و مرزی مشخص ارائه می‌گردد. وقتی جریان جانبی قابل اغماض باشد، حل تحلیلی مدل جنبشی امکان‌پذیر است. اما در صورت وجود جریان جانبی، روش‌های عددی مناسب‌تر هستند. به طورکلی حل معادلات موج جنبشی، توزیع جریان را به عنوان تابعی از زمان و فاصله x در طول کانال مشخص می‌کند. در این روش همچون روش‌های عددی جهت حل دبی $Q(x,t)$ نیاز به تعیین شرایط اولیه $Q(x,0)$ یا ارزش کمی مشخصات جریان در طول کانال در زمان شروع محاسبات است. همچنین می‌بایست شرایط مرزی سیستم $Q(0,t)$ یا هیدروگراف ووردی در بالادست کانال مشخص باشد. هدف تعیین $Q(L,t)$ یا هیدروگراف خروجی در پایین دست کانال به عنوان تابعی از هیدورگراف ورودی بر اساس معادلات مشخصه موج جنبشی است. وقتی $\frac{dQ}{dx}=0$ باشد، یعنی جریان جانبی بی‌اهمیت است. لذا دبی $Q=a$ مقدار ثابت می‌شود. در این حالت اگر جریان ورودی در یک نقطه مکانی و زمانی مشخص باشد، این جریان می تواند بر اساس معادله سرعت موج جنبشی زیر در طول کانال منتشر شود.

$$c_k=\frac{dQ}{dA}=\frac{dx}{dt} \qquad ۱۱۷-۲$$

مفهوم حل تحلیلی را می‌توان به صورت گرافیکی از شکل ۲-۲۰ نیز دریافت. با توجه به شکل ۲-۲۰ هیدروگراف ورودی با شرایط $Q(0,t)$ درشکل الف و هیدرورگاف خروجی با شرایط $Q(L,t)$ در شکل ج نشان داده شده است. همچنین دو هیدروگراف توسط خطوطی به نام خطوط مشخصه به یکدیگر متصل شده‌اند(شکل ب). معادله این خطوط از حل معادله سرعت موج بالا به صورت زیر محاسبه می‌شود:

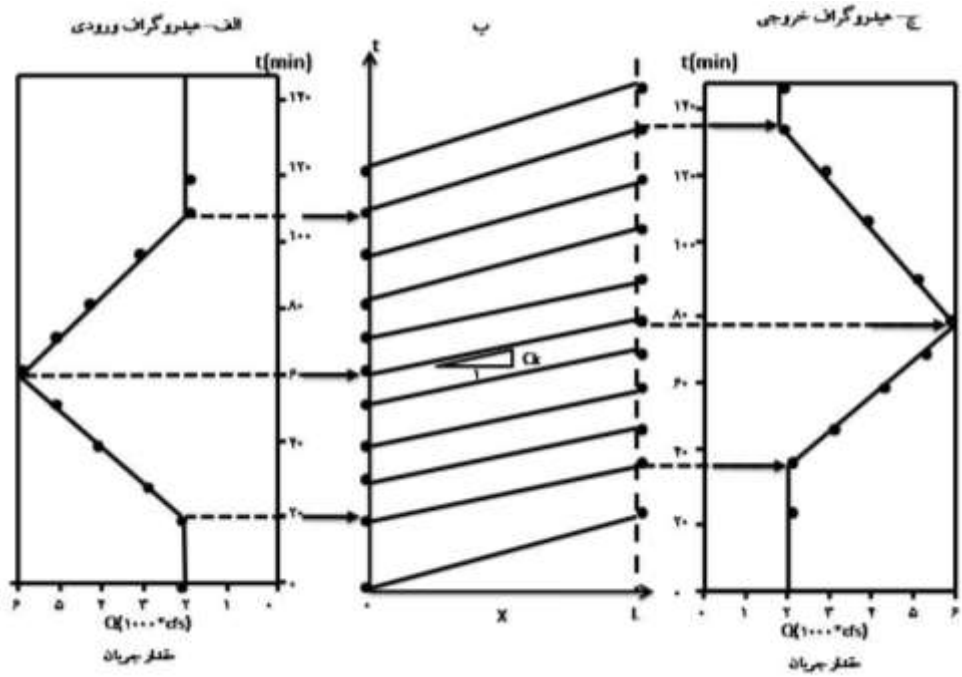
$$\int_0^x dx=\int_{t_\circ}^t c_k\,dt \qquad ۱۱۸-۲$$

$$x=c_k(t-t_\circ) \qquad ۱۱۹-۲$$

با توجه به رابطه بالا می‌توان زمان جابجایی موج جنبشی را از رابطه زیر به دست آورد:

$$t = t_{\circ} + \frac{L}{c_k} \qquad ۱۲۰-۲$$

$t_{\circ}$ زمان ورودی موج در ابتدای بازه و t زمان جابجایی موج در طول L. همان‌طور که از شکل ۲-۲۰ مشخص است، شیب هر خط مشخصه برای دبی معین برابر $c_k = \frac{dQ}{dA}$ است. باید توجه نمود که خطوط مشخصه مستقیم هستند، زیرا جریان جانبی q برابر صفر است و لذا دبیQ ثابت است. اگر $q \neq 0$ دراین صورت Q و c_kهای مختلفی در امتداد خطوط مشخصه تولید می‌شوند و باعث منحنی شدن خطوط می گردند.



شکل۲-۲۰: نمایش گرافیکی حل تحلیلی موج جنبشی در یک کانال منظم(Chow,Applied hydrology,1988)

مثال: فرض کنید در کانالی با مشخصات مثال قبل و طولی معادل ۱۵۰۰۰ فوت، عرض هیدروگراف ورودی برای زمان‌های ۰، ۱۲، ۲۴، ... الی آخر بر حسب دقیقه معادل ۲۰۰۰، ۲۰۰۰، ۳۰۰۰، .... الی آخر بر حسب فوت مکعب بر ثانیه باشد. هیدروگراف خروجی را با یک روش تحلیلی، روندیابی کنید؟

ابتدا سرعت موج جنبشی را مانند مثال قبل اما برای تک‌تک دبی‌ها محاسبه می‌کنیم. که در اینجا به ترتیب معادل ۱۰، ۱۰، ۱۱,۷ ... و الی آخر بر حسب فوت بر ثانیه به دست می‌آید. بدیهی است این سرعت برای دبی اوج سیل، بیشترین مقدار را خواهد داشت. حال زمان عبور(Travel time) موج سیل را از بازه کانال بر اساس رابطه $\frac{L}{c_k}$ حساب می‌کنیم. به عنوان مثال اگر سرعت موج ۱۴,۴ فوت بر ثانیه برای دبی ۵۰۰۰ فوت مکعب بر ثانیه باشد، زمان عبور سیل برابر $15000/14.4 = 17.4\min$ محاسبه می‌شود. لذا زمان پیمایش به ترتیب برابر ۲۵,۱، ۲۵,۱، ۲۱,۳، ... و الی آخر بر حسب دقیقه برای یکایک دبی‌های ورودی محاسبه می‌شود. حال باید زمان هیدروگراف خروجی را برای تک تک دبی‌ها بر اساس رابطه $t = t_{\circ} + \frac{L}{c_k}$ محاسبه کنیم. بدیهی است که زمان اولیه از روی هیدروگراف ورودی برای تک تک دبی‌ها مشخص

شده و با مقدار $\frac{L}{c_k}$ خود جمع شود. زمان جریان خروجی به ترتیب ۲۵,۱، ۳۷,۱، ۴۵,۳،...و الی آخر محاسبه می‌شود. حال اگر این زمان‌های هیدروگراف خروجی را با دبی متناظر آنها که از روی هیدروگراف ورودی به دست می‌آید، روی یک هیدروگراف رسم شود، شکل ۲-۲۰ (ج) به دست می‌آید. لذا با توجه به این شکل مشخص می‌شود که در روندیابی موج جنبشی، تنها زمان جابجایی(Translation) سیل لحاظ شده است. در واقع دبی اوج خروجی و ورودی یکسان هستند.

۲-۶-۲- حل عددی روندیابی موج جنبشی در کانال‌های منشوری

اغلب در مسائل منابع طبیعی و هیدرولوژی پاسخ‌های با تقریب مناسب، جوابگو هستند. در این خصوص معادلات سنت- ونانت مدل‌های توزیعی سیل که مانند آب‌های زیرزمینی از نوع دیفرانسیل پاره‌ای هستند، اغلب حل تحلیلی نداشته و لذا باید به صورت عددی، که تقریب مناسبی از جواب است، حل شوند. روش‌های حل معادلات دیفرانسیل جزئی را ممکن است در دو گروه قرارداد:

-روش‌های مشخصه - Characteristic methods

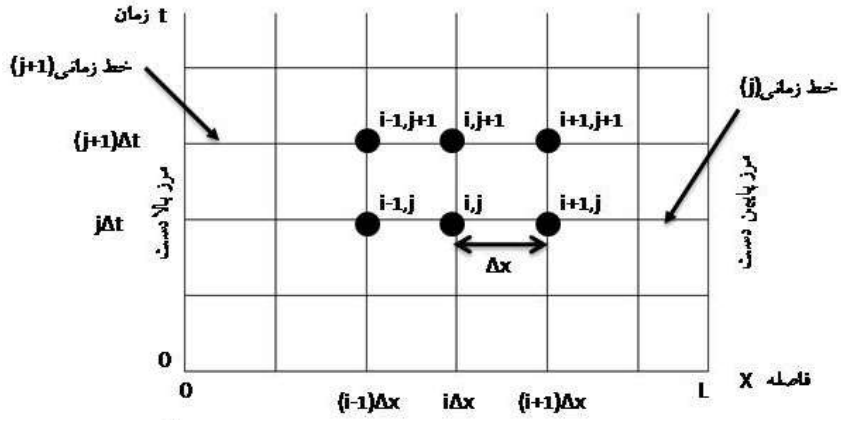
-روش‌های مستقیم عددی- Direct numerical methods

در روش‌های مشخصه، ابتدا معادلات دیفرانسیل پاره‌ای به معادلات مشخصه آنها تبدیل می‌شود، سپس معادلات مشخصه موج جنبشی ممکن است به صورت تحلیلی و یا از روش تقریبات تفاضل‌های محدود (finite-difference representation) که اساس آن مشابه حل مستقیم عددی است، حل شوند.

در روش‌های حل مستقیم عددی، روش تفاضل‌های محدود در سیلاب کاربرد بیشتری دارد. معادلات تفاضل‌های محدود جبری از معادلات اصلی دیفرانسیل پاره‌ای معادلات پیوستگی و مومنتوم، به صورت خطی یا غیرخطی فرموله (اسلوب بندی) می‌شوند. سپس محاسبات جهت تعیین مقدار جریان و ارتفاع آب در فواصل مکانی – زمانی جزئی طول سیستم (طول رودخانه، کانال یا حوضه) انجام می‌گردد. در این خصوص لازم است تا شبکه‌ای (Grid) از مکان و زمان روی محور مختصات x-t تشکیل گردد. این شبکه دارای نقاطی است که فاصله دو نقطه روی محور طول‌ها Δx به عنوان فاصله جزئی و روی محور عرض‌ها Δt به عنوان زمان جزئی در نظر گرفته می‌شود (شکل۲-۲۱). نقاط مکانی با شاخص i و نقاط زمانی با شاخص j مشخص می‌شوند. مجهولات گام زمانی بعدی بر اساس شرایط مرزی و اولیه و الی آخر محاسبه می‌شود. به طورکلی تمامی روش‌های مستقیم و تقریبی عددی ممکن است به صورت صریح (Explicit) یا ضمنی(Implicit) حل شوند. در ادامه هر یک از روش‌های مذکور تشریح می‌شوند.

۱- تقریبات تفاضلهای محدود-finite-difference approximations

این روش را می‌توان مشابه مشتق‌گیری از یک تابع با خطای تقریب زدن مقایسه نمود. در این خصوص و با توجه به شکل ۲-۲۲ می‌توان تقریب تفاضل‌های محدود یک تابع $u(x)$ را با توجه به بسط سری تیلور برای $x\pm\Delta x$ در جای که $u'(x)=\partial u/\partial x, u''=\partial^2 u/\partial x^2, ...$ به صورت زیر به دست آورد:



شکل۲-۲۱: شبکه x-t *جهت حل عددی معادلات سنت- ونانت با روش تفاضل‌های محدود*

$$u(x+\Delta x)=u(x)+\Delta x u'(x)+\frac{1}{2}\Delta x^2 u''(x)+\frac{1}{6}\Delta x^3 u'''(x)+.... \qquad ۱۲۱-۲$$

$$u(x-\Delta x)=u(x)-\Delta x u'(x)+\frac{1}{2}\Delta x^2 u''(x)-\frac{1}{6}\Delta x^3 u'''(x)+.... \qquad ۱۲۲-۲$$

محاسبه $u'(x)$ ممکن است بر اساس سه نوع تقریب زیر صورت بگیرد:

- روش تقریب تفاضل مرکزی. در این حالت داریم:

$$u(x+\Delta x)-u(x-\Delta x)=2\Delta x u'(x)+0(\Delta x^3) \qquad ۱۲۳-۲$$

اگر ترم‌های رده سه و بالاتر نادیده گرفته شود، $0(\Delta x^3)$ داریم:

$$u'(x)\approx\frac{u(x+\Delta x)-u(x-\Delta x)}{2\Delta x} \qquad ۱۲۴-۲$$

خطای تقریبی رابطه بالا از رده (Δx^2) است. این خطا را خطای برش یا کوتاه‌سازی (Truncation error) می‌نامند.

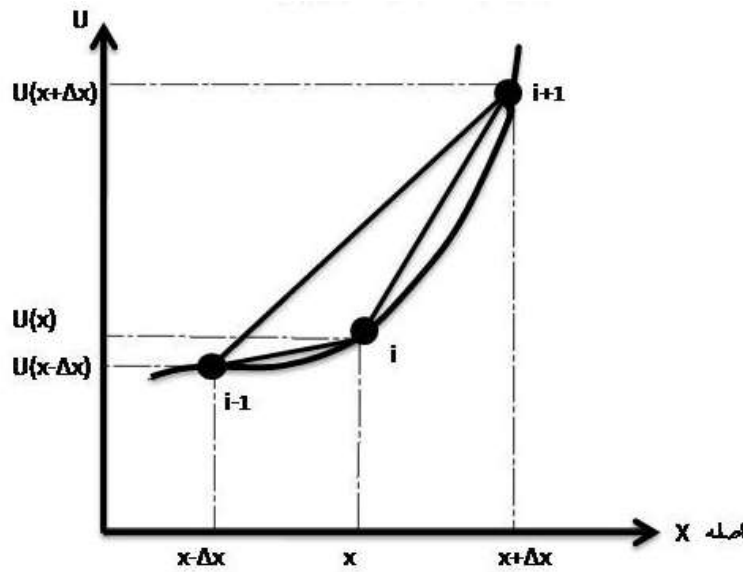
-روش تقریب تفاضل پیشرو. در این حالت داریم:

$$u(x+\Delta x)-u(x)=\Delta x u'(x)+0(\Delta x^2) \qquad ۱۲۵-۲$$

خطای رابطه بالا به جهت نادیده گرفتن ترم‌های رده ۲ به بالاست. لذا مقدار $u'(x)$:

$$u'(x)\approx\frac{u(x+\Delta x)-u(x)}{\Delta x} \qquad ۱۲۶-۲$$

خطای تقریبی رابطه بالا از رده (Δx) است.



شکل۲-۲۲: تقریبات تفاضل محدود برای تابع $u(x)$

- روش تقریب تفاضل پسرو. در این حالت داریم:

$$u(x)-u(x-\Delta x)=\Delta x u'(x)+0(\Delta x^2) \qquad ۱۲۷-۲$$

$$u'(x)\approx\frac{u(x)-u(x-\Delta x)}{\Delta x} \qquad ۱۲۸-۲$$

روش تفاضل‌های محدود ممکن است به صورت صریح یا غیرصریح حل شود.

مقایسه حل صریح و ضمنی

تفاوت اصلی بین طرح صریح (Explicit Scheme) و ضمنی (Implicit Scheme) در این است که در روش صریح، مقادیر مجهول به صورت پی‌درپی از یک نقطه‌به‌نقطه دیگر روی یک خط زمانی حل می‌شوند، اما در روش ضمنی مقادیر مجهول روی یک خط زمانی به صورت هم‌زمان حل می‌شوند. روش صریح ساده‌تر است اما اغلب ناپایدار است. لذا فواصل جزئی $\Delta x,\Delta t$ باید تا حد ممکن کوچک‌تر انتخاب شوند، تا فرآیند حل عددی همگرا شود. این روش نتایج را برای هر نقطه شبکه ارائه می‌کند. همچنین تغییرات و هندسه کانال را از یک مقطع تا مقطع دیگر تا حدی بررسی می‌کند، اما کارایی این روش از طرح ضمنی به ویژه جهت روندیابی جریان‌های سیلابی در یک دوره طولانی‌مدت پایین‌تر است. روش ضمنی از نظر ریاضی، پیچیده‌تر است؛ لذا باید برنامه‌نویسی انجام شود. در عوض در این روش می‌توان گام‌های محاسباتی را بزرگ‌تر در نظر گرفت بدون این‌که خطای زیادی وارد محاسبات شود. لذا در محاسبات حجیم سیلاب و آب زیرزمینی روش ضمنی سریع‌تر بوده و بیشتر نیز استفاده می‌شود. همچنین بررسی تغییرات هندسه کانال از یک سطح مقطع تا سطح مقطع بعدی در طرح ضمنی امکان‌پذیر است.

طرح صریح

الگوی روش تفاضل محدود در شکل ۲-۲۱ به وسیله شبکه‌ای (Mesh) از نقاط حاصل از خطوط مربوط به زمان و مکان نشان داده شده است. اگر مقدار یک کمیت هیدرولوژیکی مانند u در زمان t روی خط زمانی j مشخص باشد، مجهول مسئله این است که مقدار u در نقطه $(i, j+1)$ و زمان $t+\Delta t$ یعنی u_i^{j+1} تعیین شود. در این حالت یک حل از نوع تقریب تفاضل پیشرو برای مشتقات زمانی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial u_i^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_i^{j+1} - u_i^j}{\Delta t} \qquad ۱۲۹-۲$$

همچنین یک حل از نوع تقریب تفاضل مرکزی برای مشتقات مکانی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial u_i^j}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^j - u_{i-1}^j}{2\Delta x} \qquad ۱۳۰-۲$$

همان‌طور که مشخص است مشتقات جزئی مسئله برای نقاط $(i-1, j), (i, j), (i+1, j)$ در همسایگی نقطه $(i, j+1)$ نوشته شده است. باید توجه نمود که در مشتقات مکانی ترم‌های به کارگرفته شده همگی روی یک خط زمانی j معلوم هستند.(در روش ضمنی تقریبات تفاضل محدود مشتقات زمانی و مکانی به صورت مجهول برای خط زمانی بعدی j+1 نوشته می‌شود) به طورکلی شکستن زمان و مکان محور مختصات روی شبکه به فواصل جزئی، جهت گرفتن انتگرال و حل معادلات تفاضل محدود، باعث ایجاد خطاهای عددی و ناپایداری محاسباتی می‌شود. اگر چنین خطاهایی به صورت تجمعی از یک گام خط زمانی به بعدی، زیاد نباشد روش تفاضل محدود پایدار است. یک شرط لازم و نه کافی جهت همگرا شدن در روش صریح و کاهش پخشودگی عددی، لحاظ نمودن معیار عدد کورانت در مدل‌های اولرین (در آب زیرزمینی نیز کاربرد دارد) به شرح زیر است (کورانت و فردریک Courant and Friedrichs ، 1948):

$$\Delta t \le \frac{\Delta x_i}{c_k} \qquad ۱۳۱-۲$$

مفهوم شرایط کورانت این است که نباید ابعاد و زمان‌بندی شبکه طوری انتخاب شوند که موج سیل از سلول عبور کند. لذا باید زمان Δt کوچک‌تر از زمان عبور موج سیل با توجه به فاصله Δx و سرعت موج جنبشی c_k باشد. عدد کورانت در طرح ضمنی استفاده نمی‌شود اما ممکن است به عنوان یک معیار مورد توجه باشد. مقدار Δx شبکه پس از محاسبه ثابت است. اما Δt ممکن است برای هر گام زمانی نیاز به تغییر داشته باشد. ممکن است بعد از محاسبه Δt_i برای یک خط زمانی j کوچک‌ترین آن را انتخاب نمود و سپس درصدی از آن را دوباره به صورت تجربی کم نمود و برای کل سلول‌ها استفاده کرد. باید توجه نمود عدد کورانت شرط کافی پایداری حل عددی نیست.

طرح ضمنی

در روش ضمنی، تقریبات تفاضل محدود برای مشتقات زمانی و مکانی در ترم‌هایی از متغیر وابسته روی خط زمانی مجهول نوشته می‌شود. به عنوان یک مثال ساده، مشتقات مکانی-زمان نقطه $(i+1, j+1)$ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta x} \qquad ۱۳۲-۲$$

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^j}{\Delta t} \qquad ۱۳۳-۲$$

طرح ضمنی مذکور برای حل عددی موج جنبشی زیر استفاده شده است. همچنین یک طرح ضمنی پیچیده‌تر از رابطه بالا شامل ۴ نقطه وزن داده شده برای حل عددی مدل موج دینامیک با معادلات کامل در بند مربوطه استفاده شده است.

۲-حل عددی موج جنبشی

در اینجا بر اساس روش حل غیر صریح ارائه شده در بند پیش معادله زیر به صورت عددی حل می‌شود. این معادله همان‌طور که پیشتر نیز ارائه شده بود، از ترکیب معادلات پیوستگی و مومنتوم جهت کاهش دو متغیر وابسته به یک متغیر وابسته Q به صورت زیر به دست آمده بود:

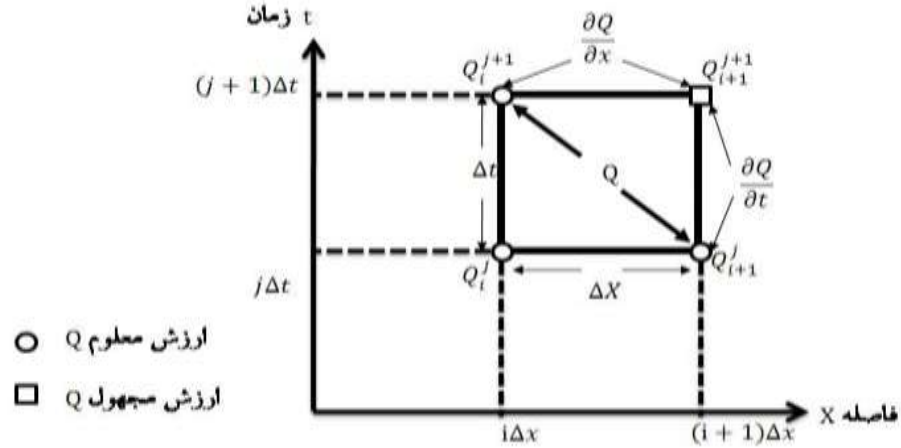
$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\alpha\beta Q^{\beta-1}\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)=q \qquad ۱۳۴-۲$$

هدف این است تا مقدار $Q(x,t)$ در هر نقطه $x-t$ شبکه برای پارامترهای α و β و جریان جانبی $q(t)$ کانال مورد نظر با توجه به شرایط اولیه و مرزی به دست آید. خروجی مدل همان هیدروگراف خروجی $Q(L,t)$ در فاصله مورد نظر است. روش عددی، انعطاف‌پذیری بیشتری نسبت به روش تحلیلی دارد. همچنین در روش عددی می‌توان سناریوسازی جهت بررسی اثرات مدیریتی کنترل سیل نمود. پایه و اساس این روش در واقع معرفی اولیه‌ای از روش حل عددی موج دینامیک ارائه شده در بندهای پیش نیز است. دو روش جهت برقرار نمودن معادلات تفاضل محدود در ادامه ارائه شده است. اگر متغیر وابسته مجهولی چون Q به عنوان تابعی خطی از ارزش‌های معلوم مستقل دیگر Q در نظر گرفته شود، طرح خطی، و اگر معادلات تفاضل محدود به صورت معادلات غیرخطی تشکیل شوند، طرح غیرخطی است.

طرح خطی حل عددی مدل موج جنبشی

در این روش جهت حل عددی معادله بالا می‌بایست مشتقات زمانی-مکانی Qازروی شبکه $x-t$ همان‌طور که در شکل ۲-۲۱ و ۲-۲۳ نیز نشان داده شده است، تقریب زده شود. متغیر مجهول، Q_{i+1}^{j+1} است. ارزش‌های Q روی خط زمانی j ام از قبل مشخص شده‌اند. روش تفاضل پسرو جهت برقراری معادلات تفاضل محدود استفاده می‌شود. همچنین در این روش شکل تفاضل محدود مشتقات مکانی Q_{i+1}^{j+1} با جاگزینی ارزش‌های Q در خط زمانی $j+1$ ام معادله مشتقات مکانی طرح ضمنی ارائه شده در بند پیش، به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\frac{\partial Q}{\partial x}\approx\frac{Q_{i+1}^{j+1}-Q_i^{j+1}}{\Delta x} \qquad ۱۳۵-۲$$



شکل۲-۲۳: حل خطی معادلات تفاضل‌های محدود موج جنبشی

به همین صورت شکل تفاضل محدود مشتقات زمانی با جاگزینی ارزش‌های Q در خط مکانی $i+1$ ام معادله مشتقات زمانی طرح ضمنی ارائه شده در بند پیش، به دست می‌آید:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^{j}}{\Delta t} \qquad ۱۳۶-۲$$

در محدوده یک سلول چهار نقطه وجود دارد. یکی از آنها مجهول مسئله است و دو تای دیگر از دو معادله بالا که معلومات مسئله خواهد بود، مشخص می‌شوند. یک مورد نیز که مربوط به گام زمانی قبلی در موقعیت مکانی مجهول مسئله است، به کمک رابطه زیر که متوسط دو ارزش مقادیر قطری سلول شبکه است، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$Q \approx \frac{Q_{i+1}^{j} + Q_{i}^{j+1}}{2} \qquad ۱۳۷-۲$$

دبی‌های جانبی نیز معلومات مسئله هستند و از رابطه زیر به دست می‌آیند:

$$q \approx \frac{q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^{j}}{2} \qquad ۱۳۸-۲$$

اگر این روابط در $\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha\beta Q^{\beta-1}\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right) = q$ جایگزین شود و نسبت به مقدار مجهول مرتب شود، معادله تفاضل محدود مسئله توسعه داده می‌شود:

$$Q_{i+1}^{j+1} = \frac{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_i^{j+1} + \alpha\beta Q_{i+1}^{j}\left(\frac{Q_{i+1}^{j} + Q_i^{j+1}}{2}\right)^{\beta-1} + \Delta t\left(\frac{q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^{j}}{2}\right)\right]}{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} + \alpha\beta\left(\frac{Q_{i+1}^{j} + Q_i^{j+1}}{2}\right)^{\beta-1}\right]} \qquad ۱۳۹-۲$$

بر اساس معادله تفاضل محدود بالا می‌توان محاسبات را مانند مثال زیر انجام داد. متغیر وابسته در رابطه بالا Q است زیرا بر اساس مطالعات (هندرسون Henderson، 1966) خطای نسبی آن از وقتی که سطح را به عنوان متغیر وابسته قرار دهیم، کمتر می‌شود. رابطه زیر این موضوع را تحت شرایطی تایید می‌کند:

$$\ln A = \ln \alpha + \beta \ln Q \qquad ۱۴۰-۲$$

شکل دیفرانسیلی:

$$\frac{dQ}{Q} = \frac{1}{\beta}\left(\frac{dA}{A}\right) \qquad ۱۴۱-۲$$

همان‌طور که پیشتر نیز مشخص شد مقادیر β معمولاً بر اساس روابط مانینگ و دارسی وسباخ کمتر از ۱ می‌شود.

مثال: هیدروگراف جریان ورودی به یک کانال منشوری مستطیلی شکل با عرض کف ۲۰۰ فوت، ضریب زبری ۰،۰۳۵ و شیب کف ۱ درصد و طول ۱۵۰۰۰ فوت به صورت زیر است: دبی(cfs)

زمان(دقیقه)	۰	۱۲	۲۴	۳۶	۴۸	۶۰	۷۲	۸۴	۹۶	۱۰۸	۱۲۰
دبی$\times 10^3$	۲	۲	۳	۴	۵	۶	۵	۴	۳	۲	۲

هدف توسعه یک مدل موج جنبشی خطی برای روندیابی هیدروگراف ورودی در طول کانال است. این روش ممکن است با برنامه‌نویسی در فرترن راحت‌تر شود. فرض کنید جریان جانبی صفر باشد و شرایط اولیه ۲۰۰۰ فوت مکعب بر ثانیه به صورت جریان یکنواخت را به عنوان جریان دینامیک آب زیرزمینی در نظر بگیرید؟

در این مثال بدون در نظر گرفتن آنالیز آمار واقعی ایستگاه هیدرومتری، مسئله را حل می‌کنیم. ابتدا با توجه به مثال قبلی تندی موج جنبشی را برای دبی اوج هیدروگراف ورودی حساب می‌کنیم. بدیهی است که بیشترین سرعت، مربوط به دبی اوج باشد. مقدار آن برابر ۱۵٫۵ فوت بر ثانیه می‌شود. حال با توجه به عدد کورانت و تجربه کارشناسی فرض کنید $\Delta x = 3000$ فوت و Δt نیز ۳ دقیقه محاسبه شود. ارزش β با توجه به رابطه مانینگ ۰٫۶ است و ارزش α از رابطه زیر حساب می‌شود:

$$\alpha = \left(\frac{np^{2/3}}{1.49\sqrt{S_\circ}} \right)^{0.6} = \left[\frac{0.035 \times (200)^{2/3}}{1.49(0.01)^{1/2}} \right]^{0.6} = 3.49$$

حال با توجه به جدول ۲-۶ و رابطه توسعه یافته تفاضل محدود امکان محاسبه هیدروگراف‌های خروجی برای هر فاصله‌ای از کانال به صورت زیر فراهم می‌شود.

$$Q_2^6 = \frac{\left[\frac{180}{3000}(2250) + (3.49)(0.6)(2000)\left(\frac{2000+2250}{2}\right)^{(0.6-1)} \right]}{\left[\frac{180}{3000} + (3.49)(0.6)\left(\frac{2000+2250}{2}\right)^{(0.6-1)} \right]} = 2095 \ cfs$$

پس از آن روی همان خط زمانی محاسبات برای فاصله بعدی یعنی $Q_3^6 = 2036$ و الی آخر ادامه می‌یابد. ستون آخر (مربوط به خط مکانی شماره ۶)، هیدروگراف خروجی در انتهای کانال است. لذا می‌توان پنج هیدروگراف خروجی را برای فاصله‌های دیگر کانال نیز ترسیم و تحلیل نمود. همچنین می‌توان تغییرات موج را در یک گام زمانی ثابت و در طول کانال ترسیم و تفسیر کرد. در این خصوص می‌توان روی محور افقی، متغیر زمان و روی محور عمودی، متغیر دبی را برای گام‌های زمانی ثابت ۰، ۳۰ و.. الی آخر رسم نمود. اگر هیدروگراف خروجی دو روش تحلیلی (مثال قبل) و عددی مذکور را برای شرایط یکسان مقایسه کنیم خواهیم دید که در روش عددی، دبی اوج کاهش داده شده است. همچنین اگر در همین روش عددی فواصل جزئی مکانی و زمانی به ترتیب به ۱۰۰۰ فوت و ۱ دقیقه کاهش داده شود (مشروط به این‌که شرط عدد کورانت صادق باشد) خواهیم دید که اثر پخشودگی و کاهش سیل، کمتر می‌شود. سوال این است کدام ابعاد شبکه مناسب‌تر است؟ لذا در هیدرولوژی نقش تجربه و آنالیز آمار بسیار مهم است. اگر در یک منطقه‌ای آمار نباشد، باید بر اساس روش‌های مناسب فصل اول، نتایج از حوضه‌های معرف به حوضه‌های فاقد آمار تعمیم داده شود. لذا نقش آنالیز و تعمیم منطقه‌ای آمار، همیشه حیاتی است.

زمان (min)	شاخص زمان	بالادست	فاصله کانال(ft)				پایین دست
		۰	۳۰۰۰	۶۰۰۰	۹۰۰۰	۱۲۰۰۰	۱۵۰۰۰
	j	i=۱	۲	۳	۴	۵	۶
۰	۱	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰
۳	۲	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰
۶	۳	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰
۹	۴	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰
۱۲	۵	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰
۱۵	۶	۲۲۵۰	۲۰۹۵	۲۰۳۶	۲۰۱۳	۲۰۰۵	۲۰۰۲
۱۸	۷	۲۵۰۰	۲۲۵۲	۲۱۱۸	۲۰۵۳	۲۰۲۳	۲۰۱۰
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
۶۰	۲۱	۶۰۰۰	۵۷۲۰	۵۴۲۷	۵۱۱۸	۴۷۹۳	۴۴۵۲
۶۳	۲۲	۵۷۵۰	۵۷۳۴	۵۵۷۳	۵۳۳۲	۵۰۴۳	۴۷۱۳
۶۶	۲۳	۵۵۰۰	۵۶۳۳	۵۵۹۷	۵۴۵۷	۵۱۲۷	۴۹۶۱
۶۹	۲۴	۵۲۵۰	۵۴۴۷	۵۵۴۶	۵۴۸۹	۵۲۵۶	۵۱۴۵
۷۲	۲۵	۵۰۰۰	۵۲۳۸	۵۳۹۰	۵۴۴۳	۵۲۹۷	۵۲۶۳
۷۵	۲۶	۴۷۵۰	۵۰۱۲	۵۲۱۳	۵۳۳۵	۵۳۶۸	۵۳۱۲
۷۸	۲۷	۴۵۰۰	۴۷۷۷	۵۰۱۱	۵۱۸۴	۵۲۸۱	۵۲۹۸
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
۱۵۰	۵۱	۲۰۰۰	۲۰۰۱	۲۰۰۴	۲۰۱۳	۲۰۳۶	۲۰۷۶

جدول ۲-۶: مراحل محاسبات عددی موج جنبشی خطی (cfs)

*اعداد زیرخط‌دار جدول ۲-۶ دبی اوج هیدروگراف خروجی در هر فاصله زمانی هستند.

طرح غیرخطی عددی در مدل موج جنبشی

شکل دیفرانسیلی رابطه $\frac{\partial Q}{\partial x}+\alpha\beta Q^{\beta-1}\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)=q$ به صورت زیر می‌تواند بیان شود:

$$\frac{Q_{i+1}^{j+1}-Q_i^{j+1}}{\Delta x}+\frac{A_{i+1}^{j+1}-A_{i+1}^{j}}{\Delta t}=\frac{q_{i+1}^{j+1}+q_{i+1}^{j}}{2} \qquad ۱۴۲-۲$$

می‌توان Q را برای حالت خطی یا غیرخطی به صورت متغیر مستقل به کمک رابطه $A=\alpha Q^{\beta}$ به دست آورد:

$$A_{i+1}^{j+1}=\alpha(Q_{i+1}^{j+1})^{\beta} \qquad ۱۴۳-۲$$

$$A_{i+1}^{j}=\alpha(Q_{i+1}^{j})^{\beta} \qquad ۱۴۴-۲$$

اگر این دو معادله در رابطه بالا جایگزین شده و برای متغیر مجهول مرتب شوند، داریم:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x}Q_{i+1}^{j+1}+\alpha(Q_{i+1}^{j+1})^{\beta}=\frac{\Delta t}{\Delta x}Q_i^{j+1}+\alpha\left(Q_{i+1}^{j}\right)^{\beta}+\Delta t(\frac{q_{i+1}^{j+1}+q_{i+1}^{j}}{2}) \qquad ۱۴۵-۲$$

مقدار خطای باقی‌مانده از رابطه بالا به صورت زیر است:

$$f(Q_{i+1}^{j+1})=\frac{\Delta t}{\Delta x}Q_{i+1}^{j+1}+\alpha(Q_{i+1}^{j+1})^{\beta}-C \qquad ۱۴۶-۲$$

طرف راست معادله بالا در هر نقطه شبکه تفاضل محدود به صورت زیر است:

$$C = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_i^{j+1} + \alpha\left(Q_{i+1}^{j}\right)^{\beta} + \Delta t\left(\frac{q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^{j}}{2}\right) \qquad ۱۴۷-۲$$

مشتق اول $f(Q_{i+1}^{j+1})$:

$$f'(Q_{i+1}^{j+1}) = \frac{\Delta t}{\Delta x} + \alpha\beta(Q_{i+1}^{j+1})^{\beta-1} \qquad ۱۴۸-۲$$

هدف تعیین Q_{i+1}^{j+1} برای $f(Q_{i+1}^{j+1}) = 0$ است.

با استفاده از روش نیوتن با تکرارهای $k = 1,2,...$ داریم:

$$(Q_{i+1}^{j+1})_{k+1} = (Q_{i+1}^{j+1})_k - \frac{f(Q_{i+1}^{j+1})_k}{f'(Q_{i+1}^{j+1})_k} \qquad ۱۴۹-۲$$

معیار همگرا شدن در فرآیند تکرارها از رابطه زیر مشخص می‌شود:

$$\left| f(Q_{i+1}^{j+1})_{k+1} \right| \le \varepsilon \qquad ۱۵۰-۲$$

ε معیار خطا.

برای حل معادله بالا با توجه به این‌که غیرخطی است می‌توان از روش عددی نیوتن استفاده نمود. در این روش مقدار اولیه Q_{i+1}^{j+1} جهت همگرا شدن تکرارها مهم است. یک روش این است که ابتدا مقدار تقریبی از روش حل خطی به دست آید. در این خصوص محققانی چون لی Li، سیمونز Simons، استیونز Stevens (۱۹۷۵) تحقیق کرده‌اند. آنها نشان داده‌اند که رابطه بالا در بیشتر شرایط حل، پایدار است. همچنین نشان دادند که جواب‌های رابطه بالا بر عکس روش خطی، برای دامنه‌های وسیعی از جزهای مکانی و زمانی شبکه، خطای مهمی در شکل هیدروگراف ایجاد نمی‌کند.

۲-۶-۳- حل تقریبی موج جنبشی و انتشار با روش ماسکینگام-کانج

یک روش تقریبی برای حل موج جنبشی که از روش ذخیره خطی ماسکینگام دو پارامتری مشتق می‌شود، توسط کونگ Cunge ۱۹۶۰ ارائه شده است. معادلات اصلی روندیابی روش ماسکینگام خطی به صورت زیر است:

$$Q_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 Q_j \qquad ۱۵۱-۲$$

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$C_3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1$$

بدیهی است که شاخص‌های j در این رابطه با آنچه در شبکه عددی ارائه شد متفاوت است. این شاخص‌ها مربوط به گام زمانی روندیابی است. جهت تعیین ارزش‌های K,X روش‌های متنوعی وجود دارد. مقدار X وقتی که موج سیل از مخزن یک سد با سطح آب افقی عبور می‌کند برابر صفر و وقتی حرکت موج سیل در رودخانه به صورت کاملاً یکنواخت است

برابر ۰٫۵ است. K نیز دارای بعد زمان بوده و ممکن است معادل نسبت طول باز به سرعت متوسط جریان در نظر گرفته شود. لذا K همان زمان پیمایش موج سیل است. اما می‌بایست مقادیر بهینه آنها از آنالیز هیدروگراف‌های ورودی- خروجی یک بازه معرف برای سایر بازه‌ها محاسبه شود. پس از تعیین ضرایب ماسکینگام می‌توان با توجه به شرایط مرزی و اولیه ابتدا ضرایبC و سپس هیدروگراف خروجی بازه را تعیین نمود. کانج(۱۹۶۹) روش زیر را پیشنهاد نمود. با توجه به شبکه زمانی-مکانی روش تفاضل محدود، دبی در معادلات ماسکینگام خطی بالا، می‌تواند در نقاط $x=(i+1)\Delta x$ و $t=(j+1)\Delta t$ به صورت رابطه جبری زیر بازنویسی شود:

$$Q_{i+1}^{j+1}=C_1Q_i^{j+1}+C_2Q_i^j+C_3Q_{i+1}^j \qquad ۱۵۲-۲$$

ضرایب C از همان معادلات ماسکینگام خطی به دست می‌آید. در اینجا نیز همان‌طور که ذکر شد K ثابت ذخیره با بعد زمان و X فاکتوری است که تاثیر نسبی جریان ورودی را روی سطح آب مشخص می‌کند و در دامنه ۰ تا ۰٫۵ تغییر می کند. کانج نشان داد که وقتی K و Δt ثابت تلقی شوند، معادله بالا، تقریبی از حل معادلات پیوستگی موج جنبشی است. همچنین وی اشاره کرد رابطه بالا می‌تواند حل تقریبی از موج انتشار اصلاح شده موج جنبشی باشد اگر:

$$K=\frac{\Delta x}{c_k}=\frac{\Delta x}{dQ/dA} \qquad ۱۵۳-۲$$

طرف راست معادله بالا زمان حرکت موج جنبشی در طول یک بازه Δx از کانال است. در رابطه زیر مقدار X به ترم

$$X=\frac{1}{2}\left(1-\frac{Q}{Bc_kS_\circ\Delta x}\right) \qquad ۱۵۴-۲$$

پخشودگی فیزیکی (واقعی) مرتبط شده است. کانج (۱۹۶۹) نشان داد، جهت پایداری حل عددی باید $0\le X\le 1/2$ برقرار باشد. بدیهی است که مقادیر K,X در هر نقطه مکانی-زمانی تغییر می‌کنند (حالت غیرخطی). روش ماسکینگام-کانج نسبت به روش‌های حل استاندارد عددی موج جنبشی دو امتیاز دارد. اول این‌که در روش جبری بالا نیازی نیست که جهت تعیین هیدروگراف خروجی از بازه، کل هیدروگراف را در فواصل زمانی-مکانی روندیابی کنیم مگر این‌که به آنها نیاز داشته باشیم. دوم این‌که در روش جبری بالا، پخشودگی و نحیف شدن بی‌دلیل سیلاب کمتر ایجاد می‌گردد، لذا در این روش انعطاف‌پذیری بیشتری در انتخاب فواصل جزئی زمانی و مکانی وجود دارد. بر اساس گزارش نرس NERC 1975، از بین دو روش ماسکینگام-کانج و روش‌هایی که در آنها مدل موج انتشار (Diffusion wave) لحاظ می‌شود، ماسکینگام-کانج به دلیل ساده‌تر بودن و همچنین دقت مشابه، ارجعیت دارد. همان‌طور که پیشتر نیز بر اساس معادلات پایه مدل‌های توزیعی ذکر گردید، مدل موج انتشار وقتی قابل توصیه است که نیروهای فشاری مهم اما نیروهای اینرسی کم‌اهمیت می‌شوند. از مهم‌ترین معایب روش ماسکینگام-کانج این است که پایه و اساس سیستمی داشته لذا نمی‌تواند آشفتگی‌های هیدرولیکی پایین دست جریان را که ناشی از بالادست هستند، لحاظ نماید. همچنین این روش نمی‌تواند با دقت مناسبی هیدروگراف خروجی را در مرزهای‌های پایین دست وقتی که نوسانات بزرگی در سرعت موج جنبشی وجود دارد، پیش‌بینی کند. این شرایط اغلب در رودخانه‌های ماندری و دشت‌های سیلابی پهن اتفاق می‌افتد که می‌بایست از روش موج دینامیک ارائه شده در بندهای بعدی استفاده نمود. در

انتها لازم به یادآوری است که مدل‌های موج جنبشی و مدل‌های موج انتشار هر دو وقتی مفید هستند که شیب کانال بیش از ۰٫۰۱ درصد باشد و همچنین اغتشاشات بازگشت آب به بالادست در اثر آشفتگی‌های ناشی از جزر و مد، جریان‌های جانبی و رودخانه‌های فرعی دیگر و یا در اثر عملکرد مخزن وجود نداشته باشد.

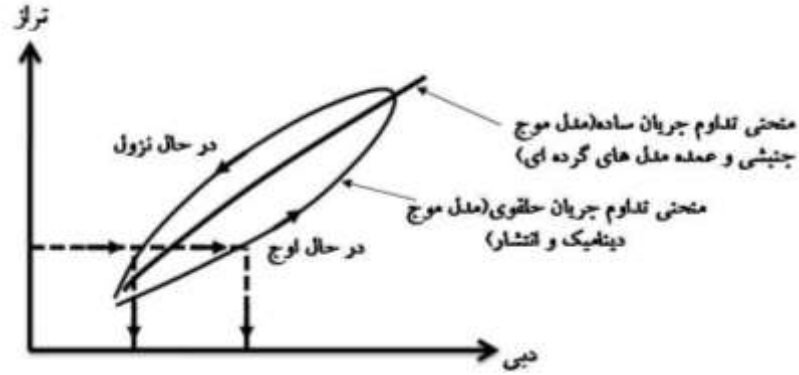
۲-٦-٤- حل عددی روندیابی موج دینامیک رودخانه‌های ماندری و شکست سد

بررسی حرکت و توزیع آب در شبکه‌ای از رودخانه‌ها و یا حتی در یک رودخانه و یا در سیستم زهکشی و جمع‌آوری سیلاب شهری مسئله پیچیده‌ای در هیدرولوژی محسوب می‌شود. علاوه بر این با توجه به اهمیت تهیه نقشه‌های پهنه‌بندی سیل به دلیل تراکم سکونتگاه‌های اجتماعی و به مخاطره افتادن جان انسان، مسئله افزایش دقت شبیه‌سازی روندیابی سیل و توسعه مدل‌های پیچیده‌تر مانند مدل‌های موج دینامیک جهت تعیین دبی و تراز سیل در زمان و مکان مناسب دو چندان می‌شود. این مسئله در مورد طراحی سیستم‌های هشدار سیل کارا و کنترل سیلاب و طراحی سیستم‌های زهکشی حوضه‌های شهری و همچنین بررسی موج ناگهانی ناشی از شکست سد نیز صادق است. علاوه بر موارد بالا، مدل‌های توزیعی موج دینامیک می‌توانند در روندیابی جریان‌های کمینه (فصل ۴) در رودخانه و کانال‌های منظم انحراف آبیاری جهت کنترل و مدیریت بهتر سیستم‌های تامین و توزیع آب استفاده شوند. انتشار جریان در یک رودخانه و یا سیستم سیلاب شهری، غیردائم - غیریکنواخت است. لذا مدل‌های دینامیک به واقعیت این نوع جریان‌ها مشروط به این‌که در شرایط مناسب(به لحاظ فیزیکی) و به درستی(مراحل واسنجی) استفاده شوند، نزدیک‌تر هستند. مدل توزیعی دیگر در این خصوص به جز مدل‌های موج جنبشی و انتشار که در بندهای پیش برای شرایط خاص مربوطه ارائه شد، مدل موج دینامیکی است که ممکن است مولفه نفوذ به صورت مستقیم وارد یک ترم آن شده باشد. به طورکلی مدل موج دینامیک وقتی توصیه می‌شود که هر دو نیروهای اینرسی و فشاری به دلیل شیب کم رودخانه یا کانال، مهم شده و همچنین اثرات برگشت آب (Backwater) ناشی از آشفتگی پایین دست قابل چشم پوشی نباشد. چنین شرایطی اغلب در رودخانه‌های ماندری و دشت‌های سیلابی اتفاق می‌افتد. در این حالت باید از مدل‌های توزیعی موج دینامیک که ترم‌های کامل معادله سنت – ونانت را به صورت عددی حل می‌کنند، استفاده شود. روندیابی دینامیکی نخستین بار توسط استوکر Stoker در سال ۱۹۵۳ روی رودخانه اوهیو Ohio استفاده شده است. در ادامه تئوری توسعه مدل‌های موج دینامیک با استفاده از تقریبات تفاضل‌های محدود غیرصریح در رودخانه‌های ماندری تشریح می‌شود.

- بررسی روابط دبی- تراز

معادله مومنتوم به عنوان یکی از معادلات اصلی مدل‌های توزیعی به شکل حفاظت شده یا شکل مانا (بند معادلات پایه) ممکن است به چند صورت مختلف نوشته شود. در جریان‌های یکنواخت، شیب کف کانال $S_\circ$ و شیب اصطکاک S_f را می‌توان تقریباً یکسان در نظر گرفت. همچنین در جریان‌های یکنواخت، سایر ترم‌های معادله کامل مومنتوم بی‌اهمیت هستند. در این حالت رابطه دبی- تراز به صورت یک تابع ساده حاصل از معادله مانینگ بوده و می‌توان منحنی تداوم جریان (Rating curve) یکنواخت را با یک خط بدون حلقه رسم نمود (این منحنی در تعیین دبی کلاسه و برآورد دبی رسوب احتمالاتی سیل نیز کاربرد دارد). در این شرایط رابطه دبی-ذخیره به صورت $S = f(Q)$ است. همان‌طور که از

شکل ۲-۲۴ نیز مشخص است، زمانی که که ترم‌های دیگر معادله مومنتوم اهمیت پیدا می‌کنند، منحنی تداوم جریان حلقوی شکل(Loope rating curve) ایجاد می‌گردد. زیرا عمق جریان یا تراز سطح آب دیگر فقط تابع دبی جریان نیست بلکه تابع شیب انرژی متغیر رودخانه نیز است. در این حالت معمولاً دبی هیدروگراف سیل برای یک تراز رودخانه، روی شاخه صعودی منحنی تداوم جریان، بزرگ‌تر از دبی روی شاخه نزولی است. در برخی از رودخانه‌ها حتی ممکن است لوپ‌های چندگانه تشکیل شوند(*Fread*,1973). به طوری که وقتی جریان در حال صعود و نزول است ممکن است به دفعات منحنی‌های تو در تو از حلقه‌های کوچک‌تر و بزرگ‌تر ایجاد کند. به طورکلی روندیابی رودخانه‌های طبیعی به دلایل زیر بسیار پیچیده‌تر از کانال‌های شهری است:



شکل۲-۲۴: منحنی دبی-ترزا یا تداوم جریان ساده و حلقوی بدون لحاظ اثر تغییر رسوبات کف رودخانه

-ضریب زبری در رودخانه‌های طبیعی هم در بعد طولی و هم در بعد عمقی بویژه در هنگام عبور موج سیل تغییر می‌کند. همچنین باید اثر رسوب به دلیل تغییر شکل بستر رودخانه‌های آبرفتی (Alluvial) وارد محاسبات تراز-دبی پیش‌بینی سیل گردد (هیدرولیک رسوب) و یا زبری مانینگ از رابطه $n' = 0.037 d_{50}^{0.126} (f / f_{\circ})^{0.465}$ در سیستم SI، با قطر میانه رسوب d، فاکتور اصطکاک بستر متحرک f و بستر ثابت $f_{\circ}$ از رابطه نیکورازده اصلاح شود(Hydraulics, Sturm:2001).

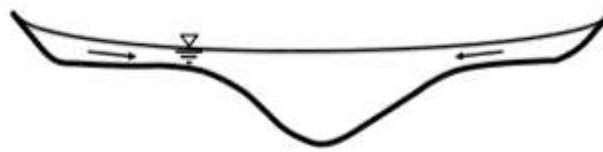
-وجود جریان‌های جانبی از ساحل رودخانه و همچنین رودهای کوچک فرعی که ممکن است به دلیل تعدد، اغلب برخی از آنها وارد محاسبات نشوند. هرچند در صورت وارد شدن در محاسبات نیز ممکن است مدل‌سازی را با پیچیدگی بیشتر همراه کنند.

-سطح مقطع رودخانه‌های طبیعی و سایر عوامل مانند شیب ممکن است با شدت‌های کم یا زیاد به صورت ناگهانی تغییر کند. در این خصوص عدد فرود و ضریب α در کانال اصلی و دشت سیلابی با عمق تغییر می کند(Hydraulics, Sturm:2001).

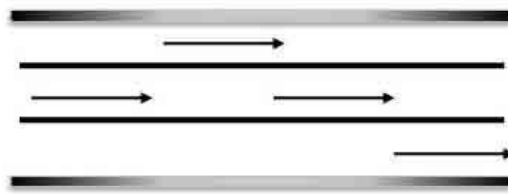
-علاوه بر مسائل بالا می‌توان به مسائلی چون اثر پهنه‌های دشت سیلابی که باعث ایجاد مقاطع مرکب را می‌کنند، اندرکنش آبخانه و سیلاب، اندرکنش پهنه سیلابی و غیر سیلابی با کانال اصلی رودخانه، وجود پل، کالورت و سایر سازه‌های ساخته شده توسط بشر، نفوذپذیری و پیچی بودن(*Meandering*) کانال اصلی را نام برد. به عنوان نمونه در خصوص اندرکنش پهنه دشت سیلابی و رودخانه اصلی می‌توان عنوان نمود که هنگام عبور موج سیل وقتی که جریان روی وضعیت شاخه صعودی منحنی تداوم جریان باشد، حجمی از سیلاب وارد پهنه دشت می‌شود و در زمان برگشت آب به کانال اصلی که در وضعیت شاخه نزولی است، بخشی از آب به صورت موقت، در دشت سیلابی ذخیره می‌شود. این ذخیره به نام ذخیره دره‌ای معروف

است. این مسئله باعث کاهش دبی اوج و تخفیف طبیعی هیدروگراف سیل می‌گردد. علاوه بر این می‌توان مسئله نفوذ را به عنوان یک عامل بسیار موثر تحت شرایطی که بستر نفوذپذیر باشد، عنوان نمود. تلفات نفوذ ممکن است در سطح دره دشت سیلابی و یا در کانال اصلی اتفاق بیفتد. همچنین در دشت‌های وسیع که عمق آب کم و زمان عبور سیلاب قابل توجه می‌گردد، ممکن است فاکتور تبخیر نیز قابل توجه باشد. همچنین منطقه دشت سیل می‌تواند روی تندی موج سیل نیز موثر باشد به طوری که جریان سیل در دشت سیلابی نسبت به کانال اصلی رودخانه به کندی حرکت می‌کند. این مسئله باعث ایجاد شیب عرضی در سطح آب می‌گردد. وقتی که موج عبوری در حال صعود باشد، شیب عرضی به سمت دشت سیلابی است، وقتی که موج سیلابی در حال نزول باشد، شیب سطح آب برعکس می‌شود (شکل۲-۲۵). لحاظ اثر رسوب معلق روی توزیع فشار جریان نیز مهم است(Hydraulics: Henderson, 1966).

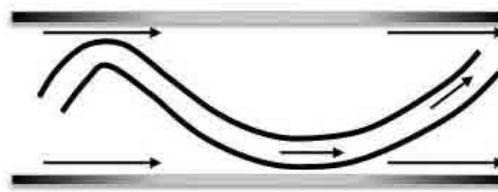
الف-شیب عرضی سطح آب در زمان صعود سیل



ب-شیب عرضی سطح آب در زمان برگشت سیل



ج-کانال اصلی موازی دره



د-کانال اصلی پیچانرود است

شکل۲-۲۵: برخی از وضعیت‌های جریان سیل در رودخانه‌های طبیعی((Chow,Applied hydrology,1988)*)*

فرآیند ایجاد شیب عرضی که در بالا ذکر شد در مورد رودخانه‌های مستقیم است. وقتی محور طولی کانال اصلی و دیواره‌های دره، مانند رودخانه‌های ماندری، موازی نباشد، فرآیند بالا بسیار پیچیده‌تر می‌شود. در این حالت اگر یک سیل عظیم عبور کند، ممکن است محور جریان در حالت کلی با محور دره موازی شود. همچنین در این شرایط شیب آب دره و

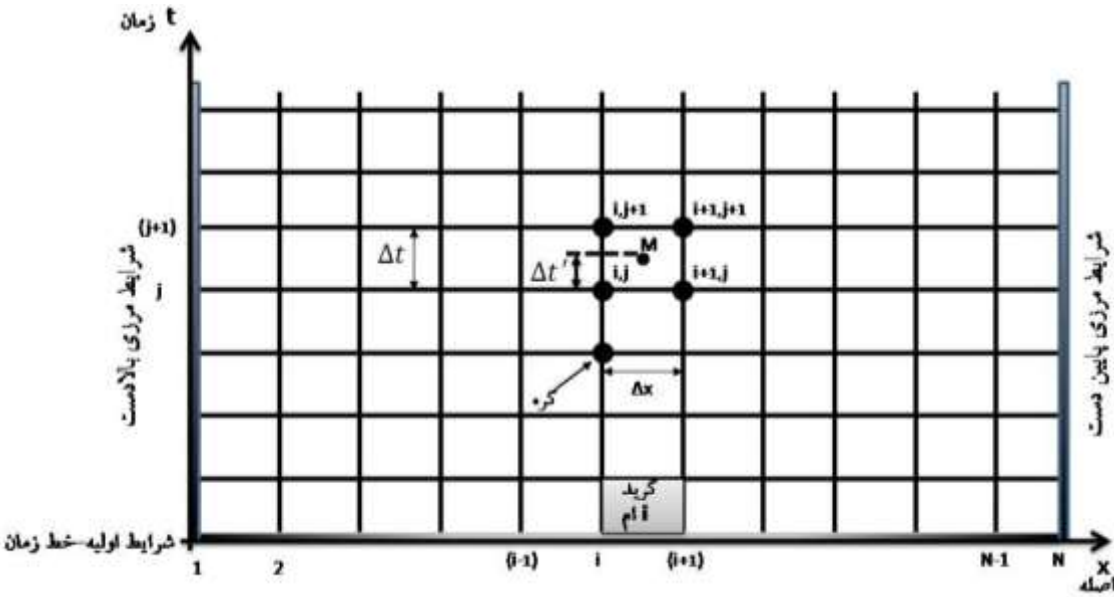
سرعت آب دره (اگر عمق جریان کافی باشد) می‌تواند بیشتر از کانال اصلی باشد زیرا جریان در کانال اصلی، مسیر طولانی‌تری را می‌پیماید. در این حالت انتقال آب از کانال اصلی به سمت دشت سیلابی دره، در زمان صعود موج سیل و برعکس دشوار می‌شود. لذا با توجه به متنوع شدن سرعت جریان در نقاط مختلف دره و کانال، بررسی حرکت موج سیل پیچیده‌تر نیز می‌گردد. این مسئله با اضافه شدن جریان شاخه‌های فرعی در یک سیستم شبکه رودخانه‌ای که هریک با دبی پیک هم‌زمان یا غیر هم‌زمان وارد سیستم اصلی می‌شوند، بسیار بغرنج می‌گردد به طوری که انتشار موج با اثرات برگشت آب ناشی از جریان شاخه‌های فرعی نیز همراه است. منحنی تداوم جریان یا دبی-تراز در اثر این نوع برگشت‌های آب متغیر ممکن است برای هر ترازی از رودخانه، شکل و مشخصه خاص خود را داشته باشد. لذا اثرات برگشت آب مخازن سد، تقاطع رودخانه‌ها، باریک شدن سطح مقطع کانال مسیر جریان، تغییرات سرعت جریان مسیر در ترازهای مختلف، تقاطع جاده و رودخانه در محل کالورت‌ها، تاثیر دهنه و پایه پل‌ها نیز باید در محاسبات روندیابی لحاظ شوند. اثرات برگشت آب باعث ایجاد شیب انرژی متغیر در رودخانه می‌شوند که می‌توانند با مدل‌های کامل موج دینامیک، مدل شوند.

- مدل غیرصریح موج دینامیک

در اینجا روش حل عددی ضمنی(غیر صریح) مورد توجه است. عدد کورانت در طرح صریح برای معادلات موج دینامیک به صورت زیر است:

$$\Delta t \le \frac{\Delta x_i}{v + c_d} \qquad ۱۵۵-۲$$

Δx_i و Δt به ترتیب جرء مکانی و گام زمانی شبکه، c_d و v به ترتیب تندی موج و سرعت جریان. شرایط کورانت اغلب در حل‌های غیرصریح استفاده نمی‌شود. به طورکلی روش تفاضل‌های محدود ضمنی به این دلیل توسعه یافتند تا مشکلات حل صریح که اغلب مربوط به ناپایداری ناشی از بزرگ بودن گام زمانی است، را حل کنند. به عنوان مثال اگر در یک مسئله با حل صریح، گام زمانی بر اساس شرایط لازم کورانت ۱ دقیقه باشد در روش ضمنی ۱ ساعت یا حتی بیشتر نیز ممکن است قابل استفاده باشد. در روش تفاضل‌های محدود ضمنی معادله سنت-ونانت، مقادیر مجهول نقاط شبکه را از یک خط زمانی به بعدی به صورت هم‌زمان روی یک خط زمانی حل می‌کند. این کار به وسیله معادلات جبری انجام می‌شود که اغلب کدهای آن با برنامه فرترن IV در گذشته نوشته شده است. در حال حاضر نیز کدهای عمده برنامه‌های عددی در همین برنامه با ورژن‌های بالاتر (۹۵/۹۰) نوشته می‌شود. یکی از روش‌های طرح ضمنی تفاضل‌های محدود معروف به روش ۴ نقطه وزنی است که در ادامه معرفی می‌شود. در این روش مانند شکل ۲-۲۶ نقطه‌ای چون M در مرکز یک سلول فرض کنید.



*شکل۲-۲۶: شبکه زمان-مکان طرح ضمنی تفاضل‌های محدود(*Fread,1974)

در شکل ۲-۲۶ نقاط روی محورهای موازی با زمان در واقع موقعیت‌های مختلف مکانی را روی رودخانه یا کانال نشان می‌دهند. نقاط روی محورهای موازی با مکان نیز تعبیر زمان هستند. ارزش‌های x,t متغیرهای مستقل هستند که ممکن است به جای x تابع u و به جای آن مقادیر دبی، تراز آب کانال و آب زیرزمینی قرار گیرد. در این حالت مشتق زمانی تابع u به وسیله متوسط ارزش‌های تفاضل‌های محدود در فاصله نقاط مکانی i و$i+1$ تقریب زده می‌شود. ارزش مشتق زمانی در نقطه i ام برابر $(u_i^{j+1}-u_i^j)/\Delta t$ و در نقطه $i+1$ ام برابر $(u_{i+1}^{j+1}-u_{i+1}^j)/\Delta t$ است. لذا رابطه زیر برای تقریب ارزش در محل نقطه M بین خطوط مکانی i ام و $i+1$ ام استفاده می‌شود:

$$\frac{\partial u}{\partial t}\approx\frac{u_i^{j+1}+u_{i+1}^{j+1}-u_i^j-u_{i+1}^j}{2\Delta t} \qquad ۱۵۶-۲$$

با کمی تفاوت از روش بالا می‌توان مشتق مکانی تابع مذکور را که برای خط زمانی j ام و $j+1$ ام به ترتیب برابر $(u_{i+1}^j-u_i^j)/\Delta x$ و $(u_{i+1}^{j+1}-u_i^{j+1})/\Delta x$ محاسبه می‌شود، با توجه به فاکتور وزنی θ از رابطه زیر به دست آورد:

$$\frac{\partial u}{\partial x}\approx\theta\frac{u_{i+1}^{j+1}-u_i^{j+1}}{\Delta x}+(1-\theta)\frac{u_{i+1}^j-u_i^j}{\Delta x} \qquad ۱۵۷-۲$$

همچنین مقدار متوسط تابع u با توجه به فاکتور وزنی از رابطه زیر مشخص می‌شود:

$$\bar{u}=\theta\frac{u_i^{j+1}+u_{i+1}^{j+1}}{2}+(1-\theta)\frac{u_i^j+u_{i+1}^j}{2} \qquad ۱۵۸-۲$$

ارزش وزنی از رابطه $\theta=\Delta t'/\Delta t$ با توجه به موقعیت نقطه فرضی M که فقط عمودی و به موازات محور زمان حرکت می‌کند، به دست می‌آید. وقتی $\theta=0$ طرح از نوع صریح کامل است و نقطه M روی خط زمانی j ام قرار می‌گیرد. بر عکس اگر $\theta=1$ باشد طرح از نوع ضمنی کامل بوده و نقطه M روی خط زمانی بعدی یعنی $j+1$ ام قرار

می‌گیرد. لذا مقدار θ در طرح‌های ضمنی بین ۰٫۵ تا ۱ بوده که توصیه می‌شود بین ۰٫۵۵ تا ۰٫۶ انتخاب گردد (*Fread*,1973,1974). تفاوت عمده روش‌های صریح و ضمنی در این است، که روش‌های ضمنی به صورت مشروط برای تمام گام‌های زمانی پایدار هستند اما روش‌های صریح برای گام زمانی که کمتر از یک مقدار بحرانی به دست آمده از عدد کورانت باشد به صورت شرط لازم و نه کافی، پایدار است. *Fread* در سال‌های (1973,1974) نشان داد که طرح ضمنی ۴ نقطه وزنی به صورت خطی و بدون شرط برای تمام گام‌های زمانی پایدار است تنها اگر رابطه $0.5 \le \theta \le 1$ برقرار باشد. دقت این طرح وقتی $\theta = 0.5$ باشد از نوع درجه ۲ و وقتی برابر $\theta = 1$ باشد از نوع درجه ۱ است.

- معادلات تفاضل محدود

در اینجا از شکل حفاظت شده(مانا) معادلات پیوستگی و مومنتوم سنت-ونانت که قبلاً تشریح شد، استفاده می‌گردد. این معادلات عمده ترم‌های مورد نیاز شبیه‌سازی دامنه وسیعی از خصوصیات جریان‌های کمینه و سیلاب در شرایط تدریجی حرکت موج سیل در رودخانه‌ها تا موج‌های ناگهانی حاصل از شکست سد را شامل می‌شوند.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial (A + A_\circ)}{\partial t} - q = 0 \qquad ۱۵۹-۲$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e) - \beta q v_x + w_f B = 0 \qquad ۱۶۰-۲$$

A و $A_\circ$ به ترتیب سطح مقطع عرضی جریان و سطح مقطع عرضی مربوط به ذخیره مرده کانال بیرونی که در مومنتوم جریان تاثیر ندارد اما در پیوستگی جریان موثر است، اندیس x : فاصله طولی در امتداد رودخانه یا کانال، q جریان جانبی واحد طول کانال، سایر پارامترها قبلاً ارائه شده است. جهت روندیابی دینامیک معادلات مذکور از ۳ رابطه روش۴ نقطه وزنی ضمنی تقریبات تفاضل‌های محدود که در بند پیش تشریح شد استفاده می‌شود. لذا مشتقات مکانی دبی و تراز سطح آب به صورت زیر برای خطوط زمانی همسایه برآورد می‌شود:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \theta \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x_i} + (1-\theta) \frac{Q_{i+1}^{j} - Q_i^{j}}{\Delta x_i} \qquad ۱۶۱-۲$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \theta \frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta x_i} + (1-\theta) \frac{h_{i+1}^{j} - h_i^{j}}{\Delta x_i} \qquad ۱۶۲-۲$$

همچنین مشتقات زمانی از رابطه زیر برآورد می‌شود:

$$\frac{\partial (A + A_\circ)}{\partial t} = \frac{(A + A_\circ)_i^{j+1} + (A + A_\circ)_{i+1}^{j+1} - (A + A_\circ)_i^{j} - (A + A_\circ)_{i+1}^{j}}{2\Delta t_j} \qquad ۱۶۳-۲$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{Q_i^{j+1} + Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j} - Q_{i+1}^{j}}{2\Delta t_j}$$

ترم‌هایی مانند دبی جانبی و سطح مقطع که از روابط بالا مشتق نشده‌اند، توسط روابط زیر بین خطوط زمان برآورد می شوند:

$$q = \theta \frac{q_i^{j+1} + q_{i+1}^{j+1}}{2} + (1-\theta) \frac{q_i^{j} + q_{i+1}^{j}}{2} = \theta \overline{q}_i^{\,j+1} + (1-\theta) \overline{q}_i^{\,j} \qquad ۱۶۴-۲$$

$$A = \theta \frac{A_i^{j+1} + A_{i+1}^{j+1}}{2} + (1-\theta) \frac{A_i^{j} + A_{i+1}^{j}}{2} = \theta \overline{A}_i^{\,j+1} + (1-\theta) \overline{A}_i^{\,j} \qquad ۱۶۵-۲$$

$\overline{q}_i$ و $\overline{A}_i$ به ترتیب جریان جانبی و سطح مقطع عرضی متوسط در طول بازه Δx_i.

جهت توسعه معادلات تفاضل‌های محدود پیوستگی ابتدا معادلات مشتق مکانی دبی و مشتق زمانی سطح مقطع و جریان جانبی به دست آمده در بالا را در معادله پیوستگی جایگزین می کنیم:

$$\theta\left(\frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x_i} - \overline{q}_i^{\,j+1}\right) + (1-\theta)\left(\frac{Q_{i+1}^{j} - Q_i^{j}}{\Delta x_i} - \overline{q}_i^{\,j}\right) + \frac{(A+A_\circ)_i^{j+1} + (A+A_\circ)_{i+1}^{j+1} - (A+A_\circ)_i^{j} - (A+A_\circ)_{i+1}^{j}}{2\Delta t_j} = 0 \qquad ۱۶۶-۲$$

شکل تفاضل محدود ۴ نقطه معادله پیوستگی بالا می‌تواند با ضرب کردن در Δx_i به شکل اصلاح شده‌تری به دست آید:

$$\theta(Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1} - \overline{q}_i^{\,j+1}\Delta x_i) + (1-\theta)(Q_{i+1}^{j} - Q_i^{j} - \overline{q}_i^{\,j}\Delta x_i) + \frac{\Delta x_i}{2\Delta t_j}\left[(A+A_\circ)_i^{j+1} + (A+A_\circ)_{i+1}^{j+1} - (A+A_\circ)_i^{j} - (A+A_\circ)_{i+1}^{j}\right] = 0 \qquad ۱۶۷-۲$$

مانند معادله پیوستگی، شکل تفاضل‌های محدود معادله مومنتوم به صورت زیر است:

$$\begin{aligned} &\frac{Q_i^{j+1} + Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j} - Q_{i+1}^{j}}{2\Delta t_j} + \theta\left[\frac{(\beta Q^2/A)_{i+1}^{j+1} - (\beta Q^2/A)_i^{j+1}}{\Delta x_i}\right. \\ &\left. + g\overline{A}_i^{\,j+1}\left(\frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta x_i} + (\overline{S}_f)_i^{j+1} + (\overline{S}_e)_i^{j+1}\right) - (\overline{\beta q v_x})_i^{j+1} + (\overline{w}_f \overline{B})_i^{j+1}\right] \\ &+ (1-\theta)\left[\frac{(\beta Q^2/A)_{i+1}^{j} - (\beta Q^2/A)_i^{j}}{\Delta x_i} + g\overline{A}_i^{\,j}\left(\frac{h_{i+1}^{j} - h_i^{j}}{\Delta x_i} + (\overline{S}_f)_i^{j} + (\overline{S}_e)_i^{j}\right)\right. \\ &\left. - (\overline{\beta q v_x})_i^{j} + (\overline{w}_f \overline{B})_i^{j}\right] = 0 \end{aligned} \qquad ۱۶۸-۲$$

معادله مومنتوم بالا می‌تواند با ضرب کردن در Δx_i به شکل اصلاح شده زیر به دست آید:

۱۶۹-۲

$$\frac{\Delta x_i}{2\Delta t_j}(Q_i^{j+1}+Q_{i+1}^{j+1}-Q_i^j-Q_{i+1}^j)$$
$$+\theta\{(\beta Q^2/A)_{i+1}^{j+1}-(\beta Q^2/A)_i^{j+1}+g\overline{A}_i^{j+1}[h_{i+1}^{j+1}-h_i^{j+1}+(\overline{S}_f)_i^{j+1}\Delta x_i+(\overline{S}_e)_i^{j+1}\Delta x_i]$$
$$-(\overline{\beta q v_x})_i^{j+1}\Delta x_i+(\overline{w}_f\overline{B})_i^{j+1}\Delta x_i\}+(1-\theta)\{(\beta Q^2/A)_{i+1}^j$$
$$-(\beta Q^2/A)_i^j+g\overline{A}_i^j[h_{i+1}^j-h_i^j+(\overline{S}_f)_i^j\Delta x_i+(\overline{S}_e)_i^j\Delta x_i]$$
$$-(\overline{\beta q v_x})_i^j+(\overline{w}_f\overline{B})_i^j\Delta x_i\}=0$$

مقادیر متوسط برای استفاده در معادله مانینگ از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$\overline{\beta}_i=\frac{\beta_i+\beta_{i+1}}{2} \qquad ۱۷۰-۲$$

$$\overline{A}_i=\frac{A_i+A_{i+1}}{2} \qquad ۱۷۱-۲$$

$$\overline{B}_i=\frac{B_i+B_{i+1}}{2} \qquad ۱۷۲-۲$$

$$\overline{Q}_i=\frac{Q_i+Q_{i+1}}{2} \qquad ۱۷۳-۲$$

$$\overline{R}_i=\frac{\overline{A}_i}{B_i} \qquad ۱۷۴-۲$$

معادله مانینگ ممکن است به شکل زیر برای S_f نوشته و حل شود. در این حالت ترم $Q|Q|$بزرگی برابر Q^2 را دارد و علامت آن به ترتیب می‌تواند مثبت یا منفی برای جریان پایین دست و بالادست باشد.

$$(\overline{S}_f)_i=\frac{\overline{n}_i^2\left|\overline{Q}_i\right|\overline{Q}_i}{2.208\overline{A}_i^2\overline{R}_i^{4/3}} \qquad ۱۷۵-۲$$

تلفات هد ناچیزی در ارتباط با جمع شدگی و بازشدگی کانال، متناسب با اختلاف مربع سرعت‌های پایین دست و بالادست با توجه به ضریب تلفات انقباض و انبساط کانالی K_e از رابطه زیر حساب می‌شود:

$$(\overline{S}_e)_i=\frac{(K_e)_i}{2g\Delta x_i}[(\frac{Q}{A})_{i+1}^2-(\frac{Q}{A})_i^2] \qquad ۱۷۶-۲$$

سرعت سیال در ارتباط با مرز یا سرعت باد در ارتباط با سطح آب، V_rاز رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$(\overline{v}_r)_i=(\frac{\overline{Q}_i}{\overline{A}_i})-(\overline{v}_w)_i\cos\omega \qquad ۱۷۷-۲$$

ω زاویه بین جهت باد و آب. همچنین فاکتور تنش برشی باد از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$(\overline{w}_f)_i=(C_w)_i|(\overline{v}_r)_i|(\overline{v}_r)_i \qquad ۱۷۸-۲$$

C_w ضریب کشش اصطکاکی که برابر رابطه $C_w = C_f / 2$ بوده و ρ ضریب تنش برشی است.
ترم‌هایی که در معادلات اصلاح شده پیوستگی و مومنتوم بالا اندیس j را دارند، یا از شرایط اولیه و یا از نتایج حل معادلات سنت-ونانت در یک خط زمانی قبل معلوم می‌شوند.

همچنین پارامتر و ضرایب $g, \Delta x_i, \beta_i, K_e, C_w, v_w$ معلومات مسئله بوده و باید به صورت مستقل تعیین شوند.
متغیرهای $Q_i^{j+1}, Q_{i+1}^{j+1}, h_i^{j+1}, h_{i+1}^{j+1}, A_i^{j+1}, A_{i+1}^{j+1}, B_i^{j+1}, B_{i+1}^{j+1}$ مجهول هستند. با این وجود تمام این مجهولات باید به صورت تابعی از $Q_i^{j+1}, Q_{i+1}^{j+1}, h_i^{j+1}, h_{i+1}^{j+1}$ بیان شوند. لذا در عمل چهار مجهول وجود دارد. توان این چهار مجهول بیش از واحد است؛ لذا معادلات اصلاح شده پیوستگی و مومنتوم غیرخطی هستند. این معادلات در N-1 شبکه بین مرز بالادست i=1 و مرز پایین دست i=N بررسی می‌شوند. نتیجه این کار تولید $2N-2$ معادله است. همچنین برای هر شبکه N دو مجهول (Q,h) وجود دارد، لذا 2N مجهول برای کل شبکه ایجاد می‌گردد. دو معادله اضافی جهت تکمیل حل، از شرایط مرزی بالادست و پایین دست تامین می‌شود. شرایط مرزی بالادست معمولاً بر اساس یک هیدروگراف ورودی مشخص می‌شود، در حالی که شرایط مرزی پایین دست ممکن است بر اساس هیدروگراف تراز معلوم، هیدروگراف دبی معلوم و یا روابط معلوم دبی-تراز مانند منحنی‌های تداوم جریان مشخص شود.

- حل معادلات تفاضل محدود

اصول روش حل معادلات تفاضل‌های محدود که در ادامه ارائه می‌شود بر اساس نظرات فرد Fread (۱۹۷۶) ارائه شده است. مجموعه‌ای از معادلات غیرخطی می‌تواند به صورت تابعی از مجهولات Q,h در خط زمانی $j+1$ بیان شود:

شرایط مرزی بالادست $UB(h_1, Q_1) = 0$

پیوستگی برای گرید۱ $C_1(h_1, Q_1, h_2, Q_2) = 0$

مومنتوم برای گرید۱ $M_1(h_1, Q_1, h_2, Q_2) = 0$

.

.

پیوستگی برای گرید i $C_i(h_i, Q_i, h_{i+1}, Q_{i+1}) = 0$

مومنتوم برای گرید i $M_i(h_i, Q_i, h_{i+1}, Q_{i+1}) = 0$

.

.

پیوستگی برای گرید $N-1$ $C_{N-1}(h_{N-1}, Q_{N-1}, h_N, Q_N) = 0$

مومنتوم برای گرید $N-1$ $M_{N-1}(h_{N-1}, Q_{N-1}, h_N, Q_N) = 0$

شرایط مرزی پایین دست $DB(h_N, Q_N) = 0$

مجموعه معادلات بالا که شامل 2N معادلات غیرخطی و 2N مجهول هستند، برای هر گام زمانی به وسیله روش نیوتن- رافسون حل می‌شود. اصول کار محاسبه به این صورت است که برای هر خط زمانی j+1 ارزشی آزمایشی به مجهولات معادلات بالا در آن زمان داده می‌شود. این ارزش‌های آزمایشی دبی یا تراز می‌توانند به عنوان شرایط اولیه در زمان j (اگر j=1) لحاظ شوند. در ادامه محاسبات، شرایط اولیه معادل نتایج گام قبلی در نظر گرفته می‌شود. نتیجه این ارزش‌های آزمایشی، شامل 2N جواب با باقی مانده است که برای k امین تکرار، باقی مانده‌ها به صورت زیر بیان می‌شوند:

$$UB(h_1^k, Q_1^k) = RUB^k \quad \text{باقی‌مانده شرایط مرزی بالادست}$$

$$C_1(h_1^k, Q_1^k, h_2^k, Q_2^k) = RC_1^k \quad \text{باقی‌مانده پیوستگی در گرید ۱}$$

$$M_1(h_1^k, Q_1^k, h_2^k, Q_2^k) = RM_1^k \quad \text{باقی‌مانده مومنتوم در گرید ۱}$$

.

.

$$C_i(h_i^k, Q_i^k, h_{i+1}^k, Q_{i+1}^k) = RC_i^k \quad \text{باقی‌مانده پیوستگی در گرید i}$$

$$M_i(h_i^k, Q_i^k, h_{i+1}^k, Q_{i+1}^k) = RM_i^k \quad \text{باقی‌مانده مومنتوم در گرید i}$$

.

.

$$C_{N-1}(h_{N-1}^k, Q_{N-1}^k, h_N^k, Q_N^k) = RC_{N-1}^k \quad \text{باقی‌مانده پیوستگی در گرید } N-1$$

$$M_{N-1}(h_{N-1}^k, Q_{N-1}^k, h_N^k, Q_N^k) = RM_{N-1}^k \quad \text{باقی‌مانده مومنتوم در گرید } N-1$$

$$DB(h_N^k, Q_N^k) = RDB^k \quad \text{باقی‌مانده شرایط مرزی پایین دست}$$

مراحل تکرار حل جهت پیدا کردن Q,h آنقدر ادامه می‌یابد تا باقی‌مانده‌های معادلات بالا به سمت صفر نزدیک شود. روش نیوتن- رافسون یک تکنیک تکراری جهت حل معادلات جبری غیرخطی است. اصول روش نیوتن- رافسون در مثال تعیین عمق و سرعت جریان از رابطه مانینگ در بند مشخصه زمانی سیستم ارائه شده است. فرض کنید مجموعه سیستم معادلات بالا به صورت‌برداری زیر باشد:

$$f(x) = 0 \qquad ۱۷۹-۲$$

رابطه بالا برای شرایطی است که $x = (Q_1, h_1, Q_2, h_2, \ldots Q_N, h_N)$ به عنوان بردار مقادیر مجهول و $x^k = (Q_1^k h_1^k, Q_2^k, h_2^k, \ldots Q_N^k, h_N^k)$ برای تکرار k باشد. مجموعه دستگاه معادلات غیرخطی مذکور می‌تواند به صورت زیر خطی شود:

$$f(x^{k+1}) \approx f(x^k) + J(x^k)(x^{k+1} - x^k) \qquad ۱۸۰-۲$$

$J(x^k)$ ژاکوبین یا ماتریس ضرایب است که از مشتقات جزئی مرتبه اول $f(x)$ در X^k به دست می‌آید. سمت راست معادله بالا همان تابع بردار خطی $\bar{x}^k$ است. اساس کار این است که در یک فرآیند تکراری، مقادیر X^{k+1} طوری انتخاب

شود تا خطای باقی $f(\bar{x}^{k+1})$ در معادله بالا به صفر متمایل شود. این کار می‌تواند با $f(\bar{x}^{k+1})=0$ و مرتب کردن رابطه بالا به صورت زیر انجام شود:

$$J(x^k)(x^{k+1}-x^k)=-f(x^k) \qquad ۱۸۱-۲$$

این سیستم می‌تواند برای $(x^{k+1}-x^k)=\Delta x^k$ حل شود و مقدار بهبود حل x^{k+1} از Δx^k تعیین شود. این فرآیند تکرار می‌شود تا $(x^{k+1}-x^k)$ ازیک دامنه مشخص کوچک‌تر شود. در واقع دستگاه معادلات خطی رابطه بالا ژاکوبین $J(x^k)$ را درگیر می‌کند. این ژاکوبین شامل مجموعه‌ای از معادلات تابعی غیرخطی از مجهولات Q,h و بردارهای منفی باقی مانده معادلات به جای $f(x^k)-$ به صورت زیر است.

$$\frac{\partial UB}{\partial h_1}dh_1+\frac{\partial UB}{\partial Q_1}dQ_1=-RUB^k$$

$$\frac{\partial C_1}{\partial h_1}dh_1+\frac{\partial C_1}{\partial Q_1}dQ_1+\frac{\partial C_1}{\partial h_2}dh_2+\frac{\partial C_1}{\partial Q_2}dQ_2=-RC_1^k$$

$$\frac{\partial M_1}{\partial h_1}dh_1+\frac{\partial M_1}{\partial Q_1}dQ_1+\frac{\partial M_1}{\partial h_2}dh_2+\frac{\partial M_1}{\partial Q_2}dQ_2=-RM_1^k$$

.

.

$$\frac{\partial C_i}{\partial h_i}dh_i+\frac{\partial C_i}{\partial Q_i}dQ_i+\frac{\partial C_i}{\partial h_{i+1}}dh_{i+1}+\frac{\partial C_i}{\partial Q_{i+1}}dQ_{i+1}=-RC_i^k$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial h_i}dh_i+\frac{\partial M_i}{\partial Q_i}dQ_i+\frac{\partial M_i}{\partial h_{i+1}}dh_{i+1}+\frac{\partial M_i}{\partial Q_{i+1}}dQ_{i+1}=-RM_i^k$$

.

.

$$\frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_{N-1}}dh_{N-1}+\frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_{N-1}}dQ_{N-1}+\frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_N}dh_N+\frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_N}dQ_N=-RC_{N-1}^k$$

$$\frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_{N-1}}dh_{N-1}+\frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_{N-1}}dQ_{N-1}+\frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_N}dh_N+\frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_N}dQ_N=-RM_{N-1}^k$$

$$\frac{\partial DB}{\partial h_N}dh_N+\frac{\partial DB}{\partial Q_N}dQ_N=-RDB^k$$

شکل ماتریسی معادلات بالا برای یک رودخانه با ۴ بازه (Reach) و ۵ سطح مقطع پس از ارائه مشتقات جزئی ترم‌های بالا که توسط فرد Fread (۱۹۸۵) تشریح شده، ارائه می‌گردد. برای معادله پیوستگی(C)، ترم‌های وابسته h^{j+1} و Q^{j+1} معادله

پیوستگی اصلاح شده برای شکل ضمنی ۴ نقطه، در مشتقات دخیل می‌شوند. همچنین برای $\partial C/\partial h$، از قانون $\partial C/\partial h = \partial C/\partial A \times \partial A/\partial h = B\partial C/\partial A$ استفاده می‌شود. مشتقات به شکل زیر هستند:

$$\frac{\partial C}{\partial h_i} = \frac{\Delta x_i}{2\Delta t_j}(B + B_\circ)_i^{j+1}$$

$$\partial C/\partial Q_i = -\theta$$

$$\frac{\partial C}{\partial h_{i+1}} = \frac{\Delta x_i}{2\Delta t_j}(B + B_\circ)_{i+1}^{j+1}$$

$$\frac{\partial C}{\partial Q_{i+1}} = \theta$$

$B_\circ$ عرض بالایی مربوط به ذخیره مرده کانال بیرونی با توجه به سطح مقطع عرضی آن.

برای معادله مومنتوم(M)، ترم‌های وابسته h^{j+1} و Q^{j+1} معادله مومنتوم اصلاح شده برای شکل ضمنی ۴ نقطه، در مشتقات دخیل می‌شوند. مشتقات جزئی به شکل زیر نوشته می‌شوند:

$$\frac{\partial M}{\partial h_i} = \theta\{(\frac{\beta Q^2 B}{A^2})_i^{j+1} + g\overline{A}_i^{j+1}[-1 + (\frac{\partial S_f}{\partial h})_i^{j+1}\Delta x_i + (\frac{\partial S_e}{\partial h})_i^{j+1}\Delta x_i]$$
$$+ \frac{gB_i^{j+1}}{2}[h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1} + (\overline{S}_f)_i^{j+1}\Delta x_i + (\overline{S}_e)_i^{j+1}\Delta x_i] + \frac{1}{2}(\overline{w}_f \frac{dB}{dh})_i^{j+1}\}$$

$$\frac{\partial M}{\partial Q_i} = \frac{\Delta x_i}{2\Delta t_j} + \theta\{-2(\frac{\beta Q}{A})_i^{j+1} + g\overline{A}_i^{j+1}[(\frac{\partial S_f}{\partial Q})_i^{j+1}\Delta x_i + (\frac{\partial S_e}{\partial Q})_i^{j+1}\Delta x_i]\}$$

$$\frac{\partial M}{\partial h_{i+1}} = \theta\{-(\frac{\beta Q^2 B}{A^2})_{i+1}^{j+1} + g\overline{A}_i^{j+1}[1 + (\frac{\partial S_f}{\partial h})_{i+1}^{j+1}\Delta x_i + (\frac{\partial S_e}{\partial h})_{i+1}^{j+1}\Delta x_i]$$
$$+ \frac{gB_{i+1}^{j+1}}{2}[h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1} + (\overline{S}_f)_i^{j+1}\Delta x_i + (\overline{S}_e)_i^{j+1}\Delta x_i] + \frac{1}{2}(\overline{w}_f \frac{dB}{dh})_{i+1}^{j+1}\Delta x_i\}$$

$$\frac{\partial M}{\partial Q_{i+1}} = \frac{\Delta x_i}{2\Delta t_j} + \theta\{2(\frac{\beta Q}{A})_{i+1}^{j+1} + g\overline{A}_i^{j+1}[(\frac{\partial S_f}{\partial Q})_{i+1}^{j+1}\Delta x_i + (\frac{\partial S_e}{\partial Q})_{i+1}^{j+1}\Delta x_i]\}$$

پیشتر S_f را بر اساس معادله مانینگ به صورت $(\overline{S}_f)_i = \frac{\overline{n}_i^2 |\overline{Q}_i| \overline{Q}_i}{2.208 \overline{A}_i^2 \overline{R}_i^{4/3}}$ به دست آوردیم، در اینجا دیفرانسیل این معادله، مشتقات S_f است:

$$\frac{\partial \overline{S}_f}{\partial h_i} = 2(\overline{S}_f)_i(\frac{1}{\overline{n}_i}\frac{d\overline{n}_i}{dh_i} - \frac{5B_i}{6\overline{A}_i} + \frac{1}{3\overline{B}_i}\frac{dB_i}{dh_i})$$

$$\frac{\partial \overline{S}_f}{\partial h_{i+1}} = 2(\overline{S}_f)_i(\frac{1}{\overline{n}_i}\frac{d\overline{n}_i}{dh_{i+1}} - \frac{5B_{i+1}}{6\overline{A}_i} + \frac{1}{3\overline{B}_{i+1}}\frac{dB_{i+1}}{dh_{i+1}})$$

$$\frac{\partial \bar{S}_f}{\partial Q_i} = \frac{(\bar{S}_f)_i}{(\frac{1}{n_i}\frac{dn_i}{dQ_i} + \frac{1}{\bar{Q}_i})}$$

$$\frac{\partial \bar{S}_f}{\partial Q_{i+1}} = \frac{(\bar{S}_f)_i}{(\frac{1}{\bar{n}_i}\frac{d\bar{n}_i}{dQ_{i+1}} + \frac{1}{\bar{Q}_{i+1}})}$$

مشتقات S_e نیز حاصل دیفرانسیل معادله $(\bar{S}_e)_i = \frac{(K_e)_i}{2g\Delta x_i}[(\frac{Q}{A})^2_{i+1} - (\frac{Q}{A})^2_i]$ که پیشتر ارائه شده است:

$$(\frac{\partial \bar{S}_e}{\partial h})_i = (\frac{K_e Q^2 B}{g\Delta x A^3})_i$$

$$(\frac{\partial \bar{S}_e}{\partial h})_{i+1} = (\frac{-K_e Q^2 B}{g\Delta x A^3})_{i+1}$$

$$(\frac{\partial \bar{S}_e}{\partial Q})_i = (\frac{-K_e Q}{g\Delta x A^2})_i$$

$$(\frac{\partial \bar{S}_e}{\partial Q})_{i+1} = (\frac{K_e Q}{g\Delta x A^2})_{i+1}$$

مشتقات جزئی توابع UB و DB به صورت زیر هستند:

$$\frac{\partial UB}{\partial h_1} = 0$$

$$\frac{\partial UB}{\partial Q_1} = 1$$

اگر شرایط مرزی بالادست، یک هیدروگراف دبی معلوم باشد:

$$\frac{\partial DB}{\partial h_N} = 1$$

$$\frac{\partial DB}{\partial Q_N} = 0$$

اگر شرایط مرزی پایین دست، یک هیدروگراف تراز معلوم باشد:

$$\frac{\partial DB}{\partial h_N} = 0$$

$$\frac{\partial DB}{\partial Q_N} = 1$$

اگر شرایط مرزی پایین دست، یک هیدروگراف دبی معلوم باشد:

$$\frac{\partial DB}{\partial h_N} = -\frac{Q_{k+1} - Q_k}{h_{k+1} - h_k}$$

$$\frac{\partial DB}{\partial Q_N} = 1$$

همچنین شرایط مرزی پایین دست، هیدروگراف دبی-تراز منحنی تداوم جریان معلوم و k تعداد تکرار است.

همان‌طور که در بالا نیز ذکر شد دستگاه معادلات خطی یک تکرار در روش نیوتن – رافسون به شکل ماتریس برای یک رودخانه با ۴ بازه و ۵ سطح مقطع به صورت زیر نوشته می‌شود. روش‌هایی چون حذف گوس و یا ماتریس وارون می تواند جهت حل این مجموعه از معادلات ماتریسی استفاده شود($Conte,1965$). درایه‌های ماتریس ضرایب ژاکوبین با پهنای مشخصی در طول قطر اصلی تشکیل می‌شوند.

در صورت آشنایی با برنامه‌نویسی می‌توان ماتریس زیر را در برنامه‌هایی چون *Matlab* یا *Lingo* حل نمود. در این خصوص فرد Fread (۱۹۷۱) یک تکنیک بسیار مفید را جهت حل این‌گونه معادلات ماتریسی ارائه نمود. نتیجه حل این معادلات ماتریسی، ارزش‌های dh_i و dQ_i است. در این حالت مجهولات تکرار $k+1$ از روابط زیر به دست می‌آید:

$$h_i^{k+1} = h_i^k + dh_i \qquad ۱۸۲-۲$$

$$Q_i^{k+1} = Q_i^k + dQ_i \qquad ۱۸۳-۲$$

مراحل حل عددی معادلات دیفرانسیلی مذکور با روش نیوتن-رافسون (بند مشحصه زمانی) برای یک گام زمانی به صورت زیر است:

۱-در تکرار k=1 محاسبات را با مقادیری از $x^k = (Q_1^k h_1^k, Q_2^k, h_2^k, ...Q_N^k, h_N^k)$ با توجه به شرایط اولیه، مقادیر گام پیش یا یک روش برون‌یابی آغاز می‌کنیم.

۲-ترم‌های مشتقات جزئی را جهت تعیین ماتریس ضرایب ژاکوبین با استفاده از ارزش‌های x^k حل می‌کنیم.

۳- بر اساس معادلات باقی مانده‌ها، مقادیر $RUB^k, RC_1^k, RM_1^k, ..., RC_{N-1}^k, RM_{N-1}^k, RDB^k$ را از بالادست محاسبه می‌کنیم.

۴-با استفاده از روش حذفی گوس مقادیر dh_i و dQ_i مجموعه معادلات محاسبه می‌شود.

۵- ارزش‌های h_i^{k+1} و Q_i^{k+1} را با استفاده از معادلات $h_i^{k+1} = h_i^k + dh_i$ و $Q_i^{k+1} = Q_i^k + dQ_i$ و $x^{k+1} = (Q_1^{k+1} h_1^{k+1}, ...Q_N^{k+1}, h_N^{k+1})$ تعیین می‌کنیم.

۶- همگرایی محاسبات را با توجه به $\left|x^{k+1} - x^k\right| < \varepsilon$ کنترل می‌کنیم. اگر نتیجه مثبت بود، گام زمانی بعدی آغاز می شود . اگر منفی بود، تکرار $k = k+1$ از مرحله اول شروع می‌شود.

الف- روندیابی در رودخانه‌های ماندری

مدل موج دینامیک که در بند پیش توسعه داده شد، می‌تواند برای روندیابی رودخانه‌های پهن ماندری تعمیم داده شود. شکل کلی این رودخانه‌ها و منطقه دشت سیلابی آنها در شکل زیر قابل مشاهده است. جریان غیر دائم رودخانه‌ها که در یک مسیر پیچانرودی حرکت می‌کند تحت تاثیر عوامل زیر است که باید در هنگام مدل‌سازی مورد توجه قرارگیرد:

۱-مقاومت هیدرولیکی دشت سیلابی و کانال اصلی همان‌طور که پیشتر نیز ذکر شد بایکدیگر متفاوت است.

۲- سطح مقطع و ژئومتری مسیر حرکت سیل در پهنه دشت و کانال اصلی رودخانه در زمان سیل به ویژه در رودخانه‌های با بستر ناپایدار تغییر می‌کند.

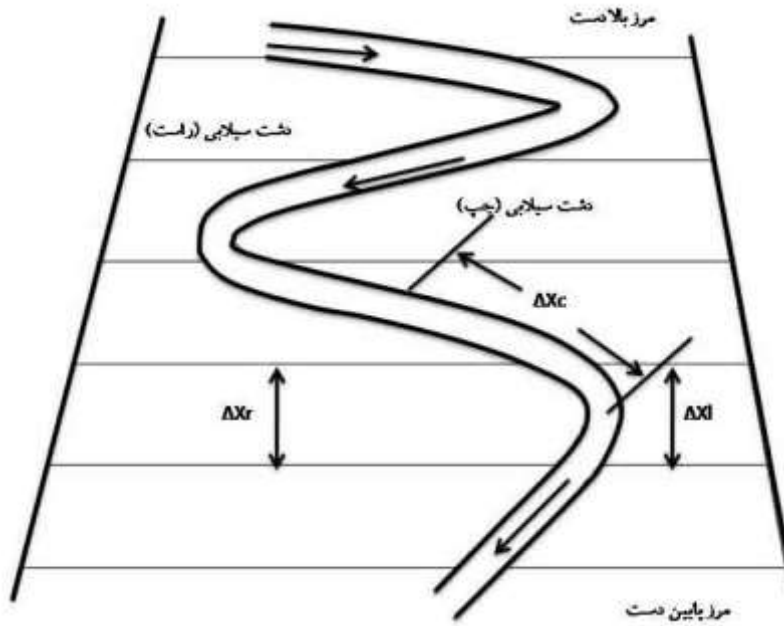
۳-اثر خم‌های کوتاه مسیر که باعث خروج جریان از کانال پیچانرودی اصلی می‌شود. جریان خارج شده سپس یک مسیر مستقیم را در دشت سیلابی ادامه می‌دهد.

۴-بخشی از دشت سیلابی مانند یک ذخیره مرده عمل می‌کند. این مسئله بویژه در جاییکه سرعت جریان کم و ناچیز است اتفاق می‌افتد.

$$
\begin{array}{l}
UB \\
\left[\begin{array}{llllllllll}
\frac{\partial UB}{\partial h_1} & \frac{\partial UB}{\partial Q_1} & & & & & & & & \\
C_1: & \frac{\partial C_1}{\partial h_1} & \frac{\partial C_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial C_1}{\partial h_2} & \frac{\partial C_1}{\partial Q_2} & & & & & \\
M_1: & \frac{\partial M_1}{\partial h_1} & \frac{\partial M_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial M_1}{\partial h_2} & \frac{\partial M_1}{\partial Q_2} & & & & & \\
 & C_2: & \frac{\partial C_2}{\partial h_2} & \frac{\partial C_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_2}{\partial h_3} & \frac{\partial C_2}{\partial Q_3} & & & & \\
 & M_2: & \frac{\partial M_2}{\partial h_2} & \frac{\partial M_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial M_2}{\partial h_3} & \frac{\partial M_2}{\partial Q_3} & & & & \\
 & & C_3: & \frac{\partial C_3}{\partial h_3} & \frac{\partial C_3}{\partial Q_3} & \frac{\partial C_3}{\partial h_4} & \frac{\partial C_3}{\partial Q_4} & & & \\
 & & M_3: & \frac{\partial M_3}{\partial h_3} & \frac{\partial M_3}{\partial Q_3} & \frac{\partial M_3}{\partial h_4} & \frac{\partial M_3}{\partial Q_4} & & & \\
 & & & C_4: & \frac{\partial C_4}{\partial h_4} & \frac{\partial C_4}{\partial Q_4} & \frac{\partial C_4}{\partial h_5} & \frac{\partial C_4}{\partial Q_5} & & \\
 & & & M_4: & \frac{\partial M_4}{\partial h_4} & \frac{\partial M_4}{\partial Q_4} & \frac{\partial M_4}{\partial h_5} & \frac{\partial M_4}{\partial Q_5} & & \\
DB & & & & & & \frac{\partial DB}{\partial h5} & \frac{\partial db}{\partial Q_5} & &
\end{array}\right]
\left[\begin{array}{l} dh_1 \\ dQ_1 \\ dh_2 \\ dQ_2 \\ dh_3 \\ dQ_3 \\ dh_4 \\ dQ_4 \\ dh_5 \\ dQ_5 \end{array}\right]
=
\left[\begin{array}{l} -RUB \\ -RC_1 \\ -RM_1 \\ -RC_2 \\ -RM_2 \\ -RC_3 \\ -RM_3 \\ -RC_4 \\ -RM_4 \\ -RDB \end{array}\right]
\end{array}
$$

۵-تاثیر تبادلات و اندرکنش‌های جریان‌های جانبی دشت سیلابی و کانال اصلی که باعث تلفات انرژی می‌شود.

با توجه به این عوامل بدیهی است که اثر تخفیف سیل مسیر و سرعت حرکت آب در این دو منطقه به صورت قابل توجهی متفاوت باشد. فرید(۱۹۷۶ و ۱۹۸۰) با لحاظ فرضیاتی جهت ساده سازی، مدلی را برای روندیابی در این رودخانه‌ها توسعه داد. وی از اندیس‌های راست، چپ و مرکز برای معرفی علائم خود استفاده نمود(شکل۲-۲۷).



شکل۲-۲۷: رودخانه ماندری در دشت سیلابی (Chow,Applied hydrology,1988)

فرید با توجه به معادلات مومنتوم و پیوستگی جریان و نادیده گرفتن تنش برشی باد و مومنتوم جریان‌های جانبی، روابط زیر را ارائه نمود:

$$\frac{\partial(K_c Q)}{\partial x_c}+\frac{\partial(K_l Q)}{\partial x_l}+\frac{\partial(K_r Q)}{\partial x_r}+\frac{\partial(A_c+A_l+A_r+A_\circ)}{\partial t}-q=0 \qquad ۱۸۴\text{-}۲$$

و همچنین:

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial(K_c^2Q^2/A_c)}{\partial x_c}+\frac{\partial(K_l^2Q^2/A_l)}{\partial x_l}+\frac{\partial(K_r^2Q^2/A_r)}{\partial x_r} \qquad ۱۸۵\text{-}۲$$
$$+gA_c\left(\frac{\partial h}{\partial x_c}+S_{fc}+s_e\right)+gA_l\left(\frac{\partial h}{\partial x_l}+S_{fl}\right)+gA_r\left(\frac{\partial h}{\partial x_r}+S_{fr}\right)=0$$
$$K_c=Q_c/Q,\ K_l=Q_l/Q,\ K_r=Q_r/Q$$

سطح مقطع کل برابر جمع $A_c+A_l+A_r+A_\circ$ است. ثابت‌های K، جریان را بین کانال اصلی و دشت‌های سیلابی تقسیم می‌کنند. در این مدل جریان یک بعدی فرض شد. لذا شیب عرضی سطح آب در هر ۳ مقطع صفر است. همچنین تلفات $h_f=S_f\Delta x$ برای هر سه مقطع مرکزی و کانال راست و چپ یکی فرض شد. با توجه به این فرضیات تلفات انرژی از محاسبات خارج می‌شود که بر اساس رابطه مانینگ داریم:

$$\frac{Q_l}{Q_c}=\frac{n_c}{n_l}\frac{A_l}{A_c}\left(\frac{R_l}{R_c}\right)^{2/3}\left(\frac{\Delta x_c}{\Delta x_l}\right)^{1/2} \qquad ۱۸۶-۲$$

$$\frac{Q_r}{Q_c}=\frac{n_c}{n_r}\frac{A_r}{A_c}\left(\frac{R_r}{R_c}\right)^{2/3}\left(\frac{\Delta x_c}{\Delta x_r}\right)^{1/2} \qquad ۱۸۷-۲$$

شیب اصطکاکی برای کانال چپ S_{fl}، کانال راست S_{fr} و اصلی S_{fc} با توجه به معادله مانینگ به صورت زیر است:

$$S_{fl}=\frac{n_l|K_lQ|K_lQ}{2.21A_l^2R_l^{4/3}} \qquad ۱۸۸-۲$$

روش ضمنی ۴ نقطه وزنی می‌تواند برای حل این مدل و تعیین مجهولات تراز h و دبی Q استفاده شود. مدل موج دینامیک فرید که در این بند تشریح شد در نرم افزار DAMBRK که در بند مدل‌های کامپیوتری معرفی شده است، وارد شده است.

ب- روندیابی موج سیل ناشی از شکست سد (Dam-Break)

موج‌های تک شیب (Monoclinal wave) که پیشتر تشریح شد، یکی از انواع موج‌های مخصوص آب‌های کم عمق هستند. اما موج‌های ناشی از شکست سد از نوع موج‌های ناگهانی (Abrupt) هستند. در این خصوص روشی ساده و سریع جهت تعیین مشخصات سیل ناشی از شکست سد (Dam breach) در فصل کنترل سیل و در ارتباط با مطالعات اجمالی طراحی سیستم‌های هشدار سیل ارائه شده است. پیش‌بینی سیلاب ناشی از شکست سد یکی از مهم‌ترین کاربردهای روندیابی موج دینامیک است که تئوری روندیابی این نوع سیل ناگهانی (Flash flood) در فصل ۱ و بندهای پیش ارائه شد. در پیش‌بینی سیل ناشی از شکست سد علاوه بر بررسی خصوصیات موج سیل و سرریز و خروجی‌های سد، می بایست خصوصیات موج شوک (Shock)، شکل و ابعاد حفره احتمالی که ممکن است در بدنه سد ایجاد شود، نیز پیش‌بینی گردد. یکی از نرم‌افزارهای رایج در این زمینه، مدل DAMBRK است که در بند مدل‌های کامپیوتری مفاهیم بررسی شکست سد و روندیابی سیل با این مدل ارائه شده است.

۲-۶-۵- مدل‌های کامپیوتری

جزئیات فنی ارائه شده در خصوص محاسبات عددی در بندهای پیش، پایه و اساس مدل‌سازی سیلاب است. لذا علاوه بر این که شناخت محاسبات عددی در توسعه و بهبود مدل‌های کامپیوتری کاربرد دارد، می‌تواند به هیدرولوژیست ضمن فرآیند مدل‌سازی کمک نماید؛ زیرا همواره باید به پیدایش و گسترش خطاهای عددی آگاه بود و راه‌های جلوگیری و کاهش آن را تا سطح قابل قبول به کاربرد. بی‌شک بدون درک صحیح و کاملی از این مفاهیم، اجرای نرم افزارهای توسعه داده شده در مناطق دیگر برای نقاط مختلف کشور، همراه با خطا و اتلاف وقت و سرمایه همراه خواهد بود. برخی از نرم‌افزارهای مهم مرکز مهندسی هیدرولوژی امریکا که در فصل ۱ و ۳ نیز تاحدی به اجرای نکات فنی آنها اشاره شده است شامل مدل سیستم هیدرولوژیکی و هیدرولیکی رودخانه به ترتیب HEC-HMS و HEC-RAS بودند که اغلب در شبیه‌سازی تک واقعه کاربرد داشتند(پیوست). همچنین مدل Flood work نیز در شبیه‌سازی هیدرولوژیکی- هیدرودینامیکی سیستم آبخیز و پیش‌بینی سیل که توسط موسسه هیدرولوژی والینگ فورد تهیه شده است، قابل ذکر

است. هرچند عمده مدل‌های هیدرولوژی جهت شبیه‌سازی و مدیریت حوضه کاربرد دارند، در این میان مدل‌های هیدرولوژیکی خاص آبخیزداری (Brooks., et al,1987) وجود دارند که اغلب توانایی شبیه‌سازی بررسی اثرات مدیریتی و سازه‌ای آبخیزداری را روی جریان آب زیرسطحی و سطحی به طور توام با لحاظ ذوب برف، برآورد رسوب، سیل و سایر مولفه‌های حوضه دارا هستند (فصل خشکسالی). مدل دیگری که در مطالعات کمی و سیلاب آلوده شهری و روستایی کاربرد دارد مدل EPA-SWMM است که مدل هیدرولوژیکی- هیدرولیکی است. در ادامه برخی دیگر از نرم افزار مهم هیدرولوژی که در مدل‌سازی و کنترل سیل کاربرد دارند، معرفی می‌شود.

مدل‌های زهکشی رگبار حوضه‌های شهری (Urban Storm Drainage Models)

این مدل‌ها را می‌توان به سه کلاس مدل‌های طراحی تا حد جزئیات، مدل‌های پیش‌بینی و مدل‌های طراحی در سطح کلان تقسیم‌بندی نمود. مدل‌های طراحی تا حد جزئیات شامل محاسبات هیدروگراف رواناب مناطق شهری و غیرشهری، ترکیب این هیدروگراف‌ها، محاسبات مربوط به طراحی شبکه، قطر لوله، ابعاد مخازن و ... هستند. مدل‌های پیش‌بینی اغلب شرایط سیستم را از نظر ظرفیت انتقال کمی یا کیفی جهت مدیریت رواناب کنترل می‌نمایند. مدل‌های برنامه‌ریزی کلان نیز به کل سیستم توجه نموده و ارتباط اجزای سیستم را به صورت کلی بررسی می‌کنند. یکی از قدیمی‌ترین مدل‌های طراحی جزئی، مدل ILLUDAS (۱۹۷۴) و مدل TRRL (۱۹۶۲) بوده که دارای روابط ساده منطقی تا دینامیک جهت شبیه‌سازی و طراحی شبکه هستند. از مدل‌های پیش‌بینی نیز می‌توان به مدل WASSP,1981 اشاره نمود. مدل‌های طراحی و پیش‌بینی مانند مدل WASSP یا مدل ILSD دارای ابزار بهینه‌سازی خطی، غیرخطی یا برنامه‌ریزی دینامیک نیز هستند تا با آنالیز هزینه‌ها، شبکه مناسب طراحی گردد. از مدل‌های طراحی کلان نیز می‌توان به مدل‌های STORM,1976، مدل کمی-کیفی SWMM,1971 و HSPF,1980 اشاره نمود. مدل HSPF در پروژه‌های آبخیزداری و مدیریت حوضه نیز کاربرد دارد.

Dynamic wave operation model–DWOPER MODEL

بخش آزمایشگاه و تحقیقات هیدرولوژی سرویس هواشناسی ملی امریکا از سال ۱۹۷۰ اقدام به توسعه یک مدل روندیابی توزیعی موج دینامیک بر پایه معادلات سنت-ونانت و روش حل تقریبات تفاضل محدود ضمنی ۴ نقطه وزنی که در بند پیش تشریح شد، نمود. با توجه به توضیحات بندهای پیش کارشناس می‌تواند به سادگی نقاط ضعف و قوت این مدل را با توجه به شرایط منطقه مورد نظر تشخیص و استفاده از روش مناسب را تعیین نماید. این مدل پس از واسنجی با آمار ایستگاهی می‌تواند در طراحی سیستم‌های هشدار سیل، دبی و تراز را جهت پهنه‌بندی ارائه نماید. این برنامه را می‌توان از بخش هیدرولوژی سازمان هواشناسی امریکا درخواست نمود.

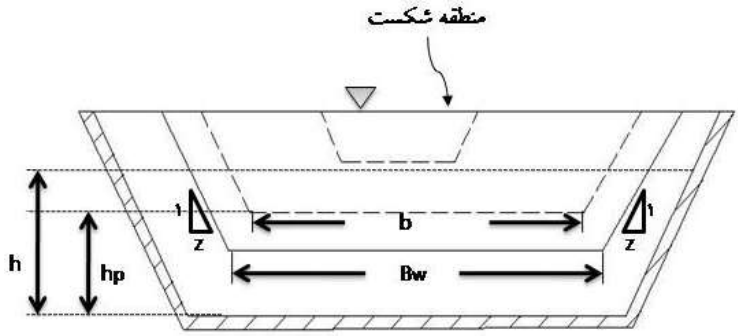
Mike 11

این نرم افزار توسط موسسه هیدرولیک دانمارک تهیه شده که به تازگی نیز با همکاری شرکت CTI ژاپن توسعه داده شده است. مدل مذکور قابلیت مدل‌سازی هیدرولوژیکی بارش-رواناب به صورت گرده‌ای و توزیعی، انتقال رسوب، انتقال و انتشار آلودگی، کیفیت آب، پیش‌بینی و هشدار سیل را دارد.

DAMBRK

این برنامه مربوط به بخش هیدرولوژی سرویس هواشناسی امریکاست. این مدل می‌تواند برای چندین منظور استفاده شود. کاربرد در روندیابی رودخانه‌های ماندری که شرایط و روابط و فرضیات به کاررفته در آن در بند مربوطه به تفصیل ارائه شده است. با توجه به این‌که مدل مذکور، موج دینامیک را شبیه‌سازی می‌نماید، می‌توان از آن در تحلیل سیلاب ناشی از

شکست سد نیز استفاده کرد. در این خصوص این مدل دارای ۳ زیر برنامه شامل ۱-تعیین مشخصات هندسه و مشخصات زمانی شکست بدنه سد، ۲- محاسبه هیدروگراف سیل خروجی ناشی از شکست، و ۳-روندیابی هیدروگراف شکست در پایین دست و طول رودخانه با وجود انواع شرایط مرزی مربوط به سازه‌هایی چون پل، کالورت، جاده و غیره. جهت بررسی چگونگی شکل احتمالی شکست سد باید با توجه به شکل ۲-۲۸ برخی از پارامترهای بدنه سد مورد بررسی قرارگیرد.



شکل۲-۲۸: مراحل احتمالی شکست بدنه سد در مدل DAMBRK

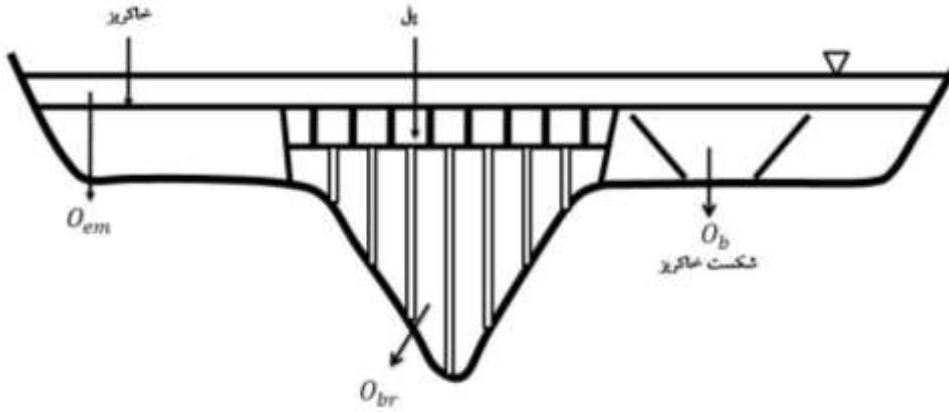
به طورکلی شکل شکست بدنه بر اساس شیب z و پهنای نهایی B_w که پهنای کف شکست در زمان آخر شکست T است، مشخص می‌شود. مدل DAMBRK فرض می‌کند، پهنای کف شکست از یک نقطه شروع شده و تا پایان زمان شکست T به صورت خطی بزرگ می‌شود. فرآیند شکست وقتی شروع می‌شود که رقوم سطح آب h از یک مقدار بحرانی مشخص h_{cr} بیشتر شود. مسئله روگذری(Overtopping failure)، نقص در تاسیسات تخلیه یا بدنه سد(Piping)، پربودن مخزن در زمان رخداد یک سیل بزرگ یا PMF می‌تواند به عنوان برخی از عوامل روگذری و شکست سد به ویژه در سدهای خاکی باشد. فرآیند شکست توسط ۳ عامل زمان شکستT ، ابعاد و شکل شکست بررسی می‌شود. شکل شکست بر اساس شیب Z که شیب کناره‌های شکست را مشخص می‌کند، تعیین می‌شود. دامنه شیب شکست عموماً $0 \le z \le 2$ و پهنای کف محل شکست $0 \le b \le B_w$ است. پهنای محل کف شکست در زمان قبل از T برابر b که تابعی از زمان است است. به طوری که در آخر زمان شکست به B_w می‌رسد. بر این اساس وقتی $B_w = 0$ و $z > 0$ باشد شکل شکست مثلثی است. وقتی $B_w > 0$ و $z = 0$ باشد، مستطیلی و وقتی $B_w > 0$ و $z > 0$ شکل شکست ذوزنقه‌ای است. بدیهی است که دبی خروجی و معادلات هر یک از این حالت‌ها(O_b) با یکدیگر متفاوت است. بر اساس ترکیب روابط سرریزهای لبه پهن مستطیلی، ذوزنقه‌ای و فرآیند تدریجی بزرگ شدن محل شکست می‌توان O_b را از رابطه زیر به دست آورد(Fread، ۱۹۸۰):

$$O_b = 3.1 B_w t_b C_v K_s \frac{(h-h_b)^{1.5}}{T} + 2.45 z C_v K_s (h-h_b)^{2.5} \qquad ۱۸۹-۲$$

t_b زمان پس از شروع شکست، C_v ضریب تصحیح سرعت، K_s ضریب اصلاحی استغراق تاثیر آب پایاب روی دبی سرریز، h_t رقوم کف بازشدگی در هنگام شکست. اگر محل شکست روی سرریز آزاد نباشد باید دبی خروجی سرریز یا سرریزها نیز محاسبه و با دبی محل شکست جمع شود. در این خصوص می‌توان از رابطه زیر دبی سرریز را حساب کرد(Fread، ۱۹۸۰):

$$O_s = C_s L_s (h-h_s)^{1.5} + \sqrt{2g} C_g A_g (h-h_g)^{0.5} + C_d L_d (h-h_d)^{0.5} + O_t \qquad ۱۹۰-۲$$

C_sضریب سرریز آزاد، L_sطول سرریز آزاد، h_tرقوم تاج سرریز آزاد (کف سرریز)، C_g ضریب تخلیه سرریز دریچه دار، A_g سطح مقطع باز شده دریچه، h_g ارتفاع مرکزی دریچه، C_d ضریب تخلیه جریان از روی تاج سرریز، L_d طول تاج سد، h_d ارتفاع تاج سد، O_t دبی ثابت مربوط به سایر شرایط مانند دبی نشت. مدل مذکور با استفاده از تکنیک‌های روندیابی ذخیره هیدرولوژیکی یا مدل موج دینامیک، خروجی مخزن را محاسبه و این هیدروگراف توسط مدل کامل موج دینامیک یا توسعه داده شده در رودخانه‌های ماندری که پیشتر تشریح شدند، در طول رودخانه روندیابی می‌گردد. همچنین این مدل می‌تواند سیستمی متوالی از مخازن را با شکست‌های مختلف سد شبیه‌سازی نماید. علاوه بر این، تاثیر جاده، کالورت، پل‌های راه‌آهن نیز می‌توانند به صورت شرایط مرزی داخلی درطول رودخانه و مسیر وارد محاسبات شوند. در این خصوص به شکل ۲-۲۹ توجه کنید.



شکل۲-۲۹: مقطع بحرانی ناشی از عبور جاده از روی رودخانه (مقطع عرضی رودخانه)

در روندیابی توزیعی هیدرولوژی، وقتی شرایط مرزی مانند وجود سرریز، محل شکست سازه هیدرولیکی، آبشار، چشمه پل‌ها، سرریز خاکریز جاده‌ها و موارد مشابه دیگر که جریان مقطع بحرانی سریع‌تر از جریان متغیر تدریجی حاکم باشد، به طوری که معادلات سنت-ونانت قابلیت نداشته باشد، شرایط مرزی داخلی کاربرد پیدا می‌کنند. با توجه به این‌که دو مجهول دبی و تراز به مرز داخلی اضافه می‌شود، لذا دو معادله جهت تعریف یک شرط مرزی داخلی نیاز است. به عنوان مثال اگر هدف شبیه‌سازی هم‌زمان شکست خاکریز، عبور جریان از چشمه پل و تاج خاکریز باشد، مراحل زیر دنبال می شود. دو شرط مرزی داخلی داریم:

$$O_i^{j+1} = O_{br} + O_{em} + O_b \qquad ۱۹۱-۲$$

$$O_{i+1}^{j+1} = O_i^{j+1} \qquad ۱۹۲-۲$$

O_b جریان خروجی شکست خاکریز می‌تواند از رابطه شکست سد که در بالا ارائه شد، تعیین شود.

O_{br} جریان چشمه‌های پل با توجه به یک منحنی تداوم جریان یا معادلات روزنه از رابطه زیر تعیین می‌شود:

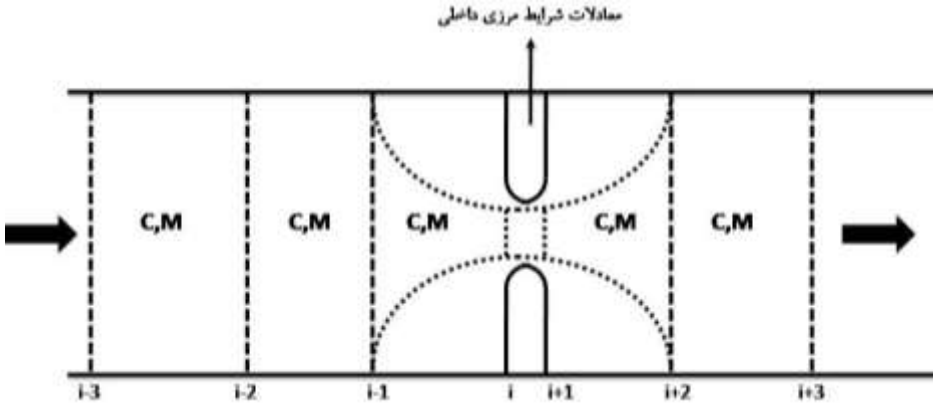
$$O_{br} = C_b \sqrt{2g} A_{i+1}^{j+1} (h_i^{j+1} - h_{i+1}^{j+1})^{1/2} \qquad ۱۹۳-۲$$

C_b ضریب خصوصیات هیدرولیکی پل. جریان روگذری خاکریز نیز به وسیله روابط سرریز لبه پهن تعیین می‌شود:

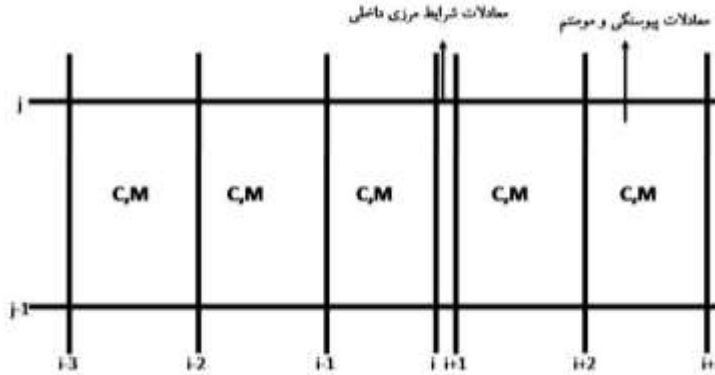
$$O_{em} = K_{em} L_{em} C_{em} (h_i^{j+1} - h_{em})^{3/2} \qquad ۱۹۴-۲$$

C_{em}، L_{em}، K_{em} به ترتیب ضریب تخلیه، طول خاکریز، فاکتور اصلاحی استغراق و h_{em} رقوم تاج خاکریز است.

در شکل ۲-۳۰ و ۲-۳۱ پلان طولی از روخانه و شبکه تفاضل‌های محدود یک خط زمانی نشان داده شده است. همان‌طورکه مشخص است معادلات سنت-ونانت برای هر شبکه به جز فاصله مقطع بحرانی نوشته می‌شوند. *Fread* سال ۱۹۸۰ سیلاب ناشی از شکست سد تتون (Teton) را شبیه‌سازی نمود و تغییرات دبی سیل، تغییرات زمان عبور موج سیل و رقوم پیک سیل را از سد تا حدود ۱۰۰ کیلومتری پایین دست رودخانه بررسی نمود. مقایسه نتایج شبیه‌سازی با آمار ایستگاه هیدرومتری رضایت بخش بود. خسارت‌های وارده شامل مرگ ۱۲ نفر، ۲۵۰۰۰ بی‌خانمان و ۴۰۰ میلیارد تومان در زمان حادثه برآورد شده است. سد تتون با عرض تاجی حدود ۹۰۰ متر ارتفاعی معادل ۹۱ متر دارد.



شکل۲-۳۰: شرایط مرزی داخلی، الف-پلان طولی رودخانه(Chow,Applied hydrology,1988)



شکل۲-۳۱: شرایط مرزی داخلی، ب-شبکه تفاضل‌های محدود(Chow,Applied hydrology,1988)

FLDWAV Model

این برنامه ترکیب مدل DWOPER و DAMBRK بوده (*Fread*، 1985) که در محیط فرترن (IV) تهیه شده است. قابلیت‌های این مدل در سایر مدل‌ها کمتر یافت می‌شود. مدل موج دینامیکFLDWAV یک مدل عمومی، غیردائم- تک بعدی برای رودخانه‌های ساده یا منشعب است. معادلات پایه آن سنت-ونانت با روش حل تفاضل‌های محدود ضمنی ۴ نقطه –خیرخطی است که عمده قابلیت‌های آن شامل موارد زیر است: فواصل جزئی زمانی و مکانی محاسباتی در شبکه به صورت متغیر قابل لحاظ کردن است، لحاظ سطح مقاطع غیر منظم، لحاظ ذخیره کانال‌های مرده در دشت سیلابی، لحاظ ضریب زبری متغیر به عنوان تابعی از دبی و تراز آب در طول رودخانه، توانایی انترپولاسیون خطی ضریب زبری و سطح مقطع‌ها بین دو مقطع ورودی داده، محاسبات خودکار جریان دائم اولیه و تراز آب در تمام مقاطع و طول مسیر جریان، لحاظ شرایط مرزی بیرونی مانند سری زمانی دبی و تراز به صورت هیدروگراف، لحاظ منحنی‌های ساده یا حلقوی دبی-تراز به صورت دستی یا محاسباتی، جریان‌های جانبی ورودی وابسته به زمان(و خروجی)، لحاظ شرایط مرزی داخلی و بررسی تاثیر شکست سد به صورت وابسته به زمان، لحاظ جریان سرریز، دریچه‌ها، جریان پل و روگذری از خاکریز پل، لحاظ خم‌های کوتاه موثر در کانال اصلی رودخانه‌های ماندری دشت‌های سیلابی، لحاظ شکست سازه‌های کنترل سیل مانند دایک و روگذری آنها، دارای امکانات ویژه محاسبات در خصوص تامین پایداری عددی وقتی که جریان از حالت فوق بحرانی به زیر بحرانی (و برعکس) در طول زمان و فاصله مسیر جریان، منتقل می‌شود، امکانات خودکار واسنجی جهت تعیین ضرایب زبری با استفاده از هیدروگراف‌های مشاهده‌ای در طول مسیر و ارائه خروجی گرافیکی نتایج مدل. در این مدل گام زمانی باید آنقدر کوچک باشد تا نوسانات هیدروگراف سیل مشخص شود. گام مکانی نیز بر اساس زمان اوج آبنمود ورودی (T_r)، M=20 در طرح ضمنی و تندی (Celerity) بدنه موج دبی اوج C_b از رابطه $\Delta x \le C_b \frac{T_r}{M}$ محاسبه می گردد(Jin & Fread, 1997).

۲-۷-آنالیز ریسک و عدم قطعیت سیل

با توجه به مفاهیم و تئوری‌های ارائه شده در مطالب گذشته مشخص است که نمی‌توان دبی برآورد شده یا تغییرات تراز آب زیرزمینی و یا نتایج دبی کمینه را در شرایط محاسبات قطعی با رویکرد کلاسیک، با نتایج محاسبات استوکاستیکی یا رویکرد فازی مقایسه نمود. زیرا در رویکردهای احتمالاتی دبی سیل ۵۰ ساله یا تراز سفره، بیلان آبخانه، شدت خشکسالی و غیره با توجه به توزیع آماری که از آن تبعیت می‌کند در سطوح احتمال مختلف، متفاوت است. یکی از دلایل آن این است که بسیاری از پارامترهای درگیر مولفه، روی تابع سیستم هیدرولوژی تاثیر می‌گذارند که ممکن است به دلیل عدم اطلاع کافی از آنها و یا خطای اندازه گیری، به درستی وارد محاسبات نشده باشند. لذا از این منظر عدم قطعیت‌ها را می‌توان به دو دسته غیرقابل اندازه‌گیری و قابل اندازه‌گیری تقسیم نمود. به عنوان مثال برخی از عدم قطعیت‌های هیدرولوژی سیل مانند بسته شدن دهنه یک کالورت و پیش‌بینی میزان کاهش ظرفیت آبگذر جاده در اثر جمع شدن آت و آشغال جلوی دهنه، غیر قابل اندازه‌گیری و یا لااقل بسیار مشکل است. عدم قطعیت‌های قابل اندازه‌گیری نیز با توجه به میزان عدم صراحتی که دارند باعث خطا می‌شوند. مثلاً این جمله که رودخانه پرآب یا سیلابی است عدم صراحت دارد زیرا حد آن مشخص نشده است. همچنین عدم قطعیت‌های قابل اندازه‌گیری اغلب تحت تاثیر وسایل و روش‌های اندازه‌گیری و همچنین میزان دانش ما ممکن است با نسبت‌های مختلف باعث تولید خطا در محاسبات شوند. برخی از این نوع عدم قطعیت‌ها می‌توانند با مدل‌های فازی بررسی شوند(فصل خشکسالی و آب زیرزمینی). عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی را ممکن است به ۳ کلاس و از منظری دیگر نیز شامل عدم قطعیت ذاتی، عدم قطعیت پارامتری و عدم قطعیت مربوط به ساختار معادلات پایه مدل و روش حل معادله تقسیم نمود.

Natural uncertainty

یکی از آشکارترین آنها مربوط به عدم قطعیت‌های طبیعی یا ذاتی سیستم است که به آن گاهی عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی نیز می‌گویند. منشاء این عدم قطعیت‌ها از تصادفی بودن متغیرهای هیدرولوژی سرچشمه می‌گیرد. بحث مفصلی از روش‌های مطالعه اینگونه عدم قطعیت‌ها در فصل اول (بند دبی طرح) ارائه شده است. همان‌طور که ذکر شد جهت مطالعه این نوع عدم قطعیت‌ها ممکن است از جداول موجود تعیین دوره بازگشت، روابط تجربی آنالیز ریسک و آنالیزهای آماری فاصله اعتماد(Reliability of analysis) در کنار تجربه و قضاوت کارشناسی استفاده شود. آنالیزهای اعتماد ممکن است مستقیماً روی سری زمانی داده و یا داده‌های تولید شده تصادفی و عملکرد آنها مانند آنالیز اعتماد عملکرد مخزن به کار برده شود. روش‌ها و تئوری این مفاهیم در آنالیزهای سیلاب، خشکسالی و همچنین ورودی به سفره‌های آب زیرزمینی، تغییرات سفره و همچنین انتخاب دبی طرح آب مورد نیاز و مصرفی سفره و مخازن یکسان است. با این تفاوت که در آب مورد نیاز، مسئله کمبودها به جای آب مازاد آنالیز می‌شود. علاوه بر این برخی از روش‌های آنالیز ریسک(Risk analysis) و احتمال ناپیوسته سیل و خشکسالی وجود دارد که می‌توان برخی از عدم قطعیت‌های ذاتی را بررسی نمود. مثال‌هایی در این خصوص در فصل اول سیل و خشکسالی ارائه شده است. همچنین انتخاب ضرایب ایمنی(Safety factor) و یا مقادیر حاشیه امن(Safety margin) که پیشتر ارائه شد(فصل۱)، جهت تعیین متغیر طراحی استفاده می‌شود. اما این روش نیز اغلب با تجربه کارشناسی همراه است که در طرح‌های حساس نمی‌توان توصیه نمود. یکی دیگر از روش‌های مطالعه عدم قطعیت‌های ذاتی هیدرولوژی می‌تواند با آنالیزهای

اقتصادی(Hydroeconomic) صورت پذیرد. با این روش دوره بازگشت بهینه سازه تعیین می‌شود. همچنین می‌توان میزان خسارت احتمالاتی ناشی از عدم اجرای پروژه را نیز تعیین نمود. در این خصوص روش‌های متنوعی وجود دارد که ممکن است آنالیز بر اساس هزینه، سود و یا پارامترهای دیگر اقتصادی پایه‌ریزی شود. در این زمینه مثالی کامل از یک روش کاربردی در فصل کنترل سیل ارائه شده است. همچنین در مورد برخی از عدم قطعیت‌های ذاتی ورودی سیستم آبخانه مانند ورودی بارش و یا تعیین تراز سفره و مدیریت مسائل آب زیرزمینی می‌توان از مدل‌سازی فازی استفاده نمود(فصل آب زیرزمینی).

Model uncertainty

این عدم قطعیت‌ها به دلیل فرضیات و تقریبات متعددی است که در معادلات تابع سیستم و یا هم‌زمان در روش‌های ساده‌سازی حل معادلات عددی لحاظ می‌شود. به طورکلی عدم قطعیت مدل ممکن است مربوط به تئوری و فرمول‌های روش (خطای ذاتی مدل) و یا خطای روش‌های حل محاسبات عددی (خطای محاسباتی) باشد. خطای محاسباتی ممکن است ناشی از خطای برش(Truncation) و/یا خطای گردکردن(Rounding) باشد. همان‌طور که ذکر شد مدل‌های موجود هیدرولوژی خاکستری هستند. یعنی وقتی می‌خواهیم انتقال یک ذره آلاینده را در محیط متخلخل شبیه‌سازی کنیم حتی پیچیده‌ترین معادله انتقال در حالت ۹ بعدی نیز نمی‌تواند شکل کامل مسیر و پیوستگی جرم را الگوبرداری کند. این مسئله در مورد سیلاب پیچیده‌تر می‌شود زیرا اغلب مدل‌های سیل یک بعدی توسعه داده شده‌اند. به طوری که حتی پس از واسنجی، همیشه خطاهای قابل توجهی به ویژه در نقاط اکسترمم مشاهده می‌شود. ضعف دانش در توابع شبیه‌سازی سیستم هیدرولوژیکی، به نام عدم قطعیت‌های مدلی شناخته می‌شود. در این خصوص دانشمندان متعددی روش‌های مختلف حل تصادفی را ارائه کرده‌اند. به عنوان نمونه مدل مخزن خطی تصادفی یا ژئومورفولوژیکی حوزه آبخیز که در برآورد دبی سیل و روندیابی موج سطحی حوضه‌های شهری و روستایی کاربرد دارند و در همین فصل اشاره شد، نمونه‌ای از روش‌های مطالعه اینگونه عدم قطعیت‌هاست. در فصل آب زیرزمینی نیز روش عددی قدم‌های تصادفی که نمونه‌ای از حل استوکاستیکی است در انتقال آلاینده تشریح شده است. همچنین در مطالعات مدیریت کم آبی از روش‌های شبیه‌سازی استوکستیکی و مدل‌های احتمال استفاده می‌گردد که برخی از روش‌های آن مانند روش تصادفی IUDRN در فصل خشکسالی ارائه شده است. در ادامه این بند عدم قطعیت مدل در مباحث سیلاب بحث می شود.

Parameter uncertainty

این نوع عدم قطعیت از عدم شناخت مناسب ضرایب معادلات مدل منشا می‌گیرد. با توجه به مفهوم آنالیز حساسیت و به تجربه می‌دانیم که مقدار پارامتر ضریب زبری یا هدایت هیدرولیکی آبخان، شماره منحنی و امثال آن اغلب بسیار حساس و مهم هستند به طوری که تحت شرایطی و در برخی از حوضه‌ها ممکن است که با تغییر ناچیز، نتیجه مدل به شدت تغییر کند. در این خصوص در مدل‌های آب زیرزمینی از روش‌های تولید تصادفی تشکیلات آبخانه استفاده می‌شود. به این صورت که ارزش‌های مختلفی از هدایت هیدرولیکی را با توجه به توزیع آماری مناسب شبیه‌سازی و سپس با روش‌های زمین آمار نتایج را به کل سطح و عمق آبخانه تعمیم می‌دهد(فصل آب زیرزمینی). این موضوع در مطالعات خشکسالی و سیلاب نیز بسیار مورد توجه است. به

طوری که می‌توان با تعیین احتمالاتی پارامترهای موثر در پهنه‌بندی سیل که با دقت قابل ارزیابی نیستند، نقشه‌های احتمالاتی از پهنه‌بندی دشت سیلابی را تهیه و مدیریت احتمالاتی نمود. علاوه براین می‌توان عدم قطعیت‌های موجود را به صورت ترکیبی آنالیز ریسک نمود. ترکیب مفاهیم مختلفی دارد. این مسئله و عدم قطعیت‌های پارامتری و مدل موضوع اصلی بندهای حاضر هستند که پس از تعریف کلاسیک برخی از واژه‌ها، به بررسی آنها پرداخته شده است.

عدم قطعیت(Uncertainty): عدم قطعیت در واقع به دلیل ضعف دانش فعلی بشر نسبت به شناخت کامل فرآیندهای هیدرولوژیکی به ویژه در پیش‌بینی‌ها و برآوردها اطلاق می‌گردد و با مفهوم ریسک تفاوت دارد. مقدار عدم قطعیت با توجه به توزیع آماری داده‌ها و توابع دانسیته احتمال ناپیوسته قابل برآورداست. ریسک در واقع بیان عدم قطعیت‌های رخدادهای ممکن نامطلوب است. لذا جهت اندازه‌گیری آن می‌بایست سری ارزش‌های عدم قطعیت رخدادهای ممکن نامطلوب یا شکست را به واسطه توابع پیوسته آنالیز نمود. وقتی نمی‌دانیم آیا فردا باران می‌بارد یا خیر با شرایط عدم قطعیت روبرو هستیم در این حالت ممکن است مقدار عدم قطعیت به کمک پیش‌بینی‌های هواشناسی یا مدل‌های احتمالاتی کالیبره شده، کمی و کاهش داده شود.

ابهام (Vagueness)**:** مفهوم عدم قطعیت که در بالا تشریح شد از نوع عدم قطعیت واقعی است (Objective Uncertainty) که خود شامل عدم قطعیت‌های هستی‌شناسی و معرفت‌شناسی بوده و فرآیندهای مطالعه و تصمیم‌گیری در آنها به ترتیب بر اساس شبه–منطق و میزان دانش آن فرآیند پایه‌ریزی می‌گردد. این نوع عدم قطعیت را از نوع رده اول نیز می‌نامند. عدم قطعیت‌های از نوع دوم را که ذهنی هستند(Subjective Uncertainty)، ابهام می‌نامند. این نوع از عدم قطعیت خود شامل عدم قطعیت‌های مربوط به مسائل معنوی و قواعد جهان بوده و فرآیندهای مطالعه و تصمیم‌گیری در آنها به ترتیب بر اساس اعتقاد و میزان درک حقایق، پایه‌ریزی می‌گردد. در اینجا عدم قطعیت‌های نوع دوم که همیشه اجتناب‌پذیر هستند مورد نظر ما نیست. اما نوع اول لزوماً اینطور نیستند. عدم قطعیت ممکن است برابر انحراف معیار یک سری برآوردی یا اندازه گرفته شده باشد. در این حالت عدم قطعیت یا حاشیه خطا به صورت $\pm$ یک مقدار برآوردی گزارش می‌شود(15 ± 1.2). اگر ارزش‌ها برحسب متوسط سری اندازه‌گیری شده باشد بدیهی است مقدار عدم قطعیت کمتر بوده و برابر با اشتباه استاندارد میانگین است. ارزش این معیار نیز برابر نسبت انحراف معیار سری به ریشه دوم تعداد داده‌های سری است $\frac{S.D}{\sqrt{n}}$. بحث وسیعی از موارد مذکور در کتب هیدرولوژی استوکاستیک و آماری قابل دسترسی است. لازم به توضیح است مقدار عدم قطعیت با دقت شخص اندازه‌گیر و ابزار اندازه‌گیری متناسب است. همچنین مفهوم عدم قطعیت با توجه به موضوع کتاب حاضر به طیف گسترده‌ای از مطالب همچون عدم قطعیت‌های مربوط به نقشه‌های پهنه‌بندی و خصوصیات هیدرولیکی جریان، اندازه‌گیری متغیرهای هیدرولوژیکی و برآوردهای دبی، حرکت آلاینده‌ها در بدنه آب و محیط متخلخل، پیش‌بینی کم آبی، عدم قطعیت‌های موجود در زمان بحران(فصل کنترل سیل) و موارد مشابه مرتبط است که هریک در بند مربوطه ارائه شده است.

غافلگیری(Surprise):غافلگیر شدن شامل بسیاری از نابهنجاری‌های(Anomaly) فنی و اتفاقات غیر قابل تصور است که ممکن است باعث کند شدن برنامه و یا عدم اجرای صحیح آن گردد. غافلگیری ممکن است ناشی از تجمع چندین رخداد بد کوچک هم‌زمان نیز باشد(دلیری، ۱۳۸۷: قطع آب شرب سد ایلام). قطع شدن سیستم مخابرات در زمان حادثه،

سیلگرفتگی ایستگاه‌ها در زمان پیش‌بینی سیل، هم‌زمانی سیل، زلزله و آتش سوزی و... نمونه‌ای از نابهنجاری‌های ناشی از عدم قطعیت‌های موجود هستندکه اغلب با توجه به تجارب حوادث گذشته در کشور یا سایر کشورها، می‌توان در اتاق بحران، مدیریت حادثه را طراحی و بخشی از آنها را کنترل نمود.

۲-۷-۱-آنالیز عدم قطعیت

در این بند آنالیز رده اول عدم قطعیت‌های مربوط به مدل و پارامتر در خصوص دبی سیل و پهنه‌بندی بر اساس معادله مانینگ بحث می‌شود. این موضوع یک بار برای عمق جریان به عنوان متغیر وابسته و باردیگر برای دبی جریان به عوان متغیر وابسته بررسی می‌شود. آنالیز عدم قطعیت رده اول، روشی برای کمی کردن تغییرات قابل انتظار یک متغیر وابسته که تابعی از یک یا چندین متغیر مستقل است، است(*Ang and Tng*,1975). تابع زیر را در نظر بگیرید:

$$w = f(x) \qquad ۱۹۵-۲$$

در این تابع، دو نوع خطا ممکن است وجود داشته باشد. خطای تابع f یا مدل و خطای ناشی از اندازه‌گیری اشتباه x. *Kapur and Lamberson*,1977 نشان دادند وقتی که خطای مدل وجود دارد، چگونه می‌توان آنالیز عدم قطعیت را تحت این شرایط نیز توسعه داد. در ادامه آنالیز فرض کنید $f(\cdot)$ یک مدل صحیح است و لذا بایس مدل صفر باشد. همچنین فرض کنید یک مقدار ورودی طراحی برای مدل برابر $\bar{x}$ باشد. لذا داریم:

$$\bar{w} = f(\bar{x}) \qquad ۱۹۶-۲$$

اگر مقدار صحیح x از مقدار $\bar{x}$ متفاوت باشد به سادگی میتوان بر اساس سری تیلور نشان داد:

$$w - \bar{w} = \frac{df}{dx}(x - \bar{x}) \qquad ۱۹۷-۲$$

در سری تیلور رابطه بالا فرض شده است که ترم‌های رده ۲ و بالاتر قابل چشم پوشی هستند. لذا معادله بالا، معادله رده اول خطا، برای متغیر وابسته‌ای چون w را نشان می‌دهد. واریانس این خطا S_w^2 جایی که E عملگر امید باشد برابر مقدار زیر است:

$$S_w^2 = E\{[\frac{df}{dx}(x - \bar{x})]^2\} \qquad ۱۹۸-۲$$

که می‌توان آن را به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$S_w^2 = (\frac{df}{dx})^2 S_x^2 \qquad ۱۹۹-۲$$

S_x^2 واریانس x است. معادله بالا واریانس یک متغیر وابسته‌ای چون w به عنوان تابعی از واریانس یک متغیر مستقل چون x است. لذا S_w اشتباه استاندارد برآوردw است. اگر w به چندین متغیر مستقل x_1، x_2 و.. x_n وابسته باشد، داریم:

$$S_w^2 = (\frac{\partial f}{\partial x_1})^2 S_{x_1}^2 + (\frac{\partial f}{\partial x_2})^2 S_{x_2}^2 + ...(\frac{\partial f}{\partial x_n})^2 S_{x_n}^2 \qquad ۲۰۰-۲$$

۱- آنالیز عدم قطعیت رده اول معادله مانینگ- عمق جریان به عنوان متغیر وابسته

معادله مانینگ توسط هیدرولوژیست‌ها برای محاسبه دبی سیل و پهنه‌بندی دشت سیلابی استفاده می‌شود. اگر جریان را یکنواخت فرض کنیم عدم قطعیت‌های عمق جریان(y) در ارتباط با دبی طرح ورودی سیستم(Q)، ضریب زبری(n) و شیب اصطکاک(S_f) با توجه به این‌که چگونه آن را برآورد کرده‌ایم وجود دارد. اگر رابطه عمق جریان با دبی و ضریب زبری خطی باشد می‌توان از آنالیز رده ۱ استفاده نمود در غیر این صورت باید از رده‌های بالاتر یا رده ۲ استفاده کرد. در رابطه مانینگ با سیستم انگلیسی و با توجه به رابطه S_x^2 مشخص است که S_y^2 به صورت زیر است:

$$S_y^2 = (\frac{dy}{dQ})^2 S_Q^2 \qquad ۲۰۱-۲$$

اگر مقدار معادل $\frac{dQ}{dy}$ با توجه به تابع شکل عمومی مقاطع کانال‌های منظم در رابطه بالا جایگزین شود، می‌توان رابطه نهایی را با توجه به معادله ضریب تغییرات جریان($S_Q / \overline{Q} = CV_Q$)، به صورت زیر به دست آورد:

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2}{(\frac{2}{3R}\frac{dR}{dy} + \frac{1}{A}\frac{dA}{dy})^2} \qquad ۲۰۲-۲$$

که در آن واریانس عمق جریان به عنوان تابعی از ضریب تغییرات جریان(CV_Q)، و مخرج کسر که تابعی از شکل کانال بوده و برای شکل‌های منظم مقدار معادل آن مشخص است. برای این‌که عدم قطعیت‌های عمق جریان در ارتباط با دو پارامتر زبری و شیب تلفات اصطکاکی نیز وارد معادله بالا شود می‌توان با توجه به رابطه S_x^2 برای چندین متغیر مستقل، معادله را بازنویسی نمود:

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2 + CV_n^2 + (1/4)CV_{S_f}^2}{(\frac{2}{3R}\frac{dR}{dy} + \frac{1}{A}\frac{dA}{dy})^2} \qquad ۲۰۳-۲$$

در رابطه بالا هدف تعیین S_y یا اشتباه استاندارد برآورد y بر حسب عدم قطعیت‌های پارامترهای زبری، دبی و شیب اصطکاکی است. S_y میزان انحراف عمق جریان را با توجه به عدم قطعیت‌های موجود نشان (البته بدون لحاظ عدم قطعیت‌های ذاتی و مدل) می‌دهد. ابتدا با توجه به رابطه مانینگ در سیستم انگلیسی(برای سیستم متریک باید ضریب معادله تصحیح شود) و با روش حل نیوتن(بند مشخصه زمانی) عمق جریان برای دبی طرح محاسبه می‌شود. سپس با توجه به ضریب تغییرات زبری و دبی (بر حسب بعد طول به طول) و فرض صفر برای ضریب تغییرات شیب اصطکاکی، و همچنین معادل مخرج کسر بالا که در کانال‌های مستطیلی $\frac{5B+6y}{3y(B+2y)}$ است، مقدار S_y از رابطه بالا تعیین می‌شود. فرض کنید $S_y = 1.63\ ft$ محاسبه شود.

مثال: اگر عمق جریان بر اساس معادله مانینگ و دبی طرح، معادل ۷٫۳۷ فوت برای کانال مستطیلی بالا با $S_y = 1.63\ ft$ محاسبه شده باشد، شانس و احتمال سیلابی شدن منازلی که در نزدیکی این کانال و روی تراز ۱ فوتی از تراز طرح احداث شده‌اند، با توجه به عدم قطعیت‌های رده اول سری تیلور چقدر است؟

با توجه به این‌که منازل روی تراز ۱ فوتی نسبت به تراز طراحی ساخته شده‌اند اگر تراز سیلاب واقعی بیشتر از حاصل جمع ۷٫۳۷ و ۱ فوت شود(۸٫۳۷ فوت) منازل مسکونی دچار سیلاب گرفتگی خواهند شد. در این حالت اگر سطح آب شیبدار باشد موضوع پیچیده‌تر می‌شود. در این مسئله فرض می‌کنیم جریان یکنواخت و رقوم سطح آب y به صورت نرمال توزیع شده باشد. جهت برآورد احتمال سیلابی شدن منازل محدوده ابتدا باید عمق جریات y به متغیر نرمال استاندارد z تبدیل شود. اگر $p(x)$ احتمال رخداد X برای توزیع مشخص باشد، داریم:

$$p(y > 8.37) = p\left(\frac{y - 7.37}{1.63} > \frac{8.37 - 7.37}{1.63}\right)$$
$$= p(z > 0.613)$$
$$= 1 - F_z(0.613)$$

F_z تابع توزیع نرمال استاندارد است که از روی جداول آمار مقدار $F_z(0.613)$ برابر ۰٫۷۳ به دست می‌آید. لذا با توجه به عدم قطعیت‌های محاسبه شده در تراز سیل، تقریباً ۲۷ درصد احتمال سیلابی شدن منازل مسکونی وجود دارد. در این مثال فقط عدم قطعیت‌های پارامتری بررسی شده است لذا احتمال سیلابی شدن به دلیل وجود عدم قطعیت‌های ذاتی و مدل، بیشتر از این مقدار خواهد شد. این عدم قطعیت‌ها را می‌توان با روش‌های مناسب که برخی از آنها در بندهای پیش و برخی در ادامه ارائه شده است، محاسبه و لحاظ نمود.

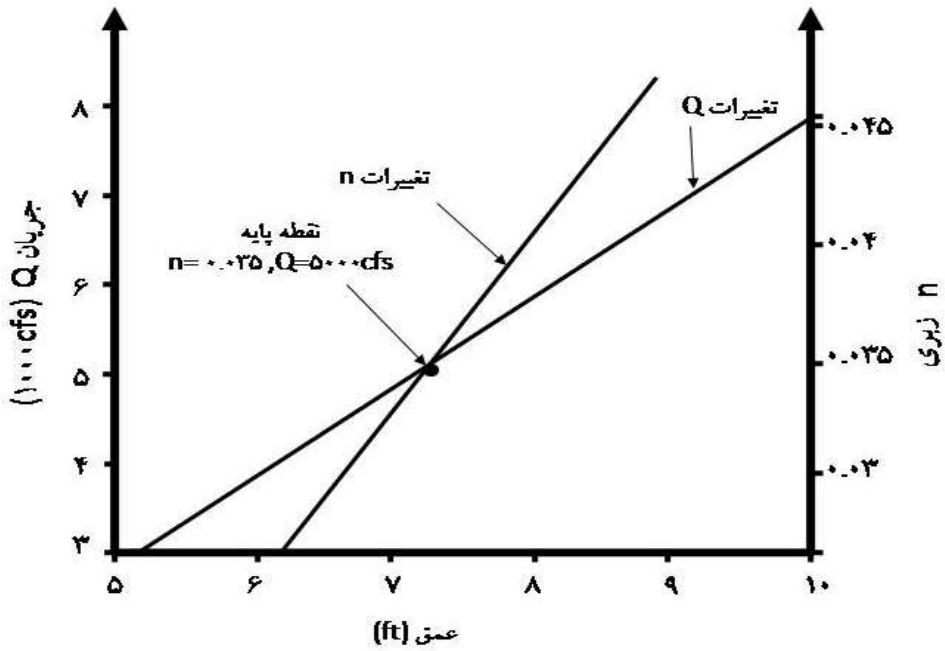
اگر قرار باشد به جای کانال منظم، یک رودخانه را با روش بالا آنالیز عدم قطعیت نمود کار دشوار می‌شود زیرا تابع شکل عمومی معادله بالا، برای رودخانه‌های طبیعی معادل ندارد و باید بر اساس نسبت مشتق شعاع هیدرولیکی به عمق و مشتق سطح به عمق رودخانه، آن را محاسبه نمود که این کار نیز دشوار است. همچنین فرض این‌که عمق جریان تنها به دبی جریان وابسته است، نیز ارزش ندارد. در این شرایط می‌توان به کمک معادله S_w^2 برای چندین متغیر ، و بررسی عمق جریان به عنوان تابعی از دبی و زبری و همچنین به کمک مدل‌های شبیه‌سازی رودخانه، مشتقات جزئی $\frac{\partial y}{\partial Q}$ و $\frac{\partial y}{\partial n}$ را برای ارزش‌های مختلف دبی و زبری مانند شکل زیر و برای عمق جریان در نقطه پایه (Base case)حساب نمود. در این حالت اگر گرادیان‌های مشتقات جزئی بالا مانند این مثال به طور تقریبی خطی باشند می‌توان از روش آنالیز رده ۱ به صورت زیر در رودخانه‌های طبیعی استفاده نمود.

مثال: فرض کنید مشخصات هیدرولیکی یک رودخانه طبیعی با تقریب کانال مستطیلی برای عرض سطح آب $B = 50\ ft$، دبی $Q = 5000\ cfs$، و زبری $n = 0.035$ باشد. مقدار مشتقات جزئی دبی جریان و ضریب زبری با عمق جریان در نقطه پایه بر اساس

شکل ۲-۳۲ به ترتیب $\frac{\partial Q}{\partial y} = 1028 cfs / ft$ و $\frac{\partial n}{\partial y} = 0.0072\ ft^{-1}$ به دست می‌آید. اگر ضریب تغییرات دبی و زبری به ترتیب ۰٫۳ و ۰٫۱۵ باشد، اشتباه استاندارد عمق جریان را محاسبه کنید؟

$$S_y^2 = (\frac{\partial y}{\partial Q})^2 S_Q^2 + (\frac{\partial y}{\partial n})^2 S_n^2$$

$$S_y^2 = (\frac{1}{1028})^2 \times (1500)^2 + (\frac{1}{0.0072})^2 \times (0.0053)^2 \rightarrow 1.63\ ft$$



شکل۲-۳۲: تغییرات عمق جریان با ضریب زبری و دبی در کانال فرضی مستطیلی

۲- آنالیز عدم قطعیت رده اول معادله مانینگ - دبی جریان به عنوان متغیر وابسته

یکی دیگر از کاربردهای معادله مانینگ این است که دبیQ یا ظرفیت عبورC یک سازه هدایت کننده جریان یا رودخانه با توجه به عمق جریان، زبری، شیب کف و سطح مقطع مشخصی از بازه محاسبه شود. اگر در معادله مانینگ با سیستم انگلیسی به جای شعاع هیدرولیکیR مقدار معادل آن A/P جایگزین شود، بر اساس آنالیز عدم قطعیت رده ۱، ضریب تغییرات ظرفیت عبور به صورت زیر به دست می‌آید:

$$CV_Q^2 = CV_n^2 + \frac{1}{4} CV_{S_f}^2 \qquad ۲۰۴-۲$$

در رابطه بالا ضریب تغییرات محیط خیس شده $CV_p \approx 0$ و سطح مقطع $CV_A \approx 0$ فرض شده است. همچنین معادله مانینگ برای کانال اصلی با اندیسc و دشت سیلابی(Overbank) با اندیس b توسط (*Chow*,1959) به صورت زیر بیان شده است:

$$Q = 1.49(\frac{1}{n_c} A_c^{5/3} p_c^{-2/3} + \frac{2}{n_b} A_b^{5/3} p_b^{-2/3}) S_f^{1/2} \qquad ۲۰۵-۲$$

در معادله بالا شکل سطح مقطع عرضی کانال و دشت سیلابی هر دو به صورت متقارن در اطراف خط مرکزی کانال فرض شده است. این معادله جهت ارزیابی ظرفیت جریان خاکریزها استفاده می‌شود. ظرفیت خاکریز می‌تواند به عنوان یک متغیر تصادفی در ارتباط با متغیرهای تصادفی مستقل n_c، n_b و S_f بررسی شود. در روش آنالیز رده ۱، ضریب تغییرات ظرفیت از رابط زیر به دست می‌آید($Lee \& Mays, 1986$):

$$CV_Q^2 = \frac{1}{4} CV_{S_f}^2 + \frac{1}{\Psi^2} CV_{n_c}^2 + (\frac{\Psi - 1}{\Psi})^2 CV_{n_b}^2 \qquad ۲۰۶-۲$$

در معادله بالا نیز ضرایب تغییرات سطح مقطع کانال اصلی و کانال مرده دشت سیلابی و محیط خیس شده کانال اصلی و دشت سیلابی ناچیز فرض شده است. همچنین:

$$\Psi = 1 + 2(\frac{n_c}{n_b})(\frac{A_b}{A_c})^{5/3}(\frac{p_c}{p_b})^{2/3} \qquad ۲۰۷-۲$$

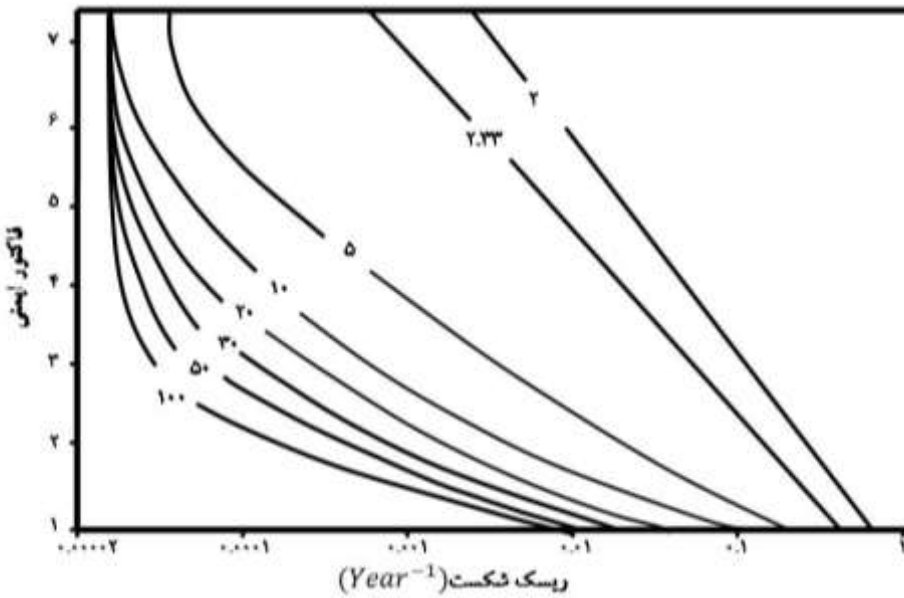
$Lee \& Mays, 1986$ با توجه به نتایج تحقیقات روی رودخانه اهیو($Ohio\ River$) اشاره کردند که حدود ۹۵ درصد عدم قطعیت‌های مربوط به ظرفیت عبور، از بررسی عدم قطعیت‌های ضرایب زبری و شیب اصطکاکی وارد محاسبات می شود. آنها روشی را برای تعیین عدم قطعیت S_f با استفاده از هیدروگراف‌های مشاهده‌ای سیلاب رودخانه معرفی کردند. در خصوص جزئیات روش‌های آنالیز ریسک در هیدرولوژی به منابع مربوطه مراجعه شود.

۲-۷-۲- آنالیز ریسک

روابط بین دوره بازگشت-فاکتور ایمنی-ریسک

وقتی قرار است مجموعه‌ای از عدم قطعیت‌های ظرفیت سیستم (Capacity) به صورت کلی بررسی شود می‌بایست از روش‌های آنالیز ریسک مرکب که ممکن است به صورت ایستا یا پویا ورودی سیستم را (Loading) بررسی کند استفاده شود. در این خصوص شرح نسبتاً مناسبی در فصل خشکسالی و در خصوص دبی‌های کمینه ارائه شده است که قابل تعمیم به سایر سیستم‌هایی چون آبخانه و سیلاب نیز است. همچنین در خصوص آنالیز ریسک مرکب و مسائل هیدرولیک کانال و لوله‌ها، محققان متعددی چون $Lee \& Mays$ (۱۹۸۶) و Yen (۱۹۷۰) مطالعه کرده اند، که امکان پیگیری مطالعات آنها وجود دارد. به طورکلی با توجه به مطالب ۲ فصل گذشته در هر پروژه آبی که ممکن است مطالعات آب زیرزمینی، سدسازی، خشکسالی، آبخیزداری، کنترل آلودگی و غیره باشد، ابتدا باید دوره بازگشت طراحی بر اساس یکی از ۳ روش ذکر شده، متناسب با سطح دقت و حساسیت طرح انتخاب شود. سپس مطابق با دوره بازگشت انتخابی می‌بایست مقدار بارگذاری سیستم L (در اینجا دبی سیل و سایر مشخصات مورد نیاز) تعیین شود. همان‌طور که ذکر شد با توجه به مجموعه‌ای از عدم قطعیت‌های موجود، می‌بایست با روش‌های مناسب ذکر شده، فاکتور ایمنی یا حاشیه امن سیستم تعیین و با اعمال آن در L مقدار ظرفیت C سیستم(مانند دبی طراحی یا حجم قابل برداشت از سیستم) که ممکن است ظرفیت انتقال یک سازه هیدرولیکی باشد، تعیین شود($C = SF \times L$). به طور مفصل انواع عدم قطعیت‌های درگیر با متغیرهای

L و C ذکر شد. لذا تعیین SF یا حاشیه امن (SM) وابسته به انجام فرآیندهای پیچیده‌ای مشتمل بر آنالیزهای عدم قطعیت است. روش دیگر این است که منحنی‌های ریسک-دوره بازگشت و فاکتور ایمنی برای هر سازه و منطقه مورد نظر تهیه شود. ابتدا به کمک روش‌های آنالیز ریسک مرکب(فصل خشکسالی)، ارزش‌های ریسک شکست سیستم برای هر دوره‌های بازگشت و فاکتور ایمنی متناظر، محاسبه و نمودار آن مانند شکل ۲-۳۳ رسم می‌شود. در آنالیز ریسک مرکب سعی می‌شود تا مجموعه‌ای از عدم قطعیت‌ها تا حد ممکن با هم مطالعه شوند.



شکل۲-۳۳: رابطه دوره بازگشت-فاکتور ایمنی-ریسک، طراحی کالورت رودخانه Glade *ویرجینیا (*Tung & Mays, 1980*)*

در شکل ۲-۳۳ توزیع احتمالاتی L با توجه به آنالیز ایستگاه‌های منطقه از نوع مقادیر حد نوع اول و توزیع ظرفیت کالورت C از نوع لوگ نرمال انتخاب شده است. سپس با استفاده از روش آنالیز عدم قطعیت رده ۱، مقادیر متناظر مربوط به ظرفیت کالورت محاسبه می‌شود. همچنین سطح ریسک برای یک دوره بازگشت و فاکتور ایمنی با استفاده از روش آنالیز مرکب تعیین و منحنی‌ها رسم می‌شوند. پس از آن می‌توان با توجه به دوره بازگشت انتخابی و فاکتور مورد نظر، ریسک شکست سیستم را از روی منحنی تعیین و مقدار ریسک را پذیرفت یا رد کرد. برای مثال اگر بر اساس روش‌های ذکر شده، دوره بازگشت و فاکتور ایمنی مناسب سیستم به ترتیب، ۱۰۰ ساله و ۱ باشد، ریسک شکست طراحی کالورت مذکور برای هر سال طراحی حدود ۱,۵ درصد می‌شود و اگر فاکتور ایمنی ۲ انتخاب شود ریسک شکست به ۰,۰۰۶ یا ۰,۶ درصد کاهش می‌یابد. در انتها باید متذکر شد که در روش‌های اسلوب مند و علمی مذکور، توابع به کاررفته خود از نوع آماری و تصادفی هستند و بر اساس آنها، ریسک و اعتمادپذیری سیستم تعیین می‌شود، این در حالی است که همیشه با خود این توابع عدم قطعیت‌هایی همراه است، لذا ارزش‌های واقعی طراحی هیچگاه به طور دقیق تعیین نمی‌شوند اما

حدود اطمینان و تاثیر عدم قطعیت‌ها به صورت علمی لحاظ می‌شوند و این ماهیت هیدرولوژی به عنوان یک علم ناخالص(Unexact science) است.

۲-۸-ملاحظات فنی مدل‌سازی

-تئوری خطی سیستم‌ها. در خصوص برآورد سیل با مدل‌هایی چون HEC-HMS یا HEC-1 به سختی می‌توان باورکرد که کارشناس پس از درک تئوری خطی سیستم‌ها بر اساس توابع مقدماتی در هیدروگراف واحد(UH) و واحد لحظه ای(IUH) بازهم از مبدل SCS و تلفات CN با خیالی آسوده استفاده کند. روش شماره منحنی نیز مانند سایر روش‌های برآورد سیل مختص شرایط منطقه توسعه یافته خود است. همان‌طور که ملاحظه شد حتی اگر هیدروگراف بی‌بعد منطقه را تهیه کنیم بازهم به دلایل مختلف غیرخطی بودن سیستم، نتایج باید کنترل، واسنجی و یا حتی روش دیگری اتخاذ شود. حال چگونه ممکن است روش SCS یا روش‌های دیگر که امکان اجرای آن در مدلHEC-HMS یا مدل‌های دیگر کمتر از یک دقیقه است، بدون واسنجی قابل توصیه باشد! متاسفانه در بسیاری از پروژه‌ها چنین طرز فکرهایی وجود دارد و این در حالی است که جهت برآورد سیل و یا اجرای مدل با این نگرش، نیازی به تحصیلات آکادمیک نیست. تحقیقات مختلف نشان داده است، علت شکست عمده طراحی‌هایی که در اثر برآورد اشتباه سیل اتفاق افتاده است، مربوط به ساده بودن یا پیچیده بودن روش انتخابی نبوده، بلکه عدم درک شرایط منابع طبیعی و پارامترهای روش مربوطه، علت شکست گزارش شده است. چه بسیاری از پروژه‌ها بر اساس رابطه استدلالی طراحی شده اما موفق‌تر از نتایج مدل‌هایی چون SCS گزارش شده‌اند(Daliri, et al., 2011). همچنین وقتی تئوری خطی سیستم‌ها درک می‌شود، ارزش آمار و یک ایستگاه هواشناسی، ارزش آنالیز آمار هیدرومتری، تعمیم آمار و اهمیت واسنجی نتایج نیز دوچندان می گردد.

-فواصل زمانی و مکانی مدل. یکی دیگر از نکات مدل‌سازی با کامپیوتر مربوط به انتخاب فواصل زمانی است. در برخی از روش‌ها مانند روش‌های حل عددی، فواصل مکانی نیز اهمیت دارند. این مسئله هم در محاسبات سیل و هم در روندیابی وجود دارد. به طورکلی نباید مقدار فواصل زمانی بزرگ‌تر از زمان تا اوج در محاسبات سیلاب و بزرگ‌تر از زمان عبور موج از بازه در محاسبات روندیابی در نظر گرفته شود. به طورکلی هر یک از روش‌های مدل‌سازی با توجه به روش حل، دستورالعمل‌های ریاضی خاص خود را دارد. به عنوان نمونه روابط کمی جهت تعیین فواصل زمانی و مکانی روش‌های حل عددی پیشتر ارائه شد. این مسئله در مدل HEC-HMS و روش‌های آن از جملهSCS نیز به عنوان فواصل زمانی (Time interval) لحاظ می‌شود.

-تعیین شرایط مرزی و اولیه. تعیین مناسب خصوصیات هندسی سیستم و چگونگی اتصال حوضه و بازه‌های همگن هیدرولیکی بخش مهمی از مدل‌سازی است. اغلب این مرزها با توجه به نقاط بحرانی که قرار است حفاظت شوند و همچنین موقعیت سایر سازه‌های تاثیر گذار بر جریان و ایستگاه‌های هیدرومتری طراحی می‌شوند. همچنین تعیین شرایط اولیه، بسیار حساس است. به طوری که اگر قرار است سیلاب ماه‌های سرد سال محاسبه شود باید به احتمال یخ زدن آب در زمین‌های نفوذپذیر توجه کرد. زیرا نفوذ آنها مانند سطح آب مخازن صفر می‌شود اما مقدار شماره منحنی به صورت دروغین شرایط مناسب هیدرولوژیکی را نشان می‌دهد.

-انتخاب اشتباه پارامترها یا روش. به عنوان مثال زمان تمرکز و به ویژه زمان تاخیر دارای چندین تعبیر فیزیکی و تعریف است. به طوری که زمان تاخیر در هیدروگراف واحد لحظه‌ای، فاصله زمانی بین مرکز ثقل هایتوگراف بارش مازاد تا مرکز ثقل هیدروگراف سیلاب است. اما در برخی از روش‌های تهیه هیدروگراف واحد مصنوعی، زمان تاخیر فاصله زمانی بین مرکز ثقل هایتوگراف بارش مازاد تا نقطه اوج هیدروگراف سیلاب است. مثال دیگر مربوط به در نظر گرفتن ضوابط انتخاب CN در ارتباط با رفتار حوضه است. اگر این ضوابط لحاظ نشود مقدار اولیه شماره منحنی از مقدار واقعی که در فرآیند واسنجی و بهینه‌سازی محاسبه می‌شود، بسیار دور می‌شود که ممکن است نتایج در هنگام واسنجی همگرا نشود. در این خصوص هاوکینز (۱۹۹۳-گروه آبخیزداری دانشگاه آریزنا) ۳ نوع رفتار حوضه شامل رفتار استاندارد، رفتار از خود راضی و رفتار خشن را برای حوزه‌های آبخیز تعریف نمود. اگر با افزایش رگبار مقدار شماره منحنی ابتدا کاهش و سپس با میل کردن رگبار به سمت بی‌نهایت، مقدار شماره منحنی ثابت باقی بماند، رفتار تابع حوضه از نوع استاندارد(Standard) است. اگر با افزایش رگبار، شماره منحنی کاهش یابد اما به مقدار ثابت میل نکند، رفتار تابع سیستم از نوع از خود راضی(Complacent) است. اگر با افزایش رگبار، شماره منحنی به طور ناگهانی افزایش و سپس ثابت شود، رفتار تابع حوضه از نوع خشن(Violent) است. هاوکینز بر این اساس روش خط مجانب را برای تعیین شماره منحنی ارائه نمود. جداول شماره منحنی به مقدار استاندارد نزدیک هستند. لذا مقادیر بهینه دو رفتار دیگر حوضه باید بر اساس روش منحنی مجانبی تعیین گردد. اگر آمار مناسب وجود ندارد می‌توان مقدار اولیه را از روش استاندارد یا روش ابداعی دلیری(۱۳۸۰) تعیین و سپس فرآیند واسنجی و بهینه‌سازی را انجام داد. در فرآیند واسنجی ابتدا باید آنالیز حساسیت انجام گیرد، تا پارامتر یا پارامترهای مناسب جهت واسنجی در شرایط مرزی و اولیه مورد نظر انجام گیرد. برخی از مهم‌ترین پارامترهای واسنجی که در مدل HEC-HMS نیز وجود دارد، زمان تمرکز و شماره منحنی است. دو روش عمده واسنجی خودکار نیز روش شیب تک متغیر ه و چند متغیر ه است. این روش‌ها در یک فرآیند معکوس، مقادیر بهینه را ارائه می‌کنند. اما این مقادیر باید دوباره در فرآیند شبیه‌سازی پیشرو کنترل شود تا سرانجام بر اساس نظر کارشناسی انتخاب گردند. بدیهی است عمل واسنجی حتی اگر مبدل توسط کاربر از آمار واقعی مانند آنالیز هیدروگراف وارد مدل شده باشد، باید صورت بگیرد. این مسائل در مورد انتخاب تیپ رگبار نیز صادق است. زیرا تیپ‌های موجود در مدل، مربوط به مناطق دیگر هستند. لذا باید بر اساس روش‌های آنالیز رگبار، تیپ واقعی هر منطقه را وارد مدل نمود. در مناطق بدون آمار مناسب، بویژه مناطق شهری باید بر اساس روش پیشرفت رگبار، توزیع زمانی رگبار تعیین و وارد مدل شود. جهت انتخاب روش های برآورد پارامترهای توزیع فراروانی اگرچه روش های گشتاور L و بایزین مناسب تر گزارش شده اند اما باید به محدودیت های این روش ها نیز ابتدا آشنا شد. مثلاً روش گشتاور L وقتی توصیه می شود که تعداد آمار متوسط تا زیاد باشد.

-مراحل واسنجی و اهمیت آن. در مراحل واسنجی مدل‌های سیلاب باید توجه نمود طول سری منتخب آماری، مربوط به شرایط مرزی و اولیه مورد نظر باشد. همچنین بخشی از آمار باید جهت اعتبارسنجی، پس از گام واسنجی استفاده شود. شرایط آمار اعتبارسنجی باید مانند شرایط واسنجی باشد. این مسئله در مورد مدل‌سازی شرایط متوسط هیدرولوژیکی و مدل‌سازی آب زیرزمینی کاملاً متفاوت است(فصل آب زیرزمینی). اگر نتایج اعتبارسنجی در محدوده مناسب خطا قرارگرفت، می‌توان از نتایج مدل استفاده نمود. به طورکلی باید بین مدل‌های با مبنای فیزیکی و تجربی تمایز قائل شد. در

مدل‌های تجربی و جعبه تیره مانند روش رشنال، SCS، هیدروگراف واحد مصنوعی، هیدروگراف سانتاباربارا شهری، روش‌های تجربی زمان تمرکز مانند کرپیچ اصلاح شده، و امثال اینها حتی اگر پارامترهای روش به درستی و بادقت مناسب در نرم افزار یا روش مربوطه(مانند...,SMADA,HEC-HMS) قرار گیرند، بازهم نتایج قابل استناد نیستند به طوری که می‌بایست بر اساس آمار آنالیز ایستگاهی در حوضه‌های معرف، مراحل واسنجی را دنبال نمود. اگر روش‌های مورد نظر، مانند روش محاسبه و روندیابی سیلاب با مدل موج دینامیک و جنبشی، معادله مانینگ، روش زمان تمرکز موج جنبشی و امثال آن دارای مبنای فیزیکی باشند، عمده حساسیت مراحل محاسبه مربوط به تعیین درست و دقیق پارامترهای مربوطه می‌شود. به عنوان مثال در تعیین ضریب زبری و سایر پارامترهای معادله مانینگ یا مدل موج دینامیک می‌بایست نهایت دقت را لحاظ نمود. در این خصوص ممکن است از تکنیک‌های آنالیز عدم قطعیت نیز استفاده شود. همچنین اغلب ممکن است پارامترهای حساس مدل از طریق آنالیز حساسیت مشخص شده و سپس از طریق مراحل واسنجی نهایی شود. در روش‌های با مبنای فیزیکی مواردی چون تعبیر شیب ۲ درصد، خاک رسی با نفوذ L سانتی‌متر بر ساعت و امثال آن در تمام دنیا یک معنی را می‌دهد لذا در صورتی که پارامترهای مدل به درستی محاسبه شوند، انتظار می‌رود که نتایج منطقی‌تری را نسبت به روش‌های جعبه تیره و تجربی ارائه کنند. با این وجود به خاطر عدم قطعیت‌های ناشناخته و ضعف دانش بشری نتایج این مدل‌ها نیز می‌بایست اعتبارسنجی شود.

– تعمیم نتایج آنالیز آمار و بازدید صحرایی . یک موضوع مهم دیگر مربوط به تعمیم نتایج و تصمیم بر اساس بازدیدهای میدانی است. متاسفانه دیده می‌شود که در یک طرح کنترل سیل اطلاعات مثلاً رودخانه آجی چای به سرشاخه‌های همان منطقه به دلیل نزدیک بودن مناطق، به کمک روابط تجربی یا آنالیز هیدروگراف تعمیم داده شده است. باید توجه نمود که سرشاخه‌ها فاقد جریان پایه هستند. لذا نتایج تعمیم یقیناً خطای بزرگی از واقعیت داشته و ممکن است مقدار سیل را بیشتر نشان دهند که نتیجه‌ای جز اتلاف هزینه ممکلت را در بر ندارد. برخی از کارشناسان نیز عقیده دارند که به جای صرف وقت در تحلیل‌های هیدرولوژی بهتر است به منطقه رفته و با توجه به ابعاد مسیل که توسط سیل در یک دوره طولانی ایجاد می‌گردد با یک ضرب و تقسیم ساده، دبی سیل و مبنای طراحی را مشخص کرد. متاسفانه اینگونه اظهار نظرهای سطحی، مبتنی بر شناخت سطحی منابع طبیعی و همچنین مبانی علم اقتصاد است. علاوه بر این، این نوع طرز فکر مربوط به سال‌های ۱۹۰۰ است. در آن زمان مهندسان هیدرولیک با توجه به بزرگی و اهمیت سازه‌ها، بر اساس آمار یا ابعاد رودخانه، حدود ۴۰ تا ۱۰۰ درصد به بزرگ‌ترین دبی تاریخی مشاهده شده یا هندسه سیل متناظر مقطع، اضافه می کردند. این روش در آن زمان به قانون ۴ انگشتی(Rule of thumb) بین مهندسان مطرح بود که چیزی جز یک ضریب فاکتور ایمنی غیر علمی نبود. به عنوان یکی از چندین مثال فاجعه آمیز از سراسر دنیا می‌توان فاجعه رودخانه نبرسکا(Nebraska) را در سال ۱۹۳۵ نام برد که سیلاب واقعی به بزرگی ۱۰ برابر بزرگ‌ترین سیل مشاهده شده در ۴۰ سال گذشته آن در یک پروژه آبی اتفاق افتاد. از آن پس (حدود سال ۱۹۴۰) مهندسان طراح هیدرولیک تصمیم گرفتند، دبی‌های طرح را بر اساس نظر هیدرولوژیست‌ها وارد محاسبات خود کنند.

–درک روابط متقابل مولفه‌های سیستم. در برنامه‌ریزی و استفاده‌های چندمنظوره بهره‌برداری و همچنین شبیه‌سازی سیستم می‌بایست درک و شناخت درستی از رابطه مولفه‌های مورد بررسی سیستم به دست آورد. در این خصوص سیستم‌های

هیدرولوژیکی ممکن است با یکدیگر دارای یک یا چند مورد از روابط زیر را در شرایط مکانی و زمانی مشخص داشته باشد. این روابط ممکن است تحت شرایط تغییر اقلیم و یا دخالت‌های بشر متاثر و برعکس شود:

- ✓ رابطه تکمیلی(Complementary): در این حالت با افزایش یک متغیر روی محور طول‌ها، یک یا چند متغیر سیستم روی محور عرض‌ها، افزایش می‌یابد. مانند رابطه رگبار با رواناب مستقیم و رطوبت یک حوضه فرضی.
- ✓ رابطه اضافی(Supplementary): با افزایش متغیر فرضی روی محور طول‌ها، هیچ تغییری در مقدار متغیر مورد نظر روی محور عرض‌ها ایجاد نمی‌گردد. مانند رابطه بارش و افزایش جریان پایه سیستم. در این حالت به دلیل فاز تاخیر شروع رواناب پایه، زمان پاسخ حوضه طولانی است.
- ✓ رابطه رقابتی(Competitive): با افزایش یک متغیر روی محور طول‌ها، مقدار متغیر محور عرض‌ها کاهش می‌یابد. به عنوان نمونه با افزایش تولید چوب (بهره‌برداری غلط) مقدار نفوذ حوضه و لذا تغذیه طبیعی آب زیرزمینی و مولفه‌های دینامیک تخلیه سطح سفره کاهش می‌یابد.

-واحد همگن کاری و شناخت مرفولوژی و ژئومورفولوژی حوضه. در کشور ایران به دلیل شدت فرسایش آبی، اغلب شیب‌های حدود ۱۰ درصد از بین رفته است لذا شیب‌های حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد به طور ناگهانی به شیب‌های ۵ درصد به پایین متصل می‌شوند. این آستانه که خط کنیک نام دارد آستانه تفکیک مناطق کوهستانی از مناطق دشتی است. لذا اختلاف دما و باد و لذا فرسایش بادی در البرز مرکزی مناطق استان‌های خراسان، کرمان، اصفهان، یزد، سیستان و بلوچستان و هرمزگان بدیهی است. شناخت مرفولوژی سیستم در تفسیر نتایج مدل و تعیین بازه‌های همگن مطالعاتی جهت افزایش دقت مطالعات ضروری است. روش های تعیین واحد همگن گاری ممکن است بر اساس روش های هیدرلوژیکی مانند استفاده از روش لانگبین، شاخص استاندارد سیل، گشتاور L یا روی هم گذاری ۵ نقشه رخساره فرسایشی، زمین شناسی، پوشش گیاهی، شیب و جهت تعیین گردد. بدیهی است که مطالعات کنترل سیل و فرسایش و برنامه ریزی منابع آب باید در این واحدها و در داخل مرزهای هیدرلوژیکی آبریز صورت پذیرد.

-آیا می‌توان از روش استدلالی جهت ارزیابی اثر تغییرات کاربری اراضی روی دبی سیل استفاده نمود؟ خیر. این روش یک تکنیک برآبرود دبی طراحی است لذا متغیرهای آن برای برآورد حداکثر دبی با لحاظ فرضیاتی ساده که اغلب شامل لحاظ فاکتورهای ایمنی طراحی هستند بنانهاده شده است. روش‌های ارزیابی (Analysis method) می‌بایست پیچیده ترو با مبنایی فیزیکی پایه‌ریزی شوند. همچنین می‌بایست توجه نمود دبی طراحی برآوردی از روش‌های استدلالی ممکن است برای یک حوضه با مساحت کوچک‌تر، بیشتر از همان حوضه با مساحت بزرگ‌تر محاسبه شود. این مسئله بویژه در حوضه‌های مرکب که بخشی توسعه یافته و بخشی روستایی هستند، مشاهده می‌شود. در این حالت با توجه به شرایط، حساسیت طرح و موقعیت سازه‌های مورد نظر یا باید از دبی بیشتر جهت طراحی استفاده نمود و یا از روش‌های با مبنای فیزیکی بهره برد.

-اگرچه روش‌های صریح اغلب مناسب ارزیابی شرایط مرزی و رودخانه‌های بزرگ نیستند می‌توان با تلفیق شرایط کورانت واحد و کورن (Koren) مقدار حداکثر گام ($\Delta x_{\max}$) را از رابطه $\frac{S_\circ \Delta x_{\max}}{y_\circ} = (\sqrt{1+2F_\circ}-1)(1+F_\circ)$ با توجه

به فرود اولیه شرایط دائم، شیب کانال و عمق هیدرولیکی برآورد نمود. برای اعداد فرود کوچک مقدار گام محدودیت‌هایی ایجاد می‌کند. برای این وضعیت نیز روش‌های نیمه‌تلویحی توسط Huang & Song,1985 پیشنهاد شده است(۴۶). لازم به ذکر است روش‌های صریح اغلب برای مدل‌سازی شکست ناگهانی سدهای بزرگ و شوک‌های انتقالی کارامد است.

-روندیابی ماسگینگام به دلیل پخشودگی عددی (مصنوعی) می‌تواند دبی اوج را تا بیش از ۱۰ درصد نیز با خطا برآورد کند. لذا با مقادیر X نزدیک ۰,۵ (جابجایی جنبشی) این اثر پخشودگی محاسباتی ممکن است واقعی نباشد. اما در روش کانج پخشودگی فیزیکی و عددی تا حد نسبی مورد توجه هستند.

-صفر بودن دبی سیل در سری آماری: در مناطق خشک و گاهی مناطق نیمه خشک مشاهده شده که سیلابی رخ نداده یا دبی حداکثر جریان رودخانه بسیار ناچیز می باشد بطوریکه باعث تفسیر غلط در نتایج توزیع آماری و آنالیز فراوانی می گردد. در این شرایط می توان به جای استفاده از سری مقادیر جزئی یا PDS (Partial Duration Series) از سری مقادیر حد یا POT (Peaks-Over-Threshold) استفاده نمود. در سری مقادیر جزئی از هر سال بزرگترین عدد لحظه ای انتخاب می شود. اما در روش مقادیر حد ابتدا یک آستانه انتخاب و سپس دبی های مستقل بیشتر از این آستانه جهت آنالیز انتخاب می شود. ارزش این آستانه طوری انتخاب می شود تا حداقل ۲ تا۳ دبی بزرگ از هر سال انتخاب گردد. استفاده از سری مقادیر حد ممکن است وقتی داده های سیل یک ایستگاه ناچیز باشد همانند روش ناحیه ای شاخص سیل (Index- Flood) کاربرد داشته باشد. جزئیات این دو تکنیک در کتاب هیدرولوژی کاربردی جلد ۲ آقای محمد مهدوی یا کتاب مدیریت و برنامه ریزی منابع آب آقای لاکس Loucks.D. P., & et.al., 2005 مطالعه شود.

۲-۹-تمرین

۱-با توجه به اصل تناسب و تطابق مدل‌سازی سیستم‌های هیدرولوژیکی، ثابت کنید معادله آماری و خطی $y=a+bx$ غیرخطی است؟

۲-در صورتی که بر اساس معیار راجرز یا معیارهای مناسب دیگر(زمان تاخیر)، سیستم غیرخطی باشد، آیا می‌توان با مبدل‌های خطی موجود در مدلHEC-HMS مانند مبدل SCS-CN سیلاب را شبیه‌سازی نمود؟

۳-زمان تمرکز چند حوضه را که آمار شاهد دارند، بر اساس روش‌های مرسوم تجربی محاسبه کنید. سپس بر اساس دستورالعمل تدوین شده توسط دلیری(۱۳۸۹) تحقیق کنید، اختلاف بین دو روش چه میزان است. در انتها با توجه به آمار شاهد، صحت و سقم دو گروه را بررسی کنید؟

۴-اگر ثابت ذخیره یک مخزن خطی k باشد، ثابت کنید توابع پاسخ خطی لحظه‌ای واحد، گام واحد و ضربان واحد معادله $S=kQ$ به ترتیب معادل $u(l)=\frac{1}{k}e^{-l/k}$، $g(t)=1-e^{-t/k}$، $h(t)=\frac{e^{-t/k}}{\Delta t}(e^{\frac{\Delta t}{k}}-1)$ است؟

۵-با توجه به ضریب مومنتوم در رابطه $\beta=\frac{1}{V^2A}\iint v^2dA$ دامنه مقادیر آن را در رودخانه‌های طبیعی و همچنین رابطه آن را با ضریب α بررسی کنید؟

۶- مشخصات هیدرولیکی یک رودخانه طبیعی با تقریب کانال مستطیلی، برابر عرض کف $B=50\ ft$، دبی $Q=5000\,cfs$، زبری $n=0.035$ و شیب ۱ درصد است. مقدار مشتقات جزئی دبی جریان و ضریب زبری با عمق جریان در نقطه پایه بر اساس شبیه‌سازی

رودخانه به ترتیب $\frac{\partial Q}{\partial y}=1028 cfs/ft$ و $\frac{\partial n}{\partial y}=0.0072\ ft^{-1}$ به دست آمده است. اگر ضریب تغییرات دبی و زبری به ترتیب ۰,۱ و ۰,۱ باشد، اشتباه استاندارد عمق جریان چند سانتی‌متر است؟

۷-در مثال ۶ اگر در محدوده کانال هدایت سیل، بیمارستان و ساختمان‌های اداری در تراز ۰,۵ متری نسبت به تراز طراحی کانال احداث شده باشند، با فرض یکنواخت بودن جریان، احتمال سیلابی شدن محدوده با روش آنالیز عدم قطعیت رده اول سری تیلور چند درصد است؟

۸-چگونگی ارزیابی تلفات موضعی (Eddy losses) را در خصوص محل تقاط دو رودخانه، پایه پل و سایر شرایط احتمالی در محاسبه پروفیل سطح آب تحقیق کنید؟

۹-تحقیق کنید میزان خطای ناشی از محاسبه اشتباه زمان تمرکز در دبی و حجم سیلاب ممکن است باعث چه سطحی از خسارات در پروژه‌های مهندسی رودخانه، سدسازی و آبخیزداری گردد؟

۱۰-با توجه به این‌که مبدل SCS در مدل HEC-HMS تنها دبی ریاضی سیل را محاسبه می‌کند آیا می‌تواند در حوضه‌های آبخیز کشور بدون واسنجی استفاده گردد؟ آیا مبدل این روش خطی است یا غیرخطی؟ میزان خطای مربوط به این عدم قطعیت را نیز بررسی کنید؟ آیا این مبدل در حوضه‌های شهری مناسب‌تر است یا در حوضه‌های روستایی؟ آیا می‌توان ورودی رگبار ۲۴ ساعته را ۶ ساعته فرض نمود؟

۱۱-با توجه به متن چگونه می‌توان عدم قطعیت‌های تابع و پارامتر یک مدل سیل را محاسبه و کاهش داد؟

۱۲-چگونه می‌توان مقدار اثر پخشودگی عددی را در یک روش روندیابی از پخشودگی فیزیکی مشخص و تعیین نمود؟

۱۳-با توجه به مفاهیم موج دینامیک و ترم‌های موج جنبشی، انتشار، اینرسی و ترم نفوذ کاربرد روش‌های مختلف روندیابی رودخانه را در شرایط خاص دسته‌بندی کرده و سپس با داده‌های واقعی نتایج را مقایسه کنید؟ این مقایسه را برای پارامترهای ثابت (مثلاً ماسکینگام خطی) و پارامترهای متغیر(مثلاً ماسکینگام غیرخطی، کانج غیرخطی یا کانج اصلاح شده (Koussis,1980)) نیز آزمایش کنید.

۱۴-می دانیم که زمان تاخیر تحت دو گروه مشخصات فیزیکی و شرایط حین بارش حوضه می باشد. لذا زمان تاخیر یک حوضه با بارش های مختلف، تغییر می کند. حال با توجه به مطالعات (Diskin,M.H,1972) هیدروگراف واحد شبه خطی را توسعه دهید؟

۲-۱۰-مراجع

۱. Singh, V. P., 1988, "Hydrologic Systems: vol, 1,2. Rainfall-Runoff Modeling"., Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

۲. Dooge, J. C. I., 1973. “Linear theory of hydrologic systems”, Tech. Bull. No. 1468, Agric. Res. Serv., pp.117-124, October, U.S. Department of Agriculture, Washington, D. C.

۳. Daliri F., Kholghi M and S.Seraji H. 2009. "Importance Storm Type and Initial Loss in Flood Modeling". Proceeding of the 1th International Conference of Water Crisis, University of Zabol.

۴. Pinder, G.F., and W. G. Gray,.1977. “Finite element simulation in surface and subsurface hydrology”, Academic Press, New York.

۵. وی-پی-سینگ (۱۳۸۱)، "مدل‌سازی بارندگی -رواناب، سیستم‌های هیدرولوژیکی"، مترجم: محمدرضا نجفی، جلد۱و۲ دانشگاه تهران، چاپ اول.

۶. مهدوی، محمد (۱۳۸۱)، "هیدرولوژی کاربردی" جلد دوم، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ سوم.

۷. Chow. V.T., D.R. Maidment, and L.W.Mays.1988, "Applied Hydrology", McGraw Hill, New York.

۸. Daliri, F., Seraji, H.S., Kholghi, M., & Ahmadi, H. (2011), “Soil Hydrologic group Detection Based on Geomorphology Facieses and Slop,” (Case Study: West of Tehran). Desert, ISI. 16 (1): 69-75. (http://jdesert.ut.ac.ir).

۹. مصطفی‌زاده، رئوف؛ بهره‌مند، عبدالرضا (۱۳۸۸)، "شبیه‌سازی هیدروگراف جریان با استفاده از مدل مخزن خطی ناش در آبخیز جعفرآباد استان گلستان"، مجله علوم و مهندسی آبخیزداری ایران، سال سوم(۶).

۱۰. فتوحی، محمود؛ حسینی، سید محمود (۱۳۸۶)، "تحلیل حساسیت پارامترهای روندیابی سیلاب و تلفات انتقال در رودخانه‌های مناطق خشک"، مجله علوم و مهندسی آبخیزداری ایران، سال اول (۱).

۱۱. Chow, V. T., 1959. “Open-channel hydraulics, McGraw-Hill, New York.

۱۲. Chow, V. T., and B. C Yen., 1976. “Urban stormwater runoff: determination of volumes and flowrates”, report EPA.

۱۳. حسینی، سید محمود؛ ابریشمی، جلیل (۱۳۸۰)، "هیدرولیک کانال‌های روباز"، دانشگاه امام رضا(ع)، چاپ هشتم.

۱۴. Gupta. R. S.,2001. “Hydrology and Hydraulic systems” 2 Edition. Prentice Hall.

۱۵. Fread, D. L. 1985. “Channel routing”, Chap. 14 in Hydrological Forecasting, ed. By M. G. Anderson and T. P . Burt, Wiley, New York, PP. 437-503.

۱۶. Fread, D. L.,1976. “Theoretical development of implicit dynamic routing model”, Dynamic routing seminar at lower Mississippi River Forecast Center, NOAA,Spring.

۱۷. Loucks, D. P., Gladwell, J.S., 2008. ‘Sustainability criteria for water resource systems” International Hydrology Series, ISBN: 978-0-521-56044-3.

۱۸. Tang, W. H., and B. C. Yen,. 1972.,”Hydrologic and hydraulic design under uncertainties”, Proceedings, International Symposium on Uncertainties in Hydrologic and Water Resources Systems, Tucson, Ariz. Vol, 2, pp. 868-882.

۱۹. Yen, B. C., ed., 1986. “Stochastic and risk analysis in hydraulic engineering”, water resources publications, Littleton, Colo.

۲۰. Tung. Y. K., and L. W. Mays.1980. “Risk analysis for hydraulic design”, J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 106, no. HY5, pp. 893-913.

۲۱. Yen, B. C., 1970. “Risks in hydrologic design of engineering projects”, J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 96, no. HY4, proc. Paper 7229, pp. 959-966, April.

۲۲. ملکیان، آرش؛ محسنی ساروی، محسن؛ مهدوی، محمد (۱۳۸۳)، " بررسی کارایی روش شماره منحنی در برآورد عمق رواناب"، مجله منابع طبیعی ایران، ۵۷(۴): ۱۳۱۶-۱۰۲۵.

۲۳. Brooks, K. N., Ffolliott, P. F., Gregersen, H. M., Debano, L. F., 2003. “Hydrology and the management of watersheds” ed 3., Iowa State University Press.

۲۴. Akan, A. O., Houghtalen, R. J., 2003. “Urban hydrology, hydraulics, and stormwater quality” Engineering application and computer modeling, John Wiley & SONS, INC.

۲۵. نیکوکار، مسعود (۱۳۸۵)، "معادلات دیفرانسیل"، انتشارات آزاده، چاپ بیست و سوم.

۲۶. Clark, C. O., 1943. “Storage and the unit hydragragh”, Proc. Am Soc. Civ. Eng., Vol 9, pp. 1333-1360.

۲۷. Nash, J. E., 1958. “The form of the instantaneous unit hydrograph” General assembly of Toronto, Assoc. Sci Hydrol. Pub. 42, Compt. Rend 3, pp. 114-118.

۲۸. دلیری، فرهاد (۱۳۹۰)،" سیلاب طرح" جزوه کارگاه تخصصی-آموزشی: طراحی سد و تجهیزات وابسته، دانشگاه صنعت آب و برق.

۲۹. روحی‌پور، حسن؛ اسدزاده، فرخ (۱۳۸۶)، "بررسی کارائی برخی معادله‌های زبری بستر و اصلاح معادله مانینگ برای برآورد سرعت رواناب سطحی" ، مجله آبخیزداری ایران، ۱ (۲).

۳۰. طباطبائی، سیدمحمود رضا؛ مجیدی، علیرضا؛ محمد، روغنی (۱۳۸۷)، "ترمیم شبکه‌های آبراهه‌ای رقومی گسسته با توسعه یک مدل شی‌گرا در محیط GIS " ، مجله آبخیزداری ایران، ۲ (۴).

۳۱. طباطبائی، سیدمحمود رضا؛ محمد، روغنی (۱۳۸۴)، "توسعه مدل توزیعی زمان تمرکز حوضه‌های آبخیز با استفاده از **GIS** و برنامه‌نویسی شی‌گراً، مجله آب و آبخیز، ۱ (۴).

۳۲. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "هیدرولوژی سیلاب، حوزه آبخیز پل چمنی، مطالعات طراحی و اجرایی پخش سیلاب، سیستان و بلوچستان (ایرانشهر) ، ۴۵۱۶۸ هکتار"، مهندسین مشاور آرمان گستر آتیه.

۳۳. دلیری، فرهاد(۱۳۸۷)، "مطالعات کنترل سیلاب سد ایلام، شناخت: "مطالعات تکمیلی آب شرب شهر ایلام"، سازمان آب منطقه‌ای، مهندسین مشاور مهاب قدس.

۳۴. Henderson, F. M. 1966, "Open Channel Flow" New York: Macmillan.

۳۵. Sturm, T. W. 2001, "Open Channel hydraulics" McGraw Hill Higher Education.

۳۶. Koussis, A. D. "Comparison of Muskingum method difference schemes." J. Hyd. Div., ASCE 106, no. HY5 (1980), pp. 925-29.

۳۷. Linsley, R.K,. Kohler, M,. Paulhus, J.H. 1982."Hydrology for Engineers", McGraw-Hill, New York ,Th: 3.

۳۸. Loucks.D. P., & et.al., 2005.“Water resources systems palnning and management” UNESCO Publishing, Delft hydraulics, Studies and reports in hydrology.

۳۹. دلیری.ف. مدیر پروژه مطالعات حد بستر و حریم رودخانه های زنجان، آب منطقه ای زنجان، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷.

۴۰. دلیری.ف. کارشناس هواشناسی، هیدرولیک، هیدرولوژی و کیفیت آب و بهره برداری رودخانه مطالعات حد بستر و حریم رودخانه های زنجان، آب منطقه ای زنجان، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷.

۴۱. دلیری.ف. مدیر بخش مطالعات حد بستر و حریم تالاب های ارومیه، آب منطقه ای آذربایجان غربی، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷

۴۲. دلیری.ف. کارشناس آب زیرزمینی، کیفیت آب مطالعات حد بستر و حریم تالاب های ارومیه، آب منطقه ای آذربایجان غربی، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷.

۴۳. دلیری.ف. مدیر بخش مطالعات حد بستر و حریم رودخانه زولا، آب منطقه ای آذربایجان غربی، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷.

۴۴. دلیری.ف. کارشناس کیفیت آب و بهره برداری مطالعات حد بستر و حریم رودخانه زولا، آب منطقه ای آذربایجان غربی، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷.

۴۵. دلیری.ف. مدیر پروژه مطالعات حد بستر و حریم تالاب های هامون، آب منطقه ای سیستان، شرکت آبسام (همکار)(۱۳۹۷).

۴۶. دلیری.ف. کارشناس هواشناسی و هیدرولوژی و هیدرودینامیک مطالعات حد بستر و حریم تالاب های هامون، آب منطقه ای سیستان، شرکت آبسام (همکار)(۱۳۹۷) **S**

فصل ۳: کنترل سیل

****

در این فصل گروه‌بندی روش‌های سازه‌ای نرم و سخت، غیرسازه‌ای و مدیریت سیستمی کنترل سیل ارائه شده است. همچنین تجارب تاریخی کنترل سیل، مفاهیم شدت سیلخیزی و اولویت بندی، بهینه‌سازی برنامه‌های منطقه‌ای و آمایش سرزمین، آنالیز اقتصادی در انتخاب گزینه برتر و سیلاب بهینه طرح، اصول طراحی سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل مناطق ساحلی و غیرساحلی، مدیریت بحران سیل و تعیین ارزش ریالی بیمه سیل تشریح شده است.

****

۳-۱- مبانی کنترل سیلاب

سیلاب منفعتی(Beneficial Flood) سیلی است که منافع مشخص و بیشتری نسبت به ضررهای آن دارد. این منافع به طورکلی ممکن است به خاطر تغذیه طبیعی سفره‌های زیرزمینی، آورد رسوب زراعی و مواد غذایی برای آبزیان باشد لذا واژه کنترل سیلاب برای کنترل سیل‌های خسارتی(Damaging Flood) حاصل از رودخانه و یا خسارات حاصل از آبگرفتگی (Water Damage) حاصل از افزایش سطح سفره و یا سیل‌گیر شده مناطق به دلیل نشست آبخانه و سیلاب شهری که اغلب در مهندسی زهکشی (Drainage) سطحی و زیرزمینی مطالعه می‌شود، معنی دارد.

تا قرن بیستم واژه کنترل سیل مطرح بود اما بعدها واژه تخفیف خسارات سیل (Flood-Damage Mitigation) یا تخفیف سیل مورد توجه قرار گرفت. در کتاب حاضر مدیریت سیستمی کنترل سیل مطرح است. کنترل یعنی مهار و متوقف کردن کامل خصوصیات مختلف سیل مانند ارتفاع، سرعت، دبی، رسوب و یا آلودگی که چنین کاری تنها با احداث سدها و دیواره‌های سیل‌بند بسیار بزرگ که عموماً از نظر فیزیکی و اقتصادی منطقی نیستند امکان‌پذیر است. واژه دیگر که اغلب در مهندسی آبخیزداری کاربرد دارد کم کردن سیل(Flood Attenuation or Abatement) است که اغلب برای برخی از عملیات غیرسازه‌ای و سازه‌ای کوچک آبخیزداری به کار می‌رود. هدف از کنترل سیل، کاهش یا تخفیف پایدار خسارات سیل با توجه به ملاحظات اقتصادی است. جهت کنترل کامل سیل گلستان در سال ۱۳۸۰ با دبی ۱۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه که حجمی حدود ۱۳۰ میلیون متر مکعب(MCM) داشت مخزنی با این حجم در صورتی که عملی باشد لازم بود. در تخفیف سیل، ممکن است بخشی از حجم سیل مثلاً ۳۰ درصد سطح بالایی هیدروگراف که باعث سیل خسارتی می گردد با روش‌های غیرسازه‌ای یا هر روش مناسب دیگر کنترل شود. در این حالت گیرش گیاهی، ذخیره چالابی، نفوذ حوضه و مهندسی زمان تمرکز هر چند ناچیز اهمیت پیدا می‌کند.

گام‌های مطالعات کنترل سیل شامل ۳ مرحله است. مرحله اول که مرحله شناخت است روی تعیین اهداف و محدودیت‌ها متمرکز می‌شود. اهداف یا بر اساس نظرات کارفرما از قبل مشخص شده و یا این‌که کارشناس مسئول بر اساس اطلاعات

موجود و بازدیدهای میدانی در کنار پرسش و پاسخ‌های هدفمند، طرح مسئله می‌کند. بدیهی است که اهداف طرح می‌تواند بر اساس آنالیز و بررسی مسائل مطرح شده در منطقه نیز تعیین و به اهداف کارفرما اضافه شود. اطلاعات لازم جهت شناخت، بسته به نوع طرح متفاوت است به طور کلی مطالعات کنترل سیل ممکن است به صورت متمرکز، در امتداد رودخانه و سواحل دریا باشد که معمولاً با عنوان مهندسی رودخانه و سواحل یا ساماندهی معرفی می‌شود. شکل دیگر آن شامل مطالعات کنترل سیل در حوزه‌های آبخیز همچون مدیریت حوضه، پیش‌بینی سیل و امثال آن است. مدرن‌ترین نوع مطالعات کنترل سیل، مدیریت یکپارچه یا به‌هم‌پیوسته یا مدیریت سیستمی سیل نام دارد که سیستم رودخانه و حوضه به طور هم‌زمان در کنار سایر اجزای سیستم مطالعه می‌شود. مرحله دوم که فاز اول نیز نام دارد تکنیک‌های کنترل سیل با توجه به نوع سیل، منشاء سیل و سایر خصوصیات سیل امکان‌سنجی و طراحی اولیه می‌شود. در این خصوص متره و برآورد اولیه نیز جهت آنالیزهای اقتصادی ضروری است. گام آخر که فاز دوم نیز نام دارد شامل ارزیابی اثربخشی روش‌ها بر اساس طراحی هیدرولیکی، شبیه‌سازی و بهینه‌سازی سیستم در دقت طراحی خواهد بود به طوری که بهترین گزینه فنی با لحاظ مسائل زیست محیطی، اجتماعی و اقتصادی انتخاب و متره برآورد تقریبی جهت استفاده در اسناد مناقصه و مبلغ اولیه پیمان انجام می پذیرد. همچنین در این گام می‌بایست مسائلی چون اولویت اجرا، توصیه‌های لازم در اجرا، پایش و مانیتورینگ و بازخورد سیستم مشخص شود. بدیهی است تنها با برنامه‌ریزی تکراری امکان کنترل تمایل و تغییرات آنتروپی سیستم فراهم می‌شود. در بسیاری از مطالعات کنترل سیل لازم است تا حداقل در فصل سیلابی نمونه‌گیری‌هایی از دبی سیل عبوری و رسوب لحظه‌ای صورت پذیرد. علاوه بر این ممکن است برداشت خصوصیات هیدرولیکی بازه‌های بحرانی و یا خصوصیات هیدرولیکی رسوبات بستر جهت تعیین نسبت رسوب حمل شده توسط سیل که در محاسبات هیدرولوژیکی دبی سیلاب کاربرد دارد، ضروری باشد. علاوه بر این جهت کنترل رسوب آلوده حمل شده توسط سیلاب اغلب می‌بایست اقدام به نمونه‌گیری از سازندهای منطقه کرد تا رابطه بین سیل، فرسایش و رسوب در منطقه با آلاینده مشخص و کنترل گردد. داده‌های مورد نیاز مطالعات سیل به طور خاص ممکن است شامل نقشه‌های توپوگرافی ۱:۲۵۰۰۰۰، ۱:۵۰۰۰۰، ۱:۲۵۰۰۰ در مرحله شناخت و نقشه‌های ۱:۲۰۰۰ در فاز ۲ و در نقاط بحرانی، تصاویر ماهواره که از اینترنت و goggle earth قابل دسترسی است، گزارشات هیدرولوژی سیل و رسوب، آمار خام دبی حداکثر سالانه، دبی روزانه و دبی پیک، رسوب لحظه‌ای، آمار هواشناسی لازم شامل رگبار ۲۴، منحنی IDF یا آمار رگبار ساعتی، دما، باد و... باشد که با توجه به نیاز محاسبات ذوب برف از سازمان‌های هواشناسی، شرکت مدیریت منابع آب و یا سازمان‌های آب منطقه‌ای تهیه می‌شود. سایر آمار و اطلاعات عمومی مانند کاربری اراضی، ژئومورفولوژی، زمین‌شناسی، فیزیوگرافی و غیره جهت شناخت بهتر مولفه‌های موثر سیستم و مدل‌سازی جمع‌آوری می‌گردد. مسئله مهم دیگر توجه به نسبی بودن مفهوم مساحت کوچک و بزرگ حوضه‌هاست. به عنوان یک قرارداد کلی و تجربی مساحت‌های زیر ۵ تا ۱۰ کیلومتر مربع خیلی کوچک، ۱۰ تا ۵۰ کوچک، ۵۰ تا ۱۰۰۰ متوسط، ۱۰۰۰ تا ۵۰۰۰ نسبتا بزرگ و بیش از ۵۰۰۰ کیلومترمربع بزرگ تا خیلی بزرگ تلقی می‌شود.

طرح جامع کنترل سیل به عنوان یک پروژه راهبردی کلان، نقش عمده‌ای در تعریف برنامه و پروژه در سطوح پایین‌تر برنامه‌ریزی یک کشور دارد؛ به طوری که هر کشوری جهت برنامه‌ریزی توسعه پایدار منابع طبیعی در کنار عرصه‌های اقتصادی و منافع ملی بدون بهره‌گیری از طرح جامع نمی‌تواند در یک مسیر هدفمند، بازگشت سرمایه خود را طلب نماید.

اصولاً مقیاس مطالعات در طرح‌های جامع(کلان) ۱:۲۵۰۰۰۰ است. مسائلی که در طرح‌های جامع کنترل سیل یا کاهش بلایای طبیعی مطرح است به طور عمده اولویت‌بندی مطالعات در سطح برنامه، بررسی پتانسیل مخاطرات و احتمال وقوع آن در موقعیت‌های بحرانی است که می‌بایست این برنامه‌های کلان (Master Plan) با توجه به حجم عملیات مورد نیاز و موجود در کنار ملاحظات فنی - اجتماعی تعریف شود.

اصول مهندسی کنترل سیل یا مدیریت سیلاب از دیدگاه نویسنده به دو دسته ۱- روش‌های سازه‌ای و ۲- روش‌های سیستمی (تلفیقی یا به‌هم‌پیوسته) تقسیم می‌شود. در نگرش نوین سیستمی محدودیتی در خصوص انتخاب روش وجود ندارد به طوری که تمامی روش‌های سازه‌ای، غیرسازه‌ای و تلفیقی در کنار ملاحظات اجتماعی-فرهنگی، اقتصادی و سیاسی بررسی و ترکیب بهینه که ممکن است صرفا سازه‌ای، غیرسازه‌ای یا ترکیبی از آنها باشد انتخاب و اجرا می‌گردد. در این زمینه با توجه به پیچیده شدن تحلیل سیستم آبخیز استفاده ابزارهای تحلیل سیستم در مدیریت یکپارچه سیلاب ناگزیر است (دلیری و همکاران،۱۳۸۸).

مفهوم کنترل سیل زمانی عملی می‌شود که هیچگونه خسارتی در اثر رواناب حاصل از هر نوع رگبار مستقل از زمان، در یک منطقه مشخص ایجاد نگردد. چنین مفهومی تنها از نظر تئوری امکان‌پذیر است زیرا احداث سازه‌های بی‌نهایت بزرگ کنترل سیلاب همچون سدها و دیواره‌های سیل‌بند از لحاظ اقتصادی و فیزیکی به ندرت امکان‌پذیر هستند. لذا شاید بهتر باشد از واژه معادل تخفیف خسارات – سیلاب و یا به اختصار تخفیف سیل استفاده گردد. سیلاب‌های خسارتی ممکن است اطراف یک رودخانه (دشت سیلابی) و یا آبراهه‌های فرسایشی درجه پایین تا داخل رودخانه اصلی رخ دهند که در هر دو حالت ممکن است بتوان با اقدامات مدیریتی (سیستمی) یا سازه‌ای خسارات وارده را که ممکن است مالی، جانی و یا تنها هدر رفت خاک باشد تخفیف داد. بنابراین تعریف سیلاب خسارتی در آبرهه‌های فرعی متفاوت از سیلاب خسارتی در دشت‌های سیلابی و رودخانه‌های اصلی است. در حالت اول خسارت سیل وابسته به رسوبزایی و فرسایش آبراهه‌ای بوده که این نوع از فرسایش نیز به نیروی برشی جریان آب و بستر بستگی دارد. نیروی برشی جریان آب نیز به وزن مخصوص جریان، شعاع هیدرولیکی و شیب خط انرژی مرتبط است. لذا در یک زمان مشخص وقتی یک آبراهه سیلخیز است که مقدار تنش برشی بحرانی آن (که خود به وزن مخصوص مواد بستر و آب، قطر رسوبات و شرایط منطقه بستگی دارد) کمتر از تنش برشی جریان سیل باشد. در این شرایط اقدامات کنترل سیل در آبراهه فرعی اساساً با هدف کاهش خسارات ملموس و ناملموس ناشی از هدر رفت خاک و فرسایش خواهد بود. به طوری که این اقدامات از دید سیستمی باعث افزایش عمر مفید و اقتصادی مخازن، کاهش خسارات فرسایش بادی، کاهش شدت خشکسالی‌ها، بهبود وضعیت پوشش گیاهی و هم‌زمان تخفیف سیل نیز می‌شود. مفاهیم فوق پایه و اساس تئوری کنترل سیل و اقتصاد سیل در آبراهه‌ها و رودخانه‌ها و از منظر علم آبخیزداری است. هرچند باید توجه نمود که تعریف سیلخیزی در رودخانه‌های اصلی فراتر از این مفاهیم است به طوری که علاوه بر وجود یک حد آستانه تنش برشی مواد بستر، افزایش تراز آب و غرقاب شدن دشت سیلابی در اثر آب مازاد، اغلب باعث خسارات جانی – مالی نیز خواهد شد. سرانجام در یک پروژه موفق کنترل سیلاب می‌بایست علاوه بر رعایت اصول فنی مذکور به مسائلی چون ملاحظات اجتماعی، اقتصادی و زیست محیطی توجه گردد. امروزه مدیریت بحران نیز به عنوان یک رکن اساسی در پروژه‌های کنترل سیلاب طرح‌های جامع مورد توجه است. در این خصوص نگرش‌های نوینی همچون

مدیریت یکپارچه سیلاب، مدیریت و برنامه‌ریزی سیستمی آبخیز، مدیریت ریسک و... مورد توجه صاحب‌نظران این فن است که در فصول متعاقب تشریح خواهند شد. همچنین اولین قدم در مسئله کنترل یا تخفیف سیلاب شناخت نوع سیل و علت بروز آن است به طوری که کنترل و مدیریت سیلاب‌های پاک با سیلاب‌های واریزه‌ای و گلی بسیار متفاوت است همچنین در بسیاری از موارد به ویژه در شهرها مسئله کنترل سیل تنها فیزیکی نیست زیرا مسائل بهداشتی و بحران‌های آلودگی حاصل از سیل نیز باید از لحاظ زیست محیطی مورد توجه کارشناسان و مهندسان آب قرار گیرد. همچنین افزایش تراز آب دریاچه‌های مصنوعی یا طبیعی، مسائل زهکشی و سیلگیر شدن یک منطقه در اثر بهره‌برداری غیرمجاز آب زیرزمینی و نشست زمین و یا افزایش تراز سفره‌های زیرزمینی نیز نوعی از انواع سیل یا علل سیل‌گیر شدن محسوب می شود(Water Damage). همچنین می‌توان انواع سیلاب‌های ساحلی(Coastal Flood) را نیز نام برد. باید توجه نمود بازخورد هرگونه تنظیم در میزان سیلاب با تغییر میزان رسوب، حجم استاتیک و دینامیک آبخانه و منابع آب زیرزمینی همراه است لذا مسئله تغییر در آنتروپی سیستم(گرایش سیستم) از حیث جریان‌های کم و کاهش خشکسالی نیز باید مورد توجه قرار گیرد. مسائل فوق به تفصیل در فصول مربوط به خود تشریح شده‌اند. علاوه بر نکات مذکور چرخه عملیات حفاظت و کنترل سیل دو مرحله بسیار مهم دارد. ۱. چرخه کنترل وضعیت سازه ها و روش های موجود حفاظت سیل طی هر ۵ سال جهت نیاز به تعمیر و نگهداری و ۲.چرخه نیاز به افزایش عملیات حفاظت سیل که هر ۱۵ تا ۵۰ سال با ارزیابی ریسک سیل مطالعه می گردد. از نظر مولف روش‌های کنترل سیل در مناطق ساحلی و غیرساحلی، شهری و روستایی در دو نگرش کلی سازه‌ای و سیستمی تقسیم می‌شوند:

۳-۱-۱- نگرش صرفاً سازه‌ای (Hardwork)

این روش‌ها ممکن است از سازه‌های با ابعاد متوسط آبخیزداری تا خاکریزهای عرضی و طولی در رودخانه‌ها و سدهای بسیار بزرگ را شامل شود. اساساً سازه‌های کنترل سیلاب بر اساس معیارهای هیدرولیکی و هیدرولوژیکی قبل از وقوع سیلاب، طراحی و اجرا می‌شوند. در این خصوص طبقه‌بندی کلی زیر را می‌توان ارائه نمود:

- مهار کامل یا کاهش بخشی از دبی اوج و حجم سیلاب به ترتیب به وسیله روندیابی دائم یا موقت سیل در مخزن یک سد. بدیهی است که ممکن است این حالت به صورت طبیعی در دریاچه‌ها و یا حتی هنگام افزایش تراز جریان رودخانه در دشت‌های سیلابی رخ دهد. لذا در مطالعات روندیابی سیلاب می‌بایست به خصوصیات مرفولوژیکی مسیر حرکت موج سیل توجه شود.

- یک راه مناسب کنترل سیلاب بویژه در مناطق شهری که در محدوده دشت‌های سیلابی قرار دارند استفاده از دیواره‌های سیل‌بند است. این روش به دلیل پرهزینه بودن، عموماً در مناطق با ارزش توصیه می‌شود. استفاده از خاکریزهای طولی(دایک) و اپی (خاکریزهای عرضی) نیز بسته به شرایط و هدف در مهندسی رودخانه کاربرد دارند. علاوه بر این ممکن است در مناطق شهری از سنگفرش‌های نفوذپذیر و یا از سقف ساختمان‌ها (Roof harvesting) جهت تامین آب و کاهش رواناب شهری استفاده شود.

- مهار سیلاب ممکن است در حوزه‌های آبخیز به وسیله انحراف و انتقال جریان به وسیله کانال‌ها(Bypass) و یا در مناطق شهری با طراحی شبکه‌های جمع‌آوری هرزآب، کالورت و مهندسی زهکشی صورت پذیرد.
- سازه‌های متوسط تا بزرگ آبخیزداری که عموماً با اهداف کاهش اثر تخریبی سیلاب و کنش بستر آبراهه و رودخانه‌ها احداث می‌شوند ممکن است در قسمت‌های مختلف رودخانه و یا سرشاخه‌های فرعی اجرا گردند در این خصوص آبخیزداری شهری نیز مورد توجه است.

۳-۱-۲- نگرش مدیریت سیستمی

تجربه نشان داده است که مهار همه و کامل سیلاب‌ها با نگرش صرفاً سازه‌ای امکان‌پذیر و اقتصادی نیست لذا ممکن است به واسطه اقدامات مدیریتی سیستمی(اصول مهندسی کنترل سیل)، خسارات آنها را حداقل نمود. از دیدگاه نویسنده روش‌های مختلف مدیریت سیستمی سیلاب یا اصول مهندسی کنترل سیلاب را می‌توان در ۳ گروه اصلی زیر قرار داد. باید توجه نمود که اصول مهندسی کنترل سیلاب با نگرش مدیریتی علم آبخیزداری(مدیریت آبخیز) همسو و همسان است. در واقع یکپارچه‌نگری (نگاه سیستمی) یعنی توجه به بلایای ناشی از آب مانند خشکسالی، افت سفره‌های زیرزمینی، افزایش رسوب، سیلاب آلوده در کنار ملاحظات و مسائل اقتصادی، اجتماعی و زیست محیطی در سیستم. به عنوان مثال یک ملاحظه زیست محیطی ممکن است شامل توجه به کاهش تلفات آبزیان در هنگام عبور سیل باشد.

۱-روش‌های سازه‌ای

این روش‌ها در مدیریت سیستمی وقتی که سیستم از شرایط کلیماکس خود بسیار دور شده است و به اصطلاح نیاز به جراحی دارد به طوری که روش‌های بلندمدت غیرسازه‌ای یا اثربخش نیستند و یا به زمان زیادی جهت احیاء نیاز دارند، توصیه می‌شود.

۲-روش‌های غیرسازه‌ای

در این گروه می‌توان کلیه روش‌های غیرسازه‌ای را که به نوعی باعث تعدیل خسارات، ایجاد آمادگی و افزایش توان تحمل خسارات ناشی از سیل و تعدیل خسارت‌پذیری در مقابل سیلاب را می‌شوند نام برد. در این خصوص می‌توان به رهیافت‌هایی همچون مدیریت بحران قبل و بعد از وقوع سیلاب، هشدار و پیش‌بینی سیلاب، پهنه‌بندی سیلابدشت، بیمه سیلاب، کمک‌رسانی و برنامه‌ریزی جهت تخلیه سریع مردم و برخی از روش‌های غیرسازه‌ای آبخیزداری اشاره نمود. روش‌های مذکور ممکن است در سه مقطع زمانی قبل، بعد و هنگام وقوع سیلاب و یا هم‌زمان در سه مقطع زمانی در مناطق شهری یا روستایی و سواحل دریا به کار گرفته شوند.

۳-روش‌های مدیریت سیستمی یا ترکیبی یا به‌هم‌پیوسته (Integrated Flood Management)

از نظر نویسنده روش‌های مدیریت سیستمی شامل انتخاب ترکیب بهینه روش‌های مختلف سازه‌های متوسط تا بزرگ(Hardwork)، سازه‌های کوچک تا متوسط(Softwork) و روش‌های غیرسازه‌ای با لحاظ کلیه مسائل اجتماعی، اقتصادی، سیاسی- فرهنگی و زیست محیطی جهت توسعه پایدار سیستم است. این روش‌ها که نوین‌ترین نگرش نیز محسوب می‌شود در واقع راه حل بهینه برای حداقل نمودن خسارات سیلاب را نیز شامل می‌شود. روش ترکیبی همان

روش تلفیقی یا مدیریت به‌هم‌پیوسته سیلاب است. این روش‌ها در حیطه تخصص علم مهندسی هیدروسیستم قرار دارد. در بسیاری از کشورهای ثروتمند غربی که راه حل صرفاً سازه‌ای را به منظور مهار سیلاب اتخاذ نموده‌اند با شکست مواجه شده‌اند. علاوه بر این، ترکیب روش‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای کم‌هزینه‌تر از روش‌های سازه‌ای بزرگ صرف است. هرچند نباید فراموش کرد که نگرش صرف غیرسازه‌ای نیز ممکن است تحت شرایطی با شکست منجر شود. نگرش روش‌های ترکیبی در علم مدیریت آبخیز (مهندسی آبخیزداری) وجود دارد به طوری که امروزه آبخیزداری شهری (Urban Watershed Management) نیز مورد توجه قرار گرفته است.

۳-۲- مسائل حقوقی، مالی و اداری در کنترل سیلاب

جهت کنترل و مدیریت سیلاب ممکن است لازم باشد تا تغییراتی در مسیر طبیعی جریان رودخانه‌ها و در نتیجه شرایط و کیفیت محیط زیست به وجود آید که ممکن است به دنبال آن شکایات و اعتراض‌هایی را از جانب سازمان‌های ذیربط و یا مالکین زمین در پایین دست به دنبال داشته باشد. این مشکلات حقوقی بعضاً ممکن است فراتر از سطح یک ناحیه و کشور نیز باشد لذا در مسائل کنترل و مدیریت سیلاب می‌بایست به قوانین حقوقی وضع شده آب (نظام‌نامه سیلاب) در آن ناحیه توجه خاص شود. اساساً قوانین مدون آب (Statute Law) در هر کشور بر اساس قوانین عرفی آب (Common Law) توسعه یافته است. نقش قوانین آب در پروژه‌های مهندسی آب به طور عام و در مسائلی همچون بیمه سیل، ایمنی سازه‌های آبی، انحراف جریان سیل، کنترل منابع آلاینده، مسائل بهداشتی و... به طور خاص محسوس است. به طور کلی هرگونه انحراف، انتقال و یا مهار رواناب سیلاب در زمین‌های بالادست نباید اثر سوء روی زمین‌های دیگران داشته باشد؛ علاوه بر این می‌بایست به مسئله حقابه نیز در شرایط کم‌آبی توجه شود. اینگونه قوانین در توسعه منابع آب‌های زیرزمینی نیز به شدت مورد توجه قرار دارد. امروزه توسعه و مدرنیزه کردن قوانین آب یکی از مسائل مهم و قابل توجه در برنامه‌ریزی حوزه‌های آبخیز و مدیریت هیدرولوژیکی است. این مسئله در سال ۱۹۷۰ از دیدگاه سیستمی بررسی و طرح‌ریزی شده است. سیاست‌های برنامه‌ریزی در هر کشور در خصوص مسائل حقوقی، اداری و مالی ممکن است بسیار متفاوت از سایر کشورها باشد. با این وجود این سه موضوع ارتباط تنگاتنگی با یکدیگر و مسائل سیلاب دارند. به طورکلی نقش دولت و شهرداری‌ها در مدیریت سیلاب چه از لحاظ وضع و اعمال قانون و چه از نظر تامین اعتبار، دریافت مالیات و مدیریت برنامه‌های زهکشی حائز اهمیت فراوان است. به عنوان نمونه مالیات‌ها باید به طرز صحیح و عادلانه بین مالکان زمین تقسیم شود. در این خصوص روش‌های بودجه‌بندی ممکن است بر اساس معیارهای مختلفی چون ارزش زمین (مالیات بر دارایی)، مساحت زمین(با توجه به درآمدزایی آن)، نحوه بهره‌برداری از زمین(سهم زمین در تولید رواناب)، میزان مرز مشترک زمین با رودخانه و فاصله از نقاط سیلگیر پایه‌ریزی شود. در کشور امریکا مسئولیت برنامه‌ریزی پروژه‌های کنترل و تخفیف سیل به وسیله عملیات آبخیزداری و احداث سدهای با گنجایش ۵۰۰۰ ایکرفوت به عهده مهندسی ارتش امریکا (USCE) و سازمان حفاظت آب و خاک قدیم(SCS) که به حفاظت منابع طبیعی(NRCS) تغییر نام داده است، است. همچنین نظارت عالی کلیه دستگاه‌های مرتبط با موضوع کنترل سیل به عهده دپارتمان مهندسی ارتش امریکاست. این مسئولیت و اختیار شامل جزئیات پروژه‌ها مانند نگهداری، شکست پروژه و غیره نیز می‌شود. بخشی از سود حاصل از اجرای پروژه‌های محلی کنترل سیل نیز

سالانه در همان محل جهت پایداری و حفاظت هزینه می‌شود. اهمیت نظارت واحد عالی بویژه در پروژه‌های کنترل سیل از اهمیت خاصی برخوردار است؛ زیرا تغییر در قسمت‌های مختلف یک سیستم ممکن است باعث تشدید خسارات سیل در نقاط پایین دست شود لذا یکی دیگر از وظایف این دستگاه پیش‌بینی چنین اثراتی است. به طورکلی مسئولیت عواقب منفی حاصل از هرگونه تغییر در شرایط طبیعی جریان رودخانه، اقدامات کنترل سیلاب، نگهداری و تعمیر سازه‌ها، کارایی و عملکرد آن به عهده شخص یا سازمان تصمیم‌گیر خواهد بود. در کشور ایران متاسفانه وظایف به طور صریح مشخص نشده به طوری که بر خلاف سیاست‌های دنیای امروز که تشکیلات خود را محدودتر می‌کند روز به روز وسیع‌تر می‌شود. در این خصوص مهم‌ترین دستگاه‌ها، سازمان‌های تصمیم‌گیر، مطالعه کننده و ذینفع مسائل سیل، خشکسالی و تغذیه سفره‌های زیرزمینی به شرح ذیل هستند:

-وزارت نیرو

-سازمان جنگل‌ها، مراتع و آبخیزداری کشور، معاونت آبخیزداری

- سازمان جنگل‌ها، مراتع و آبخیزداری کشور، سایر معاونت‌ها: مراتع، جنگل‌ها، معاونت مناطق خشک و نیمه‌خشک

-وزارت جهاد کشاورزی

-کارگروه‌های آب ستاد، ریاست جمهوری

-شرکت مدیریت منابع آب، دفتر مهندسی رودخانه و سواحل

-وزرات نیرو دفتر آب و آبفا

-شرکت مدیریت منابع آب، دفتر تاسیسات و بهره‌برداری

-وزارت کشور، سازمان مدیریت بحران(کمیته ملی کاهش اثرات بلایای طبیعی)

-سازمان هواشناسی کشور

-وزارت راه و ترابری، معاونت راه‌داری و سازمان هواشناسی

-وزارت مسکن و شهرسازی

-و بسیاری از موسسات تحقیقاتی مانند موسسه آب، حفاظت آب و خاک، حفاظت آب و آبخیزداری و...

به طورکلی هماهنگی نهادهای مختلف بویژه در برنامه‌ریزی و مدیریت بحران مانند هماهنگی در زمان اعلام خطر و مشخص بودن وظایف اهمیت بالایی دارد.

۳-۳-درس‌هایی از حوادث سیل

قبل از ارائه روش‌های کنترل سیل، شایسته است تا از حوادث و تجارب واقعی موجود در دنیا و کشور نیز با توجه به ملاحظات فنی برآورد سیل مواردی ذکر شود:

۳-۳-۱- سیل‌های تاریخی و تجارب کنترل سیل در دنیا

بر اساس آمارهای منتشره از سوی سازمان ملل متحد در مدت ۲۵ سال(۱۹۹۱-۱۹۶۷) ۱۳,۵ درصد حوادث کل دنیا مربوط به ۱۳۸۵ سیل مهم است. در همین مدت تعداد کشته شدگان حدود ۳۰۵ هزار نفر، تعداد مجروحین بیش از ۲۶۶ هزار نفر

و آسیب دیدگان بالغ بر ۱,۰۶ میلیارد نفر که تقریباً از هر ۵ نفر ا نفر آسیب دیده از سیل بوده است. به طوری که حدود ۴۲ درصد از سوانح جهان در قاره آسیا اتفاق افتاده است. بر اساس بررسی‌های .U.N.D.R.O در سال ۱۹۸۴ در دهه هفتاد (۱۹۸۱-۱۹۷۰) تعداد ۱۳۰ سیل مهم در دنیا اتفاق افتاده که بالغ بر ۶۴ هزار نفر کشته و بیش از ۹ میلیارد دلار خسارت بر جا گذاشته است. بر اساس گزارش سازمان ملل متحد در میان بلایای طبیعی، سیل و طوفان بیشترین تلفات و خسارات را به جوامع بشری وارد آورده‌اند به طوری که در یک دهه میزان خسارت این دو بلا بالغ بر ۲۱ میلیارد دلار در مقابل ۱۸ میلیارد دلار خسارت ناشی از زلزله بوده است.

سیل به عنوان یک بلا که ممکن است طبیعی یا مصنوعی نیز باشد بیشترین بحران‌های تکرار شونده طبیعی محسوب می شود به طوری که ۷۵ درصد از بحران‌های فدرال مربوط به سیل‌هاست. همچنین بیش از ۳۰ درصد خسارات سیل مربوط به سیل‌های کم اهمیت است که این مطلب اهمیت کاربرد روش‌های آبخیزداری و غیرسازه‌ای را در کاهش خسارات سیل نشان می‌دهد. افزایش جمعیت و توسعه دشت‌های سیلابی به همراه تغییر در روند نمایه‌های بارش‌های حدی (عسگری و همکاران، ۱۳۸۷) همچون افزایش شدت باران‌های سنگین در طول ۵۰ سال گذشته به تدریج سبب افزایش خسارات ناشی از سیل گردیده است. مجموع این خسارات، سالانه ۵ میلیارد دلار در ایالات متحده تخمین زده شده است. بروز سیل هر ساله سبب خسارات گسترده و قطع سرویس‌دهی زیرساخت‌های حمل و نقل مانند جاده‌ها، راه‌آهن و پل‌ها و بسیاری از هزینه‌های غیرمستقیم و ناملموس می‌شود.

شواهدی وجود دارد که در خلیج بنگال خیزاب‌هایی به ارتفاع ۷ تا ۹ متر نیز دیده شده است این مسئله از نظر فیزیکی نیز محتمل است. علت تلفات قابل توجه سال ۱۹۷۰ بنگلادش به طور عمده زمان وقوع حادثه است زیرا در آن زمان کارگران مشغول برداشت محصول بودند. اما در حادثه‌ای مشابه آن در سال ۱۹۵۳ هلند تلفات بسیار ناچیز است که دلیل آن وجود شبکه‌های اطلاع‌رسانی، آمادگی مقابله مردم، امکانات و وسایل نقلیه فرار و ترک سریع مناطق مسکونی ذکر شده است. خسارات حاصل از خیزاب‌های طوفانی(افزایش تراز آب دریا در اثر طوفان) در سواحل دریای برخی از نقاط دنیا به شرح زیر است:

آمار واقعی ثبت شده خسارات سیل حاصل از خیزاب طوفانی در برخی از سواحل دنیا

محل	ارتفاع تراز-متر	تلفات جانی(نفر)	تاریخ حادثه
هلند(جنوب غربی)	۳/۲۵	۱۹۰۰	فوریه ۱۹۵۳
می سی سی پی(آمریکا)	۷/۴	۳۰۰	اوت۱۹۶۹
بنگلادش(جنوب غربی)	۵/۵	۳۰۰۰۰۰	نوامبر ۱۹۷۰
بنگلادش(شرق)	۷	۱۳۰۰۰۰	آوریل ۱۹۹۱
ناگویا، ژاپن	۳/۶	۵۰۰۰	سپتامبر ۱۹۵۹

به طورکلی در ایالات متحده تقریباً تمامی اراضی ساحلی مجهز به سیستم‌های هشدار و تخلیه هستند به طوری که پیش‌بینی‌ها توسط سرویس ملی هواشناسی صورت گرفته و سپس توسط FEMA یا آژانس مدیریت شرایط اضطراری

فدرال(Federal Emergency Management Agency) هشدارها صورت می‌گیرد. سرانجام عملیات تخلیه نواحی به کمک ایالات محلی انجام می‌شود.

۱- تجربیات مدیریت سیل در آلمان- ۲۰۰۲

خسارات سیلاب آگوست ۲۰۰۲ در حوضه بسیار بزرگ رودخانه الب (Elbe) که حدود یک سوم آن در جمهوری چک و دو سوم آن در کشور آلمان قرار دارد، در کشور آلمان حدود ۱۰ میلیارد یورو و در جمهوری چک ۳ میلیارد یورو ارزیابی گردید. این سیلاب باعث عدم اعتماد مردم نسبت به امنیت شرایط زندگی و نهادهای مسئول شد. بارش‌های سنگین در زمان اشباع بودن خاک باعث رخداد این سیل شاخص شد. وضعیت سیلاب به صورت چشمگیری در عرض چند ساعت شدت پیدا نمود. از نظر هواشناسی این واقعه ناشی از الگوهای بزرگ مقیاس جوی در اروپای مرکزی محسوب می‌شود که از مهم‌ترین مدل‌های تدوین شده دراین زمینه مدل‌های چرخه عمومی (GCM) است که در پیش‌بینی عددی آب و هوا برای یک الی بیست روز یا پیش‌بینی اقلیمی برای افق‌های یک فصل تا چند قرن کاربرد دارد. دبی سیل مذکور ۴۶۸۰ cms (مترمکعب بر ثانیه) در شهر درسدن تخمین زده شده است. بررسی آمار نشان می‌دهد الگوی بلندمدت جریان در این رودخانه حدود ۱۵۰ تا ۲۰۰ سال است اما تراز سطح آب حدود ۱ متر بیشتر از تمامی وقایع مشاهده شده و مشابه قبلی بود. این تراز حدود ۹,۴ متر در شهر درسدن برآورد شده است. دلایل این اختلاف، کاهش شدید پتانسیل انتقال جریان به خاطر وجود پوشش گیاهی به واسطه رسوب‌گذاری در دهانه پل‌های کارولا، آگوستس و مارین، ساخت مجتمع‌های ورزشی و اتاق‌های کارگاه ساختمانی و کم عرض شدن دهانه ورودی کانال جریان اوسترا و طراحی نامناسب مقطع پل‌ها گزارش شده است. سیلاب سال ۲۰۰۲ به وضوح اهمیت مدیریت بلایای طبیعی و این‌که چرا باید امنیت روحی مردم در اولویت برنامه‌ریزی کاهش خطرات بلایا قرار گیرد و همچنین آسیب‌پذیر بودن سازه‌های مهندسی حتی در کشورهای توسعه یافته را مجدداً بازگو نمود. در ادامه تجارب حاصل از این سیل فهرست وار ذکر می شود:

-ارائه طرح مکانی (Spatial Planning) با توجه به نقشه‌های خطرپذیری و سیلخیزی. نقشه‌های خطرپذیری ممکن است با دبی ۱۰۰ ساله تهیه شوند و سایر خصوصیات سیل مانند تراز آب و سرعت سیل را در مناطق سیلگیر نشان دهد. در واقع باید محدوده مطالعه، اهداف و کاربری اراضی با توجه به ریسک قابل قبول سیل مشخص شود.

-توجه به اقدامات حفاظتی ساختمانی و چیدمان مناسب اثاثیه. این اقدام در مرحله قبل از ساخت و بعد از ساخت در صورت عدم امکان اسکان مجدد به دلایل اجتماعی یا اقتصادی امکان دارد. استفاده از سازه‌های ثابت و متحرک نیز توصیه می‌شود. توجه به نکاتی مانند ساخت ساختمان‌های بالاتر از تراز سیل مشخص، عدم احداث زیرزمین، ضد آب کردن، بهبود پایداری در مقابل صدمات ناشی از نیروهای شناوری به خاطر بالا آمدن سطح سفره آب زیرزمینی از تراز پی تاسیسات، فشار آب و سیل، فرسایش و آبشویی و برخورد وسایل شناور از اهمیت بالایی برخوردار است. جهت مقابله با ورود آب‌های سطحی و زیرزمینی باید محل‌های ورود به خوبی آب‌بندی شود و یا با روش‌های موقتی دیگر در زمان سیل مثل بکارگیری فشار آب مخالف (Backpressure) در شبکه‌های جریان یا فاضلاب از ورود آب جلوگیری نمود. در شرایطی که امکان ممانعت ورود و نفوذ آب به ساختمان نباشد به واسطه سازگار نمودن ساختمان با شرایط سیلاب

میزان خسارت کاهش می‌یابد. در این خصوص رعایت مواردی چون استفاده از وسایل کم ارزش‌تر در طبقات تحتانی، مواد ساختمانی ضد آب، انتقال وسایل برقی، گرمایی، انرژی و گاز به طبقات بالاتر، استفاده از وسایل و اثاثیه‌ای که به راحتی قابل انتقال هستند و نحوه چیدمان مناسب وسایل توصیه می‌شود. این روش‌ها میزان خسارات را در سیلاب ۲۰۰۲ حدود ۱۳ تا ۱۵ درصد به خانواده‌ها و تا ۹ درصد به خود ساختمان کاهش داد. مسئله دیگر توجه به ایمن‌سازی مواد خطرناک و شناور شدن مخازن خالی یا پر مواد سوختی است. در سیلاب ۲۰۰۲ به طور متوسط هر ۳ تا ۴ خانه توسط یک مخزن صدمه دیده مواد سوختی، آلوده شده بودند که این مسئله باعث افزایش خسارات شد.

-افزایش و ترغیب ساکنین برای اجرای عملیات کاهش ریسک به کمک افزایش اطلاعات، کمک‌های مالی و آموزش. بسیاری از موارد اشاره شده در بند ۲ و موارد دیگر به صورت چک لیست و نشریه‌هایی توسط وزارت حمل و نقل، مسکن و ساختمان و محیط زیست در آلمان انتشار یافته است. این اطلاعات به روزرسانی شده و در منطقه خطرناک ارائه می‌گردد. توجه و جدی گرفتن تکرار خسارات حاصل از سیل در آینده به طوری که همیشه امکان رخداد آن احساس شود. لذا آموزش گفتاری برای این‌که مردم در معرض سیل، بویژه در شرایط اضطراری بدانند چه کاری باید انجام دهند ضروری است. بررسی‌ها نشان می‌دهد حدود ۵۰ درصد افراد سیل‌زده در اطراف رودخانه الب با وجود سیستم‌های هشدار سیل نمی‌دانستند چه کارهایی باید انجام دهند. این مسئله در مناطقی که سیلاب ناگهانی (Flashy Flood) وجود دارد اهمیت بیشتری خواهد داشت. همچنین آموزش ریسک سیلاب به کمک نشریه‌ها، علائم ترازهای بیشینه سطح آب به عنوان یک منبع مهم اطلاعاتی تاریخچه سیلاب‌ها و تمرینات آمادگی در محیط زندگی و کار اهمیت دارد. مسئله دیگر بانک اطلاعاتی و تبادل آن در مواقع اضطراری در سطوح مختلف عمومی و حرفه‌ای است تا هر کسی بداند چه اطلاعاتی را و از چه کسی دریافت و به چه کسی انتقال دهد.

-ایجاد کمیته مشترک بین‌المللی حفاظت رودخانه و کنترل سیل در حوضه‌های یکپارچه مناطق مرزی همسایه و در یک کشور

-کنترل ساخت و ساز و جبران خسارات از طریق بیمه سیل. یک تفکر عمومی بر آن است که شخص بیمه شده ممکن است نکات حفاظتی را قبل یا در حین سیل رعایت نکند و حتی تلویزیون خود را به زیرزمین منتقل کند. هرچند تجربه سیل ۲۰۰۲ و بررسی‌ها نشان داد که این باور چندان درست نیست حتی برعکس خانواده‌هایی که بیمه شده بودند تمایل بیشتری در خصوص کسب اطلاعات پیشگیرانه داشتند. با این وجود هزینه بیمه باید بر اساس ضوابطی منطقی دریافت گردد. به طوری که مناطق استثناعی که به طور پی در پی در معرض سیل قرار می‌گیرند هزینه بالاتر و مناطق کم خطر هزینه کمتری را متقبل شوند. مسئله بیمه برای مناطق بی‌خطر می‌تواند برای سایر بلایا توجیه شود. از آنجایی که تا به امروز نقشه‌های پهنه‌بندی خطر سیل در آلمان وجود ندارد سازمان بیمه بر اساس ناحیه‌بندی تجربی خطر سیلاب، بارش‌های سنگین، تعدد و بزرگی سیلاب‌های گذشته و سیلاب ۲۰۰۲ اقدام به تخمین نرخ بیمه کرده است. با این وجود باید اقداماتی صورت بگیرد تا صاحبان بیمه شده انگیزه‌ای برای کاهش خسارات به کمک اقدامات پیشگیرانه داشته باشند. بسیاری از شرکت‌های بیمه خود به اندازه کافی درباره ریسک خسارات و مسائل فنی سیل مطلع نیستند. اخیراً بحث بیمه اجباری نیز در سطح ملی مورد بررسی و مذاکره قرار گرفته است هرچند کمک‌رسانی در شرایط اضطراری حین وقوع سیل برای هر دو گروه بیمه شده و نشده تقریباً یکسان بوده است. به هر حال بیمه می‌تواند از یک طرف نقش بازدارنده در

هنگام ساخت و ساز در مناطق پرخطر و کاهش ریسک در معرض قرارگرفتن و از طرف دیگر جبران خسارات و افزایش امنیت مالی را در مناطق کم‌خطر تامین کند. در این خصوص از سال ۱۹۹۱ در آلمان بیمه عمومی، مردم را قادر ساخت تا خانه و اعضای خانواده خود را نسبت به خسارات سیل بیمه کنند.

-میزان اثربخشی عملیات مدیریت آبخیز (آبخیزداری) در کاهش سیلاب. امروزه این تفکر غلط که عملیات آبخیزداری تنها درصد کمی از سیلاب را تخفیف می‌دهد مورد تردید قرار گرفته است به طوری که بررسی‌ها حاکی از کاهش دبی سیلاب‌ها به میزان قابل توجهی به کمک این روش‌هاست. علاوه بر این کلمه مدیریت در واژه آبخیزداری به معنی صرفاً یکسری اقدامات غیرسازه‌ای در بالادست حوضه نیست بلکه آبخیزداری یا مدیریت حوضه شامل تلفیق عملیات مختلف سازه‌ای و غیرسازه‌ای جهت پیدا کردن راه حل بهینه یکپارچه در کلیه سطوح یک سیستم آبریز شامل آبخانه، رودخانه و سطح سراب حوضه و بازخوردهای متقابل بین آن‌هاست. در این خصوص در منطقه‌ای به نام لنزن(Lenzen) عقب بردن خاکریزها معادل مساحتی حدود ۳۰۰ هکتار باعث افزایش سطح سیلاب دشت و ذخیره موقت سیلاب و همچنین ایجاد محیط مناسبی به صورت منطقه جنگلی برای جانوران مختلف شد. علاوه بر این اقدامات، مدیریت صحیح حوضه(آبخیزداری) همچون مدیریت زراعی نقش موثری در کاهش سیل و زمان وقوع آن داشت.

-تجارب سیل ۲۰۰۲ در تکنیک‌های طراحی سازه‌ها. در صورتی که میزان سیل از حدی بیشتر باشد و سیستم حوضه از شرایط کلیماکس خود بسیار دور باشد به طوری که عملیات غیرسازه‌ای، نگهداشت‌های طبیعی حوضه یا سیلاب دشت و ایجاد حریم بیشتر برای رودخانه‌ها نیز جوابگوی کاهش یا نفوذ حجم زیادی از سیلاب نباشد ناگزیر روش‌های سازه‌ای بزرگ همچون سدها، مخازن تاخیری و... توصیه خواهد شد. در سیلاب ۲۰۰۲ حجم دائم کلیه مخازن موجود در سیستم باعث کاهش پیک سیل و تاخیر وقوع موج آن و در نتیجه افزایش زمان اندک اما ارزشمندی در انجام اقدامات کمک رسانی به افراد سیل‌زده شد. این تاثیر با توجه مهندسی زمان تمرکز و عدم تلاقی موج سیل شاخه‌های فرعی و اصلی ایجاد شده بود. وضعیت خاکریزهای کنترل سیل رودخانه الب بر عکس سدها، اثربخشی منفی داشت. پشت خاکریزها که به نظر محیط امنی در زمان سیلاب است در ۱۳۱ نقطه سرریز و در برخی نقاط شکسته شده بودند. به طورکلی ضوابط فنی خاکریزها بسیار پیچیده بوده و از مهم‌ترین علل تخریب خاکریزها می‌توان به نفوذ ریشه‌های سخت گیاهان در آنها، بدنه ناهمگون یا نقاط سست زمین، آب‌بندی ضعیف و حفره‌های حاصل از جانوران موذی که همگی باعث ناپایداری و افزایش نفوذپذیری شده بود نام برد. لذا مسئله نگهداری و ترمیم خاکریزها بسیار ضروری است. یکی دیگر از سازه‌های موجود در سیستم آبریز الب سرریز هاول و سایر زهکش‌های تاخیری است که نتیجه آن‌ها کاهش بیش از نیم متر در تراز بیشینه سیلاب مناطق پایاب بود.

-تجارب سیل ۲۰۰۲ در سیستم‌های هشدار و پیش‌بینی سیل. دلایل عدم موفقیت هشدار سیل در منطقه الب که خود می تواند به عنوان خط راهنمایی جهت طراحی سیستم‌های هشدار سیل داخل کشور باشد به شرح ذیل است:

الف-هشدار با تاخیر وضعیت آب و هوا توسط سازمان هواشناسی آلمان. در حال حاضر این سازمان در حال توسعه مدل‌های عددی و پیش‌بینی بارندگی با داده‌های راداری به واسطه شبکه آنلاین و خودکار پایش است. این سازمان اقدامات دیگری نیز انجام داد تا ضمن برآورد مکانی عمق بارش با دقت بهتر بتواند زمان و شدت احتمالی رخداد

بارندگی شاخص را در رودخانه‌های بالادست منطقه ساکسونی تامین نماید. این اقدام در بهره‌برداری بهینه مخازن سدها نیز موثر خواهد بود.

ب-در حوضه الب با وجود ۲۱۴ ایستگاه گزارش‌گیری، اندازه‌گیری و پیش‌بینی سیل بسیاری از آن‌ها به دلیل غرقاب شدن یا قطعی برق از کار افتاده بودند. لذا ضد سیل کردن تجهیزات و تامین برق ایمن در یک سیستم پیش‌بینی و هشدار سیل کارا ضروری است. همچنین به خاطر استثنائی بودن واقعه، در منحنی‌های تاراژ دبی شاخص با این اندازه مشاهده نشده بود. با توجه به این‌که ورودی مدل‌های پیش‌بینی سیل در منطقه الب دبی محاسبه شده بر اساس تراز آب در ایستگاه بالادست بود و می‌بایست روابط دبی-اشل برون‌یابی می‌شد لذا خطای زیاد در پیش‌بینی‌ها منجر شد تا تراز آب در بازه‌هایی از رودخانه الب تقریباً نیم متر بیشتر از مقدار واقعی برآورد و اقدامات پیشگیرانه ضرب‌العجل غیرضروری انجام گردد. در این خصوص جهت افزایش دقت و سرعت پیش‌بینی، مدل‌های هیدرودینامیکی سیل در رودخانه الب توسعه داده شده است(۲۰۰۵) این مدل‌های توزیعی توانایی شبیه‌سازی تخریب خاکریزها، تاثیر بندها و زهکش‌های کنترل سیل را نیز دارند. با توسعه مدل بارش – رواناب حاضر، زمان پیش هشدار ۶ تا ۱۲ ساعت افزایش یافت.

ج-تاخیر در انتقال هشدار سیلاب. بسیاری از ساکنین اطراف انشعابات رودخانه الب اخبار هشدار را دریافت نکرده بودند و یا خیلی دیر و پس از واقعه به آن‌ها رسیده بود. همچنین در صورت دریافت به موقع هشدار، مردم نمی‌دانستند که چه کار باید انجام دهند. عدم همخوانی و تفاوت نتایج در رودخانه مالد و عدم وجود سیستم هشدار از طریق صدای بلند آژیر که بویژه در مناطقی که امکان سیلاب ناگهانی وجود دارد مفید است که این مورد نیز از دیگر نقاط ضعف بود. لذا برای انجام یک پیش‌بینی سریع و کارا و پرهیز از نتایج متناقض و ناهمخوان بهتر است با ایجاد یک مرکز کنترل سیلاب متمرکز از ایجاد مراکز متعدد اجتناب نمود تا پیام‌ها به طور مستقیم به مسئولین مربوطه مخابره شوند. همچنین بهتر است هشدارها از تمامی رسانه‌های موجود پخش شوند. ضمن این‌که این اخبار کاملاً مشخص و مفهوم باشد. امکان ارسال از طریق سیستم‌ها و مسیرهای جایگزین مطالعه شود تا در زمان خرابی یک مسیر، سیستم هشدار سیل دچار کاستی نشود.

-تجارب حاصل از مدیریت بحران و بلایای طبیعی در سیلاب ۲۰۰۲ . تعداد افراد کمک‌رسان سازمان یافته در این سیلاب تنها در ایالت ساکسونی بیش از ۲۳۰۰۰ نفر آتش‌نشان و ۱۱۰۰۰ نفر از سازمان‌های مختلف امدادرسانی (صلیب سرخ و..) بودند اما دلایل شکست ساختاری در مدیریت بحران به شرح ذیل است:

الف-عدم وجود هماهنگی و همکاری بین گروه‌های مختلف امداد آتش‌نشانی، صلیب سرخ، مسئولین و... با یکدیگر و همچنین عدم وجود یک مدیر یا هدایت کننده خبره در هر گروه امداد.

ب-نیاز به یک مدیریت جامع و یکپارچه توسط فردی که مانند عقابی با نگاهی از آسمان بر کل محدوده سیلاب رودخانه الب تسلط داشته باشد. در واقع هر گروه از امدادرسانان با توجه به دید جزئی و محلی خود بسیاری از موارد را از حیث شدت بحران دست بالا تخمین می‌زدند. لذا اهداف مورد نظر خود را که اغلب بی‌فایده نیز بودند قانونی تلقی کرده و اجرا می‌کردند. در واقع هر کسی لانه خودش را تمیز می‌کرد و عملکرد آن‌ها به اصطلاح به صورت مدیریت از پایین به بالا بود. این امر سبب اجرا نشدن یکپارچه واقعی عملیات و مدیریت در منطقه گردید. در نهایت آنچه در محل به اجرا درآمد اساساً چیزی نبود که توسط ستاد تعیین و ارائه شده بود.

ج-جهت هماهنگی بیشتر بین مسئولین محلی، منطقه‌ای و ملی باید از قبل ضوابط و استانداردهایی تنظیم شود تا از تکرار وظایف گروه‌های امداد جلوگیری و توزیع عادلانه کمک‌رسانی نیز صورت گیرد.

د-مجهز شدن سازمان‌ها و گروه‌های امداد به نقشه‌ها و امکانات دیگر مانند GIS به همراه سایر داده‌های وابسته مربوط به حفاظت و پیشگیری جهت اجرای اقدامات هماهنگ.

ه-ارتقاء سطح دانش و مهارت‌های اجتماعی فرد امدادرسان

و-به طورکلی در مدیریت بحران همیشه باید آماده موانع احتمالی بود. همچنین بهتر است جهت رویارویی و مدیریت بهتر بلا ابتدا شدت آن همانگونه که شدت زلزله محاسبه می‌شود تخمین‌زده شود تا اقدامات حفاظتی برای رسیدن به اهداف مورد نظر تناسب لازم را با شدت رخداد داشته باشد.

۳-۳-۲- سیل‌های تاریخی و تجارب کنترل سیلاب در کشور

انتخاب دهه ۱۹۹۰ به عنوان دهه کاهش بلایای طبیعی از سوی سازمان ملل(یونسکو) و تشکیل کمیته بلایای طبیعی در سال ۱۳۷۲ طبق مصوبه هیأت وزیران کشور، سیل را به عنوان یکی از مهم‌ترین سوانح طبیعی معرفی می‌کند. طبق اسناد موجود حدود ۷۰ درصد اعتبارات ستاد حوادث غیرمترقبه، صرف جبران خسارات ناشی از سیل شده است. در دو دهه اخیر به طور متوسط هر سال ۴۰ سیلاب مهم با ۱۳۰ کشته صرف‌نظر از خسارات مالی و زیست محیطی جبران‌ناپذیر رخ داده است. رشد خسارات ناشی از سیل در پنج دهه گذشته معادل ۲۵۰ درصد گزارش شده است که علت اصلی آن تخریب محیط زیست و منابع طبیعی عنوان شده است. ایران در تقسیم‌بندی بین‌المللی جزو کشورهای با درآمد متوسط است اما به دلیل افزایش وقوع حوادثی چون زلزله، سیل، طوفان و در سال‌های اخیر خشکسالی بخش قابل توجهی از درآمد GDP صرف خسارات اینگونه بلایا می‌شود. بنابراین یا باید درصدی از درآمد کشور قبل از حادثه صرف برنامه‌ریزی مقابله و کنترل حوادث و حتی بهره‌برداری از آن‌ها شود و یا تمامی آن صرف جبران خسارات گردد. تا قبل از سال ۱۳۷۵ تنها گزارش مدون موجود در خصوص سیل توسط یکی از مامورین سفارت انگلستان در مجله جغرافیا به چاپ رسیده بود که نمی‌توانست یک دید کلی و تقریبی نسبت به سیل کشور ایجاد کند. بر اساس مطالعات مهدوی (۱۳۷۵) تا سال ۱۳۷۵ تعداد سیل‌های جاری شده در ۲۵ سال حدود ۹۶۷ مورد بوده که حدود ۴۰ سیل به طور سالانه رخ داده است. در این مدت تعداد تلفات انسانی حداقل ۱۸۸۲ نفر بوده لذا به طور متوسط بیش از ۷۵ نفر در سال در اثر سیل از بین می‌روند. جمع خسارت‌های ملموس سیل‌های جاری شده در مدت ۲۵ سال بالغ بر ۹۱۶۲ میلیارد ریال برآورد گردیده که خسارت متوسط سالانه آن ۳۶۶,۵ میلیارد ریال و روزانه بیش از یک میلیارد ریال است که با توجه به روند رو به افزایش شدت سیل بار سنگینی را به بودجه دولت تحمیل می‌کند. چنانچه خسارت‌های نامحسوس نیز لحاظ شود خسارات سیل به بیش از دو برابر افزایش می‌یابد. در صورتی که سیل‌های خیلی مهم شامل سیل‌هایی با تلفات بیش از ۱۰ نفر و/یا خسارات بیش از ۱۰ میلیارد ریال تعریف شود در بین ۲۸ استان کشور بیشترین تعداد سیل‌های خیلی مهم به ترتیب مربوط به استان‌های خوزستان، بوشهر، فارس و خراسان بوده است در این شرایط استان تهران در ردیف دهم قرار میگیرد. از نظر تلفات انسانی به ثبت رسیده استان تهران با ۳۹۸ نفر تلفات، مقام اول را در کشور دارد که بخش عمده تلفات مربوط به سیل مرداد ماه سال ۱۳۶۶ تجریش است. در این تاریخ نقاط دیگر کشور مانند

دره بوژان در شمال نیشابور متحمل خسارات مالی و جانی قابل توجهی شد که حاکی از فراگیر بودن رگبار مربوطه است. سپس استان سیستان و بلوچستان با ۳۷۲ نفر و خراسان با ۲۶۸ نفر در رده‌های دوم و سوم قرار دارند. از نظر خسارات مالی خسارات وارده تنها به چهار استان کشور شامل استان‌های خوزستان، فارس، سیستان و بلوچستان و هرمزگان بیش از ۵۴ درصد خسارت سیل کشور است که با اضافه شدن سه استان دیگر یعنی تهران، خراسان و بوشهر این رقم به ۷۸ درصد و با لحاظ استان‌های همدان و کرمان به ۸۸ درصد خواهد رسید. در حال حاضر(۱۳۹۰)این تقسیم‌بندی ممکن است تغییراتی داشته باشد.

۱- سیلاب رودخانه‌های تجریش تهران- مرداد ۱۳۶۶

آبریز رودخانه‌های تجریش شامل رودخانه گلابدره در شمال شمیران با وسعت۶,۲ کیلومتر مربع در محلی به نام سنگ دو قلو و طول رودخانه ۳ کیلومتر و شیب بستری حدود ۲۰ درصد و آبریز رودخانه دربند که از دو شاخه آبشار (جعفرباد) با مساحت ۸,۶ کیلومترمربع و شاخه اوسون با مساحت ۹,۷ کیلومترمربع با شیب متوسط ۳۲ درصد تشکیل می‌شود. سیل مهیب تجریش که در اعصار زمین‌شناسی به عنوان عوامل فرسایش و رسوب‌گذاری شناخته می‌شود موجب ویرانی تعداد قابل توجهی از مناطق مسکونی و تلفات جانی عده کثیری از ساکنین منطقه شد. این سیل با ابعاد وسیعی در سطح کشور رخ داد و با شرایط طبیعی، آب و هوایی و هیدرولوژی در البرز مرکزی متناسب نبود. لذا سیل مذکور از رخدادهای نادر هیدرولوژیکی محسوب می‌گردد به طوری که جریان سیل از دوم تا ششم مرداد در مناطق نیشابور، سمنان و دماوند نیز با تلفات جانی- مالی همراه بود. در صورتی که به یک هیدرولوژیست حرفه‌ای گفته شود در یک حوضه با شرایط بسیار سیلابی به وسعت ۶,۲ کیلومترمربع جریان سیلی با دبی حداکثر ۳۴۷ مترمکعب بر ثانیه محاسبه شده است قطعاً این عدد را حاصل اشتباه محاسباتی تصور می‌کند. اما با بررسی‌های انجام شده در آبریز مسیل گلابدره با این وسعت چنین دبی همراه حجم قابل ملاحظه‌ای از مواد رسوبی معلق و دانه درشت جاری شده است. میزان دبی سیل مجموع رودخانه‌های گلابدره و دربند بدون مواد رسوبی ۴۷۴ و با مواد رسوبی ۶۰۰ مترمکعب بر ثانیه و حجم کل سیل ۱,۱ میلیون مترمکعب(MCM) محاسبه شده است. متاسفانه این تجربه برای برخی از کارشناسان ناآشنا به مسائل هیدرولوژی هنوز نیز بیدارکننده نیست به طوری که اغلب محاسبات هیدرولوژی توسط افراد غیرمتخصص و با بی‌دقتی محض در حال انجام است. مهم‌ترین دلایل خسارات وارده حاصل از این سیل در درجه اول عظیم بودن سیل گزارش شده است. اما مواردی چون عدم وجود شبکه مناسب تخلیه و سیستم هشدار سیل ساده کوتاه‌مدت، بر شدت حادثه افزوده است. حادثه‌ای که در رودخانه‌های دربند و گلابدره رخ داد ممکن است در مقیاس بزرگ‌تری در مسیل‌های دارآباد، ولنجک، درکه، فرحزاد و کن اتفاق بیفتد. لذا توجه مسئولین جهت طراحی سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل نیز در این مناطق ضروری است. در صورت وجود چنین سیستم‌هایی هرچند ساده احتمال کاهش تلفات وجود داشت ولی متاسفانه ساکنین مناطق مذکور بی‌خبر از همه جا ناگهان با هجوم سیلاب گل‌آلود در شرایطی روبرو شدند که مجال هیچ اقدامی حتی فرار از خطر را پیدا نکرده و غرق در گل و لای به دام مرگ گرفتار گردیدند.

۲- سیلاب رودخانه کارون ۱۳۷۷، ۱۳۸۴ و ۱۳۸۵- روگذری سدهای انحرافی(Coffer dam-Overtopping)

روگذری جریان سیل از سدهای انحرافی کارون ۳ سال ۱۹۹۸ و کارون ۴ در سال‌های ۲۰۰۵ و ۲۰۰۶ یک رکورد جهانی محسوب می‌شود. دلایل این شکست را می‌توان به مواردی بدین شرح نسبت داد. محاسبات اشتباه هیدرولوژیکی به طوری که به جای محاسبه دبی سیل میزان دبی آب سیل محاسبه شده است. لحاظ نکردن عدم قطعیت‌های مختلف در پارامترهای طراحی هیدرولوژیکی توسط کارشناس سازه یا هیدرولوگ طرح و لحاظ نکردن ریسک مناسب در طراحی توسط هیدرولوژیست. خسارت مستقیم سیلاب کارون با دبی بیش از ۱۲۰۰۰ cms در سال ۱۳۸۴ معادل ۶ میلیارد تومان و در سال ۱۳۸۵ معادل ۵ میلیارد تومان محاسبه شده است. این در حالی است که هنوز خسارات غیرمستقیم مانند متوقف شدن پروژه و منافع حاصل از روزشمار اتمام آن در نظر گرفته نشده است.

۳-سیلاب محاسبه شده برخی از سدها در کشور

متاسفانه ناآشنا بودن برخی از کارشناسان و یا بی‌توجهی آنها، در برخی از سدهای بزرگ و حساس کشور به دلیل انتخاب نامناسب زمان تمرکز و پارامترهای دیگر باعث محاسبه یک سیل ۱۰۰۰ ساله برابر با سیل PMF شده‌اند. اتفاقاً یکی از این سدها در سال ۸۷-۱۳۸۶ با مشکل بو در سیستم تامین آب شهری روبرو شد.

۳-٤-مفهوم سیلخیزی و اولویت‌بندی مناطق سیلخیز

سیلخیزی(Flooding) ممکن است در مقیاس مطالعات حوضه‌ای کنترل سیل و یا در مطالعات مهندسی روخانه مد نظر باشد. در مطالعات مهندسی رودخانه منظور از سیلخیزی در واقع هجوم آب مازاد بر ظرفیت بازه‌ای خاص از رودخانه (بازه بحرانی) و ایجاد خسارت است. خسارات این نوع سیل ممکن است با مدیریت دشت‌های سیلابی و پهنه‌بندی(Zoning)، به صورت مستقیم کنترل و یا مدیریت شود. ساده‌ترین مفهوم سیلخیزی در مطالعات حوضه‌ای کنترل سیل ممکن است شامل برتری دبی ویژه حوزه‌های آبخیز(حوزه آبریز یا حوضه) نسبت به خروجی واحدهای مطالعاتی منطقه مورد مطالعه تعبیر شود. دبی ویژه سیل با دوره بازگشت مشخص که بر اساس اهداف اولویت‌بندی تعیین می‌شود در واقع پاسخ واحد سطح حوضه به رگبار ورودی است که مبدل سیستم با توجه به پارامترهای متعددی عمل تبدیل را انجام می‌دهد. با این وجود مطالعات نشان داده است دبی ویژه به عنوان تک معیار نمی‌تواند معرف مناسبی برای تعیین سیلخیزی حوضه‌ای باشد. (ثقفیان و فرازجو۱۳۸۶)، (خلقی۱۳۸۱)، (دلیری و همکاران۱۳۸۷). لذا مفهوم پهنه‌بندی سیلاب رودخانه‌ای و حوضه‌ای کاملاً متفاوت است. به طورکلی مفهوم سیلخیزی حوضه‌ای ممکن است بر پایه دو نگرش مدل‌های گرده‌ای و توزیعی در مدل‌سازی سیستم‌های هیدرولوژی درک شود. نگرش اول بر پایه مفهوم مدل‌های گرده‌ای یا غیرتوزیعی پایه‌ریزی می‌شود به طوری که اگر فرض شود منطقه‌ای با وسعت فرضی ۵ هزار کیلومتر مربع به واحدهای هیدرولوژیکی حدود ۱۰۰ کیلومترمربع تقسیم شده و هدف اولویت‌بندی واحدهای مذکور از نظر سیلخیزی است اولویت مورد نظر بر اساس کلیه مسائل و مشکلات حاصل از سیلاب در خروجی واحد هیدرولوژی نسبت به کل حوضه (در اینجا ۵ هزار کیلومترمربع)محاسبه می‌شود. در این حالت دبی ویژه سیلاب به عنوان یکی از چند معیار با اهمیت مورد توجه خواهد بود اما نمی‌تواند به تنهایی اولویت سیلخیزی را تعیین کند. در این خصوص ممکن است سایر معیارهای موثر مانند خسارات حاصله بر اساس شدت سیل(سیلاب مخرب)، سرعت موج سیل یا زمان تاخیر سیل و سایر پارامترها با وزن‌های مشخص که ممکن است در هر منطقه متفاوت نیز باشد در اولویت‌بندی سیلخیزی حوضه‌ای مناطق، استفاده شود. در چنین شرایطی استفاده از انواع روش‌های تصمیم‌گیری چند معیاره(MCDM)

کلاسیک و فازی(AHP)، ناگزیر است. در این خصوص خلقی(۱۳۸۱) با توجه به سه معیار دبی ویژه، خسارت، زمان تاخیر و روش یوتا(UTA) اولویت‌بندی مناطق سیلخیز واحدهای مطالعاتی حوضه رودخانه کن در غرب تهران را تعیین نمود. پس از آن دلیری، ۱۳۸۷ و Daliri, et al,**2013** با همین معیارها ضمن تاثیر روندیابی موج و ارائه روش معیارسازی دلیری DSM اولویت‌بندی سیلخیزی حوضه رودخانه کن و شمال نیشابور را تعیین نمودند به طوری که نتایج روشDSM منطقی‌تر از روش یوتا به دست آمد. در صورتی که هدف از اولویت‌بندی عملیات اجرایی کنترل سیلاب، بررسی شدت تاثیر حاصل از عملیات کنترل سیل هر واحد هیدرولوژیک (سطح واحد هیدرولوژیکی در این حالت ممکن است در مدل‌های توزیعی به پیکسل‌های ۱۰۰۰ در ۱۰۰۰ متری یا کمتر نیز برسد) در خروجی کل حوضه باشد روشDSM کارایی ندارد. در این نگرش استفاده از روش پاسخ سیل واحد توصیه می‌شود. در این حالت نقش مهندسی زمان تمرکز نیز در کنترل سیلاب قابل بررسی است(ثقفیان،۱۳۸۶ و ۱۳۸۷).

۳-٤-۱-روش DSM (Daliri Standardization Method) و UTA (Utility Additive)

در ارزیابی یک مسئله با روش‌های تصمیم‌گیری چند معیاره (Multicriteria decision making) ابتدا می‌بایست معیارهای موثر و مناسب جهت بررسی عکس‌العمل گزینه‌ها، مشخص شده تا در مرحله بعد، اثر هر گزینه روی معیارها با انجام محاسبات یا مدل ریاضی به صورت عدد و رقم برای تبدیل به مقدار تابع ارزش جزئی به دست آید. در مرحله نهایی با محاسبه مقدار تابع ارزش کل برای هر گزینه، اولویت‌بندی گزینه‌ها انجام می‌شود. به منظور اولویت‌بندی گزینه‌ها سه نگرش کلی وجود دارد:

۱- فاصله از نقطه ایده‌آل: روش‌های توافقی که بر اساس فاصله بین نقطه ایده‌آل و گزینه مورد نظر تعریف شده است(زلنی،۱۹۸۲)

۲- روش حذفی: در این روش گزینه‌ها دو به دو مقایسه و یکی حذف شده و دیگری برای مرحله بعدی باقی می ماند(رای ۱۹۷۸، رای ۱۹۸۵، رای و همکاران ۱۹۸۶)

۳- روش‌های مبتنی بر محاسبه تابع ارزش و اولویت‌بندی بر اساس بیشینه تابع ارزش(کنی و رایف۱۹۷۶،) (ژاکت لاگرز و سیسکاس۱۹۸۲)

نگرش‌های فوق‌الذکر هر یک به نوبه خود شامل چندین روش هستند که در مسائل خاصی کاربرد دارند. نگرش‌های اول و دوم بدون در نظر گرفتن نقش تصمیم‌گیرنده به طور خودکار اولویت‌بندی را انجام می‌دهند در صورتی که روش‌های نگرش سوم با دخالت شخص مدیر و مسئول اجرائی در جستجوی اولویت‌های برتر هستند. این انعطاف‌پذیری بخصوص در تصمیم‌گیری مسائل مربوط به طبیعت و اکوسیستم می‌تواند روش مناسبی برای اولویت‌بندی سیلخیزی زیرحوضه‌ها باشد. در نگرش سوم دو روش وجود دارد در هر دو روش از شخص تصمیم‌گیرنده به طور مداوم سوال می‌شود که کدامیک از گزینه‌ها را ترجیح می‌دهد. در روش اول گزینه‌ها توسط شخص تصمیم‌گیرنده به طور تصادفی و تابع دو جمله‌ای احتمالاتی انتخاب می‌شود. در صورتی که در روش دوم نگرش سوم که UTA نام دارد شخص تصمیم‌گیرنده در انتخاب اولیه اولویت‌های برتر و حتی در مرتب کردن اولیه آنچه را که به نظرش منطقی‌تر می‌آید از آزادی عمل بیشتری

برخوردار است. در روش UTA توابع جزئی ارزش به صورت زیر جمع بسته می‌شود:

$$U(g_1, g_2, ..g_n) = \sum u_i(g_i) \qquad ۱-۳$$

که در آن I,g,u به ترتیب تابع ارزش، گزینه و معیارهاست. در این روش نمره ارزشیابی بین صفر تا یک متغیر است به طوری که در $G_i = [g_i*, g_i*]$ یعنی $g_i* = 0$ بدترین اولویت و $g_i* = 1$ بهترین اولویت است. جهت برآورد مقدار تابع جزئی ارزش از برنامه‌ریزی خطی چند قطعه‌ای استفاده می‌شود(Lingo programming). به این صورت که اگر $g_i(a)$ مقدار عددی عکس‌العمل گزینه a روی معیار i مابین g_{ij} و g_{ij+1} باشد تابع ارزش $u_I(g_i(a))$، ترکیب خطی $u_i(g_{ij})$ و $u_i(g_{ij+1})$ است. به این ترتیب با داشتن گزینه برتر اولیه که توسط مدیر انتخاب می‌گردد مقادیر توابع ارزش جزئی با بسط دادن تابع ارزش کل حاصل می‌شود. برای این منظور از یک برنامه‌ریزی خطی برای بهینه‌سازی مدل خطی زیر استفاده می‌شود:

$$(g(a)) = u_1(g_1(a)) + u_2(g_2(a)) + ... + u_n(g_n(a)) \qquad ۲-۳$$

تابع هدف در این برنامه‌ریزی خطی، کمینه کردن بین گزینه‌های انتخابی اولیه (هدف) و تابع ارزش کل (جواب) است به طوری که اگر گزینه‌های انتخابی فرد مدیر غیرمنطقی و خارج از فضای تصمیم‌گیری باشد، روش بلافاصله از خود حساسیت نشان داده و بدون توجه به گزینه‌های شخص، اولویت‌بندی را انجام می‌دهد.

روش (DSM) که در نگرش سوم طبقه‌بندی می‌شود حساسیت در مرحله اول فرایند یعنی انتخاب مناسب معیار قرار دارد. بدین صورت که می‌بایست بر اساس نوع اولویت‌بندی که ممکن است سیلخیزی، مرتعداری، فرسایش و رسوب و .... باشد معیارهای موثر و مناسب به نحوی انتخاب شوند که اهداف مورد نظر اولویت‌بندی تأمین شوند. لذا در صورتی که نتایج ارائه شده از نظر شخص تصمیم‌گیرنده منطقی نباشد می‌بایست در انتخاب معیارها، تعداد آنها و یا وزن معیارها تجدید نظر نمود. در روش (DSM)، توابع جزئی ارزش به شکل زیر جمع بسته می‌شوند:

$$F(g_1, g_2, ...g_n) = \sum f_I(g_I) \equiv [0,1] \qquad ۳-۳$$

که در آن f ، g و I به ترتیب تابع ارزش جزئی، گزینه و معیارهای عددی و غیرعددی است. شکل بهینه تابع فوق وقتی اولویت برتر با مقدار حداکثر مربوط باشد به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$Max \sum_{j=1}^{n} \sum_{i=1}^{n} \alpha_i g_{ij} \qquad ۴-۳$$

در صورتی که تابع ارزش جزئی را با نماد p نشان دهیم در روش (DSM) می‌توان مقدار خطی آن را از معادله زیر محاسبه نمود:

$$P_{ni} = D_i \alpha_i \quad i=۱ \text{ و } ۲ \text{ ....} \qquad ۵-۳$$

که:

p_{ni}: تابع ارزش جزئی گزینه n برای معیار عددی i

α_i: ضریب وزن دهی معیار به شرطی که همواره رابطه زیر صادق باشد.

$$unit = \sum_{i=1}^{I} \alpha_i \qquad ۶-۳$$

انتخاب ضریب وزن‌دهی و اعمال نظرات در سطوح مختلف جهت حل اختلاف ذی‌نفعان در روش‌های مختلف حل تصمیم‌گیری چند شاخصه متفاوت است که در روش DSM نیز قابل استفاده است.

در روابط بالا:

I: تعداد معیارهای عددی و غیرعددی

D_i نسبت بی بعد معیارسازی که با جایگزینی معادل آن، رابطه $P_{ni} = D_i \alpha_i$ به رابطه زیر تبدیل می‌شود:

$$p_{ni} = \left(\frac{s(x)}{s'_i}\right)\alpha_i \qquad ۷-۳$$

که در آن:

$s(x)$: تابع نمره ارزشیابی یا معادله خط معیارسازی برای معیارهای عددی که مقدار آن ممکن است از روابط غیرخطی یا از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$s(x) = Ax_i + B \qquad ۸-۳$$

A: شیب خط مقادیر حد دامنه معیار عددی مورد نظر با ضریب تعیین واحد

B: عرض از مبدأ خط معیارسازی

x_i : مقدار عددی معیار مورد نظر

در روش (DSM) بر خلاف روش (UTA) که نمره ارزشیابی بین صفر تا یک متغیر است مقادیر نمره ارزشیابی می‌تواند هر مقدار حداکثر دلخواه طبیعی را به خود اختصاص دهد اما مقدار حداقل آن برای معیارهای عددی همیشه یک خواهد بود. مفاهیم ریاضی این مطالب به صورت زیر است:

$$\{x \in N | s_i = x \prec s'_i \Rightarrow x = 1\}$$

به طوری که در $s(x) = [s_i, s'_i]$ مقادیر کمینه (s_i) و بیشینه (s'_i) ممکن است بین دو مقدار بسته [۱۰۰و۱] انتخاب شود.

به منظور محاسبه تابع ارزش جزئی معیارهای غیرعددی مانند خسارت‌های اجتماعی-روحی (psychological Damage) و خسارات مالی و جانی (در صورتی که امکان تبدیل به ریال برای خسارات مالی و جانی نباشد زیرا خسارت مالی و جانی را می‌توان به هر دو شکل معیار عددی یا غیرعددی در نظر گرفت) ابتدا می‌بایست با انجام بازدیدهای محلی از منطقه، پرسش از اهالی،کارشناسان متعدد و جمع‌آوری آمار و اطلاعات در خصوص سیل با احتمال مشخص، زیر حوزه‌ها را بر اساس منطق زیر یا منطق کارشناسی مناسب شرایط طرح کلاس‌بندی نمود:

نوع خسارت	S(x) (نمره ارزشیابی معیارهای غیرعددی)
جانی ـ روحی	۵۰–۱۰۰
مالی ـ جانی	۳۰ – ۵۰
مالی	۰ – ۳۰

بدیهی است در صورت وجود اطلاعات می‌بایست با آنالیز منحنی‌های فراوانی خسارت – سیل، خسارت سالانه جهت شاخص‌سازی معیار عددی خسارت تهیه شود. مقادیر حداکثر نمره ارزشیابی در حالت معیارهای غیرعددی باید برابر مقدار حداکثر در حالت معیارهای عددی انتخاب شود. اما مقدار حداقل آن همیشه صفر انتخاب می‌شود.

$$s(x) = [s_i , s_i'] \qquad \{s_i = 0, s_i'\}$$

دسته‌بندی فوق ممکن است بر حسب ضرورت در منطقه و نظر کارشناس تغییر کند. محاسبات تابع ارزش جزئی در ادامه مانند روش معیار عددی ادامه می‌یابد. نهایتاً مقدار تابع ارزش کل از رابطه $F(g_1, g_2, ...g_n) = \sum f_I(g_I)$ محاسبه می‌شود. این مقدار همیشه در فاصله باز (۱و ۰) به دست می‌آید که مقدار بیشتر آن حاکی از اولویت برتر زیر حوزه در سطح منطقه جهت انجام عملیات اجرایی معیارهای مرتبط همچون عملیات آبخیزداری در خصوص سیلخیزی و مدیریت سیل، کنترل رسوب، و... خواهد بود.

مثال: اولویت‌بندی سیلخیزی واحدهای هیدرولوژیکی را در منطقه شمال نیشابور با روش DSM تعیین نمایید؟

جواب: به منظور کاربرد روش (DSM)، پس از بررسی خصوصیات مختلفی که در سیلخیزی منطقه شمال نیشابور مطرح بود معیارهای زیر به منظور اولویت‌بندی سیلخیزی و انتخاب گزینه‌های برتر در نظر گرفته شد. بدیهی است که در هر منطقه خاص ممکن است تعداد و نوع معیارها متفاوت انتخاب شود:

الف ـ مقدار سیلاب ویژه با دوره بازگشت ۲۵ ساله ($q_{۲۵}$)

مقدار دبی سیلاب طرح ۴۷ واحد منطقه با توجه به آنالیز آمار ایستگاههای هیدرومتری (۸عدد)، واسنجی مدل بارش ـ رواناب در نقاط شاهد و اجرای مدل در سایر هیدروسیستم‌های آبخیز به صورت گرده‌ای در مکان برای مقادیر ورودی محاسبه شد. اساس معادلات مدل فوق در سیستم مدلسازی هیدرولوژیکی منطقه شمال نیشابور با الگوریتم HEC-HMS و روش SCS_{CN} پایه‌ریزی شد.

ب ـ زمان تأخیر حوزه (L_t) که در آن عواملی چون طول آبراهه اصلی، ضریب زبری، مرکز ثقل حوزه و شیب آبراهه اصلی موثر است. زمان تأخیر در سرعت موج سیل بسیار موثر بوده و هر چقدر مقدار آن کمتر باشد احتمال سیلاب مخرب بیشتر می‌شود.

ج ـ خسارت جانی و مالی ناشی از سیلاب (d_f)

در صورتی که خسارات روحی و اجتماعی مورد نظر باشد و یا در منطقه امکان آنالیز منحنی‌های فراوانی خسارت–سیلاب جهت تبدیل خسارات به ارزش ریالی نباشد جهت تبدیل این معیارهای غیرعددی به معیار عددی مراحل زیر دنبال می‌شود:

در این حالت در منطقه شمال نیشابور پس از بازدیدهای محلی و بررسی اطلاعات در خصوص میزان ریالی خسارت مالی مستقیم محسوس به زمین‌های کشاورزی، آبادی، منابع آب، دام، باغ، ابنیه، تلفات جانی و با توجه به ۳۰ نقطه بحرانی

آسیب‌پذیر، زیرحوزه‌ها به سه گروه شامل:۱- بدون خسارت یا خسارات مالی (عدد ۰ تا ۳۰)، ۲- خسارت مالی-جانی (کمتراز ۵۰) و ۳- خسارت جانی-روحی (۵۰ تا ۱۰۰) نسبت به یکدیگر ارزشیابی شدند. در این خصوص با توجه به اطلاعات موجود، پرسش از ساکنین و بازدیدهای صحرایی در کنار مشورت با کارشناس ناظر مقیم منطقه برای تعیین نمره ارزشیابی معیار خسارت، ۲۳ واحد منطقه رقم صفر و برای سایر واحدها ارقامی از ۵ تا ۱۰۰ در نظر گرفته شد. با توجه به سه معیار الف، ب و ج طبق جدول ۳-۱ برای هر گزینه و معیار، ارقام تابع ارزش جزئی و کل براساس روابط روش (DSM) برای شرایط وزن یکسان معیارهای سیلاب ویژه و زمان تأخیر و وزن بیشتر معیار خسارت (۵۰ درصد) با هدف اولویت‌بندی سیلخیزی واحدهای شمال نیشابور، محاسبه می‌شود.

جدول۳-۱: گزینه و معیارهای انتخابی در حوزه آبخیز شمال نیشابور

گزینه	کد واحد	وسعت	q_{25}	L_t	d_f	$f_I(g_I)$	رتبه اولویت
N	مطالعاتی	km^2	$m^3/s/km^2$	Hour	0-100	(0-1)	سیلخیزی
1	1_1	69/9	0/492	0/97	15	0/228	3
2	1_2	33/6	0/877	0/82	0	0/225	4
3	1_3	47/0	0/731	0/87	5	0/223	5
4	1_4	66/1	0/539	1/17	50	0/365	1
5	1_5	62/7	0/517	1/25	15	0/172	6
6	1_6	58/9	0/620	0/88	33	0/350	2

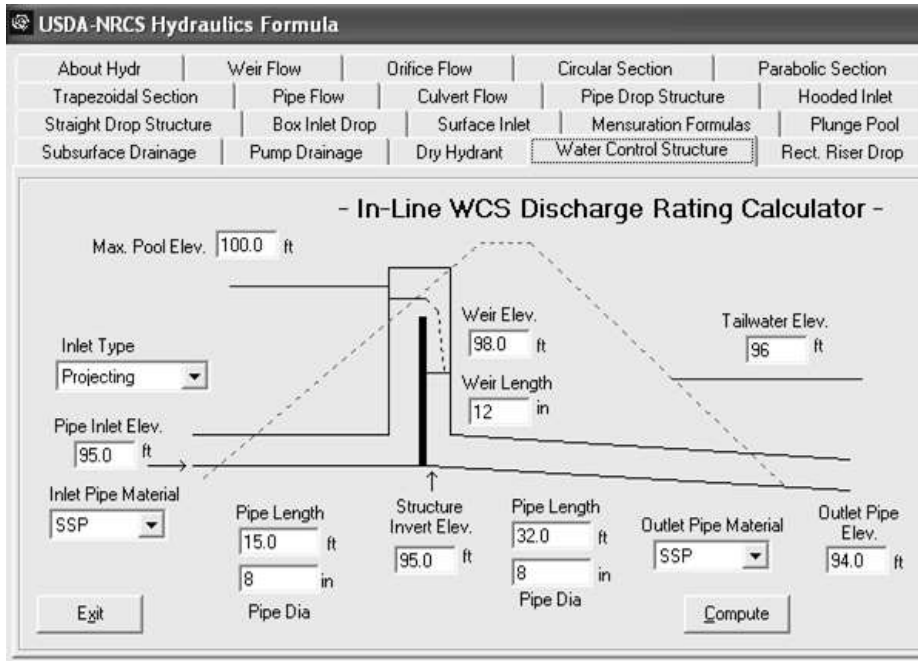
۳-٤-۲-روش واکنش سیل واحد

اساس این روش بر پایه حذف واحدهای هیدرولوژیکی یا سلول‌های مطالعاتی(مثلا ۵۰۰ متر در ۵۰۰ متر) و بررسی میزان کاهش سیلاب در نقاط مورد نظر بر اساس مدل‌های توزیعی هیدرولوژیکی و روندیابی رودخانه‌ای است. در این حالت با حذف هر سلول، میزان یا درصد کاهش و یا تغییر در خصوصیات مختلف سیل مربوط به عملیات کنترل سیل در نقطه مورد نظر مشخص می‌شود. هرچه نسبت کاهش یا افزایش این تغییرات بیشتر باشد نقش آن سلول در سیلاب خروجی بیشتر خواهد بود. یکی از فواید این روش امکان بررسی توام تغییرات و اثر زمان تمرکز در کنار سایر عملیات کنترل سیل است.

۳-۵- روش‌های سازه‌ای کنترل سیلاب

اصول طراحی هیدرولیکی و هیدرولوژیکی سازه‌های کنترل سیل در بندهای سیلاب و روندیابی موج سیل ارائه شده است. به طورکلی مبنای طراحی سازه‌های کنترل سیل با توجه به نوع سازه ممکن است بر اساس دبی سیل طرح، حجم سیل طرح، تراز و پروفیل سطح آب(احداث دایک طولی) و یا تمامی موارد به طور هم‌زمان قرار گیرد. باید توجه نمود اگر هدف، کنترل سیل آلوده باشد مبانی طراحی سازه ممکن است به نوع و میزان آلودگی، درصد و دانه‌بندی ذرات

معلق و پارامترهای ضریب ماند مواد نیز بستگی پیدا کند. زمانی که هدف، کنترل سیلاب‌های با احتمال کم باشد و یا حوضه از شرایط کلیماکس خود دور شده باشد به طوری که روش‌های غیرسازه‌ای تاثیر قابل توجهی در کاهش سیل نداشته باشند استفاده از انواع ابنیه مطرح می‌شود. به طورکلی سازه‌های کنترل سیل به دو دسته سازه‌های نرم(Soft work) و سازه‌های سخت(Hard work) تقسیم می‌شوند. گروه اول به طور عمده شامل عملیات مکانیکی آبخیزداری و گروه دوم شامل کارهای بزرگ عمرانی است. تصمیم در انتخاب یک سازه با توجه به مصالح موجود و محدودیت‌های فیزیکی و اجتماعی صورت می‌گیرد. طراحی سازه‌های کنترل آب ممکن است به کمک نرم افزارهای مختلف صورت پذیرد. سرویس حفاظت منابع طبیعی امریکا یا NRCS (Natural Resources Conservation Service) یکی از این مدل‌های را توسعه داده است(شکل۳-۱). همان‌طور که از منوی این مدل مشخص است سازه‌های آبی مختلف همچون کالورت، کانال‌ها، ایستگاه پمپاژ، سرریز، اریفیس، لوله، زهکش زیرسطحی و... قابل طراحی هستند.



شکل ۳-۱: مدل توسعه داده شده توسط NRCS جهت طراحی انواع سازه‌های آبی

در ادامه برخی از این روش‌های سازه‌ای کنترل سیل و نکات فنی احداث ابنیه اشاره می‌گردد.

۳-۵-۱- سازه‌های آبخیزداری

برخی از مهم‌ترین این نوع سازه‌ها که در کنترل سیل و رسوب نیز اهمیت دارند به دو دسته زیر هستند:

- سازه‌های کوچک در سرشاخه‌ها

۱-موانع رسوب‌گیر شامل سازه‌های ≥ 1 متری فلزی-سیمی تا سدهای بتونی وزنی، سنگی ملاتی یا خشکه چین تا ارتفاع ۸ متر را شامل می‌شوند. سدهای بتونی(چکدم) عمدتاً مقطع ذوزنقه‌ای دارند. این سازه‌ها به صورت سری روی یک آبراهه فرعی احداث شده که باعث تغییر پروفیل آبراهه فرعی حوضه تا شیب حد آبراهه می‌شوند. این موانع علاوه بر کاهش رسوب، باعث پایداری خاک و لذا حفظ و توسعه پوشش گیاهی(در صورت بذرپاشی و یا مناسب بودن شرایط طبیعی) می شوند به طوری که با افزایش ضریب زبری و کاهش شیب، مقدار تلفات جریان بیشتر و دبی و حجم سیل بویژه در دوره بازگشت‌های زیر ۲۰ سال کاهش قابل توجهی می‌کند، دلیری(۱۳۸۷). ملاحظات فنی احداث سدهای رسوبگیر(Check dam) وزنی صلب همانند سدهای وزنی مرتفع است. در طراحی این ابنیه می‌بایست مسائلی چون نیروی بالابرنده پی و نشت آنکراژ، نیروی رسوب، فشار آب پشت سد و سرریز، طراحی فیلتر، شرایط پایداری مانند لغزش و واژگونی همچون سدهای بزرگ بتونی لحاظ شود با این وجود در طراحی سدهای وزنی مرتفع مسائلی چون نیروی زلزله، نیروی حاصل از ضربات یخ و امواج ناشی از باد نیز لحاظ می‌گردد. به طورکلی در طراحی این موانع رسوب‌گیر علاوه بر مسائل فنی موضعی مذکور می بایست به پایداری ناحیه‌ای خاک و سازندهای دامنه مشرف به آبراهه و تاثیر هم‌زمانی زمان تمرکز حوضه نیز توجه شود در غیر این صورت ممکن است باعث تشدید لغزش‌های توده‌ای و سیلاب‌های مخرب‌تر گردد. هزینه‌های نگهداری این ابنیه نسبت به سازه‌های سخت بسیار پایین بوده و با طبیعت نیز سازگاری بیشتری دارند.

۲-یکی دیگر از موانع رسوبگیر، گابیون‌ها یا سدهای رسوب‌گیر سنگی-سیمی هستند که با سنگ‌های با ابعاد مشخص طراحی، پر می‌شوند. این موانع، نفوذپذیر و انعطاف‌پذیر هستند لذا در دامنه‌های با حرکات توده‌ای همچون موانع سبک فلزی در صورت لزوم قابل توصیه هستند هرچند که در سازندهای انحلالی و نرم احداث هرگونه سازه می‌بایست با احتیاط صورت پذیرد.

جزئیات اصول طراحی

در این خصوص توصیه می شود به نشریه ۴۱۶ آبخیزداری، ضوابط و نگهداری بندهای کنترل سیل و رسوب مراجعه شود.

- سازه‌های با ابعاد بزرگ‌تر در سراسر حوضه و رودخانه

سازه‌های این گروه شامل سدهای خاکی یا بتونی حدود ۱۵ متر و بیشتر، سازه‌های مهندسی رودخانه همچون اپی، دایک، سیل‌بند، سیل(Sill)، شیب شکن، فیوزپلاگ و ... است که اصول طراحی مهم ترین آنها به شرح زیر است:

۳-۵-۲- دیواره‌های سیل‌بند، دایک و اپی

۱-سیل‌بند و دایک

زمانی که به دلیل تراکم ساخت و ساز و جمعیت امکان نقل مکان از پهنه‌های سیلگیر و حاشیه رودخانه‌ها نباشد و همچنین ارزش زمین مانند مناطق شهری بزرگ، زیاد باشد استفاده از دیواره سیل‌بند(Flood walls) و دایک یا خاکریزهای طولی(Levees) در موازات ساحل رودخانه‌های اصلی و بزرگ مطرح می‌شود. انتخاب دیوار یا دایک به عوامل

اقتصادی، شرایط زمین و نوع مواد محموله سیلاب بستگی دارد. احداث این سازه‌ها بسیار پر هزینه است. خاکریزها تنها در شرایطی که سطح زمین زیاد و کم ارزش باشد توصیه می‌شود زیرا با توجه به مقطع ذوزنقه‌ای شکل آنها، جنس مصالح و رقوم آب، عرض قاعده ممکن است قابل توجه گردد. اما دیواره‌های سیل‌بند که اغلب بتونی یا فلزی هستند عرض کم و به اشکال مختلفی مانند مقاطع L شکل، U شکل و غیره طراحی می‌شوند. در طراحی این سازه‌ها می‌بایست ملاحظات فنی مانند برگشت آب، زهکشی بدنه و هزینه‌های نگهداری مورد توجه قرارگیرد. علاوه بر این امکان توسعه این نوع سازه‌ها در زمان سیل (سیل ستیزی) فراهم است به طوری که افزایش ارتفاع خاکریزها به کمک کیسه‌های شن(Sand bags) و یا استفاده از پایه‌های چوبی روی عرض تاج خاکریز و روش‌های دیگر به عنوان یک روش تخفیف سیل به نام سیل ستیزی(Flood fighting) امکان‌پذیر است. باید توجه نمود کاربرد دیواره‌ها و خاکریزها بدون مطالعات یکپارچه هیدرولیکی ممکن است اثرات تشدید کننده سیلخیزی را در موقعیت سازه و یا بالادست و پایین دست ایجاد کند به طوری که افزایش چرخاب‌ها و کنش بستر و افزایش تراز آب در بالادست یا افزایش سرعت آب ممکن است باعث تشدید مسائل قبلی نیز گردد. دیواره‌های سیل‌بند ممکن است جهت حفاظت انفرادی ابنیه خاص مانند یک حلقه چاه و یا یک کارخانه احداث گردند. در ادامه اصول طراحی دایک به عنوان یک خاکریز حفاظتی و سپس دیوارهای سیل بند ارائه می گردد:

-دایک یا گوره یا پشته های خاکی (Levee, Dyke,Dike)

دایک یک دیوار خاکی طولی با مقطع ذوزنقه است. دیواره سازی (محدود سازی سیلاب یا Flood Encroachment) در طول یک طرف یا هر دو طرف رودخانه ها به عنوان یکی از روش های قدیمی (زمان فراعنه) کنترل سیل مرسوم است. در این سازه از مصالح خاکی متوسط، سنگریزه ای و یا مواد رودخانه ای استفاده می گردد. این سازه نیاز به پی ندارد لذا در زمین های آبرفتی یا آهکی نیز ممکن است اجرا شود. هنگام اجرا باید زمین را خراش داد تا بافت خاک زمین به دانه بندی بدنه نزدیک شود و یا از فیلترهای لایه ای استفاده نمود. در اداره عمران امریکا به کمک مدلسازی هیدرولیکی جریان و رسوب (فصل ۲) فاصله مناسب تنگ شدگی دو دیواره را محاسبه می کنند. اما به طور کلی در فقدان اطلاعات نباید احداث سازه ها (Action) باعث صعود بیش از ۱ فوت سطح تراز سیل طراحی نسبت به شرایط طبیعی (No-Action) گردد. اگر تغییر ارتفاع بیش از حد مجاز گردد قطعاً در رودخانه های متحرک، تشدید خوردگی و فرسایش کناری، کفشویی و تغییر مرفولوژی رودخانه مشاهده می شود. دیواره سازی هزینه دار است لذا می بایست با آنالیز سود به هزینه اقتصادی (فصل حاضر) نوع مناسب روش کنترل سیل و دوره بازگشت بهینه طراحی (ارتفاع سازه) مشخص گردد. در مسیرهای پیچدار باید دیواره سیل بند، صاف (Smooth) طراحی شوند تا هزینه تعمیر سازه کمتر گردد. به طور کلی مزایا و معایب دایک ها به شرح زیر است:

مزایا:

-سازه های هستند که از مصالح محلی و در دسترس ساخته و اجرا می شوند.

-اجرای ساده داشته و می توان از نیروهای محلی نیز استفاده نمود. لذا نیازی به تکنولوژی بالا ندارد.

-اگر روی بدنه دایک چمن کاری شود (بذر پاشی) همگام با طبیعت بوده و بحث زیبا شناسی را در کارهای مهندسی رعایت می نماید. بذر پاشی چمن روی پایاب با شیب کم اغلب برای تثبیت بدنه است اما اگر روی سراب انجام شود با

هدف افزایش زبری است.

-در ارتفاع کمتر از ۳,۵ تا ۴ متر نسب به سایر کارها و سازه ها اقتصادی تر است.

معایب:

-اغلب در ارتفاع بیش از ۳,۵ متر به دلیل حجم مصالح زیاد گران تمام می شود.

-در مناطق شهری و مناطقی که زمین گران است ممکن است اقتصادی نباشد.

-به پدیده روگذری حساس است. اگرچه راهکارهایی در ادامه برای کنترل این ایراد ارائه شده است.

-هزینه های نگهداری به دلیل پدیده پایپینگ توسط جانوران حفار زیاد است. لذا نیاز به بازرسی و بازسازی دوره ای کوتاه مدت دارد تا هزینه ترمیم بدنه کاهش یابد. به طورکلی برخی از کارها ممکن است هزینه اولیه بالا اما هزینه نگهداری کمتر و یا برعکس داشته باشند.

-غیرقابل استفاده شدن اراضی مجاور رودخانه.

-افزایش هزینه های زهکشی پشت دایک.

-احتمال فرسایش بدنه در سراب. لذا باید در رودخانه های پرشیب و محتمل به فرسایش از لایه محافظ (RipRap) استفاده نمود که هزینه ها را زیاد می کند.

اصول طراحی دایک ها

جهت احداث و طراحی دایک ها با ۲ نوع مصالح عمده شامل خاک با دانه بندی متوسط(باغچه) با ۱۵ تا ۲۰ درصد رس یا دانه بندی درشت تر (رودخانه ای) ممکن است استفاده شود. دایک ها را اغلب نباید از خاک های رسی ساخت زیرا پس از از دست دادن آب ترک می خورند. اگرچه رس ها خود از انوع مختلف شامل رس مونت موریونیت، ورمی کولایت، زئولیت، و .. تشکیل شده و هر یک رفتارهای مختلفی نسبت به حضور یا عدم حضور آب به لحاظ تورم و آماس در هسته یا بدنه سدها نشان می دهند. لذا ممکن است تحت شرایط مختلف از نوع خاصی رس در مکان مناسبی از بدنه نیز استفاده گردد. شکل معمول دایک ها به صورت زیر است:

عرض بالای دایک:

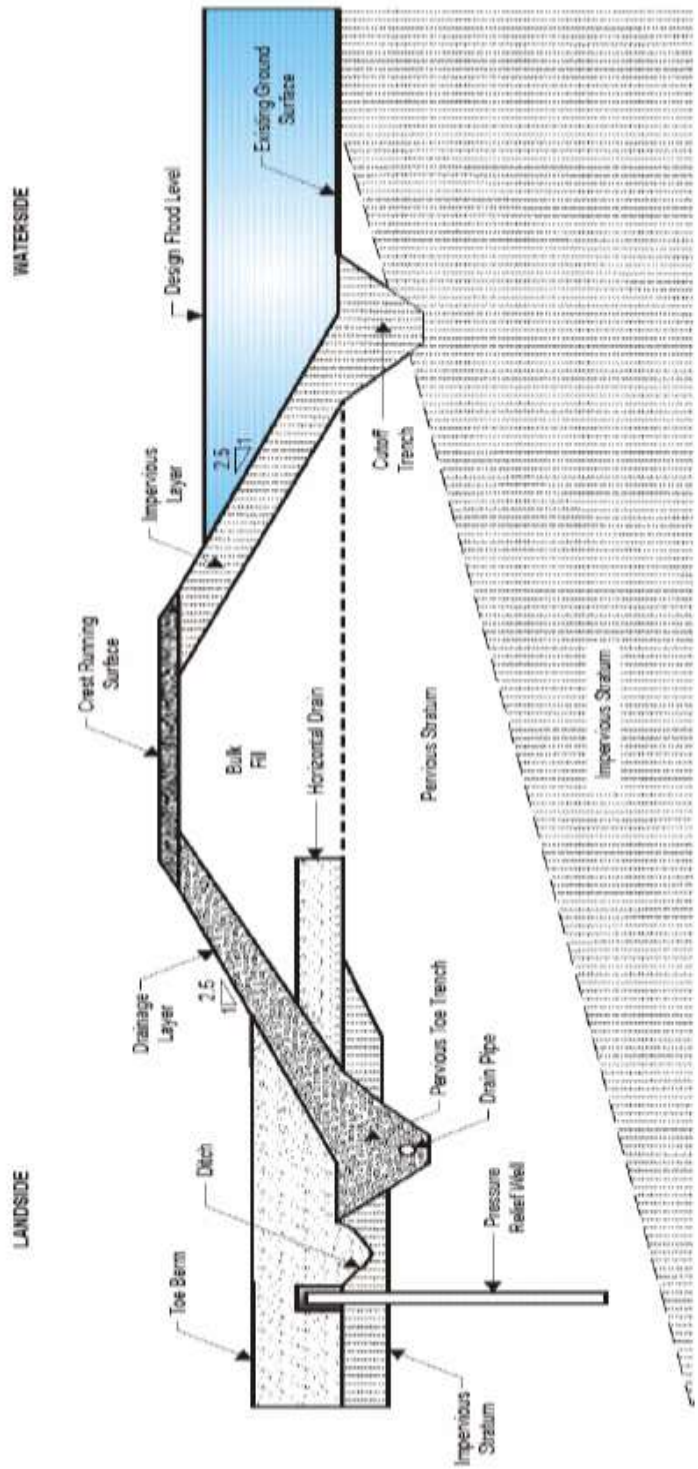
اغلب پهنای عرض بالا باید برای عبور ماشین آلات مورد نظر مناسب باشد. این مقدار معمولاً ۲ تا ۴ متر است.

شیب سراب و پایاب:

شیب دایک باتوجه به شرایط و مصالح در منابع مختلف، متفاوت عنوان شده است. انتخاب منابع قرضه به لحاظ فاصله و حجم مورد نیاز و مسائل فنی اهمیت دارد. به طورکلی در دایک های با مصالح متوسط (خاک زراعی) و بدون لایه سراب، شیب سراب ۱ به ۳ و شیب پایاب ۱ به ۲,۵ تا ۱:۳ توصیه شده است. اگر از مصالح رودخانه ای یا درشت تر استفاده شود یا باید شیب را کم کرد (شیب سراب و پایاب حدود ۲۰ درصد) یا باید با همان شیب دایک های بدنه متوسط طراحی نمود با این تفاوت که دایک غیرهمگن با هسته رسی (Core) (یا مواد فلزی، ژئوتکستایل: پلاستیکی، پلیمری و ...) طراحی و اجرا گردد. لذا در دایک غیرهمگن با هسته رسی باید روی تراس چاله ای جهت ایجاد پی هسته تعبیه گردد. در این حالت ممکن است از صفحات شیت پایل (Sheet Pile) روی لبه پنجه سراب تا عمقی از زمین جهت دور کردن

نشت زیر بدنه نیز استفاده نمود. در غیر اینصورت احتمال مشاهده پدیده جوشش ماسه (Sand Boiling) در داخل و از زیر بدنه که در آن سرعت خط جریان آب باعث شستشو می گردد محتمل است.

شکل ۳-۲-شماتیک مقطع تیپ و متعلقات یک دایک خاکی



ارتفاع دایک:

ارتفاع اصلی بدنه دایک برابر تراز روندیابی سیل طراحی است اما نیاز است تا ۳ تا ۵ درصد ارتفاع دایک به عنوان نشست بدنه (بدنه های شنی نشست ناچیز است و تنها در بدنه با مصالح متوسط نشست لحاظ می شود) به ارتفاع سیل طراحی اضافه شود. البته می توان با محاسبات ژئوتکنیک نیز مقدار بهینه را برآورد نمود. همچنین اگر عدم قطعیت هایی وارد محاسبه دبی و تراز نشده است می بایست ارتفاع آزاد را به صورت تجربی حدود ۰,۵ متر تعیین و به ارتفاع کل دایک اضافه نمود. در مناطق بادخیز و سرعت هایی حدود ۶۰ تا ۷۰ متر در ساعت به ویژه سر قوس رودخانه های عریض باید مقدار موج ناشی از مسیر فتچ (Fetch) را محاسبه یا به طور تجربی تا حدود ۰,۵ برای باد متوسط و ۱ متر برای باد شدید به ارتفاع دایک اضافه شود. باید توجه نمود که می بایست با آنالیز سرعت باد، جهت باد و طول مسیر باد، تنها قسمت هایی از دایک را که تحت تاثیر موج ناشی از باد است در طراحی لحاظ گردد. ارتفاع آزاد دیگر مربوط به بالاآمدگی ناشی از قوس و گریز از مرکز جریان در مسیرهای ماندری است. در این خصوص روابط هیدرولیکی و تجربی نیز قابل دسترسی است.

لذا ارتفاع دایک شامل مجموع ارتفاع تراز طراحی قبل از اجرای دایک، ارتفاع ناشی از تغییر ارتفاع تراز سیل پس از اجرا (معمولاً ۳۰ سانتی متر)، ارتفاع عدم قطعیت های خطا، ارتفاع نشست بدنه یا زیر سازه، ارتفاع موج و ارتفاع ناشی از قوس دایک می باشد. اغلب اگر ارتفاع دایک بیش از ۴ متر شود سراغ دیوار سیل بند می روند.

زهکشی مسیل های پایاب دایک:

دایک باعث قطع شدن یکسری مسیل کوچک و بزرگ آبراهه در پشت خود می گردد. لذا نیاز به زهکشی دارد. اگر مسیل ها کوچک باشد می توان از طریق پمپاژ از استخرهای ساخته شده یا تعبیه کالورت و لوله هایی داخل بدنه آب را خارج نمود. این لوله ها اگر آهنی باشد با خاک نمی تواند خوب پیوسته شود و بین این دو سرعت آب زیاد شده و بدنه را تخریب خواهند کرد. لذا باید جنس لوله تا حد امکان PVC نباشد و حتماً باید لوله ها (بتون یا فولاد) زبر شوند. همچنین می توان با ایجاد طوقه های فلزی یا بتونی دور لوله زهکش، مسیر جریان را سینوسی نمود تا سرعت جریان کم تر و مواد کمتری حمل گردد که اغلب هزینه دار است. ایجاد یک دریچه یک طرفه نیز سمت رودخانه ضروری است تا آب زهکشی به رودخانه سرازیر شده و آب سیلاب پس نزند.

اگر دبی آبراهه زیاد باشد باید دایک را به داخل آبراهه ادامه داد تا اینکه تاج دایک به سطح زمین برسد. این موضوع بستگی به شیب مسیر دارد. مثلاً اگر ارتفاع دایک ۴ متر و شیب مسیر ۱ درصد باشد، طول دایک به ۴۰۰ متر می رسد.

خط پروژه دایک

ابتدا تراز سیل طرح محاسبه می شود. سپس باتوجه به نتایج نقشه برداری با مقیاس مناسب ۱ به ۵۰۰ تا ۲۵۰۰ و روش مناسب هیدرلیکی (فصل ۲) در یک مدل مانند MIKE و یا HEC-RAS (پیوست) اقدام به آنالیز محدودسازی با دیواره های فرضی وارد شده در مدل می شود. در این حالت قبلاً باید مدل هیدرولیک رسوب و جریان در شرایط طراحی نیز اجرا شده باشد تا میزان حداکثر مجاز تراز قابل تغییر برای یک سیل معین باتوجه به آستانه حرکت بستر مشخص شده باشد. اغلب در نبود

اطلاعات این مقدار معادل ۳۰ سانتی متر لحاظ می شود تا جلوی کنش کناری و بستر گرفته شود. لذا با آزمون و خطا خط پروژه تعیین می گردد. سپس مقدار ارتفاع آزاد و سایر عدم قطعیت ها به ارتفاع دایک اضافه خواهد شد.

محاسبه حجم دایک:

باتوجه به شیب طرفین دایک و ارتفاع محاسبه شده بدنه و مشخص بودن عرض بالا می توان سطح مقطع دایک را محاسبه و در طول خط پروژه ضرب تا حجم دایک و قیمت آن محاسبه گردد. باید به مسیر حمل مصالح، نیاز به خاکبرداری، حجم خاکریزی بدنه، زیرسازی، هزینه زهکشی، پمپاژ و غیرو توجه و سپس باتوجه به فهارس بهای همان سال هزینه اجرا در سال اول برآورد گردد. هزینه کل شامل مجموع هزینه های سال اول و سال های بعد مانند OMR یا بهره برداری، نگهداری و تعمیر است(بند آنالیز اقتصادی).

علل شکست دایک

عمده دلایل شکست دایک با سدهای خاکی مشترک است. در شکل ۳-۳ عمده علل اصلی تخریب دایک به ۶ کلاس تقسیم و نمایش داده شده است.

جهت کنترل و بررسی نشت بدنه (Leakage) روش های مختلفی وجود دارد. حرکت نشت و خطوط جریان از قانون دارسی تبعیت می کند. یکی از این تکنیک ها شبیه سازی خطوط نشت با آنالیز عددی خطوط جریان داخل بدنه است. راه ساده دیگر استفاده از قاعده ۱ به ۶ است. در این روش از محل برخورد سطح آب به سراب، خطی با شیب ۱ به ۶ ترسیم می شود تا محل اصابت مشخص گردد. اگر محل اصابت بدنه پایاب باشد دیوار محتمل به آسیب و خراب شدن هست. لذا خط جریان نباید بدنه پایاب را قطع کند. در صورتیکه این اتفاع افتاد یا باید شیب پایاب و سراب را در دامنه مجاز تغییر داد یا باید عرض قاعده را زیاد کرد تا محل اصابت جریان با کف دایک یا محل پاشنه باشد. همچنین استفاده از صفحات شیت پایل جهت دور کردن خطوط جریان زیر دایک و هسته رسی جهت کاهش سرعت خطوط جریان بدنه مفید است. البته تحت شرایط طراحی دایک همگن و محدودیت سطح زمین می توان محل برخورد خط جریان تا سطح قاعده دایک را از فیلترهای زهکشی طراحی نمود تا عمل زهکشی جریان به راحتی و تحت کنترل صورت بگیرد. به طورکلی خیس بودن پشت سد خاکی و دایک یک علامت اخطار است.

جهت کنترل روگذری ابتدا باید طراحی سیل درست باشد. اما می توان یا ارتفاع آزاد را بیشتر لحاظ کرد و یا در صورت وجود زمین، شیب پایاب را کمتر گرفت تا در صورت عبور جریان از روی بدنه، پایداری حفظ شود. همچنین می توان روی شیب کم پایاب عملیات تثبیت بیولوژیک با چمن انجام داد. البته درختچه و درخت باعث تخریب بدنه می گردد.

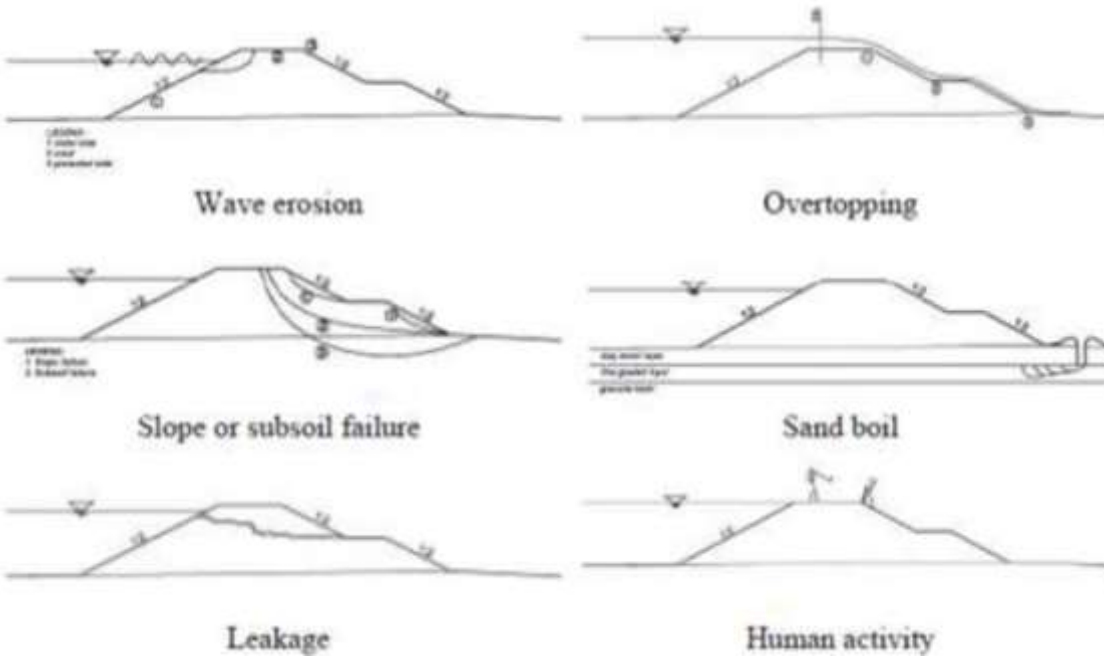
فرایند لغزش بنده مشابه فرایند فرسایش لغزش در دامنه های طبیعی است. در خصوص سایر موارد علل شکست نیز قبلاً اشاره شده است. یکی دیگر از علل تخریب دایک برگشت سریع آب است که می بایست به این موضوع نیز توجه گردد.

سایر جزئیات فنی

در این خصوص می توان به نشریات و ضوابط سازمان برنامه، آبخیزداری (شماره ۴۱۶) یا کتوب مرجع فصل حاضر مانند کتاب FLOOD CONTROL آقای Framji مراجعه نمود.

دیوار سیل بند (Flood Wall)

مصالح اصلی دیوار سیل بند از غیر خاک بوده و عمدتاً بتون آرمه و سنگچین، بتون یا از صفحات فلز می باشد. لذا برای رودخانه های با مصالح سنگی مناسب هستند. شکل مقطع این سازه متنوع است اما شکل عمومی آن یک دیوار عمودی با ضخامت حدود ۲۰ تا ۴۰ سانتی متر یا کمتر است که عمودی در محدوده نوار خط پروژه اجرا می شود. این سازه پی دارد لذا در زمین های آهکی یا آبرفتی ممکن است مناسب نباشد. در شکل ۳-۴ دو نوع دیوار سیل بند مایل با پشت بند حائل نشان داده شده است. در طراحی دیوار سیل بند باید موارد زیر توجه خاص شود:



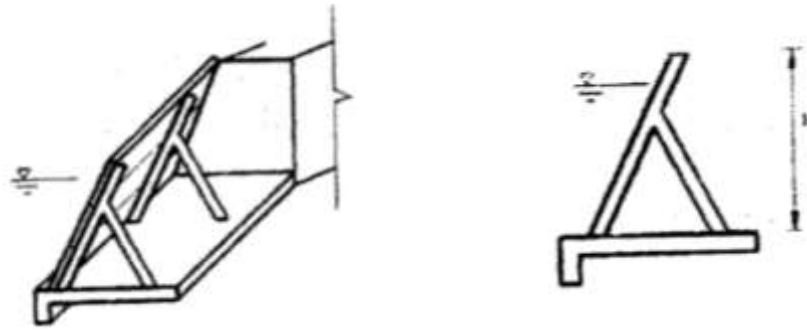
شکل ۳-۳-عمده ترین مکانیزم های شکست دایک

-در مقابل نیروهای هیدرواستاتیک و فشار خاک مقاوم باشند. یعنی وزن سازه شرایط پایداری را تحمل کند. اصول طراحی مانند چکدم های آبخیزداری است که باید قانون وسط یک سوم قاعده یا از روش حجم منشور طراحی شود. اگر مقطع L شکل طراحی شود می توان روی لبه پایاب با خاکریزی، وزن سازه را مصنوعی زیاد و پایدار نمود.

-نسبت به رانش از دو طرف مقاوم باشند. سیل دیوار را به عقب فشار می دهد و هنگام نزول، دیوار را به جلو می لغزاند. زائده رو به پایین لبه در سراب سازه باعث مقاومت بیشتر از حرکت رو به عقب و همچنین باعث دور کردن جریان نشت در اطراف سازه می گردد(Sand Boilning). لذا تعبیه یک زائده رو به پایین در پاشنه لبه پایاب در رودخانه هایی که سیل به طور ناگهانی فروکش کند ممکن است لازم باشد.

-فشار تحتانی زیادی نداشته باشند. فشار تحتانی باعث کاهش وزن و ناپایداری سازه می شود. لذا سطح قاعده تا حد ممکن باید کم باشد یا با ایجاد منافذ در کف قاعده از فشار تحتانی کاسته شود.

بر اساس اصول بالا می توان شکل های مختلفی برای این سازه طراحی نمود.



شکل ۳-۴-شماتیک مقاطع تیپ ۲ نوع دیوار سیل بند با پشت بند حامی

مزایا:

-اغلب به پدیده روگذری تا ارتفاع ۰٫۵ متر حساس نیست.

-زهکشی در دیوار نیاز به طوقه اطراف لوله ندارد. لذا تعبیه زهکشی در بدنه دیوار سیل بند راحت تر از دایک و کم هزینه تر است. همچین در این حالت می توان با ایجاد حوضچه هایی آب را به صورت آبشاری وارد رودخانه نمود.

-سطح کمی از زمین را اشغال می کند. لذا وقتی زمین گران است مناسب تر و مقرون به صرفه تر هستند.

-هزینه نگهداری کمتری نسب به دایک دارد.

-اثر زلزله های خفیف روی آن کم است.

معایب:

-هزینه مستقیم ممکن است زیاد باشد.

-در خارج از محدوده شهرها اغلب مقرون به صرفه نیستند.

-برای ارتفاع کم مقرون به صرفه نیستند. لذا از ارتفاع ۳ تا ۴ متر به بالا اغلب اقتصادی تر از دایک ها هستند.

سایر جزئیات فنی

در این خصوص می توان به ضوابط سازمان برنامه، نشریات آبخیزداری (شماره ۴۱۶) یا کتوب مرجع فصل حاضر مانند کتاب FLOOD CONTROL آقای Framji مراجعه نمود.

۲-اپی(موج شکن)

اپی یا خاکریزهای عرضی(Groyne) مانند سازه‌های مستهلک کننده انرژی همچون کف بندها در عملیات مهندسی رودخانه به عنوان روش‌های کنترل رسوب و فرسایش مطرح می‌شوند اما در بسیاری از موارد از اپی‌ها که با زوایا و ابعاد مشخص طراحی به صورت عرضی از دیواره ساحلی وارد رودخانه می‌شوند به عنوان انحراف دهنده جریان نیز استفاده می شود. این سازه‌ها مانند دایک در بنادر و اسکله‌سازی نیز کاربرد دارند. اصول طراحی دیواره‌های سیل‌بند، اپی و خاکریزها

بر اساس رابطه زیر توضیح داده می‌شود. بر این اساس ارتفاع سازه با تراز سیل طرح (فصل۱ و۲) و سایر متغیرها همچون فاکتورهای ایمنی مربوط به انواع عدم قطعیت‌ها (فصل۲)، نشست زمین، ارتفاع موج ناشی از وزش باد روی عرض رودخانه‌های پهن در جهت باد، ارتفاع موج مثبت بالارونده (بند طراحی سیستم هشدار سیل) ناشی از تقاطع رودخانه‌ها، افزایش تراز انحناء سطح آب در محل پیچانرود، و... تناسب دارد:

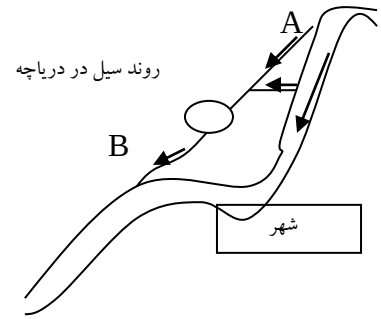
$$h \alpha h_w, l_s, h_r, l_m, h_s, h_{wi}, \qquad ۹-۳$$

به طورکلی مقدار تراز آب از سراب تا پایاب با توجه به روابط روندیابی و هیدرولیکی همچون روش گام به گام استاندارد قابل ارزیابی است. این ارتفاع بر اساس سیلاب طرح برآورد می‌شود. با توجه به نشست احتمالی زمین و بدنه سازه، ضریبی افزایشی و یا مقداری عددی به ارتفاع مذکور اضافه می‌گردد. سایر عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی و ارتفاع آزاد، افزایش ارتفاع به دلیل وزش باد و انحناء رودخانه نیز با توجه به روابط مربوطه محاسبه می‌شود. بدیهی است اجرای هر یک از سازه‌های مذکور تا حدودی متفاوت بوده به طوری که در برخی عموماً نیازی به پی نیست (خاکریزها) اما در برخی مانند دیواره‌های سیل‌بند می‌بایست ارتفاع پی نیز محاسبه و اضافه شود. در اپی‌ها نیز مانند خاکریزها بسته به نظر طراح و شرایط طرح ممکن است پی محاسبه شود و یا در نظر گرفته نشود. علاوه بر این، سازه‌هایی چون اپی که از پیچیدگی بیشتری نیز برخودارند دارای اجزاء مختلف همچون سر اپی، بدنه و هسته نیز خواهند بود.

نکته دیگر در طراحی اپی ها، فاصله، زاویه و طول اپی است. فاصله هر اپی نسبت به اپی قبل، اثر هیدرولیکی روی سرعت و چرخش جریان مابین هر دو اپی خواهد گذاشت. لذا می توان محیط آرامی برای ماهیگیری یا ایجاد رسوب و ساحل سازی _پیشرفت ساحل) نمود. این موضوع با اثر زاویه اپی (اپی عمود، سرکج و..) نیز ممکن است وارد محاسبات طراحی شود. استفاده از مدل Fluent یا MIKE و یا روش های تجربی ترسیمی ممکن است منجر به طراحی مناسبی از تعیین اجزای یک اپی به طراح بدهد. جزئیات طراحی انواع سازه‌های مذکور به همراه سایر عملیات مکانیکی همچون طراحی انواع بانکت افقی و شیب دار، تراس‌های با دیواره و بدون دیواره در کتب مهندسی آبخیزداری و رودخانه قابل دسترسی است.

۳-۵-۳- انحراف سیل(Flood bypass)

تکنیک انحراف سیل شامل طراحی سیستمی است که در زمان واقعی سیل، آب مازاد تراز مشخصی از رودخانه به واسطه سازه‌های انحراف جریان همچون بند انحرافی و اپی و دایک (در صورت نیاز) و سرریزهای آزاد جانبی یا کنترلی، کانال‌های انتقال و حوضچه‌های طبیعی یا مصنوعی(در صورت نیاز) در محدوده یا موازی بازه بحرانی که ممکن است محدوده یک شهر باشد جهت کاهش تراز سیل پروژه، طراحی می گردد(شکل۳-۵).



شکل۳-۵: شماتیکی از سیستم انحراف سیل با دو سرریز(A) و یک دریاچه ذخیره موقت

این نوع سیستم با توجه به شرایط هیدرولیکی مسیر، محدودیت‌های توپوگرافی و اراضی پست، طراحی و اجرا می‌گردد. لذا کاربری غالب، کشاورزی یا چراگاه بوده که می‌بایست در زمان مناسب، هشدارهای لازم به کشاورزان و گله‌داران ارسال گردد. انحراف سیل ممکن است کامل (انتقال کل سیل و آب پایه) یا ناقص (انتقال بخشی از سیل) باشد. همچنین ممکن است انحراف سیل با روند دائم یا موقت باشد. نوع روند بستگی به مورفولوژی محدوده بازه دارد.

اجزا اصلی تاسیسات انحراف جریان در رودخانه‌های سیلابی شامل سه بخش عمده زیر است:

۱- تاسیسات ورودی عموماً شامل یک سرریز آزاد جانبی در محدوده یک دایک خاکی است که از یک تراز مشخص بر اساس مقدار جریان انحرافی مورد نظر طراحی می‌گردد. مقدار جریان مورد نظر بر اساس داغاب تاریخی و آنالیزهای هیدرولوژیکی-هیدرولیکی به همراه محاسبات ریسک و اقتصادی تعیین می‌شود. انحراف و دخول جریان ممکن است بر اساس بخشی از دیواره یک دایک نیز صورت بگیرد. تحت شرایط خاص ممکن است از طراحی‌های پیچیده و پرهزینه‌تر دریچه‌های کنترلی و سایر تاسیسات هیدرولیکی نیز استفاده گردد تا صرفاً در زمان‌های مورد نظر میزان انحراف مشخصی از جریان از سیستم اصلی خارج گردد.

۲-اپی، دایک و کانال‌های انتقال که عموماً قبل و بعد از مخزن ذخیره قرار دارند و نقش انحراف و انتقال آب مازاد از رودخانه و مخزن را دارند.

۳-در صورتی که ظرفیت انتقال و ذخیره موقت کانال انحرافی جوابگوی افت لازم تراز در بازه مورد نظر را نداشته باشد و در صورتی که به لحاظ توپوگرافی و فنی امکان استفاده از اراضی پست موجود و یا ایجاد دریاچه‌های مصنوعی فراهم باشد یکی دیگر از اجزاء اصلی سیستم انحراف، مخزن یا سری از مخازن در مسیر کانال انحرافی است. مخزن ذخیره ممکن است با تاثیر روند دائم یا موقت وارد محاسبات روندیابی سیل و طراحی گردد.

عمده محدودیت اجرای تکنیک مذکور به خصوصیات فیزیکی توپوگرافی رودخانه و محل دره و ارزش زمین معطوف می‌گردد. علاوه بر این با توجه به سیلاب و شرایط فرسایش و تجمع رسوبات در طول بازه، هزینه‌های نگهداری سیستم انحراف تحت شعاع قرار می‌گیرد. اجرا و طراحی سازه‌های انحراف سیل بسیار حساس است زیرا اضافه شدن خروجی اضافی در مسیر رودخانه(نقطه**A**) باعث تغییر خصوصیات جریان در طول موثر سراب و پایاب نقطه انحراف می‌گردد. به طوری که میزان سرعت، شیب سطح آب و ظرفیت انتقال در بالادست مدخل(نقطه**A**) افزایش و در پایین مدخل (در مسیر رودخانه اصلی) مقدار شیب سطح آب کاهش می‌یابد. در صورتی که شیب بازه بحرانی زیاد باشد تغییر افزایش شیب

سطح آب در بالادست مدخل عموماً ناچیز است. لذا بهتر است تاسیسات انحراف، بالادست بازه بحرانی که ممکن است یک شهر باشد قرار گیرد. در این حالت ممکن است نیاز به ذخیره موقت مخزن پس از انتقال به دلیل حجم منحرف شده جریان ضروری گردد در غیر این صورت جریان منتقل شده با توجه به قیمت و کاربری زمین ممکن است در سطح دشت پخش و یا به سیستم رودخانه اصلی بازگردد. بنابراین می‌بایست موقعیت مناسب سرریزهای دریافت جریان با ابعاد و ترازهای مختلف با توجه به خصوصیات هیدرولیکی مسیر و جریان نسبت به بازه بحرانی بررسی گردد به طوری که ظرفیت انتقال و شیب سطح آب در بالا و پایین دست تاسیسات انحراف، شبیه‌سازی شده تا تراز سطح آب مورد نظر برای دبی طراحی با توجه به سرریز، کانال‌های انتقال و محدوده بحرانی بر اساس معادله پیوستگی جرم محاسبه شود. تاثیر اصلی انحراف جریان در محدوده پایین دست به طور عمده مربوط به افزایش ذخیره کانالی رودخانه اصلی به دلیل ذخیره موقت کانال انحراف همچون یک مخزن خطی باریک است به طوری که اگر هیدروگراف رودخانه اصلی با هیدروگراف کانال انحرافی تا نقطه اتصال روندیابی شود مقدار دبی تعدیل شده در نقطه B محاسبه می‌شود. بدیهی است سیستم می بایست طوری طراحی شود تا حداکثر افت تراز و تعدیل دبی قبل از نقطه B و در بازه بحرانی مورد نظر صورت پذیرد. لازم به توضیح است که عملکرد سیستم مذکور مشابه سیستم‌های پخش سیل و تغذیه مصنوعی است که در بخش آب زیرزمینی و مدل‌سازی، به موضوع پخش سیل و تغذیه مصنوعی اشاره شده است.

مثال: بر اساس مطالعات کنترل سیل و بازدیدهای میدانی صورت گرفته مشخص شده است جهت کاهش خسارات سیلاب در محدوده شهر فرضی شکل ۳-۵ و با ریسک ۵ درصد، مقدار افت تراز مورد نیاز در این محدوده حدود ۴۰ سانتی‌متر است. افت مذکور بر اساس کنترل صحرایی و داغاب سیل مخرب تدقیق و به ۴۸ سانتی‌متر افزایش یافت. با توجه به ریسک ۵ درصد و داغاب، دبی سیل رودخانه اصلی حدود ۱۴۱٫۵ مترمکعب بر ثانیه با ضریب زبری ۰٫۰۴۵ محاسبه شده است. مقطع منطبق شده بازه بحرانی با سیل مذکور مستطیلی است و به ترتیب دارای عرض جریان ۲۰۰ و عمق ۱۲ فوت است. در صورتی که با توجه به شرایط توپوگرافی و مسائل اجتماعی-اقتصادی امکان طراحی یک سیستم انحراف سیل بدون دریاچه باشد، حداقل دبی انحرافی لازم جهت افت نرمال مورد نظر در پایین دست سیستم انحراف با فرض منشوری بودن رودخانه اصلی چه قدر است؟

$$141.5 = \frac{1}{0.045}(60.96*3.65)\left(\frac{60.96*3.65}{60.96+2(3.65)}\right)^{2/3} S^{1/2} \Rightarrow S = 0.0001673$$

$$Q_n = \frac{1}{0.045}(60.96*3.17)(\frac{60.96*3.17}{60.96+2(3.17)})^{2/3}(0.0001673)^{1/2}$$

$$Q\min = 141.5 - 112 = 29.5$$

با توجه به فرض نرمال بودن جریان حداقل، دبی مورد نیاز انحراف ۲۹٫۵ برای ریسک ۵ درصد محاسبه شده است. با توجه به منشوری بودن رودخانه، افت مذکور از نقطه انحراف تا جایی که شرایط نرمال باشد برقرار است. همچنین این مسئله به طراحی، نوع و طول سرریز، تراز تاج سرریز و ضرایب هیدرولیکی آن وابسته است. بدیهی است در صورت استفاده از سرریزهای جانبی و حاکم بودن جریان‌های فوق بحرانی یا زیر بحرانی و یا وجود جریان متغیر مکانی می‌بایست از روابط مربوط به خود استفاده گردد. همچنین در صورتی که سیلاب از مسیر جریان انحرافی وارد مخزن یا دریاچه

طبیعی شود می‌بایست تاثیر ذخیره دائم یا موقت نیز در معادلات لحاظ گردد. پروفیل سطح آب در بالادست که با شیب مشابه پروفیل **M2** افت خواهد نمود بر اساس روابط معادلات غیر یکنواخت قابل ترسیم و بررسی است.

۳-۵-٤-سدهای مخزنی تخفیف سیل

مخازن کنترل سیلاب با توجه به هدف و پارامتر مورد نظر ممکن است بر اساس معیارهای رسوب، آلاینده‌ها و یا صرفاً خصوصیات کمی جریان طراحی شوند. مخازن کنترل کمی سیلاب به لحاظ هیدرولوژیکی به دو دسته مخازن تاخیری(Retarding basins) و مخازن ذخیره‌ای(Storage reservoires) تقسیم می‌شوند. عمده تفاوت این دو نوع سد به نوع سازه تخلیه کننده جریان مربوط می‌شود. در سدهای تاخیری جریان به صورت آزاد و خودکار متناسب با حجم ذخیره، تخلیه می‌گردد. حجم ذخیره نیز به تفاوت حجم جریان ورودی(سیلاب طرح) و خروجی از سرریز بستگی دارد. در مخازن ذخیره‌ای تخلیه بر اساس قضاوت مهندسی و مطالعات برنامه‌ریزی یا منحنی‌های فرمان از سرریز و دریچه‌هایی که در ترازهای مختلف بدنه سد تعبیه شده‌اند صورت می‌گیرد. سدهای ذخیره‌ای نیز به مخازن تک و چند منظوره با اهداف صرفاً کنترل سیل، تامین آب و کنترل سیل و یا مجموعه‌ای از اهداف زیست محیطی، کشاورزی و غیره تقسیم می شوند. بدیهی است در این حالت برنامه‌ریزی و تهیه منحنی‌های فرمان بهره‌برداری و تخلیه در شرایط اضطراری ناگزیر است. منحنی‌های فرمان بهره‌برداری و تخلیه ممکن است بر اساس پارامترهای صرفاً کمی و یا به صورت کمی-کیفی طراحی شوند. به طورکلی کاربرد سدهای تاخیری و مخازن تک منظوره کنترل سیل به جز شرایط خاص اقتصادی نیست اما اصول طراحی در تمامی آنها یکسان است. وظیفه تمامی مخازن تخفیف سیل، ذخیره بخشی از سیل یا تمامی سیلاب طرح جهت تعدیل دبی سیل تا ظرفیت ایمن کانال در بازه بحرانی است. لذا مناسب‌ترین شرایط وقتی است که مخزن در بالادست بازه قرار داشته باشد در غیر این صورت می‌بایست تاثیر ذخیره کانالی و جریان‌های موضعی نیز در روندیابی لحاظ شود. بر اساس تجربه مشخص شده است که جهت کنترل سیل موثر می‌بایست حداقل یک سوم سطح آبریز تحت پوشش مخازن کنترل سیل به صورت مجزا و یا با سری از سدهای مخزنی باشد. انتخاب این‌که با یک سد و یا چند سد، سطح پوشش حداقل تامین شود بر اساس آنالیزهای اقتصادی و شبیه‌سازی سیستم فراهم می‌شود. با این وجود اغلب وجود چند سد کوچک به یک سد بزرگ ارجح است اما نمی‌توان این قاعده را به تمام شرایط تعمیم داد. جهت ارزیابی و مقایسه پتانسیل کنترل سیل مخازن می‌توان حجم ذخیره سد را بر سطح حوضه مشرف به آن تقسیم نمود بر این اساس امکان مقایسه پتانسیل کاهش سیلاب مخازن با یکدیگر فراهم می‌شود. علاوه بر این با توجه به عمق رگبارهای ممکن در سطح حوضه و ارتفاع ظرفیت ذخیره، امکان برآوردی کلی از درصد ایمنی کنترل سیل پایین دست سد برای رگبار متناظر فراهم می‌شود. اما این بدان معنی نیست که هرچه ظرفیت ذخیره و ابعاد سد بزرگ‌تر باشد طراحی بهتری انجام شده است زیرا همان‌طور که در بند کاربرد اقتصاد و مدیریت سیستمی نیز ذکر شده است مقدار بهینه حجم مخزن بر اساس پارامترهای متعدد دیگری از جمله سود و هزینه و مسائل تخریب زیست محیطی سیل، کنترل می‌شود. باید توجه نمود که پیش‌بینی سیل رودخانه از الزامات برنامه‌ریزی بهینه در زمان واقعی عملکرد مخازن سد کنترل سیل و تامین آب چند منظوره است. این پیش‌بینی‌ها بر اساس گزارشات دریافتی از مخابرات و آنالیز ایستگاه‌های جو بالا، رادیو، تلفن،

ایستگاه‌های هیدرومتری حوضه و... پایه‌ریزی می‌شود. در این حالت امکان استفاده از مدل‌های بارش-رواناب، هیدروگراف واحد، روندیابی سیل و برنامه‌های شبیه‌سازی فراهم می‌گردد. پیش‌بینی‌ها در صورتی که بر اساس روابط منطقه‌ای و فرآیند واسنجی و بهینه‌سازی تهیه شده باشند از دقت بالایی(± 10) برخوردار هستند اما اگر بعد از یک پیش‌بینی مجدداً بارش سنگینی اتفاق بیفتد ممکن است خطای پیش‌بینی به ویژه در روابط تجربی بیشتر شود. حداکثر پتانسیل یک سد جهت کنترل و تخفیف سیل وقتی است که حجم اختصاص داده شده مربوطه خالی باشد زیرا در این حالت امکان روند دائم نیز فراهم می‌شود. در صورتی که رگبار ثانویه قبل از تخلیه کامل سیلاب اتفاق بیفتد بدیهی است عملکرد مخزن ضعیف شده و صرفاً تاثیر روند موقت مخزن باعث تعدیل موج سیل می‌شود. لذا بهتر است حتی در سدهای چند منظوره، عملکرد مخزن در ترازهای مختلف و پر نیز با توجه به ظرفیت پایین دست رودخانه بررسی شود. همچنین توصیه می‌شود تا بخشی از ذخیره مخازن بزرگ حساس برای دریافت سیلاب‌های ثانویه با توجه به شرایط منطقه اختصاص یابد. به طورکلی سرعت موج سیل در مخزن به تقریب برابر $(gy)^{1/2}$ و متناسب با عمق آب مخزن $\mathbf{y}$ است لذا عموماً سرعت موج سیل در یک مخزن بیشتر از سرعت همان سیل در رودخانه بوده به طوری که سرعت و دبی اوج سیل در یک مخزن پر افزایش می‌یابد. در این حالت در صورتی که مسئله هم‌زمان تمرکز شدن جریان‌های موضعی پایاب مسیر رودخانه نیز وجود داشته باشد سیلاب تشدید شده‌ای نسبت به شرایط قبل از احداث سد مشاهده می‌شود. در صورتی که احتمال روگذری جریان(Overtopping) از تاج و بدنه سد نیز مطرح باشد با ریسک شکست سد و حضور دیواری از بدنه چند ده متری سیل و سرعتی که قادر به پرتاب یک اتوبوس نیز است مواجه خواهیم شد. بنابراین در شرایط خاص، کارایی عملکرد مخازن کنترل سیل کمتر از مقدار محاسبه شده است لذا در پروژه‌های با اهمیت و بزرگ اساساً مقدار PMF وارد محاسبات طراحی می‌گردد. البته در این حالت نیز در صورتی که شرایط اضطراری و رخداد سیلاب‌های ثانویه مطرح شود معظل تخلیه ناگهانی آب مخزن از چند دریچه که معمولاً بیشتر از ظرفیت رودخانه است مطرح می گردد. دراین حالت علاوه بر کنش بستر ممکن است هم‌زمان شدن زمان تمرکز در پایین دست باعث تشدید سیلاب‌ها از شرایط طبیعی گردد. این مسئله عموماً در رودخانه‌های بزرگ اتفاق می‌افتد که تنها راه حل آن پیش‌بینی‌های هواشناسی و سیلاب از چند روز قبل و یا حتی هفته‌ها قبل است. زمان مورد نیاز پیش‌بینی با توجه به زمان مورد نیاز تخلیه مخزن و پیش هشدار سیل حوضه قابل محاسبه است. زمان لازم جهت بازیافت ذخیره مخازن بزرگ ممکن است از ۲ تا ۴ هفته نیز به طول انجامد.

در سدهای تاخیری خروجی جریان شامل یک سرریز بزرگ یا یک یا چند دهانه تخلیه بدون دریچه است. دهانه تخلیه ممکن است بین بدنه و در پایین‌ترین بخش آن طراحی شود. در این حالت جریان سیل همراه رسوب و مواد حمل شده آن در پشت سد باقی نمی‌مانند و خروجی مانند یک اریفیس$\left(Q = C_d A(2gh)^{1/2}\right)$ عمل می‌کند. به طورکلی انتخاب نوع خروجی بستگی به خصوصیت ذخیره مخزن و طبیعت سیل منطقه دارد. عموماً قابلیت مجاری بدون دریچه مانند اریفیس در مخازن تاخیری، بالاتر از سرریزهای روگذر است. این امتیاز به ویژه در شرایط پر بودن مخزن آشکارتر می شود. علاوه بر این در صورت استفاده از سرریزهای روگذر امکان استفاده از آب ذخیر شده در پشت سد وجود داشته و

ذخیره موقت مخزن نیز کاهش می‌یابد با این وجود جهت تخلیه سیلاب‌های استثنایی وجود یک سرریز اضطراری تحت تمامی شرایط الزامی است.

می‌بایست توجه نمود حداکثر تخلیه مجموع خروجی‌های تمامی مخازن در طول سیل نباید بیشتر از دبی حد مجاز قابل عبور رودخانه باشد. دبی حد مجاز، حداکثر دبی است که با توجه به ظرفیت انتقال رودخانه و مسیرهای فرعی، موج سیل بدون ایجاد خسارت از مسیر بازه‌های بحرانی عبور داده شود. در این حالت حجم مورد نیاز کنترل سیل V از رابطه $V = \int_a^b (I - O)dt$ برای سیلاب با تداوم ab به دست می‌آید.

I: دبی سیلاب طرح برای زمان‌های t برای فاصله ab

O: دبی خروجی برای زمان‌های t برای فاصله ab

فاصله ab: معادل زمان شروع سیل تا جایی که دبی ورودی به مخزن و دبی خروجی از مخزن برابر می‌شود. این معادله پیوستگی به ما می‌گوید وقتی سیلاب وارد یک مخزن خالی می‌شود ابتدا جریان خروجی کمتر از جریان ورودی بوده و متناسب با افزایش حجم ذخیره مقدار دبی خروجی نیز افزایش می‌یابد. پس از مدتی مقدار جریان ورودی و خروجی با یکدیگر برابر شده و پس از آن مقدار جریان خروجی بیشتر از ورودی گشته که نتیجه آن کاهش حجم ذخیره مخزن تا خالی شدن حجم ذخیره موقت در مخازن تخفیف سیل ذخیره‌ای و خالی شدن کامل حجم ذخیره موقت در مخازن تاخیری است.

مخازن تاخیری در حوضه‌های کوچک که مسئله هم‌زمان تمرکز بودن، علت ایجاد تند سیلاب‌ها می‌شود و امکان طراحی و اجرای مخازن چند منظوره نیز وجود ندارد و یا باعث افزایش هزینه‌ها می‌شود توصیه می‌گردد. همچنین در سراب مخازن تاخیری امکان کاربری سکونت دائم تا تراز حداکثر وجود ندارد. با این وجود کاربری‌هایی چون کشاورزی که گاه گاه نیز به زیر آب رفته‌اند به ویژه در ترازهای بالاتر که ریسک کمتری دارند قابل توصیه است. در ترازهای پایین‌تر تا کف مخزن کاربری‌هایی چون چراگاه قابل توصیه است. لذا معمولاً با احداث مخازن تاخیری مقدار کمتری از اراضی به طور دائم از استفاده خارج می‌شوند. یکی از محدودیت‌ها و ملاحظات فنی طراحی مخازن تاخیری توجه به هم‌زمان نشدن سیلاب‌های شاخه‌های فرعی با جریان مخزن است. این مسئله وقتی که حوضه کوچک باشد و تمامی آن نیز در سراب مخزن قرارداشته باشد قابل کنترل است اما در حوضه‌های بزرگ که تنها درصدی از سطح حوضه در سراب چند مخزن تاخیری با سیستم رگبار مختلف قرار می‌گیرد از اهمیت بیشتری برخوردار است لذا قابلیت سدهای ذخیره‌ای تحت شرایط برابر در حوضه‌های بزرگ بیشتر می‌شود.

۳-۵-۵-سازه های هیدرولیکی رواناب شهری

زهکشی شامل تخلیه آب مازاد سطحی یا زیرزمینی به وسیله سازه‌های عمودی مانند چاه‌ها، سازه‌های افقی مانند انواع زهکش‌های زیرسطحی، لوله (Pipe) و کانال‌های (Channel) جمع‌آوری رواناب شهری که ممکن است به صورت ترکیبی با فاضلاب طراحی شود می باشد. جهت طراحی سازه‌های ذخیره‌ای علاوه بر دبی به حجم رواناب و در سازه‌هایی مانند دایک به تراز سیل نیز نیاز است. جهت طراحی کانال و لوله‌های زهکشی اغلب به دبی طرح نیاز است. در لوله‌ها

فرض می‌شود جریان با ظرفیت پر اما به صورت وزنی و نه تحت فشار عبور می‌کند. همچنین با توجه به شیب کم می‌توان جریان را یکنواخت فرض نمود. لذا در رابطه مانینگ ($D=(\frac{3.21Qn}{\sqrt{S_\circ}})^{\frac{3}{8}}$) شیب کف لوله ($S_\circ$) به جای شیب هیدرولیکی فرض شده و قطر لوله (D) بر حسب متر برای دبی طرح (Q) بر حسب متر مکعب بر ثانیه در نقطه طراحی جهت طراحی شبکه استفاده می‌شود. از رابطه دارسی-ویسباخ نیز می‌توان استفاده نمود. نقطه طراحی برای زیرحوضه‌های ابتدایی صرفاً شامل زمان دخول (Inlet time) تا منهول است. زمان دخول، زمان رسیدن آب از سطح موثر در دبی حداکثر سیل، به دهنه آبرو (Sewer inlet) است(شکل ۱-۱). اما وقتی سایر زیرحوضه‌ها نیز وارد شبکه می‌شوند باید زمان مسیر جمع‌آوری جریان نیز وارد محاسبات زمان تمرکز گردد. البته زمان تمرکز دریچه‌های کنار جاده که فقط رواناب سطح ناچیزی از جاده را زهکش می‌کنند (انواع Inlet) اغلب بسیار کمتر از ۵ دقیقه است. اگر بخواهیم محاسبات طراحی بر اساس روش منطقی صورت پذیرد با توجه به این‌که چنین داده‌هایی از رگبار اغلب درا ختیار نیست بهتر است زمان تمرکز ثابت ۵ دقیقه برای تمام دریچه‌های کنار خیابان لحاظ شود. این مسئله باعث می‌شود سطح و فاصله برابری بین دریچه‌های با عملکرد هیدرولیکی یکسان ایجاد گردد. پس از تعیین قطر محاسباتی از رابطه بالا، باید این قطر به قطر تجاری بالاتر تبدیل گردد. این قطر را قطر اسمی (Nominal) می‌نامند. زمان مورد نیاز حرکت جریان در مسیر آبرو بر اساس این قطر اسمی و دبی طراحی و با فرض پربودن لوله تعیین می‌گردد. بدیهی است که اغلب قطر اسمی بزرگ‌تر از قطر محاسباتی است، لذا مقدار سرعت و زمان حرکت جریان دارای خطا خواهد بود. در صورتی که که بخواهیم محاسبات دقیق‌تر صورت بگیرد باید از روش تکرار نیوتن (فصل ۲) استفاده شود. در هر صورت جوی‌های زیرسطحی (Gutter) یا لوله‌ها می‌بایست بتوانند رواناب‌های سطح زهکشی بالادست هر دریچه و رواناب بین دریچه‌های بالادست را برای دبی طرح مشخص زهکشی کنند. جهت طراحی اولیه می‌توان با فرض جریان دائم به سادگی دبی‌ها را در فواصل منطقی با یکدیگر جمع نمود و قطر طراحی را تعیین کرد. اما می‌دانیم که جریان غیر دائم است و لذا اساساً زمان‌بندی دبی پیک جریان بالادست زهکش با زمان‌بندی پیک رواناب سطح جاده یا پیاده رو هر دریچه هم‌زمان نیست. در این شرایط باید از مفاهیم روش‌های غیردائم هیدرولیکی طراحی کانال‌های زهکشی جمع‌آوری هرزآب سطحی (منشوری) در فصل ۲ محاسبات روندیابی توزیعی استفاده نمود. در خصوص کنترل زه‌دار شدن سطح زمین به دلیل ورود آب مازاد زیرزمینی از سفره دیگر یا رودخانه، بارندگی، آبیاری زیاد و یا هر منبع دیگری ابتدا می‌بایست ضریب زهکشی بر حسب m/day محاسبه گردد. سپس بر اساس مشخصات هیدرولیکی آب زیرزمینی و لوله‌های جمع‌آوری، فاصله زهکش‌ها در شرایط دائم یا غیر دائم برای عمق دلخواه سطح سفره تعیین شود. به طورکلی مسئله رواناب شهری ممکن است مربوط به مقدار آب مازاد (Stormwater)، جریان و بار آلودگی فاضلاب (Pollutant load) و بار رسوبات (Sediment) در رودخانه شهری، زهکش، لوله و کانال های فاضلاب رو و یا تمامی موارد به طور هم‌زمان باشد. هیدرودینامیک رودخانه ها در فصل ۱ و ۲ ارائه شد این مفاهیم در کانال ها نیز صادق است. جهت مدیریت رواناب شهری ممکن است یک یا ترکیبی از روش‌های کنترل سیلاب مناطق کوهستانی نیز قابل استفاده باشد. با این وجود جهت مدیریت کمی-کیفی رواناب شهری، می‌بایست علاوه بر توجه به روش‌ها و تکنیک‌های منحصر به شرایط کوهستانی، موارد زیر نیز مورد توجه باشد:

-توجه به انواع سازه‌های زهکشی و هیدرولیکی جمع‌آوری، انتقال و تخلیه رواناب شامل ملاحظات فنی طراحی زهکش‌های خیابان از نظر رعایت استانداردها و ملاحظات عمومی طراحی، دریچه (Inlet)، انواع جوی کنار خیابان با لبه و بدون جدول (Gutter & curb)، فاضلاب روها، ابعاد و موقعیت آنها، ارتباط بین آنها، سطح موثر شهر، و..

-توجه به سیستم جمع‌آوری فاضلاب موجود (Wastewater Collection) و رواناب (Storm sewer system) از نظر ملاحظات طراحی هیدرولیکی، دبی طرح، ابعاد و محاسبات و احتمال رشد جلبک ها و کاهش ظرفیت جریان بویژه در حالت ترکیبی با فاضلاب

-توجه به آبگذرها (Culvert) از نظر مجرای ورودی، مقطع کنترل و خروجی آبگذر و ابعاد آن

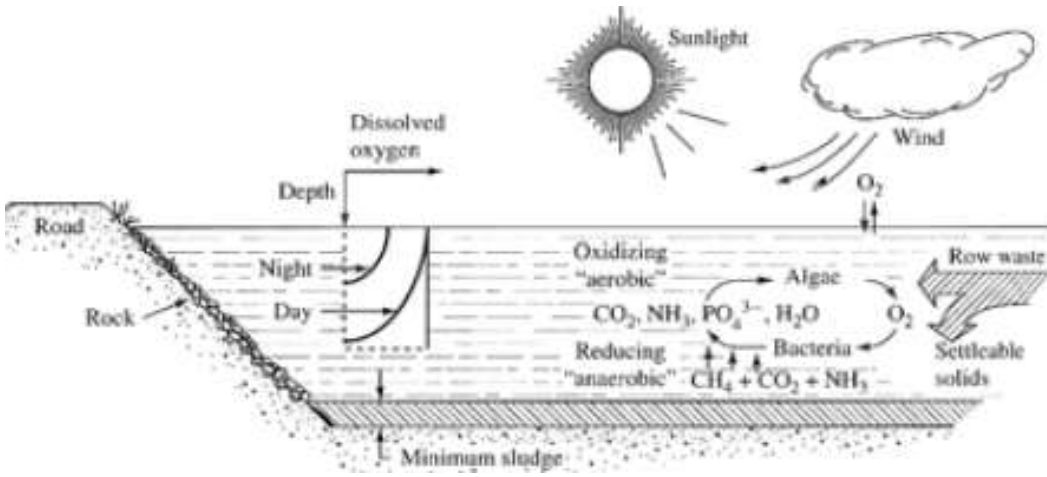
-کانال‌های جمع‌آوری سطح شهر شامل انواع با آستری و پوشش گیاهی و موقعیت منهول ها (Manhole) و ...

-طراحی مناسب انواع حوضچه‌های تاخیری (Detention basins) بر اساس روندیابی مناسب سیستم و استفاده از حوضچه‌های نگهداشت (Retention basins) و حوضچه های تثبیت با توجه به زمان ماند رسوب و آلاینده‌ها. این حوضچه‌ها با ایجاد یک سد علاوه بر تاخیر جریان سیل، روی کاهش فرسایش کناری رودخانه‌ها و بهبود کیفیت آب نیز موثر هستند. اصول طراحی این حوضچه‌ها در فصول گذشته ارائه شده است.

-استفاده از روش‌های نفوذ (Infiltration practices) مانند سنگفرش‌های نفوذپذیر، گودال و ترانشه‌های نفوذ و..جهت کاهش و مدیریت رواناب کمی-کیفی شهری و ذخیره آن جهت استفاده در مصارف فضای سبز شهری

-طراحی استخرها (Pond). استفاده از استخر یا سری از استخرها (پارکینگ و فضای سبز نیز اثر مشابه دارد) ممکن است در بالادست شهرها یا داخل مسیرهای شهری و روستایی در یک ارتفاع پایین تر از سطح زمین اطراف رودخانه یا داخل شهر طراحی گردد. این استخرها دارای دهنه آبگیر از یک تراز طراحی از رودخانه می باشند. سپس جریان سیل در داخل شبکه هایی جهت پرورش ماهی یا روندیابی به تاخیر یا ذخیره می گردد.

-استفاده از تالاب‌های مصنوعی یا طبیعی در مدیریت کمی-کیفی سیلاب شهری و تصفیه فاضلاب خام



شماتیک دریاچه طبیعی مشابه لاگون هوادهی (حوضچه تثبیت) یا راکتورهای طبیعی لجن فعال-تثبیت بیولوژیکی

-استفاده از فیلترهای شنی (Sand filters)، توجه به دستورالعمل‌های BMPs و ملی در کشور

-توجه به حوضه‌های کوهستانی مشرف و ورودی به شهر از نظر رسوب و رواناب ورودی

-توجه به سیلاب آب زیرزمینی (فصل۱) و بررسی امکان کنترل آن به کمک زهکش‌های سطحی و زیرزمینی، پمپاژ، مدیریت بهره‌برداری و تامین آب، آمایش سرزمین و .. .

-اتلاف انرژی جریان و کاهش سرعت سیلاب با توجه به مفهوم مهندسی زمان تمرکز. اتلاف انرژی ممکن است با ایجاد پرش هیدرولیکی به کمک تیغک‌های برآمده (Sill) پی در پی آبشاری در مسیل‌ها، سرریزهای لبه تیز و لبه پهن و یا با توجه به اصول طراحی حوضچه‌های آرامش (Still basins) یا تبدیل ها ایجاد گردد. همچنین کاهش سرعت آب کانال‌های شهری ممکن است به کمک جعبه‌های پرفشار که در مسیر جریان آب قرار می‌گیرد، صورت پذیرد. جریان آب پس از ورود به این جعبه‌ها از روی پروانه و چرخ دنده‌های اتلاف انرژی عبور کرده و با سرعت کمتری از طرف دیگر وارد کانال می‌گردد. البته اگر این کار با توجه به هم‌زمانی زمان پیمایش مسیل‌ها صورت نگیرد ممکن است نتایج منفی نیز داشته باشد.

-و....

جهت مطالعه جزئیات محاسبات روش‌های طراحی مدیریت کمی و آلودگی رواناب شهری توصیه می شود به منابع دیگر از جمله Urban hydrology, Hydraulics, and stormwater quality نوشته A.O.Akan چاپ ۲۰۰۳، و یا مرجع **[32]** مراجعه شود.

۳-٦- روش‌های مدیریت سیستمی کنترل سیلاب

در روش مدیریت سیستمی یا یکپارچه (IWRM یا ISM) می‌بایست مجموعه‌ای از روش‌های مدیریتی (سازه‌ای، غیرسازه‌ای و انتخاب بهینه روش‌های ممکن) با توجه به مسائل زیست محیطی، اجتماعی، اقتصادی و سیاسی ارزیابی(شبیه‌سازی) و گزینه مناسب (بهینه‌سازی) انتخاب گردد(Best Management Practices). در این خصوص به دلیل پیچیدگی تحلیل سیستم استفاده از روش‌های مهندسی سیستم جهت آنالیز و تحلیل مولفه‌های درگیر ناگزیر است. همچنین روش‌های غیرسازه‌ای که اغلب به اشتباه با روش‌های مدیریتی مترادف در نظر گرفته می‌شوند دارای دامنه وسیعی از روش‌های مختلف هستند زیرا مسئله کنترل سیل از دیدگاه و تخصص‌های علوم مختلف نیز مطرح می‌شود. در این خصوص فهرستی از مهم‌ترین روش‌های غیرسازه‌ای مربوط به کنترل سیل در زمان غیر واقعی(Non-real time) و در زمان واقعی(Real time) نیزی ارائه می‌شود که ممکن است با توجه به شرایط محلی به صورت مجزا و یا با ترکیب روش‌های سازه‌ای به کارگرفته شود.(منظور از زمان واقعی این است که کنترل سیل هم‌زمان با رخداد سیل صورت پذیرد). به طورکلی پروژه‌های کنترل سیل اغلب ممکن است ترکیبی از روش‌های فوق باشد به طوری که ترکیب روش‌های زهکشی مناسب در شهرها، عملیات آبخیزداری در حوضه‌های روستایی بالادست حوضه شهری به همراه پهنه‌بندی سیلاب دشت و پیش‌بینی سیل، مناسب‌ترین روش‌های تخفیف سیلاب عنوان شده‌اند. در حال حاضر مدیریت سیستمی بر پایه مفهوم سیستم‌های چند عامله (MAS)، موازی مدل‌های Anylogic مورد توجه قرار گرفته است(فصل مدل‌سازی آب زیرزمینی).

۳-۶-۱-مدل بهینه آبخیزداری شهری و روستایی(Systems analysis)

دو نوع استراتژی که در آبخیزداری وجود دارد شامل استراتژی بازدارنده (Preventative St.) و استراتژی بازگرداننده (Restorative St.) است. استراتژی اول که کلید آبخیزداری نیز است مدیریت سیستم پیش از حادثه و استراتژی دوم علاج بخشی در درازمدت و پس از حادثه است. تحلیل و آنالیز سیستم به واسطه ملاحظه مجموع مولفه‌های درگیر سیستم جهت انتخاب بهینه عملیات کنترل سیل را مدیریت سیستمی کنترل سیل می‌نامند(دلیری و همکاران(۱۳۸۷و ۱۳۸۸). در روش‌های مدیریتی- سیستمی یا مدیریت یکپارچه، مجموعه‌ای از روش‌های غیرسازه‌ای و سازه‌ای در کنار مسائل زیست محیطی، اقتصادی، اجتماعی در یک حوضه دمبلی شکل (سراب تا پایاب) می‌بایست مورد توجه باشد. این چنین طرز فکری اغلب در اکثر پروژه‌های مدیریت یکپارچه و تلفیقی منابع آب و آبخیزداری(Watershed Management) مورد توجه است. هرچند روش‌های بهینه‌سازی در اکثر مسائل همچون مخازن سد، کشاورزی و صنعت پیشتر ارائه شده بود اما مفهوم سیستمی و بهینه‌سازی به صورت مثال زیر نخستین بار توسط دلیری و همکاران(۱۳۸۷ و ۱۳۸۸) نشان داده شده است. به طوری که می‌توان با برنامه‌نویسی توابع سیستم (آنالیز سیستم) بر اساس شبیه‌سازی مولفه‌های درگیر همچون سیل، رسوب، کم آبی و جریان دینامیک آب زیرزمینی در کنار مسائلی چون اشتغال، درآمد و تولید، تصمیم بهینه جهت آمایش سرزمین گرفت. بر این اساس آبخیزداری به شکل زیر تعریف شده است: "آبخیزداری یعنی کنترل و/ یا تنظیم پایدار پاسخ سیستم به کمک عملیات سازه‌ای یا مدیریتی با توجه به شناخت مولفه‌های درگیر سیستم و بازخورد متقابل بین آن‌ها به شرط ارضای منطقی ملاحظات اقتصادی، اجتماعی و سیاسی"(دلیری و همکاران،۱۳۸۷). تعریف مذکور را می‌توان به کمک حل توابع زیر با برنامه‌نویسی به مرحله اجرا رساند:

تابع هدف سیستم به صورت کلاسیک:

$$\text{Max or Min } f(x) = \sum_{i=1}^{n} c_i x_i = \underline{c}^T \underline{x} \qquad ۱۰-۳$$

که:

c^T: ترانهاده بردار هزینه یا درآمد

X: متغیرهای تصمیم‌گیری

f(X): معیار مورد نظر یا تابع هدف که دارای یک میزان حقیقی بیشینه یا کمینه خواهد بود. تابع هدف بالا را می‌توان به صورت فازی و یا بر اساس مفاهیم شبکه عصبی و غیره و یا به صورت توابع غیرخطی و شکل‌های مختلف دیگر نیز (فصل۴ و ۵) ارائه و حل نمود.

شکل استاندارد قیود هر مساله برنامه‌ریزی خطی به شکل زیر بیان می‌شود:

$$a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + \ldots a_{1n}x_n \le b_1$$

$$a_{21}x_1 + a_{22}x_2 + \ldots a_{2n}x_n \le b_2$$

$$a_{m}x_1 + a_{m2}x_2 + \ldots a_{mn}x_n \le b_m$$

$$x_1, x_2, \ldots x_n \ge 0$$

داده‌ها و اطلاعات مورد نیاز برای به دست آوردن ضریب‌های مدل مربوطه شامل ضریب‌های مربوط به هدف‌های اقتصادی (درآمد و هزینه)، ضریب مربوط به مسائل اجتماعی(اشتغال)، ضریب مربوط به کنترل بیشینه سیلاب مجاز (کاهش سیلاب)، ضریب مربوط به کنترل کل رسوب مجاز (کنترل فرسایش و رسوب)، ضریب جریان دینامیک آبخانه جهت مدیریت خشکسالی و ضرایب میزان تولید و بهره‌برداری مجاز است که برای اجرای مدل باید اجزا و ضریب‌های آن بر اساس شبیه‌سازی سیستم مشخص و سپس مدل بهینه فوق را فرمول‌بندی نمود. همچنین توابع و محدودیت‌ها به شکل زیر تعریف شدند:

مثال: اطلاعات جدول زیر مربوط به شبیه‌سازی مولفه‌های مورد نظر حوضه گرمابدشت گلستان بر اساس کاربری اراضی موجود است. هدف تعیین بهترین ترکیب کاربری اراضی بر اساس مدل بهینه آبخیزداری با توجه به تعریف دلیری و همکاران است؟

برای اجرای مدل باید اجزا و ضریب‌های آن را بر اساس نتایج شبیه‌سازی سیستم مشخص و مدل را فرمول‌بندی نمود:

۱-تابع هدف

اهداف مورد نظر مدیر آبخیز به ندرت در یک تابع هدف، خلاصه می‌شود لذا می‌توان هدف‌های مختلفی را به کمک قیود مدل تک هدفه بررسی و تجزیه و تحلیل نمود. در این خصوص با توجه به ساختار مدل بهینه‌سازی مورد نظر، تابع هدف برای بیشینه‌سازی درآمد به دست آمده از کاربری‌های مختلف با توجه به محدودیت‌های زیست محیطی، اقتصادی و اجتماعی اختصاص یافت(جدول ۳-۲).

جدول۳-۲: اطلاعات ورودی مدل بهینه‌سازی برنامه‌ریزی خطی بر اساس شبیه‌سازی سیستم

کاربری‌ها	بیشترین گستره اختصاص یافته به کاربری (هکتار)	میزان درآمد ناخالص در واحد سطح کاربری (ریال در هکتار)	میزان هزینه‌های جاری در واحد سطح کاربری (ریال در هکتار)	تولید در واحد سطح	کل تولید	میزان رسوب تولیدی در واحد سطح با کاربری‌های مختلف با بهره‌گیری از روش پسیاک (تن در هکتار)	میزان آب تولیدی در واحد سطح با کاربری‌های مختلف به روش SCS (متر مکعب در هکتار)	میزان اشتغال در واحد سطح با کاربری‌های مختلف (نفر در هکتار)
جنگل صنعتی	۲۲۲۵	۱۳۴۳۹۲	۳۴۰۷۲۸	۳/۶	۸۰۰۰	۴/۴	۹۲۵	۰/۱۶
چراگاه	۲۸۶۰	۱۹۵۵۳/۸	۱۰۰۰۰	۱	۵۰۰۰	۵/۲۶	۸۰۲	۰/۲
پارک	۱۰۰۰	۳۲۵۰۰	۲۰۰۰۰	۲۰	۱۰۰۰۰	۱/۰۳	۴۹۵	۱
منطقه حفاظت شده	۱۰۴۲۵	۲۰۰	۲۰۰	—	—	۰/۰۲	۱۰۰۰	۰/۱

۲-قیود مدل

در منطقه مورد بررسی ۱۳ قید به شرح زیر مورد توجه قرار گرفت:

- گستره تحت مدیریت

کل گستره مورد نظر برای مدیریت برابر ۱۹۵۳۵ هکتار است که تابع هدف آن بیشینه‌سازی بهره‌برداری بهینه، معادل

حداکثر گستره منطقه است. متغیرهای کاربری زمین شامل منطقه جنگلی(X1)، چراگاه(X2)،پارک(X3) و منطقه حفاظت شده(X4) است.

- کاهش سیلاب و تامین آب

یکی از اثرگذاری‌های غیر سازه‌ای در عملیات آبخیزداری کاهش سیلاب (واژه تخفیف سیلاب در اصل معادل کنترل سیلاب است و واژه کاهش سیلاب نتیجه عملیات غیر سازه‌ای همچون گیرش گیاهی است) است. به طور کلی ثابت شده است ترکیب‌های مختلف کاربری زمین باعث واکنش‌های مختلف تابع سیستم نسبت به متغیرهای ورودی یکسان خواهد شد. لذا ترکیب بهینه مناطق چهارگانه از نظر تولید کمینه سیلاب و یا بیشینه برابر معیار سیلاب مجاز (به عنوان مثال تامین آب) یکی دیگر از هدف‌های مدیریتی در سامانه یاد شده است. در این زمینه با توجه به اهداف طرح، این میزان برابر کل برداشت مجاز از آب‌های زیرزمینی مناطق پایین دست حوضه و معادل ۱۵۰۰۰۰۰۰ مترمکعب در سال در نظر گرفته شد. باید توجه نمود که در صورت نیاز می‌توان اثر سازه‌های مهار سیل، مخازن چند منظوره سدهای تامین آب و... را پس از طراحی به عنوان یک عامل سازه‌ای در حوزه آبخیز شبیه‌سازی و مدل بهینه سیستم آبخیز را در صورت اقتصادی بودن طراحی نمود.

- رسوب مجاز

میزان رسوب تولیدی در مناطق چهارگانه از روش پسیاک برآورد شده است. کل رسوب مجاز به گونه‌ای که باعث تخریب مناطق پایین دست نشود برابر ۲۱۷۹۳ مترمکعب در سال برآورد شده است. بدیهی است که اگر نتایج شبیه‌سازی حوزه آبخیز نشان دهد که روش‌های غیر سازه‌ای نمی‌تواند میزان رسوب را در حد مجاز پایین آورد می‌بایست به کمک روش‌های سازه‌ای یا ترکیبی، میزان رسوب خروجی برای گزینه‌های مختلف، شبیه‌سازی و ضرایب مدل بهینه‌سازی تعدیل شود.

- مسائل اجتماعی

حداکثر نیروی کار در دسترس آبخیزدار منطقه برابر ۲۵۰۰ نفر در سال است. هدف از تعریف این قید حفظ میزان اشتغال در سطح کمینه ۲۵۰۰ نفر است. بدیهی است در یک پروژه بزرگ ممکن است عامل‌های بیشتری بررسی و در محاسبات مدل لحاظ شود.

- فاکتور هزینه

کل سرمایه در دسترس برای هزینه‌های جاری که در اختیار آبخیزدار منطقه گرمابدشت است برابر ۹۰۰۰۰۰۰۰ ریال در سال است. تابع هدف این قید برای کمینه‌سازی میزان هزینه، محدود شده است.

- فاکتور درآمد

کمینه سطح مطلوب درآمد ناخالص مورد نظر آبخیزدار منطقه، با نرخ بهره ۲۰ درصد برابر ۱۰۸۰۰۰۰۰۰ ریال در سال محاسبه شده است. هدف از تعریف این تابع بیشینه‌سازی درآمد بهره‌برداران است.

- تولید مجاز

بیشینه میزان بهره‌گیری مجاز برای جنگل ۸۰۰۰ مترمکعب در سال، چراگاه ۵۰۰۰ واحد دامی در سال و پارک ۱۰۰۰۰

نفر در سال برآورد شده است. بیشینه‌سازی بهره‌برداری از زمین‌های منطقه با توجه به هدف‌های یاد شده، هدف این محدودیت‌ها است. بیشینه بهره‌برداری باید با توجه به ملاحظات اکوسیستم و مرتعداری صورت پذیرد.

- محدودیت نامنفی‌ها

با توجه به اینکه حداکثر تعداد کاربری در منطقه طرح ۴ مورد است لذا ۴ محدودیت نامنفی منطقی برای مدل تعریف شد.

۳-فرمول‌بندی مدل

در نهایت بر پایه سیاست‌های بهره‌برداری ارائه شده و ضریب‌های کمی متغیرهای مورد نظر منطقه، توابع قیود و مدل یاد شده برای حل جبری و برنامه‌ریزی خطی سیستم آبخیز گرمابدشت به صورت زیر فرمول شده است:

Maxz =134.392x1+19.5538x2+3.25x3+0.2x4

Subject:

1) x1+x2+x3+x4+sl1=19535

2) 925*x1+802*x2+495*x3+1000*x4+sl2=15000000

3) 3.14*x1+3.75*x2+.74*x3+.02*x4+sl3=21793

4) .16*x1+.2*x2+x3+.1*x4-su1=2500

5) 340.728*x1+10*x2+20*x3+.2*x4+sl4=90000

6)134.392*x1+19.5538*x2+32.5*x3+.200*x4-su2=108000

7) 3.6*x1+sl5=8000

8) 1*x2+sl6=5000

9) 20*x3+sl7=10000

10) x1,x2,x3,x4,sl1,sl2,sl3,sl4,sl5,sl6,sl7,

su1, su2>= 0

که داریم:

۱) تابع دسترسی به کاربری زمین
۲) تابع مربوط به محدودیت منابع آب(سیلاب، خشکسالی، تامین آب زیرزمینی و سطحی)
۳) تابع مربوط به کنترل رسوب
۴) تابع دسترسی به نیروی کار
۵) تابع مربوط به محدودیت مالی
۶) تابع مربوط به درآمد
۷) تابع مربوط به بهره‌برداری از جنگل
۸) تابع مربوط به بهره‌برداری از چراگاه
۹) تابع مربوط به بهره‌برداری از پارک
۱۰) محدودیت‌های مربوط به متغیرهای کمکی کمبود و کاستی و نامنفی‌ها

شکل عمومی مدل ریاضی بهینه‌سازی به کار گرفته شده در این مثال یک مدل تک هدفه با متغیرهای خطی پیوسته است. حل مسائل بهینه‌سازی همچون مثال بالا می‌تواند به کمک برنامه‌نویسی در محیط Lingo به صورت کلاسیک و یا فازی (خطی یا غیرخطی) صورت پذیرد. توابع هدف این مثال بر اساس روش سادک (Simplex) که در حل مسایل بهینه‌سازی خطی مقید کاربرد دارد، حل و نتیجه در جدول ۳-۳ ارائه شد.

*جدول۳-۳: تخصیص بهینه منابع سیستم آبخیز گرمابدشت با بهره‌گیری از مدل ریاضی بهینه‌سازی تک هدفه**

مشخصه‌ها		میزان مورد انتظار	میزان به دست آمده	میزان انحراف از مبنا (٪)
درآمد		۱۰۸×۱۰^{۶}	۱۱۲۹۱۴×۱۰^{۳}	۱۰۵
هزینه		۹۰×۱۰^{۶}	۹۰×۱۰^{۶}	۱۰۰
تولید	جنگل	۸۰۰۰	۳۱۳/۲	۴
	چراگاه	۵۰۰۰	۵۰۰۰	۱۰۰
	پارک	۱۰۰۰۰	۸۳۲۰	۸۳
رسوب		۲۱۷۹۳	۱۹۵۴۴	۹۰
کاربری زمین		۱۹۵۳۵	۱۶۲۰۷	۸۳
منابع آب		۱۵×۱۰^{۶}	۱۵×۱۰^{۶}	۱۰۰
اشتغال		۲۵۰۰	۲۵۰۰	۱۰۰
کاربری جنگل		۲۲۲۵	۸۷	۴
کاربری چراگاه		۲۸۶۰	۵۰۰۰	۱۷۵
کاربری پارک		۱۰۰۰	۴۱۶	۴۲
کاربری منطقه حفاظت شده		۱۰۴۲۵	۱۰۷۰۴	۱۰۳

*بر پایه تأمین هدف‌های زیست‌محیطی، اقتصادی، اجتماعی و فنی

نتایج تخصیص بهینه‌سازی خطی منابع سیستم آبخیز گرمابدشت، با بهره‌گیری از مدل بهینه‌سازی تک هدفه بر پایه هدف‌های مدیریتی و فنی ارائه شده، در جدول ۳-۳ نشان داده شده است. بررسی نتایج حاکی از آن است که در روش برنامه‌ریزی خطی همه هدف‌های طرح شامل بیشینه‌سازی درآمد بهره‌برداران با توجه به محدودیت سرمایه در اختیار و دیگر هدف‌های زیست محیطی، اجتماعی و اقتصادی تامین شده است. به‌طوری‌که ضمن تامین معیار تخفیف سیلاب در کنار حفظ حداقل آبدهی رودخانه ناشی از جریان دینامیک آبخانه(مدیریت خشکسالی)، کاهش ۱۰ درصدی رسوب از

آستانه مجاز و افزایش ۵ درصدی درآمد بهره‌برداران از کمینه سطح مطلوب به دست آمد. باید توجه نمود که برنامه ارائه شده در این پژوهش مختص به شرایط موجود و هدف‌های فرضی ارائه شده است. لذا در صورتی‌که تخصیص کاربری‌های موجود به کاربری‌های بهینه شده امکان‌پذیر نباشد به جز برنامه یاد شده برای مدیر آبخیز دو راه دیگر نیز وجود خواهد داشت. اول آنکه با کاهش توقع و انتظار مدیر، مقادیر ضرایب قیود مدل تا حد دلخواه تغییر یا حذف شود. دوم با افزایش سرمایه اولیه برای بررسی شاخص‌های بحرانی منطقه به واسطه تجزیه و تحلیل سیستم آبخیز گرمابدشت گلستان، ضریب‌های مدل بهینه‌سازی، به‌صورت واقعی در جهت میزان معیار مطلوب تغییر یابد. تنها در این صورت مدیریت یکپارچه منابع طبیعی در سطح معتبر اجرا خواهد شد. علاوه بر این ممکن است با مشورت سایر دیسیپلین‌ها تصمیم مناسب گرفته شود(بند آمایش). با توجه به مثال بالا نقش و کاربرد مدلهای بهینه‌سازی و شبیه‌سازی در مدیریت یک سیستم آبی در حوزه آبخیز مشخص می‌شود. لذا توصیه می‌شود ارزیابی طرح‌های منابع آبی و آبخیزداری نیز در غالب درک رفتار تلفیقی سیستم انجام گردد. علاوه بر مثال مدیریت سیستمی منابع طبیعی که در بالا به آن اشاره شد باید توجه نمود نقش شبیه‌سازی هیدرولوژیکی در سایر زیرسیستم‌های پیکره‌های آبی همچون اکوسیستم‌های مرتع، جنگل، تالاب و مدیریت رواناب تالاب‌ها بویژه در جریان‌های کم و خشکسالی بسیار حائز اهمیت است. بخشی از هیدرولوژی زیر سیستم‌های مذکور در بندهای ابتدایی فصل حاضر در خصوص تاثیر تاج پوشش گیاهی در تولید رواناب بحث شد. مثال دیگر در این زمینه ممکن است به انحراف بخشی از جریان رودخانه جهت تامین آب سیستم‌های خنک کننده در حوضه باشد. در این زمینه معیارهای طراحی سیستم‌های خنک کننده و مقدار نیاز مصرفی جهت انحراف جریان از مطالعه پارامترهای هواشناسی و هیدرولوژیکی رودخانه قابل برآورد است. لذا جهت مطالعه هر یک از زیرسیستم‌ها می‌بایست مولفه مورد نظر که ممکن است ذوب برف، نیاز سیستم خنک کننده، تاثیر پوشش گیاهی پیشنهادی روی رسوب و جریان‌های حد و ..... باشد را شبیه‌سازی و ضرایب مدل برنامه‌ریزی جهت بهینه‌سازی تابع هدف مشخص گردد. پس از آن امکان محاسبه و اخذ تصمیم بهینه فنی فراهم می‌شود. بدیهی است که نمی‌توان تمامی مسائل اجتماعی و حتی زیست محیطی را وارد توابع مدل نمود. بنابراین تصمیم نهایی ممکن است بر اساس نظر یک تیم کارشناسی از دیسیپلین‌های مختلف در کنار نتایج مدل اخذ شود. با توجه به مطالب مذکور اگر پروژه‌های اجرایی به دو دسته پروژه‌های تک منظوره و چند منظوره تقسیم شود مشخص می‌شود حتی در مطالعات ساده و تک منظوره نیز در نظر نگرفتن ملاحظات اقتصادی یا اجتماعی ممکن است منجر به شکست طرح حتی در یک سطح فنی بالا شود. این مسئله در مطالعات چند منظوره همچون مطالعات یکپارچه سیستمی که می‌بایست تمامی اجزا سیستم حوضه همچون کم آبی، سیل، رسوب، آلودگی، انسان و محیط در کنار یکدیگر مدیریت بهینه شوند پیچیده‌تر و حساس‌تر خواهد شد. علاوه براین اغلب تعداد سناریوهای مورد نظر ممکن است بیش از ۱۰۰۰ ترکیب باشد که تنها با مدل‌های بهینه‌سازی امکان بررسی تمامی آنها وجود دارد.

آبخیزداری شهری (Urban watershed management) نیز به عنوان یکی از زیر شاخه‌های مهم آبخیزداری روستایی در حال توسعه است. دراین خصوص بر اساس تعریف سیستمی آبخیزداری توسط دلیری و همکاران،(۱۳۸۷) آبخیزداری شهری نیز توسط ایشان با همان تعریف سیستمی و در ۳ کلاس متفاوت زیر تقسیم شده است:

۱- آبخیزداری درون شهری که شامل مدیریت مخاطرات حاصل از آب و بحران با توجه به مولفه‌های مرتبط در داخل شهر

است و اساساً به جنبه‌های بیرونی سیستم توجه نمی کند. در این حالت سیستم داخلی شهر تحت تاثیر مرزهای بیرونی سیستم شهر نیست و یا به صورت کنترلی و نامحسوس متاثر است. مسائل داخل سیستم شهر نیز از این دیدگاه، عمدتاً شامل مسائل مربوط به حیوانات و جانوران شهری، بالاآمدن سطح سفره آب زیرزمینی و آلودگی آن، کنترل و مدیریت یکپارچه سیلاب شهری از حیث آلودگی و رسوب، طغیان رودخانه‌های طبیعی داخل شهر، کمبود آب (Water Shortage)، خشکسالی(Drought) و از این موارد است. به عنوان نمونه در آبخیزداری سیلاب شهری می‌توان مفاهیم استحصال آب (Water harvesting) را به کاربرد(فصل خشکسالی). با این تفاوت که به جای سطح دامنه، سطح پشت بام‌ها را به عنوان سطح جمع‌آوری رواناب در نظر گرفت و این آب را در مخازنی جهت تامین آب شهری نیز استفاده نمود.

۲- آبخیزداری حوضه‌های شهری که در مثال بالا به اصول آن پرداخته شده است. بدیهی است که تخفیف و تنظیم ورودی‌های سیستم شهری در صورتی که از ابتدا در حوضه‌های شهری مشرف انجام گردد سهم قابل توجهی در کاهش هزینه‌های اجرایی داخل شهر و پایداری سیستم در مقادیر حد سیل خواهد داشت. لذا اصول مهندسی سیستم‌ها در آبریز سدها، حوضه‌های مشرف شهری و آبخیزهای روستایی مشابه است. در این خصوص کاهش هزینه‌های افزایش ارتفاع دایک و یا تصفیه آب و افزایش سلامت محیط زیست شریان طبیعی شهر را می‌توان برشمرد. همچنین مسائلی همچون مخاطرات حاصل از تسونامی نیز در شهرهای ساحلی ممکن است در این گروه از منظر کنترل سیل قرار گیرد.

۳-آبخیزداری درون شهری و حوضه‌های شهری توام.

درصورتیکه در یک سیستم آبخیز هدف بررسی و کنترل یک مولفه بدون توجه به ارتباط متقابل اجزای دیگر اکوسیستم باشد ممکن است فرد آبخیزدار در مراحل و فرایند برنامه‌ریزی و مدیریت با مسائل پیچیده سیستم درگیر نشود. اما اگر او بخواهد حتی در یک سیستم ساده مقدار سیلاب یا رسوب لحظه‌ای خروجی حوضه را با توجه به مسائل اجتماعی و زیست محیطی در کنار محدودیت بودجه و کاربری‌های مختلف زمین را به صورت یکپارچه، کنترل، بررسی و مدیریت نماید قطعاً در روش‌های سنتی دچار سردرگمی خواهد شد. در این راستا استفاده از روش‌های برنامه‌ریزی همچون مدل‌های برنامه‌ریزی خطیLP و برنامه‌ریزی هدفGP برای تخصیص بهینه منابع طبیعی و مدیریت یکپارچه سیستم به منظور بهره‌برداری بهینه هم‌زمان با کنترل و بررسی پارامترهای مختلف حوضه در جهت استفاده منطقی و اصولی منابع بالا دست حوضه به نحوی که برای سیستم پایین دست(ممکن است شهر، مخزن سد، بخانه و یا شهرک صنعتی و ..) مسئله‌ای نداشته باشد ضروری و ناگزیر خواهد بود.

امروزه مفاهیم نگرش‌های مذکور توسط سایر اساتید معاصر علم هیدرولوژی و آبخیزداری نیز مورد تایید است. به عنوان نمونه آقای Brooks, etal پرفسور هیدرولوژی در دانشکده منابع طبیعی دانشگاه Minnesota و همکاران ایشان با تخصص آبخیزداری در دانشگاه Arizona در کتاب خود (۱۹۹۱ و ۲۰۰۳) ارتباط علم هیدرولوژی و آبخیزداری را به صورت زیر تعریف کرده اند:

-هیدرولوژی علم مطالعه منشاء، چرخش، توزیع و خصوصیات آب‌های زمین و همچنین بررسی اثرات مدیریت زمین و گیاهان روی خصوصیات کمی-کیفی، فرسایش و رسوبات آب است.

-آبخیزداری یا مدیریت آبخیز شامل مجموعه فرایندهای سازماندهی و هدایت کلیه منابع مورد استفاده حوضه (آب،

زمین و..) به نحوی است که ضمن تولید کالاها و تامین مایحتاج، اثرات منفی به منابع آب و خاک حوضه وارد نشود. لذا در آبخیزداری تشخیص روابط درونی بین کاربری اراضی، خاک و آب و همچنین بهم پیوستگی مناطق سراب و پایاب نهفته است. همچنین بر اساس این تعریف وظایف و ابزار آبخیزداری شامل تغییر در کاربری اراضی، گیاهان و دیگر عملیات سازه‌ای و غیرسازه‌ای به نحوی که اهداف آبخیزداری را تامین کند، است.

علاوه بر این آقای Brooks و همکاران ایشان، دلیری در پایان‌نامه خود(۱۳۸۵) و بسیاری از محققان دیگر به دفعات به اهمیت نقش آبخیزداری در تخفیف (و نه حل مستقیم) بسیاری از مسائل منابع طبیعی اشاره کرده‌اند. به عنوان نمونه اگر مسئله ما کمبود و تامین آب و سیلاب باشد راه حل ممکن است احداث سد، یا انتقال آب و دایک باشد. در این شرایط عملیات کاهش رسوبات ورودی به محازن سد و رودخانه با عملیات آبخیزداری می‌تواند باعث افزایش عمر مفید سد، افزایش آب پایه، کاهش هزینه‌های تصفیه و لایه‌بندی مخزن، کاهش ابعاد سرریز به دلیل کاهش سیل با رسوب کمتر و... شود. اگر تامین آب منطقه با کاهش تبخیر بهبود یابد می‌توان با انجام مطالعه مناسب، گیاهان با ریشه کم عمق و با تبخیر کمتر را جایگزین نمود. اگر تامین آب با باروری ابرها امکان‌پذیر باشد می‌بایست با عملیات آبخیزداری به کنترل فرسایش و تغذیه سفره‌ها نیز توجه نمود. اگر تامین آب با پمپاژ از آبخانه محتمل است می‌بایست با تغذیه سفره‌ها شرایط را مهیا و همچنین نگهداری و توسعه نمود. اگر تولید برق با سوخت چوب مورد نظر است، اگر امنیت غذایی، مدیریت آلودگی و... مورد توجه است هریک با توجه به شرایط منطقه ممکن است چندین راه حل مستقیم داشته باشند اما همیشه چندین راه حل جانبی همچون آبخیزداری جهت بهینه کردن اقتصادی و افزایش کارایی سیستم نیز وجود دارد(Hydrology and the management of watersheds, Kenneth N. Brooks, etal,2003).

۳-۶-۲-مدل بهینه مخازن سد(Systems analysis)

وقتی هدف صرفاً کاهش یک مولفه همچون سیل باشد مدیریت سیستمی ممکن است بر اساس تلفیق معیارهای فنی، اقتصادی-اجتماعی همان‌طور که در بند پیش تشریح شد در نظر گرفته شود. در یک سیستم پیچیده وقتی که مدیریت شامل کنترل یا تخفیف تمامی مولفه‌های رواناب همچون تبخیر، باد، کم آبی، رسوب، سیل، جریان دینامیک آبخانه، اشتغال، دامداری، تفرج، تامین آب و محدودیت سرمایه موجود در یک زمان مشخص باشد می‌بایست ضمن شبیه‌سازی رفتار سیستم در شرایط مشخص حال و آینده، مناسب‌ترین عملکرد سیستم با توجه به وضع موجود و سناریوهای مختلف مدیریت، ارزیابی(شبیه‌سازی) و بهینه‌سازی شود. این مفهوم مدیریت سیستمی ممکن است صرفاً برای یک مخزن سد، چند مخزن سری یا موازی، بازه یک پروژه مهندسی رودخانه و یا یک حوزه آبریز با تمامی مولفه‌های موجود در آن باشد. تئوری آنالیز سیستم در بهره‌برداری مخازن در حدود ۳۰ سال است که در دنیا به تدریج عملیاتی شده است(فصل خشکسالی). مثال ارائه شده در طراحی مدل بهینه آبخیزداری عیناً قابل تعمیم در طراحی بهینه احجام و ارتفاع مخازن جهت بهره‌برداری است(دلیری، ۱۳۸۵).

۳-٦-۳-مشارکت مردمی(PRA)، آموزش و آگاهی مردم

طیف وسیعی از مسائل بویژه مشارکت مردمی در این گروه مطرح می‌شود که در کتاب حاضر سعی شد تا هر مورد خاص در بند مربوطه به صورت مجزا اشاره شود. به عنوان نمونه موفقیت عمده سیستم‌های هشدار سیل وابسته به مشارکت مردمی، خبررسانی و آموزش صحیح مردم متاثر خواهد بود. همچنین آگاهی مردم نسبت به مناطق سیلخیز با نصب علائم هشدار دهنده، چاپ و نشر پوستر، تهیه فیلم و برگزاری نمایشگاه و یا مشارکت و همراهی سازماندهی شده مردم بویژه در حین وقوع حادثه نقش عمده‌ای در کاهش خسارات و تلفات خواهد داشت. این مسئله در مفاهیم سیل ستیزی (مقابله با سیل در زمان وقوع-بند سازه) بیشتر مطرح است. مسئله دیگر که مردم باید از آن آگاهی کافی داشته باشند مربوط به محیط آرامبخش(Sedative) کاذب حاصل از سازه‌ها و پروژه‌های کنترل سیل است. مردم باید آگاه باشند که ممکن است این آسودگی همیشگی و پایدار نباشد و لذا احتمال شکست سازه‌ها و برنامه‌ریزی‌ها، جمع شدن تنه درختان در دهنه یک پل و افزایش تراز به بیش از سطح معمول، رخداد سیلاب بزرگ‌تر از سیلاب طرح و از این قبیل همیشه محتمل است. حتی شکست سازه‌ها در سیلاب‌های کوچک نیز محتمل است زیرا ممکن است به دلایل اقتصادی یا سختی کار، نگهداری سازه‌ها به درستی صورت نگیرد. در چنین شرایطی اگر مردم آموزش دیده باشند و اعتماد(Faith) آن‌ها به پروژه‌های کنترل سیل ۱۰۰ درصد نباشد(پذیرفتن عدم ایمنی کامل در برابر سیل) قطعاً میزان تلفات کمتر خواهد بود. تحت چنین شرایطی مسئولیت یک مهندس بسیار بیشتر می‌شود زیرا نباید توضیحات وی باعث کاهش احساس امنیت نیز بشود در چنین شرایطی نقش متخصصان علوم اجتماعی و روانشناسی از اهمیت بیشتری برخوردار است. البته امروزه یکی از ابزارهای مدرن جهت بررسی و پیش‌بینی چگونگی عملکرد یا احتمال شکست سازه‌ها استفاده از سیستم‌های هشدار سیل است هرچند در این خصوص عدم قطعیت‌های فراوانی وجود دارد. مسئله مهم دیگر مهاجرت قشر فقیر جامعه روستایی به شهرها و سکونت در دشت‌های سیلابی است. عمده اقتصاد این گروه، کشاورزی در مناطق سیلخیز است. در این وضعیت که امنیت معیشتی مترادف امنیت غذایی است می‌بایست مدیریت سیلاب دشت‌های سیلابی در برنامه‌ریزی دولتمردان و مسئولین مورد توجه خاص باشد.

۳-٦-٤- ساماندهی مسیر رودخانه و آبگذرها

توسعه و ساماندهی مسیر رودخانه، آبگذر و لوله‌ها(Closed Conduits) با روش‌های غیرسازه‌ای مانند کاهش یا افزایش ضریب زبری و پاکسازی سیستم انتقال (River Cleaning) پس از هر واقعه سیل مهم جهت افزایش سرعت سیل و ظرفیت آبگذری قابل توجه است. کاهش زبری باعث کاهش نفوذ آب نیز می شود. کاهش زبری با حذف سنگ های بزرگ و درختان، بتونی کردن مسیر و پاکسازی مسیر امکان پذیر می گردد. افزایش زبری باعث کندی سرعت و افزایش ارتفاع آب می گردد. این کار ممکن است در بالادست شهرها و جایی که امکان پخش سیل فراهم باشد مفید واقع شود. باید توجه نمود اگر کف بستر متحرک (Mobile) است بهتر است آن را بتونی نکرد زیرا ممکن است باعث افزایش سیل گردد.

به طورکلی ابعاد مجرای طبیعی رودخانه‌ها با شدت رواناب آبخیز سراب آن متناسب است اما عموماً شدت جریان مقطع پر رودخانه‌ها حدود نصف تا یک چهارم جریان حداکثر حوضه است لذا همیشه احتمال سیلابی شدن دشت سیلابی

وجود دارد. یک رودخانه با مقطع غیر منشوری مانند شکل زیر ممکن است از چندین مجرای فرعی اطراف مجرای اصلی تشکیل شده باشد که در این حالت مقطع مرکب را تشکیل می‌دهند. شکل این مقطع در رودخانه‌های طبیعی به یکی از نزدیک‌ترین اشکال هندسی جهت محاسبات هیدرولیکی تقریب زده می‌شود. مقاطع فرعی یا جانبی شامل دشت‌های سیلابی بوده که در صورت ایجاد دبی‌های بیشتر از ظرفیت کانال اصلی در معرض سیلاب قرار می‌گیرند. عرض و خصوصیات مقاطع جانبی ممکن است متفاوت باشد. همچنین مقاطع جانبی معمولاً ضریب زبری بیشتری نسبت به مجرای اصلی دارند. لذا در محاسبات هیدرولیکی دبی و تعیین ظرفیت آبگذری، جهت شبیه‌سازی اثر عملیات ساماندهی رودخانه و غیره می‌بایست معادله مورد نظر مثلاً معادله مانینگ در مقاطع همگن هیدرولیکی(عرض و طول بازه) به صورت مجزا محاسبه و سپس مقدار دبی مقطع کل (مقاطع جانبی و اصلی) از حاصل جمع دبی مقاطع محاسبه شود(فصل اول). عمده خسارات سیل رودخانه‌ها ناشی از استفاده نادرست کاربری در سیلابدشت مانند توسعه شهری نابجا، زمین‌های کشاورزی و عدم رعایت حریم رودخانه‌ها به دلیل کمبود زمین مناسب و مدیریت سیلاب است. هر چند برخی از روش‌های این گروه در روش‌های سازه‌ای مهندسی رودخانه قرار دارد اما برخی دیگر از روش‌های مهم و قابل توجه این گروه نیز که عمدتاً هیدرولیکی هستند به عنوان روش‌های غیرسازه‌ای محسوب می‌شوند. به طورکلی هدف اصلی از ساماندهی رودخانه(River training) در روش‌های غیرسازه‌ای افزایش یا حفظ ظرفیت انتقال رودخانه جهت عبور جریان آب بدون ایجاد سیل با دوره بازگشت معین و در زمان مشخص و یا تخفیف سیلاب است. این نگرش باعث شده که در بسیاری از شهرهای دنیا از جمله شهر تهران اغلب مسیل‌های طبیعی سیمانی شده، تا ضریب زبری کاهش یابد. عرض این مسیل‌ها و رودخانه‌ها به دلیل توسعه و تجاوز به حریم رودخانه‌ها بسیار کوچک است. لذا تنها راهکار باقی مانده در چنین شرایطی عموماً ایجاد یک کانال بتونی خود تمیز کن با شیب و زبری مناسب و عمدتاً دیواره‌های عمودی بلند است. اما این مسئله اثرات زیست محیطی خاصی دارد که مهم‌ترین آن قطع ارتباط بین رودخانه‌های طبیعی و آبخانه است. مسئله توسعه و بهبود یا حفظ شرایط موجود کانال(Channel Improvement) که یکی از روش‌های ساماندهی رودخانه‌هاست محدود به رودخانه‌های طبیعی (حذف جزایر شنی و سنگ ها) و کانال‌های شهری نمی‌شود به طوری که انواع سازه‌های بتونی مصلح (Reinforced-Concrete-Box) و آبگذرها شامل کالورت زیر جاده‌ها، ساختمان‌ها، پارکینگ و فرودگاهها، دهنه و چشمه‌های پل‌ها، جوی‌ها و سیستم‌های زهکشی سطحی و زیرزمینی، فاضلاب و انتقال آب سطحی داخل شهرها و امثال آن نیز مورد نظر است به طوری که اگر ظرفیت سیستم‌های انتقال و زهکشی آب در اثر گرفتگی(Throttle) کاهش یابد برگشت آب باعث غرقابی و سیلابی شدن بالادست آن‌ها می‌شود. در این خصوص جهت کاهش تراز سیل به واسطه افزایش ظرفیت هیدرولیکی رودخانه‌ها ممکن است راهکارهایی از جمله حذف موانع مانند تنه درختان شکسته، سنگهای بزرگ حمل شده توسط سیلاب گذشته، لایروبی ماسه و رسوبات تجمع یافته، مستقیم کردن مسیر با حذف قوس‌های کناری، ایجاد آستر مناسب در نقاط بحرانی، افزایش شعاع هیدرولیکی، افزایش شیب مسیر با حذف پیچ‌ها و کوتاه کردن کانال(Cut off) و سایر روش‌های مشابه که بویژه در اسکله‌سازی و کشتیرانی نیز مورد توجه است استفاده شود. با این وجود می‌بایست توجه نمود اعمال روش‌های فوق موجب افزایش انواع فرسایش رودخانه‌ای در سر قوس‌ها و کف رودخانه نگردد. به طورکلی تاثیر روش‌های مذکور قبل از اعمال در منطقه، توسط یکی از روش‌های هیدرولیکی ۲ یا ۳

بعدی مناسب مانند روش موج سینماتیک، روندیابی دینامیکی و معادله مانینگ(فصل مدل‌سازی سیل) محاسبه و شبیه‌سازی می‌شود. اعمال روش‌های غیرسازه‌ای توسعه و ساماندهی رودخانه یا احداث انواع سازه مهار سیل ممکن است تنها اثرات مثبت محلی داشته باشد و یا باعث افزایش مشکلات در نواحی بالادست یا پایین دست بازه شوند. لذا اثر کلیه عملیات کنترل سیلاب و مهندسی رودخانه می‌بایست در یک پلان کلی از سیستم و در سراسر منطقه مورد توجه باشد. علاوه بر این حذف ماندرها در رودخانه‌های آبرفتی(Alluvial) بدون بکارگیری پوشش‌های سنگچین در کف و قوس‌های حساس ممکن است موفقیت آمیز نباشد لذا استفاده از روش‌های سازه‌ای کم هزینه آبخیزداری مانند ایجاد صندلی ریپ رپ، سنگچین و غیره ممکن است در کنار روش‌های غیرسازه‌ای ساماندهی ناگزیر باشد زیرا احتمال آغاز فرآیند ماندری شدن در اثر فرسایش، زیاد است. با توجه به نتایج شبیه‌سازی جریان برای دبی‌های مختلف در حالت جریان فرضاً دائم، مقدار تغییرات تراز در شرایط قبل و بعد از توسعه کانال توسط هیدرولوگ طرح مشخص می‌شود. در این حالت امکان برآورد کاهش خسارات نیز وجود دارد لذا به کمک نقشه‌های سرمایه گذاری و تکنیک‌های اقتصادی، امکان انتخاب بهترین حالت بهینه توسعه کانال فراهم می‌گردد. همچنین در صورتی که گزینه‌های دیگری(سایر روش‌های موجود) نیز مطرح شده باشد، بهترین گزینه به کمک آنالیزهای اقتصادی انتخاب می‌شود(بند ملاحظات اقتصادی).

جهت جلوگیری از سرریز شدن جریان اصلی کانال به مجرای جانبی، از راه تعمیق و تعریض مجرا می‌بایست ابعاد مناسب طراحی از روش‌های مناسب هیدرولیکی محاسبه شود. به طور تجربی ممکن است افزایش مورد نیاز ابعاد بین دو تا چهار برابر مقدار طبیعی مجرا باشد. در صورتی که لایروبی به صورت منظم انجام شود ممکن است هزینه‌ها تقلیل یابد. هرچند هزینه‌های لایروبی ممکن است به شدت تحت تاثیر رشد علف‌های هرز و گیاهان حاشیه رودخانه بویژه در دوره‌های کم آبی قرار داشته باشد به طوری که باعث افزایش غیر منطقی هزینه‌ها گردد. لذا بررسی و شناخت جریان‌های کم (فصل خشکسالی) و اکوسیستم رودخانه جهت مدیریت بهینه ناگزیر است. معمولاً این روش به تنهایی اقتصادی نیست. لذا بهتر است بخشی از هزینه‌های لایروبی با استفاده از مواد لایروبی در احداث دیواره‌های سیلگیر یا عملیات دیگر کاهش یابد. همچنین استفاده از آشغالگیرها در مسیرهایی که افزایش ارتفاع آب مسئله نداشته باشد قابل توصیه است. جمع آوری چوب و تنه درختان گیرافتاده توسط محلی ها نیز قابل استفاده است.

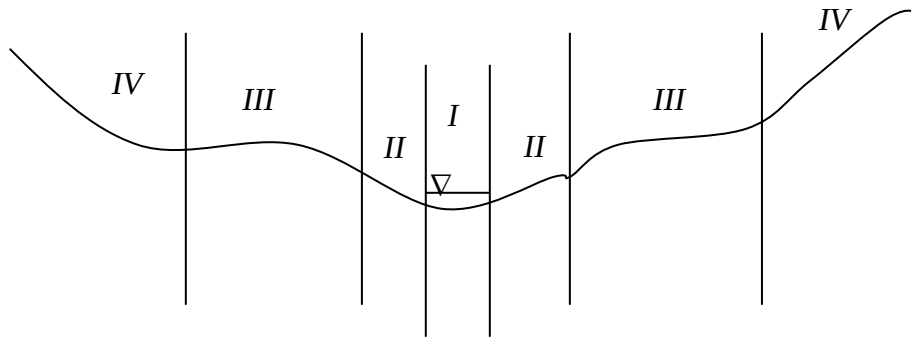
۳-۶-۵- پهنه‌بندی سیلابدشت

مدیریت حاشیه رودخانه‌ها (Flood-Plain management) در نقاط شهری و پرخطر

هدف از پهنه‌بندی(Zoning) سیلابدشت(Flood-Plain)، ممکن است تهیه نقشه‌های خطر سیلاب یا مدیریت توسعه اراضی مجرای جانبی رودخانه‌ها با توجه به معیارهای هیدرولوژیکی جهت کاهش هزینه‌ها و خسارات ناشی از سیلاب باشد. معیارهای هیدرولوژیکی شامل کلیه معیارهای هیدرولیکی، اقتصادی و زیست محیطی است که عدم توجه به آنها اغلب باعث ایجاد خسارات جانی-مالی و زیست محیطی هنگفتی شده است. علاوه بر این، نقشه‌های پهنه‌بندی سیل و تعیین بستر و حریم رودخانه‌ها یکی از الزامات اولیه طرح‌هایی چون سیستم‌های هشدار سیل و بیمه سیل است. حد بستر یک رودخانه ممکن است بر اساس تراز سیل ۲۵ ساله مشخص شود(بر اساس قوانین و استانداردها)، البته همیشه اینطور

نیست لذا به لحاظ فنی می‌بایست بر اساس مطالعات هیدرولوژیکی و کنترل‌های صحرایی، این محدوده را تعیین نمود. حریم رودخانه‌ها نیز بر اساس افزایش یک مقدار تجربی به صورت فاصله افقی به تراز ۲۵ ساله به دست می‌آید که این فاصله برای حریم کمی و کیفی در هر کشوری بر اساس استانداردهای معین تعریف می‌شود. در ایران نیز این استانداردها تعریف و تهیه شده است(نشریه وزارت نیرو، ۳۱۶). نقشه‌های خطر سیلاب نیز که اصول فنی تهیه آنها مشابه نقشه‌های پهنه‌بندی سیل است جهت تعیین مناطق پرخطر، مسیر تخلیه و پناهگاه‌ها، مناطق امن، مناطق سیلگیر در صورت شکست دایک و .... است. بدیهی است که این نقشه‌ها بر اساس سیلاب‌های تاریخی و یا دبی‌های با دوره برگشت معین به واسطه محاسبات هیدرولوژیکی-هیدرولیکی برگشت آب مانند شکل ۳-۳ تهیه می‌شوند.

علامت I حاکی از کانال اصلی رودخانه است. سیلاب در این مکان به صورت مکرر و هر ۲ سال محتمل است. علامت II در واقع موقعیت حریم رودخانه را نشان می‌دهد. علامت III که در دشت سیلابی قرار دارد ممکن است به انواع کاربری مانند جاده‌های درجه ۲، مکان‌های تفریحی و.. تبدیل شود. مرز پهنه یا زون‌های دشت سیلابی بر اساس ترازهای آب متناظر با دبی‌های سیلاب با دوره بازگشت مشخص تعیین می‌شود. به عنوان مثال سیل با دوره برگشت ۲ سال عموماً مقطع پر رودخانه را در کانال اصلی به طور مکرر در طول سال اشغال می‌کند اما سیلاب‌های بالای ۱۰۰ سال قطعاً احتمال وقوع کمتری داشته و لذا اثر آنها در فاصله دورتری از محور رودخانه و در زمان سیل مشخص می‌شود. لذا ایجاد کاربری‌های با حساسیت کمتر مانند فضای سبز یا پارک‌ها با اعمال احتیاط‌های لازم ممکن است نزدیک به رودخانه مجاز باشد اما احداث خانه سالمندان یا یک بیمارستان می‌بایست با فاصله دورتری از مناطق سیلگیر(مثلاً سیل ۵۰۰ ساله) احداث شوند. معیارهای فنی و اقتصادی این تقسیم‌بندی ممکن است در هر کشوری بر اساس تجربه مهندسان آن کشور و شرایط محیطی متفاوت باشد. به طورکلی منطقه‌بندی و ممنوعه کردن زون‌ها باید توجیه اقتصادی داشته باشد. به طوری که تنها وقتی منافع ناشی از توسعه سیلاب دشت بیشتر از سرمایه گذاری اجرای طرح‌های مهار سیلاب باشد، اجرای طرح توسعه سیلاب دشت قابل قبول است(بند آنالیز اقتصاد).



شکل۳-۶: نمایش فرضی پهنه‌بندی سیل در مقطع عرضی یک رودخانه

دشت‌های سیلابی در اثر رسوب‌گذاری متناوب سرریز جریان سیلاب از مجرای اصلی شکل می‌گیرند. بخشی از دشت‌های سیلابی حاشیه رودخانه‌ها عمدتاً هر ۲ تا ۳ سال در معرض سیلاب قرار می‌گیرند. در کشوری مانند امریکا دشت‌های سیلابی حدود ۵ درصد از سطح زمین را به خود اختصاص داده‌اند. این مسئله در تمام دنیا کم و بیش وجود دارد به طوری که حدود یک سوم تا یک چهارم جمعیت دنیا در منطقه سیلاب دشت زندگی می‌کند. همچنین با توجه به این‌که این اراضی عمدتاً مسطح هستند مکان مناسبی برای خطوط راه‌آهن، بزرگراه‌ها، مناطق شهری و کشاورزی محسوب می‌شوند. امتیازات دیگری مانند تامین آب راحت، کشتیرانی، حمل و نقل آبی، تامین غذا، تفریح، ماهی گیری، تجارت و تولید برق نیز به جذابیت این اراضی افزوده است. در این خصوص هرچند عملیات کنترل سازه‌ای سیل در حاشیه رودخانه‌ها از سال‌ها قبل مورد توجه بوده است اما به دلیل سرعت نرخ رشد جمعیت و اشغال این اراضی، بخش عمده‌ای از دشت‌های سیلابی خارج از برنامه‌ریزی‌های مدیریتی سیل، در حال حاضر توسعه یافته که نتیجه آن افزایش دائم سالانه خسارات ناشی از سیل است. این تجربه در کشور امریکا مشاهده شده است به طوری که علی رغم صرف هزینه‌ای بالغ بر ۳۰ هزار میلیون دلار در طی سال‌های ۱۹۱۵ الی ۱۹۷۲ جهت عملیات تخفیف سیل، خسارات ناشی از سیل در همان دوره به طور دائم سالی ۱ هزار میلیون دلار افزایش داشته است. در این خصوص هرچند در امریکا از سال ۱۹۷۲ عملیات تخفیف سیل بیشتر شده است اما نه تنها خسارات ناشی از سیل کمتر نشده بلکه نرخ آن افزایش نیز داشته است. در حال حاضر مدیریت و نظارت خاصی در توسعه دشت‌های سیلابی نقاط مختلف دنیا می‌شود به طوری که سعی بر آن است تا ابتدا حریم رودخانه در دشت‌های سیلابی رعایت شود. با این وجود در بسیاری از موارد، انتقال مردم و تاسیسات کارخانه و غیره توجیه اجتماعی-اقتصادی ندارد لذا تنها گزینه باقی مانده ممکن است حفاظت‌های سازه‌ای با دیواره سیل‌بند یا طراحی سیستم‌های هشدار سیل باشد. عموماً روش‌های پهنه‌بندی به تنهایی موفقیت‌آمیز نبودند. در این خصوص در سال ۱۹۷۰ در امریکا برنامه‌های بیمه سیل توسط FEMA وارد برنامه‌های مدیریتی دشت‌های سیلابی شد. تحت چنین شرایطی علاوه بر این که دولت تمایل بیشتری به برنامه‌ریزی و مدیریت دشت‌های سیلاب از خود نشان می‌دهد دریافت مبلغ بیمه نیز بر اساس ریسک بالاتر زون‌های نزدیک‌تر، رتبه‌بندی شده و عدالت رعایت می‌گردد. لذا بیمه ضمن پرداخت خسارات، خود به عنوان یک ابزار مدیریتی در دشت‌های سیلابی عمل می کند. یکی دیگر از کاربردهای پهنه‌بندی این است که ساختمان‌ها در ترازهای مشخصی با توجه به احتمال وقوع سیل یک زون معین، ساخته شوند به طوری که احتمال سیلگیر شدن و خسارات حداقل شود. بدیهی است در صورت رعایت نکردن این نکات فنی در ساخت، اداره بیمه مسئولیتی قبول نمی‌کند و یا این‌که هزینه دریافت بیمه بیشتر می‌شود. باید توجه نمود که مسئله بیمه باعث افزایش توسعه غیرمنطقی نواحی در معرض سیل(Flood-Prone) سیلاب دشت‌ها نشود لذا زون‌بندی اولیه جهت تعیین کاربری منطقی اراضی با توجه به احتمال وقوع و ریسک سیل توسط آنالیزهای هیدرولوژیکی و هیدرولیکی ضروری است.

جهت تعیین مرزهای پهنه‌بندی سیل و نقشه‌های خطر سیلاب نیاز به اطلاعات نقشه‌برداری با مقیاس‌های ۱:۲۰۰۰ یا ۱:۵۰۰۰ با توجه به عوارض و دقت، مورد نیاز است. پس از تعیین دبی‌های سیل با احتمال وقوع اقتصادی مختلف (بند اقتصاد) و روندیابی موج در بازه‌های مورد نظر می‌بایست سایر خصوصیات سیل مانند سرعت، تراز سیل و پروفیل سطح آب در موقعیت‌های خاص مشخص شود(فصل۲). بدیهی است ارتفاع سیل در شیب کم‌تر به دلیل کاهش سرعت جریان،

افزایش می‌یابد. لذا عمق آب در زون‌های مختلف متفاوت است. البته فقط شیب روی خصوصیات سیل اثر ندارد به طوری که سایر عوامل مانند زبری، شعاع هیدرولیکی، انرژی مخصوص و... نیز موثر هستند. روش‌های اصلی آنالیز پروفیل سطح آب رودخانه‌های طبیعی شامل روش‌های زیر هستند:

-روش گام استاندارد(Standard step): در صورت وجود اطلاعات از سایر روش‌ها معمولاً بهتر است.

- منحنی‌های هندسی(Curves of geometric elements): اگر شرایط اولیه تراز ثابت بوده و هدف آنالیز تاثیر دبی‌های مختلف بر تراز رودخانه است این تکنیک که ممکن است بر اساس سایر روش‌ها آنالیز شده باشد باعث صرفه‌جویی در زمان محاسبات می‌شود.

دیاگرام لیچ(Leach diagram): اگر هدف ارزیابی اثر تغییر شرایط اولیه تراز با یک دبی ثابت روی پروفیل سطح آب است این روش مناسب‌تر است. این روش نیز ممکن است بسته به شرایط از روش‌های مختلف محاسبه شود.

-روش اذرا (Ezra method): دقت این روش اغلب مشابه روش گام استاندارد است. اگر هدف ارزیابی ترکیبی از شرایط اولیه تراز با دبی‌های مختلف روی تراز رودخانه است، این روش توصیه می‌گردد.

-روش تراز-افت-دبی(Stage-fall-discharge): این روش که ممکن است در طراحی اولیه سیستم‌های پیش‌بینی سیل ساده نیز استفاده شود از اثر ارتفاع معادل سرعت صرف نظر شده است و تنها به تغییر سطح آب توجه شده است لذا اغلب دقت کمتری نسب به روش گام استاندارد و اذرا دارد. اما هزینه و زمان محاسبه آن کمتر بوده و لذا برای شرایط خاصی ممکن است مناسب‌تر نیز باشد. به طورکلی این روش وقتی مناسب است که تغییرات مربوط به سرعت جنبشی بین مقاطع ناچیز بوده و یا سرعت جریان زیر حد بحرانی و در جهت جریان کاهش می‌یابد.

-حل عددی معادلات سنت-ونانت: این روش‌ها اغلب مناسب طراحی سیستم‌های پیشرفته پیش‌بینی و هشدار سیل هستند که در فصل ۲ به تفصیل ارائه شد.

اغلب روش‌های فوق در شرایط جریان متغیر تدریجی صادق هستند. لذا وقتی شرایط جریان سریع (وجود سرریز، پل، اپی) و یا متغیر مکانی (جریان محلی و شاخه‌های فرعی جریان و یا نفوذ رواناب به زیرزمین یا برعکس) و غیردائم حاکم باشد می‌بایست تکنیک و اصلاح مناسب نیز صورت پذیرد. به طورکلی هریک از روش‌های آنالیز مزایا و معایب خود را داشته که می‌بایست با توجه به دقت مورد نیاز، مسائل اقتصادی، آمار موجود و هدف طرح انتخاب گردند. با این وجود یکی از پرکاربردترین روش‌های پهنه‌بندی، روش گام به گام استاندارد است که امکان ترسیم پروفیل سطح آب در شرایط مختلف برای مقاطع ساده و مرکب کانال‌های طبیعی فراهم می‌شود. سایر روش‌ها و روابط نیز با توجه به وضعیت عمق واقعی y (از روی معادله دینامیکی پروفیل سطح آب مربوطه)، عمق نرمال y_n و بحرانی y_c (State) و نوع خاص جریان (Type) مانند جریان یکنواخت یا متغیر سریع و تدریجی و مکانی جهت پهنه‌بندی و ترازیابی پروفیل سطح جریان‌های حد پایین (انتقال آب) و بالا (سیل) کاربرد دارد. علاوه بر این باید به موانع طبیعی (تقاطع رودخانه‌ها) و مصنوعی انسان ساخت و تاثیر آن در پروفیل سطح آب توجه گردد. این موانع همچون پل باید علاوه بر استحکام فنی و باربری لازم، ظرفیت عبور سیل مناسب را نیز تحت ریسک و عدم قطعیت معین داشته باشند. برخی از این موانع مانند

کالورت یا پل‌های کوچک با یک دهنه عبور (Constrictions) ایجاد تنگ شدگی (Contraction) در عرض رودخانه می‌کنند و برخی با بیش از یک چشمه (Obstructions) باعث کاهش گشادگی (Expansion) طبیعی مسیر می‌گردند. رفتار این سازه‌ها در شرایط زیربحرانی و فوق بحرانی متفاوت است. به طوری که اغلب در شرایط زیربحران با تشکیل پروفیل**M1** باعث تشکیل منحنی برگشت آب و یا در شرایط فوق بحرانی باعث تشکیل پرش هیدرولیکی و پروفیل **S1** و تلفات انرژی موضعی می‌گردند. لذا جهت کنترل سیلاب مسیرهای بحرانی می‌بایست اثر سازه‌های مذکور روی جریان و تراز متناظر آن بررسی شده و در صورت نیاز تمهیدات لازم جهت تغییر مشخصات سازه و یا سایر روش‌های مدیریتی سیل صورت پذیرد. مطالعه رفتار تراز سیل تحت شرایط جریان دائم-سریع در سازه‌های مذکور اغلب بر اساس روابط و منحنی‌های آزمایشگاهی و تجربی با عدم قطعیت‌های موجود قابل بررسی است. با این وجود اغلب روابط به کمک ضرائب تجربی مانند ضریب ادی، ضریب تنگ شدگی، ضرائب هندسه سازه، ضریب عدد فرود، ضریب استغراق و غیره بهبود می‌یابند. در این خصوص استفاده از مدل **HDS-1** در پایه پل‌ها، مدل WSPRO، مدل‌های خانواده مرکز مهندسی هیدرولوژی مانند HEC-RAS (River Analysis System) بویژه وقتی در بازه‌های طویل، سازه‌های مختلف مهار سیل مانند انواع خاکریز، سیل‌بند و پل وجود دارند ناگزیر است. می‌بایست توجه نمود که اساس هریک از مدل‌های فوق متفاوت بوده به طوری که برخی بر اساس معادلات پیوستگی، مومنتوم، انرژی و یا با ضرائب مختص شرایط خاص کدنویسی شده‌اند. این موضوع اهمیت درک معادلات به کاررفته در مدل را دوچندان می‌کند. در غیراین صورت ممکن است نتایج غیرواقعی منجر به طراحی سازه و زون‌بندی غلط گردد. علاوه براین، مدل‌های هیدرولیکی (در هیدرولوژی به نام مدل‌های توزیعی معروف هستند) که قادر به محاسبه سرعت و عمق سیل و لذا روندیابی و پهنه‌بندی توام در مناطق شهری و روستایی به صورت غیردائم هستند، در فصول ۱ و ۲ مفصل ذکر شده‌اند. جهت مطالعه بیشتر دو کتاب هیدرولیک چو و هندرسون و همچنین هیدرولیک Sturm, **2001** که روی سیلاب رودخانه‌های حوضه‌های منابع طبیعی تمرکز دارد توصیه می‌شود.

۳-٦-٦- بیمه سیل

بیمه سیل(Flood Insurance) خسارات سیلاب را در زمان و مکان توزیع می‌کند. در واقع بیمه ابزاری برای کنترل بهره برداری از دشت های سیلابی بوده و شرکت ذیربط موظف به رسیدگی و جبران خسارات سیل است. در این خصوص با توجه به فرآیند سرمایه گذاری در بیمه، هزینه‌های حاصل از سیل به یکی از دو صورت زیر ممکن است تامین شود:۱- سرمایه گذاری توسط افرادی که در معرض خطر سیل هستند. در این حالت ممکن است به گروههای مختلف با توجه به شدت ریسک یا خطرپذیری، وزن بیشتری از نظر پرداخت حق بیمه به عنوان درصدی از سرمایه اختصاص یابد. مثلاً مکان های در معرض سیل با دوره بازگشت های بالاتر خسارت کمتری پرداخت می کنند زیرا دور تر از رودخانه هستند. ۲- بخشی از هزینه‌ها توسط افراد در معرض خطر سیل و بخشی توسط افرادی که هیچگاه در معرض خطر مستقیم سیل نیستند باتوجه به وزن بیشتر برای افرادی که نزدیک تر به حریم بستر هستند سرمایه گذاری شود. با این وجود بیمه سیل در اراضی سیلگیر در حال توسعه توصیه نمی‌شود زیرا باعث تشویق ساخت و ساز و استفاده غیر منطقی از سیلابدشت می

شود. به طور کلی نقشه‌های زون‌بندی خطر سیلاب و نقشه‌های سرمایه گذاری یا خسارت، امکان محاسبه منطقی میزان پرداخت حق بیمه و نوع کاربری متناسب با خطر سیل را فراهم می‌کند. در این میان می بایست به سطح سواد فرد و نوع کاربری ایجاد شده نیز توجه نمود(محاسبه بیمه سیل-بند مدیریت بحران).

۳-۶-۷- آمایش و مدیریت سرزمین

یک کارشناس گیاه شناس می‌تواند گیاه مناسب را برای منطقه‌ای معین توصیه کند. تیم کارشناسی هیدرولوژی و سازه نیز به همین صورت اما آمایش بهینه چطور تعیین شود؟ آمایش بهینه در واقع به ما می‌گوید بهترین شکل و ترکیب قرارگیری کاربری‌ها چگونه باشد. خروجی آمایش بهینه فراتر از تهیه یک نقشه کاربری اراضی فعلی از روی تصاویر ماهواره است. در واقع در آمایش بهینه سرزمین، مشخص می‌شود که در **n** سال آینده، کاربری حوضه می‌بایست چگونه تغییر کند و به کجا برسد تا جوابگوی مسائل اقتصادی، فنی و پویایی سیستم درچارچوب توسعه پایدار باشد. جواب این سوال با ذکر یک مثال در بند مدیریت سیستمی پیشتر داده شده است. لذا مدل بهینه آبخیزداری جواب این سوال و تعیین کننده آمایش بهینه سرزمین یا کاربری اراضی دینامیک حوضه خواهد بود. اما آمایش استاتیک و تعیین کاربری اراضی فعلی و پیشنهادی حوضه همچنان می بایست توسط تیم ترکیبی دیسیپلین‌های مختلف شهرسازی، اکولوژیست، گیاه شناس و غیره تهیه و در اختیار متخصص آبخیزداری(متخصص آنالیز سیستم-سنتز و تلفیق گر یا مدیر حوضه) جهت تعیین بهترین شرایط و موقعیت کاربری‌های مختلف بهینه نسبت به یکدیگر قرار بگیرد. فرد آبخیزدار می‌بایست به کمک نتایج مدل‌های شبیه‌سازی، ضرایب مدل بهینه آبخیزداری را تعیین و کاربری بهینه را توسط برنامه‌نویسی ارائه نماید. سپس با توجه به مسائل واقعی، تصمیم و برنامه‌ریزی جهت چگونگی تغییر کاربری فعلی را به کمک سایر تخصص‌ها پیشنهاد و تایید نماید. منظور از تایید، بازخورد نظر سایر کارشناسان و مدل‌سازی مجدد نظرات بازگشتی جهت کنترل نهایی پاسخ سیستم است. همچنین به لحاظ منطقی بهتر است تابع هدف مدل با قیدهای چندگانه ارائه شود تا شرایط تمام مولفه‌های حوضه مانند سیل، تغذیه سفره، کنترل رسوب، و ... در محدوده مناسب کاربری‌های انتخابی بررسی شود. کاهش رواناب به وسیله آمایش و مدیریت سرزمین (Land Management) به کمک بسیاری از روش‌های غیرسازه‌ای حفاظت از آب و خاک (Water and Soil conservation) و پوشش گیاهی (Vegetation) به صورت مجزا در این گروه قرار دارند. این روش‌ها عمدتاً توسط کارشناسان حفاظت آب و خاک، گیاه شناسان و مرتعداری مورد توجه است. همچنین شبیه‌سازی تاثیر پوشش گیاهی، ایجاد عملیات افزایش نفوذ خاک و امثال آن روی سرعت و نفوذ آب(ذخیره آب زیرزمینی) به واسطه روش‌های مهندسی زمان تمرکز و مدل‌سازی هیدرولوژی در این گروه ارزیابی می‌شود. روش‌های مهندسی زمان تمرکز از نظر مولف به دو گروه زمان تمرکز سیل و زمان بحرانی ذخیره سیستم تقسیم می‌شود که در ادامه روش‌های محاسبه هریک ارائه می‌گردد. در واقع این روش‌ها ممکن است بخشی از ورودی مدل بهینه آبخیزداری باشند که در هر منطقه با توجه به اهداف و شرایط ممکن است از روش‌های مختلف استفاده گردد.

یکی از مسائل مورد توجه در مدیریت سرزمین بویژه در روش‌های سنتی، توجه به تاثیر پوشش گیاهی روی خصوصیات سیلاب است. در این خصوص مطالعات نتایج متفاوتی را نشان داده‌اند به طوری که برخی از منابع تاثیر پوشش گیاهی را تنها برای رگبارهای کم اهمیت و حوضه‌های کوچک قابل توجه گزارش کرده‌اند و برخی حتی حذف پوشش گیاهی را

در برخی از نقاط حوضه عامل کاهش سیلاب گزارش کرده‌اند. به طور کلی وجود ساختمان‌ها در حوضه‌های شهری و پوشش گیاهی باعث افزایش گیرش می‌شود. به طوری که ثابت شده مقدار ذخیره ثابت برگاب گیاهی که به میزان ثابت در طی سیلاب تلف می‌شود حدود ۰,۲۵ تا ۱,۲۵ میلیمتر است. این مقدار ثابت به علاوه مقدار تبخیر از روی گیاه در طی بارندگی، معادل تلفات برگاب می‌شود. یکی از روابط تجربی برآورد تلفات برگاب گیاهی برای هر رگبار P به صورت $I_L = a + bP^n$ توسط هرتون (۱۹۱۹) نوشته شده است. ضرایب رابطه می‌تواند بر اساس جداول تجربی مانند جدول هورتن و یا از روش‌های آزمایش میدانی تعیین گردد. شکل دیگر رابطه به صورت $I_L = cp^m$ توسط کیلبر (۱۹۹۶) و آرون (۱۹۹۲) بر حسب اینچ نوشته شده است. p کل بارش بر حسب اینچ و سایر پارامترها تجربی بوده که برای برخی از گیاهان از اطلاعات میدانی تعیین شده است(جدول۳-۴).

جدول۳-۴: پارامترهای گیرش، آرون (۱۹۹۲) و کیلبر (۱۹۹۶)

نوع درخت	C	M
سیب	۰,۲۵	۰,۷۳
کاج	۰,۳	۰,۷
زبان گنجشک	۰,۲۶	۰,۸۸
نارون	۰,۱۵	۰,۴۸
بید	۰,۴۳	۰,۸۵

برای سایر گیاهان باید از جداول مربوطه و یا در صورت نبودن اطلاعات به کمک تشابه فیزیکی و درون‌یابی از جدول محاسبات صورت بگیرد. برگاب برف نیز ممکن است در مناطق با ریزش برف و پوشش خاص جنگلی اهمیت داشته باشد.

همزمان و پس از فرایند ذخیره برگاب، ذخیره چالابی نیز به ویژه در حوضه‌های بزرگ و کم شیب، روی کاهش سیلاب اثر می‌گذارد. بین ذخیره چالابی یک حوضه و بارش مازاد روابط نمایی همچون رابطه تجربی لینسلی توسعه یافته است. بر اساس تجارب هیکس (Hicks) مقدار چالاب ممکن است از ۱,۵۴ میلیمتر در سنگفرش‌های شهری، ۲,۵ برای مناطق رسی، ۳,۷۵ لومی و ۵ میلیمتر در مناطق ماسه‌ای و حتی در برخی از خاک‌ها تا ۶,۳ میلیمتر نیز ملاحظه شود. همچنین ASCE(**1972**) مقدار چالاب را در مناطق نفوذناپذیر ۱,۶ میلیمتر و در مناطق نفوذپذیر ۰,۶ میلیمتر گزارش کرده است. همچنین بر اساس توصیه DRCG(**1969**) ذخیره چالابی در پشت بام‌های بدون شیب و سنگفرش‌های وسیع تا ۲,۵ میلیمتر، پشت بام‌های شیب‌دار تا ۱,۳ میلیمتر، در گراس و چمن زارها تا ۷,۶ میلیمتر و در میدان‌های باز با شرایط مناسب‌تر نگهداشت تا ۱۰ میلیمتر گزارش شده است. لذا موضوع چالاب کاملاً پیچیده و تا حدی تجربی است. جهت بررسی اثر تلفات هیدرولوژیکی پوشش گیاهی، ساختمان‌ها و ذخیره چالابی روی سیل می‌توان از روابط تجربی گیرش و ذخایر چالابی نیز استفاده نمود. علاوه بر این، بهبود شرایط نفوذ خاک به دلیل افزایش مواد آلی (مواد آلی ممکن است ساختار خاک را بهبود بخشند اما اگر با مواد رسی فراوان همراه شوند نفوذپذیری خاک را کاهش می‌دهند) در کنار خشک نگه داشتن خاک به دلیل تبخیر و تعرق از دیگر عوامل کاهش میزان دبی سیلاب و تغییر در خصوصیات سیل به

دلیل تغییر ذخیره و تاخیر جریان حوضه است. این مسئله مکرراً با بررسی تغییرات خصوصیات سیلاب حوضه‌های شهری قبل از توسعه آن‌ها اثبات شده است. عوامل دیگر موثر در نفوذ سطحی مربوط به خصوصیات سیال از نظر بار رسوبی و بار مواد انحلالی است. مواد انحلالی باعث افزایش لزجت سیال و کاهش نفوذ می‌شود. لذا در فصل سرما نیز نفوذ کمتر می گردد. نفوذ سطحی ممکن است است تحت تاثیر نفوذ عمقی، سطح سفره زیرزمینی و یا لایه‌های هاردپن نیز قرار گرفته و کاهش یابد.

از نظر دلیری(۱۳۸۸)، آمایش سرزمین یا قرارگرفتن نسبت بهینه کاربری‌های مختلف کنار یکدیگر هدف اصلی آبخیزداری(مدیریت آبخیز) است. به طوری که این کاربری‌ها باید پاسخ سیستم(سیل، ذخیره دینامیک آب زیرزمینی، رسوب، مسائل اجتماعی-اقتصادی، زیست محیطی، درآمد سالانه و...) را طوری تعیین کنند تا جوابگوی تغییرات شرایط آینده سیستم(تغییرات اقلیمی، اقتصادی و...) نیز باشد. این کاربری‌ها ممکن است نقطه‌ای، خطی (سازه: باد شکن، سکوبندی، چکدم، سد بزرگ مخزنی، دایک و....) و یا پهنه ای(تغذیه سفره، پوشش گیاهی، مدیریت زراعی، کاهش تبخیر و..) باشند. یکی دیگر از مسائلی که در مدیریت و آمایش سرزمین مورد توجه است حفاظت از آب و خاک در اراضی طبیعی مانند جنگل و مراتع و اراضی کشاورزی است. در اراضی کشاورزی اثربخشی مدیریت زراعی و رعایت مواردی چون کشت روی خطوط تراز، استفاده از کشت زمستانه و لی فارمینگ، باقی گذاشتن ساقه و برگ محصولات جهت حفاظت زمین پس از برداشت محصول در کاهش و کنترل فرسایش و متعاقب آن افزایش نفوذ آب و حفظ رطوبت خاک آشکار است. زیرا وجود رسوب در آب علاوه بر اثر مستقیم بر افزایش دبی سیل (فصل۱) باعث کاهش نفوذ سطحی آب در خاک نیز می‌گردد. البته تغییر کاربری طبیعی اراضی همیشه اثرات منفی روی سیلاب ندارد. به عنوان مثال تغییر کاربری مراتع فقیر و ضعیف و حتی خوب به زمین کشاورزی با ایجاد شخم روی خطوط تراز ممکن است باعث کاهش رواناب و افزایش زمان تا اوج سیلاب شود. اما کشت برنج به صورت آبیاری سیلابی به همراه سایر اجزا این نوع کشت مانند کانال‌ها، بند انحرافی و خاکریزها ممکن است باعث افزایش حجم و سرعت رواناب سیل گردد.

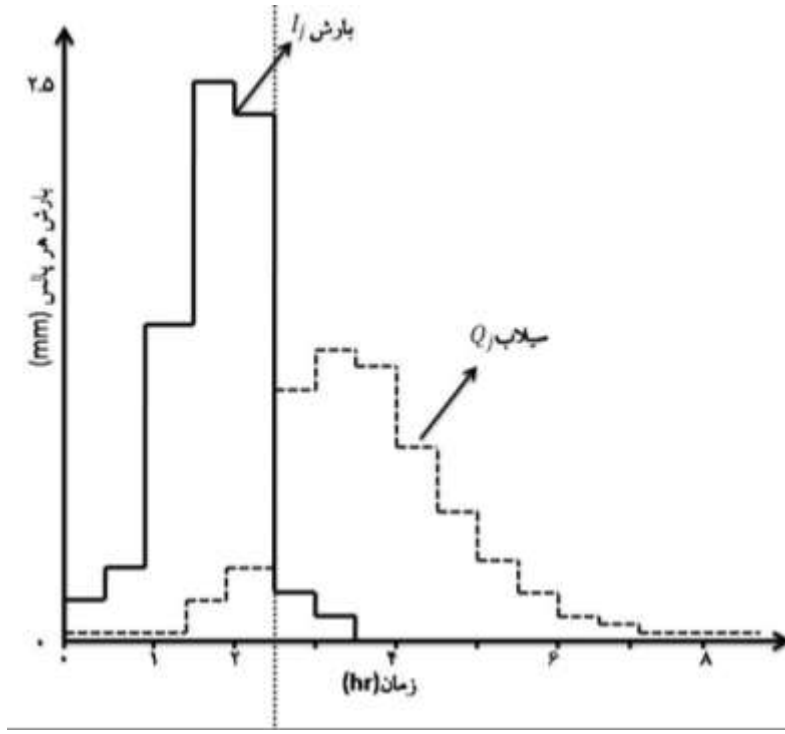
در اراضی طبیعی، مدیریت مراتع(مرتعداری) و مدیریت جنگل‌ها(جنگلداری) لازمه توسعه پایدار و کاهش بلایای طبیعی است. با این وجود مطالعات ارزیابی سیل در منطقه شهرستانک کرج نشان داده است که اثربخشی عملیات مذکور عمدتاً در سیلاب‌های با دوره بازگشت پایین مثلاً ۲ تا ۲۵ ساله بیشتر(۳۵ درصد) و در دوره بازگشت‌های بالا مثلا ۲۵ تا ۱۰۰ ساله کمتر(۱۵ درصد) است، دلیری(۱۳۸۷). لذا عمده روش‌های کنترل فرسایش و رسوب حوضه‌ای اثر کاهشی اما پیوسته روی کنترل سیلاب دارند و اغلب نمی‌توان سیلاب‌های بزرگ را با این روش‌ها، کنترل کامل نمود. البته پیشتر نیز ذکر شد که ۳۰ درصد خسارات سیلاب جهان مربوط به سیلاب‌های کم اهمیت و کوچک است زیرا به آنها کمتر توجه شده است. لذا عملیات مرتعداری، جنگلداری و آبخیرداری ارزشمند هستند. همچنین باید توجه نمود که برخی از روش‌های مدیریت زراعی مانند عملیات زهکشی ممکن است باعث افزایش سیلاب گردد. به طوری که عملیات زهکشی باعث تخلیه سریع آب ذخیره شده در خاک و باتلاق‌ها به سیستم رودخانه اصلی شده که هم‌زمانی آن با رخداد سیل ممکن است باعث تشدید خسارات شود. این در حالی است که اثرات مثبت اکوسیستم تالاب‌ها در ذخیره روند موقت سیلاب‌ها ثابت شده است. با توجه به موضوعات مختلف مذکور، تاثیر و بررسی رفتار سیل از جنبه سرعت، دبی و حجم

می‌تواند به کمک روش‌های مهندسی زمان تمرکز نیز بررسی شود. در این خصوص جهت بررسی مجموعه‌ای از اثرات فوق و عملیات حفاظت آب و خاک روی رواناب مستقیم می‌توان با تاثیر روابط زمان تمرکز و روش‌های مبدل سیل و پاسخ حوضه(فصل۲) نیز مولفه‌ها را شبیه‌سازی و مدل نمود. در ادامه یکی از روش‌های بررسی اثر عملیات و کاربری حوضه که ممکن است در یک مطالعه آمایش سرزمین ارائه شود، روی ذخیره حوضه بررسی شده است.

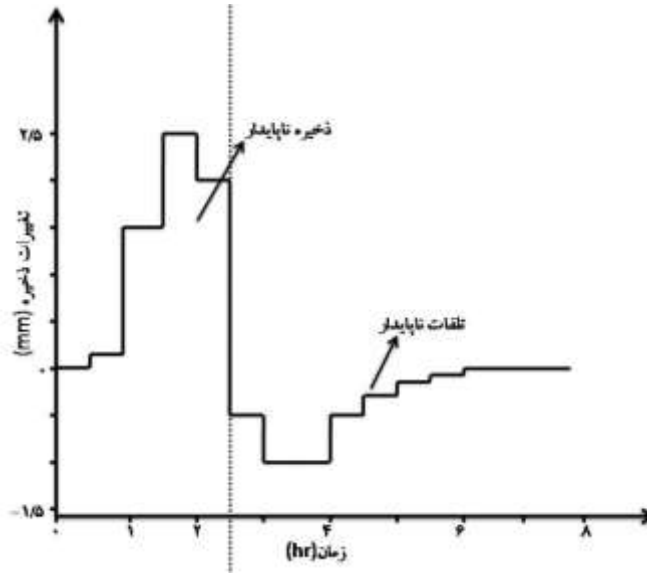
۱-مهندسی زمان بحرانی ذخیره سیستم

یک روش بسیار کارآمد در مطالعات و همچنین تحقیقات، بررسی هیدروگراف و هایتوگراف بارش-رواناب جهت تعیین تغییرات ذخیره سیستم است. ابتدا اطلاعات رگبار(I_j)-رواناب(Q_j) یک واقعه به صورت گسسته (هایتوگراف ستونی) و با یک واحد یکسان مانند ارتفاع معادل نسبت به زمان، روی یک محور مختصات رسم می‌شود(شکل۳-۷، الف). سپس با توجه به رابطه پیوستگی، مقدار تغییرات ذخیره سیستم از رابطه زیر برای گام‌های **j** زمانی محاسبه و نتایج روی محور زمان-تغییرات ذخیره رسم می‌گردد.(شکل۳-۷، ب و ج).

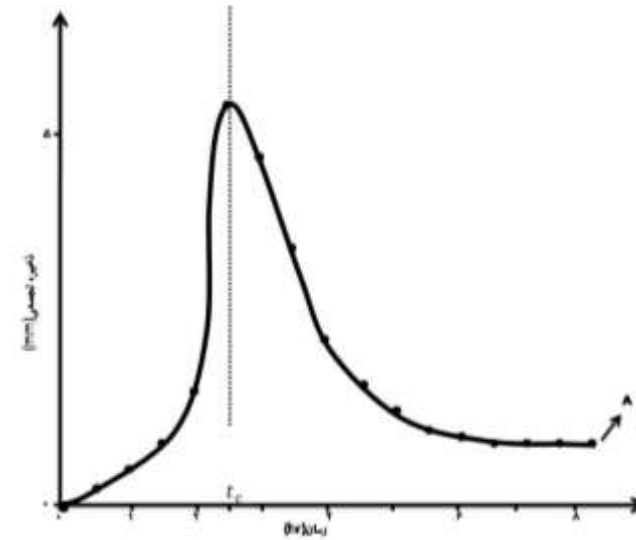
$$\Delta S_j = I_j - Q_j \qquad ۱۱-۳$$



الف- ترسیم هایتروگراف بارش-رواناب



ب- تغییرات ذخیره ناپایدار و تلفات ناپایدار سیستم



ج-تغییرات ذخیره تجمعی سیستم با زمان

شکل۳-۷: فرایند محاسبه تغییرات ذخیره سیستم(Chow,Applied hydrology,**1988**)

همان‌طور که از شکل ۳-۷ پیداست سیستم ابتدا شروع به ذخیره ناپایدار بخشی از سیلاب می‌کند و این عمل تا نقطه‌ای به نام زمان بحرانی(tc) که معادل با اوج ذخیره است ادامه می‌یابد. پس از زمان بحرانی، سیستم شروع به تخلیه بخش زیادی از آب ذخیره ناپایدار کرده و به سمت ذخیره پایدار حرکت می‌کند. تلفات ناپایدار شامل جریان زیر قشری متشکل از جریان‌های تاخیری و نیمه‌تاخیری است که ممکن است تا بیش از ۹۰ درصد آب ذخیره ناپایدار را تشکیل دهد و در طی رخداد سیل وارد سیستم رودخانه شود. لذا تنها بخشی از تلفات ناپایدار به عنوان ذخیره سیستم در زمان سیل داخل سیستم

باقی می‌ماند که به آن ذخیره پایدار می‌گویند. البته از این آب ذخیره پایدار نیز با توجه به ذخیره اولیه آب زیرزمینی و ارتفاع سطح سفره در زمان سیل ممکن است بخشی به صورت جریان‌های کاملاً تاخیری به نام جریان پایه یا ذخیره دینامیک آبخانه(جریان سرریز آشکار سفره) به تدریج و طی ماهها یا سال از چشمه‌ها وارد رودخانه گردد. بخش دیگری از ذخیره پایدار نیز ممکن است به صورت ذخیره استاتیک آبخانه درآمده که تنها با برداشت به صورت چاه یا تاسیسات دیگر مانند قنوات استخراج می‌شود. همچنین در طول یک سال یا دوره با توجه به تمامی وقایع بارش و رواناب، حجم این ذخایر به عنوان تغذیه طبیعی سطحی آبخانه لحاظ می‌شود.

جهت ترسیم منحنی پیوسته شکل۳-۷، ج کافی است مقادیر ΔS_j هر گام را با ذخیره گام قبل از رابطه زیر جمع نمود.

$$S_j = S_{j-1} + \Delta S_j \qquad ۱۲-۳$$

سپس مقدار S_j را برای زمان متناظر رسم نمود. در این خصوص اگر اعداد تغییرات ذخیره از گام ۱ برای زمان ۰ تا ۰,۵ ساعت اول به عنوان مثال برابر ۰,۱ میلیمتر فرض شود و این عدد برای گام ۲ زمانی یعنی ۰,۵ تا ۱ ساعت دوم برابر۰,۲۱ میلیمتر و الی آخر باشد مقدار ذخیره تجمعی حوضه در زمان صفر برابر صفر، در زمان ۰,۵ ساعت برابر ۰,۱ و برای زمان ۱ ساعت برابر ۰,۳۱ و الی آخر محاسبه می‌شود که با رسم آنها، هیدروگراف ذخیره حوضه حاصل می‌گردد. اگر این منحنی برای وقایع مختلف سیلاب آنالیز شود امکان تعیین و بررسی پارامترهای موثر در سیلاب از روش مذکور فراهم می شود. به طوری که مشخص است پارامترهای هیدروگراف ذخیره حوضه کاملاً بر عکس هیدروگراف سیل حوضه هستند به طوری که هرچه مقدار اوج منحنی ذخیره حوضه بیشتر و زمان تا اوج بحرانی ذخیره کوچک‌تر باشد دلالت بر هیدروگراف سیلی با قله پهن‌تر و زمان تا اوجی بزرگ‌تر و لذا سیلابی کمتر دارد. لذا با تحلیل و آنالیز هیدروگراف‌های ذخیره، واحد ذخیره و مصنوعی سیستم (مانند آنالیز هیدروگ سیل) امکان برآورد دبی اوج و سایر مشخصات هیدروگراف سیل بر اساس مهندسی معکوس فراهم می‌گردد. همچنین امکان تعیین تلفات روش‌های روندیابی سیلاب رودخانه‌ها و بررسی تاثیر افزایش پوشش گیاهی و عملیات افزایش نفوذپذیری خاک نیز بر اساس مفهوم این روش امکان‌پذیر است. به طورکلی عرض‌های هیدروگراف ذخیره سیستم اثر مولفه‌های ذخیره سیستم در تخفیف سیلاب هستند. در روش‌های مدیریتی یا سیستمی کنترل سیلاب می‌توان با توجه به هیدروگراف واحد ذخیره سیستم و مدل‌سازی سناریوهای سازه‌ای و غیرسازه‌ای موثر در ذخیره سیستم، روش مناسب مهندسی زمان بحرانی را جهت تخفیف سیلاب انتخاب نمود.

۳-۶-۸-تغذیه مصنوعی و پخش سیل

این روش‌ها زیر مجموعه‌ای از روش‌های استحصال آب غیرمتعارف در مناطق خشک و نیمه‌خشک بوده و حالت بینابینی از روش‌های غیرسازه‌ای و سازه‌ای هستند. اثر این روش‌ها چند منظوره بوده به طوری که با کاهش سیل باعث تغذیه استاتیک و دینامیک سفره آب زیرزمینی و تامین آب مناطق کم آب می‌شوند.(فصل آب زیرزمینی)

۳-۶-۹- سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل (Flood Forecasting and Warning Systems)

هر چند در این روش ممکن است از ترکیب سازه‌های متحرک بویژه در سواحل و جزیره‌ها استفاده شود اما اساساً در روش‌های غیرسازه‌ای و یا مدیریتی سیل قرار می‌گیرد. لذا این روش ممکن است با ترکیب روش‌های آموزش مردم، پهنه‌بندی دشت‌های سیلابی جهت مدیریت دشت سیلابی، بیمه سیل و مخازن سدها مناسب‌تر باشد. همچنین روش های عدم قطعیت پیش‌بینی سیلاب در مرجع **(F.Daliri,2020) [54]** و هشدار سیلاب آب زیرزمینی (فصل۱) نیز در حال توسعه هستند که می‌بایست پس از درک فرایند اندرکنش آبسطحی و زیرزمینی به فاکتورهایی چون تغییر تراز سفره، رطوبت اشباع خاک، تخلخل محیط هوادهی و امثال آن نیز توجه گردد.

۱-طراحی سیستم‌های پیش‌بینی سیل رودخانه-مخازن

پیش‌بینی سیل در مناطق غیرساحلی شامل حوضه‌های شهری و روستایی در مطالعات سیلاب معادل واژه پیش‌بینی سیل رودخانه (River Forecasting) بوده به طوری که در آن دوره‌های زمانی پیش‌بینی، بین چند ساعت تا حداکثر چند هفته مدنظر است. پیش‌بینی سیلاب به تنهایی کارایی نداشته و لذا گام بعدی هشدار(Warning) سیل در زون‌های از قبل کلاسه‌بندی شده است(پهنه‌بندی سیل). منظور از پیش‌بینی سیل، شناخت خصوصیات مختلف موج سیل در نقاط مشخص و بحرانی رودخانه همچون مناطق پهنه‌بندی شده در زمان مناسب، جهت هشدار مردم در معرض خطر سیل است. بدیهی است هرچه زمان پیش هشدار(Lead time) و امکانات تخلیه مردم و یا مبارزه با سیل مناسب‌تر باشد میزان خسارات کاهش می‌یابد. همیشه پیش‌بینی‌ها برای هشدار مردم و تخلیه ساکنین به کار نمی‌رود به عنوان نمونه ممکن است در بالادست یک مخزن سد جهت بهره‌برداری بهینه و تخلیه به موقع حجم مشخصی از مخزن، جهت کنترل سیلاب موثر، از سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل استفاده شود. روش‌های پیش‌بینی سیل از روابط ساده تجربی و همبستگی آماری تا مدل‌های ریاضی پیچیده متغیر است. درصد احتمال موفقیت سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل در زمان واقعی(Real-time) رخداد واقعه(Event) بستگی به عوامل زیر دارد:

دقت و روش‌های پیش‌بینی هواشناسی، مدل هیدرولوژیکی و دینامیکی روندیابی و پهنه‌بندی سیل، زمان پیش هشدار، امکانات سخت افزاری و نرم افزاری جهت پردازش، تفسیر و ارسال داده‌های ایستگاه‌های زمینی، رادار و ماهواره، کیفیت و صحت داده‌ها، کالیبره بودن مدل‌ها، مدیریت بحران در زمان‌های قبل، حین حادثه و بعد از حادثه مانند میزان آموزش مردم در معرض سیل، وسایل و امکانات تخلیه مردم در معرض خطر سیل و سیل زده، برنامه‌ریزی تخلیه، مسئولیت‌پذیری و هماهنگی بین مسئولین ذیربط، بررسی و ثبت سوابق و مستندسازی معضلات سازمانی و فنی تجارب گذشته، انطباق و تجدید نظر ادواری برنامه‌ها، کمک‌رسانی اضطراری، روش‌های اعلام و هشدار سیل، اقدامات و امدادرسانی پس از فروکش کردن سیل، پیچیدگی‌های فنی مانند توجه به تغییر مسیر رودخانه در هر واقعه سیل، عدم قطعیت‌های هواشناسی و هیدرولوژی، خصوصیات حوضه، اثر هم‌زمانی ذوب برف و رگبار سیل آسا و یا ایجاد سیل حاصل از ذوب برف به صورت مجزا، احتمال شکست سد(Dam break) و ایجاد تند سیلاب‌ها(Flash flood) (اغلب با بارش‌های سنگین توام می‌شوند)، احتمال ایجاد تند سیلاب‌ها به دلایل هیدرومتئورولوژی و فیزیوگرافی منطقه و غیره. بر این اساس طراحی سامانه‌های پیش‌بینی و هشدار سیل در ۴ گام کلی زیر خلاصه می‌شود:

۱- پیش‌بینی و تعیین خصوصیات متغیرهای ورودی و خروجی سیستم در نقاط بحرانی
۲- مخابره و انتقال اطلاعات گام اول در زمان مناسب به ایستگاه مدیریت مرکزی
۳- پیش‌بینی برنامه بهینه و عملیاتی نمودن برنامه‌ها با توجه به زمان باقی مانده پیش هشدار
۴- طراحی سیستم‌های هشدار و اعلام خطر

بنابراین در طراحی چنین سامانه‌هایی نیاز به تیمی از متخصصان برق، مخابرات، هیدرولوژی، کامپیوتر و برنامه‌نویس، GIS، هیدرومتری، هواشناس و اجتماعی-اقتصادی به طور خاص است.

شناخت نوع سیلاب از نظر فاصله زمانی بین واقعه بارش و ایجاد سیل در محل بحرانی، در تعیین روش‌ها و طراحی سامانه سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل بسیار حائز اهمیت است. همان‌طور که پیشتر نیز ذکر شد برخی از دلایل ایجاد تند سیلاب (Flash flood) که آنها را از سیلاب‌های معمولی(Normal flood) متمایز می‌کرد مربوط به رگبارهای از نوع جابجایی در حوضه‌های شهری و کوچک روستایی معرفی شد. ممکن است دلایل دیگری همچون شکست ناگهانی سد و دیواره سیل‌بند از دیگر عوامل ایجاد آن باشد. به طور کلی تند سیلاب‌ها شامل سیلاب‌های سریع با تداوم رخداد کوتاه کمتر از ۶ ساعت از محل مورد نظر با دبی بالا معرفی می‌شوند(WMO-Unesco,**1974**). هرچند باید توجه نمود معیار ۶ ساعت بسیار کلی است. زیرا ممکن است تاخیر زمانی(Time delay) مورد نیاز قبل از پیش هشدار سیل به ساکنین شامل جمع‌آوری داده‌ها بسته به روش مورد نظر، ارزیابی، مدل‌سازی ریاضی یا تجربی که ممکن است در طول مسیر صحت سنجی(Validation) نیز شود، آماده‌سازی نتایج، انتشار و مخابره نتایج، تفسیر نتایج دریافتی و اعلام هشدار سیل با توجه به سرعت کامپیوتر، بزرگی منطقه و ابعاد مسئله کمتر یا بیشتر از ۶ ساعت نیز باشد. بنابراین زمان پیش هشدار واقعی پس از کسر زمان لازم سه گام بالا از زمان شروع جریان سطحی و حرکت موج سیل تا نقطه بحرانی به دست می‌آید. به عنوان مثال اگر زمان پیمایش موج سیل حوضه‌ای شامل زمان ورود جریان روزمینی به کانال و حرکت موج سیلاب مخرب تا نقطه مورد نظر معادل ۱۰ ساعت، تاخیر زمانی مربوط به سیستم پیش‌بینی معادل ۴ ساعت و زمان پیش‌بینی هواشناسی جهت شروع رگبار ۲ ساعت باشد زمان پیش هشدار سیل از رابطه زیر ۸ ساعت به دست می‌آید:

$$L_t = (T_c + T_m) - T_{fw} \qquad ۱۳-۳$$

L_t: زمان پیش هشدار (Lead time) سیل معادل زمانی است که ساکنین فرصت دارند تا قبل از رسیدن سیل خود را از منطقه خطر سیل، ایمن کنند و یا فاصله زمانی بین پیش‌بینی (یا صدور هشدار) تا زمان رخداد حادثه در زمان و مکان.

$T_c = T_e + T_w$: زمان تمرکز با دوره بازگشت مشخص حوضه، برابر حداکثر مجموع زمان حرکت جریان روزمینی از خط راس حوضه تا بازه رودخانه اصلی(T_e) و زمان حرکت موج سیل از ابتدای بازه رودخانه اصلی تا یک نقطه مشخص بحرانی(T_w). حد آستانه سیلاب‌های معمولی از تند سیلاب‌ها حدود ۶ ساعت است. بدیهی است عملیات آبخیزداری و آمایش سرزمین بویژه در حوضه‌های کوچک روستایی و سراب شهری باعث افزایش زمان تمرکز و درنتیجه افزایش زمان پیش هشدار و کارایی سیستم می‌گردد.

T_m: زمان تاخیر یا پیش‌بینی شروع رگبار روی حوضه بالادست نقطه بحرانی که توسط پیش‌بینی‌های هواشناسی به دست می‌آید. این زمان بویژه در حوضه‌های کوچک بسیار کلیدی است.

T_{fw}: زمان تاخیر یا زمان لازم جهت انجام سه گام: محاسبه، مخابره و پیش‌بینی سیل تا قبل از اعلام هشدار سیل به مردم. بدیهی است هرچه این زمان به کمک کامپیوترهای بزرگ‌تر، کمتر شود زمان در دسترس جهت پیش هشدار سیل بیشتر و در نتیجه کارایی سیستم بالاتر می‌رود. در این حالت ممکن است آستانه سیلاب‌های معمولی و تند سیلاب متفاوت از ۶ ساعت شود. بنابراین این مقدار آستانه با توجه به رابطه مذکور و امکانات تغییر می‌کند با این وجود هیچگاه آستانه مذکور از یک مقدار حدی کمتری، کمتر نمی‌شود زیرا در بسیاری موارد، زمان لازم جهت تخلیه ساکنین و انتقال آنها به نقاط امن، بیشتر از ۴ ساعت است. به طور کلی هرچه زمان حرکت موج سیل و جریان روزمینی(T_t) بیشتر باشد امکان موفقیت سیستم بالاتر می‌رود به طوری که اگر این زمان بیشتر از ۶ ساعت و حدود ۱۲ ساعت فرض شود ضرورت سیستم به پیش‌بینی‌های هواشناسی(T_m) ممکن است کمتر شود. با این وجود در صورت نیاز به زمان‌های بالاتر پیش هشدار سیل، قطعاً پیش‌بینی‌های بلندمدت (پیشگویی) (Prediction) هواشناسی ناگزیر است. البته طراحی سیستم‌های هشدار سیل حتی در حوضه‌های بسیار بزرگ بویژه در بالادست سدهای بزرگ(سد کارون۴) توصیه می‌شود.

اساس طراحی سیستم‌های پیش‌بینی سیلاب‌های معمولی در حوضه‌های بزرگ و سیلاب‌های ناگهانی یا تند سیلاب‌ها در حوضه‌های کوچک یکی است اما در سیلاب‌های ناگهانی با توجه به ناچیز بودن زمان پیش هشدار می‌بایست روش‌هایی اتخاذ گردد تا از حداقل زمان، حداکثر استفاده شود. در این خصوص باید توجه نمود که نمی‌توان یک برنامه خاص را برای تمامی حوضه‌ها و شرایط مختلف اقتصادی-فنی ارائه نمود. در ادامه اصول کلی پیش‌بینی سیلاب‌های خاص ناگهانی یا تند سیلاب‌ها که قواعد آن در طراحی سیستم‌های هشدار سیل معمولی نیز می‌بایست رعایت شود ارائه می‌گردد.

۱-۱-پیش‌بینی تند سیلاب‌ها

برخی از تند سیلاب‌ها ممکن است به خاطر طوفان‌های محلی شدید، همراه رعد و برق در تابستان‌های گرم آرام مناطق حاره ای(Tropical) در فصل موسمی(Monsoon) ایجاد شوند. این مسئله در نواحی کوهستانی به دلیل وجود نیروهای بالابرنده کوهستانی(Orographic) تشدید شده، به طوری که سیلاب‌های ایجاد شده اغلب در رودخانه‌ها و دره‌های پرشیب با سرعت تخریبی زیاد باعث انواع لغزش و جریان گلی نیز می‌شوند. رخداد چنین شرایطی حتی در حوضه‌های بکر و تغییر نکرده به واسطه بشر، عموماً باعث ایجاد سیلاب‌های بزرگی شده است. در صورتی که عمده حوضه‌ها دارای تغییرات شدید به وسیله بشر بوده به طوری که کاربری عمده آنها به صورت نامناسب و بدون مطالعه توسعه یافته است. در چنین شرایطی شدت سیلاب‌ها و اثرات تخریبی آنها بسیار بیشتر می‌شود. این در حالی است که می‌توان به برخی از تند سیلاب‌های مصنوعی مانند شکست سدها به دلیل طراحی غلط نیز اشاره نمود. لذا پیش‌بینی انواع تند سیلاب‌ها موضوع خاص مسائل اخیر مطالعات سیلاب بویژه در کشورهای توسعه یافته محسوب می‌شود. یک دستور کلی در این خصوص احتیاط مضاعف در چنین مناطقی است. اغلب تند سیلاب‌ها در مناطق تفریحی و دره‌ها که مردم در فصول گرم تابستان به آنجا می‌روند باعث تلفات می‌شود. این مسئله در کنار توسعه شهرسازی نامناسب از عمده‌ترین دلایل ایجاد خسارات ناشی

از سیل در دنیا هستند. به طورکلی قبل از بررسی تکنیک‌های پیش‌بینی و هشدار سیل می‌بایست اطلاعات و داده‌های موجود و مورد نیاز بررسی شود که در بندهای متعاقب ارائه شده است.

پایش داده‌های مورد نیاز در پیش‌بینی سیلاب

عمده اطلاعات مورد نیاز پیش‌بینی سیل شامل متغیرهای هواشناسی موثر در رخداد رگبار، تغییرات دبی و ارتفاع سیل در موقعیتی خاص از رودخانه‌های بالادست نقطه بحرانی جهت بررسی تکنیکی در عملیات پیش‌بینی سیل به کمک پردازش آمار ایستگاه‌های زمینی، رادار و ماهواره و یا ترکیبی از همه آنهاست. بدیهی است که سایر اطلاعات تکمیلی با توجه به مبدل مدل انتخابی همچون اطلاعات کاربری، خاک و غیره تعیین می‌شود.

- ایستگاه‌های زمینی(Ground Stations): این ایستگاه‌ها به طور عمده شامل ایستگاه‌های هواشناسی و هیدرومتری مستقر در سطح زمین هستند که می‌بایست اطلاعاتی چون بارش و عوامل موثر در نزولات مانند نقطه شبنم، دما، رطوبت، و تغییر تراز یا دبی جریان رودخانه را در موقعیت‌های مکانی-زمانی خاص حوضه پایش نمایند. چنین اطلاعاتی در پیش‌بینی هر دو نوع سیلاب‌های معمولی و تند سیلاب‌ها نیاز است. ابزار هیدرومتری ممکن است به صورت دستی یا خودکار باشد. ابزار هیدرومتری خودکار بویژه در پیش‌بینی سیلاب‌های ناگهانی که زمان بین واقعه بارش و سیلاب در محل بحرانی بسیار ناچیز است از اهمیت بسزایی برخوردار است زیرا تاخیر در برداشت‌های دستی غیر خودکار باعث کاهش زمان پیش هشدار و افزایش خطای ثبت آمار می‌شود. انتقال اطلاعات ممکن است به وسیله خطوط تلفن، تلکس یا ارسال امواج رادیویی با تقویت کننده زمینی یا ماهواره‌ای صورت بگیرد. بدیهی است خطوط زمینی مانند تلفن و تلکس بویژه در شرایط بحرانی در معرض سیل و تخریب باشند. اصول طراحی شبکه ایستگاه‌های هواشناسی و هیدرومتری زمینی در پیش‌بینی سیلاب ناگهانی و معمولی یکسان است در این شرایط می‌بایست به مسائلی چون تغییرات مکانی بارش و خصوصیات توپوگرافی توجه شود(نشریه شماره ۳۲۴، سال W.M.O.۱۹۷۲).

-رادار(Radar): استفاده از رادار بویژه جهت برآورد سریع و تعیین تغییرات مکانی رگبار سیل‌های ناگهانی که اغلب ممکن است به واسطه شرایط طبیعی در حوضه‌های کوچک کوهستانی و شهری اتفاق بیفتد بسیار مفید است. در این روش به کمک ارسال و بررسی بازتاب موج در زاویه‌های مختلف و ارتباط بین فاکتور بازتاب رادار Z با مقدار بارش تئوری R امکان برآورد و بررسی توزیع مکانی-زمانی بارش فراهم می‌شود. در این خصوص(Marshall and Palmer,**1948**) رابطه تجربی زیر را ارائه کردند:

$$Z = AR^B \qquad ۱۴-۳$$

مقدار ضریب رابطه فوق با توجه به خصوصیات توزیع قطر و شدت بارش، سایر مشخصات بارش و امواج ارسالی ممکن است بین ۲۲۰ تا ۵۵ با نمایه حدود ۱,۶ محاسبه شود. لذا واسنجی نتایج به کمک ایستگاه‌های زمینی ضروری است(Huff,**1967**) و (Hudlow,**1974**). به طوری که نزولات از نوع تگرگ(Hail) و یا با مشخصات مختلف، اغلب باعث برآوردهایی دست بالا یا پایین می‌شوند. امواج ارسالی عموماً به صورت قطبی با طول حدود ۲ کیلومتر و آزیموت ۱ تا ۲ درجه که با توجه به پهنای اشعه رادار(Beamwidth)، سطحی حدود ۱۸ تا ۲۳۰ کیلومتر را پوشش می‌دهند. سپس این اطلاعات به فرمت دستگاه دکارتی برای شبکه‌های 4×4و یا دقت بیشتر در صورت امکان تبدیل می‌شود. در این خصوص استفاده از پردازشگرهای خودکار جهت

هشدار زمان واقعی سیل بویژه در آبخیزهای کوچک جهت افزایش سرعت محاسبات توصیه شده است. در این حالت استفاده از مدل‌های شبیه‌سازی رگبار(Thunderstorm cells) نیز کاربرد دارد(فصل ۱).

-ماهواره‌ها(Satellites): کاربرد ماهواره و تصاویر آن در پیش‌بینی مقدار و خصوصیات بارش، سرعت و جهت ابرها و سایر مشخصات آنها مانند ضخامت، ارتفاع، سرعت صعود و دریافت رطوبت که در تعیین شدت رگبار بسیار موثر است اهمیت دارد. در این خصوص تکنیک‌های استفاده از تصاویر متوالی ماهواره‌ای مادون قرمز(سیلاب‌های شب هنگام) و/یا مرئی به ترتیب با قدرت تفکیک هشت و یک کیلومتر توسط (Scofield,**1977**) تشریح شده است. در این روش سه مرحله کلی شامل ۱-ترسیم خطوط هم بارش برای یک رگبار مشخص و مهم روی ناحیه مورد نظر بر اساس داده‌های تاریخی موجود، ۲-تعیین موقعیت مکانی و سایر مشخصات ابر باران زا و ۳-محاسبات لازم شامل برآورد خصوصیات رگبار جهت پیش‌بینی و انتقال مشخصات آن به منطقه مورد نظر است. در این خصوص تصاویر ماهواره‌ای ۳۰ دقیقه یا کمتر در دسترس است اما جهت آنالیز این چنین حجمی از داده نیاز به پردازشگرهای خودکار و سریع است.

۱-۲-تکنیک‌های پیش‌بینی سیلاب

تشکیل سیلاب‌های مصنوعی ناشی از شکست سد ممکن است به کمک نصب ابزار دقیق در بدنه سد امکان‌پذیر باشد. اما سیلاب‌های مصنوعی دیگری همچون سیلاب‌های ناشی از شکست یخ و توده خاک وجود دارند که بسیار غافلگیرانه رفتار می کنند. به طورکلی سه روش اصلی در پیش‌بینی سیلاب‌های طبیعی وجود دارد. ۱-روش‌های متئورولوژیکی که بر اساس پیش‌بینی ورودی سیستم و احتمال وقوع رگبار مهم پایه‌ریزی می‌شود. در این حالت رفتار تابع سیستم حوضه در تفسیر نتایج دخالتی ندارد. ۲-بررسی و پیش‌بینی هیدرولوژیکی شامل مشاهده و تفسیر تغییر ورودی سیستم ویا تغییر افزایش تراز آب رودخانه در نقطه بالادست نقطه بحرانی جهت پیش‌بینی و هشدار سیل در نقاط سیلگیر احتمالی و ۳-روش‌های ترکیبی هواشناسی و هیدرولوژیکی. در خصوص کنترل برخی از سیلاب‌های ناگهانی مصنوعی مانند شکست یخ، شکست سد و غیره می‌بایست تمهیدات خاص دیگری نیز اقدام شود.

الف-تکنیک‌های پیش‌بینی هواشناسی:

این تکنیک‌ها اساساً منجر به نوعی هشدار و مراقبت در خصوص احتمال پتانسیل سیلگیر شدن در منطقه معرض خطر را به کمک پیش‌بینی‌های صرفاً هواشناسی متکی به ورودی سیستم شامل احتمال رخداد رگبارهای سیل آسا بر اساس تجارب گذشته و موجود شامل می‌شوند. اگر احتمال رخداد بارش سیل آسا بر اساس شرایط هواشناسی وجود داشته باشد در این صورت یک نوع اعلام مراقبت (WATCH) برای مناطق محتمل به سیلگیر شدن اطلاع‌رسانی می‌شود. مدت اعتبار اینگونه اعلام مراقبت‌ها معمولاً کوتاه و کمتر از ۴ تا ۱۲ ساعت است لذا در صورت نیاز می‌بایست اطلاع‌رسانی‌ها تمدید شود. در صورتی که رگبار سیل آسا و یا سیلاب آن مشاهده شود اعلام هشدار(WARNING) صادر خواهد شد. در روش‌های پیش‌بینی هواشناسی علاوه بر دیده بانی به کمک ایستگاه‌های جو بالا ممکن است از شاخص‌هایی چون رابطه بین پتانسیل رخداد انواع رگبارهای جابجایی و میزان رطوبت هوا نیز استفاده شود. استفاده از مدل‌های عددی بزرگ مقیاس بویژه وقتی که رگبارهای شدید مرتبط با سیستم جوی بزرگ مقیاس محتمل باشد مفید است. در این خصوص تعیین QPF (Quantitative Precipitation Forecasting) که شامل توزیع مکانی بارش در یک دوره زمانی مشخص است نقش بسیار

مهمی در پیش‌بینی سیلاب‌های ناگهانی دارد. هرچه سلول‌های مربوط به برآورد QPF کوچک‌تر باشد (کمتر از ۲۰۰۰ در ۲۰۰۰ متر در حوضه‌های روستایی) استفاده از مدل‌های توزیعی با دقت بالاتر امکان‌پذیر می‌شود و هرچه سلول‌های برآورد QPF بزرگ‌تر باشد(بیشتر از ۴ کیلومتر مربع در حوضه‌های روستایی) استفاده از مدل‌های گرده‌ای با دقت پایین‌تر ناگزیر است. بدیهی است در حوضه‌های شهری ابعاد سلول‌های برآورد ورودی در مدل‌های توزیعی بسیار کوچک‌تر و در حد چندین متر است. سه روش اصلی برای تعیین QPF شامل روش تجربی، آماری و روش فیزیکی وجود دارد. در روش‌های تجربی(Empirical) تعیین روابط مولفه‌های زیرسیستم جوی، آزمایشی(Experimental) نبوده و لذا مبنای معادلات بر قوانین فیزیکی پایه‌ریزی نشده است. در این حالت بهتر است ضرایب روابط برای هر منطقه خاص اصلاح و یا مجدداً برآورد گردد. متغیرهایی که ممکن است جهت پیش‌بینی هواشناسی و توزیع مکانی- زمانی بارش سیل آسا استفاده شود شامل افت نقطه شبنم در ترازهای مختلف جو، بررسی تغییرات عمودی تنش برشی باد و آب قابل بارش به طور خاص است که به واسطه روابط تجربی بین این متغیرها و بارش، مقدار رگبارهای با تداوم مشخص ۲۴ و یا ۱۲ ساعته پیش‌بینی می‌شود. این روش‌ها اغلب برای تداوم‌های بزرگ‌تر مناسب نیستند زیرا افزایش زمان باعث افزایش خطا به دلیل نوسان سریع در ارزش متغیرها خواهد شد. علاوه براین در این روش‌ها نیاز به شبکه‌ای مناسب از دیده بانی افقی و عمودی درجوبالاست. در روش‌های آماری(Statistical) اساساً از همان پارامترهای روش‌های تجربی استفاده می‌شود با این تفاوت که معادله تجربی با روش‌های مختلف آماری یک یا چند رگرسیونی گام به گام و یا روش دیگر آماری برای یک منطقه خاص از ابتدا ایجاد می‌گردد. در این حالت ممکن است از مدل‌های عددی پیش‌بینی بر اساس لحاظ متغیرهای بیشتری مانند رطوبت نسبی سطح زمین تا لایه‌های باران زا، شاخص بالابرنده و دمای تروپوسفر نیز استفاده گردد. در روش‌های تئوری و یا باصطلاح فیزیکی(Physical) روابط زیرسیستم جوی توسط مفاهیم معادلات دینامیک حرکت، قانون اول ترمودینامیک و قوانین بقای جرم و آب در فازهای مختلف سیال تعریف می‌شود. این مدل‌ها توانایی شبیه‌سازی فرآیندهای فیزیکی اتمسفری را در مقیاس‌های مختلف دارند. استفاده از مدل‌های عددی و کامپیوتری با توانایی تفکیک شبکه‌های زمانی-مکانی مناسب در روش‌های فیزیکی ناگزیر است. در صورتی که هدف مدل کردن رخداد یک رگبار جابجایی باشد می‌بایست مسائلی چون اثر توپوگرافی، فرآیندهای جابجایی رطوبت مانند تراکم، انجماد، انعقاد، تبخیر، تشکیل شرایط مختلف ابر و... مورد توجه قرارگیرد. اگرچه امکان مدل‌سازی این فرآیندها به طور کامل مقدور نیست با این وجود باید اثر پارامترهای موثر، در مدل ارزیابی و وارد شود.

ب-تکنیک‌های پیش‌بینی هیدرولوژیکی:

ساده‌ترین تکنیک پیش‌بینی هیدرولوژیکی، پایش تغییرات تراز یا دبی سیل سراب رودخانه مورد نظر در یک فاصله مناسب از محل بحرانی رودخانه جهت هرگونه اقدام کنترلی یا کاهش خسارات سیل است. فاصله مناسب با توجه به مسائل فنی هیدرولوژیکی و زمان مورد نیاز پیش هشدار سیل تعیین می‌شود. در این خصوص تمامی سیستم‌های ساده تا پیچیده پیش‌بینی سیل هیدرولوژیکی از سه زیر سیستم به شرح ذیل تشکیل می‌شوند:

-زیر سیستم ایستگاه هیدرومتری: در این مرحله می‌بایست تغییرات تراز یا دبی جریان رودخانه در یک فاصله مناسب کنترل و به صورت پیوسته برای زیر سیستم بعدی ارسال شود. بدیهی است بین سطح آب یا دبی در یک نقطه مشخص از رودخانه با سطح

یا دبی جریان در نقطه‌ای پایین‌تر امکان تعیین روابط آماری و یا هیدرولیکی وجود دارد. لذا هرگاه سطح آب در نقطه حادثه خیز و زمان t به تراز بحرانی می‌رسد انتظار می‌رود پیش از آن سطح آب در یک نقطه معین از سراب رودخانه و زمان **t-1** به تراز بحرانی رسیده باشد. از این قانون ساده امکان پایش هیدرولوژیکی و ارسال اطلاعات فراهم می‌شود.

-زیر سیستم ایستگاه انتقال دهنده: وظیفه این ایستگاه دریافت اطلاعات و انتقال آن به ایستگاه بعدی در یک فاصله زمانی مناسب است. اطلاعات ممکن است به صور مختلف تلفن، تلفکس و غیره با توجه به شرایط فیزیکی و امکانات انتقال یابد. این ایستگاه ممکن است در یک فاصله ۲۰ کیلومتری از سراب رودخانه مورد نظر مستقر شود. همچنین این زیر سیستم ممکن است بسیار ساده و یا شامل مدل‌های هیدرولوژیکی پیچیده جهت آنالیز داده‌ها باشد.

-زیر سیستم ایستگاه هشدار دهنده: در صورتی که تراز آب در سراب رودخانه مورد نظر در شرایط بحرانی قرار گرفته باشد می بایست اطلاع‌رسانی با توجه به زمان سرعت حرکت موج سیل و قبل از رسیدن آن به نقاط سیلخیز صورت پذیرد. روش‌های هشدار سیل در بندهای متعاقب ارائه شده است. این ایستگاه‌ها اغلب در اماکن دولتی مانند اداره پلیس و آتش‌نشانی که نزدیک مکان‌های حادثه خیز هستند نصب می‌شوند. بدیهی است هرچه روش‌های پیش‌بینی هیدرولوژیکی پیچیده‌تر باشد قطعیت تصمیم‌گیری‌ها نیز بیشتر شده اما زمان و هزینه جمع‌آوری و پردازش داده‌ها نیز بیشتر می‌شود. به طوری که ممکن است زمان مورد نیاز پردازش به عنوان یک عامل محدود کننده، انتخاب برخی از روش‌های آنالیز سیل را منتفی کند. برخی از روش‌ها ممکن است جهت پیش‌بینی تک واقعه توسعه داده شوند. در این حالت ممکن است از مشاهدات بارانسنجی و تراز رودخانه در کنار یک سیستم ساده هشدار سیل با توجه به زمان حرکت سیل استفاده شود. تحت شرایطی نیز ممکن است استفاده از سیستم‌های دورسنجی(Telemetry) و برداشت‌های پیوسته ۱۵ تا ۳۰ دقیقه‌ای بویژه در مناطق با پتانسیل سیلاب‌های تند ناگزیر باشد. در این خصوص ممکن است مدل‌های متفاوتی مانند انواع شاخص‌های ساده تبدیل بارش به رواناب مانند SCS(CN)، تا روش‌های پیچیده‌تر مانند مدل حوزه آبخیز استانفورد و انواع مبدل‌های سیستم خطی یا غیرخطی دینامیکی با توجه به سرعت سیل، زمان تمرکز حوضه و سرعت پردازش اطلاعات مورد توجه باشد.

ج-تکنیک‌های پیش‌بینی ترکیبی یا روش‌های هواشناسی-هیدرولوژیکی:

موثرترین تکنیک‌های پیش‌بینی سیلاب در این گروه قرار می‌گیرند. پیش‌بینی شرایط جوی و تبدیل مقادیر احتمالی بارش(QPF) به سیلاب توسط مدل‌های عددی انتقال موج سیل(مانند مدلMIKE,WMS,HEC-HMS،) در نقاط مختلف باعث بهبود دقت نتایج و افزایش زمان پیش هشدار سیل به عنوان یک پارامتر کلیدی در کاهش خسارات تند سیلاب‌ها و کاهش عدم قطعیت‌های ذاتی هیدرولوژیکی سیل خواهد شد. به طورکلی سیستم‌های ترکیبی هشدار سیل شامل چهار قسمت اصلی هستند. قسمت اول شامل جمع‌آوری اطلاعات هواشناسی و هیدرولوژیکی است که در روش‌های هواشناسی و هیدرولوژیکی به آنها اشاره شد. مرحله دوم شامل بررسی و انتقال اطلاعات و مرحله سوم آنالیز و تحلیل داده‌ها توسط مدل‌های سیستمی و یا توزیعی هیدرولوژی از قبل واسنجی-صحت‌سنجی شده است. البته در بهترین شرایط، مناسب است تا مدل‌های مذکور در حین عملیات پیش‌بینی به کمک اطلاعات ارسالی مربوط به حرکت سیلاب در طول رودخانه به طور خودکار برای هر رخداد واسنجی شوند. لذا ممکن است واسنجی مدل‌ها در زمان واقعی رخداد سیل بر اساس اطلاعات جمع‌آوری شده مانند تغییرات تراز رودخانه در نقاط مشخص و برای هر رخداد خاص نیز صورت گیرد. مرحله آخر شامل تعیین زمان رخداد سیل و

سایر مشخصات سیل جهت پیش‌بینی پهنه سیلاب در بازه‌های بحرانی و آگاهی مردم به کمک سیستم‌های هشدار سیل است. یکی از مثال‌های کاربردی استفاده از روش‌های ترکیبی پیش‌بینی و هشدار سیل مربوط به مسئله شکست سد(Dam-Break) است. در این خصوص پیش‌بینی رگبار و تبدیل آن به موج سیل در نقاط مختلف حوضه از جمله سدها بویژه در سدهای بزرگ سراب شهرها بسیار حیاتی است زیرا سیل حاصل از شکست چنین مخازنی عموماً از تمامی سیلاب‌های تاریخی مشاهده شده منطقه بزرگ‌تر است. در مطالعه چنین سیلاب‌هایی فرض می‌شود سد مورد نظر به صورت ناگهانی حذف شده و لذا دیواری از بدنه آب به طرف پایین دست با رفتار موج منفی (Negative surge) انتقال می‌یابد. سرعت چنین سیلی ممکن است آنقدر زیاد باشد که جریان باد حاصل از حرکت موج سیل دارای نیرویی لازم جهت پرتاب یک اتومبیل قبل از برخورد بدنه آب باشد.(فصل مدل‌سازی سیل). یک معادله ساده جهت برآورد دبی حداکثر ناشی از شکست ناگهانی سد به صورت زیر توسط چاک لیتچ (Schocklitsch) بر پایه هیدروگراف فرضی مثلثی ارائه شده است:

$$Q_p = 0.296\sqrt{g}\ \ w_d . h^{1.5} \qquad ۱۵-۳$$

g : شتاب ثقل

w_d : پهنای شکسته شده بدنه سد

h: ارتفاع آب پشت سد

به کمک این معادله و ضرایب تجربی امکان محاسبه هیدروگراف سیل و روندیابی آن فراهم می‌شود. بدیهی است در صورتی که محاسبات پیش‌بینی در زمان واقعی شکست سد مورد نظر باشد جهت افزایش کارایی می‌بایست از مدل‌های موج دینامیک که قبلاً برای شرایط مختلف واسنجی شده و پارامترهایی از قبیل ضریب زبری، خصوصیات ژئومتری، تلفات مربوط به تنگ شدگی و بازشدگی، موانعی مانند پل‌ها و غیره در مدل لحاظ شده باشد استفاده نمود.

در لحظه شکست سد، سرعت آب در پشت سد $V_2 = 0$ و عمق جریان y_2 است. با شکست سد فرض می‌شود ابتدا جریان اعماق پایین‌تر به سمت پایاب حرکت می‌کند. لذا موج سیلاب با کاهش ارتفاع جریان به سمت بالادست حرکت می‌کند. این موج را موج منفی از نوع D می‌نامند. به کمک اصل مومنتوم می‌توان نشان داد که پروفیل تئوری موج ناشی از شکست سد به صورت منحنی سهمی وار با راس موازی رودخانه و جلوتر از نقطه شکست سد به شکل معادله زیر است:

$$x = 2t\sqrt{gy_2} - 3t\sqrt{gy} \qquad ۱۶-۳$$

X فاصله از مقطع کنترل (شکست سد) با عمق بحرانی $y_c = 4y_2 / 9$ در محل سد، t زمان از لحظه شکست سد، y_2 عمق آب پشت سد و **y** عمق پروفیل در محل **x** بوده که با آزمون و خطا محاسبه می‌شود (در شرایط بحرانی و فوق بحرانی محاسبه پروفیل از بالادست آغاز می‌شود). پروفیل محاسبه شده از معادله بالا با واقعیت تفاوتهایی دارد. زیرا اثر اصطکاک وارد این معادله نشده است. در واقعیت جریان راس سهمی روی رودخانه‌ای با زبری مشخص حرکت می‌کند. این مسئله باعث تشکیل برآمدگی یا پیشانی (Front wave) گرد از موج با امواج کوچک لغزان (Roll wave) روی آن به سمت سراب می‌گردد. با این وجود پروفیل تئوری در بالادست بهتر برازش می‌شود(چاک لیتچ، ۱۹۱۷). همچنین سرعت مطلق امواج لغزان (V_w) در هر نقطه مشخص از عمق به کمک رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$x = -V_w t \qquad ۱۷-۳$$

بدیهی است که سرعت مطلق در موج‌های منفی روی پروفیل آب، با گذشت زمان تغییر کند زیرا شکل موج منفی ثابت نیست. در شرایط غیردائم رابطه سرعت انتشار موج (**c**)، سرعت مطلق موج و سرعت عادی جریان رودخانه (V) برای موج‌های منفی با عقب نشینی به سمت بالادست (مانند شکست سد یا باز کردن ناگهانی دریچه-نوع D) به صورت $V_w = c - V$ و برای موج‌های منفی با عقب نشینی به سمت پایین دست (بستن ناگهانی دریچه-نوع C) به صورت $V_w = c + V$ است. همان‌طور که از هیدرولیک به یاد داریم جریان غیردائم سیلاب رودخانه‌ها با رفتار موج مثبت با پیشرفت به سمت پایاب ارزیابی می‌شود(موج نوع A). در موج مثبت، سیل باعث افزایش ارتفاع جریان رودخانه به سمت پایین دست می‌گردد. اگر جریان دو رودخانه به یکدیگر برخورد کند (Channel junctions)، نوسان تشکیل شده باعث تولید موج مثبت با پیشرفت به سمت بالادست رودخانه می‌شود(موج نوع B). در شرایط غیردائم رابطه سرعت انتشار موج (c)، سرعت مطلق موج و سرعت عادی جریان رودخانه (V) برای موج‌های مثبت نوع A و B به ترتیب $V_w = c + V$ و $V_w = c - V$ است. لذا در محاسبه و طراحی سیستم‌های هشدار سیل می‌بایست این مفاهیم در خصوص محاسبات زمان هشدار سیل و همچنین اثر برگشت آب در پهنه‌بندی به کمک مدل‌های توزیعی هیدرولوژی (مدل‌های هیدرولیکی) مورد توجه قرار گیرد.

۱-۳-سیستم‌های هشدار سیلاب مناطق غیرساحلی

طراحی سیستم‌های هشدار سیل(Flood Warning Systems) با توجه به شرایط محلی و نوع سیلاب ممکن است متفاوت باشد. در طراحی چنین سیستم‌هایی مسائلی چون توپوگرافی، اقلیم، تراکم جمعیت متاثر از سیل، سازه‌های کنترل سیل، زمان مورد نیاز هشدار، تجهیزات فنی در دسترس و هزینه‌های نگهداری مورد توجه است. لذا سیستم‌های هشدار سیل ممکن است از شبکه‌های بسیار ساده بلندگو، رادیو یا نصب آژیرهای خطر در محدوده‌های سیلگیر ناشی از شکست سدها تا روش‌های پیچیده مبتنی بر کامپیوترهای خودکار متصل به شبکه ماهواره‌ای پیش‌بینی هواشناسی و مدل‌های هیدرولیکی تشکیل شود. یک سیستم هشدار سیل زمانی موفق است که باعث کاهش خسارات و تلفات جانی به واسطه هشدار و تخلیه به موقع و انتقال مناسب ساکنین شده باشد.

۲-سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل زمان واقعی - مناطق ساحلی

مسئله هشدار سیل دریایی در بسیاری از شهرهای شناور در آب و ساحلی که حفاظت از آنها در برابر امواج دریا و سونامی به وسیله سازه‌های متحرک و مستغرق در آب تامین می‌شود مثال زدنی است. در این حالت ممکن است به وسیله سازمان هواشناسی دریایی اعلام خطر صورت پذیرد. به طور کلی هماهنگی سازمان‌های مختلف به علت سیلاب هم‌زمان رودخانه‌های ساحلی و امواج، جهت جلوگیری از هشدارهای احتمالاً متناقض و متعدد ناگزیر است. پیش‌بینی و محاسبات عددی تراز خیزاب‌های طوفانی سواحل ممکن است بر اساس پیش‌بینی تغییرات فشار هوای ثبت شده در ایستگاه‌های مناسب، رابطه سرعت باد، تنش برشی و شیب فشار هوا (۱۲ تا ۲۴ ساعت قبل)، عمق آب دریا و یا تغییر رفتار برخی از حیوانات مانند فیل‌ها قبل از حادثه امکان‌پذیر باشد. در برخی از شرایط، آنالیز عمق آب زیرزمینی ساحل و تحلیل فراوانی بیشینه تراز آب سطحی در ارتباط با اثرات ترکیبی هواشناسی و نجومی جهت پیش‌بینی تغییرات سطح آب دریا صورت می‌گیرد. برخی از این اطلاعات از ایستگاه‌های ساحلی، کشتی‌های هواشناسی، سکوهای حفاری، چاه‌های نفتی و شناورها

قابل استخراج است. معمولاً زمان لازم پیش هشدار در سواحل بین چند ساعت تا یک روز است اما این زمان در رودخانه‌ها بین چند دقیقه تا چند هفته متغیر است.

سیستم‌های هشدار کارا پس از مرحله پیش‌بینی، می‌بایست در کنار سازماندهی مناسب(مدیریت بحران) تخلیه ساکنین را در زمان مشخص به عهده بگیرند. هشدارها و پیش‌بینی ساحلی متکی به تغییرات تراز آب در نقاط مشخص هستند. به طوری که بیشتر شدن تراز آب از دوره بازگشت‌های مشخص، سطح هشدار را از حالت عادی به شرایط بحرانی و فوق بحرانی تغییر داده که در هر سطحی اقدامات خاصی مانند مراقبت از سازه‌های ساحلی یا اقدام به تخلیه ساکنین مطرح می‌شود. اساس برنامه‌های پیش‌بینی به این شکل هستند که ابتدا تغییرات تراز غیر عادی توسط اطلاعات هواشناسی به سازمان هشدار سیل دریایی مخابره و در صورت ادامه بحران، خبررسانی به سایر سازمان‌های مرتبط نیروی نظامی و غیر نظامی دریایی ارسال می گردد. در این حالت در هر کشور با توجه به تجربیات و قدرت مدیریت بحران، امکان مقابله با بلا و کاهش خسارات فراهم می‌شود. لذا لازمه طراحی یک سیستم کارای پیش‌بینی و هشدار سیل دریایی داشتن یک سازمان، با تجربه مدیریت بحران در کنار تجزیه و تحلیل مناسب خیزاب‌های دریایی است. آنالیز خیزاب‌های دریایی شامل ارزیابی آماری ترازهای بیشینه در طول ساحل، بررسی طوفان‌های موسمی، بررسی هیدرودینامیک امواج و طوفان‌ها، مدل باد و گردباد، مدل‌های پیش‌بینی خیزاب، نقشه‌برداری طوفان، نقشه‌های آبگرفتگی، بررسی شیب ساحل و مقاومت اراضی، موانع طبیعی مانند جنگل مانگرو و سازه‌های موجود است. نتیجه این تحلیل‌ها باعث می‌شود تا در زمان حادثه، محل‌های آسیب‌پذیر و بی‌خطر جهت کمک‌رسانی و تخلیه مشخص باشد. در این حالت آموزش مردم نیز لازم است.

۳-۶-۱۰- ملاحظات زیست محیطی، اجتماعی، اقتصادی و فنی

- ملاحظات زیست محیطی (اکولوژیکی)

این معیار شامل کلیه پارامترهای کمی و کیفی (آلودگی) موثر در سلامت انسان، فون و فلور محیط از جنبه خسارات کمبود (خشکسالی) یا زیادی آب (سیل) به همراه انواع اثرات آلودگی را شامل می گردد لذا همیشه با ملاحظات فنی در تعامل خواهد بود. استانداردهای هر کشور دامنه خسارات را تعیین و فاصله شرایط سیستم از این حدود به عنوان معیار عملکردی سیستم محاسبه می شود. امروزه ارزیابی اثرات زیست محیطی(EIA) به عنوان بخش مهمی از پروژه‌های آبی مطرح است. به طورکلی مشخص شده است هرگونه تغییر در محیط زیست دارای اثرات مثبت یا منفی خواهد بود. با این وجود بشر جهت بهره‌برداری و ادامه حیات نیاز به ایجاد این تغییرات دارد. شناخت اثرات منفی یک طرح کمک خواهد نمود تا از رخداد حوادث تدریجی و بغرنج زیست محیطی جلوگیری و یا تا حد امکان کاهش داده شود. به عنوان نمونه ایجاد مخازن بزرگ ممکن است باعث کاهش حاصلخیزی اراضی پایاب خود شوند و یا باعث زیر آب رفتن رودخانه‌های سراب و از بین رفتن مناطق تفریحی-ورزشی شده و یا باعث افزایش زلزله شوند. به موازات این اثرات منفی، اثرات مثبتی نیز دارند به عنوان نمونه می‌توان از مخازن به صورت یک منبع بزرگ پرورش ماهی، قایق رانی، تامین آب، کنترل سیل و تفرج استفاده نمود. علاوه بر این امکان افزایش تخلیه فاضلاب به دلیل بالاتر شدن حداقل دبی رهاشده به ویژه در شرایط خشک بیشتر می گردد. امروزه از ترکیب مدل‌های هیدرودینامیک سیل و رسوب(فصل ۱ و۲) با مدل‌های

اکولوژیکی، امکان شبیه‌سازی شرایط تلفات آبزیانی چون ماهی برای شرایط مختلف سیلاب فراهم شده است. از نتایج این مدل‌های سیستمی در پهنه‌بندی زیستی و همچنین رهاسازی آب مخازن و طراحی مدل‌های بهینه بهره‌برداری چند هدفه استفاده می‌گردد.

ایجاد آستر در کف یک رودخانه ممکن است باعث بهبود و تخفیف سیلاب شود اما مکان زیست محیطی موجودات به مخاطره خواهد افتاد. به عنوان مثالی دیگر، بتونی کردن مسیل‌ها و رودخانه‌های شهر تهران، افت آبخانه و متعاقب آن نشست زمین و افزایش آلودگی همچون نیتراتی شدن به ویژه در مناطق پایین دست را به دنبال دارد. پیامد این مسائل نیز تخریب تاسیسات و ساختمان‌ها، جاده، سیستم‌های انتقال سیالات مانند لوله‌های آب، گاز و... خواهد بود. دراین خصوص راهکارهایی مانند استفاده از آستر و پوشش‌هایی که ضمن کاهش زبری مانع نفوذ آب نشوند توصیه می‌شود.

همچنین اغلب ایجاد دیواره‌های بلند در کانال‌ها بویژه در مناطق شهری و پرجمعیت خطراتی مانند سقوط انسان در کانال را به همراه دارد. به طوری که اگر کانال خشک یا کم آب باشد باعث مصدوم شدن و اگر پرآب باشد امکان غرق شدن افزایش می‌یابد. این مسئله در نواحی بیرون از شهر برای حیات وحش ایجاد خطراتی مشابه خواهد نمود. در صورتی که چاره‌ای به جز ایجاد کانال‌های با دیواره بلند نباشد راهکارهایی مانند ایجاد حصار در طول بازه مناطق شهری، ایجاد شیب و یا پلکانی کردن قسمت‌هایی از دیواره کانال توصیه می‌شود. علاوه بر این ایجاد دایک‌ها در رودخانه‌های روستایی اغلب باعث قطع ارتباط و خشک شدن تالاب‌ها می‌شود. بنابراین مطالعات EIA به عنوان یک الزام در پروژه‌های آبی توصیه می‌گردد. سایر معیارهای توصیفی کیفی نیز می تواند از روش های فازی وارد محاسبه شود.

همچنین اهمیت معیارهای اکولوژیکی در پایداری تنوع زیستی اکوسیستم ها ثابت شده است. این موضوعات با نوسانات هیدرولوژیکی و مدیریت یکپارچه سیستم در اندرکنش متقابل است. یکی از این معیارهای اکولوژیکی شایستگی بوم نام دارد. به عنوان مثال این معیارها برای آبزیان و جلبک های یک دریاچه اساساً به نوسانات هیدرولوژیکی وابسته هستند. مثلاً توزیع فراوانی اکسیژن یک دریاچه یا عمق رودخانه در مکان و زمان های مختلف برای یک گونه حیاتی شبیه سازی می شوند. سپس توزیع فراوانی ایده آل آن نیز برآورد می شود. با روی هم گذاری این دو منحنی می توان درصد شاخص شایستگی زیستی یا بوم گونه خاص را تعیین نمود. عدد ۱۰۰ بهترین شرایط و صفر بدترین شرایط اکولوژیکی را نشان می‌دهد.

- ملاحظات اجتماعی

مسائل اجتماعی، بسیار گسترده و اغلب غیر قابل پیش‌بینی هستند. به تجربه مشخص شده در صورتی که روابط اجتماعی مشخص بین پروژه‌های اجرایی و مردم وجود نداشته باشد احتمال شکست پروژه افزایش می‌یابد. به عنوان نمونه احداث سازه‌های خشکه چین در پروژه‌های آبخیزداری به ویژه در سال‌های خشک که چشمه‌ها کم آب شده‌اند باعث بدبین شدن مردم نسبت به این نوع عملیات در آن منطقه خاص شده است. لذا توجیه مردم و در کنار نبودن آنها بسیار ضروری است. این مسئله به ویژه در مطالعات هشدار سیل ضرورت پیدا می‌کند. زیرا توجه به اخطارها و باور کردن کارشناسان بسیار حیاتی است. در این خصوص می‌توان به مسائل روحی ناشی از سیل(Sociological)، عدم موفقیت هشدارهای بدون آموزش، ترک املاک در زمان خطر، هشدار و توجیه کشاورز و گله‌دار در محدوده انحراف سیل و غیره به عنوان بخش ناچیزی از مسائل اجتماعی که توجه به آنها باعث افزایش عملکرد طرح خواهد شد اشاره نمود.

- ملاحظات اقتصادی

موضوع اقتصاد در منابع آب ارتباط نزدیکی با مسائل اجتماعی-فرهنگی و معیشتی مردم دارد. آنالیزهای اقتصاد سیل ممکن است مربوط به انتخاب بهینه دوره بازگشت طرح جهت برآورد ارتفاع یک سیل‌بند و یا انتخاب اقتصادی حجم ذخیره مخزن یک سد باشد. علاوه بر این ممکن است مسئله انتخاب اقتصادی‌ترین سناریو از بین چندین گزینه کنترل سیل که به لحاظ فنی و اجتماعی مورد تایید هستند باشد. در ادامه هر یک از این موارد تشریح می‌شود. مثالی از آنالیز سیستمی و لحاظ مجموع مولفه‌های اقتصادی، اجتماعی، زیست محیطی و فنی در بخش مدیریت سیستمی ارائه شده است.

به طورکلی خسارات ناشی از سیل ممکن است به صورت ملموس(Tangible) یا غیر ملموس(Intangible) باشد. اگر یک پروژه کنترل سیل، موفق به جلوگیری از تخریب یک منزل مسکونی شود معادل خسارت احتمالی، منفعت ملموس مستقیم نصیب طرح شده است. تخریب منازل، مرگ و میر و موارد مشابه، خسارات ملموس مستقیم و در صورت مهار سیل منفعت ملموس مستقیم خواهد بود. فرسایش و رسوب نیز با توجه به روش کنترل ممکن است به عنوان خسارت یا منفعت ملموس غیر مستقیم منظور شود. مواردی چون احساس امنیت، حفظ تنوع زیستی، حفظ بانک بذر را می‌توان در گروه خسارات یا منفعت‌های غیر ملموس قرار داد. در هر پروژه خاص می‌بایست لیستی از این نوع منافع و خسارات احتمالی با توجه به روی هم گذاری نقشه‌های سرمایه گذاری زمین و پهنه‌بندی سیل تهیه شود. بررسی‌ها حاکی از آن است که ارزش منافع و خسارات غیر ملموس گاهاً بیش از ۲ برابر ارزش عوامل ملموس و حتی بیشتر هستند. بنابراین برای هزینه و درآمد(Cost & Benefit) می‌توان عوامل ملموس و غیر ملموس را به صورت هزینه یا منفعت‌های مستقیم و غیر مستقیم در نظر گرفت. به عنوان مثال هزینه اولیه خرید یک ماشین یا خانه، هزینه خاکبرداری، سیمان، کارگر، حمل و نقل هزینه‌های مستقیم هستند. این هزینه‌ها در پروژه می‌بایست در سال اول یا دوم نقداً پرداخت شود. هزینه‌های ثانویه صرف تعمیر، نگهداری و عوارض شهرداری و کلیه هزینه‌هایی که در طول زمان پرداخت می‌شود هزینه‌های غیر مستقیم هستند. بنابراین می‌بایست اصل سرمایه اولیه، سود پول سرمایه اولیه با توجه به درصد بهره (Interest rate) و هزینه‌های نگهداری محاسبه شود. بدیهی است که مجموع اصل سرمایه و بهره آن باید کمتر از بهره حاصل از اجرای پروژه‌های کنترل سیل باشد. دراین حالت بحث استهلاک و فاکتور CRF به شرح زیر مطرح می‌شود:

$$CRF = i(1+i)^m / \left[(1+i)^m - 1\right] \qquad ۱۸-۳$$

Capital recovery factor: فاکتور تقسیط سرمایه یا برگشت سرمایه که بر اساس سود سرمایه اولیه و عمر مفید پروژه محاسبه می‌شود.

i: نرخ بهره موثر از معیارهای اقتصادی(تورم، کاهش سرمایه و ارزش زمانی پول) و بانک مرکزی برحسب %

m: عمر مفید یا اقتصادی پروژه که بر اساس روش‌های مختلف هیدرولوژیکی قابل محاسبه است. همچنین ممکن است بر اساس مدت استهلاک سرمایه یا مدت بازپرداخت یا مدتی که بانک قسط‌بندی می کند محاسبه شود.

جهت محاسبه هزینه یا قسط متوسط سالانه(AMC) فاکتور مذکور در سرمایه اولیه(IC) که همان هزینه‌های سرمایه‌ای ثابت یا یکجا شامل ساخت در یک و دو سال پروژه است به شرح زیر ضرب می‌شود:

$$AMC = IC * CRF \qquad ۱۹-۳$$

هزینه کل متوسط سالانه($TAMC$) نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$AMC + MC = TAMC \qquad ۲۰-۳$$

MC: یا هزینه‌های OMR که شامل هزینه‌های بهره‌برداری، نگهداری و تعمیرات می‌شود. این هزینه‌ها برای سال اول پروژه هستند زیرا همان‌طور که در بالا نیز اشاره شد به عنوان مثال هزینه نگهداری در طول مدت عمر پروژه و سال به سال پرداخت می‌شود. دراین حالت منفعت حاصل از پروژه نیز سال به سال افزایش می‌یابد. لذا هزینه نگهداری بر اساس سال اول پروژه محاسبه می‌شود. تمامی محاسبات می‌بایست بر مبنای مشخصی از زمان مثلاً سال ۱۳۸۴ بودجه حساب شود تا تاثیر تغییرات ارزش زمانی پول نیز لحاظ شود. در این شرایط امکان مقایسه طرح‌های با عمر اقتصادی متفاوت فراهم می‌شود. در خصوص سایر روابط و مفاهیم پایه فاکتورهای تنزیل (Discounting factors) به کتب مرجع علم اقتصاد مراجعه شود.

تعیین سناریو و سیلاب طرح بر اساس آنالیز اقتصادی

سوال این است کدام سناریو و با چه دوره بازگشتی برای کنترل سیل مناسب و اقتصادی است؟ امروزه سناریوسازی و شبیه‌سازی سیستم بر اساس سیستم‌های چند عامله(MAS) امکان‌پذیر است(فصل آب زیرزمینی). با این وجود بهره‌گیری از آنالیزهای اقتصادی همواره ناگزیر است. در این خصوص ابتدا می‌بایست نقشه سرمایه گذاری دشت سیلابی با توجه به نقشه پهنه‌بندی سیل با دوره‌های بازگشت مختلف تهیه شود. فرض کنید نقشه پهنه‌بندی سیل ۱۰ ساله تهیه شده و با نقشه سرمایه گزاری و کاربری اراضی روی هم گذاری شده است. در این حالت با توجه به مشخصات سیل همچون سرعت سیل، عمق و تداوم سیل امکان ارزیابی خسارات ناشی از سیل با دوره بازگشت مشخص فراهم می‌شود. به عنوان مثال هر هکتار از کاربری خاص در پهنه سیلاب ۱۰ ساله چقدر ارزش دارد؟ عملیات مذکور برای کلیه سرمایه‌های موجود ملموس یا غیرملموس مانند ارزش اراضی، ساختمان، خودکشی پس از سیل و غیره طبق رابطه زیر جهت محاسبه ارزش سرمایه گذاری یا کل میزان خسارات احتمالی(TD) برای هر دوره بازگشت خاص T و n کاربری محاسبه می‌گردد:

$$TD = B_T = \sum_{i=1}^{n} a_i . c_i . s_i \qquad ۲۱-۳$$

area: مساحت یا واحد ساختمان یا انسان و...، cost: هزینه واحد جز I بر اساس ارزش واحد سطح یا دیه انسان.

severity: جدی بودن و شدت تخریب سیل که بین صفر تا یک متغیر است. تعیین این پارامتر تجربی بوده و یا از روی منحنی‌های تراز –خسارت نواحی مشابه قابل ارزیابی است. به عنوان مثال اگر عمق سیل در محدوده مسکونی ۱۰ سانتی‌متر باشد ممکن است تنها خسارت به فرش و اسباب موجود در کف و پایه منازل شمع‌دار وارد شود و یا در مناطقی مانند جنوب تهران که زیرزمین وجود دارد ممکن است اهمیت بیشتری داشته باشد(اهمیت ضد سیل کردن) و مقدار s کمتر از ۰,۳ یا بیشتر باشد اما در سیلاب ۱۰ متری برابر یک در نظر گرفته شود. این مسئله در کاربری‌های مختلف متفاوت است به طوری که در زمین‌های کشاورزی ممکن است ارتفاع ۱۰ سانتی‌متر سیل به مدت ۲ ساعت با توجه به نوع محصول نه تنها خسارتی وارد نکند بلکه مفید نیز باشد که دراین حالت ارزش s برابر صفر خواهد بود. لذا جهت تعیین مقدار s می‌بایست ارتفاع و مدت سیل و همچنین نوع کاربری مشخص شود. باید توجه نمود مقدار TD برای هر دوره بازگشت متفاوت است زیرا

ارتفاع سیل ۱۰ ساله در یک مکان با ارتفاع سیل ۲۰ ساله در همان مکان متفاوت بوده و لذا شدت تخریب نیز معمولاً بیشتر است. البته با توجه به خصوصیات منطقه ممکن است همیشه بیشتر نباشد. جدول ۳-۴ روند محاسبات را نشان می‌دهد.

جهت محاسبه هزینه‌های اجرا(TAMC)ابتدا می‌بایست گزینه یا گزینه‌های فنی-اجتماعی مناسب را انتخاب نمود. فرض کنید دایک یکی از گزینه‌های مناسب برای این شرایط باشد. همچنین ممکن است برای همین دوره بازگشت گزینه دیگری مانند احداث سد مطرح باشد. در این صورت باید هر دو گزینه را برای یک دوره بازگشت محاسبه کرد. همچنین نوع سازه با توجه به ابعاد طرح و افزایش دوره بازگشت ممکن است تغییر کند. به طوری که برای دوره بازگشت‌های بیشتر از ۵۰ سال دایک خاکی مناسب نبوده و معمولاً از سیل‌بند به ویژه در مناطق شهری استفاده می‌شود. در انتها با جایگذاری مقادیر B و TAMC روی محور عرض‌ها با دوره بازگشت متناظر هر یک روی محور طول‌ها امکان انتخاب دوره بازگشت طرح برای مناسب‌ترین سناریو فراهم می‌گردد. بدیهی است در این حالت جایی که منحنی مربوط به منفعت یا B روی منحنی هزینه‌ها باشد و ضمناً بیشترین فاصله را از منحنی هزینه یا TAMC داشته باشد به عنوان بهترین دوره بازگشت طرح برای گزینه متناظر خواهد بود. البته ممکن است دو یا چند گزینه چنین شرایطی داشته باشند که در این حالت محدودیت‌های زیست محیطی و اجتماعی و یا حتی فنی مجدداً ارزیابی می‌شود. به طورکلی در دوره بازگشت‌های پایین و یا بالا، اجرا اقتصادی نیست زیرا B/C کمتر از واحد است و بهتر است کاری انجام نشود(no action). دراین حالت منحنی‌های سود به هزینه ابتدا کم، سپس زیاد و در انتها مجدداً کم شود. همچنین در جایی که نسبت سود به هزینه برابر یا نزدیک واحد است ممکن است دولت به دلیل مسائل سیاسی یا اجتماعی سوبسید دهد و حتی نسبت ۰,۹۷ را برای یک پروژه خاص قبول و اجرایی کند.

جدول۳-۴: روند محاسبات تعیین گزینه و سیلاب طرح اقتصادی

سازه	T	P	TD($)	خسارت اضافه شده بخشی	خسارت سالانه بخشی	خسارات سالانه (عدم اجرا)	سود-B (اجرای موفق)	TAMC (هزینه اجرا)	B/C
دایک	10	0.1	200	200	20	20	20	27	0.74
دایک	20	0.05	285	85	4.25	24	24	34	0.7
بای پس دائم	50	0.02	417	132	2.6	26.6	26.6	51	0.52
سیل‌بند یا سد یا..	100	0.01	816	.	.	.	49	37	1.32
بای پس موقت	200	0.005	1020	.	.	.	35	40	0.87

در روش آنالیز سود به هزینه (B/C) که در بالا مشروح شد توجهی به توزیع درآمدها و سودها ندارد. بطوریکه ممکن است سود ناشی از اجرای پروژه فقط معطوف درصد کمی از مردم ذینفع باشد و یا هزینه ها اغلب به قشر کم درآمد تحمیل

شود. لذا باید آنالیزهای اقتصادی به صورت توزیعی محاسبه و در انتخاب گزینه ها لحاظ شود. همچنین ممکن است سود گزینه های مختلف در کوتاه مدت یا درازمدت آنالیز شود. حالت اول تنها به عملکرد سیستم بدون توجه به تغییرات درازمدت پارامترها توجه می کند اما در حالت دوم باید سود ناشی از طرح در اثرات تغییرات درازمدت همچون تغییر نیازها و کمبود منابع محاسبه شود. در هر حال همیشه منحنی سود درازمدت هر طرح بالاتر و بیشتر از سودهای کوتاه مدت خواهد بود. (مرجع ۵۱ مطالعه شود)

- ملاحظات فنی

معیارهای زیست محیطی ممکن است فنی (کمی) بررسی شود. در خصوص سیلاب در حال حاضر مناسب‌ترین تکنیک سیستمی تخفیف سیلاب، روش‌های پیش‌بینی و هشدار سیل هستند. یک سیستم موفق هشدار سیل، به جز نقشه‌های پهنه‌بندی سیل(Zonning) به نقشه‌های پهنه‌بندی خطر سیل(Flood hazard map) نیز نیاز دارد. این نقشه‌ها شامل اطلاعاتی نظیر سرعت، عمق و تراز آبگرفتگی، اثر سازه‌های موجود همچون کانال‌ها و خاکریز راه‌آهن و بزرگراه‌ها (تراز نسبی خاکریزهای حداقل با ۵۰ سانتی‌متر ارتفاع)، پمپاژ از رودخانه، شکست سد و شکست خاکریزهای کنترل سیل، مسیر تخلیه ساکنین، موقعیت پناهگاه‌ها و.. را شامل می‌شوند. شکست سد پیشتر تشریح شد. در خصوص شکست دایک‌ها و سایر سیل‌بندها می‌بایست توجه نمود که نقاط شکست روی خاکریزها طوری انتخاب شوند که حداکثر خسارات احتمالی ممکن بر اساس حداقل نقاط شکست، سناریوسازی و شبیه‌سازی گردد. به طورکلی می‌بایست با توجه به روش‌ها و مفاهیم فصل‌های گذشته، جریان سیل رودخانه را آنالیز نمود و روابط دبی –اشل سیلاب دشت و کانال اصلی رودخانه محاسبه گردد. همچنین شرایط مرزی شکست‌ها آنالیز و تعیین گردند. یکی از این شرایط مرزی مربوط به سرریز جریان در اثر روگذری از خاکریزهاست. این نقاط مربوط به محل‌های شکست و پیش رونده سیل‌بند بوده که قابل برآورد هستند. محدوده شکست ممکن است بر اساس تجارب گذشته و طول شکست (**y**) بر حسب متر از روابط زیر بر اساس عرض رودخانه (**x**) بر حسب متر تخمین زده شود:

$$y = 1.6x(\log_{10}^{x})^{3.8} + 62 \qquad ۲۲\text{-}۳$$

$$y = 2x(\log_{10}^{x})^{3.8} + 77 \qquad ۲۳\text{-}۳$$

رابطه ۳-۲۳ برای شرایطی است که اثر تقاطع دو رودخانه وجود دارد. چنین شرایطی در فاصله‌ای تا حدود ۲ برابر عرض رودخانه اصلی در بالادست و پایین دست تقاطع و همچنین برای شاخه‌های فرعی با عرض حداقل ۳۰ درصد عرض رودخانه اصلی اتفاق می‌افتد. جریان سیل بر اساس رابطه بین تراز آب رودخانه و تراز آستانه شکست سیل‌بند مشخص می‌شود. پیشرفت شکست سیل‌بند با زمان در نبود اطلاعات اغلب خطی فرض می‌شود. در این شرایط فرض می‌شود که در لحظات آغازین، شکست سیل‌بند به نیمی از حد بیشینه خود (**y/2**) رسیده و پس از یک ساعت آستانه شکست ظاهر می‌شود. دبی سرریز با توجه به شرایط جریان کانال، تغییر مسیر آب، کامل یا مستغرق بودن جریان، شیب کف رودخانه در حالت سرریز طولی یا عرضی ممکن است ار روابطی همچون رابطه هونما (Honma) تعیین شود.

- در انتخاب ضریب زبری معادل جهت شبیه‌سازی سناریوها می‌بایست دقت نمود تا فاکتورهای موثر مانند نوع مدل شبیه‌سازی (مدل ذخیره سیلاب، ذخیره سرریزی، مدل ذخیره کانال روباز)، اثر نیروی دراگ موانع (ساختمان‌ها)، الگوی کاربری اراضی و وضعیت آبرگرفتگی‌ها لحاظ گردد. به عنوان نمونه در مدل‌های ساده شده یک بعدی و دو بعدی غیر دائم ذخیره سرریزی جریان، ضریب جریان (**c**) که شامل ضریب زبری (n) نیز است، به دلیل وجود ساختمان‌ها و اثر جمع شدگی جریان (Vena contract) افزایش می‌یابد. در این شرایط ممکن است ضریب **c** بین ۰,۰۵ تا ۱ نیز لحاظ شود. در مدل‌های ساده شده یک بعدی غیردائم مدل ذخیره‌ای باز و ذخیره سیلاب، اگر الگوی کاربری به دو دسته شهری و گروه صحرائی-کشتزار تقسیم شود مقدار ضریب n مانینگ برای مناطق شهری بین ۰,۱ تا ۰,۳ و برای گروه دوم بین ۰,۱ تا ۰,۲۵ ممکن است انتخاب شود. در مدل‌های دو بعدی غیردائم مدل ذخیره سیلاب، ضرائب زبری با عمق آبگرفتگی مرتبط است. در این شرایط با توجه به نسبت ساختمان سازی، عمق سیل و مساحت الگوهای کاربری مقدار میانگین وزنی ضریب زبری (**n**) از روابط مناسب تعیین می‌شود.

۳-۶-۱۱- مدیریت بحران و ریسک بلایای طبیعی

تهیه نظام‌نامه سیل، مدیریت ریسک و بحران قبل از وقوع، در حین وقوع (Emergency Action Plan) و بعد از وقوع حادثه از مسائل نسبتاً جدیدتر منابع آب و کنترل سیل هستند. این مسائل در خصوص مدیریت خشکسالی نیز مطرح است. لذا موضوع بند حاضر منحصر به سیلاب نبوده و لذا شامل ۴۱ بلای شناخته شده همچون خشکسالی، طوفان، رعد و برق، شکست سد، زلزله و غیره نیز می‌تواند باشد. در این بند تهیه نظام نامه‌های سیل و مدیریت بحران سیل مورد توجه است. همچنین آنالیز ریسک حادثه بر اساس تجارب تاریخی و روابط ریاضی مشخص مورد توجه است. مطالعه مطالب گذشته نشان می‌دهد که شناخت علت رخداد سیلاب‌های گذشته که ممکن است طبیعی و یا تشدید شده به دلیل دخالت‌های بشر باشد تا چه حد می‌تواند به مدیریت بحران قبل از واقعه کمک نماید. در این میان آنالیز ریسک و استفاده از مدل‌های استوکاستیکی پهنه‌بندی سیل، احتمال شکست سد و رخداد رگبار از جمله ابزارهای مدیریت ریسک و بحران محسوب می‌شوند. پر شدن دهانه چشمه پل‌ها به عنوان یک تجربه و هشداری دیگر از این موارد است. انجام مانورهای فرضی جهت آموزش و آمادگی مردم و سازمان‌های ذیربط روشی جهت مدیریت بحران در حین وقوع حادثه (EAP) است. در ادامه ابتدا تعریف مفاهیم و واژه‌های کلیدی ارائه می‌شود:

-بلا(Hazard): در دنیا بیش از ۴۱ بلا مانند سیل، زلزله، خشکسالی، طوفان و با فاصله زیاد.... سرمازدگی، گرمازدگی، آتش سوزی، رعد و برق و... شناخته شده است که چهار مورد اول عمدتاً در ردیف‌های آغازین قرار دارند. بلا در واقع خطر یا عامل بالقوه خسارت است به عنوان مثال در کنار رودخانه رفتن به ویژه رودخانه‌های سیلابی و در زمان نامناسب یعنی در معرض بلا قرار گرفتن و افزایش احتمال رخداد حادثه.

-حادثه(Disaster): ژاپن کشوری بلاخیز است اما حادثه خیز نیست(Proofing). بنابراین بلا همیشه حادثه نیست. بروز حوادث طبیعی و یا تشدید شده مصنوعی غیر قابل اجتناب بوده و می‌بایست یا در معرض قرار نگرفت(حساسیت را کاهش داد) و یا در صورت ناگزیر بودن به ایمنی و مدیریت حادثه نیز فکر کرده باشیم. اگر کنار رودخانه خانه ساختیم می

بایست نکات ایمنی رعایت شود(Flood proofing). همچنین مسائل ایمنی و مدیریت حادثه و ریسک قبل از حادثه، حین و بعد از حادثه نیز الزامی است.

-بحران(Crisis): بر اساس تعریف ارائه شده در طرح جامع امداد و نجات مصوب سال ۱۳۸۲ هیأت محترم دولت، بحران به صورت زیر تعریف شده است:

"حوادثی است که در اثر رخدادها و عملکرد طبیعی و انسانی بطور ناگهانی به وجود می‌آید، مشقت و سختی را به یک مجموعه یا جامعه انسانی تحمیل می‌کند و بر طرف کردن آن نیاز به اقدامات اضطراری، فوری و فوق العاده دارد."

-ریسک(Risk): یکی از مفاهیم کلیدی در هیدرولوژی مفهوم ریسک و اطمینان پذیری(Reliability)است. همان‌طور که پیشتر نیز ذکر شد ریسک احتمال وقوع(p) حادثه در یک دوره زمانی مشخص است و با اطمینان‌پذیری به صورت زیر رابطه دارد:

$$R_e = 1 - Risk = (1-p)^n \qquad ۲۴\text{-}۳$$

N برابر تعداد وقوع شرایط نامطلوب حادثه است لذا اطمینان‌پذیری احتمال عدم وقوع شرایط نامطلوب متناظر با ریسک خاص است. اگرچه بلایا را می‌توان از دیدگاههای مختلف گروه‌بندی نمود، میتوان آنها را در دو کلاس عمده زیر نیز مطالعه نمود:

۱-بلایای طبیعی(natural) و ۲-بلایای انسان ساز(man-made).

درصد قابل توجهی از تولید ناخالص ملی(GDP) کشورهای بلاخیز که مدیریت بحران مناسب ندارند هزینه می‌شود. با توجه به این‌که رشد جمعیت هم معمولاً در این کشورها کمتر از ۱ تا ۳ درصد نیست حتی با یک GDP برابر ۴ درصد بازهم پیشرفت و توسعه وجود ندارد. تداوم چنین شرایطی یعنی توسعه فقر، مهاجرت و اثرات منفی زیست محیطی که با توسعه پایدار مغایرت دارد. این در حالیست که با صرف هزینه کمتر از یک سوم خسارات، امکان کنترل و یا تخفیف بخش عمده‌ای از حوادث وجود دارد. لذا همیشه بخشی از ثروت صرف حوادث می‌گردد لذا بهتر آن است که این هزینه با درایت همراه شده باشد. با توجه به این مسائل مدیریت بحران و ریسک بلایای طبیعی یکی از روش‌های مدیریتی و زیربنایی تخفیف خسارات ناشی از سیل و خشکسالی محسوب می‌گردد.

-برگشت پذیری(تعمیرپذیری): برگشت پذیری(Resiliency) سیستم، احتمال بازگشت سیستم به شرایط مطلوب S پس از یک شکست F (وقوع حادثه)است. این معیار برای زمان t و عملکرد X در یک دوره بهره‌برداری و در یک افق برنامه‌ریزی به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$P(X) = P\{X_{t+1} \in S | X_t \in F\}$$

عکس مقدار P(X) حاکی از طول متوسط دوره شکست و متناسب با خسارات ناشی از عملکرد نامطلوب سیستم مانند رخداد سیل یا خشکسالی است.

-آسیب پذیری: شدت و بزرگی شکست‌های مشاهده شده سیستم در یک زمان مشخص را آسیب‌پذیری سیستم یا (Vulnerability) می‌نامند. معمولاً برای اندازه‌گیری این معیار شاخصی تحت عنوان شدت خسارت تعریف می‌شود که

این شاخص معمولاً متناسب با یک عامل یا حاصلضرب چند عامل است. این معیار در مطالعات خشکسالی ممکن است با مجموع کمبودها متناسب باشد. به عنوان مثال بین شدت تخریب سیل(Severity) و حاصلضرب عوامل تداوم d و عمق سیل h برای هر نوع کاربری خاص رابطه زیر بر قرار است:

$$S\alpha h.d\,\alpha\,\%damage \qquad ۲۵-۳$$

- ارزیابی ریسک سیل

پیش از مدیریت ریسک(سیل، خشکسالی و...) یکی از گام‌های اولیه، ارزیابی ریسک است. ارزیابی ریسک یعنی تعیین کمی یا کیفی ارزش ریسک مرتبط با وضعیت یا خطر مشخص. بیان ریاضی ریسک به شکل زیر است:

$$Risk = R_i = L_i\,p(L_i)^{R_{total}} = \sum_i L_i\,p(L_i) \qquad ۲۶-۳$$

L: بزرگی خسارات بالقوه که ممکن است بر حسب دلار، متریک، تعداد انسان و غیره بیان شود.

$p(L_i)$: مقدار احتمال رخداد تلفات بین صفر تا ۱

اندازه‌گیری دو عامل فوق بسیار دشوار است به طوری که احتمال بروز اشتباه بزرگ در برآوردها با توجه به دقت ابزار و مهارت کارشناس نیز وجود دارد. به عنوان نمونه فرض کنید بر اساس آنالیز نسبت بارانی و آفتابی بودن سری روزانه داده‌های تاریخی مشخص شده است مقدار شانس کمی عدم قطعیت آفتابی بودن ۹۰ درصد باشد لذا مقدار کمی ریسک شکست یا رخداد بارش ۱۰ درصد است در این حالت اگر وقوع بارش برابر با از دست دادن ۵۰ دلار باشد لذا مقدار کمی ریسک برابر ۱۰ درصد شانس از دست رفتن ۵۰ دلار است. این وضعیت ممکن است با بررسی دقیق‌تر و تقسیم ریسک به درصد احتمال ابری بودن و بدون بارش، بارش سبک و بارش سنگین، متناظر با از دست دادن بخشی یا تمام ۵۰ دلار تقسیم گردد. ممکن است در مسائلی مانند مثال بالا نشان داده شود ریسک معادل از دست دادن فرصت قابل انتظار(EOL) معادل ۵ دلار است که در این مثال از حاصلضرب شانس

خسارت(۱۰٪) در مقدار خسارت(۵۰$) محاسبه می‌شود. این معیار زمانی مفید است که ریسک خنثی(بدون دخالت عوامل بیرونی) علت حادثه باشد. مانند حاصلضرب احتمال وقوع سیل ۱۰۰ ساله(۰,۰۱) در خسارت احتمالی (۵ میلیون تومان) آن در صورت اتفاق افتادن که معادل ۵۰ هزارتومان خسارت به طور متوسط سالانه به دست می‌آید. در بسیاری از موارد ممکن است بخواهیم با پرداخت هزینه بیشتر، ریسک شکست را کاهش دهیم. مقدار حداقل پرداخت به شرکت‌های بیمه همان مقدار EOL است که با افزودن درصد سود مجاز و سایر هزینه‌های اجرایی مقدار پرداخت بیمه مربوطه مشخص می‌شود. با این وجود مشخص است پرداخت حتی بیشتر EOL تضمینی در عدم رخداد حادثه نخواهد بود. لذا کاربری با ریسک بیشتر یعنی نیاز به حفاظت بیشتر جهت کاهش ریسک سیل اما ریسک باقی مانده به موفقیت عملیات اظطراری (EAP) وابسته است.

-مدیریت بحران: مدیریت بحران در طرح جامع امداد و نجات چنین تعریف شده است:" فرآیند عملکرد و برنامه‌ریزی مقامات دولتی و دستگاه‌های اجرایی دولتی و عمومی است که با مشاهده، تجزیه و تحلیل بحرانها، به صورت یکپارچه، جامع و هماهنگ با استفاده از ابزارهای موجود تلاش می‌کنند از بحرانها پیشگیری نمایند یا در صورت بروز آنها در

جهت کاهش آثار، آمادگی لازم، امدادرسانی سریع و بهبود اوضاع تا سطح وضعیت عادی تلاش نمایند." فرآیند مدیریت بحران به لحاظ سیستمی شامل سیستم نرم افزاری (نرم افزار CRISIS و HAZUS-MH) و سخت افزاری(متخصص، امکانات و...) است و به لحاظ زمان بندی، عملیات مدیریت بحران شامل مدیریت قبل، بعد و حین حادثه است. به طورکلی مراحل مختلف مدیریت بحران شامل ۱-آمادگی قبل از حادثه، ۲- پاسخ مناسب حین حادثه ۳- دستیابی به سطح اولیه یا مناسب سیستم و ۴-تخفیف خسارات و کسب تجربه است. برای طراحی یک سیستم مدیریت بحران کارا می‌بایست به موارد زیر نیز توجه نمود:

-دسترسی به سیستم‌های اطلاعاتی، مکانی و ارتباطی

-پیش‌بینی قوانین و نظام نامه‌های مناسب

-وجود یک مرکز اصلی مدیریت به نام اتاق بحران و فکر

یکی از اساسی‌ترین بخش‌های مدیریت بحران کارا طراحی اتاق بحران است. جزئیات بیشتر در این زمینه در مراجع موجود است. یکی از ابزارهای مدیریت بحران ریسک سیلاب، تهیه نقشه‌های خطر سیلاب است که از زون‌ها و رنگ‌های مشخص تشکیل شده‌اند و در زمان هشدار، ساکنین هر زون که قبلاً آموزش دیده‌اند واکنش مقتضی با شرایط هشدار را نشان خواهند داد. لذا طراحی سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل یکی از ابزارهای اصلی مدیریت بحران سیل است.

۳-۷-تمرین

۱-تحقیق کنید تفاوت مطالعات در طرح‌های جامع کنترل سیل با پروژه‌های توجیهی و شناخت چگونه است؟

۲-با توجه به داده‌های خام جدول ۳-۱، سیلخیزی واحدهای هیدرولوژیکی منطقه نیشابور را بر اساس روش یوتا(UTA) تعیین و نتایج را با روش DSM مقایسه نمایید؟ علت تفاوت را تحقیق کنید؟

۳-تفاوت سیلاب‌های معمولی با تند سیلاب‌ها(Flash flood) را تشریح کنید و تحقیق کنید چه تغییری در طراحی سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل این دو نوع سیل وجود دارد؟

۴-تفاوت سیلاب‌های ساحلی و دریایی را تشریح کنید و تحقیق کنید ضرورت آنالیز خیزاب‌های دریایی در طراحی سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل دریایی چیست؟ و چگونه می‌توان خیزاب‌های دریایی را از روی تغییرات سطح سفره آب‌های زیرزمینی پیش‌بینی نمود؟

۵-چگونه می‌توان با عملیات آبخیزداری زمان پیش هشدار سیل را افزایش داد؟

۶- دبی طرح رودخانه‌ای در محدوده یک شهرک صنعتی حدود ۱۹۰ مترمکعب برثانیه با ضریب زبری ۰,۰۳۸ برآورد شده است. سطح مقطع عمودی دبی عبوری با شکل مستطیل است. پهنای کف ۶۵ متر با عمق ۳۵ متر است. بررسی‌ها حاکی از آن است که امکان طراحی و اجرای بای پس در ساحل چپ با ظرفیت انتقال ۲۰ cms وجود دارد .الف- با فرض منشوری بودن کلیه خصوصیات مسیر رودخانه، حداکثر افت تراز در محدوده شهرک که پایین نقطه انحراف قرار دارد چقدر است؟ ب-در صورتی که حداقل افت لازم جهت حفاظت شهرک ۷۰ سانتی‌متر باشد نیاز به طراحی سناریوهای جدید را بررسی کنید؟ ج-پروفیل سطح آب در بالادست نقطه انحراف چگونه خواهد بود؟

۷-تحقیق کنید به جز روش حل جبری سیمپلکس در مدل بهینه خطی آبخیزداری چه روش‌هایی در زمینه حل مدل‌های بهینه غیرخطی وجود دارد؟ این روش‌ها را در تعیین تراز بهینه مخازن کنترل سیل نیز مقایسه کنید؟ در این خصوص روش‌های حل برنامه‌ریزی پویا (DP) و آنایز عدم قطعیت‌ها را نیز بررسی کنید؟

۸-روش‌های کنترل جریان، رسوب و آلودگی سیلاب را در سطح شهر بررسی کرده و اصول طراحی آنها را با حوضه‌های روستایی تحقیق کنید؟

۹- روش‌های تعیین پروفیل سطح آب در پهنه‌بندی سیلاب دشت همچون حل عددی معادلا سنت-ونانت، گام استاندارد، روش اذرا، روش گریم (Grimm) و روش لیچ را با یکدیگر مقایسه کنید؟

۱۰-بر اساس متن آمایش سرزمین را تعریف کنید؟ بر این اساس تعرف خود را از برنامه‌ریزی شهری، برنامه‌ریزی آب و منابع طبیعی اصلاح کرده و مفهوم IWRM را با توجه به توضیحات ارائه شده در سراسر کتاب توضیح دهید (فصل خشکسالی و آب زیرزمینی)؟ آیا آمایش سرزمین می‌تواند یک روش مناسب در مدیریت بحران و کاهش بلایا باشد؟ آیا تعریف آبخیزداری با آمایش سرزمین متفاوت است؟

۳-۸-مراجع

۱. ارجمند، محمد علی (۱۳۸۳)، "متره و برآورد و اصول اولیه پیمانکاری"، انتشارات آزاده، چاپ سوم.

2. Daliri, F., Seraji, H.S., Kholghi, M., & Dehghanipour, A.H. (2013),” Prioritizing sub-watersheds flooding intensity for structural Damaging Flood control and managing”.Desert,ISI 18 (2): 153-162. (http://jdesert.ut.ac.ir).

۳. دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید؛ سیدسراجی، حسن (۱۳۸۷)،"معرفی و ارزیابی روش DSM، معیارسازی دلیری، جهت اولویت‌بندی عملیات کنترل سیلاب"، سومین کنفرانس مدیریت منابع آب ایران، دانشگاه عمران تبریز و انجمن مهندسی منابع آب ایران.

٤. دلیری، فرهاد (۱۳۸۷)،"مطالعات کنترل سیلاب سد ایلام"، شناخت، مطالعات تکمیلی آب شرب شهر ایلام، سازمان آب منطقه‌ای، مهندسین مشاور مهاب قدس.

۵. عسگری، احمد؛ رحیم‌زاده، فاطمه؛ محمدیان، نوشین و فتاحی ابراهیم (۱۳۸۶)،" تحلیل روند نمایه‌های بارش حدی در ایران"، مجله تحقیقات منابع آب ایران، سال سوم، شماره ۳ :۴۲-۵۵.

٦. بهادری، هادی؛ خورشید، کامبیز؛ ابراهیم‌نیا، محمد (۱۳۸۷)، "نگاهی به مدیریت بحران در ایالات متحده آمریکاً، انتشارات پیام‌پویا، چاپ دوم.

7. Lessons Learned from the 2002 Disaster in the Elbe Region", Summary of the Study, February 2004, DKKV Publication 29 e.

۸. مهدوی، محمد (۱۳۷۷)، "گزارش مدیریت سیل(مرحله اول)"، طرح مشترک وزارت کشور و سازمان ملل متحد. طرح ملی آمادگی و کنترل سوانح طبیعی، دانشکده منابع طبیعی (گروه آبخیزداری) دانشگاه تهران، گزارش شماره ۱۱/۰۵.

۹. کارگروه تخصصی سیل و طغیان رودخانه (وزارت نیرو)، (۱۳۸۶)، "مدیریت سیلاب"-الزامات و راهکارها، کمیته ملی کاهش اثرات بلایای طبیعی، نشریه شماره ۱۰.

۱۰. گزارش فنی سیل-گروه سیل (۱۳۷۷)، دفتر مطالعات و ارزیابی آبخیزها، معاونت آبخیزداری، وزارت جهاد سازندگی.

۱۱. مشایخی، مهندس (۱۳۸۰)، "بررسی سیل‌های تاریخی کشور"، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشریه شماره ۳۸.

12. Rice, Leonard, and Michael D. White,1987, "Engineering Aspects of Water Law," Wiley, New York.

13. FRAMJI . K.K., 1983. "Manual of Flood Control, Methods and Practices".New Delhi 110 021, India

١٤. دلیری، فرهاد (۱۳۸۳)، " اهمیت قوانین و حقوق آب (حقابه) در مدیریت حوزه‌های آبخیز" سمینار درس مدیریت حوزه‌های آبخیز، تهران.

۱۵. دلیری، فرهاد (۱۳۸۴)، "گزارش سیلخیزی و کنترل سیل"، شمال نیشابور، طرح توجیهی، مهندسین مشاور نشتاک.

۱٦. خلقی، مجید (۱۳۸۱)، "کاربرد روش MCDM در اولویت‌بندی زیر حوزه‌ها به منظور کنترل سازه‌ای سیلاب"، مجله منابع طبیعی ایران، جلد ۵۵ شماره ۴.

۱۷. دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید؛ سید سراجی، حسن (۱۳۸۷)، "معرفی و مقایسه روش DSM، معیارسازی دلیری با روش UTA، تابع تجمعی ارزش در اولویت‌بندی شدت سیلخیزی جهت مدیریت و کنترل سازه‌ای سیلاب مخرب"، مجله مهاب قدس، شماره ۴۲.

۱۸. بهرام، ثقفیان؛ قرمز چشمه، باقر (۱۳۸۷)، "تغییرات مکانی شدت سیل خیزی"، مجله تحقیقات منابع آب ایران، سال چهارم، شماره ۱.

۱۹. دلیری، فرهاد (۱۳۸۷)، " ارزیابی کنترل سیلاب شهرستانک، اداره کل منابع طبیعی استان تهران-مدیریت آبخیزداری"، مطالعات ارزیابی مدیریت حوضه، مهندسین مشاور مهاب قدس.

۲۰. دلیری، فرهاد (۱۳۸۴)، "طرح ساماندهی و مهندسی رودخانه ارس "سازمان آب منطقه‌ای آذربایجان فاز اجرا و طراحی(همکار)، بازه اضطراری شرفه، طراحی و برآورد احجام هارد پوینت بازه شرفه مهندسین مشاور یکم.

۲۱. دلیری، فرهاد؛ سیدسراجی، حسن؛ خلقی، مجید (۱۳۸۸)، "مدیریت و برنامه‌ریزی سیستم آبخیز با استفاده از مدل بهینه‌سازی،"(مطالعه موردی: آبخیز گرماب‌دشت گلستان)، مجله آبخیزداری دانشگاه تهران، ۶۲(۲):۲۴۷-۲۵۶.CAB International.

۲۲. کوثر سید آهنگ (۱۳۷۴)، " مقدمه‌ای بر مهار سیلاب‌ها و بهره‌برداری بهینه از آنها: آبیاری سیلابی، تغذیه مصنوعی، بندهای کوتاه خاکی"، موسسه تحقیقات جنگل‌ها و مراتع، وزارت جهاد سازندگی.

۲۳. دلیری، فرهاد (۱۳۹۲)، "جمع‌آوری رواناب محدوده شهر سنگان، طراحی کالورت، آبنما، جدول بزرگراه و کانال"، شهرداری سنگان.

۲٤. لوپز کادناس دلیانو (۱۳۷۸)، "کنترل سیلاب و تثبیت آبراهه‌ها"، مترجم: علی نجفی‌نژاد، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان.

۲۵. ثقفیان، بهرام؛ فرازجو، حسن (۱۳۸۶)، "تعیین مناطق مولد سیل و اولویت‌بندی سیلخیزی واحدهای هیدرولوژیک حوزه سد گلستان"، مجله علوم و مهندسی آبخیزداری ایران، سال اول، شماره

26. Linsley, R. k., Franzini, J. B., Freyberg, D. L., Tchobanoglous, G. 1992. "Water-Resources Engineering", Fourth Edition, McGraw-Hill, Inc.

۲۷. کارگروه تخصصی پیشگیری از سیل و طغیان رودخانه‌ها (۱۳۸۵)، "مبانی تهیه و کاربرد نقشه‌های خطر سیلاب در ژاپن"، انتشارات نقش گستر بهار.

۲۸. جبلی‌فرد، سعید؛ امیدوار، آرش؛ نجفی جیلانی، عطاءاله (ترجمه) (۱۳۸۴)، "سیستم تحلیل رودخانه، HEC-RAS (جریان غیردائم)" ، جهاد دانشگاهی واحد صنعتی امیرکبیر.

۲۹. دلیری، فرهاد (۱۳۸۸)، "گزارش توجیهی سیلخیزی و کنترل سیل سد کوار"، معاونت آبخیزداری، مهندسین مشاور مهاب قدس.

30. Hall.A.J. ,.1981, "Flash Flood Forecasting", WMO-No. 577, Operational Hydrology Report No. 18.

۳۱. دلیری، فرهاد (۱۳۸۵)، "تهیه و کاربرد منحنی فرمان در بهره‌برداری از مخزن سد علویان"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، مهندسی آبخیزداری گرایش هیدرولوژی، استاد راهنما: حسن سید سراجی.

۳۲. کارآموز، محمد؛ کراچیان، رضا (۱۳۸۲)، "برنامه‌ریزی و مدیریت کیفی سیستم‌های منابع آب"، نشر دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)، چاپ اول، ۱۳۸۲.

۳۳. شرکت مهندسی مشاور سبزآب اروند (۱۳۸۵)، "مقدمه‌ای بر مدیریت و طراحی اتاق بحران"، نشر نقش گستران بهار، چاپ اول.

34. Arun Kumar., 2009, "Handbook of Flood Management: vol, 1,." (flood risk simulation, warning,Assessment and Mitigation)., New Delhi,.

۳۵. دلیری، فرهاد؛ سلاجقه، علی؛ خلقی، مجید؛ سیدسراجی، حسن (۱۳۸۸)،" آینده و اصول آبخیزداری حوضه‌های شهری و سدها با نگرش مهندسی سیستم‌ها"، پنجمین همایش ملی علوم و مهندسی آبخیزداری، مدیریت پایدار بلایای طبیعی، شرکت مدیریت منابع آب ایران و دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان.

۳۶. دلیری، فرهاد (۱۳۸۷)، گزارش"بحران‌های آب(سیل و خشکسالی) مرحله شناخت"، طرح جامع بهنگام‌سازی آب کشور، حوزه آبریز دریای خزر و دریاچه ارومیه، ، مهندسین مشاور مهاب قدس.

۳۷. "پیش‌بینی و هشدار سیل"(۱۳۸۵)، کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران، گروه کار رهیافت‌های فراگیر مدیریت سیلاب، چاپ اول.

38. Loucks, D. P., Gladwell, J.S., 2008. 'Sustainability criteria for water resource systems" International Hydrology Series, ISBN: 978-0-521-56044-3.
39. Schulz, F. I., Koelzer, V. A., Khalid M., 1972. "Floods and Droughts" Proceeding of the 2th International Symposium in Hydrology, Fort Collins, Colorado, U.S.A.
40. Wanielista, M. P. 1990. "Hydrology and water quantity control" John Wiley & Sons, INC.
41. Brooks, K. N., Ffolliott, P. F., Gregersen, H. M., Debano, L. F., 2003. "Hydrology and the management of watersheds" ed 3., Iowa State University Press.

۴۲. دلیری، فرهاد (۱۳۹۰)،" برنامه‌ریزی آب با مدل‌سازی (شبیه‌سازی و بهینه‌سازی)"، جزوه کارگاه تخصصی- آموزشی: اصول برنامه‌ریزی در مدیریت منابع آب، دانشگاه صنعت آب و برق.

۴۳. دلیری، فرهاد (۱۳۹۰)،" پیش‌بینی و کنترل سیل (سازه‌ای، غیرسازه‌ای و مدیریتی)"، جزوه کارگاه تخصصی- آموزشی: پیش‌بینی و کنترل سیلاب، دانشگاه صنعت آب و برق.

44. Chow, V. T., 1959. "Open-channel hydraulics, McGraw-Hill, New York.
45. Henderson, F. M. 1966, "Open Channel Flow" New York: Macmillan.
46. Sturm, T. W. 2001, "Open Channel hydraulics" McGraw Hill Higher Education.

۴۷. دلیری، ف. (۱۳۹۲)، "تهیه خدمات اجرایی سیستم هشدار سیل رودخانه فیروزه-شاهجوب"، آب منطقه‌ای خراسان شمالی.

۴۸. دلیری، ف. (۱۳۹۳)، "طراحی و اجرای کنترل سیل نیروگاه سد رودبار لرستان"، فاز اجرایی مشاور سکو، آب نیرو.

۴۹. ارزیابی مدل هواشناسی-هیدرولوژیکی پیشگویی آبدهی روزانه سد و نیروگاه بختیاری جهت استفاده در آبگیری و بهره برداری سد رودبار لرستان، شرکت مشاور سکو، آب نیرو، ۱۳۹۳.

۵۰.دلیری فرهاد، ۱۳۹۱. همکاری در داوری راهنمای مدیریت سیل در مخازن کشور، مجری طرح دکتر احمد ابریشم چی، دانشگاه صنعتی شریف، داوری دانشگاه صنعت آب و برق: دکتر حسن سید سراجی.

51. Loucks.D. P., & et.al., 2005."Water resources systems palnning and management" UNESCO Publishing, Delft hydraulics, Studies and reports in hydrology.

۵۲. دلیری.ف. نظارت، پایش و کنترل بهره برداری منابع آب دریاچه ارومیه در راستای مصوبات کارگروه ملی نجات دریاچه ارومیه، نظارت فنی بر عملکرد فیوزپلاگ زرینه رود، انتقال آب، مشاور آبسام (همکار)، ۱۳۹۵.

۵۳. دلیری، ف. تعیین حدبستر و حریم بازه ملک شخصی آقای صوری، هیدرلیک و هیدرولوژی، آب منطقه ای تهران، آبسام (همکار)، ۱۳۹۵.

54. F.Daliri (2020) "Uncertaintis in flood forecasting systems modeling"– Revised 1, Absam EPC, Download Free WWW.ABSAM.IR ,.

فصل ۴: مدل‌سازی و تخفیف خشکسالی

****

بدون شناخت جریان کمینه حوضه امکان توسعه مدل‌های کیفی رودخانه-مخزن، طراحی ایمن مخازن سد جهت تامین مطمئن آب شرب، برق، کشاورزی و سایر نیازهای زیست محیطی فراهم نمی‌گردد. همچنین جهت مدیریت یکپارچه و بهره‌برداری پایدار آب‌های متعارف و غیر متعارف، تغذیه مصنوعی آبخان‌ها و پخش سیل، مدیریت آلودگی رودخانه‌ها و کیفی مخازن سد، طراحی سازه‌های مهندسی رودخانه و کنترل سیل و سایر موارد دیگر نیاز به درک مولفه‌های رواناب حد پایین، هیدرولوژی مناطق خشک و مفهوم خشکسالی خواهد بود. این موضوعات به همراه روش‌های آنالیز خشکسالی و تعمیم انواع جریان به حوضه‌های فاقد آمار، مدیریت کم آبی، شبیه‌سازی مولفه‌های رواناب، معرفی مدل‌های کامپیوتری و بهینه‌سازی کیفی رودخانه به کمک برنامه‌نویسی و آنالیز ریسک مرکب در فصل حاضر ارائه گردیده است.

****

٤-١-انواع خشکسالی و خصوصیات آن

خشکسالی تعریف و معیاری کمی از میزان کمبود آب از منبع یا منابع مشخص (باران، رودخانه، مخازن سد، آب زیرزمینی و..) نسبت به نیاز مشخص (شرب، کشاورزی دیم، کشت آبی، و..) است. اما خشکی تعریف و معیاری کمی از میزان تغییر (که باعث کمبود آب شود) پارامترهای اقلیمی یا هیدرولوژیکی از شاخص‌های نرمال در محدوده‌ای مشخص (بازه‌ای از رودخانه، سطح آبریز، استان، کشور و یا جهان) است. مناطق خشک حدود یک سوم سطح زمین را تشکیل می‌دهند. فشار جمعیت در آینده روی این مناطق خواهد بود چون زمین‌های ارزان تری هستند. همچنین به دلیل حساسیت نواحی خشک، استفاده نادرست سبب تخریب و توسعه ناقص در آنها می‌گردد. مناطق خشک می‌تواند بخشی از تولید را به عهده بگیرد و محصولات متنوعی تولید کند. در صنعت می‌توان از اراضی وسیع و ارزان آن و از اقلیم گرم و آسمان صاف آن به عنوان یک امتیاز جهت استفاده از انرژی بسیار زیاد آن که هنوز استفاده مطلوب نشده است بهره‌برداری نمود. هزینه شیرین کردن هر متر مکعب آب شور مناطق خشک حدود ۸۰۰ تومان(۱۳۷۹) است. در کنار مسئله کمبود آب با کیفیت مناسب می‌توان گفت هنوز از آب‌های شور و مناطق خشک استفاده نکرده ایم. با شناسایی آب‌های موجود در مناطق مرطوب که معمولاً اطراف مناطق خشک هستند می‌توان به کمک تابش خورشیدی فراوان، جهت تولید در این مناطق اقدام نمود. مناطق قطبی که در آنجا مسئله سردی هوا نیز وجود دارد خشک‌تر از مناطق خشک قاره‌ای هستند. بیشترین مناطق خشک جهان در عرض‌های ۲۰ تا ۴۰ درجه که ماکزیمم تشعشع را دارا هستند واقع شده‌اند، (مناطق پرفشار- پایدار). بنابراین در صورت تامین آب، تولید بیشتری خواهند داشت(دشت جیرفت). لذا نباید صرفاً جنبه‌های منفی مناطق خشک بررسی شود. در مناطق

خشک کشور ایران دو منطقه وسیع آب‌های زیرزمینی یکی در مناطق خشک مرکزی و دیگری در مناطق کوهستانی زاگرس و حواشی آن وجود دارد. لذا مطالعه و مدیریت جامع سیل و خشکسالی در ایران بدون مطالعه آب‌های زیرزمینی ناقص خواهد ماند. موضوع خشکسالی بسیار گسترده بوده به طوری که ممکن است از دیدگاه علوم مختلفی چون اجتماعی، کشاورزی، منابع طبیعی، اقتصاد، علوم مهندسی آب و هیدرولوژی مورد بررسی قرار گیرد. همچنین می‌بایست بین مفهوم منطقه خشک، رودخانه خشک، خشکسالی، کمبود آب و خشکی تفاوت قائل شد. اهداف اصلی هیدرولوژی خشکسالی در مطالعات کم‌آبی و مدیریت خشکسالی را می‌توان به ۳ گروه زیر تقسیم نمود:

- تامین آب ایمن مخازن بزرگ سدها

جهت طراحی ایمن مخازن سطحی تامین آب مهم‌ترین و پیچیده ترین قسمت، محاسبات برآورد جریان‌های ورودی است. در صورتی که آمار هیدرومتری با کفایت و صحیح در دسترس باشد بازهم نیاز به تولید آمار درزامدت و مدلسازی جریان‌های حداقل جهت آنالیز اعتماد مخزن و طراحی بهینه مخزن خواهد بود. با این وجود آنالیز دبی‌های کم‌آبی نیز بخش حساسی از محاسبات را به خود اختصاص می‌دهد زیرا پایه و اساس طراحی مخازن و محاسبات مدلسازی خشکسالی است.

- استحصال آب‌های غیر متعارف

جهت طراحی عمده سیستم‌های استحصال آب هیدرولوژیکی نیاز به مطالعه و آنالیز آماری بارش، آبدهی و محاسبه هرزآب‌های سطحی(بخش سیلاب) دامنه‌های حوضه‌های کوچک است. این نواحی اساساً فاقد ایستگاه باران سنجی و هیدرومتری هستند. لذا بخشی از موضوع مذکور شامل آنالیزهای هیدرولوژیکی برآورد پارامترهای طراحی سیل، نیاز آبی و غیره خواهد بود. آب‌های غیر متعارف ممکن است شامل بهره‌برداری از آبهای اعماق زمین، فاضلاب و یا آب‌های برگشتی کشاورزی، استفاده از شبنم، باران مصنوعی، رواناب پشت بام منازل شهری و... نیز باشد.

- مدیریت تقاضا

مدیریت تقاضا ممکن است در طول دوره خشکسالی و یا قبل از بحران با روش‌های مختلف فرهنگی و فنی و به طورخلاصه صرفه‌جویی امکان‌پذیر شود. حتی کنترل جمعیت و نیازها قبل از بالفعل شدن آنها، می‌تواند بر اساس مطالعه و پیش‌بینی نیازهای آینده، جهت کنترل و جهت دادن مسیر نیازها مورد توجه باشد.

هیدرولوژی خشکسالی ممکن است بخشی از سوالات زیر را پاسخ دهد:-پتانسیل تولید غذا در مناطق خشک چقدر است؟ -آیا امکان توسعه منابع در این مناطق وجود دارد؟ - آیا توسعه مناطق خشک را باید همانند مناطق مرطوب در نظر گرفت؟

دو واژه کلیدی ۱- مناطق خشک و ۲-خشکسالی در اینجا به شرح زیر مطرح می‌شود:

۱-مناطق خشک(Dry zones)

نقاط خشک را با عناوینی مانند Dry,Arid, و... معرفی می‌کنند. بر اساس مجموعه‌ای از معیارها می‌توان یک منطقه را خشک نامید. اصطلاحات Dry land, Dry zone, Dry region تحت عنوان نقاط خشک است که نواحی خشک، نیمه خشک و نسبتاً مرطوب را شامل می‌شود. بر اساس مطالعات صورت گرفته مشخص شده که حدود ۱۸ میلیون کیلومتر

مربع در آفریقا (معادل ۶۴٪) و ۶ میلیون کیلومتر مربع در استرالیا (۸۱٪) مناطق خشک وجود دارد. حدود $\frac{1}{3}$ سطح زمین را نقاط خشک که شامل نواحی بیابانی و نیمه‌بیابانی است، تشکیل می‌دهد. جمعیت جهان در ۱۵۰ سال گذشته (بر اساس آمار سال ۱۳۸۳) ۴ برابر و در ۳۰ سال آینده ۲ برابر می‌شود. لذا در این حالت فشار جمعیت در نقاط خشک خواهد بود زیرا زمین ارزانتر در اختیار است. این توسعه جمعیت در جهان سبب بیابانزایی، فرسایش بادی و تولید ریزگردهها می‌شود که منابع آبی نیز به شدت مورد استفاده قرار خواهد گرفت و اراضی توسعه یافته گذشته را نیز در معرض خطر قرار می دهند که از جمله خطرات آن توسعه شوری، افت آب زیرزمینی، نشست زمین، ایجاد رسوبات بادی و کاهش سریع‌تر حجم مرده مخازن، افزایش تعدد و شدت سیل و .... خواهد بود. معیارهای تعیین مناطق خشک ممکن است بسیار ساده و بر اساس تهیه نقشه‌های هم باران و دور شدن از یک مقدار خاص(مطالعات جغرافیایی) و یا معیارهای پیچیده تر(اکولوژیکی و هیدرولوژیکی) پایه‌ریزی شوند. در این مورد برخی از شاخص‌های ساده و کمی پیچیده‌تر ارائه می گردد:

-شاخص عامل بارش یا معیار لنگز(۱۹۱۵)

بر اساس این معیار بسیار ساده اگر رابطه $\frac{p}{T} \prec 40$ که نسبت بارش به دما (درازمدت و معمولاً سالانه) است در یک منطقه مشخص حاکم باشد می‌توان عنوان نمود منطقه به صورت دائم خشک (Arid) است مگر اینکه به دلیل تغییرات اقلیمی شدید در یک دوران بزرگ زمین شناسی دچار تغییر شود. به عنوان نمونه استان یزد با بارندگی ۵۰ میلیمتر سالانه و دمای متوسط ۲۰ درجه سانتی گراد منطقه‌ای خشک است. اما در همین منطقه اگر تامین آب مورد نیاز به واسطه یک سد مخزنی ایمن و یا آب زیرزمینی با کمیت و کفایت مناسب و یا هر منبع مناسب دیگری در دسترس محل مورد نیاز (زمین زراعی آبی و یا شرب در منازل مسکونی) قرار گیرد منطقه دچار کم آبی و یا خشکسالی زراعت آبی و یا شرب تا زمانی که تامین آب مطمئن از منابع صورت گیرد نخواهد شد. با این وجود منطقه همیشه خشک محسوب می‌شود و ممکن است انواع خشکسالی مثل خشکسالی اراضی دیم در آن به دفعات مشاهده شود. لذا خشکی یک معیار اقلیمی درازمدت است اما کم‌آبی و وقوع خشکسالی(Drought) یک رخداد دوره‌ای است که شدت آن نیز با توجه به تغییرات نیاز و منابع تامین آب متفاوت است. بنابراین جهت آنالیز خشکسالی و کم‌آبی(Water shortage) علاوه بر آنالیز خصوصیات هیدرولوژیکی منبع تامین آب (آب زیرزمینی، سطحی، رودخانه-مخزن، آب شیرین کن و..) می‌بایست روند تغییرات نیاز که ممکن است افزایش رشد جمعیت، نیاز سطح کشت، نیاز صنایع، نیاز برقابی، نیاز محیط زیست و غیره باشد را نیز جهت برآورد و پیش‌بینی نیازها تحلیل نمود.

-شاخص بیابانی بودن دومارتن(۱۹۲۶)

منطقه بیابان(Desert) است اگر:

$$\frac{p}{T+10} \prec 5 \qquad ۱-۴$$

-شاخص تورنوایث(۱۹۳۱)

$$\frac{P}{E}index = \sum_i 1.65\left(\frac{p_i}{t_i + 12.2}\right)^{0.9} \qquad ۲-۴$$

نسبت بارش(میلیمتر) به دما(سانتی گراد) که در رابطه بالا ماهانه منظور می‌شود. شرایط رابطه :

منطقه خشک است اگر $\frac{p}{E} \leq 16$ برقرار باشد، منطقه نیمه خشک است اگر $\frac{p}{E} \leq 30$ برقرار باشد.

-شاخص‌های ساده هواشناسی

در آنالیزهای اقلیمی بهتر است از حداقل ۳۰ سال آمار استفاده شود در غیر اینصورت برای داده‌های کمتر از ۳۰ سال واژه مدول پارامتر به کار رود. کاربرد نقشه‌های هم باران و تعیین مناطق با بارش کمتر از ۲۵۰ میلیمتر به عنوان منطقه خشک و ۲۵۰-۴۵۰ میلیمتر به عنوان منطقه نیمه خشک نیز در مطالعات جغرافیای طبیعی کاربرد دارد. اما در مطالعات مهندسی آبخیزداری، منابع طبیعی و همچنین اکولوژیکی بهتر است از شاخص‌های با پارامتر بیشتر استفاده گردد.

-پارامترهای آماری

پارامترهای آماری همچون درصد ضریب تغییرات که معادل حاصلضرب نسبت انحراف معیار به میانگین در ۱۰۰ است ممکن است جهت بررسی اولیه خصوصیات اقلیمی و هیدرولوژیکی منطقه استفاده شود. در صورتی که این نسبت کمتر از ۴۰ درصد باشد به همان نسبت حاکی از مرطوب بودن منطقه (رشت ۲۵٪)خواهد بود و هرچقدر بیشتر از ۴۰ درصد باشد نشان دهنده خشکی بیشتر(یزد ۱۲۰٪) منطقه است.

-شاخص‌های کشاورزی در شناسائی مناطق خشک

در یک منطقه خشک با رودخانه بدون جریان دینامیک آبخانه ممکن است به دلیل ورود رودخانه‌های غیر بومی (Exotic river) پرآب، مشکل کم‌آبی و خشکسالی وجود نداشته باشد. با این وجود سوال این است آیا منطقه خشک محسوب می‌شود؟ به عنوان نمونه در مصر با متوسط بارندگی ۵۰ میلیمتر رود نیل که از مناطق مرطوب سرچشمه گرفته عبور می‌کند. در اینحالت استفاده از شاخص‌های متفاوت ممکن است باعث تفسیرهای متفاوت گمراه کننده در خصوص خشکی منطقه ارائه کند. لذا می‌بایست با توجه به هدف مورد نظر از شاخص مناسب با توجه به مفهوم کم آبی استفاده گردد. مقایسه درصد تولیدات کشاورزی با تولید نرمال یکی از شاخص‌های مناسب در این مناطق است به طوری که اگر در هر منطقه درصد تولید کمتر از ۹۰٪ تولید نرمال باشد منطقه خشک محسوب می‌گردد (Dry region). لذا منطقه نیل از نظر شاخص‌های اقلیمی خشک و از نظر هیدرولوژیکی مرطوب محسوب می‌شود. همچنین اگر تامین آب از رودخانه باشد کمبود آب نیز وجود ندارد.

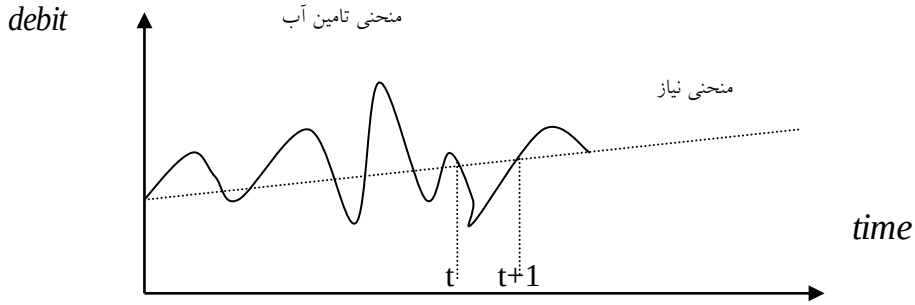
با توجه به توضیحات بالا خشکی نیز ممکن است از دیدگاههای مختلف قابل تقسیم‌بندی باشد. در اقتصاد کشاورزی معمولاً از عمق ریشه و عملکرد محصول استفاده می‌شود. ژئوفیزیست‌ها کلیماتولوژی خشکی را بررسی می‌کنند و در هیدرولوژی رواناب، میزان و توزیع زمانی-مکانی بارش و ... جهت بررسی و تعیین خشکی تحلیل می‌شود. به طور عمده خشکی(نیازها مطرح نمی‌شوند) و خشکسالی(نیازهای مطرح می‌شوند) ممکن است متئورولوژیکی، کلیماتولوژی و اتمسفری باشد. در خشکی متئورولوژیکی مقدار بارش در یک دوره زمانی معین از یک میزان مشخص کمتر می‌شود و معمولاً این دوره زمانی

کوتاه است اما خشکی کلیماتولوژی مربوط به کاهش بارش از یک مقدار نرمال و در یک دوره طولانی مدت است که حالت دوره‌ای دارد و مربوط به لکه‌های خورشیدی است و هر ۱۱ سال یا ۳۳ و یا ۱۲۰ سال اتفاق می‌افتد. بدیهی است شدت خشکی و خشکسالی دوره ۱۲۰ ساله بزرگ‌تر از ۳۳ ساله است بویژه آنکه حلقه‌های حداکثر خشکسالی هر ۳ دوره با هم منطبق شده باشند. در خشکی اتمسفری نیز ممکن است بر اساس پارامترهای دما و رطوبت هوا و انحراف آنها از یک شاخص که مربوط به شرایط خاص مثل آسایش زیستی انسان در مناطق شهری، تولید کشاورزی و غیره است استفاده نمود. خشکی‌ها ممکن است منطقه‌ای (داخل یک کشور) و یا قاره ای(چند کشور) باشند. خشکی قاره‌ای در سطح قاره مطرح است و فراگیر است. لکه‌های خورشیدی و پدیده النینو را با این عامل مطرح و بررسی می‌کنند.

۲- خشکسالی و کمبود آب(Drought and water shortage)

برخلاف سیل که حدود ۷ تا ۸ تعریف دارد خشکسالی حدود ۳۰ تعریف دارد. خشکسالی، دبی کمینه(Low flow) و کمبود آب (Water shortage) با یکدیگر متفاوت بوده و هر سه در مناطق خشک و مناطق مرطوب اتفاق می‌افتد. خشکسالی کاهش یا کمبود آب با کیفیت مناسب در مقابل نیاز است. لذا خشکسالی از یک نقطه بحرانی در طول زمان آغاز و دارای تداوم و شدت یا سختی مشخص با توجه به نیازهاست. همچنین احتمال وقوع یا دوره بازگشت خشکسالی و خشکی با تداوم و شدت مشخص نیز به کمک آنالیزهای فراوانی قابل تحلیل است. علاوه بر این انواع خشکسالی با توجه به منبع تامین آب قابل تفکیک است. در این خصوص اگر نیاز کشاورزی دیم صرفاً بر اساس نزول مستقیم بارش تامین شود بدیهی است خشکسالی کشاورزی-دیم وقتی اتفاق می‌افتد که باران در آن سطح مشخص و زمان مورد نیاز کمتر از میزان مورد نیاز نزول کند. اگر وابستگی به آب منحرف شده طبیعی جریان پایه رودخانه باشد احتمال خشکسالی هیدروژئولوژیکی از نوع دینامیک وجود دارد. با توجه به توضیحات بالا انوع خشکسالی آب زیرزمینی نیز با شدت‌های مختلف مطرح می‌شود. لذا آنالیز فراوانی و تجزیه تحلیل خشکسالی بسیار پیچیده‌تر از سیلاب است به طوری که ابتدا می بایست منبع تامین آب، مقدار نیاز و توزیع زمانی-مکانی هر دو مشخص شود. بدیهی است هر یک از پارامترهای مذکور دارای روندهای ذاتی و استوکاستیکی خاص به خود هستند که قابل تحلیل آماری و مدل کردن جهت پیش‌بینی بحران و مدیریت قبل از وقوع حادثه هستند(فصل ۳). دراین حالت امکان تحلیل و مدل‌سازی پیش‌بینی شدت و مقدار کمبودها نیز پس از بررسی عوامل مذکور فراهم می‌شود. در این خصوص تجزیه تحلیل اطلاعات پایه خشکسالیها جهت تهیه برخی از اطلاعات مورد نیاز مدل‌سازی با توجه به یکی یا تمام عوامل زیر انجام می‌گیرد:

منحنی نیاز ممکن است به صورت خطی با شیب صفر یا صعودی باشد. در صورتی که منحنی نیاز و منحنی تامین آب را با یکدیگر روی یک محور دکارتی هم سازگار کنیم(شکل ۴-۱) توزیع زمانی، شدت و تداوم کمبودها برای یک نقطه با وسعتی مجاز برای ایستگاه دیده بانی مشخص می‌شود. ایستگاه ممکن است منبع تامین آب همچون چاه، برداشت از رودخانه، ایستگاه هواشناسی و غیره باشد. در این شکل حجم کمبود کل برابر جمع جبری سطح زیر منحنی نیاز است($S_{1=}\int_{t}^{t+1}(Q_{\circ}-Q)dt$). روش‌های مختلف تجربی، تولید تصادفی، تئوری احتمالاتی و استوکاستیکی، آنالیز دنباله‌ها و مدل‌های قطعی جهت پیش‌بینی روند داده‌ها وجود دارد.



شکل۴-۱: تطابق منحنی‌های نیاز و منبع تامین آب

پنج مشخصه اصلی خشکسالی جهت آنالیز فراوانی به شرح زیر است:

- -تداوم خشکسالی(Drought duration): با توجه به شکل ۴-۱ مدت خشکسالی یا $\Delta t = (t+1) - t$ ممکن است با توجه به کشت خاص و نیاز خاص دارای یک دوره بحرانی کوتاه یا بلندمدت و همچنین ثابت(فروردین و اردیبهشت) یا شناور(۲ ماه در سال) باشد.
- بزرگی خشکسالی(Drought magnitude): یا مقدار کمبود، معادل نسبت حجم کمبود است که ممکن است با نسبت حجم کمبود به دوره کمبود به نام شدت خشکسالی(Drought intensity) نیز بیان گردد. با توجه به شکل ۴-۱ در صورتیکه S_1 معادل حجم کمبود یک دوره مشخص Δt باشد مقدار کل کمبود برابر $S = s_1 + s_2 + \ldots$ خواهد شد. شدت کمبود یک دوره مشخص نیز برابر $i_1 = \frac{s_1}{dt}$ است در این حالت امکان آنالیز فراوانی سری‌های زمانی متغیرهای مذکور فراهم می‌گردد.
- سختی خشکسالی(Drought severity): فاکتور دیگری به نام سختی وجود دارد که با حاصلضرب کمبود در تداوم خشکسالی متناسب است زیرا بدیهی است خسارت و سختی خشکسالی با شدت زیاد و تداوم طولانی بسیار بیشتر از شدت زیاد و تداوم کمتر است. بیان ریاضی سختی خشکسالی از نظر نویسنده برای خشکی‌های پی در پی به صورت زیر است:

$$S_e = Max\, s_i \times \Delta t \qquad ۴-۳$$

در واقع سختی خشکسالی یا S_e برابر حاصلضرب بزرگ‌ترین مقدار کمبود s_i در یک دوره مشخص در تداوم آن است. واضح است که سختی خشکسالی با میزان خسارات خشکسالی(ریالی و اجتماعی) متناسب است.

- احتمال وقوع خشکسالی: هر یک از متغیرهای مذکور تشکیل یک سری زمانی با ویژگی‌های آماری مشخص جهت آنالیز فراوانی را می‌دهند که بر این اساس امکان آنالیز نقطه‌ای فراهم می‌گردد.

- توزیع مکانی خشکسالی: با توجه به نتایج آنالیز آماری و احتمال وقوع در نقاط مشخص امکان تهیه نقشه‌های مکانی برای مقیاس‌های زمانی معین و پارامترهای مشخص در پهنه فراهم می‌شود.

بر این اساس انواع خشکسالی ممکن است با توجه به منبع تامین آب و و نیاز لحظه‌ای مانند خشکسالی هیدرولوژیکی، متئورولوژیکی، هیدروژئولوژیکی و غیره تعریف شود. به عنوان نمونه اگر منبع تامین آب یک شهر صرفاً به ذخیره آبخانه معینی وابسته باشد و پس از یک دوره طولانی و شدید برداشت آب به دلایل فنی و یا غیره دستخوش نقصان شود به طوری که نیاز واقعی بر طرف نگردد خشکسالی هیدروژئولوژیکی از نوع استاتیک اتفاق افتاده است.

٤-۲- آبدهی و جریان حداقل

جهت تامین آب و طراحی ابعاد نرمال مخازن سدهای ذخیره‌ای نیاز به آنالیز جریان‌های ساعتی، متوسط روزانه، ماهانه، فصلی و سالانه بر اساس منحنی‌های تداوم جریان و هیدروگراف است. در این میان با توجه به عدم قطعیت‌های ذاتی جریان استفاده و آنالیز جریان‌های حداقل نیز جهت طراحی ایمن مخازن ناگزیر است. طراحی ایمن یا آبدهی ثابت (Firm Yield) ممکن است بر اساس منحنی‌های تداوم جریان متوسط روزانه، متوسط ماهانه، سالانه و یا آنالیز دبی‌های حداقل صورت پذیرد. بدیهی است که در حالت اخیر احتمال شکست بسیار کم‌تر خواهد شد. اما ممکن است ارتفاع سد و لذا ابعاد مخزن نیز بزرگ‌تر شود. اگر دبی رودخانه‌ای ۳ بار با فاصله مناسب زمانی در یک روز اندازه‌گیری شود متوسط این ۳ عدد معادل دبی متوسط روزانه است. لذا یک سال آماری دارای ۳۶۵ دبی متوسط روزانه است که کوچک‌ترین آن دبی حداقل سالانه(دبی حداقل روزانه) و بزرگ‌ترین آن دبی حداکثر سالانه((دبی اوج ۲۴ ساعته) است. دبی متوسط ماهانه نیز معادل متوسط دبی‌های متوسط روزانه همان ماه می‌شود. دبی کمینه عموماً در مناطقی که کمتر از ۴۰۰ میلیمتر و یا حداکثر ۶۵۰ میلیمتر بارش سالانه دارند (توزیع زمانی بارش نیز اهمیت دارد) در رودخانه‌های خشک اهمیت پیدا می کند. تحقیقات نشان داده است علاوه بر میزان بارش کل، نوع بارش(باران، برف...)، شدت نزولات، تلفات آب، شیب، میزان فرصت نفوذ و تغذیه آبخانه در مقدار دبی کمینه رودخانه‌ها و نوسانات آن بسیار اهمیت دارد. دوره خشکسالی با دبی کم بسیار متفاوت است. جریان کم اجباراً ربطی به خشکسالی ندارد. جریان کم در یک منطقه خشک اهمیت بیشتری پیدا می کند.

اصول آنالیز جریان روزانه و حداقل سالانه که در ادامه ارائه شده برای سایر دوره‌های زمانی t جریان نیز حاکم است. به طورکلی هدف اصلی از آنالیز جریان، تعمیم نتایج آنالیز از حوضه‌های دارای آمار و هیدرومتری در مکان d به مناطق فاقد آمار هیدرومتری در مکان d' جهت محاسبه رواناب (آبدهی) است. در خصوص جریان‌های متوسط به ویژه با تداوم دوره زمانی بالا (ماهانه، فصلی و سالانه) ابتدا می‌بایست توجه نمود آیا آمار هیدرومتری حوضه معرف مربوط به جریان تنظیم نشده است و یا مربط به جریان حوضه تنظیم شده همچون پایاب مخازن سد و یا برداشت با کانال و شق نهر است. در هر صورت می‌بایست شرایط زیر برای تعمیم نتایج جریان متوسط فصلی، ماهانه و سالانه مورد توجه باشد:

-جریان تنظیم نشده با نمو افزایشی در حوضه‌های همگن یا نسبتاً همگن

در صورتی که حوضه پرشیب و کوهستانی بوده به طوری که مقدار نفوذ کمتر از ورودی جریان‌های فرعی در طول مسیر باشد نمو جریان حوضه افزایشی بوده و ممکن است بتوان از رابطه زیر در حوضه‌های همگن جهت تعمیم نتایج جریان متوسط از n ایستگاه معرف استفاده نمود:

$$Q_t^{d'} = \sum_{i=1}^{n} w_i \left[Q_t^i \left(\frac{A^{d'}}{A^i} \right) \right] \qquad ۴-۴$$

در این رابطه w مربوط به میزان وزن و اثر هر ایستگاه معرف بوده که با توجه به قرابت شرایط هیدرولوژیک $\sum_{i=1}^{n} w_i = 1$ حوضه معرف با حوضه فاقد آمار مقدار آن به صورت کارشناسی و یا از روش‌های فازی‌سازی بین ۰ تا ۱ تعیین می‌شود. A و Q به ترتیب سطح و میزان جریان است.

-جریان تنظیم نشده با نمو کاهشی در حوضه‌های همگن یا نسبتاً همگن

نمو کاهشی ممکن است به دلیل خشکی حوضه‌های پایاب و یا سایر تلفات مسیر باشد. به عنوان نمونه در صورتی که مقدار نفوذ از سراب به سمت پایاب آنقدر زیاد باشد که مقدار جریان در طول مسیر دارای نموکاهشی باشد ممکن است تابع نمایی مسیر زیر جهت تعمیم نتایج جریان متوسط از حوضه معرف به حوضه فاقد آمار مناسب باشد:

$$Q_t^{d'} = Q_t^{d} \cdot 10^{-\beta_t L_{d',d}} \qquad ۵-۴$$

متغیر $L_{d',d}$ مربوط به طول مسیر بین دو ایستگاه حوضه d و d' در جهت پایین دست است. پارامتر β به ویژگی‌های هیدرولوژیک و دوره زمانی t مربوط می‌شود که می‌بایست تعیین گردد. در این خصوص می‌بایست مقدار لگاریتم نسبت $\frac{Q_t^d}{Q_t^{d'}}$ ایستگاه‌های مناسب را محاسبه و مقدار این ارزش‌ها را روی محور عرض‌ها در مقابل متغیر $L_{d',d}$ روی محور طول‌ها رسم نمود. اگر یک سیکل لگاریتمی واحد روی محور طول‌ها مشخص شود مقدار β برابر طول بخشی از محور عرض‌ها خواهد بود.

برای جریان‌های تنظیم شده نیز حالت‌های فوق وجود دارد اما می‌بایست با توجه به هدف طرح و چگونگی اثر منحنی فرمان تنظیمی حوضه یا سایر برداشت‌ها، ابتدا دبی‌ها و ضرائب روابط مربوطه اصلاح شده و سپس تعمیم نتایج به حوضه‌های فاقد آمار صورت پذیرد. اگر حوضه‌های مورد مطالعه همگنی لازم را نداشته باشند می‌بایست از روش‌های دیگری جهت آنالیز منطقه‌ای و تعمیم نتایج استفاده نمود. در این خصوص ابتد می‌بایست بررسی نمود که علت ناهمگنی مربوط به کدام پارامترهای حوضه و با وزن مشخص است. به عنوان نمونه ممکن است ناهمگنی مربوط به تغییرات شدید ارتفاع، بارش و برخی از توابع حوضه باشد. در این حالت ممکن است کاربرد روابط همبستگی کلاسیک یا فاری چند متغیره مناسب‌تر باشد. علاوه بر این ممکن است کاربرد معادلات تجربی چون جاستین در صورتی که مقدار پارامتر K و ضرائب آن‌ها اصلاح گردد قابل توصیه باشد. در صورتی که این روابط واسنجی نشوند به هیچ عنوان قابل استناد نخواهند بود. متاسفانه در برخی موارد کارشناسان اذعان می‌کنند که آمار مناسب یا ایستگاه هیدرومتری معرف در دسترس نیست.

بر اساس تجربه نویسنده در حال حاضر با توجه به تکنیک‌های موجود هیدرولوژی و پراکنش ایستگاه‌های هواشناسی و هیدرومتری کشور (اگرچه نیاز به تعداد بیشتری نیز است) امکان واسنجی و اصلاح روابط و همچنین توسعه آنها جهت تعمیم نتایج به مناطق فاقد آمار در مناطقی همچون استان سیستان و بلوچستان نیز وجود دارد.

٤-۲-۱-روش‌های مطالعه جریان حداقل

قبل از آنالیز آمار باید نوع دبی و تداوم آن در طول دوره‌ای مناسب، به شرح زیر تعیین گردد:

-زمان رخداد و تداوم جریان کم: این فاکتور اغلب در یک فصل خشک در نظر گرفته می‌شود که در آن فصل، بارش وجود ندارد و یا متناسب با اقلیم، کم بارش است.

-حداقل یا مقدار مطلق جریان: دبی حداقل که اغلب متناظر با مقدار دبی حداقل روزانه در طول سال است. مقدار مطلق جریان، کمترین ارزش مربوط به دبی‌های لحظه‌ای روزانه قبل از میانگین ریاضی است.

- دبی‌های کم در مدت مشخص که می‌تواند به صورت پیوسته یا ناپیوسته آنالیز شود.

در مورد جریان‌های کم، روش‌های مختلفی را می‌توان جهت آنالیز فراوانی همانند سیلاب بررسی نمود. برخی از روش‌های اساسی آنالیز جریان‌های کم در ادامه ارائه می‌شود:

۱-تحلیل پیوسته یا ناپیوسته دبی‌های کمینه n روزه

برای دبی‌های کم معمولاً دوره‌های ۷ روزه یا ۱۰ روزه را مدنظر قرار می‌دهند. ۷ روز همان مدتی است که کشاورزی و صنعت در اثر کمبود آب به صورت قابل توجهی متضرر می‌شوند. لذا دوره مناسب با توجه به هدف طرح انتخاب می شود. البته برای این فاکتور دبی‌های کم ۱۵، ۳۰ روزه و غیره نیز برای دوره‌های مختلف بازگشت در نظر گرفته می‌شود که شدت‌های متفاوت با احتمال‌های معین بررسی می‌شود. مثلاً در امریکا دبی متوسط حداقل ۷ روزه سالانه با دوره بازگشت ۱۰ ساله جهت مطالعات آلودگی استفاده می شود. یکی از مهم‌ترین قسمت‌های هیدرولوژی مناطق خشک، آنالیز دبی‌های حداقل است که اغلب در سری زمانی ممکن است دبی صفر نیز مشاهده شود و نباید آن را با داده‌های ناقص یا مفقود شده اشتباه گرفت. همچنین همان‌طور که ذکر شد دبی کمینه در یک دوره زمانی کوتاه‌تر مانند ماه یا هفته و یا بلندتر از سال نیز بررسی می‌شود. در آنالیز تداوم جریان‌های کم ممکن است به جای آنالیز سری دبی حداقل سالانه، سری از دبی‌های کم در مدت مشخص را که می‌تواند پیوسته (یعنی از روز اول سال آبی شروع کنیم الی آخر) یا ناپیوسته(داده‌ها را ابتدا نزولی یا صعودی مرتب کنیم) باشد آنالیز کنیم. دراین حالت اغلب دبی‌های حداقل ۱، ۳، ۵، ۷، ۱۰، ۱۵، ۳۰، ۶۰، ۱۲۰ و ۱۸۳ روزه در هر سال و برای یک سری حداقل ۱۰ ساله بررسی و منحنی‌های فراوانی دبی کمینه n روزه بر اساس بهترین توزیع آماری برازش شده محاسبه و سپس بر اساس روش‌های انترپلاسیون (روش‌های کریجینگ و..)، توزیع مکانی پارامترها محاسبه می‌گردد. بدیهی است مقدار دبی با دوره بازگشت ۱۰ ساله و تداوم ۱ روزه کمتر از دبی با تداوم‌های بیشتر اما همان دوره بازگشت است. همچنین مقدار دبی کمینه با افزایش دوره بازگشت برای یک تداوم مشخص کمتر می‌گردد. دبی حداقل ۷ روزه پیوسته یعنی ۷ روزی از سال که بطور پیوسته دبی کمترین است و در ۳۶۵ روز می‌بایست دبی را به صورت لغزان در نظر گرفت. بدین صورت در یک سال کمترین دبی n روزه جهت آنالیز

فراوانی به دست می‌آید. در این حالت جریان حداقل ۳۰ روزه با حداقل ماهانه متفاوت است. به طور خلاصه دبی‌های کمینه جریان بر اساس تعیین دبی‌های حداقل دوره‌های زمانی معین n روزه در طول هر سال و برای n سال استخراج وسپس منحنی فراوانی آنها ترسیم می‌گردد. همچنین ممکن است در صورت وجود تعداد سال‌های آماری کم، از سری مقادیر جزئی همانند آنالیزهای سیلاب استفاده شود به طوری که به جای یک عدد دبی حداقل ۷ روزه در سال، ۲ یا ۳ عدد ۷ روزه بر اساس یک مقدار آستانه مثلاً ۰٫۵ مترمکعب بر ثانیه به دست آید. البته اگر در یک سال بیش از ۳ عدد به دست آید می‌بایست مقدار آستانه کمتر شود و با آزمون و خطا مقدار بهینه که برای تمام سال‌ها نیز یکسان است محاسبه شود. لذا کار با سری‌های جزئی وقت‌گیر است و بهتر است با نوشتن برنامه(Visual Basic) یا ماکرو از محاسبات خسته کننده اجتناب شود. در آنالیز مقادیر جزئی ممکن است در بعضی از سال‌ها از نظر این آستانه، دبی آماری وجود نداشته باشد اما به طور تجربی ۲ تا ۳ برابر طول دوره آماری، داده جهت آنالیز استخراج میگردد. بین نتایج سری‌های جزئی و سری‌های حداقل تفاوت ناچیز است خصوصاً اگر دوره بازگشت بالا انتخاب شود نتایج بسیار شبیه یکدیگر هستند. سری‌های جزئی معمولاً پیوسته مطالعه می‌شود. مناطق آهکی در مناطق خشک آب زیادی به خود جذب می‌کنند ولی آب را بسیار سریع تخلیه می‌کنند. در عوض سازندهای ماسه سنگی و توف آبدهی طولانی‌تری دارند و در این سازندها ممکن است مطالعه دبی ۱۵ روزه مناسب‌تر از ۷ روزه باشد. مدیریت برنامه‌ریزی در دبی‌های ۱ و ۷ و ۱۵ روزه و... با یکدیگر متفاوت است.

۲-منحنی دبی کلاسه:

یکی دیگر از روش‌های مطالعه خشکسالی استفاده از منحنی‌های دبی کلاسه است که در برآورد رسوب، طراحی سدهای انحرافی، مطالعات زیست محیطی و بهره‌برداری نیز کاربرد دارد. این منحنی‌ها ممکن است به صورت دبی‌های مرتب شده روزانه، متوسط و حداقل ماهیانه، فصلی و یا سالانه روی کاغذ حسابی و لگاریتمی، دبی-درصد احتمال، و یا دبی-زمان ترسیم گردند. لذا بدون در نظر گرفتن روش‌های آنالیز فراوانی و سایر روش‌های آنالیز، می‌توان با بیش از ۲۰ حالت، جریان رودخانه را تفسیر نمود. در ترسیم دبی کلاسه یک دوره درازمدت باید به جای متوسط گرفتن اعداد، از روش احتمالاتی استفاده نمود تا تمامی دبی‌های مشاهده شده، داخل منحنی تداوم جریان باقی بماند.

۳-آنالیز هیدروگراف:

یکی دیگر از روش‌های اساسی که در مطالعه جریان حداقل مناطق خشک و بیابانی و همچنین مناطق کوهستانی بسیار اهمیت دارد تکنیک‌های آنالیز منحنی خشکیدگی یا آنالیز هیدروگراف رودخانه است که امکان مطالعه جریان دینامیک آبخانه (دبی پایه) و ذخیره سفره را فراهم می‌کند. آنالیز هیدروگراف در مدل‌سازی سیلاب نیز اهمیت دارد اما در این جا شاخه خشکیدگی یا نزولی هیدروگراف پس از دبی اوج مطالعه می‌شود.

۴-داده‌های تاریخی: اگر یک سری ۲۰ ساله پیوسته از دبی‌های حداقل موجود باشد و به کمک اشخاص مسن و یا اطلاعات رسوبشناسی مشخص شده باشد که یک یا چند دبی در ۵۰ سال پیش و کمتر از دبی‌های حداقل موجود در سری اتفاق افتاده است می‌بایست این دبی‌های تاریخی وارد آنالیزهای فراوانی شوند. در این حالت ابتدا داده‌ها صعودی مرتب شده و احتمال فراوانی سری پیوسته ۲۰ ساله محاسبه می‌شود که برای ردیف اول و بیستم بر اساس رابطه ویبول به

ترتیب برابر $\frac{1}{20+1}$ و $\frac{20}{20+1}$ محاسبه می‌شود. حال اگر دو دبی تاریخی در ۳۵ سال و ۵۰ سال پیش قابل برآورد باشد احتمال فراوانی آنها به ترتیب $\frac{1}{35+1}$ و $\frac{1}{50+1}$ محاسبه می‌شود. اگر دبی موجود در سال‌های گذشته در بین سری موجود باشد و یا بزرگ‌تر باشد داده تاریخی محسوب نمی‌شود. اما در صورت امکان می‌بایست نواقص بین آنها بازسازی گردند تا بتوان از سری آنالیز پیوسته و از داده‌های با تعداد بیشتر استفاده نمود و اگر امکان بازسازی وجود ندارد داده‌های گذشته نیز کنار گذاشته می‌شود و یا در صورت حفظ آنها از توزیع‌های ناپیوسته جهت آنالیز استفاده می‌شود.

٤-۲-۲-عوامل موثر در دبی کمینه حوضه

۱-عوامل اصلی موثر در تغییر غیر عادی جریان کمینه رودخانه‌ها

الف-یخ زدن آب در سرچشمه در یک سال استثنایی،ب-برداشت آب در سراب حوضه‌ها که عموماً در زمان‌های کم آبی با شق نهر، احداث سد و یا قنات رودخانه‌ای صورت می‌گیرد. بنابراین جهت آنالیز فراوانی دبی‌های حداقل می‌بایست مقدار برداشت شده را به سری زمانی اضافه نمود و یا در محاسبات مورد توجه قرار داد. ج-کم شدن مقدار بارش حوضه در طی چند سال اخیر، د-کاهش ذخیره دینامیک آبخانه در اثر پمپاژهای شدید.

۲-عوامل موثر در خصوصیات جریان کمینه رودخانه‌ها

در یک حوضه تغییرات و کاهش آبدهی بر اساس زمان و فصول کم آبی که تقریباً ثابت و قابل پیش‌بینی هستند اتفاق می‌افتد. البته این تغییرات از یک حوضه به حوضه دیگر متفاوت است. در حوضه‌های بزرگ دوره‌های کم آبی در سراب، میانه و پایاب حوضه ممکن است به دلایل طبیعی همچون ذخیره دینامیک آبخانه و یا به دلایل مصنوعی همچون دخالت انسان در طول یک رودخانه نیز متفاوت باشد. عواملی که در رژیم رودخانه و دبی آنها در هنگام کم آبی موثرند بسیار پیچیده بوده و قوانین حاکم بر آنها را نمی‌توان بطور دقیق مشخص نمود به طوری که وزن تاثیر هریک از آنها نیز به صورت مجزا مشخص نیست. از نقطه نظر علمی می‌توان کلیه عوامل موثر را در دو گروه طبیعی(۱-اقلیمی،۲-فیزیکی حوضه و ۳-هیدرولوژیکی) و عوامل انسانی به شرح زیر تقسیم نمود.

الف-عوامل اقلیمی: مهم‌ترین عامل اقلیمی میزان بارش و سپس دما و تبخیر و تعرق است. تحقیقات نشان داده است علاوه بر میزان بارش کل، نوع بارش(باران، برف...)، شدت نزولات، توزیع زمانی بارش، باد و رطوبت هوا به عنوان پارامترهای موثر اقلیمی در دبی کمینه هستند. تبخیر و تعرق به نوع خاک، دما، شرایط اقلیمی، نوع پوشش گیاهی و باد مرتبط است. مناطقی که دارای گیاهان سفره پسند هستند آب زیادی را تا ۲ برابر گیاهان معمولی به صورت تعرق و تعریق مصرف می کنند. در این مناطق شاید شناسایی و حذف چنین گیاهانی و جایگزینی آنها با گیاهان مناسب بر اساس مطالعه، یک راهکار کاهش تبخیر و تعرق باشد. دما با اثر گذاری روی بارش و تبخیر و تعرق، بطور غیر مستقیم بر روی کل رواناب تاثیر می‌گذارد. رطوبت هوا هم باعث افزایش تغذیه آبخانه و هم باعث کاهش تبخیر می‌شود لذا به صورت غیر مستقیم باعث افزایش دبی کل رواناب می‌شود. باد اثرات مختلف منفی و مثبت دارد به طوری که از یک طرف باعث دور شدن ابرهای باران زا و کاهش بارش و افزایش تبخیر می‌شود همچنین در مورد رودخانه‌هایی که از دریاچه سرچشمه می‌گیرند باد ممکن است باعث افزایش یا کاهش دبی کمینه شود.

ب-عوامل هیدرولوژیکی: تابع یک سیستم هیدرولوژیکی در فرآیندهای تشکیل دبی‌های حداقل به شدت تحت تاثیر رژیم‌های آبی(هیدرولیک جریان سطحی و زیرزمینی)، نوع خاک و خصوصیات محیط متخلخل و زمین‌شناسی سیستم است. زمین‌شناسی حوضه مهم‌ترین عامل ادافیکی موثر در دبی کمینه حوضه است. چناچنه سطح حوضه از ماسه‌های ناپیوسته یا سنگهای آذرین با درز و شکاف تشکیل شده باشد انتظار جریان پایه در شرایط خشکسالی بیشتر است. وجود تشکیلات کارستی توسعه یافته یک منبع مهم تامین آب در مناطق خشک است. البته اگر در مناطق خشک کارست توسعه یافته دیده شود مربوط به شرایط مرطوب در گذشته‌های دور است زیرا در مناطق خشک میزان بارش کم و دما بالاست. لذا میزان انحلال گازکربنیک در آب و تشکیل اسید کربنیک برای حل آهک و توسعه آن ناچیز است. بهترین کارست در مناطق سرد مانند کردستان وجود دارد لذا آب‌های جاری در کارست‌های تحول نیافته مناطق خشک بعد از مدت زمان کوتاهی تخلیه می‌شوند. کارستهای گچی علاوه براینکه کیفیت آب را پایین می‌آورند قدرت نگهداری و ذخیره آب پایین‌تری نسبت به کارستهای آهکی دولومیتی دارند به همین خاطر به آنها کارستهای دروغین(Pseudo-Karst) نیز می گویند. کارست‌ها از هر نوعی که باشند نقش‌های متفاوتی در حوضه دارند به طوری که هم می‌توانند یک منبع تامین کننده مهم آب باشند و هم می‌توانند مقدار آب حوضه را به شدت کاهش دهند. کارست‌ها ممکن است محل خروج و فرار آب باشند به طوری که دبی رودخانه را صفر و یا افزایش دهند. هرچقدر سطح حوضه کوچک باشد نقش کارست در دبی کمینه بارزتر خواهد بود. در تشکیلات کارستی وسیع چناچه بخشی از کارست توسط رسوب‌گذاری ثانویه اشغال شده باشد آبدهی به صورت پایدار و با دبی کم را خواهیم داشت و بالعکس آن هم صحت خواهد داشت. در این خصوص امکان بررسی کمی جریان پایه ناشی از ذخیره دینامیک آبخانه تشکیلات به کمک آنالیز هیدروگراف‌های مشاهده‌ای وجود دارد. نوع خاک به میزان زیادی تعیین کننده ظرفیت نگهداری آب است. خاک با تخلخل درشت، ظرفیت نگهداری آب کمتر و ضریب هدایت هیدرولیکی زیاد دارد. در حوضه با خاک بافت ریز بدلیل نگهداری زیاد یا آبدهی وجود ندارد یا آبدهی کم ولی مستمر است لذا اجرای سیستم پخش سیل در بافت‌های درشت مناسب نیست زیرا هرچه بافت خاک درشت‌تر باشد به راحتی نفوذ میکند و به راحتی هم آب را از دست می‌دهد. باید توجه نمود در مورد سنگ‌ها، ترکیب ساختمانی خیلی مهم نیست بلکه درز و شکاف آنها مهم است که می‌تواند در اثر تکتونیک باشد. تکتونیک اگر قدیمی باشد درز و شکاف کم و ناچیز دارد زیرا در اثر رسوب‌گذاری پر شده است. لذا تکتونیک جدید نقش مناسب‌تری در آبدهی کمینه حوضه دارد. این مسئله ممکن است به وضعیت سرد شدن سنگ‌ها به ویژه آذرین‌ها نیز مربوط باشد به طوری که وضعیت دبی چشمه‌ها در مناطق بازالتی متوسط تا ضعیف است.

ج-عوامل فیزیکی یا مورفولوژیکی موثر بر دبی کمینه حوزه:

این عوامل بسیار متعدد هستند. مهم‌ترین عامل فیزیکی تشخیص داده شده در دبی کمینهQ که رابطه مستقیم نیز با آن دارد مساحت حوضهA است. رابطه بین جریان‌های حداقل با دوره بازگشت‌های مشخصT برای دبی کمینه یک روزه، ۷ روزه و... که با تاثیر a و ضریب منطقه‌ای b لحاظ می‌شود به شکل زیر است:

$$Q_T = b.A^n \qquad ۶-۴$$

$$Q_T = b(A \pm a)^n \qquad ۷-۴$$

شیب هم به صورت شیب متوسط حوضه و شیب رودخانه بررسی می‌شود. شیب یک عامل منفی در دبی حداقل رودخانه است به طوری که هرچه شیب بیشتر باشد فرصت نفوذ کمتر و دبی حداقل رودخانه نیز کاهش می‌یابد. جهت دامنه‌های مختلف هم می‌تواند تحت تاثیر برخورد جبهه‌های باران زا باشد و هم تابش خورشید و افزایش تبخیر را داشته باشد. به عنوان نمونه در ایران دامنه‌های جنوب–شرقی ضمن برخورداری تابش بیشتر دارای بارش مرداد ماه به دلیل برخورد جبهه هوایی موسمی ناشی از وزش باد روی اقیانوس هند هستند. در غرب کشور دامنه‌های رو به غرب و زاگرس بارندگی بیشتری نسبت به دامنه‌های شرقی دارند. این مسئله به لحاظ تاثیر در ذوب تدریجی برف و تغییر در میزان دبی حداقل رودخانه‌ها نیزاهمیت دارد. پستی و بلندی: ارتفاع و توپوگرافی به لحاظ دریافت بارش، دما، یخ زدگی و غیره به طرق مختلفی در دبی حداقل اثرگذار هستند. به طورکلی حوضه‌های با ارتفاع متوسط دبی حداقل بیشتری را دارا هستند. در این خصوص با درنظرگرفتن عامل دما به صورت مستقیم و غیر مستقیم چند عامل را لحاظ کرده ایم. تراکم آبراهه‌ها: تراکم زیاد آبراهه یعنی نفوذ کم جریان لذا هرجا که تراکم آبراهه زیادتر باشد دبی حداقل نیز کمتر و یا صفر است. طول آبراهه اصلی: این عامل به صورت غیر مستقیم به واسطه مساحت حوضه لحاظ می‌شود و هرچه بیشتر باشد یعنی شیب حوضه کمتر، مساحت حوضه بیشتر و لذا دبی حداقل بیشتر است. وضعیت دریاچه و مانداب‌ها: این عامل می‌تواند رواناب کل سالانه را کاهش اما دبی حداقل را افزایش دهد. البته این تاثیر نسبی است به طوری که با ابعاد دریاچه، تعداد و موقعیت مکانی دریاچه تاثیر متفاوت خواهد بود. در مقابل برخی از دریاچه‌ها ایزوله هستند به طوری که ارتباط هیدرولیکی با رودخانه نداشته و صرفاً باعث افزایش تبخیر می‌شوند. لذا در محاسبات می‌بایست حوضه این دریاچه را مورد توجه قرار داد. پوشش گیاهی: پوشش گیاهی دارای تلفات مثبت است به طوری که در کل باعث کاهش تولید آب حوضه می‌شوند اما تولید بیوماس نیز می‌کنند. همچنین به دلیل ایجاد شرایط مناسب رژیم آبی، باعث افزایش دبی حداقل حوضه می‌گردند زیرا نفوذ آب بیشتر می‌شود البته به شرطی که گیاهان از نوع سفره پسند و مصرف کننده زیاد آب نباشند.

د–عوامل انسانی موثر در دبی حداقل: ایجاد سدهای انحرافی باعث کاهش دبی حداقل رودخانه‌ها می‌گردد. توسعه شهری و روستایی که ممکن است دبی حداقل به واسطه ایجاد سطوح عایق آسفالتی، سقف پشت بام و غیره زیاد شود و یا با مصرف در فضای سبز شهری کاهش یابد. کارهای هیدرولیکی و انتقال بین حوضه‌ای که باعث کم آب شدن حوضه‌های پرآب و برعکس می‌شود. عملیات زهکشی و معدنکاری جهت بهره‌برداری به دلیل پمپ کردن آب مازاد باعث کاهش دبی حداقل می‌شود. تغییر کاربری اراضی از مرتع به کشاورزی ممکن است باعث افزایش سیلاب(یا برعکس) و کاهش دبی حداقل(یا افزایش) گردد.

٤-۲-۳-انواع رژیم آب‌های زیرزمینی و رابطه آنها با دبی کمینه رودخانه‌ها

درک روابط و اندرکنش مولفه‌های سیستم مانند سیل، کم آبی و مولفه‌های دینامیک و استاتیک آب زیرزمینی در مدل‌سازی و برنامه‌ریزی عرصه‌های منابع طبیعی به ویژه در شرایط کشورهایی چون ایران، کانادا، امریکا و مشابه دیگر ناگزیر است. در این فصل بیشتر از منظر جریان کمینه روابط مورد توجه است:

۱-آبهای فراتیک(آبهای آزاد): این آبها در محیط متخلخل اشباع زیر سطح زمین قرار دارند و در صورتی که عمق کمی داشته و با رودخانه نیز در ارتباط باشند نقش مهمی در تامین آب دبی کمینه یا جریان پایه رودخانه‌ها دارند. این آبخانه‌ها ممکن است یک یا چند لایه آبدار داشته باشند. لایه بالایی تحت تاثیر بارش بوده و نوسان بیشتری نسبت به لایه زیرین دارد.

۲-آبهای درز و شکاف گسل‌ها(Crach Water): این آبها با سرعت بیشتری از حوضه خارج می‌شوند و در هنگام خشکسالی نقش کمتری در آبدهی کمینه حوضه دارند.

۳-آبهای آرتزین(تحت فشار): با توجه به شرایط زمین‌شناسی ممکن است نقش مهمی در تامین آب حداقل رودخانه‌ها داشته باشند.

۴-آبهای کارستیک: همان‌طور که در بالا نیز ذکر شد مناطق کارستی می‌تواند نقش مثبت و منفی در دبی حداقل داشته باشند.

٤-۲-٤-نکات فنی در آنالیز فراوانی دبی‌های حداقل مناطق خشک

روش‌های مختلف مطالعه جریان‌های دبی کمینه در بندهای پیش ارائه شد. همان‌طور که مشخص شد در اغلب آنها آنالیز فراوانی دبی، نقش کلیدی دارد. هدف از آنالیز فراوانی دبی‌های حداقل، برآورد دبی‌های حداقل برای احتمال وقوع‌های مشخص و تعمیم نتایج به حوضه‌های بدون آمار هیدرومتری است. اصول روش‌های تعمیم، مشابه روش‌های تعمیم سیلاب است. قبل از آنالیز فراوانی در خصوص جریان‌های کمینه می‌بایست کنترل‌های اولیه در خصوص مقادیر پرت حد پایین (آزمون چو)، بررسی برداشت جریان در سراب و غیر همگنی داده‌ها، آمار مشکوک و بازسازی نواقص صورت گرفته و سپس مراحل آنالیز فراوانی انجام پذیرد. شایان ذکر است پس از کنترل داده‌ها اگر اعداد پرت پایین بر اساس آزمون چو(فصل اول) تشخیص داده شد می‌بایست به دفتر اصلی ایستگاه مراجعه شود و به سادگی اعداد را جهت آنالیز خشکسالی در سری حد پایین حذف نکرد. در هیدرولوژی سیلاب اشاره‌ای به روش‌های آنالیز فراوانی سیلاب شد. در این بخش ملاحظات فنی آنالیز فراوانی دبی حداقل در مناطق خشک که ممکن است دبی صفر نیز در سری زمانی وجود داشته باشند ارائه می‌شود. البته جهت آنالیز مقادیر غلظت آلودگی با ارزش های بسیار کم نیز این مسئله وجود دارد که می بایست از مدل های احتمال شرطی بهره برد. باید توجه نمود دبی صفر با داده ناقص صفر متفاوت است. همچنین ممکن است در سری دبی کمینه همانند سری سیلاب، جریان‌های ناشی از ذوب برف با دبی پایه موجود باشد. جهت آنالیز این موارد می‌توان از آنالیز ترکیبی فراوانی زیر استفاده نمود. همچنین جریان پایه در شرایط کم آبی ممکن است به دلیل برداشت در سراب، واقعی نباشد که بهتر است ابتدا مقادیر برداشت به سری داده ها اضافه و سپس آنالیز شوند.

در سری زمانی دبی‌های حداقل مناطق خشک دبی‌های با مقدار چند لیتر و حتی صفر وجود دارد اما در معادلات توزیع فراوانی امکان تحلیل مقادیر صفر وجود ندارد لذا راه حل‌های زیر با توجه به دقت مورد نیاز پیشنهاد می‌شود:

۱-به تمام مقادیر سری زمانی و اعداد صفر یک مقدار خیلی کوچک ۰٫۰۱ یا ۰٫۰۰۱ اضافه و کل سری همگن شود.

۲-صرفاً به جای اعداد صفر عدد کوچکی قرار دهیم.

۳- از روش‌های احتمالات ترکیبی به شرح زیر استفاده شود: وقتی در یک سری زمانی چند پدیده ناهمگن مانند سیل ناشی از رگبار هم‌زمان با ذوب برف، دبی کمینه و دبی صفر یا موارد مشابه باشد باشد(ناهمگنی) می‌بایست با توجه به احتمال شرطی زیر مقدار فراوانی را تحلیل نمود:

$$p(0 \le X \le x) = p(X = 0) + p(0 \prec X \le x) + p(X \succ x) \qquad ۸-۴$$

x: مقدار آستانه یا حد بحرانی متغیر در سری زمانی

مثال: در یک سری ۳۰ ساله دبی حداقل سالانه ۵ عدد صفر و مابقی بالای صفر هستند لذا نسبت پیشامد دبی صفر سری مذکور ۰٫۱۶ است. در این خصوص ابتدا می‌بایست بر اساس بهترین توزیع آماری ۲۵ عدد سری مذکور دوره بازگشت مورد نظر محاسبه شود. فرض کنید دبی حداقل ۵۰ ساله خشکسالی برابر ۴ مترمکعب بر ثانیه محاسبه شود. با توجه به احتمال ترکیبی، دبی واقعی چه قدر است؟

$$Q_{50} = 0.16 \times 0 + 0.84 \times 4 = 3.36\ cms$$

باید توجه نمود در رابطه شرطی بالا ممکن است به جای صفر یک مقدار مبنای غیر صفر قرار دهیم($p(X \le 0.5)$). در این حالت بر اساس بهترین توزیع برای سری باقی مانده بیشتر از مبنا محاسبات فراوانی انجام می‌گیرد. بدیهی است که به جای صفر، ارزش مقدار مبنا در نسبت پیشامد مربوطه ضرب خواهد شد. این روش که برای سری زمانی بارش و سیل نیز کاربرد دارد ممکن است بر اساس سه دسته یا بیشتر از نسبت‌های مبنا که بر اساس آستانه‌های بحرانی تعریف می‌شود استفاده شود.

مثال اگر از ۵۰ ماه داده بارش، ۱۰ ماه صفر باشد:

$$p(X = 0) = 0.2 \quad , \quad p(0 \prec X \le x) = 0.8$$

خواهد شد. به طورکلی در هر مورد می‌بایست آستانه مشکل مشخص شود. این آستانه نقطه یا نقاطی است که بعد از آن مشکلات شروع و یا شدیدتر می‌شود. مانند وقوع زلزله که از حدی بالاتر انسان را دچار مشکل می‌کند و یا اگر میزان دبی یک رودخانه آنقدر کم شود که جوابگوی نیاز آبی یک شهر نباشد.

مثال: به روش حل توجه شود:

$$P(X = 0) = 0.3\,, \quad p(0 \prec X \le 0.8) = 0.2\ , \quad p(X \succ 0.8) = 0.5$$

$$\Rightarrow 0.3*0 + 0.2*0.15 + 0.5*1.7 = 0.88$$

بدیهی است که در این حالت می‌بایست برای سری دبی‌های بالاتر از صفر تا ۰٫۸ و سری دبی‌های بالاتر از حد آستانه ۰٫۸ هر یک به صورت مجزا توزیع‌های مختلف را برازش داده و بهترین خط رگرسیون منحنی تجربی ترسیم و مقدار پارامتر با دوره بازگشت مورد نظر برآورد شود. سپس مقدار واقعی پارامتر با دوره بازگشت مشخص از رابطه احتمال شرطی محاسبه گردد. علاوه بر کنترل‌های اولیه روی داده‌های دبی کمینه که به آنها در بالا و فصل۱ اشاره شده است می بایست تشخیص داد آیا احتمال داده‌ها می‌بایست با توزیع احتمال پیوسته(نرمال، لوگ نرمال و...) و یا توزیع احتمال

ناپوسته(دو جمله‌ای، فوق هندسی و...) آنالیز شود. داده‌های پیوسته (عمق بارش، دبی سیل، غلظت آلاینده و....) تشکیل یک سری زمانی از داده‌های پشت سرهم را می‌دهند که اگر امکان بازسازی نواقص در آنها فراهم نباشد می‌بایست از توزیع‌های ناپیوسته (تعداد رخداد بارش، تعداد شکست سیستم، روزهای برفی، روزهای عدم تامین نیاز و....) استفاده نمود. همچنین اگر در داده‌های جریان کمینه مناطق خشک، تعداد دبی‌های کمتر از میانگین بیشتر از داده‌های بزرگ‌تر از میانگین باشد توزیع‌هایی که چولگی به چپ یا منفی را بهتر برازش دهند مناسب ترند. یکی از روابط تعیین احتمال تجربی سری داده‌ها رابطه ویبول است که بر اساس مطالعات بهتر است رابطه زیر نیز در مناطق خشک بررسی شود:

$$p = \frac{M - E}{N - 2E + 1} \qquad ۱۰-۴$$

E: به توزیع مورد استفاده بستگی دارد اما به طورکلی برای توزیع‌های نرمال برابر $\frac{3}{8}$، در مناطق خشکتر برابر ۰,۴ و در سایر شرایط ۰,۳ توصیه شده است.

M: شماره ردیف و N: تعداد داده‌هاست.

-توزیع نرمال: توزیع نرمال یا توزیع قرینه جهت آنالیز دبی‌های حداقل مناطق خشک قابل استفاده نیست. لذا اگر بر اساس نتایج یک نرم افزار این توزیع مناسب معرفی شد به دلیل کمبود داده‌هاست. علت اصلی اینست که مقدارهای منفی نیز دارای احتمال وقوع مشخصی هستند درصورتی که دبی یا بارش نمی‌تواند منفی باشد.

-توزیع لوگ نرمال: این توزیع ممکن است ۲ پارامتری و یا ۳ پارامتری باشد. دو پارامتری یعنی فقط میانگین و انحراف معیار وارد محاسبات می‌شود و در سه پارامتره ضریب چولگی هم در نظر گرفته می‌شود. به طورکلی با لوگ گرفتن از داده‌های کمینه بخشی از معایب توزیع نرمال از بین می‌رود. البته جهت تبدیل نتایج به ارقام واقعی می‌بایست از جواب‌ها آنتی لوگ گرفته شود. تبدیل سری مقادیر به ریشه دوم، سوم و.. نیز ممکن است مفید باشد. در این خصوص تحقیقات نشان داده استفاده از ریشه پنجم خیلی بهتر است بدیهی است دراینحالت می‌بایست جواب‌ها را به توان ریشه مربوطه تبدیل نمود. حتی در بعضی مناطق خشک ممکن است دو دفعه از داده‌ها لگاریتم گرفته شود. به طورکلی هر روشی که منحنی داده‌ها را به شکل یک خط راست تبدیل کند مناسب است زیرا در خط راست چولگی صفر است و امکان پیش‌بینی و ادامه دادن یک خط راست آسان‌تر و با خطای کمتری صورت می‌گیرد. لذا چولگی، انحراف نسبت به منحنی نرمال است و تا حدی بیانگر حاد بودن یا معتدل بودن اقلیم منطقه است. معمولاً توصیه می‌شود از آمار حدود ۳۰ سال به بالا جهت محاسبه چولگی استفاده شود. ضریب چولگی منطقه‌ای معمولاً در مناطق وسیعی قابل تعمیم و استفاده است(تعمیم نتایج سیل و کم آبی). فرضاً از ضریب چولگی اصفهان ممکن است بتوان برای سطح وسیعی از مناطق همجوار همچون یزد نیز استفاده نمود. البته در روش چولگی ادامه دادن منحنی مشکل خواهد بود لذا از تکنیک‌های خاص برای تبدیل به خط راست استفاده می‌شود.

-توزیع پیرسون نوع سوم: این توزیع سه پارامتری است یعنی ضریب چولگی را می‌پذیرد. در این توزیع ضریب چولگی منفی و مثبت لحاظ می‌شود لذا می‌توان از آن برای آنالیز دبی‌های حداکثر سالانه، دبی سیل و حداقل استفاده کرد. اما باید

داده‌ها بزرگ‌تر از صفر باشند لذا در مناطق خشک با دبی صفر نمی‌توان از آن استفاده نمود و یا بر اساس راه حل‌های ارائه شده فوق الذکر مورد بررسی قرار گیرد.

-توزیع گمبل نوع اول و نوع سوم: نوع اول جهت آنالیز دبی‌های بالا و پایین و نوع سوم در تحلیل خشکسالی‌ها استفاده می‌شود و عمده تفاوت آن با نوع اول مربوط به گرفتن لوگ از داده‌هاست. باید توجه نمود این توزیع برای داده‌های زیاد و بی‌نهایت کاربرد دارد اما در مناطق خشک با محدودیت آمار روبرو هستیم لذا نمی‌توان روش اصلی گمبل را استفاده نمود.

-توزیع مجانبی ویبول نوع سوم: این توزیع ویژه مطالعه خشکسالی‌ها و کمبودها در آنالیز بارش و دبی‌های حداقل است و فقط برای مناطق خشک استفاده می‌شود.

روش‌های انتخاب اولیه توزیع‌های مناسب(Fitting) و بهترین توزیع نهایی(Best fit) در بخش سیل ارائه شده است. در انتخاب اولیه توزیع‌های مطالعات کم‌آبی ابتدا می‌بایست گشتاور سوم متمایل به مرکز داده‌ها محاسبه شود. تجربه نشان داده است مقدار پارامتر مذکور در مناطق خشک کشور حاکی از چولگی منفی(چوله به چپ) سری داده‌هاست لذا عموماً می‌بایست از توزیع‌هایی که چولگی منفی دارند همچون پیرسون و ویبول نوع سوم استفاده کرد. البته ممکن است چولگی مثبت نیز در داده‌ها مشاهده شود. دراینحالت می‌بایست از توزیع‌هایی که چولگی مثبت دارند همچون لوگ نرمال و لوگ پیرسون، پیرسون و گمبل 1 استفاده نمود. پس از انتخاب اولیه توزیع‌ها می‌بایست بر اساس روش‌های آماری مانند مجموع مربعات باقی مانده(R.S.S) بهترین توزیع نهایی انتخاب شود:

$$R.S.S = \left[\frac{\sum (x_\circ - x_e)^2}{n-m} \right]^{\frac{1}{2}} \qquad ۱۱-۴$$

$x_\circ$, x_e: به ترتیب مقدار برآوردی و مشاهده شده. N,m: به ترتیب تعداد پارامترهای توزیع و تعداد داده‌ها هستند. به عنوان نمونه تعداد پارامتر توزیع پیرسون نوع سوم برابر ۳ و در توزیع گمبل نوع اول برابر ۲ است. توزیع برتر دارای کمترین مقدار R.S.S خواهد بود. امروزه از نرم افزارهایی چون ,HYFA و Smada جهت برازش بهترین توزیع‌ها استفاده می‌شود. همچنین جهت اهداف خاص می‌توان به کمک برنامه‌نویسی مدل‌های مناسب برازش را، اجرا و توسعه داد. باید توجه نمود جهت آنالیز فراوانی سری داده‌های جریان حداقل و مطالعات خشکسالی می‌بایست داده‌ها، صعودی و در مطالعات ترسالی و سیل داده‌های جریان، نزولی مرتب شود. این مسئله در برخی از نرم افزارها قابل کنترل است اما در برخی دیگر همچون Smada دوره بازگشت ۲۵ ساله را همیشه برای سیلاب آنالیز می‌کند. لذا می‌بایست به جای دوره بازگشت سیل و احتمال وقوع متناظر آن مقدار مناسب متناظر در مطالعات خشکسالی را در نرم افزار قرار داد. به عنوان مثال دوره بازگشت ۱۰۰ ساله سیلاب متناظر جهت آنالیز جریان ۱۰۰ ساله خشکسالی در HYFA معادل ۱،۰۱۰۱ یا X تا چهار رقم اعشار است. همین مقدار در نرم افزار Smada برابر Y است.

$$\left(-\frac{1}{T} + 1 \right)^{-1} = X \qquad ۱۲-۴$$

$$-(X)^{-1} + 1 = Y \qquad ۱۳-۴$$

به این ترتیب برای سایر دوره بازگشت‌ها در نرم افزار روابط مذکور اعمال می‌شود. همچنین بهتر است در گزارش مطالعات خشکسالی به جای دوره بازگشت، درصد احتمال وقوع که معمولاً بین ۴۰ تا ۹۹ درصد کاربرد دارد عنوان شود. به عنوان مثال با توجه به حساسیت و اهداف طرح ممکن است برای شرب احتمال ۹۹ تا ۱۰۰ درصد و برای کشاورزی ۶۰ تا ۷۵ درصد احتمال وقوع انتخاب گردد. این بدین معنی است که در شرب انتظار داریم مقدار دبی با احتمال ۹۹ درصد برابر دبی متناظر یا بیشتر شود و فقط یک درصد احتمال شکست یا کمتر شدن دبی از مقدار ۹۹ درصد احتمال وجود داشته باشد. این مسئله در مطالعات سیلاب برعکس می‌شود.

٤-۳- مدل‌های استوکاستیک، دترمینستیک و فازی

تقسیم‌بندی مدل‌ها در بخش مدل‌سازی سیل ارائه شده است که دراینجا نیز کاربرد دارد. به طور کلی مدل‌های قطعی یا دترمینستیک هیدرولوژی (Deterministic) که به روابط فیزیکی مولفه‌ها تکیه می‌کنند، در مطالعات پیش‌بینی جریان کمینه و دبی‌های متوسط کمتر استفاده می‌شوند زیرا عموماً اطلاعات فراوانی احتیاج دارند. با این وجود از این مدل‌ها به شرطی که ورودی‌های مدل به طور مناسب در دسترس باشد می‌توان دبی سیل، رواناب و جریان پایه را به صورت روزانه برای یک دوره طولانی ماهانه یا سالانه تولید و در پیش‌بینی جریان‌های ورودی به مخزن استفاده نمود. در این خصوص مدل‌سازی جریان‌های کم می‌تواند بر اساس مدل‌های فیزیکی همچون مدل حوزه آبخیز استانفورد با بیش از ۱۵ پارامتر که به ویژه در ذوب برف و خشکسالی کاربرد دارد مورد استفاده باشد. اما روش‌های کاربردی مناسب‌تری با هدف تولید داده‌های طولانی مدت جهت آنالیز اعتماد مخزن وجود دارد که در گروه مدل‌های استوکستیک هیدرولوژی(Stochastic) قرار می‌گیرند. این مدل‌ها ترم تصادفی سری‌های زمانی را لحاظ می‌کنند. در واقع در این مدل‌ها، زمان توالی پیشامدها مهم است (خارج شدن اول توپ قرمز، دوم توپ زرد و...). اما در مدل‌های احتمالاتی (Probabilistic) فراوانی رخداد واقعه برای یک دوره بازگشت معین، پیشگویی (Prediction) می‌شود(۳ بار توپ قرمز، ۷ بار توپ زرد و...). مدل‌های استوکستیک ضعف‌های بین مدل‌های احتمالاتی و دترمینستیک را پوشش می‌دهند. در مدل‌های دترمینستیک، زمان توالی، منطبق با سایر مولفه‌های سیستم به جلو می‌رود. علاوه براین مدل‌های با مبنای فازی، شبکه عصبی و هوش مصنوعی که ممکن است وابسته یا مستقل از زمان باشند نیز در زمینه مطالعات هیدرولوژی خشکسالی، سیلاب و مدیریت آب‌های زیرزمینی قابل توصیه و کاربردی هستند.

شاهرگ حیاتی هر پروژه آبی، آب قابل دسترس[۱] است. لذا موفقیت پروژه به دقت برآورد کمیت آب و متغیرهای آن بستگی دارد. درصد اعتماد تضمین آب در پروژه‌های سدهای چند منظوره با اهداف کشاورزی، تولید برق و تأمین آب شرب به ترتیب ممکن است ۷۵٪، ۹۰٪ و ۹۸٪ است. البته این معیارها ممکن است بر اساس نظر کارشناسی تغییر کند. برای محاسبه مقدار دبی با درصد اعتماد معین در طراحی مخازن، حداقل تعداد متغیر ورودی، برابر عمر مخزن توصیه می‌شود. از نظر اقتصادی، اغلب عمر مفید مخازن حداقل ۵۰ سال است و عموماً بین ۲۰ تا ۱۰۰ سال است. این در حالی است که در بسیاری از نقاط مورد نظر حتی ایستگاه هیدورمتری مناسب نیز وجود ندارد. در ادامه روش‌های کلی محاسبه جریان ورودی را در شرایطی که هیچ‌گونه ایستگاه

[۱]- با فرض اینکه کیفیت آب مورد قبول باشد.

هیدرومتری در بالادست مخزن وجود ندارد و در شرایط متفاوت دیگر بررسی می‌کنیم. در صورتی که هیچ‌گونه ایستگاه هیدرومتری روی رودخانه مورد نظر یا اطراف منطقه نباشد ترکیب روش‌های آنالیز استوکاستیک، تعمیم آماری و واسنجی، تبدیل بارش ناحیه‌ای و انواع مدل‌های شبیه‌سازی دترمینستیک هیدرولوژی برای ایجاد یا توسعه جریان امکان‌پذیر است. یکی از معروف‌ترین مدل‌های شبیه‌سازی دترمینستیک در هیدرولوژی، مدل حوزه آبخیز استانفورد (SWM) (۱۹۶۶) که یک مدل عمومی، پیوسته در زمان و گرده‌ای است، جهت تولید هیدروگراف روزانه یا ساعتی جریان رودخانه ارائه شده است. جهت شبیه‌سازی سیستم با این روش نیاز به داده‌های بارش ساعتی، تبخیر و تعرق پتانسیل روزانه به همراه خصوصیات فیزیکی حوزه آبخیز است. در صورتی که شبیه‌سازی برف نیز مورد نظر باشد اطلاعات آن نیز باید به مدل شبیه‌سازی اضافه گردد. اساس فیزیکی مدل‌های استوکاستیک بر خلاف مدل‌های دترمینستیک خیلی خوب پایه‌ریزی نشده است. به طوری که بیشتر از جنبه هیدرولوژی توصیفی و تصادفی توسعه پیدا کرده‌اند. با این وجود به دلیل این‌که اطلاعات کمتر و قابل دسترس‌تری را احتیاج دارند در تولید داده‌های مصنوعی ورودی به مخزن بیشتر مورد توجه بوده‌اند. مدل‌های استوکستیک ممکن است به صورت آماری به دبی یک یا دو گام زمان پیش خود وابسته باشند و از روی آن دبی گام بعد را برآورد کنند. مدل‌های با حافظه محدود چون AR(1) (مارکوف با تاخیر یک گام) با یک پایه فیزیکی ضعیف و بر اساس روابط همبستگی، جریان زمان t+1 را از مفهوم رطوبت ذخیره شده در زمان t محاسبه می‌کنند و یا روش‌های کاملاً تصادفی که اساساً توجهی به متغیرهای دوره‌ای ندارند مانند روش IUDRN قابل ذکر هستند. بطورکلی مفهوم ترکیب زمانی داده‌ها (x_i) توسط Kisiel به چهار مؤلفه جریان شامل مؤلفه شیب (x_T)، مؤلفه‌های تناوبی (x_o) شامل مؤلفه‌های فصلی و نوسان، مؤلفه پرش (x_{in}) و مؤلفه غیر خالص تصادفی (x_r) نشان داده می‌شود. اگر مؤلفه‌های x_T و x_o با علامت m_t به عنوان مؤلفه‌های پویای قطعی(ترم قطعی) و مؤلفه‌های x_r و x_{in} را با علامت E_t به عنوان مؤلفه‌های تصادفی ثابت(ترم تصادفی) نشان دهیم خواهیم داشت:

$$X_i = m_t + E_t \qquad ۱۴-۴$$

این معادله مفهوم اساسی آنالیز سری‌های زمانی در هیدرولوژی استوکاستیک است. هرچه ترم تصادفی در سری زمانی، بیشتر حاکم باشد، کاربرد مدل‌های استوکاستیکی منطقی‌تر می‌شود. در آنالیز سری‌های زمانی سعی می‌شود تا مؤلفه‌های m_t به حالت سری زمانی کاملاً تصادفی تبدیل شوند. در واقع باید اثر معین(قطعی) مؤلفه‌های x_o و x_T از سری داده‌ها به کمک روش‌های آنالیز همبستگی نگاشت (Correlogram analysis) و یا آنالیز طیفی (Spectral) حذف شده تا آماده تولید تصادفی فرایندهای استوکاستیک شوند. همچنین این کار می‌تواند با استفاده از روش‌های تحلیل هارمونیک و تبدیل گشتاورهای با درجه پایین‌تر تابع توزیع پیوسته احتمالاتی صورت پذیرد. با این وجود باز هم خصوصیات آماری ثابت می‌ماند. در واقع هیدرولوژی استوکاستیک وسیله‌ای برای کمک به طراح برای شبیه‌سازی آماری آینده بر اساس آمار گذشته است. روش‌های استوکاستیک به خاطر حل مسائل طراحی مخازن وارد علم هیدرولوژی شدند. زیرا ظرفیت مورد نیاز مخزن به خصوصیات توالی جریان به خصوص در جریان‌های پایین بستگی دارد. این مسئله در مطالعه و بررسی اعتماد مخازن ذخیره‌ای بلندمدت اهمیت بیشتری پیدا می‌کند به طوری که داده‌های ثبت شده کوتاه مدت، کفایت لازم را جهت تعیین مناسب آبدهی احتمالاتی مخزن ندارد. بعضی از

خصوصیات سری‌های زمانی هیدرولوژیکی می‌تواند در دامنه‌ای از زمان به وسیله آنالیزهای کرلگرام (آزمون استقلال در زمان) بررسی شود. تحت شرایطی (پربسامد) آنالیزهای طیفی، هارمونیک سری را مشخص می‌کنند اما این روش‌ها در سری‌های کوتاه مدت مفید نیستند. این دو روش قادرند بعضی از روندهای معین (معمولاً اقلیمی) سری را آشکار کنند. بطور کلی برای سنجش حافظه بلندمدت یک سری زمانی جهت آزمون کفایت طول داده‌ها و همچنین اندازه‌گیری فراوانی حد پایین جریان‌های نامنظم غیرادواری می‌توان از ضریب هرست Hurst (h) وقتی که تعداد داده‌ها به طور متوسط زیاد باشد (مناطق مرطوب حدود ۳۰ سال، مناطق نیمه‌مرطوب و نیمه‌خشک حدود ۳۰ تا ۵۰ سال، مناطق خشک ۵۰ تا ۱۰۰ سال و مناطق خیلی خشک حدود ۱۵۰ سال)، استفاده نمود(بند خشکی). این ضریب نیاز یا عدم نیاز به مدل‌سازی جهت تولید بیشتر ورودی مخزن را به صورت زیر تعیین می‌کند:

$$R_n = \delta_n \left(\frac{n}{2}\right)^h \qquad ۱۵\text{-}۴$$

که δ_n: انحراف از معیار سری زمانی، n طول سری و R_n از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$R_n = S^+ - S^-$$

S^+: مقدار بیشینه تجمعی سری بزرگ‌تر از میانگین، S^-: مقدار بیشینه تجمعی سری کوچک‌تر از میانگین.

R_n برابر است با تفاوت بین بیشترین و کمترین مقادیر مثبت و منفی انحراف از میانگین سری‌های زمانی که به صورت تجمعی محاسبه شده باشند. در این خصوص ابتدا میانگین داده‌ها از همه اعداد سری کم می‌شود، سپس این سری به صورت تجمعی در طول زمان و نسبت به میانگین سری رسم می‌شود. بیشترین و کمترین مقدار S نسبت به میانگین جهت محاسبه R_n استفاده می‌گردد. هرست با بررسی سری‌های زمانی دبی سالانه، دما و غیره نتیجه گرفت که ضریب هرست ۰٫۵ برای یک سری، حاکی از مستقل و نرمال بودن آن سری است. همچنین دامنه این ضریب بین ۰٫۵ تا ۱ با ارزش متوسط ۰٫۷۳ و انحراف معیار ۰٫۰۹ مشاهده شده است. مقدار ضریب هرست در فرآیند مارکوف ۰٫۵ است. هرگاه $h>0.5$ باشد یعنی سری زمانی دارای پایداری درازمدت در سری بوده و رژیم هیدرولوژیکی تا حدی پایدار (Quasi-Stationary) است. لذا مدل مارکوف، مناسب شرایط نیست زیرا در مدل مارکوف وابستگی تنها به رخداد قبلی لحاظ می‌شود. اگر حافظه بلندمدت سری زمانی زیاد است یعنی داده‌های تاریخی در سری وجود دارد و لذا این طول سری زمانی برای مدلسازی مخزن کفایت می‌کند. در این خصوص بین متخصصین علم هیدرولوژی بحث‌هایی در مورد ضریب هرست وجود دارد و شاید مفید باشد که این ضریب را به عنوان یک شاخص تقریبی از شرایط خشکسالی بدانیم زیرا وقتی که این ضریب بیش از 0.6 شود دیگر یک مدل ساده‌ای چون AR(1) (تأخیر واحد مارکوف) قادر به تولید رضایت‌بخشی از داده‌ها در شرایط خشکسالی نخواهد بود. در این حالت استفاده از چند مدل در شرایط دوره‌های کم‌جریان (low-Frequency) در کنار مدل AR(1) مانند ARMA جهت مقایسه می‌تواند توصیه شود. در هر صورت فرایند تولید باید آنقدر ادامه پیدا کند تا تمام مقادیر اکسترمم مورد نظر در طول عمر پروژه برای شبیه‌سازی عملکرد مخزن به دست آید. آقایان Linsley and Burges بر اساس آنالیزهای آماری، ۱۰۰۰ توالی را برای مطالعات اعتماد مخزن در صورتی که هدف بررسی مقادیر انتهایی توزیع باشد (خشکسالی) کافی دانستند. به طورکلی در مطالعات آبدهی

و آنالیز اعتماد مخزن لازم است حدود ۱۰۰ تا ۳۰۰ توالی تولید داده در رودخانه‌های با ضریب تغییرات پایین و یا حداقل برابر عمر بهره‌برداری مخزن به صورت سالانه صورت بگیرد. این موضوع در رودخانه‌های با تغییرات بیشتر تا ۱۰۰۰ توالی نیز توصیه شده است. اگر آنالیز اعتماد مخزن و روندیابی جریان از مخزن جهت تعیین نیاز ذخیره به صورت ماه به ماه باشد، نیاز به تولید داده‌های مصنوعی با طول کمتر نیز امکان‌پذیر است. با این وجود محدودیت فنی تولید داده‌های مصنوعی با توجه به عدم توجه به روند داده‌ها، تغییرات اقلیمی و.. وجود دارد. در این خصوص بهتر است تولید داده‌ها حدود ۱۰۰ توالی باشد. اگرچه می‌توان با تلفیق مدل‌های استوکستیک و دترمینستیک مقدار توالی بیشتری را نیز شبیه‌سازی نمود. باید توجه کرد که تا حد امکان نباید بر اساس آنالیزهای احتمالاتی روی زیرتوالی‌های به دست آمده(روز یا ماه) از توالی مربوطه(ماه یا سال)، عملکرد سیستم را شبیه‌سازی نمود. در این حالت باید نتایج مدل حتماً با مناطق معرف کالیبره و بازرسی شود. با این وجود دقت شبیه‌سازی مدل به چهار فاکتور ۱- دقت و صحت داده‌های ورودی ۲- کارایی پارامترهای دخیل در مدل برای شرایط خاص و ۳- خطاهای ذاتی مدل و ۴-روش حل مدل بستگی دارد. لذا در روش‌های دترمینستیک درک ساختار مدل و همخوانی آن با شرایط منطقه بسیار حائز اهمیت است. علاوه بر این، انتخاب مدل‌های پیچیده نیاز به داده‌های پیچیده‌تر دارند. اساس مدل‌های استوکاستیک هیدرولوژی و هواشناسی در مقیاس ماهانه و سالانه ممکن است شبیه یکدیگر رفتار کنند (Stochastic analysis of precipitation) اما این مسئله در مورد بارش‌های ساعتی و روزانه متفاوت است. مدل‌های استوکاستیک شامل دو روش کلی ۱- روش تجمعی (aggregation) و ۲- روش شکننده (disaggregated) هستند. روش‌های استوکاستیک اساساً در مقیاس‌های کوچکتر از ماه نتایج خوبی ارائه نکرده‌اند و توصیه می‌شود از روش‌های با مقیاس‌های ماهانه یا فصلی وقتی که همبستگی سالانه بین ۰ تا ۰,۱ است و مدل‌های سالانه وقتی این همبستگی بیش از ۰,۱ است استفاده شود. روش‌های سنتز یا تولید مصنوعی داده‌ها را می‌توان به دو گروه ۱- تولید تصادفی و ۲- تولید به روش فرایند مارکوف طبقه‌بندی نمود. گروه اول خود به دو گروه پارامتری و غیرپارامتری تقسیم می‌شود. دو روش پایه‌ای در مدل‌سازی استوکاستیک به ترتیب روش تصادفی IUDRN برای سری سالانه و مدل توماس فایرینگ برای سری ماهانه هستند که تئوری آنها ارائه می‌گردد. روش مارکوف با تاخیر ۱ برای تولید سری سالانه کاربرد دارد. در این خصوص علاقه‌مندان می‌توانند به مراجع Salas, et al (۱۹۸۸) و Bras & Rodriguez (۱۹۸۵) و Pena, et al (۲۰۰۱) مراجعه کنند.

٤-۳-۱-روش IUDRN و MIUDRN

روش پارامتری IUDRN یا روش توزیع یکنواخت مستقل اعداد تصادفی ساده‌ترین روش در گروه تصادفی است. این روش که برای تولید سری‌های سالانه توصیه می‌شود وقتی کاربرد دارد که اثر نوسانات فصلی و ماهانه در طرح و یا نیاز مخزن تاثیرگذار نباشد. اساس روش فوق بر پایه حفظ خصوصیات آماری داده‌ها شامل میانگین ($\bar{X}$)، انحراف از معیار (S_x)، و تغییرات تصادفی حاصل از مقدار متغیر استاندارد شده Z_i با توزیع یکنواخت مستقل و تابع f(x) در بازه (۱ , ۰) است. مقدار جریان سالانه iام را در سری‌های متوالی توسط رابطه ۴-۱۶به صورت زیر ارائه می‌شود:

$$x_i = \bar{x} + z_i s_x \qquad ۱۶-۴$$

$$\sum_{i=1}^{n} Z = \frac{r_n - M}{\sqrt{S^2}} \qquad ۱۷-۴$$

با توجه به اینکه تابع توزیع مورد نظر یکنواخت است لذا مقادیر M و S^2 به ترتیب به عنوان میانگین و واریانس متغیرهای تصادفی مستقل با تابع $f(x) = \frac{1}{b-a}$ در بازه (۱و۰) به شرح زیر محاسبه شدند:

$$M = \frac{(b+a)}{2} \qquad ۱۸-۴$$

$$a \le x \le b$$

$$S^2 = \frac{(b-a)^2}{12} \qquad ۱۹-۴$$

برای محاسبه r_n راههای مختلفی وجود دارد . این متغیر تصادفی ممکن است بر اساس ارقام آخر شماره تلفن‌های یک دفترچه تلفن و تبدیل آن به توزیع مورد نظر و یا دامنه‌ای از نتایج ۹۹ – ۰۰ و ۹۹۹ – ۰۰۰ حاصل از پرتاب سکه‌های یک تاس (η_i) و یا بر اساس یک کامپیوتر برنامه‌ریزی شده(Lingo) به دست آید. در این خصوص Lehmer با استفاده از روابط بازگشتی، مقادیر کاذب – تصادفی z_i را در بازه (۱و۰) به دست آورد:

$$Z_i = 2^{-42}\eta_i \qquad ۲۰-۴$$

$$\eta_i + 1 = S^{+17}\eta_i (\text{mod}\, 2^{42}) \qquad ۲۱-۴$$

به طوری که برای $\eta_0 = 1$ رابطه بازگشتی برابر $۲^{۴۰}$و به طور تقریب حدود $۱۰^{۱۲}$ دارد. در تولید و استخراج این اعداد باید دو فرض مربوط به یکنواختی به وسیله آزمون chi – square و مستقل بودن متغیرهای تصادفی توسط آزمون‌های استقلال سری (Serial independene) و یا با توجه به روش انتخاب اعداد تصادفی لحاظ شود. در این روش محاسبه r_n به صورت کاملاً تصادفی در بازه (۱ , ۰) با توزیع یکنواخت صورت می‌گیرد. دلیری و همکاران(۱۳۸۴) پیشنهاد نمودند مقدار r_n را می‌بایست به صورت سیستماتیک- تصادفی انتخاب کرد. ایشان توصیه کردند ابتدا به کمک روش‌های آماری، دوره‌های نرمال، خشک وتر در آینده با روش آزمون روند و زنجیره‌ها (بند سری زمانی) تعیین و سپس دامنه اعداد تصادفی بین ۰ تا ۱ به سه قسمت متناظر دوره‌های نرمال، خشک وتر تقسیم شود. سپس انتخاب اعداد تصادفی مشروط شده و با توجه به این‌که سال مورد نظر با توجه به پیش‌بینی روش آزمون روند (یا روش مناسب دیگر) در چه دوره هیدرولوژیکی قرار گرفته است اعداد بین ۰ تا ۱ به صورت تصادفی-سیستماتیک انتخاب و یا رد می‌شود. اگر عدد تصادفی برای سال مورد نظر مناسب نباشد، عدد تصادفی بعدی تولید، کنترل و تصمیم‌گیری می‌شود. نتایج نشان داد که اختلاف داده‌های مشاهده‌ای و تولیدی، در روش اصلاح شده کمتر می‌شود. نام روش اصلی به روش اصلاح شده MIUDRN تغییر داده شد. حداقل آمار لازم جهت برآورد پارامترهای مدل مذکور و مدل‌های مشابه حدود ۲۰ سال برای شرایط نیمه‌خشک توسط ایشان توصیه شده است. اساساً متغیرهای جریان سالانه رخدادهایی مستقل و معمولاً ثابت هستند. همچنین سری

داده‌های موجود ممکن است از توزیع آماری بخصوصی تبعیت کنند که شناخت آن در انتخاب روش کمک می‌کند. بر این اساس سایر روش‌های تولید تصادفی با توزیع‌های نرمال، لوگ نرمال، گاما و پیرسون نوع سوم وجود دارند.

٤-۳-۲- روش توماس- فایرینگ

مدل توماس- فایرینگ (۱۹۶۲) در گروه مارکوف استوکاستیک برای سنتز داده‌های ماهانه کاربرد دارد. مدل‌های ماهانه یا فصلی وقتی استفاده می‌شوند که اثر نوسانات فصلی و ماهانه روی ذخیره مخزن اهمیت دارد و یا بررسی نوسانات ماهانه و فصلی در طرح مورد نیاز باشد. اساس این مدل وابستگی رخداد X_{t+1} به X_t به فاصله ماه و با حافظه محدود است.

$$Q_{i+1} = \overline{Q}_{i+1} + b_i (Q_i - \overline{Q}_i) + t_i s_{i+1} \sqrt{1 - r_i^2} \qquad ۲۲-۴$$

r_i و b_i به ترتیب ضریب و شیب همبستگی، t_i متغیر تصادفی استاندارد شده با توزیع یکنواخت و متوسط صفر و واریانس واحد، s_i انحراف از معیار و Q مقدار متغیر مورد نظر در زمان iام است. حداقل داده‌های لازم در این مدل برای تخمین مناسب پارامترها ۱۲ سال (۱۴۴ ماه) توصیه شده است. علاوه بر این برای تولید داده با روش فوق باید نکات زیر رعایت شود:

۱-تعیین احتمال رخداد (p_i) جریان ماهانه (n_i) به کل داده‌های ماهانه (N)، ممکن است برای n_i یک مقدار حدی بیان شود.

$$p_i = \frac{n_i}{N} \qquad ۲۳-۴$$

۲- مقادیر Q_i و S_i بر اساس مدل توماس فایرینگ برای زوج‌های متوالی ماه‌هایی که جریان اتفاق افتاده محاسبه می‌گردد. برای تولید جریان ماه‌های متوالی دو شرط زیر باید مورد توجه باشد:

- برای هر ماه i، مقدار تصادفی t که بین (۱ و ۰) به طور یکنواخت توزیع شده انتخاب می‌گردد. اگر $P_i>t>0$ باشد جریان در آن ماه اتفاق می‌افتد و در صورتی که $t>p_i$ باشد، جریان در آن ماه اتفاق نمی‌افتد.

- اگر ماه i اولین ماه سال باشد که جریان در آن اتفاق می‌افتد، تنها از ترم تصادفی و میانگین رابطه مذکور بر اساس میانگین $\overline{Q}$ و واریانس جریان همین ماه استفاده می‌شود. طبیعی است که مقدار r در این حالت برابر صفر باشد.

(مثال: کتاب ج ۲ هیدرولوژی، محمد نجمائی).

همیشه مدل‌های استوکاستیکی به سادگی دو روش بالا نیستند، در این خصوص یا باید روش‌هایی مانند رابطه بالا را جهت سادگی کار، برنامه‌نویسی نمود و یا از روش‌های موجود در مدل‌های کامپیوتری استفاده شود. (بند مدل‌های کامپیوتری). با این وجود بدون درک تئوری سری‌های زمانی نمی‌توان از مدل‌های کامپیوتری نیز به درستی بهره گرفت. در ادامه مفاهیم پایه و اجزای سری‌های زمانی ارائه می‌گردد.

٤-۳-۳-تئوری و اجزای سری زمانی(Time series)

سری‌های هیدرولوژیکی که از یکسری متغیر تصافی تشکیل می‌شوند شامل ۳ گروه اصلی سری‌های زمانی، خطی و سری‌های شمارشی هستند که ممکن است ساده (تک متغیره یا تک ایستگاهه) و یا چندگانه (چند متغیره یا چند ایستگاهه) برداشت، آنالیز و مدل‌سازی شوند. سری‌های زمانی آمار نسبت به زمان و سرهای خطی نسبت به مکان بررسی و آنالیز می‌شوند. به عنوان نمونه مشاهده تغییر خصوصیات رودخانه یا آبخانه در طول بازه مکانی رودخانه، یک چاه یا مجموعه‌ای از چاه‌ها تشکیل سری‌های خطی را می‌دهند. شمارش تعداد رخداد متغیر تصادفی نسبت به

زمان و مکان تشکیل سری‌های شمارشی می‌دهد. تعداد رخداد بارش در یک ماه و یا رسوب لحظه‌ای و دبی‌های حدواسط دسته‌های احتمالاتی طی دوره سال‌های مشاهده‌ای یک یا چند ایستگاه تشکیل سری شمارشی مربوطه را می‌دهد. سری‌های زمانی نسبت به زمان تغییر کرده و بر اساس فواصل زمانی به سری‌های ساعتی، روزانه، ماهانه، فصلی و سالانه تقسیم می‌شوند. سری زمانی هیدرولوژیکی شامل داده‌های رقوم سطح سفره آب زیرزمینی و رودخانه، دبی کمینه رودخانه، بارش، تبخیر سطح مخزن، دبی اوج لحظه‌ای و امثال آن را شامل می‌شود. جهت مدل‌سازی سری‌های زمانی بر اساس مفهوم روش‌های فازی، هیدرولوژی استوکاستیک و حتی دترمینستیک، درک اجزا و مولفه‌های سری‌های زمانی ضروری است. زیرا برخی از این اجزا تمایل به حفظ رفتار غیرتصادفی(قطعی) و برخی تصادفی (احتمالات) را دارند. مفهوم میزان آسانی اتفاق نیز با تکنیک فازی قابل بررسی است. با این وجود کاربرد آنالیز سری زمانی در مدل‌های استوکاستیک معطوف می‌شود زیرا در این مدل‌ها با فرض مستقل بودن متغیر تصادفی از زمان و مکان، آنالیزها روی خود متغیر صورت می‌گیرد اما در مدل‌های دترمینستیک، فیزیک سیستم مورد توجه است. در خصوص فرآیندهای فیزیکی و موثر در حوضه به تفصیل در فصل سیل و آب زیرزمینی با توجه به تئوری‌های انتقال رینولدز صحبت شده است. به طورکلی اجزا اصلی سری زمانی همان‌طور که در برخی از روش‌های تصادفی بالا نیز مشخص شد شامل ۴ مولفه زیر است:

۱-روند(Trend)، ۲-تغییرات دوره‌ای (Cyclical variation)، ۳-تغییرات فصلی(Seasonal) و ۴-تغییرات نامنظم(Irregular). در این بحث همان‌طور که پیشتر نیز ذکر شد می‌توان توالی یک پدیده را بررسی نمود. هر پارامتر در هیدرولوژی دارای یکسری تغییرات دوره‌ای است و در عین حال که می‌تواند تغییرات غیر دوره‌ای را نیز داشته باشد. مثل بارندگی که در بعضی از سال‌ها کم و در بعضی سال‌ها زیاد می‌شود و ایجاد دوره‌های ترسالی (Wet-period) و خشکسالی (Dry-period) می‌کند. حال اگر این بارندگی روند خاصی داشته باشد مثلاً روند افزایشی یا کاهشی، بحث تغییر اقلیم مطرح می‌شود. در آب‌های زیرزمینی این روند اغلب کاهشی است که مربوط به تاثیر مسائل مختلف اقلیمی و بهره‌برداری غیرمجاز است. به طورکلی داده‌های هیدرولوژی ممکن است تحت تاثیر شرایط کوتاه یا بلندمدت اقلیمی دارای تغییرات چرخه ای(Cycles) یا بسیار آرام روند(Trends) باشند. البته ممکن است این تغییرات ناشی از دخالت مستقیم بشر در حوضه یا در اثر فعالیت‌های غیر مستقیم او مانند افزایش گازهای گلخانه‌ای نیز باشد. اساس تمام روش‌های زنجیره‌ای مانند زنجیره مارکوف این است که بر اساس اتفاقات مشاهده شده و میزان همبستگی زمانی آنها به آنها وزن مشخصی داده شده و معادلات، تولید سری آماری میکنند. اگر هدف پیش‌بینی دبی رودخانه باشد باید عوامل موثر در آن بررسی شود. زنجیره مارکوف بر اساس همبستگی بیشتر بین ماههای نزدیک پایه‌ریزی شده است و هرچه از ماه هدف دورتر شویم وزن موثر در تعیین دبی مورد نظر کاهش می‌یابد. زنجیره مارکف در شرایطی توصیه می‌شود که روند داده‌ها ناچیز یا ثابت باشد و آمار فراوان در دسترس باشد در غیر این صورت در زنجیره اشکال ایجاد می‌گردد. به طورکلی تغییرات دوره‌ای در محاسبه جریان‌های سالانه اهمیت کمتری دارد. تغییرات دوره‌ای اساساً در محاسبات ماهانه و فصلی اهمیت بیشتری دارند. جهت بررسی این گونه تغییرات علاوه بر روش‌های پیچیده روش‌های ساده‌تری چون روش میانگین لغزان به شرح زیر وجود دارد:

$$y_t = (2k+1)^{-1} \sum_{j=-k}^{k} x_{t+j} \qquad ۲۴-۴$$

که در آن k عدد فرد طبیعی، t زمان متغیرهای x و y به ترتیب در طول سری زمانی و دوره میانگین لغزان می‌باشند. پایه زمانی باید عدد فرد غیر یک باشد که به طول دوره آماری بستگی دارد. اگر آمار کم و حدود زیر ۲۰ سال باشد پایه زمانی ۳ ساله در نظر گرفته می‌شود. اما پایه زمانی بزرگ‌تر منحنی سینوسی را بهتر نمایش می‌دهد. اگر بیش از ۲۰ سال آمار موجود باشد پایه زمانی ۷ ساله به ۵ ساله نیز در صورت امکان ارجحیت دارد و اگر روند داده‌ها بر اساس پایه ۷ ساله مطالعه شود دیگر نیازی به مطالعه پایه‌های ۳ و ۵ ساله نیست.

مهم‌ترین عامل موثر در فرایند دوره‌های ترسالی–خشکسالی را به اثر لکه‌های خورشیدی (Sun spots) نسبت داده‌اند. این لکه‌ها که با قطری از ۱۵۰۰ تا ۲۰۰ هزارکیلومتر مشاهده شده‌اند ممکن است تیره یا روشن بوده و عمری حدود یک تا ۳ روز و حتی بیش از یک ماه داشته باشند. همچنین به طور دائم در حال تغییر اندازه و ظاهر شدن و از بین رفتن هستند. علت پدید شدن این لکه‌ها ممکن است مربوط به اثر میدان‌های بسیار قوی مغناطیسی بوده که اجازه ورود جریان حرارت را به سطح خورشید نمی‌دهند. الگوی تغییرات لکه‌ها از یک نظم نسبی ۹ تا ۱۳ سال (متوسط ۱۱ سال) تبعیت می‌کند. لکه‌های خورشیدی سبب اثرگذاری در اقلیم زمین و به طور خاص بارش و دما می‌شوند. آنالیز آمار بارش نشان داده که در یک دوره ۱۱ ساله مقدار بارش سالانه به صورت سینوسی تغییرکرده و حداکثر بارش مربوط به سالهایی است که فعالیت لکه‌های خورشیدی بیشتر می‌شود. این لکه‌ها همیشه در سطح خورشید وجود دارند ولی تعداد آنها در زمان‌های مختلف متفاوت است. زمانی که خورشید تیره‌تر می‌شود فعالیت لکه‌های خورشیدی بیشتر است و تاثیر آنها نیز بر سطح زمین محسوس‌تر می‌گردد. دمای لکه‌های خورشیدی را تا ۳۵۰۰۰ درجه سانتی گراد گزارش کرده‌اند. در صورتی که لکه‌های شفاف دمای ۲۰۰۰۰ دارند. یک تاخیر فاز ۱ تا ۲ ساله بین فعالیت حداکثر و اثرگذاری روی زمین وجود دارد. هر ۱۱ سال یکبار این تغییرات کوتاه‌مدت تکرار می‌شود. دوره‌های میان مدت خورشید ۳۳ ساله است که به ۳ دوره ۱۱ ساله تقسیم می‌شود. دوره‌های بلندمدت آن نیز ۱۲۰ ساله است. همچنین مشخص شده که علاوه بر دوره‌های کوتاه‌مدت ۱۱ ساله دوره‌های میان مدت ۳۳ و بلند مدات ۱۲۰ ساله نیز در مورد بارندگی‌ها وجود دارد. مشخص شده که پدیده النینو (El Nino) با تغییرات دوره‌ای مذکور روی دمای آب اقیانوس‌ها و آب و هوای بخش وسیعی از کره زمین موثر است. لذا روند تغییرات اقلیمی و گرم شدن زمین از آن متاثر است. مطالعات نشان داده که در قرن بیستم میلادی، دوره‌های کوتاه‌مدت دما از ۱۱ سال به حدود ۹ سال کاهش پیدا کرده است به طوری که هرگاه طول دوره تغییرات لکه‌های خورشیدی کاهش یابد، دمای هوا افزایش خواهد یافت. بر اساس آمار مشخص شده که در قرن بیستم دمای هوا حدود ۰,۶ درجه سانتی گراد افزایش یافته باشد. از طریق این پدیده‌ها می‌توان حدود ۶ ماه آینده رواناب را پیش‌بینی نمود. اگر دوره‌های کوتاه‌مدت ۱۱ ساله، میان مدت ۳۳ ساله و ۱۲۰ ساله همه خشکسالی باشند و روی یکدیگر بیافتند می‌توان بدترین حالت خشکسالی‌ها را انتظار داشت. در روش میانگین متحرک وزن پایه زمانی یکسان است. روش‌های متعددی از میانگین لغزان وزنی مانند روش Davis وجود دارد که ممکن است از وزن‌های غیریکسان استفاده شود. در این روش بر اساس رابطه احتمال ترکیبی زیر ابتدا وزن کل داده‌ها محاسبه می‌شود:

$$m = 2\lambda + 1 \qquad ۲۵-۴$$

$$w = \binom{2\lambda}{\lambda} \qquad ۲۶-۴$$

فرض کنید لاندا یا پارامتر میانگین متحرک برابر ۲ در نظر گرفته شود. این مقدار باید آنقدر بزرگ انتخاب شود تا تغییرات کوچک از سری داده‌ها حذف شود. مقدار m یا طول میانگین متحرک در اینجا برابر ۵ می‌شود و مقدار w برابر ۱۲ محاسبه می‌شود. حال باید عدد ۱۲ را از طریق آزمون و خطا بین داده‌های پایه زمانی تقسیم نمود. در روش میانگین لغزان ساده با پایه زمانی ۳ متوسط سه مولفه وزنی W_i برابر واحد است اما در اینجا برابر ۱۲ است.

سیکل‌ها از ساختارهای مهم زمانی هستند. یکی از علل تغییرات چرخه‌ای مربوط به تغییرات فصول مختلف(Seasonal) سال است. این تغییرات منظم نیستند(Irregular) زیرا ممکن است زمستان یک سال، پرباران‌ترین فصل یک دوره باشد اما تابستان آن خشکسال‌ترین نباشد. داده‌ها زمانی صحیح هستند که دارای تغییرات سیکلیک سینوسی منظم باشند و صحت این تغییرات در تحلیل‌های آماری نیز باید تایید شود. در داده‌های بارش و دبی این تغییرات فصلی و سال به سال وجود دارد. بین داده‌های اوج و حضیض می‌بایست یک فاصله معقول وجود داشته باشد (آزمون داده‌های پرت چو). به عبارتی بایستی بی‌نظمی و نظم‌ها معقول بوده و از حدی بالاتر و پایین‌تر نباشد. البته نوع دیگری از تغییرات نامنظم ممکن است مربوط به پرش‌های سری باشد که عمدتاً مربوط به وقایع بحرانی و بلایای طبیعی می‌شوند. همچنین بخشی از شدت تغییرات مربوط به خطا و اشتباهات اندازه‌گیری تکنسین و ابزار موجود است. لذا خطا همیشه وجود دارد و مقدار واقعی هر اندازه‌گیری مشخص نیست. خطاها ممکن است در زمان ثبت داده، انتقال و یا پردازش داده‌ها ایجاد شوند. در جریان‌های حداقل به ویژه در فصول کم آب می‌بایست ایستگاه هیدرومتری و اشل منحنی سنجه بررسی شود. زیرا ممکن است به دلیل تغییر بستر جریان آب در زمان سیل، جریان کمینه، اشل را دور زده و مقدار دبی بی‌دلیل صفر خوانده شود. به طورکلی دو نوع خطای عمده می‌توان در نظر گرفت. ۱-خطاهای سیستماتیک و ۲-خطاهای تصادفی. در حالت اول امکان ارزیابی و اصلاح دبی وجود دارد. این خطاها ممکن است مربوط به معیوب بودن دستگاه هنگام ساخت و یا خرابی آن پس از یک سیلاب مخرب و یا تنظیم غلط آن در زمان نصب اتفاق بیفتد. خطای دیگر در این زمینه که می‌تواند سیستماتیک شمرده شود مربوط به فرد مشاهده کننده است. خطا در روش اندازه‌گیری و اثر پدیده‌های طبیعی نیز در این گروه قرار دارند. معمولاً خطاهای سیستماتیک برخلاف خطاهای تصادفی دارای روند مشخصی هستند. لذا خطای تصادفی اغلب بزرگ و ممکن است مثبت یا منفی باشد. رابطه ساده شده بین اجزای تشکیل دهنده سری زمانی ممکن است به دو صورت زیر نوشته شود:

۱-الگوی جمعی که در آن فرض می‌شود مولفه‌های سیستم، مستقل از یکدیگرند:

$$H_{variable} = T_i + C_i + S_i + I_i \qquad ۲۷-۴$$

۲-الگوی ضربی که بیشتر نیز کاربرد دارد به صورت زیر است:

$$H_{variable} = T_i C_i S_i I_i \qquad ۲۸-۴$$

در برخی از روش‌ها جهت تحلیل سری داده‌ها و آنالیز سری زمانی ابتدا می‌بایست نوسانات فصلی را حذف نمود (ایستا کردن سری) تا نوسانات مربوط به عوامل دیگر را بررسی کرد. یک روش ساده جهت حذف نوسانات فصلی داده‌های ماهانه، هفتگی و روزانه به صورت زیر است:

$$Qc = \frac{Q_m - Q_{avr}}{S} \qquad ۲۹-۴$$

Qc: دبی اصلاح شده(استاندارد شده)،Qm : دبی اندازه‌گیری شده مورد نظر،Qavr :متوسط پارامتر مورد نظر و S انحراف معیار داده‌هاست. از این رابطه برای کنترل مقادیر پرت نیز می‌توان بهره گرفت. لذا یکی از مفاهیم اساسی مدل‌های احتمال سری زمانی، مفهوم ایستایی سری است. یک سری را ایستا می‌گویند اگر در یک دوره زمانی مشخص، پارامترهای آماری آن در طول زمان مربوطه ثابت باشد در غیر این صورت ابتدا باید سری را ایستا نمود تا بررسی مولفه‌های مختلف آن به صورت مجزا صورت بگیرد. ناایستایی ممکن است مربوط به میانگین، واریانس یا هر دو باشد. وقتی سری ایستا شد، با یک فرآیند تصادفی ایستا، تغییرات باقی مانده مولفه‌های سری، راحت‌تر مدل‌سازی می‌شود. تحت شرایطی به ویژه در پیش‌بینی‌های بلندمدت ممکن است بهتر باشد سری‌های ناایستا به صورت مستقیم آنالیز شود. در این حالت می‌توان روند داده‌ها را با خطی برازش داد. لذا اغلب در پیش‌بینی‌های کوتاه‌مدت جهت افزایش دقت ممکن است بهتر باشد تا ابتدا روند داده‌ها را حذف نمود، سپس با یک الگوی احتمال مناسب، پیش‌بینی را انجام داد. با توجه به نوع ناایستایی سری، روش‌های متعددی وجود دارند که برخی از آنها شامل تبدیلات باکس-کاکس، عملگر پسرو، تفاضلی کردن، و غیره هستند. در مدل‌سازی تصادفی هدف این است که وابستگی دو توالی را تعیین و مدل کرد. در این خصوص از توابع خودهمبستگی جزئی و خودهمبستگی(Autocorrelation function) که ممکن است با تاخیرهای K تعریف شود استفاده می‌گردد. در این مرحله پس از آنالیز و شناخت سری، می‌بایست الگو و مدل آن را برازش و صحت نتایج پیش‌بینی را با توجه به آمار واقعی بررسی نمود. مدل‌های مختلفی در این زمینه وجود دارند که عمده آنها شامل مدل‌های غیر فصلی ایستا مانند مدل اتورگرسیو مرتبه P یا AR(P) ، مدل اتورگرسیو مرتبه اول (فرآیند مارکوف)، مدل میانگین متحرک مرتبه q یا MA(q) و مدل‌های مرکب ARMA(p,q) قابل ذکر هستند. از مدل‌های غیرفصلی ناایستا نیز می‌توان مدل‌های ARIMA(p,d,q) ، IMA(d,q) و مدل ARI(p,d) را نام برد. از مدل‌های معروف فصلی نیز می‌توان مدل معروف باکس-جنکینز و اتورگرسیو-میانگین متحرک فصلی از درجه p و Q را ذکر نمود(بند مدل‌های کامپیوتری). جهت مطالعه بیشتر به اصول مدل‌سازی سری‌های هیدرولوژیک، نوشته Salas, et al (1985) مراجعه شود.

٤-۳-٤-مدل‌سازی فازی در مدیریت منابع آب

منطق فازی که در برابر منطق کلاسیک(صریح) نخستین بار در سال ۱۹۶۵ توسط یک ایرانی(پروفسور لطفی عسکرزاده) ارائه شد ابزار توانمندی برای مدل‌سازی عدم قطعیت‌ها (از نوع ابهام و کلامی) و عدم صراحت‌های موجود در دنیای واقعی و بیان عبارت‌های زبانی بر گرفته از تجارب و دانش بشر در قالب روابط ریاضی به شمار می‌رود. به طورکلی از منظر فازی عدم قطعیت‌ها را می‌توان شامل گروه غیر قابل اندازه گیری(گیرکردن آشغال و تنه درختان زیر پل یا آبگذر و..) و قابل اندازه‌گیری تقسیم‌بندی نمود. گروه قابل اندازه‌گیری شامل عدم قطعیت‌های مربوط به دانش بشر، ضعف ابزار اندازه‌گیری و عدم صراحت‌ها

می‌شوند. عدم صراحت‌ها مسائلی هستند که تعریف صحیح از آنها وجود ندارد. مثلا وقتی می‌گوییم خشکسالی شدید یا برداشت زیاد از سفره و یا بارش کم از عبارت‌های غیرصحیح استفاده کرده ایم. تئوری مجموعه‌های فازی ابزار مناسبی جهت مدل‌سازی سیستم‌هایی است که چنین ویژگی‌هایی دارند و یا اساساً نتایج مدل‌های ریاضی در شرایط خاص مطالعه رضایت بخش نیست. امروزه کاربرد منطق فازی جهت کاهش برخی از اینگونه عدم قطعیت‌های موجود در مدل‌سازی هیدرولوژی توصیه شده است. به طور خلاصه در روش فازی مقادیر بین صفر تا یک نیز وارد محاسبات شده و ارزش یک مولفه از سیستم دارای یک مقدار تنها از اعداد بین یک تا صفر نیست بلکه شامل کلیه مقادیر بین صفر تا یک اما با وزن مشخص است. هر عضو یک مجموعه دارای میزانی از فازی بودن (درجه عضویت) است که ارزش آن توسط توابع فازی که اغلب ذوزنقه‌ای شکل هستند، مشخص می‌شود. نوع و شکل توابع فازی توسط مشخصات سیستم و تجربه تعیین می‌گردد. درجه عضویت یک، یعنی عضو مربوطه به طور صریح مربوط به مجموعه است اما درجه ۰٫۸ با صراحت و قطعیت کمتری این عضویت را معرفی می‌کند. هرچه سیستم پیچیده‌تر (ناشناخته تر) باشد به طوری که نتوان آن را با مدل‌های ریاضی و سپس مدل‌های آزاد (شبکه عصبی و..) شبیه‌سازی و بهینه‌سازی نمود، کاربرد منطق فازی در مطالعه سیستم بیشتر اما دقت نتایج کمتر می‌شود. کاربرد روش‌های فازی بسیار گسترده است به طوری که می‌توان به خوشه‌بندی فازی در تهیه علمی مناطق همگن هواشناسی یا هیدرولوژیکی، رگرسیون فازی، تصمیم‌گیری و اولویت‌بندی فازی حوضه‌ها، برنامه‌ریزی خطی فازی، پیش‌بینی فازی(تغییرات اقلیمی) و مطالعه مفاهیم زبانی(غیر عددی) مسائل اجتماعی در منابع آب سطحی و زیرزمینی و تعیین درجه آسانی رخداد اشاره نمود. روش‌های معروف تحلیل سلسله مراتبی فازی (Fuzzy AHP)، ELECTRE، روش بیشینه-کمینه، روش عطفی و روش حذفی در تصمیم‌گیری چند شاخصه و یکپارچه مسائل آب قابل ذکراند. علاقه‌مندان می‌توانند به منابع آخر این فصل مراجعه کنند.

٤-٣-٥-مدل‌های کامپیوتری

مدل‌های زیر ممکن است جهت شبیه‌سازی ورودی سیستم و یا شبیه‌سازی و بهینه‌سازی تابع سیستم در برنامه‌ریزی آب استفاده شوند.

مدل‌سازی دترمینستیک

تعدادی از مدل‌های این کلاس در فصل سیل و آب زیرزمینی ارائه شده است. اغلب مدل‌های سیل معرفی شده مربوط به رخدادهای تک واقعه یا پیوسته در زمان رخدادهای حد بالا بودند. همچنین مدل حوزه آبخیز استانفورد در بندهای پیش معرفی گردید. در ادامه مدل‌هایی معرفی می‌شوند که اغلب سیستم آبخیز را به صورت روزانه به عنوان خروجی از حوضه یا ورودی یک مخزن تولید می‌کنند. در این خصوص Brooks و همکارانش(Arizona & Minnesota, 2003) در کتاب هیدرولوژی و مدیریت آبخیز با تاکید بر آبخیزداری با مدل‌سازی و لحاظ جنبه‌های اجتماعی-اقتصادی، برخی از مدل‌های مناسب در این زمینه را همچون مدل (HSP,1976) خاص مناطق شهری و روستایی با کاربری مرتع-جنگل و کشاورزی، مدل(WBMODEL,1973) جهت شبیه‌سازی اثرات آبخیزداری روی سیستم و بیلان سالانه حوضه، مدل (PHIM,1987) جهت شبیه‌سازی تاثیر فعالیت‌های معدنکاوی و چوب بری در حوضه‌های جنگلی و همچنین مدل(PROSPER,1974) که قادر به شبیه‌سازی رابطه آب-خاک و گیاه است، را معرفی نمودند.

همچنین مدل‌هایی چون SWAT بر پایه بیلان آبی جهت مطالعه هم‌زمان رواناب و رسوب وجود دارند که قابلیت جفت شدن با مدل‌های آب زیرزمینی Modflow را نیز دارند. لازم به ذکر است که امروزه با توجه به عدم قطعیت‌های مختلف، بخشی از مدل‌های قطعی ممکن است بر اساس مدل‌های احتمالاتی مانند مونت کارلو به صورت استوکاستیکی شبیه‌سازی گردد.

مدل‌سازی استوکاستیک

عمده روش‌های آنالیز و مدل‌های اشاره شده در بند مدل‌سازی استوکاستیک و همچنین بند اجزای سری‌های زمانی در مدل کامپیوتری Minitab و Matlab که در تجزیه و تحلیل سری‌های زمانی کارآمد هستند، وجود دارند. همچنین امکان برنامه‌نویسی در محیط Visual Basic و یا ماکرو در Excel جهت حل سریع‌تر روش‌هایی مانند توماس فایرینگ امکان‌پذیر است.

مدل‌سازی فازی

برخی از توابع مدل‌های فازی، شبکه عصبی و هوش مصنوعی در محیط برنامه‌نویسیMatlab وجود دارد. همچنین در مدل‌های جدیدتر نرم افزار Lingo امکان استفاده از برخی توابع فازی فراهم شده است. با این وجود این نرم افزار در بهینه‌سازی فازی و کلاسیک توابع مختلف که ممکن است برای یک آبخانه، مخزن سد، حوزه آبخیز و پیش‌بینی تراز دریا و یا پیش‌بینی دبی ماهانه یا بارش نوشته شود، قابلیت بالایی دارد. لذا محیط برنامه‌نویسی Lingo همان‌طور که در بند طراحی مخزن سد ارائه شده است، می‌تواند در تهیه منحنی فرمان بهینه و یا مدیریت آب‌های زیرزمینی(فصل آب زیرزمینی) و برنامه‌ریزی یکپارچه استفاده شود. علاوه براین امکان توسعه روش‌های برنامه‌ریزی و بهینه‌سازی، امکان تحلیل بسیاری از عدم قطعیت‌های مطالعات خشکسالی با روش‌های کلاسیک و منطق فازی نیز در محیط Lingo فراهم است.

٤-٤-استحصال آب‌های غیرمتعارف یا بدون کلاس

به طورکلی منابع تامین آب را می‌توان در سه گروه اصلی زیر قرار داد:

-آب سطحی

-آب زیرزمینی و

-آبهای غیرمتعارف.

مقدار آب، توزیع آب، کیفیت آب، کدام یک با اهمیت‌تر است؟

جواب این سئوال آشکار است، مقدار آب شیرین برای نیازهای کره خاکی کافی است، اما توزیع آن مساعد نیست. به طور مثال رودخانه آمازون کل نیازهای آب شیرین زمین را می‌تواند تأمین نماید. کیفیت آب نیز معمولاً یک فاکتور محدودکننده جدی به شمار می‌آید. یک راهکار شدنی شاید این بود که از ابتدا توسعه سکونت بشر در نقاط مساعد شکل می‌گرفت. البته این کار انجام شده بود اما تغییرات آب و هوایی قابل پیش‌بینی نیستند. همچنین آب یکی از فاکتورهای مهم در توسعه زیستگاه بشر است. راه دیگر، انتقال آب از حوضه‌های مجاور است اما ممکن است بدلیل مشکلات توپوگرافی و اقتصادی یا بسیاری دلایل فنی دیگر این راه نیز مناسب نباشد. ما ممکن است در یک منطقه خاص

به هیچ کدام از منابع متعارف آب دسترسی نداشته باشیم. لذا باید منابع جدید را جستجو کنیم. در این حالت بشر به تسهیلات و تکنولوژی (فناوری) پیشرفته‌تری در علوم و فنون نیاز دارد. با توجه به افزایش جمعیت دنیا و آلودگی آب از یک طرف و نیاز به آب بیشتر از طرف دیگر استفاده از آب‌های غیر متعارف مانند بارورکردن ابرها، پساب‌های کشاورزی و صنعتی، تصفیه انواع فاضلاب، آب‌های شور، پخش سیل، تغذیه مصنوعی، بهره‌برداری از مه، شبنم و غیره از طریق روش‌های متنوع که بیش از ۱۴۰ مورد گزارش شده است ناگزیر است. روش‌های تغذیه مصنوعی و پخش سیل در فصل آب زیرزمینی و فصل کنترل سیل نیز اشاره شده است. برخی از روش‌های معروف استحصال آب غیرمتعارف به شرح زیر هستند:

۱-قنات رودخانه‌ای نوعی بهره‌برداری از جریان‌های زیر سطحی رودخانه‌های کم آب یا خشک است. به این صورت که با ایجاد شیاری عرضی در بستر رودخانه و کارگذاری لوله‌های منفذدار، جریان زیر سطحی به بیرون از رودخانه زهکشی و استفاده می‌شود.

۲-ایجاد بارش مصنوعی

به عنوان مثال فناوری تعدیل و اصلاح شرایط آب و هوایی که ممکن است شامل بسیاری از برنامه‌ها برای تغییر گردش‌های جوی در تأمین یک توزیع مناسب از نزولات و یا کاهش تبخیر و تعرق باشد. البته چنین پروژه‌هایی ممکن است دچار عواقب سیاسی، بخصوص در مناطق مرزی شود. لذا نیاز به دوراندیشی، دو چندان اهمیت پیدا می‌کند. بارداری ابرها یک روش افزایش نزولات به صورت متمرکز است. مطالعات اخیر نشان دادند که تحت شرایط مساعد می‌توان تا ۱۰ درصد افزایش در مقدار متوسط نزولات انتظار داشت. Lumb با بررسی هفت حوزه آبخیز روستایی نشان داد که مقدار تغییر رواناب ΔR حاصل از یک افزایش ناچیز در نزولات ΔP با توجه به R به عنوان رواناب سالانه و P بارش سالانه می‌تواند تقریباً از رابطه زیر برآورد شود:

$$\Delta R = \Delta P\left(0.29 + 1.2 \times \frac{R_{avg}}{P_{avg}}\right) \qquad ۳۰-۴$$

$$0.1 < R_{avg} / P_{avg} < 0.5$$

سپس برای پیش‌بینی رواناب حاصل در نقاط مختلف حوضه می‌توان از روش‌های شبیه‌سازی و مدل‌های بارش رواناب جهت طراحی تسهیلات لازم اقدام نمود. تشدید باروری ابرها ممکن است به وسیله ایجاد سرو صدا توسط پمپ‌های صوتی در داخل ابرها که نقش رعد طبیعی را دارند و یا با شکستن دیوار صوتی توسط هواپیما صورت پذیرد. این عمل ممکن است توسط ذراتی که مشابه هسته مرکزی عمل می‌کنند و یا یدور نقره نیز صورت بگیرد. ذراتی که مانند هسته مرکزی رفتار می‌کنند مانند برف خشک و گاز کربنیک جامد توسط هواپیما در دمای منفی ۶۰ درجه سانتی گراد روی ابرها ریخته می‌شود. در این حالت به تشکیل هسته تقطیر کمک می‌شود. فرآیند تشکیل هسته تقطیر ناشی از تجمع ذرات آب حول یک هسته مرکزی است. وقتی ابرها در سطح پایین حرکت می‌کنند و نمی‌توانند به دمای منفی ۶۰ درجه برسند استفاده از یدور نقره که در دمای منفی ۴ درجه سانتی گراد باعث بارندگی می‌شود توصیه می‌شود. یدور نقره ممکن است

پس از بررسی شرایط و جریان‌های هوایی به وسیله دود کارخانجات و یا از طریق هواپیما و یا شلیک توپ‌های حاوی یدور نقره به سمت ابرها فرستاده شود. استفاده از بارش‌های مصنوعی و روش‌های مختلف آن در مناطق نیمه‌خشک موفق‌تر از مناطق خشک است زیرا در آن نواحی رطوبت بیشتری وجود دارد.

۳-استفاده از آب‌های لب شور و شور

الف- نمک‌زدایی(شیرین کردن)

شیرین کردن آب‌های شور و آب دریا نیز به عنوان یک گزینه نهایی در شرایطی که هیچ منبع تأمین آب دیگری وجود نداشته باشد قابل اجراست. در این روش مقدار هزینه‌ها بستگی به ابعاد و نوع دستگاه‌ها خواهد داشت و معمولاً صرفه اقتصادی ندارد. البته ممکن است با استفاده از انرژی تولیدی حاصل از این آب و یا تولید برق و حرارت با دستگاه‌های بزرگ اتمی و یا انرژی برق از جذر و مد، هزینه‌ها برای مصارف شهری و یا در سواحل دریا در دامنه قابل قبول قرار بگیرند. با این وجود هزینه‌ها برای آبیاری اقتصادی نیستند. در صورتی که نمک‌زدایی در کنار دریا صورت بگیرد و مناطق درخواست آب در ارتفاعات هر چند نزدیک ساحل قرار داشته باشند، هزینه‌های حاصل از پمپ، قیمت واحد آب را به مقدار زیادی افزایش می‌دهند. تکنیک‌های نمک‌زدایی نیز می‌تواند در اقتصادی کردن اینگونه پروژه‌ها موثر باشد. به طوری که با تقطیر آب دریا یا آب‌های شور مصب‌ها یا آب زیرزمینی به وسیله روش‌های اسمز معکوس یا الکترودیالیز ممکن است اقتصادی‌تر باشند. البته در این فرایندها هزینه نهایی تابعی از غلظت املاح خواهد بود و معمولاً برای آب‌های با غلظت زیر ۵۰۰۰ mg/L صرفه اقتصادی دارد. محدودیت دیگر استحصال آب با این روش، جمع‌آوری و مدیریت آب‌های بسیار شور باقی مانده از این روش است که ممکن است برابر نصف جریان ورودی با دو برابر غلظت اولیه باشد. به طورکلی نمک زدایی یا شیرین کردن آب شور از زمانی که انسان نزدیک مناطق خشک زندگی را شروع کرد اهمیت پیدا کرده است. زیرا در این مناطق یا آب وجود ندارد و یا تنها آب شور یا لب شور در دسترس است. استفاده از انرژی خورشید یکی از روش‌های تامین انرژی جهت شیرین کردن آب شور است. در این روش در یک فضایی شبیه گلخانه آب توسط انرژی خورشید بخار شده و سپس در زیر یک صفحه شیشه‌ای شیب‌دار جمع‌آوری می‌شود. این روش در سال ۱۳۷۸ حدود ۸۰۰ تومان برای هر مترمکعب هزینه داشته است. در روش اسمز، آب شور را از فیلترهای مخصوص عبور می‌دهند. روش‌های دیگر مانند اسمز معکوس و غیره نیز وجود دارد.

ب-مدیریت آب

بحث مدیریت آب بسیار گسترده است. به عنوان مثال وزش باد و تبخیر باعث افت دبی بویژه در مناطق خشک و آب قابل دسترس مخازن سد می‌شود. اینگونه تلفات تبخیر ممکن است با طراحی بادشکن و ایجاد مانع از وزش باد و یا استفاده از مواد شیمیایی از خانواده الکل‌های چرب و مواد WATER SAVER روی سطح آب مخازن در کاهش تبخیر امکان‌پذیر باشد. همچنین یک ایده نو که نیاز به تحقیق دارد ممکن است استفاده از جمع کننده‌های شناور خورشیدی روی سطح مخزن باشد. در این حالت می‌توان ضمن ایجاد پوشش فیزیکی، انرژی خورشید را جذب و برق تولید نمود که با آن برق، موتورهای با قدرت مناسب را در عمق مناسب قرار داد تا باعث گردش آب و تعدیل دما و

اکسیژن محلول مخزن شود. در این حالت امکان کنترل برخی از مسائل کیفی مخزن نیز فراهم می‌شود. همچنین ممکن است کولکتورهای خورشیدی با توجه به زاویه تابش خورشید، زاویه‌دار طراحی شوند که این مسئله ممکن است در کاهش باد نیز موثر باشد. کاهش تبخیر از منابع آب کل کشور ممکن است با طراحی و جایگزینی خنک کننده‌های از نوع خشک (مانند ماشین‌های فولکس واگن که با هوا خنک می‌شدند) به جای خنک کننده‌های آبی در صنایع مختلف نیز موثر باشد. میزان حفظ و نگهداری از آب تأمین شده از قبل نیز می‌تواند یک راه‌کار مدیریتی و مؤثر در تأمین آب به حساب آید. مفهوم جمله پیش در دو کلمه صرفه‌جویی خلاصه می‌شود. اگر صرفه‌جویی آب با مدیریت قبل از بحران به معنی پیش‌بینی شرایط خشکی همراه شود، تأمین آب با احتمال بیشتر تضمین می‌شود. پیش‌بینی شرایط خشکی با روش‌های مختلف شبیه‌سازی قابل برآورد نسبی است. روش‌های ویژه در صرفه‌جویی آب نیز می‌تواند در مصارف خانگی شهری و صنعتی، مقدار عظیمی از آب را ذخیره نماید. تکنیک‌های صرفه‌جویی آب در منازل شامل استفاده از دوش‌های حمام با فشار و جریان کم، تخصیص آب برای مصارف غیرخوراکی مثل آبیاری باغچه و باغ‌های خانگی، حمام و توالت، کاشت گیاهان بومی و کم‌توقع و پارک‌های بیشتر سنگی، شیرهای هوشمند، آگاهی و آموزش مردم همراه با افزاش قیمت واحد آب به صورت پله‌ای یا دوره‌ای برای مصارف بیش از حد نیز یک راه‌کار مدیریتی مناسب است. نیاز آب کشاورزی در بسیاری از مناطق ایران با اصلاح روش‌های آبیاری و انتقال می‌تواند به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش یابد. مازاد آب می‌تواند برای مصارف شهری و صنعتی و حتی صادرات آب استفاده شود. علاوه بر موارد مذکور مدیریت تلفیقی آب‌های سطحی و زیرزمینی نیز مطرح است. در آب‌های سطحی مدیریت آلاینده‌ها بر اساس دور کردن آب‌های شیرین از گنبدهای نمکی و حذف آلاینده‌ها به کمک حوضچه‌های تبخیر، انتقال و مدیریت ورود آلاینده‌ها قابل ذکر است. همچنین در مدیریت جریان آب سطحی می‌توان آب‌های شیرین را با آب‌های شور جهت تولید آب لب شور به کارگرفت و از گیاهان مقاوم به آب لب شور استفاده کرد. تزریق آب شیرین به مخازن آب زیرزمینی شور جهت استفاده از منابع آب زیرزمینی به خاطر دور بودن از شرایط تبخیر و تعرق بخصوص به صورت تلفیقی در کنار منابع آب سطحی، جایگاه ویژه‌ای در مناطق خشک دارد. روش اخیر به دلیل توسعه شهری و آلودگی مفرط ناشی از فاضلاب‌های شهری و صنعتی در برنامه‌ریزی‌های توسعه منابع آب قابل تأمل است چرا که پیامد حاصل از این بی‌توجهی‌ها روی آوردن به منابع غیرمتعارف است.

ج-استفاده مستقیم از آب‌های لب شور و شور

در این حالت استفاده از گیاهان مقاوم به شوری و انتخاب روش‌های مناسب آبیاری توصیه می‌شود. به عنوان مثالی دیگر نوعی سخت پوست در دریاچه ارومیه با شوری بیش از ۳۵ گرم در لیتر زندگی می‌کند که از آن در پرورش میگو استفاده می‌شود.

۴-بازچرخش آب

بدیهی است که می‌بایست در مناطق خشک از آب چندین بار استفاده شود. در این حالت ممکن است قبل از مصرف آب برگشتی، تصفیه ضروری باشد. تصفیه کامل، هزینه بسیار بالایی دارد. به طورکلی فاضلاب‌های نرمال (خانگی) اگر با ۴۰ برابر دبی آن با جریان سالم مخلوط شود می‌تواند مجدداً وارد دور شود. در صورتی که فاضلاب‌های صنعتی و بیمارستانی

آلوده به مواد رادیواکتیو و ویروسها بوده و شامل شرط یاد شده نمی‌شوند و می‌بایست تا حد استاندارد مصرف مورد نظر تصفیه شوند. لذا در مناطق خشک تأمین آب غیر متعارف ممکن است از بازچرخش و تصفیه فاضلاب صورت بگیرد. در این حالت هزینه نهایی بستگی به نوع مصرف مجدد دارد. با اینکه هزینه یک فاکتور کنترلی با اهمیت در انتخاب این روش است، اما نباید فراموش کرد که تحقیقات برای پیدا کردن روش‌های کم هزینه‌تر از یک سو، و افزایش بهای احتمالی آب از طرف دیگر محل برخورد دو منحنی سود و هزینه را مکرراً تغییر خواهد داد. در این خصوص تکنیک‌های عمده آبخانداری همچون روش SAT (Soil aquifer treatment) جهت تصفیه فاضلاب‌ها در فصل آب زیرزمینی ارائه شده است.

۵-سایر روش‌های استحصال آب‌های غیر متعارف

یک روش کارآمد در استحصال آب در مناطق خشک افزایش ضریب رواناب برخی از سطوح حوضه به طور مصنوعی و انتقال سیلاب آن به تانک‌های ذخیره و یا نفوذ آن در آبخانه‌ها و یا پخش سیلاب جهت استفاده در زمان و مکان مناسب دیگر است. استحصال آب طیف وسیعی از تکنیک‌ها را در خود جای می‌دهد و اغلب شامل روش‌های حفاظتی از آب و خاک نیز هستند. هر سیستم ساده استحصال آب(Water Harvesting) شامل سه زیر سیستم است:

الف-سطح جمع‌آوری(Catchment): این سطح ممکن است در حوضه‌های روستایی سطح مشخصی از دامنه در نظر گرفته شود که بر اساس محاسبات هیدرولوژیکی دارای مشخصات فنی معینی است که ممکن است با طراحی پشته و خاکریزهای با ابعاد معین سطح را کوچک‌تر و یا به نواحی تقسیم نمود و یا نفوذپذیری آنها را به صورت مصنوعی به حداقل رساند. در حوضه‌های شهری سقف پشت بام‌ها سطح جمع‌آوری هستند. این دیدگاه قطعاً در سال‌های آینده در توسعه حوضه‌های شهری مدرن و مدیریت سیلاب شهری مورد توجه قرار خواهد گرفت زیرا می‌توان بخشی از آب مورد نیاز یک آپارتمان را بدین طریق از پشت بام آنها تامین نمود و به جمع‌آوری سیلاب شهری نیز کمک نمود. در مناطق روستایی نیز این روش‌ها ضمن تامین آب شرب و کشاورزی آبادی‌ها باعث کاهش سرعت و حجم سیلاب خروجی و فرسایش –رسوب حوضه می‌گردند.

ب-زیرسیستم انتقال که شامل انواع کانال یا عوارض طبیعی و یا ناودان‌های انتقال در ساختمان‌هاست.

ج-محل ذخیره یا بهره‌برداری آب. اگر محل ذخیره آبخانه باشد می‌توان با توجه به سرعت و جهت جریان آب زیرزمینی، زمان و مکان مصرف را در سطح زمین مدیریت و برنامه‌ریزی نمود. در این خصوص روش‌های ذخیره سنتی که در ایران متنوع نیز هستند وجود دارند. در نواحی رودخانه باهوکلات و راسک استان سیستان و بلوچستان انواع هوتک که افراد محلی حفر کرده‌اند با ابعاد مختلف وجود دارد که به شکل مربع (اضلاع ۱۰۰ تا ۲۰۰ متر) و اعماق ۱ تا ۳ متر دیده می‌شوند و می‌توانند در فصول خشک تا ۶ ماه یا یک سال نیز آب اهالی روستا را تامین نمایند. البته این روش‌ها فاقد استانداردهای بهداشتی بوده که می‌بایست طبق ضوابط کیفی، مدیریت و بهره‌برداری شده و یا از احداث آنها جلوگیری شود. شکل دیگر ذخیره سنتی آب در شهر زابل به نام چاه نیمه‌معروف است. چاه نیمه‌های زابل در واقع ذخائر دریاچه‌ای شکل طبیعی هستند که ورودی آنها اساساً حقابه رودخانه هیرمند از افغانستان، ذوب برف حوضه‌های برون مرزی افغانستان و در مواقع پرآبی سرریز سد کجکی روی رودخانه هیرمند از افغانستان است. چاه نیمه‌های طبیعی گودال طبیعی

هستند که مرز آن با دیواره‌های گودال طبیعی محدود شده است. لذا تنها نیاز به تجهیزات برداشت آب(Intake)، سیستم تصفیه و انتقال دارند. چاه نیمه‌های شماره ۱ تا ۳ در شهر زابل از این گروه هستند. در برخی موارد نیز ممکن است نیاز به محدود کردن مصنوعی یک یا دو مرز چاه نیمه به وسیله دایک یا سد خاکی برای ترازهای بالاتر باشیم. این شرایط در چاه نیمه شماره ۴ زابل وجود دارد. همچنین چاه نیمه‌های مذکور به یکدیگر متصل هستند. در این حالت جهت مدیریت برداشت ممکن است بین آنها دریچه‌های کنترل و کانال‌های انتقال احداث شود. عکس ۱ و ۲ مربوط به دریاچه ذخیره، کانال انتقال و دریچه‌های کنترل چاه نیمه شماره ۳ در بالادست چاه نیمه شماره ۴ است. از چاه نیمه‌های زابل در حال حاضر جهت تامین شرب و کشاورزی بهره گرفته می‌شود. روش‌های سنتی دیگر مانند خوشاب در خوزستان قابل ذکر است که سابقه تاریخی در خاورمیانه دارد. در این روش انتهای زمین را به شکلی بالا می‌آورند که باعث تغذیه نواحی پایین دست شود سپس با زدن شخم ارتباط لوله‌های مویینه قطع می‌شود و کشاورزی در آن صورت می‌گیرد. هرچند روش میکروکچمنت(Negarim) ابتدا در تونس برای کاشت نخل استفاده شده است اما این روش مشابه روش خوشاب در خوزستان بوده که مشابه آن در هند نیز مرسوم است. لذا روش‌های استحصال بسیار متنوع و بیش از ۲۴۰ نوع است که در ادامه اصول طراحی مهم‌ترین آنها ذکر می‌شود. به طورکلی این روش‌ها مزایای زیادی از جمله حفاظت از محیط زیست و جلوگیری از تخریب خاک و تولید ریزگردها و فرسایش بادی، کاهش خشکسالیها و سیلاب، افزایش تولید مراتع و همچنین تولید اراضی دیم دارند. همچنین با این روش‌ها اراضی دیم به دلیل آبیاری تکمیلی با روش‌های استحصال آب به اراضی نیمه‌آبی تبدیل می‌شوند.

عکس ۴-۱: دریاچه ذخیره و کانال انتقال چاه نیمه شماره ۳ ، مهندس راشکی از شرکت توسعه آب و خاک سیستان و دلیری (اسفند ۱۳۹۱)

عکس۴-۲: دریچه‌های کنترل چاه نیمه شماره ۳، مهندس راشکی از شرکت توسعه آب و خاک سیستان و دلیری (اسفند ۱۳۹۱)

روش‌های W.Hدارای طبقه بندی‌های مختلفی هستند. در روشW.H ممکن است جمع‌آوری مستقیم باران (.Rain H) و یا مدیریت و جمع‌آوری رواناب شهری از روی پشت بام منازل (.Roof H) در تامین بخشی از نیاز آب شهری مد نظر باشد. این سیستم‌ها ممکن است داخلی یا خارجی طراحی شوند. در سیستم داخلی آب در همان سطح جمع‌آوری استفاده می‌شود. در سیستم‌های خارجی یک مجرای انتقال، آب منطقه جمع‌آوری را به منطقه ذخیره یا بهره‌برداری مرتبط می کند. سطح جمع‌آوری ممکن است ۲ تا بیش از ۱۰ برابر سطح کشت باشد. سطح کشت ممکن است زراعی، درخت یا علوفه بوده و طول آن ۱ متر یا بیشتر باشد. همچنین سطح بهره‌برداری ممکن است سطح تغذیه یک آبخانه باشد که در این حالت سطح جمع کننده ممکن است یک حوضه آبریز بزرگ نیز باشد. رابطه کلی طراحی در روش‌های استحصال به شکل زیر است:

$$\frac{w_r - d_r}{d_r \times r \times eff} = \frac{h}{c} \qquad ۳۱-۴$$

h: سطح جمع‌آوری باران ،c : سطح کشت، Wr: آب مورد نیاز گیاه،dr : بارش طرح با احتمال۶۷٪، r: ضریب رواناب،eff:ضریب کارایی.

آب مورد نیاز گیاه: بر اساس روش‌های مرسوم محاسبه می‌شود. به عنوان نمونه ممکن است از روش بلانی کریدل تبخیر و تعرق پتاسیل حساب شده و سپس با توجه به ضرایب گیاهی و مراحل رشد، نیاز محصول برآورد گردد.

ضریب رواناب: باید توجه نمود ضریب رواناب فصل مورد نظر که قرار است کشت صورت گیرد مورد نیاز است. در این شرایط این ضریب با ضرایب سالانه متفاوت است و تحت تاثیر شدت بارش، تداوم بارش، رطوبت خاک و شیب است. البته برای کشت درخت می‌توان ضریب رواناب سالانه قرار داد. لذا با توجه به نوع کشت و هدف نوع ضریب متفاوت می‌شود.

بارش طرح: بر اساس روش‌های اشاره شده در آنالیز رگبار(فصل۱) می‌بایست خصوصیات رگبار فصلی یا دوره مورد نظر را بررسی نمود سپس با توجه به روش‌های آنالیز فراوانی و درصد احتمال مورد نظر(در این روش ۶۷ درصد)

محاسبات صورت بگیرد.

ضریب کارآمدی: این ضریب در حوضه‌های بزرگ و چاله‌دار حدود ۰,۵ و در حوضه‌های کوچک و صاف حدود ۰,۷۵ بوده و یا بر اساس نظر کارشناس و مستندات علمی ممکن است تا ۰,۹ نیز لحاظ شود.

سطح کشت: اگر سطح کشت علوفه یا گیاهان متراکم باشد سطح کشت را قرار می‌دهیم اما در کشت درختان سطح تاج پوشش محاسبه می‌شود.

جهت امکان‌سنجی و انتخاب این نوع سیستم‌ها اول شیب را کنترل می‌کنیم. اگر شیب زیر ۵ درصد بود نوع گیاه یا کشت باید وابستگی حیاتی به آبیاری نداشته باشد. اگر این دو شرط نیز برقرار بود بعد از آن خاک منطقه به لحاظ عمق، شوری و مقدار نفوذ و سرانجام مسائل اقتصادی و اجتماعی اهمیت دارد. جزئیات طراحی این سیستم و روش‌های دیگر شامل حجم خاکبرداری، شکل و ابعاد خاکریزها و غیره در منابع مربوطه ارائه شده است.

٤-٥- برنامه‌ریزی آب بر اساس مدل‌سازی (شبیه‌سازی و بهینه‌سازی)

توسعه علم هیدرولوژی و بهره‌برداری از منابع آب

انسان آب را که برای حیاتش لازم است از زمان پیدایش خود مورد استفاده قرار داده است. بشر در دوره نوسنگی (NeoLithique) آب‌های سطحی را مهار کرده است. ضرب‌المثل‌هایی که بر این امر اشاره می‌کند بر روی الواح سومری‌ها متعلق به ۴ هزار سال قبل از میلاد مسیح نوشته شده است. استخراج آب به وسیله دالان‌های طویل چند کیلومتری که به آنها قنات و یا فوگارا گفته می‌شود، از ۸۰۰ سال قبل از میلاد مسیح در ایران باستان رایج بوده و از ۵۰۰ سال قبل از میلاد مسیح در مصر نیز وجود داشته است. قانون دارسی فرانسوی سال‌ها قبل از ارائه وی توسط ابوالحاسب کرجی ایرانی درک شده بود و اولین چاه آرتزین در سال ۱۱۲۶ درمنطقه Vilieh en Artois فرانسه حفر شده است. سد قدیمی ساوه با ارتفاع ۳۵ متر از پی، ۷۰۰ سال قبل از دوره صفویه احداث شده است. با این وجود هنوز نیز چالش‌های مربوط به شکست سد و طرح‌های توسعه منابع آب وجود دارد. در ادامه اصول برنامه‌ریزی در مدیریت حوزه‌های آبخیز و منابع آب بر اساس تکنیک‌های ساده تا روش‌های پیشرفته تحلیل سیستم‌ها با توجه به محدودیت‌های مالی، سازمانی، زیست محیطی و حقوقی ارائه می‌گردد.

مفاهیم اولیه برنامه‌ریزی برای توسعه منابع آب

به طور کلی خلاصه‌ای از مسائلی که ممکن است در مهندسی منابع آب مورد بررسی قرار گیرد به سه دسته و نه تابع قابل تفکیک است که پیشتر در فصل ۱ ارائه شده است. درک مفاهیم کلید واژه‌های زیر که در بخش‌های مختلف کتاب آنها را ارائه و توسعه داده‌ایم در برنامه‌ریزی منابع آب و حوضه مهم است:

-مدیریت تلفیقی آب (Conjunctive water resources management)

در صورتی که هدف از پروژه صرفاً ملاحظه و ارضای معادله جرمی و یا بهینه‌سازی برداشت‌های سطحی و زیرزمینی در حوضه باشد، مدیریت تلفیقی منابع آب صورت گرفته است. در این حالت به جنبه‌های اندرکنش سیستم توجه نمی شود.

-مدیریت منطقه‌ای یا حوضه‌ای آب (Basin-Wide water management)

در این حالت علاوه بر مدیریت تلفیقی به اندرکنش، ارتباط و اثرات مثبت و منفی مولفه‌های سطوح بالادست و پایین دست یک نقطه هدف (یک سد، کنترل سیل یک بازه و..) نیز به کمک تجارب تیم پروژه و مدل‌سازی ترکیبی سیستم‌های آب سطحی و زیرزمینی توجه می‌شود(فصل ۳). مدل SWATMOD نمونه‌ای از مدل‌های ترکیبی آب زیرزمینی و سطحی است. در این مدل امکان شبیه‌سازی توزیعی دروغین و لحاظ اثرات آبیاری و زهکشی در سیستم است.

-توسعه پایدار سیستم آبی(Sustainable Hydrosystem Development)

بهره‌برداری از سیستم جهت تامین نیازهای حال و آینده انسان و محیط زیست با توجه به سیستم‌های وابسته به طوری که امکان بهره‌برداری بدون اثرات منفی همیشه وجود داشته باشد(فصل آب زیرزمینی). جهت تعیین پایداری سیستم، باید شاخص‌های آماری اعتماد پذیری، برگشت‌پذیری و آسیب‌پذیری محاسبه شود.

-مدیریت یکپارچه سیستم(Integrated System Management)

در صورتی که شاخص پایداری سیستم با فاکتورهای حداقل شرایط زندگی و کارائی اقتصادی ترکیب شود، تابع آسایش سیستم$f(w)$ محاسبه می‌شود. این تابع باید عملکرد سیستم را (رسوب تولیدی، امنیت غذایی، خسارات آب و...) در دامنه‌ای قابل قبول از آستانه‌های حدی قرار دهد. در این حالت می‌توان عنوان کرد، مدیریت حوضه از نوع مدیریت به هم پیوسته بوده است. اگرچه مفهوم و نگرش اصلی تمامی مدیریت‌های مذکور یکسان است با این وجود تحت شرایطی مفهوم خاصی از مدیریت تاکید می‌شود و لذا تکنیک‌های کاربرد هر یک منحصر است. به عنوان مثال در مدیریت منطقه‌ای مولفه‌های سیستم در کنار یکدیگر شبیه‌سازی و بهینه‌سازی می‌شوند تا فنی و اقتصادی‌ترین طرح منطقه‌ای به دست آید(مدل بهینه آبخیزداری، فصل کنترل سیل). در این حالت انتظار می‌رود آمایش سرزمین در سطح منطقه بر اساس ظرفیت سیستم حاکم شده باشد لذا باید یک مدیریت پایدار و یکپارچه نیز حاصل گردد. در توسعه پایدار، سیستم برای سال‌های طولانی شبیه‌سازی می‌شود تا بهره‌برداری از سیستم برای کمترین خسارات و تنش‌های وارده ارزیابی شود. در این حالت نیز به روابط منطقه‌ای توجه می‌شود(آبدهی مجاز دلیری، فصل آب زیرزمینی). در مدیریت یکپارچه لحاظ و تاکید هر دو مفهوم منطقه‌ای و پایداری به طور هم‌زمان مورد توجه است. اگرچه مفهوم مدیریت در روش‌های منطقه‌ای و توسعه پایدار سرانجام به یکپارچه‌نگری منتهی می‌شود، با این وجود شاید در حال حاضر مدیریت سیستمی(ISM) کامل‌ترین مفهوم برنامه‌ریزی منابع آب و حوضه بر اساس تابع آسایش باشد. در این نوع مدیریت می‌بایست مفهوم پایداری و روابط مولفه‌های درگیر سیستم مانند حداقل شرایط زیستی و کارائی اقتصادی هم‌زمان مطالعه و ارزیابی شود(دلیری، ۱۳۸۵).

سدها به عنوان یکی از موثرترین تاسسیات آبی جهت کنترل مقادیر حد بالا(سیلاب) و مدیریت و تخفیف خسارات حاصل از مقادیر حد پایین جریان(خشکسالی) محسوب می‌شوند. در این خصوص یکی از مهم‌ترین مسائل سدها، زمان‌بندی رهاسازی یا ذخیره آب مخزن در شرایط مختلف سیلاب و خشکسالی و حتی مسائل زیست محیطی و اکولوژیکی است. در این میان بهره‌برداری در زمان مناسب از سیستم‌های مخزن-رودخانه نیازمند سیاست‌های بهره‌برداری

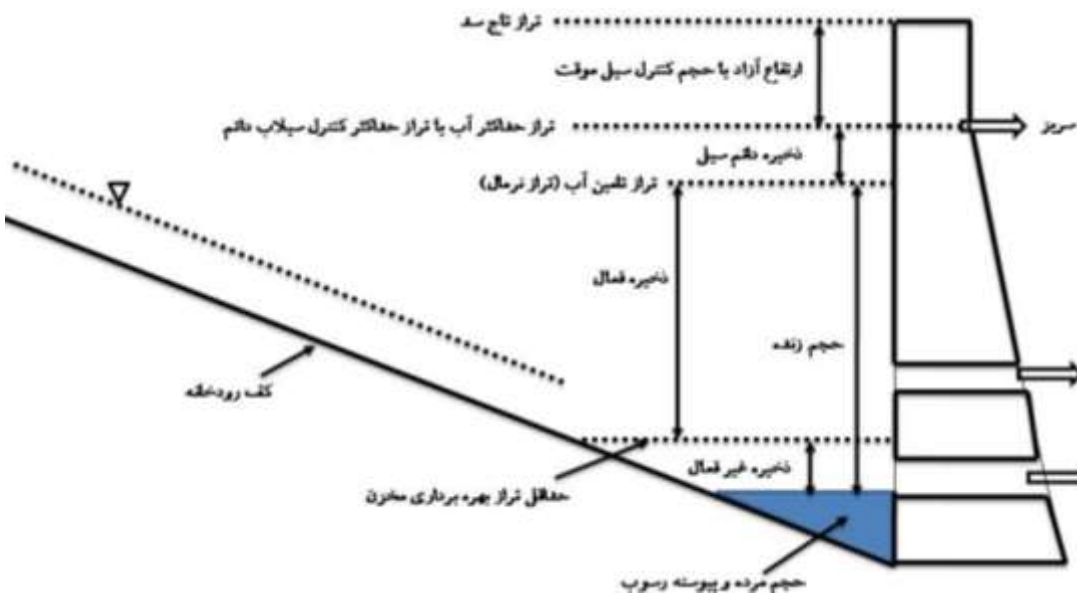
مشخص چون منحنی فرمان است. این قوانین که ممکن است به صورت ایستا و یا پویا برای بهره‌برداری کمی-کیفی از مخزن سدها تهیه شود شامل راهنمایی عملی برای ذخیره‌سازی و رهاسازی آب جهت تامین نیازهای مختلف از جمله نیاز کنترل سیلاب است. در برنامه‌ریزی پویا (System Daynamic) خصوصیات استوکاستیک جریان‌های ورودی و دینامیک رفتار مخزن در طول دوره‌های زمانی مشخص مثلاً ۵، ۲۵ و ۵۰ سال (مثلاً تغییر رسوب مخزن،مرجع ۵۸) جهت طراحی حجم بهینه ترازهای بهره‌برداری و روندیابی سیل به کمک معادله پیوستگی بیلان جرمی منابع و مصارف و سرریز در شرایط مختلف، شبیه‌سازی و بهینه‌سازی می‌شود. لذا می‌توان تراز بهینه کنترل سیلاب مخازن را در کنار سایر ترازهای مورد نیاز کمی-کیفی مخزن مانند مدل بهینه آبخیزداری، بهینه نمود(فصل ۳). برنامه‌ریزی و طراحی برای مدیریت سیستم‌های منابع آب به خاطر رشد پیوسته جمعیت جهان، افزایش نگرانی بخاطر پیدا کردن و تامین آب قابل دسترس برای استفاده‌های بشر، تولیدات مربوط به کارخانجات صنعتی، زهکشی فاضلاب و نیاز روزافزون غذا، پیامدهای ناشی از سیل چون خسارت‌های جانی و مالی و کاهش تولیدات کشاورزی و صنعتی، آلوده شدن منابع آب زیرزمینی و سطحی و نهایتاً کاهش آب قابل شرب جایگاه ویژه‌ای پیدا کرده است(دلیری ۱۳۸۵). امروزه مدیریت مفید، مقرون به صرفه و با راندمان بالا برای تضمین و تأمین آب کافی در آینده ضروریست(توسعه پایدار). مفهوم مدیریت در این راستا بسیار فراتر از فعالیت‌های مهندسی غیر قابل انعطاف و خشک سازه‌ای است. ملاحظات علومی چون اقتصاد، مسائل اجتماعی، تدبیر و سیاست‌های درست و مطالعات زیست محیطی سهم عمده‌ای در روند تصمیم‌گیری دارند. لذا برنامه‌ریزی به مفهوم واقعی جهانی، یک فرایند پیچیده‌ای در ارتباط با بهره‌برداری از آب و رقابت است که باید جنبه‌های زیست‌محیطی، فیزیکی، اقتصادی و پویایی نیز در آن مورد توجه قرارگیرد. بهره‌برداری بهینه و پایدار از منابع آبی در شرایط معین و کاهش خسارات ناشی از سیلاب در چارچوب مدیریت و کنترل منابع آب پس از مطالعات مقدماتی، طرح‌ریزی و اجرای برنامه، قابل انتظار است. در مدیریت همیشه روش‌های مکانیکی و مهندسی راه‌گشا نیستند بلکه در بعضی موارد یک روش غیرمکانیکی، مناسب و ارجح‌تر است. لذا یک مدیریت اصولی زمانی انجام می‌پذیرد که تمام علوم مرتبط، با هماهنگی متقابل در خدمت طرح باشند. تخفیف سیل، ایجاد شبکه یا سیستم گنداب راه (فاضلاب و اگو)، زهکشی و طراحی پل‌های آبگذر بزرگراه‌ها نمونه‌ای از فعالیت‌های مهندسی منابع آب به منظور بالا بردن رفاه عمومی و کاهش خسارات به ویژه خسارت‌های جانی هستند. همچنین تأمین آب شهری، آبیاری، توسعه نیروگاه‌های برقابی و بهبود مسیرهای کشتیرانی نمونه‌های استفاده از آب با اهداف سودبخشی می‌باشند. سوالاتی که ممکن است در برنامه‌ریزی آب اغلب با آنها روبرو باشیم به شرح ذیل است:

۱-چه مقدار آب، چه وقت و کجا مورد نیاز است؟ ۲-چقدر آب قابل دسترس محتمل است؟ ۳- چه احتمالی برای خشکسالی وجود دارد؟ ۴-چه کسی و در کجا قرار است از آب استفاده کند؟ ۵- چه نوع آبی از نظر شیمیایی، باکتریایی و مواد جامد محلول یا مواد جامد نامحلول (رسوب) وجود دارد؟ ۶- در ارتباط با سازه‌های مهندسی چه مسائلی طرح می‌شود؟ ۷-اثرات زیست‌محیطی پروژه چیست؟ ۸- آیا پروژه اقتصادی است؟ ۹-نقش عوامل اجتماعی در پروژه چیست؟۱۰-چه عواملی و چگونه می‌بایست به صورت یکپارچه و با لحاظ تغییرات اقلیمی بررسی شوند؟ ۱۱-چگونه پویایی سیستم مورد توجه باشد؟ ۱۲-چگونه معیارها و سیاست‌های بهره‌برداری سیستم را ارتقاء دهیم(بحران)؟ اهداف پروژه‌های مهندسی آب به

کنترل یا استفاده از آب معطوف می‌شود. لذا اولین سوال به طور طبیعی به مقدار آب برمی‌گردد. جواب این سوال شاید از همه مسائل طراحی مشکل‌تر باشد. با توجه به مطالب بالا برنامه‌ریزی منابع آب وابسته به این جواب است که مقدار آب محتمل شامل پیک و حجم چقدر است؟ در مطالعات هیدرولوژی همانند سایر شاخه‌های مهندسی از فرمول‌ها و معادلات ریاضی، نتایج تجربی، صحرایی و آزمایشگاهی و نهایتاً قضاوت‌های مهندسی جهت حصول به اهداف مذکور استفاده می‌شود. برنامه‌ریزی یک گام مهم در توسعه پروژه‌های منابع آبی است. برنامه‌ریزی یک پروژه در مرحله اول شامل شناخت نیازهاست. مرحله بعد از آن تعیین گزینه‌های عملی برای رفع نیازها و سپس باید این گزینه‌های نامزد به کمک افراد متخصص هر دیسیپلین و مطالعات اقتصادی بررسی و غربال شوند. همچنین ارزیابی کنش‌های اجتماعی-محیطی یک گام مهم در فرایند برنامه‌ریزی محسوب می‌شود. نهایتاً پس از تعیین منابع مالی و اعتبار در گام آخر پس از اجرا و بهره‌برداری سوال این است آیا پروژه برای عموم مردم قابل قبول بوده است؟ جواب منطقی این سوال می‌تواند معیار مناسبی در اینکه آیا پروژه نهایی درست انتخاب شده یا خیر باشد. به طور کلی بهره‌برداری در زمان واقعی از سیستم‌های مخزن و رودخانه نیازمند سیاست‌های بهره‌برداری و برنامه‌ریزی مشخص است. این قوانین، راهنمایی عملی ذخیره‌سازی و یارهاسازی آب برای تأمین نیازها، کنترل سیلاب و دیگر اهداف مدیریت بهره‌برداری از مخازن می‌باشند. برنامه‌ریزی یعنی ملاحظه سیستماتیک پروژه بر اساس بررسی و ارزیابی فنی و اقتصادی گزینه‌های مختلف، در کنار توجه به سایر مسائل دخیل در سیستم برای تصمیم‌گیری قطعی. برنامه‌ریزی شامل تمام مسائل در ارتباط با طراحی (design) پروژه و گاهی جزئیات طراحی سازه است. برنامه‌ریزی معیاری اساسی برای انجام دادن یا رها کردن یک سری فعالیت بوده و در واقع مهم‌ترین جنبه مهندسی است. از آنجایی که هر پروژه توسعه منابع آب دارای زمینه‌های منحصر به فرد اقتصادی و فیزیکی خاص خود است ارائه یک برنامه واحد که همیشه منجر به موفقیت شود امکان‌پذیر نیست. لذا با اینکه هیچگاه جایگزین مناسبی برای قضاوت‌های مهندسی پیدا نمی‌شود، همیشه آنالیزهای کمی به برآوردها و قضاوت‌ها کمک می‌کنند. مفهوم برنامه‌ریزی منابع آب ممکن است از کلمه آبخیزداری استنباط شود. در این حالت جنبه‌های برنامه‌ریزی، درگیر فاکتورهای متعدد و پیچیده در ارتباط با هم هستند (Multiple Projects). این حالت فقط در مدیریت یکپارچه منابع آب و در غالب طرح‌های جامع پایدار شکل می‌گیرد. مفهوم دیگری از برنامه‌ریزی ممکن است متفاوت از آنچه در بالا ذکر شد باشد. به عنوان مثال ممکن است برنامه‌ریزی را به معنی هدایت نیازها و جمعیت در آینده با توجه به محدویت‌های آب معنا کنیم. در این حالت سعی بر آن است تا رشد و الگوی مناسب نیازها، برای آینده کنترل شوند. اما مشکل اصلی در اینجا این است که چه حالتی و با چه معیاری مناسب است؟ این معیارها حتی ممکن است با گذشت زمان و رشد تکنولوژی، توسعه اقتصادی و رفتارهای اجتماعی به طور دائم در حال تغییر و تحول باشند. اساساً فرضیات هر مدیریتی باید با توجه به آینده پایه‌ریزی شود و اصولاً هر مدیریتی باید با گذشت زمان به طور دوره‌ای بازبینی شود. برنامه‌های مدیریتی منابع آب ممکن است با الگوبرداری نواحی نزدیک یا مشابه به یک کشور در صورت موفق بودن پروژه اصلی، مفید باشد به طوری که حداقل، مجموعه‌ای از عملیات ممکن را معرفی کند. اما این تقلید نیز باید همراه با اصلاح و تعدیل الگو در جهت سازگاری با تکنولوژی، مسائل اقتصادی و شرایط محیطی اجتماعی منطقه طرح صورت بگیرد. برخورد سیستمی در مسائل برنامه‌ریزی در واقع درک ارتباط اجزای مختلف یک مجموعه مرتبط جهت مدل‌سازی و شبیه‌سازی شرایط مختلف مورد نظر یا احتمالی، برای تصمیم‌گیری نهایی است. در واقع در این حالت

می‌توان مجموعه‌ای از فاکتورهای مرتبط و در کنش متقابل با یکدیگر را آسان‌تر مدیریت کرد. جملات بالا به این معنی است که جهت مطالعه قلب لازم نیست تمام بدن مطالعه شود بلکه اجزای مرتبط و موثر در قلب را باید مورد توجه قرار داد.

ارتفاع و ابعاد سدهای بزرگ بر اساس مجموع ترازهای مختلف از جمله تراز مربوط به حجم مرده یا ذخیره رسوب در طول عمر مورد نظر سد، ارتفاع تامین نیازهای مختلف مصرفی و غیر مصرفی، احجام ذخیره موقت یا دائم سیلاب در صورت نیاز، ارتفاع مقابله با امواج ناشی از باد و ارتفاع آزاد تعیین می‌شود(۴-۲). برخی از این موضوعات در فصول سیلاب بررسی شده است. روش‌های مختلفی جهت انتخاب ارتفاع بهینه یک سد وجود دارد که مهم‌ترین آن شبیه‌سازی رفتار مخزن در طول دوره عمر مفید و تولید منحنی فرمان مخزن است. منحنی فرمان ممکن است به صورت کمی یا روش‌های تلفیقی کمی-کیفی و یا حتی تلفیق منابع آب سطحی و زیرزمینی به کمک شبیه‌سازی عملکرد مخازن و بهینه‌سازی بهترین تراز اقتصادی-فنی صورت بگیرد. در این خصوص ورودی جریان ماهانه ممکن است به کمک مدل‌های استوکاستیکی ذکر شده یا روش‌های دیگر جهت تعیین اعتماد مخزن به طور گسترده‌ای استفاده شود. لازم به ذکر است تهیه منحنی فرمان خاص مخازن سد نبوده بلکه می‌تواند برای مدیریت کمی-کیفی سطح یک حوضه شهری یا روستایی نیز تهیه شود.



شکل۴-۲: برخی از ترازهای معمول یک سد مخزنی فرضی

به طور کلی در برنامه‌ریزی جهت توسعه منابع آب باید به موارد زیر توجه شود:

عناصر مدیریت منابع آب(Components)

مدیریت منابع آب درگیر کنش متقابل عناصر زیر است:

الف)کمیت و کیفیت آب مورد تقاضا

ب)کمیت و کیفیت آب عرضه شده

ج) آلودگی و باز چرخش آب

د) اقدامات سیاست‌های عمومی که بر تمام این اجزا حاکم است. در هر منطقه جغرافیایی اعم از کشور، استان یا منطقه اهمیت، حجم و نقش خصوصیت منابع آب متفاوت است و در هر ناحیه طی زمان، ممکن است به شکل‌های گوناگون تغییر نمایند. مدیریت کنش متقابل میان عناصر مذکور در هر ناحیه می‌تواند ساختار اقتصادی، توسعه کشاورزی، شرایط فنی و صنعتی آن ناحیه را تحت تأثیر قرار دهد. در واقع مدیریت آب، مدیریت عناصر آب در یک سیستم مشخص است. این عناصر ممکن است تغییر کنند.

سطح برنامه‌ریزی(Level of planning)

سطح برنامه‌ریزی به موارد مختلفی از جمله تکنولوژی یک کشور، سطح و فاز پروژه، زمان، روش به کار گرفته شده، تجربه، اعتبار مالی و... بستگی دارد. بطور کلی سطح برنامه‌ریزی از نظر میزان دقت در یک کشور به وسیله سازمان‌های مشخص ملی و دولت تعیین می‌شود. همچنین در بیشتر کشورها مسئولیت پروژه‌های آبی ممکن است به عهده شرکت‌های خصوصی و ادارات دولتی باشد که جهت هماهنگی بین آنها یک متدولوژی مشترک تهیه می‌شود. جهت هماهنگی و جلوگیری از اضافه‌کاری و تداخل کارهای اجرائی، یک مدیریت واحد آبخیز (River-Basin Management Unit) به نام آبخیزداری نیز لازم است. هر تغییر در شرایط آبخیز باعث متأثر شدن شرایط پایین دست و گاهی وقت‌ها بالادست می‌شود لذا تمام فعالیت‌ها و مدیریت‌های منابع آب باید به صورت یکپارچه و در کنار یکدیگر طراحی و برنامه‌ریزی شوند(حوضه دمبلی شکل). باید توجه کرد که برنامه‌ریزی یک پروژه خاص آبی زمانی موفق است که اثر این برنامه‌ریزی روی اجزای دیگری سیستم تعیین شود. در این حالت است که می‌توان سطح برنامه‌ریزی را معتبر و پایدار در نظر گرفت.

فازهای برنامه‌ریزی(Phases of planning)

در واقع عمل غربال کردن گزینه‌های مختلف، فازهای مختلف برنامه‌ریزی را تشکیل می‌دهند. فاز اول پس از حذف گزینه‌های غیرعملی برای مطالعات وسیع‌تر روی گزینه‌های ممکن به فاز دوم می‌رسد. در کشور ایران قسمت عمده مطالعات تا فاز دوم و ندرتاً تا فاز سوم وجود دارد. منطق انجام اینگونه مطالعات متوالی به خاطر کاهش هزینه کل در صورت عدم امکان انجام پروژه نهایی و جلوگیری از مطالعات پرهزینه بعدی است. باید توجه داشت که بیشتر اوقات تصمیم نهایی تنها پس از محاسبات دقیق طراحی و هزینه‌ها در فاز آخر امکان‌پذیر است.

- برنامه‌ریزی مقدماتی (Planning to plan)

بودجه‌های اختصاص یافته برای عملیات و کارهای آبی محدود است لذا قبل از انجام و شروع مطالعات اصلی، یک سیاست دوراندیشی باید از قبل وضعیت‌های ویژه منطقه را تعیین کند. برای انجام این کار ابتدا باید فاکتورهای بحرانی منطقه تا حد امکان به صورت دقیق ارزیابی شوند. به عنوان مثال در یک منطقه خشک آب قابل دسترس از نظر اجرای پروژه‌های آبیاری یک فاکتور بحرانی محسوب می‌شود مگر اینکه اطلاعات قابل دسترس به طور واضح نیاز آبی و منابع

تأمین کننده را مشخص کرده باشند لذا در این جا آنالیزهای هیدرولوژیکی جنبه کنترلی در برنامه‌ریزی‌های اولیه خواهند داشت(عرضه و تقاضا). البته ممکن است فاکتورهای دیگر هم مانند خصوصیات خاک، فراهم بودن مکان مناسب برای مخزن، کفایت و مناسب بودن فونداسیون برای تأسیسات سد نیز نقش تعیین‌کننده‌ای داشته باشند. تخصیص بودجه اولیه باید طوری باشد که جواب سئوالات فوق به وضوح در فاز اول (فاز شناخت) مشخص شود تا در صورت امکان مطالعات دقیق‌تر در مرحله دوم (فاز طراحی) انجام شود. به طورکلی در فاز اول توجه به مواردی چون انتخاب پرسنل، برنامه‌ریزی برای جمع‌آوری داده‌ها و برنامه زمان‌بندی مطالعات جهت تأکید ارزیابی دقیق مسائل بحرانی منطقه و یا زمان فروش اوراق قرضه ضروری هستند. اگر مراحل ذکر شده در بالا به درستی طی نشوند یقیناً مطالعات بعدی با مشکل مواجه شده و اضافه کاری همراه با تعویق در اجرا و تصمیم‌گیری نهایی باعث افزایش هزینه‌های کل خواهد شد. لذا یک عامل مهم در سیاست برنامه‌ریزی نیاز و وجود اطلاعات است. اطلاعات هیدرولوژیکی و هواشناسی که تاریخی و در جریان هستند باید در اختیار برنامه‌ریز قرار بگیرد. لذا اگر در ابتدا این اطلاعات کفایت ندارند نصب باران‌سنج و یا ایستگاه‌های هیدرومتری در آغاز برنامه‌ریزی ضروری است.

اهداف برنامه‌ریزی(Objectives)

اساساً قبل از اینکه بگوییم یک پروژه آبی شدنی و مناسب است باید مطمئن باشیم که این برنامه اهداف و مقاصد مورد نظر طراحی را بدون داشتن اثرات منفی تأمین می‌کند. لذا باید ابتدا و قبل از برنامه‌ریزی این اهداف و معیار موفقیت مشخص شده باشند. این اهداف در سطح ملی کلان در نظر گرفته می‌شوند. اهداف کلانی که ممکن است در برنامه‌ریزی‌های منابع آب مورد توجه باشند عبارتند از:

۱-بهبود وضعیت اقتصادی

۲-بهبود کیفیت شرایط محیطی

۳-افزایش تولید مواد غذایی

۴-رونق محلی

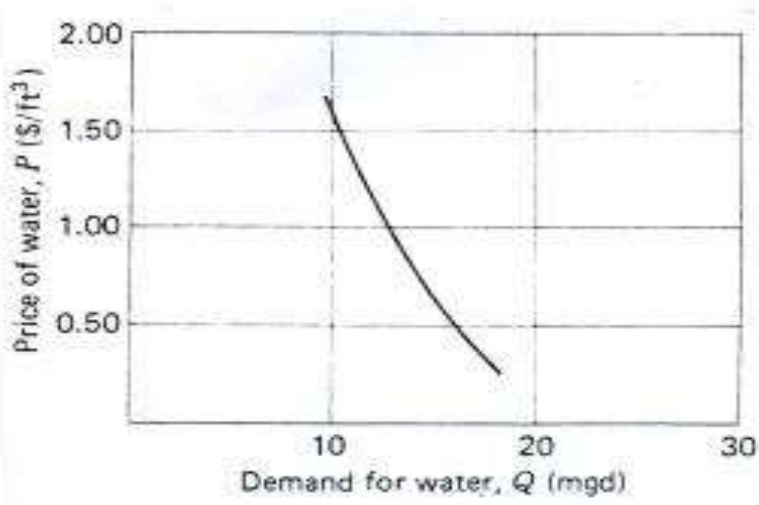
۵-بهبود شرایط حمل و نقل و...

هر کدام از اهداف بالا ممکن است در سطوح دیگر پروژه به اجزای دیگر سیستم به طور مستقیم یا غیرمستقیم مرتبط باشند. مثلاً افزایش تولید مواد غذایی با افزایش آبیاری، زهکشی اراضی و حفاظت سیل نیز مرتبط است و یا ممکن است با مسائل غیر از پروژه‌های آبی مثل حاصلخیز کردن زمین با کود، آموزش زارع و اصلاح ژنتیکی بذر میزان مواد غذایی را افزایش داد. لذا تمام گزینه‌های ممکن و حالات ترکیبی آنها باید در کنار یکدیگر مورد آزمون قرار گیرند و حذف یک گزینه زمانی صورت بگیرد که مطمئن باشیم اجرای آن غیرممکن یا کمتر مورد توجه است.

تصویر آینده در برنامه‌ریزی(Projections for planning)

از آنجایی که برنامه‌ریزی همیشه برای آینده طرح‌ریزی می‌شود پس پیش‌بینی شرایط آینده یک ضرورت است. در پروژه‌های آبی(سدسازی) افق‌های برنامه‌ریزی اغلب ۵۰ تا ۱۰۰ ساله در نظر گرفته می‌شوند بنابراین مسئله پیش‌بینی، بسیار حیاتی و بحرانی خواهد بود. متأسفانه هیچ آینده‌نگری کامل نیست بطوری که قضاوت آینده بر اساس گذشته،

خطاهای بزرگی به همراه داشته است. علاوه براین جهت بهره‌برداری پایدار آب‌های زیرزمینی اغلب نیاز به شبیه‌سازی سیستم برای بیش از ۵۰۰ و حتی تا ۱۰۰۰ سال به شرط واسنجی‌های خاص پی در پی آینده ممکن است ضروری باشد(فصل آب زیرزمینی). احتمال توسعه قابل توجه و با اهمیت در مدلهای شبیه‌سازی جهت پیش‌بینی هیدرولوژیکی وجود ندارد. حتی اگر روش‌های دقیق در این زمینه استفاده شود باز هم نتایج، وابسته به ضرایب فرض شده هستند. برون‌یابی ساده روندها به خاطر طرفداری از روش‌های پیش‌بینی تا حد ممکن باید پرهیز شود. اساس یک برنامه‌ریزی این است که ریسک[1] یک تصمیم اشتباه حاصل از یک پیش‌بینی ضعیف را به حداقل برساند. این مسئله می‌تواند با بررسی دامنه‌ای از نتایج فرایند پیش‌بینی و سناریوهای مختلف نیاز آینده برای ریسک‌های مختلف، حل شود. اگر هیچ گزینه‌ای در سناریوهای مختلف با شرایط پیش‌بینی، رضایت‌بخش نبودند لازم است تا یک گزینه جدید که انعطاف‌پذیری بیشتری دارد فرمول‌بندی شود. این کار ممکن است با احداث مرحله‌ای تأسیسات امکان‌پذیر باشد. مثلاً ساختن یک سد کوچک با امکان مرتفع کردن آن در آینده و یا نصب بخشی از توربین‌های نیروگاه در ابتدای پروژه و از این قبیل ممکن است توجیه اقتصادی را به همراه داشته باشند. برخی از طرح‌ها مانند پروژه‌های کنترل سیلاب دشت ذاتاً انعطاف‌پذیر هستند. تغییرات ممکن فناوری در آینده و امکانات حال یک کشور همیشه باید در محاسبات برنامه‌ریزی اعمال شود. در بعضی موارد یک تأخیر در پروژه ممکن است اجازه ساخت و احداث پیشرفته‌تری را امکان‌پذیر کند. در اقتصاد آب رابطه بین مصرف آب Water use و قیمت آب، نیاز (demand) را تعریف می‌کند. از شکل ۴-۳ مشخص است که چگونه قیمت آب می‌تواند مصرف‌کننده را وادار به تعدیل مصارف آب کند.



شکل۴-۳: منحنی درخواست آب

[1]- ریسک‌ها آنالیزهای اقتصادی را نیز در برمی‌گیرند.

به نظر جایی که شیب منحنی کم است تلفات آب رخ می‌دهد. رابطه ریاضی این بیان به شکل معادله ساده دیفرانسیلی زیر نوشته می‌شود:

$$-(dQ/Q)/(dp/p) \qquad ۳۲-۴$$

این معادله معرف الاستیسیته قیمت بوده و با علامت E^2 نشان داده می‌شود. در این شرایط ملاحظات سیاست قیمت‌گذاری در مسائل برنامه‌ریزی و کنترل نیاز در آینده بسیار با اهمیت است. شاید مفاهیم جملات بالا برای کشور ایران با برداشتن هم‌زمان سوبسید از روی گاز و بنزین و آب و دادن سوبسید برای نان، گوشت و میوه در راستای برنامه‌ریزی‌های دراز مدت طرح‌های اقتصادی امکان‌پذیر باشد(دلیری ۱۳۸۵). در خصوص مواردی چون نان، تخصیص سوبسید ممکن است نیاز به فرهنگ‌سازی مصرف درست نیز داشته باشد.

فرموله کردن پروژه (Project formulation)

پس از اینکه اطلاعات پایه و دوراندیشی‌های لازم از شرایط آینده بررسی و جمع‌آوری شد تدوین واقعی پروژه آغاز می‌گردد. این مرحله‌ای از برنامه‌ریزی است که نیاز به خلاقیت، مهارت و هنرمندی دارد. در این گام لیستی جامع از گزینه‌ها نوشته می‌شود. چنین لیستی اغلب در مطالعات اولیه تهیه شده است. فرآیند برنامه‌ریزی باید تمام گزینه‌های ممکن را با توجه به شرایط آینده پروژه و مصارف آینده ارزیابی کند. در بسیاری از پروژه‌های داخل کشور معمولاً مقداری X برای مصارف و یا نیاز آینده (نیاز برقابی، نیاز کنترل سیل و..) به دست می‌آید و سپس با ۲ یا چند برنامه از پیش تعیین شده در جهت تأمین این مقدار، بهترین گزینه انتخاب می‌شود. اولین گام در تعیین چارچوب یک پروژه و بخصوص پروژه‌های آبی و سدسازی تعیین شرایط مرزی به شرح زیر است:

۱-حذف یک یا چند جنبه از پروژه‌های توسعه منابع آب با توجه به محدودیت‌های فیزیکی، به عنوان مثال در رودخانه‌های کوهستانی نیاز آب کشتیرانی معنی ندارد.

۲-تعیین پروژه‌هایی که در یک منطقه بخصوص لازم‌الاجرا هستند. کنترل سیل محدوده یک شهر.

۳-محدودیت‌های آب قابل دسترسی، نوسانات یا عدم تغییرات جریان.

۴-تعیین حداکثر مساحت زمین برای مقاصد مختلف، البته ممکن است بخش‌های مشترک نهایتاً به مناسب‌ترین گزینه تخصیص یابد.

۵-تصمیم‌های مصلحت‌اندیشی از نظر سیاسی یا اجتماعی ممکن است از قبل مناطق معینی را برای مقاصد و فعالیت ویژه‌ای حفظ کرده باشند. در نظر داشتن این مورد در برنامه‌ریزی‌ها مهم است. مانند تخصیص زمین به محیط تفریحی.

۶-بررسی و امکان‌سنجی ساختگاه‌های طبیعی ذخیره آب (سطحی و زیرزمینی) و ارزیابی محدودیت‌های ظرفیتی آنها.

۷-تعیین آب مصرفی زمان پروژه و آینده که باید تأمین شود.

۸- توجه به محدودیت‌های قانونی که ممکن است فعالیت‌های ویژه‌ای را ممنوع کرده باشد.

۹- ارزیابی اثرات منفی زیست‌محیطی که ممکن است باعث حذف یکسری از گزینه‌ها و یا حتی کل پروژه باشد.و...

در مهندسی گزینه‌ها ممکن است هدف، بررسی و ارزیابی مکان‌های مختلف مخزن با ارتفاع‌های مختلف سد در مقابل

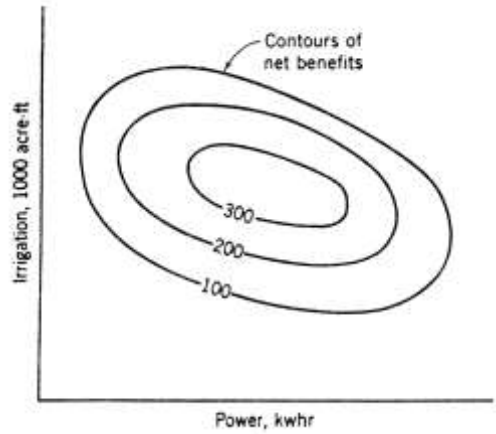
ذخیره باشد. علاوه بر این ممکن است گزینه‌های غیرسازه‌ای و مدیریتی مطرح باشد. همان‌طور که در بندهای پیش نیز ذکر شد هدف، محور برنامه‌ریزی است لذا باید گزینه انتخابی با حداکثر کردن بهبود شرایط اقتصادی و محیطی، هدف را نیز تحقق بخشد. لذا جهت انتخاب گزینه‌ها، اهداف نیز باید مشخص باشند. مسئله دیگر توجه به زمان است. اجرای یک گزینه ممکن است در زمان طولانی تر، اقتصادی‌تر و مناسب‌تر باشد. علاوه بر این، زمان بیشتر به معنی برآوردهای مطمئن‌تر و دسترسی بیشتر به اطلاعات نیز است. نقش برنامه‌ریزان ارائه گزینه‌های مختلف برای دولت‌مردان و تصمیم‌گیرندگان است. برنامه‌ریزان باید مراقب باشند که هیچگاه نباید به خاطر سلیقه یا نقطه نظرهای شخصی و پیش‌داوری (prejudice) گزینه‌ای را بدون مشورت در گروه ذی‌صلاح حذف کنند.

مشارکت مردمی در برنامه‌ریزی(Public participation) و دخالت مردم

در کشورهایی مانند امریکا ارگان‌های مسئول برنامه‌ریزی منابع آب می‌بایست در طرح‌های خود مشارکت گروههای علاقه مند و ذینفعان را به طور جدی مورد توجه قرار دهند. این مسئله ممکن است از طریق تشکیل جلسات و بحث‌های حضوری با مردم، انتشار اخبار، بروشور و نشریه‌های آموزشی صورت گیرد. در کنار این مشارکت‌های مردمی لازم است تا گروهی از مشاورین و کمیته تخصصی فنی و داوری از یک سویه شدن نظرات شخصی برنامه ریز جلوگیری کنند. استفاده از تئوری و شبیه‌سازی بازی‌ها (Gaming simulation) در افزایش درک و مشارکت گروه‌های مردمی در خصوص تصمیم‌گیری‌های چندمعیاره مرتبط با پیچیدگی موضوعات اجتماعی، اقتصادی و زیست محیطی موثر است. در برنامه‌ریزی منابع آب باید از نقطه‌نظرهای همه‌جانبه افراد محلی، پیامدهای کارهای مشابه در کشورهای همسایه، کارگاه‌های آموزشی برای مردم، مقالات، و ... کمال استفاده را برد. با این وجود اگرچه نظرات مردمی ممکن است نقشی در ارائه یک گزینه نداشته باشد اما در ارزیابی گزینه‌های ممکن مهندسی باید موثر باشد. علاوه بر مسائل بالا زمانی که مشارکت همه جانبه گروههای مردمی در یک طرح وجود داشته باشد نگهداری، حفاظت، توسعه و اجرای طرح آسان‌تر می‌شود. مسئله دیگر که باید مورد توجه قرارگیرد مربوط به هم‌زمانی دوره‌های خشک و اجرای طرح است. اگر این هم‌زمانی ایجاد شده باشد ممکن است مردم گمان کنند این طرح باعث خشکی و یا اثرات منفی دیگر شده است لذا باید مردم را توجیه نمود تا از نظر و اطمینان آنها نسبت به مهندسین کاسته نشود. دخالت دادن مردم در طرح‌ها به معنی اجازه گرفتن از مردم در اجرا یا عدم اجرای طرح است. اما این دخالت به معنی طراحی و محاسبات مهندسی نیست. مشارکت مردمی تنها به سرمایه گذاری و یا نظرات سطحی مردم توجه می‌کند.

ارزشیابی پروژه(Project evaluation)

وقتی که گزینه‌های فنی نهایی مختلف تعریف شدند برنامه‌ریز باید سود و هزینه هر یک از گزینه‌ها را با یک روش مناسب برآورد کند. ارزش زمانی پول باید با توجه به مقدار بازگشت سرمایه مشخص شود. نهایتاً نسبت‌های سود و هزینه و یا سطوح خالص سود (شکل ۴-۴) باید به صورت ترکیبی از حالت‌های مختلف پروژه به دست آید.



شکل۴-۴: منحنی و سطح‌های هم‌مقدار سود خالص برای پروژه‌های چند منظوره

روش‌های مختلفی جهت آنالیزهای اقتصادی و فنی گزینه‌ها وجود دارند(فصل کنترل سیل). در برنامه‌ریزی‌های مدرن، معیار اقتصادی در کنار سایر ملاحظات اجتماعی، سیاسی و زیست محیطی جهت انتخاب گزینه برتر ارزیابی می‌شود. باید توجه کرد که محاسبه سودها و هزینه‌های حاصل از پروژه‌ها همیشه به صورت واژه پول قابل تعریف نیست. به عنوان مثال هزینه‌های اجتماعی حاصل از جابجایی مردم از اطراف یک مخزن و یا آرامش خاطر به دست آمده از یک پروژه کنترل سیل و موارد مشابه که تنها به صورت توصیفی قابل بیان هستند. سود و هزینه‌های زیست‌محیطی نیز در این گروه قرار می‌گیرند. در صورتی که بخواهیم این سودها و هزینه‌ها را به معیار پول تبدیل کنیم ممکن است دچار گمراهی و انحراف در ارائه نتایج شویم لذا جایگزین کردن ارزش‌های ریالی بجای سود و هزینه‌های توصیفی حاصل از عدم مرگ انسان‌ها بخاطر کنترل سیل و یا خشک شدن تالاب به خاطر اجرای یک پروژه باید با احتیاط و دوراندیشی صورت بگیرد.

ملاحظات مالی در برنامه‌ریزی(Financial considerations)

یک پروژه بدون تامین و تخصیص اعتبار مالی، بی‌فایده خواهد ماند. لذا یک عامل کلیدی و مهم در برنامه‌ریزی، بررسی منابع مالی است. لذا در راستای مطالعات، یافتن و تخصیص بودجه جهت اجرایی شدن طرح پس از مطالعات ضروری است. علاوه براین می‌بایست به مسائل مالی مورد نیاز جهت تعمیر و نگهداری سازه در طول عمر مفید و اقتصادی طرح توجه شود. تامین اعتبار منابع مالی ممکن است بر اساس سرمایه گذاری مستقیم دولت و همچنین مشارکت مردمی(اوراق مشارکت، بورس، مالیات، درآمد سرویس‌های دولتی و..) تامین شود. علاوه براین ممکن است بخشی از طرح‌های منابع آب با سرمایه گذاری مستقیم بخش خصوصی طی یک رقابت و فراخوان عمومی صورت پذیرد. در این حالت بازگشت درآمد و منافع ناشی از اجرای طرح در سال‌های آتی زیر نظر کارفرما به بخش خصوصی باز می‌گردد.

ملاحظات زیست‌محیطی در برنامه‌ریزی

دهه‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ و ۱۹۸۰ دوره افزایش نگرانی و توجه به اثرات زیست‌محیطی بود. رشد کنترل نشده جمعیت همراه با افزایش نیاز به غذا منجر به تهدید سلامت آب، هوا و زمین، گیاهان، جانوران و خود انسان شد. پیشرفت فناوری باعث تشدید مداخله‌های انسان در تغییر طبیعت با اعمال مهندسی چون شهرسازی، راه‌سازی، سدسازی و غیره شده است.

این تغییرات اغلب با تغییر در اکولوژی منطقه نیز همراه هستند به طوری که باعث نابود شدن بعضی از گونه‌های گیاهی و جانوری و یا جایگزین شدن آنها با گونه‌های کمتر مطلوب می‌شوند. با افزایش نگرانی‌های زیست‌محیطی، یک سردرگمی با این سوال که آیا ساخت و ساز ادامه یابد و یا متوقف شود ایجاد شد. لذا یکسری فاکتورهای جدید شامل ارزش‌های اجتماعی، فرهنگی و اخلاقی، فلسفی، زیباشناسی و زیست محیطی نیز به ارزشیابی‌های اقتصادی-فنی گذشته به عنوان فاکتورهای موثر در تصمیم‌گیری در فرایند برنامه‌ریزی اضافه شد. اگر چه بسیاری از برنامه‌ریزان متعجب شده بودند اما این تغییرات تا مدت‌های طولانی اعمال نشد. وظیفه برنامه‌ریز در این حالت بسیار بغرنج‌تر می‌شود چرا که باید اجزا و ارتباط اکوسیستم را در حال و آینده تا حد امکان درک کند. لذا هدف تنها درخواست و نیاز آب نیست. برنامه‌ریز باید معیارهای کیفی زیباشناختی و اکولوژی را نیز در برنامه‌های خود لحاظ کند. او باید با فکری خلاق به دنبال راه‌هایی باشد تا مصرف آب را کاهش دهد، راه‌حل‌های غیرسازه‌ای جهت مبارزه با سیل و روش‌های دفع و جمع‌آوری مواد زائد و بازیافت فاضلاب را همیشه مورد توجه قرار دهد. باید یک منطق علمی بین روابط داخلی پیامدهایی چون آلودگی هوا، آلودگی آب و مواد زائد و یا بین مهاجرت و پراکندگی جمعیت به خاطر پروژه‌های تأمین آب و یا اثر این پروژه‌ها روی آلودگی آب بیان شود. این یک منطق پذیرفته شده است که بشر برای حفظ و نیاز به ایمنی و سلامت خود باید اقدام به اجرا و تغییر و تحول در طبیعت اطراف خود کند. لذا

-ضرورت

- اولویت و

-جایگزینی سه اصل مهم در حذف یا اجرای پروژه از نظر زیست‌محیطی خواهند بود. بنابراین جایی که اجرای یک پروژه ضروری به نظر می‌رسد، طراح سعی می‌کند تا با دقت، اثرات منفی اکولوژیکی حاصل از اجرای پروژه را روی رودخانه و نواحی مجاور و متأثر به حداقل برساند. یک لیست ناقص از پیامدهای پروژه‌های برنامه‌ریزی منابع آب ممکن است شامل موارد زیر باشد:

۱- افزایش عمل کنش و فرسایش در رودخانه‌های پایین‌دست سدها به خاطر عمل رسوبگیری مخازن.

۲- از دست دادن منظرهای طبیعی و منحصر به فرد مثل مناظر تاریخی، باستان‌شناسی، زمین‌شناسی به خاطر وجود مخازن بزرگ.

۳- تخریب آشیانه و زیستگاه ماهیان مهاجر با تغییر رژیم جریان، بار و مواد جریان و یا احداث سازه‌های مهندسی رودخانه مانند ایجاد آستر و لایروبی.

۴- تغییر در خصوصیات فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی آب در اثر مخازن بالادست رودخانه. این مورد مدیریت تلفیقی کیفی – کمی را بخصوص در مخازن بزرگ الزامی می‌کند.

۵- زهکشی باتلاق‌ها (swamps)، تالاب‌ها و غیره. این عمل فرصت زندگی را از حیوانات و گیاهان آبزی می‌گیرد.

۶- تغییر در کیفیت آب در اثر پروژه‌های زهکشی و آبیاری. آب‌های حاصل از عملیات کشاورزی اغلب در مخازن باعث رشد جلبک‌ها و خزه‌ها در اثر وجود فسفر و ازت می‌شود. (اتریفیکاسیون)

۷- ایجاد اختلال در زندگی معمول حیوانات وحشی در اثر احداث کانال و مخازن.

۸- تغییر در گونه‌های آبزی به خاطر افزایش فرسایش مصنوعی حاصل از عملیات ساماندهی رودخانه و...

۹- نابود کردن گونه‌های مفید با مواد سمی (آفت‌کش‌ها، فلزات سمی و...) که به رودخانه‌ها تخلیه شده و در زنجیره غذایی انسان نیز وارد می‌شود.

۱۰- آسیب رسیدن به ماهیان در هنگام عبور از پمپ‌ها، توربین‌ها یا سرریزهای سدهای مرتفع.

۱۱- از بین رفتن گیاهان کنار رودخانه‌ای در اثر تغییر در الگو و میزان جریان.

۱۲- تغییرات سطح آب زیرزمینی در بالادست و پایین دست مخازن.

۱۳- کوچ و جابجایی اجباری ساکنین مناطق احداث سد و مخازن.

۱۴-.... و ... .

اگرچه می‌توان موارد بیشماری را به این لیست افزود اما نباید فراموش کرد بسیاری از روابط موشکافانه بین اجزای طبیعت هنوز کشف و درک نشده است. همچنین یک تمایز واضحی که باید بین خسارت‌ها در نظر داشت این است که آنها را می‌توان به دو گروه خسارت‌های موقت برگشت‌پذیر و خسارت‌های دائم یا برگشت‌ناپذیر تقسیم نمود.

برای اولین بار ارزیابی اثرات زیست‌محیطی (EIA)[1] در سال ۱۹۶۹ میلادی طی یک نهضت زیست‌محیطی به صورت مصوبه قانونی در کشور آمریکا مطرح و جنبه عملی به خود گرفت. در ایران این مهم در سال ۱۹۹۴ در چارچوب مصوبه قانونی قرار گرفت. مصوبه خط مشی محیطی ملی (NEPA)[2] سال ۱۹۶۹ برای کلیه پروژه‌ها تهیه گزارشات اثرات محیطی (EIS)[3] را الزامی کرد. برای تهیه این گزارشات یک تیم مطالعاتی شامل متخصصان بیولوژی، هیدرولوژی و علوم اجتماعی بطور ثابت و با توجه به نوع و اهداف پروژه مرتبط، سایر علوم تخصصی جهت اجرا و تهیه یک مطالعه EIS نیاز می‌شود. وظیفه این گروه پیش‌بینی اثرات احتمالی مثبت و منفی حاصل از اجرای یک پروژه آبی و ... است. البته اظهار نظر در مورد این گزارشات از طرف افراد بومی و محلی ساکن و سازمان‌های مرتبط الزامی و قابل تأمل است. در واقع با تهیه گزارش EIS کار ارزیابی به اتمام نرسیده است بلکه فاکتور مهم دیگر در ارزیابی، یک پروژه کنترل و پایش (EMP)[4] است. پایش درواقع ارزیابی مستمر، جمع‌آوری و سازمان‌دهی اطلاعات از یک پروژه در جهت اجرا و بهره‌برداری است. کنترل و پایش، آن دسته از عملیاتی است که شامل بازرسی و نظارت مستمر آلودگی‌ها و تخریب‌های زیست‌محیطی پیش‌بینی شده و جدید می‌شود. معیارهای لازم جهتEMP در پروژه‌های صنعتی و عمرانی استفاده از تکنولوژی مناسب، انجام آزمایشات، ممیزی زیست‌محیطی و پیروی از استانداردها و قوانین زیست‌محیطی است.

- ارزیابی زیست‌محیطی سدها

سدها به عنوان بزرگ‌ترین سازه‌های ساخت دست بشر و بزرگ‌ترین دریاچه‌های مصنوعی، از جمله مهم‌ترین راه‌های دستیابی به حجم عظیم آب شیرین هستند که پیامدهای احداث آنها به صور مختلف از جمله توسعه و رونق اقتصادی بر مردم یک ناحیه یا یک کشور تأثیر می‌گذارد. در حال حاضر۲۵ تا ۳۰ میلیارد متر مکعب از جریان‌های سطحی، توسط

1- Environmental Impact Assessment

2- National Environmental Policy Act

3- Environmental Impact Statement

4- Environmental Monitoring Project

سدهای بزرگ کشور مهار گشته است(۱۳۸۵). نیاز مبرم به آب به منظور آبیاری، شرب و صنعت لزوم اجرای طرح‌های دیگری را ایجاب می‌کند. با توجه به عنوان کتاب بسط موضوع ارزیابی خارج از بحث اصلی است با این وجود در ادامه سعی بر آن شد تا در دو بند به طور خیلی خلاصه موارد کلیدی که همیشه باید در طراحی مخازن سدها ملاحظه شود اشاره گردد.

- عملکرد و ریخت‌نگاری سدها

انباشت حجم مشخصی از آب در پشت سد در هر نقطه از سیستم رودخانه دارای محدودیت‌های کیفی و یا کمی بویژه در جریان‌های کم آب تابستان‌های خشک است. نگهداری آب مازاد در زمان پرآبی و هنگامی که شدت جریان در حد بیشینه خود است الزاماً یک مسأله مهندسی است که از طریق محاسبات، حجم‌هایی که می‌بایست ذخیره گردد، به دست می‌آید. در اقلیم نیمه‌خشک، دوران خشکی معمولاً بین ۱۵۰ تا ۲۰۰ روز به طول می‌انجامد. در چنین مناطقی ممکن است میزان برداشت روزانه آب از مخزن سد بین ۱ تا ۲ درصد از حجم بیشینه ذخیره سد باشد. می‌توان مخزن سد را به شکلی طراحی نمود که هم بتوان جهت تأمین آب آبیاری از آن استفاده نمود و هم بخشی را برای افزایش جریان طبیعی رودخانه در دوران خشکی اختصاص داد. حجم دقیق مخزن نیز می‌بایست از طریق پیش‌بینی میزان نیاز آبی جهت اجرای پروژه محاسبه گردد. در این مرحله از طراحی، جزئیات نهایی مخزن به وسیله توجیه اقتصادی پروژه تعیین می‌گردد. تا سال‌های اخیر طراحان سد به کلی از اهمیت ویژه اکولوژیک رابطه عمق و حجم مخزن سد بی‌اطلاع بودند. اگر مخزن سد با عمق کمی پیش‌بینی گردد (حداکثر ۱۰ متر) پس از احداث، احتمالاً مناطق ساحلی وسیعی به وجود می‌آید که برای مجتمع‌های ماکروفیت بسیار مناسب است. اگر مخزن سد با عمق بیشتری طراحی گردد احتمالاً در اواسط تابستان لایه‌بندی حرارتی ایجاد می‌گردد. بدین ترتیب عمق آب در رابطه با سطح اشغال شده ویژگی‌های محیطی خاص را ایجاد می‌کند که بر روی قابلیت تولید پلانکتونیک در نواحی ساحلی و بنتیک در کف دریاچه تأثیر گذاشته و از این طریق بر روی کل بیوماس اکوسیستم مخزن سد تأثیرات جدی می‌گذارد. همچنین عملکرد مخزن بسته به میزان نوسانات تراز آب در ارتباط با عمر مفید مخزن (رسوب حجم مرده) و رویارویی با ارگانیسم‌های پلانکتونیک آب‌های جاری متفاوت عمل می‌کند. در دریاچه سد ارگانیسم‌های مختلفی وجود دارند. برخی ورودی تا خروجی را بسیار آرام و آهسته می‌گذرانند (چند روز تا چند ماه) و برخی دیگر که قادرند در مقابل جریان آب مقاومت نمایند در دریاچه مانده و به شکلی موقت و یا دائمی کلنی‌هایی را در زیستگاه‌های مناسب و قابل دسترسی اشغال می‌نمایند. از این نظر اگر کیفیت آب در نظر باشد می‌توان مدت زمان نگهداری آب در مخزن را بهینه‌سازی نمود. به عنوان مثال جهت جلوگیری از رشد و گسترش ارگانیسم‌های ویژه آب‌های ساکن، زمان ماند ۵ تا ۲۰ روز برای بهره‌برداری‌های غیرکشاورزی بویژه جهت تأمین آب شرب و یا صنعتی توصیه می‌گردد. در هر حال فاکتورهای دخیل و موثر در جهت تصمیم‌گیری‌های نهایی بسیارگسترده هستند.

- سایر فاکتورهای زیست محیطی

فاکتورهای تأثیرگذار بر اکولوژی رودخانه و دریاچه‌های پشت سد (درجه حرارت، دانسیته، روشنایی، مواد مغذی، عناصر اتوتروف، زمان نگهداری، عناصر هتروتروف)، اثر سد در پایین دست رودخانه، اثر سد بر تعادل طبیعی رودخانه و جنبه‌های زیست‌محیطی آن، آلودگی، تولید بو (جلوگیری از پیدایش بو)، جنبه‌های حیات وحش و آبزیان (اکولوژی

آبزیان، اکولوژی حیات وحش)، کنترل محیط در حین عملیات ساخت سد، کیفیت و آلودگی آب (آنالیز کیفیت، اثرات طراحی و ضوابط عملکرد، جنبه‌های طراحی)، تغییرات کیفیت آب ناشی از محبوس شدن آن (لایه‌بندی حرارتی، رشد جلبکی، مواد مغذی و فاضلاب)، اصلاح و تعدیل چرخه آب (کاهش دبی اوج، کاهش هزر آب کل، کاهش نوسان جریان، تحمیل پالس‌های جریان، تغییر زمان فصلی جریان)، پیامدهای زیست‌محیطی رسوب و مدیریت آنها، بررسی پارامترهای اصلی در مطالعه اجتماعی سدها (اشتغال، جابجایی مردم و تأسیسات، آثار باستانی و ابنیه حساس، اثرات فرهنگی، اثرات بهداشتی)، جنبه‌های تاریخی و باستانی، جنبه‌های تفریحی.

آنالیز سیستم‌ها و اقتصاد در مدیریت منابع آب

روش‌های متنوع مدل‌سازی (شبیه‌سازی و بهینه‌سازی) در انتخاب بهترین گزینه ممکن را به طور کلی آنالیز سیستم‌ها می‌نامند(بند محاسبه عملکرد). تکنیک‌های شبیه‌سازی و بهینه‌سازی سیستم‌های آبی در فصل‌های گذشته و در باقی مانده فصل و کتاب ارائه شده است. مسائل بهینه‌سازی در برنامه‌ریزی منابع آب در سه سطح طبقه‌بندی می‌شوند.

سطح ۱: در این حالت می‌توان از روش‌های مهندسی اقتصاد راه‌حل بهینه را انتخاب نمود. به عنوان مثال ممکن است هدف تعیین حداقل هزینه برای دو متغیر قطر–هزینه و قطر – افت فشار یک لوله آبرسانی باشد. در این خصوص با ترسیم گرافیکی دو نمودار امکان انتخاب قطر بهینه اقتصادی فراهم می‌شود.

سطح ۲: بهینه‌کردن مجزا(تک هدفه): این مورد اغلب ممکن است در پروژه‌های تک منظوره قرار داشته باشد. مثلاً بزرگی مخزن چقدر باشد؟ چه سیل طراحی برای خاکریز کنترل سیل محاسبه شود؟ چه ترکیبی از اهداف برای یک پروژه چند منظوره اختصاص می‌یابد؟ جواب این سئوالات می‌تواند با کمک آنالیزهای اقتصادی برای دو شرط حدی به دست آید(فصل کنترل سیل).

سطح ۳: بهینه کردن ترکیبی: در این حالت پروژه‌های چند منظوره مدنظر است. فرض کنید چند طرح شامل مخازن، خاکریزها و کانال‌های انحراف جهت کنترل سیل عملی باشد. تحت این شرایط محدودیت‌ها بسیار زیاد می‌شود. در این گام اگر انتخاب گزینه نهایی فنی تنها بر پایه یک معیار اقتصادی لحاظ شود می‌توان مانند مثال فصل کنترل سیل از معیار سود به هزینه چندین طرح استفاده نمود. همچنین استفاده از روش‌های شبیه‌سازی عملکرد سیستم در صورتی که سناریوها متعدد نباشد، یک راه‌کار مناسب به شمار می‌آید. در این حالت با استفاده از مدل مناسب، حالت‌های مختلف ممکن برای سیستم، شبیه‌سازی شده و سود و عملکرد بهینه سیستم به دست می‌آید. باید توجه کرد که در همه سطوح آنالیز سیستم، جنبه‌های اجتماعی–محیطی قابل برآورد ریالی نیست و ممکن است با قضاوت‌های کارشناسی بتوان بر این مشکلات غلبه کرد. در صورتی که تعداد سناریوها متعدد باشد به طوری که شبیه‌سازی وقت‌گیر و هزینه ساز باشد می‌بایست از مدل‌ها و توابع بهینه‌سازی که در ادامه ارائه شده است، استفاده نمود. تحت این شرایط ممکن است مدل‌های شبیه‌سازی هیچگاه مقادیر بهینه مدیریتی را ارائه نکنند. موضوع دیگر مسائل مربوط به عدم قطعیت و ریسک پیش‌بینی‌های ورودی و تابع سیستم در آینده است که باید همیشه مدنظر طراح و برنامه‌ریز باشند. در این شرایط از مدل‌های تصادفی جهت مدیریت احتمالاتی استفاده می‌شود.

- تعریف سیستم و مشخصات آن

برای تعریف سیستم با استفاده از جنبه ریاضی آن (V.Vemuri and ealuri, 1970) می‌توان گفت که سیستم از مجموعه‌ای شامل زوج‌های مرتب ورودی‌ها و خروجی‌ها که سیگنال نامیده می‌شوند، است:

$$S = \{X_i(t),\ y_i(t)\}, \qquad i = 1,2,3,...$$

مجموعه $(X_i, Y_i), i = 1,2,...$ که بر وجود یک رابطه تابعی که نگاشتی از $X_i(t)$ روی $Y_i(t)$را مشخص می‌کند، دلالت دارد. همچنین عضوهای دامنه S یا $X_i(t)$ ورودی تابع سیستم و عضوهای برد S، یعنی مجموعه $Y_i(t)$پاسخ عملکرد سیستم H هستند.

مشخصات کلی یک سیستم را می‌توان به شکل زیر دسته‌بندی نمود:

۱- ورودی‌ها و پاسخ‌ها
۲- قوانین فیزیکی
۳- شرایط اولیه و مرزی
۴- ساختار سیستم
۵- عوامل محیطی موثر

در تقسیم‌بندی کلی، سیستم‌ها به دو دسته سیستم‌های قطعی و تصادفی تقسیم می‌شوند اما در تقسیم‌بندی جزئی‌تر ممکن است سیستم‌ها شامل گروه‌های فیزیکی و تدبیری، سیستم‌های گره باز و گره بسته، سیستم‌های ساده و پیچیده، پایدار و ناپایدار، میرا و نامیرا، زمان پیوسته و زمان منقطع، سیستم‌های علّی و غیر علّی، با حافظه و بی‌حافظه، متغیر در زمان و ثابت در زمان، خطی و غیرخطی، قطعی و استوکاستیک، گرده‌ای و توزیعی باشند. یک سیستم به طور هم‌زمان می‌تواند یک یا چندین خاصیت از ویژگی‌های فوق را داشته باشد. اکثر سیستم‌های هیدرولوژیکی میرا یا به شدت میرا هستند. همچنین بسیاری از سیستم‌های هیدرولوژیکی و زیست‌محیطی از نوع سیستم‌های پایدار هستند و به سختی میرا می‌شوند. در یک سیستم پایدار اگر ورودی کراندار باشد، خروجی نیز کراندار است و برعکس. حافظه سیستم مشخصه مهم دیگری از سیستم است. حافظه، حداکثر مدت زمانی است که ورودی‌های سیستم در این مدت بر خروجی سیستم و شرایط فعلی آن تأثیر می‌گذارند. یک سیستم ممکن است دارای حافظه صفر، محدود و نامحدود باشد. ورودی‌ها و خروجی‌ها مشخصه مهمی از سیستم هستند که معمولاً توسط متغیرها یا پارامترهای توزیعی یا غیرتوزیعی تعریف می‌شوند. هر سیستم منابع آب متشکل از اجزای فیزیکی، شیمیایی، بیولوژیکی، فرهنگی، اجتماعی و اقتصادی و دربرگیرنده ارتباطات بین آنهاست. جهت مدل‌سازی سیستم لازم است، مؤلفه‌ها و اجزای آن تفکیک شده و مشخصات و ارتباطات بین اجزا تعیین گردد. این فرایند، آنالیز سیستم نامیده می‌شود. لذا آنالیز سیستم شامل تمامی مراحل مدل‌سازی آب (شبیه‌سازی و یا بهینه‌سازی) جهت برنامه‌ریزی و مدیریت سیستم است.

چالش‌ها و ملاحظات ویژه در برنامه‌ریزی(Common pitfalls)

بررسی گزارشات برنامه‌ریزی حاکی از آن است که بی‌توجهی یا عدم آگاهی از برخی نکات باعث کاهش کیفیت، ارزش یک برنامه‌ریزی و حتی شکست پروژه شده است. در ادامه عمومی‌ترین این نکات که باید در برنامه‌ریزی به آنها توجه خاص مبذول شود اشاره می‌شود.

- دقت مطالعات مقدماتی

با توجه به تعدد گزینه‌های ممکن اولیه، تعیین چارچوب و خط مشی حدودی پروژه به وسیله گزارشات اولیه بسیار ضروری است. اگر بر اساس مطالعات این گام، انجام پروژه مناسب نباشد، پروژه بدون صرف هزینه‌های بالا و بیهوده متوقف می‌شود. در غیر اینصورت ادامه پروژه برای انجام مطالعات دقیق و نهایی در گام ۲ ادامه می‌یابد. لذا مطالعات گام ۱ یکی از گام‌های مهم در آنالیز بوده و نباید گزارشات آن بر اساس روش‌های تقریبی یا میانبر (از نظر هزینه و زمان) پایه‌ریزی شوند. به طور ویژه مطالعات هیدرولوژی و فاکتورهای موثر آن در مصرف آب مورد انتظار باید با دورنمای طراحی‌های نهایی انجام پذیرد. همچنین دقت نقشه‌ها در این فاز بسیار با اهمیت است. هرچند ممکن است هزینه‌ها در این گام بالا رود اما می‌توان با یک دوراندیشی مدبرانه، هزینه‌های مربوط به این فاکتور را در مطالعاتی نهایی کاهش داد.

- استانداردها و ضوابط طراحی

باید توجه نمود که استانداردهای طراحی و متدولوژی‌های موجود گذشته ممکن است همیشه مناسب یک مطالعه ویژه در شرایط خاص منطقه و یا زمان خاص نباشد. پیشرفت تکنولوژی با گذشت زمان ممکن است بسیاری از معیارهای قبلی را تغییر دهد. لذا پیروی کورکورانه از چنین معیارهایی در شرایطی که توصیه و قضاوت یک کارشناس حرفه‌ای، نظر بهتری را ارائه می‌کند، لزومی ندارد. البته نباید روابط و محدودیت‌های اداری، مسئولیتی و مدیریتی را فراموش نمود.

- احداث زود هنگام سازه

در خصوص شروع زودهنگام پروژه‌ها قبل از نیاز به آن، با توجیه اقتصادی مثلاً تبدیل ارزش ۱ دلار با فاکتور برگشت ۰,۶ بعد از ۱۰ سال به ۱,۸۸ دلار، تنها باعث هدر رفتن سرمایه خواهیم شد. باید توجه کرد که پس از ۱۰ سال همان‌طور که هزینه‌های ساخت افزایش می‌یابد، سود حاصل از آن نیز افزایش می‌یابد. علاوه بر این فناوری و علم نیز بهبود می‌یابد. بنابراین تعویق پروژه یا ساخت و سرمایه‌گذاری مرحله‌ای ممکن است مناسب باشد. البته اگر مطمئن هستیم پروژه‌ای ۱۰ سال دیگر نیاز می‌شود یقیناً باید از اقداماتی که هزینه‌ها را برای آن پروژه افزایش می‌دهد جلوگیری نمود. البته اقدامات مدیریتی مانند مدیریت دشت‌های سیلابی و از این قبیل استثناء هستند.

- تصمیمات اولویت‌دار

در بسیاری از پروژه‌ها بخصوص کارهای آبخیزداری یا مهندسی رودخانه و کنترل سیل اجرای پروژه‌ها تنها از نظر زمان اجرا نسبت به یکدیگر اولویت‌بندی می‌شوند. در بسیاری از موارد نیز نسبت سود به هزینه پروژه‌های مهندسی رودخانه کمتر از واحد است. توصیه می‌شود که علاوه بر حفظ توجیه مسائل اقتصادی در کلیه پروژه‌ها از روش‌ها و مدل‌های تصمیم‌گیری چندمعیاره[1] (MCDM) استفاده شود.

- قصور در بررسی تمام گزینه‌ها

[1]- این روش با توجه به در نظر گرفتن معیارهای مختلف و چندین تابع هدف در برنامه‌ریزی خطی، می‌تواند در مطالعات سنتز و مدیریت آبخیزها، طراحی شبکه مترو، مدیریت جامع حوزه‌های آبخیز، برنامه‌ریزی سیستم جامع منابع آب، مدیریت تلفیقی آب‌های سطحی و زیرزمینی، مدیریت سیستم‌های فاضلاب و تصفیه آب موثر باشد.

احتمالاً مهم‌ترین نکته و چالش در برنامه‌ریزی‌های منابع آب عدم توجه به تمام گزینه‌های ممکن باشد. بویژه بررسی نکردن گزینه‌های غیرسازه‌ای و مدیریتی و یا آنهایی که معمولاً از تجربه‌های محلی و سنتی نشعت گرفته‌اند، همچنین توجه نکردن به گزینه‌های ساده مهندسی و یا عدم صلاحیت کارشناس انتخاب شده باعث چنین مسائلی خواهد شد.

- توجه به قیمت روز آب (Use of market price)

قیمت روز آب همیشه نمی‌تواند ارزش واقعی آن را نشان دهد. بنابراین قیمت روز آب ضرورتاً نمی‌تواند معیار مناسبی برای محاسبه سود حاصل باشد. لذا سود واقعی باید برآورد و در آنالیزهای اقتصادی استفاده شود.

- سردرگمی در انتخاب گزینه‌های با سود یکسان

وقتی ۲ گزینه یا بیشتر به لحاظ اقتصادی و فاکتور سود برابر هستند باید با توجه به معیارهای کلیدی دیگر مانند هزینه، قیمت آب، اثرات زیست محیطی و غیره گزینه برتر را با قضاوت کارشناسی انتخاب نمود.

تهیه منحنی‌های فرمان بهره‌برداری

در پروژه‌های چند منظوره منابع طبیعی شامل منابع آب و همچنین مدیریت یک حوزه آبخیز (آبخیزداری) دستورالعمل‌های اجرایی به نام منحنی فرمان نیاز است. انتخاب روش یا روش‌های محاسباتی در بررسی عملکرد مخازن و سیستم جهت تهیه این دستورالعمل‌ها بستگی به صورت مسئله، مرحله مطالعات، میزان آمار و اطلاعات موجود، چگونگی مرحله توسعه سیستم حوزه آبخیز و میزان دقت مورد نیاز دارد. در این خصوص تکنیک‌های مناسب برنامه‌ریزی مخازن سد در بندهای متعاقب و برای سایر هیدروسیستم‌ها در جای مربوطه ارائه شده است.

مراحل برنامه‌ریزی سیستمی از نظر نویسنده

۱- فاز شناخت

- اهداف: اهداف بر اساس آنالیز مسائل و فرصت‌ها به دست می‌آید. در این خصوص پایش، اندازه‌گیری و ارزیابی فعالیت‌های انسانی و طبیعی و همچنین بررسی آمار و آثار گذشته می‌تواند مفید باشد.

-بررسی محدودیت‌ها و پتانسیل‌ها: این گام از مطالعه شامل تشخیص خصوصیات اصلی مسائل و چالش‌ها، فرصت‌های مشخص شده و تعریف سیاست و استراتژی‌های معین است.

۲-فاز ۱ (ممکن است با فاز شناخت یکی گردد، طراحی اولیه، متره برآورد تقریبی)

-تکنیک: شامل تعیین راه حل‌های عملی و بهینه فنی برای اجرا و عملیاتی نمودن سیاست‌ها و استراتژی‌های با محدودیت و چالش‌های مشخص جهت دسترسی به هدف و رضایت ذی نفعان.

۳- فاز ۲ (طراحی نهایی و متره برآورد اولیه)

-ارزیابی گزینه‌های فنی: بررسی اثرات زیست محیطی، اجتماعی و اقتصادی گزینه‌های فنی و اثربخشی راه حل‌های نهایی به واسطه شبیه‌سازی، بهینه‌سازی، آنالیز حساسیت و عدم قطعیت‌ها موجود سیستم.

-اولویت‌بندی مسائل، توصیه راه حل‌ها و اجرا.

۴-برنامه‌ریزی فرآیندی تکراری

-پایش رفتار و پاسخ سیستم

-بازخورد نتایج به سیستم. ارتقا و توسعه سیستم به سمت کلیماکس و پایداری.

مراحل برنامه‌ریزی تامین آب مخازن سد بر اساس استانداردهای موجود در کشور

لازمه برخورد سیستمی و مدیریت کمی-کیفی یکپارچه منابع آب، آشنایی به اصول برنامه‌ریزی است. به طورکلی ابتدا باید اهداف و محدودیت‌های کمی و کیفی سیستم و مولفه‌های درگیر در ارتباط با مسئله خاص شناسایی و اندازه‌گیری شوند. جمع‌آوری و پردازش اطلاعات بخش مهمی از این فرایند را تشکیل می‌دهند و شامل مراحل زیر هستند:

۱) تعیین خصوصیات متئورولوژی، هیدرولوژیکی، هیدرولیکی و زیست‌محیطی منطقه‌ای که عرضه و تقاضای آب مورد مطالعه قرار می‌گیرد.

۲) بررسی شرایط اقتصادی، فرهنگی و سیاسی منطقه

۳) بررسی مشخصات فیزیکی رودخانه‌ها، مخازن و امکانات موجود در سیستم

۴) بررسی قوانین، حقابه‌ها و ارتباطات اداری-سازمانی موجود

۵) پردازش اطلاعات، تجزیه و تحلیل عدم قطعیت‌ها در پیش‌بینی شرایط آتی

در بخش دوم مدل‌های شبیه‌سازی و بهینه‌سازی برای یافتن گزینه‌های مناسب، مورد استفاده قرار می‌گیرد. تعیین پارامترهای دارای عدم قطعیت و محاسبه احتمال شکست برای هر گزینه در این بخش انجام می‌گیرد. در بخش سوم، روش‌های حل اختلاف و تصمیم‌گیری چندمعیاره برای مقایسه گزینه‌های موجود و انتخاب گزینه‌های برتر مورد استفاده قرار می‌گیرند. مراحل بالا ممکن است بسته به شرایط و محدودیت‌های سیاسی، سازمانی و مالی برای تعیین گزینه‌های جدید تکرار شوند. پس از انتخاب و تصویب گزینه نهایی، اجرا و بهره‌برداری از طرح آغاز می‌شود. مرحله پایانی نظارت و ارزشیابی سیستم به منظور بررسی دستیابی به اهداف مورد نظر و اثربخشی طرح‌ها انجام می‌گیرد. اطلاعات حاصل از این مرحله در بازنگری طرح، تدوین و یا بهنگام‌سازی سیاست‌های بهره‌برداری استفاده می‌شود. در این خصوص کاربرد سیستم‌های پشتیبانی در تصمیم‌گیری به عنوان یکی از تکنیک‌های رهبری در مدیریت و برنامه‌ریزی قابل ذکر است.

- سیستم‌های پشتیبانی در تصمیم‌گیری (DSS)

امروزه سیستم‌های پشتیبانی در تصمیم‌گیری (Decision Support Systems) مدیران و تصمیم‌گیران منابع آب را در برنامه‌ریزی و مدیریت کمی و کیفی این سیستم‌ها با یک رویکرد سیستمی، پشتیبانی می‌کنند. سیستم‌های مذکور یکی از قوی‌ترین ابزارهای بسط داده شده برای کاربرد نگرش سیستمی در مسائل توسعه سیستم‌های منابع آب بوده است. ساختار و چارچوب یک سیستم پشتیبانی در تصمیم‌گیری برای برنامه‌ریزی و مدیریت پایدار منابع آب با اضافه شدن یک زیرساختار مدیریت کیفی آب توسط زهرایی[۱] (۱۳۸۱) تهیه و توسعه داده شده است. در این خصوص کاربرد سیستم‌های مدیریت بانک اطلاعاتی همچون SQL و Orachel در کنار مدل‌های دیگر تخصصی قابل ذکر است. در خصوص مخازن تامین آب انتخاب روش محاسبات و غربال کردن گزینه‌ها به شرح زیر است:

[۱]- زهرایی، بنفشه (۱۳۸۱)، سیستم پشتیبانی در تصمیم‌گیری بهره‌برداری از سدهای برقابی، رساله دکتری، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

- غربال کردن گزینه‌ها

به منظور انتخاب اولیه محل طرح‌ها و اندازه مناسب آنها از میان محل‌ها و اندازه‌های ممکن باید اقدام به شناسایی اولیه گزینه‌های برتر از میان گزینه‌های رقیب و حذف گزینه‌های نامرغوب نمود که به آن غربال کردن اولیه گزینه‌ها (Preliminary Screening) می‌گویند. طرح گزینه‌های قابل مقایسه و رقیب در مرحله I و II (در ایران فازهای مطالعاتی ۳ مرحله قبل از اجراست) جهت طراحی نهایی در گام ۳ به شرح زیر صورت خواهد گرفت:

- تهیه طرح تمام گزینه‌های مختلف در هر محل
- تخمین و برآورد هزینه هر یک از گزینه‌ها
- تشریح مزایا و معایب هر یک از گزینه‌ها
- تهیه جداول مقایسه‌ای مخازن برای ارزیابی و مقایسه اولیه هر یک از گزینه‌ها

- انتخاب گزینه‌های نهایی جهت طراحی در گام ۳

پس از انتخاب گزینه و یا گزینه‌های برتر در مرحله شناسایی (I) با انجام مطالعات دقیق بهینه‌سازی و شبیه‌سازی، گزینه‌های مرغوب‌تر در مرحله توجیهی (II) شناسایی می‌شود و پس از تحلیل‌های اقتصادی لازم و با درنظر گرفتن جمیع جهات از نظر فنی، اقتصادی، اجتماعی، سیاسی و زیست محیطی گزینه نهایی از میان گزینه‌های مذکور انتخاب می‌گردد. تصمیم‌گیری به منظور روشن کردن نقاط قوت و ضعف گزینه‌های قابل توصیه و تعیین اولویت آنها و انتخاب گزینه نهایی با توجه به معیارهای زیر صورت می‌پذیرد:

-محل مناسب مخزن

صرف‌نظر از معیارهای انتخاب محل مناسب برای مخزن از نظر زمین‌شناسی، ژئوتکنیک، سازه، رسوب، کیفیت آب و غیره، در صورتی که در طول رودخانه امکان گزینه‌های مکانی متعددی برای احداث یک مخزن وجود داشته باشد، در این صورت معیار انتخاب محل مناسب مخزن عمدتاً بر اساس مقایسه میزان آب قابل استحصال در ارتفاعات مساوی مخازن و درصد تأمین آب مورد نیاز اهداف مختلف طرح با توجه به ارزیابی‌های اقتصادی برای هر یک از گزینه‌ها صورت می‌پذیرد(مخازن و سدها).

- درصد تضمین آب

معمولاً درصد تضمین آب در پروژه سدهای چندمنظوره با اهداف کشاورزی، تولید برق و تامین آب شرب به ترتیب ۷۵ و ۹۰ و ۹۸ درصد است.

-حجم آب قابل تنظیم

منظور از حجم آب قابل تنظیم میزان آبی است که در مقابل آورد رودخانه توسط مخزن ذخیره می‌گردد تا بتواند آب مورد نیاز اهداف مختلف را با در نظر گرفتن خطرپذیری‌های مجاز تأمین نماید.

- متوسط کمبود درازمدت

متوسط کمبود درازمدت از دو جنبه به شرح زیر قابل بررسی است:

الف- متوسط کمبود درازمدت از نظر حجمی

ب- متوسط کمبود درازمدت از نظر تعداد ماه‌های کمبود

-کمینه کردن آب سرریز شده

بدیهی است که امکان ذخیره‌سازی و نگهداری تمامی آب‌های ورودی به مخزن در طول سال میسر نیست. همچنین هدف از احداث مخزن به حداکثر رساندن ذخیره بخشی از مخزن است که به آن حجم مفید می‌گویند و چون برای به حداکثر رساندن این بخش محدودیت‌های زیادی وجود دارد، پس باید پذیرفت که درصدی از آب‌های ورودی به مخزن قابل کنترل نیست و به صورت سرریز از سد خارج می‌گردد. تنها اقدام مهم و سازنده‌ای که می‌توان انجام داد به حداقل رساندن حجم آب‌های سرریز شده از سد با توجه به تأمین آب مورد نیاز اهداف مختلف است. لذا در بین گزینه‌های مختلف، گزینه‌ای برتر خواهد بود که در شرایط مساوی دارای حجم سرریز شده کمتری باشد.

- بازده ذخیره‌سازی

بازده ذخیره‌سازی عبارت است از نسبت آب ذخیره شده در مخزن به میزان آب وارده به مخزن توسط رودخانه، که هر چه بالاتر باشد مناسب‌تر است.

-تلفات آب

میزان تلفات آب در ارتفاعات مختلف مخزن و مقایسه آن با حجم آب قابل استحصال یکی دیگر از شاخص‌های تعیین گزینه برتر است.

-ارزیابی اقتصادی گزینه‌های مختلف

در بین گزینه‌های مطرح شده برای یک مخزن، گزینه‌ای برتر خواهد بود که علاوه بر دارا بودن شاخص‌های انتخاب گزینه برتر از نظر هزینه نیز با هزینه اجرایی کمتر نسبت به سایر گزینه‌ها انجام شود. البته ممکن است در موارد خاص، مسائل سیاسی و اجتماعی موثرتر از مسئله اقتصادی باشند.

یک برنامه ریز علاوه بر توجه به موارد فوق و انتخاب مناسب مدل‌های مختلف برنامه‌ریزی باید به مسائلی چون رفتار بدنه سازه(تنش‌های سازه در زمان آبگیری و تخلیه سریع-پیوست)، نیازهای مختلف آبی، مهندسی اقتصاد در طرح‌های آب، روش‌های محاسبه عملکرد مخزن، سیستم حوزه آبخیز و مدل‌های مربوطه، محاسبه و کنترل رشد جمعیت، تغییرات اقلیم، پویایی ورودی سیستم و موارد دیگر توجه کافی نماید. در ادامه این فصل موارد مذکور که در DSS کمی و کیفی منابع آب مورد استفاده قرار می‌گیرند، تا حد ممکن بررسی می‌شود.

٤-٥-١- پروژه‌های چند منظوره سدسازی

احجام تامین آب مخازن سدها

استفاده چندمنظوره از فضای ذخیره مخزن سد باعث افزایش سود خالص بدون تأثیر در افزایش هزینه‌ها شده و لذا توجیه اقتصادی را برای پروژه به ارمغان می‌آورد. تنها پروژه‌هایی را می‌توان چند منظوره به حساب آورد که طراحی و عملکرد آن‌ها برای دو یا بیش از دو هدف جوابگو باشد. مفهوم اساسی این جمله استفاده حداکثر از منابع آب است. در واقع بسیاری از پروژه‌های عمرانی خارج از این منظر، اقتصادی نیستند. فاکتور اساسی در طراحی مخازن چند منظوره توجه به

سازگاری (Compromise) استفاده‌های تخصیص داده شده است. دلیری(۱۳۸۵) نشان داد که کاربرد منحنی‌های فرمان بهره‌برداری علاوه بر ایجاد هماهنگی بیشتر استفاده‌های غیرسازگار در کنار یکدیگر باعث کاهش شدت خسارات خشکسالی و افزایش ایمنی تامین نیاز آبی آتی خواهد شد. در یک برنامه‌ریزی عملی و موفق باید عملکرد مخزن برای تخصیص‌های مختلف در دامنه منطقی اثربخشی قرارگیرد. این در حالی است که در بسیاری از پروژه‌های تک‌منظوره، ممکن است هیچ‌گاه کارایی ماکزیمم به دست نیاید. در اختصاص حجم ذخیره مخزن دو شرط مرزی در مقادیر حد وجود دارد. اول آنکه برای هر استفاده‌ای یک حجم مجزا اختصاص می‌دهیم. دوم آنکه تمام ذخیره مخزن را به صورت کاملاً مشترک استفاده کنیم. با فرض اول نیاز حجم ذخیره کل مخزن بسیار زیاد شده به طوری که این حجم از نظر اقتصادی غیرقابل قبول می‌شود. در حالت دوم حجم ایده‌آل و اقتصادی مخزن و تنها برای نیازهای ضروری به دست می‌آید. اما عملاً به ندرت چنین سازگاری بین استفاده‌های مختلف در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند لذا حجم بهینه جهت طراحی مخازن چند منظوره در یک فاصله‌ای بین این دو حد مرزی قرار می‌گیرند. با توجه به توضیحات فوق شناخت ویژگی‌های مصارف مختلف برای یک برنامه‌ریزی چند منظوره هماهنگ، الزامی است:

۱-نیاز آب کشاورزی (زراعی و دام)

پیش از هر اقدامی ابتدا می‌بایست مشخص کرد که هر فرد به چه میزان کالری نیاز دارد و این کالری باید از چه منابع غذایی تامین شود(الگوی غذایی کشور). لذا به ترکیب جمعیت، نرخ رشد و جمعیت در سال هدف (اغلب ۲۰ یا ۵۰ ساله است) نیاز است. کشاورزی به عنوان تامین کننده غذا (پروتئینی و غیرپروتئینی)، امنیت غذایی را تضمین می‌کند. سپس این مواد غذایی می‌بایست به آب تبدیل شود(مفهوم آب مجازی). میزان آب مورد نیاز به تکنولوژی کشور، وضعیت راندمان، بهره وری آب و مسائل اجتماعی نیز بستگی دارد. در کشورهای پیشرفته راندمان آب می‌تواند تا ۸۰ درصد برسد. در خصوص مسائل اجتماعی می‌توان به چند تکه بودن زمین‌های کشاورزی به دلیل عدم همکاری صاحبان مزارع با یکدیگر و مسائل ارث و میراث اشاره نمود. این مسئله باعث کاهش بهره وری آب و افزایش تلفات می‌شود. مشابه تبدیل مواد غذائی به آب، اجناس غیر خوراکی مانند مجله مصرفی، تولید آهن و... نیز باید به آب مصرفی تبدیل شوند. اما در کشورهای درحال توسعه به دلیل ضعف تکنولوژی اگر محاسبات بر اساس آب مجازی باشد حجم زیادی از آب نیاز می شود لذا اغلب با توجه به تبخیر و تعرق پتانسیل گیاه مرجع و ضرائب موجود هر کشت و الگوی خاص، محاسبات نیاز کشاورزی صورت می‌گیرد. در این خصوص نرم افزار Cropwat نیز توسعه یافته است. یکی از مهم‌ترین اهداف احداث سدها تأمین تقاضای آب کشاورزی است. به طورکلی تقاضای آب کشاورزی را می‌توان به دو طبقه اصلی گروه‌بندی کرد:

الف) آب زراعی و باغی

ب) دامپروری

-تقاضا برای آب زراعی به عواملی چون فصل، موقعیت مکانی، روش آبیاری، نوع گیاه، کیفیت آب و... بستگی دارد. برآورد آب مورد نیاز زراعی از روش‌های مختلفی صورت می‌گیرد، اما محاسبه دقیق آن تنها از راه محاسبات شرایط رطوبتی خاک در محیط غیراشباع خاک و در عمق ریشه گیاهان امکان‌پذیر است. توزیع زمانی نیاز آب زراعی با الگوی

کشت متفاوت بوده و نوسانات آن از سالی به سال دیگر ناچیز است. اگر چه نیازهای سالانه با میزان بارندگی هر سال متفاوت خواهد شد. با توجه به مصرف بالای آب در این بخش توجه به انتخاب روش‌های آبیاری و انتقال آب در جهت افزایش راندمان آبیاری و محصول و همچنین انتخاب الگوی کشت بهینه بسیار با اهمیت است. ذخیره آبیاری در مخزن باید به صورت غیرمشترک و مجزا در محاسبات، اختصاص یابد.

-تولید و فراوری دامپروری، عنصر مهم دیگر بخش کشاورزی است که به مقادیر مشخصی از آب نیاز دارد. آب مورد نیاز دام به عوامل مختلفی چون نژاد دام، جنس، سن، حجم، نوع تغذیه و میزان آن، آب و هوا و... بستگی دارد.

۲- نیاز آب شهری (مسکونی، عمومی، تجاری)

-تقاضای آب شهری بر اساس کیفیت خاص مورد نیاز هر بخش شامل انواع درخواست برای کاربردهای مسکونی، عمومی و تجاری است. نوسان نیاز آب خانگی در سراسر سال کمتر از تقاضای زراعی بوده لذا تقریباً ثابت و با یک حداکثر درخواست در فصل تابستان است. این نیاز سال به سال با سرعتی که بستگی به رشد جمعیت دارد افزایش می‌یابد. مقدار Lcpd[1] برای هر ناحیه جغرافیایی، فرهنگی، اقتصادی، ماهیت اسکان، ترکیب خانوار، شغل ساکنان، قیمت آب و داشتن یا نداشتن کنتور آب به طرز چشمگیری تغییر می‌کند. همچنین باید توجه کرد که بین نیاز آبی (Water requirement) و مصرف آب(Water use) تفاوت وجود دارد. اختلاف کمی این دو اغلب برابر آبی است که باید صرفه‌جویی می‌شد.

-استفاده عمومی آب شامل آب عرضه شده به پارک‌ها، زمین‌های ورزش، مدارس، بیمارستان‌ها، اماکن مذهبی و دیگر تسهیلات عمومی می‌شود. در برخی موارد، به ویژه در جوامعی که صنایع کارخانه‌ای بسیار داشته یا در جوامعی که تأکید شدید روی حفظ پارک‌ها و دیگر امکانات می‌شود، این کاربردها، بخش قابل‌توجهی از کل عرضه آب شهری را به خود اختصاص می‌دهد. بر اساس مطالعات انجام شده در مورد فعالیت‌های خدمات عمومی، تغییرات روزانه، فصلی و محلی مهمی در استفاده از آب وجود دارد. پژوهش اندکی درباره عواملی که این تغییرات را تحت تأثیر قرار می‌دهند صورت گرفته است.

-موارد کاربرد تجاری و خدماتی شامل آب مصرفی انبارها، فروشگاه‌ها، رستوران‌ها، بوفه‌ها، هتل‌ها، آرایشگاه‌ها و سالن‌های زیبائی، سینما و تئاتر و انواع دفاتر مجزا یا متمرکز در ساختمان‌های مخصوص می‌گردد. استفاده از آب در فعالیت‌های تجاری، تحت تأثیر همان عواملی هستند که بر استفاده از آب مسکونی اثر می‌گذارند. بر اساس مطالعات انجام شده ممکن است مصارف تجاری حدود ۱۵ تا ۲۰ درصد از کل نیاز شهری را تشکیل دهد(مک‌کوئن، ساترلند و کیم، ۱۹۸۰). هر چند که تغییرات فناوری ممکن است اثری بزرگ‌تر بر تقاضای آب در فعالیت‌های تجاری نسبت به بخش مسکونی داشته باشد(استفاده از فواره در بخش تجاری). در این حالت برای برخی از موارد می‌توان از آب با کیفیت پایین‌تر استفاده نمود. به طور کلی عواملی همچون ضمانت اجرایی، کنترل مقررات، سیاست قیمت‌گذاری، اقدامات آموزشی، روند خانه‌سازی، فناوری در عرضه و... که تقاضای مسکونی را تحت تأثیر قرار می‌دهند، می‌توانند بر تقاضای نیاز تجاری نیز موثر باشند. برخی محققان (هانکه و دومور ۱۹۸۴ و

1- Liter Capita Per day

پراسینکا ۱۹۸۸) ذکر کردند که سیاست‌های قیمت‌گذاری در مدیریت الاستیسیته آب تجاری کم اثرتر است، زیرا مصرف کنندگان (در بیشتر موارد استخدام‌شدگان) مسئول پرداخت هزینه‌های آب نیستند. اما به هر حال در صورتی که میزان آب محدود شده و قیمت آن به میزان چشمگیری افزایش یابد، مدیریت تجاری مجبور به واکنش خواهد شد.

با توضیحات فوق می‌توان نتیجه گرفت که امکان استفاده از بعضی منابع آب با درجه کیفیت پایین‌تر برای برخی اهداف شهری امکان‌پذیر است. با این وجود و برای جلوگیری از بحران و کمبود آب شهری حجم ذخیره مخزن باید به صورت مجزا جهت مصارف مسکونی طراحی شود. اما برای سایر موارد ممکن است راه‌کارهای مختلفی بسته به امکانات کشور و سیستم توزیع آبرسانی وجود داشته باشد.

۳-نیاز آب صنعت

فرایندهای صنعتی، نیازمند آب برای اهداف مشخصی هستند. این تقاضا را می‌توان در شش گروه زیر طبقه‌بندی نمود:

۱- خنک سازی

۲- فرایند تولید و فراوری

۳- تولد نیرو

۴- هدف‌های بهداشتی

۵- حفاظت در برابر حریق

۶-موارد متفرقه

بهره‌گیری آب توسط کارخانه صنعتی همچنین به عواملی از قبیل کیفیت و نوع مواد خام مورد استفاده، طراحی کارخانه و کارایی فرایند صنعتی و نوع تولید بستگی دارد. به طور کلی مهم‌ترین صنایعی که با آب سروکار دارند شامل صنایع غذایی، کاغذسازی، نساجی، تهویه و داروسازی و صنعت برق است که آب را در ترکیب تولید، آماده‌سازی مواد، سرد کردن و یا گرفتن انرژی به کار می‌برند. حدود ۸۰ درصد آب مورد استفاده در صنعت برای خنک کردن دستگاه‌ها به کار می‌رود و نیاز به کیفیت بالایی ندارد. لذا آب شور یا پساب تصفیه شده شهری در این بخش قابل استفاده است. در سایر موارد مانند دیگ‌های بخار و یا در صنایع غذایی و نوشابه‌سازی ممکن است از شبکه آب عمومی و آب آشامیدنی که گرانترین شکل تأمین آب است استفاده شود. در هر صورت می‌توان بخش عمده‌ای از ذخیره آب صنعت را به صورت مشترک در طراحی مخازن لحاظ کرد. در ادامه با توجه به اهمیت نیاز آب در نیروگاه‌های برقی- آبی این آیتم به صورت مجزا توضیح داده خواهد شد.

۴-نیاز برقابی

تولید برق بر اساس انرژی تأمین شده می‌تواند به ۵ صورت مختلف انجام پذیرد: ۱)انرژی آب ۲)انرژی حرارتی ۳)انرژی باد ۴)انرژی خورشید و۵) درحال حاضر انرژی اتمی. جدول ۴-۱ سهم هر یک از انرژی‌های استفاده شده در تولید برق جهان را در سال ۱۹۸۶ نشان می‌دهد.

جدول۴-۱: سهم مشارکت انرژی‌های مختلف در تولید برق جهان ۱۹۸۶، $Kw \times 10^6$

انرژی	جهان	٪	٪ ایالات متحده	٪ ایران *
کل	۲۴۶۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
سوخت فسیلی	۱۶۱۴	۶۶	۷۶	(۲۲) گازی
اتمی	۲۷۴	۱۱	۱۲	(۱,۵) دیزلی
زمین‌گرمایی	۵	۰,۲	۰,۳	(۴۶,۵) بخاری
برقی-آبی	۵۶۷	۲۳	۱۲	(۱۰) برقی-آبی
باد و خورشید	ناچیز	---	---	(۲۰) ترکیبی

* از مجموع ۳۱۰۰۰ مگاوات ظرفیت نصب شده نیروگاهی کشور

نیروگاه‌های حرارتی از توربین‌های بخار و نیروگاه‌های آبی از توربین‌های آبی بهره می‌برند. امروزه ثابت شده که استفاده از سیستم‌های تولید برق به صورت ترکیبی دارای عملکرد بهتر و توجیه اقتصادی است. نیروگاه‌های برقابی ممکن است به چندین روش مختلف گروه‌بندی شوند. به عنوان مثال بر اساس ظرفیت حداکثر نیروگاه (نیروگاه‌های کوچک، متوسط، بزرگ)، هد آب مؤثر (h) در نیروگاه (کم‌ارتفاع h <۲۰ m، بین ۲۰ تا ۶۰ متر، h > ۶۰ m بلند)، بر اساس محل قرارگیری نیروگاه، تجهیزات ذخیره‌ای و غیره تقسیم شوند. برای توسعه و احداث نیروگاه‌های برقابی معمولاً نیاز به سازه‌های انحراف آب، تونل نیروگاه (Penstock) جهت کاهش ضربه قوچ، تانک‌های کنترل کننده ضربه موج (Surge tank)، تانک‌های تنظیم جریان قبل از تونل نیروگاه (Forebay)، مولد، موتورخانه، مبدل، شبکه خطوط انتقال برق، دریچه‌های تونل، لوله‌های انتهای خروج آب در صورت نیاز (Tailrace) و توربین‌ها نیاز است. توربین‌ها که وظیفه تبدیل انرژی هیدرولیکی به انرژی مکانیکی را به عهده دارند شامل دو نوع کلی توربین‌های از نوع (I) جنبشی (Impulse Turbine) و نوع فشاری (Reaction Turbine) II هستند. اساس محاسبات تبدیل انرژی آب به قدرت در هر دو نوع توربین، معادلات مقدار اندازه حرکت شامل روابط F=mv ,F=PQV و رابطه ۴-۳۳ است:

$$Power_I = \frac{Energy}{Time} = [(\gamma Q)h]\eta \qquad ۳۳-۴$$

γ وزن مخصوص سیال و η کارایی کل سیستم شامل دستگاه ، γ و Q است.

η = کارایی هیدرولیکی × کارایی توربین × کارایی مولد

زمانیکه η در یک نیروگاه آبی بین ۶۰ تا ۷۰ درصد باشد عملکرد دستگاه بهینه است. تعیین نوع نیروگاه و سیستم تولید برق بستگی به فاکتورهای زیادی چون انرژی مورد نیاز، آب قابل دسترسی، توپوگرافی منطقه و... دارد. درخواست برق معمولاً دارای یک سری نوسانات فصلی مشخص در طول روز و سال است که البته به مشخصات و نوع منطقه‌ای که قرار است توزیع شود بسیار وابسته است. در برنامه‌ریزی سیستم‌های تولید برق یک برآورد از بار مورد نیاز آینده ضروری است. پیش‌بینی این بار می‌تواند بر اساس تاریخچه و روند درخواست از سال‌های قبل امکان‌پذیر باشد. اما در خصوص نوسانات روزانه که به فاکتورهای مختلفی چون بیکاری و کسادی کار، پیشرفت فناوری، ابری شدن هوا و... بستگی دارد بسیار مشکل‌تر است. حداکثر ظرفیت مورد نیاز مولدها بر اساس بار حداکثر روزانه در سال و مقدار ذخیره انرژی مورد

نیاز بر اساس بارهای پیک هفتگی یا ماهانه محاسبه می‌شود. فاکتور بار معمولاً در بخش‌های صنعتی شهر بالا و حدود ۰٫۸ اما در مراکز مسکونی حدود ۰٫۳ تا ۰٫۶ است. تحت چنین شراطی استفاده از سیستم‌های ترکیبی تولید برق (Interconnected system) یا سیستم‌های پیوسته کارایی و انعطاف‌پذیری سیستم را بالا برده و همچنین امکان استفاده مشترک در ساعات یا مواقع بحرانی از حجم مخزن فراهم می‌شود. به طور کلی از آنجایی که تولید برق از آب یک فرایند مصرفی محسوب نمی‌شود سازگاری این نوع مصرف با سایر مصارف قابل تصور است. البته ممکن است تولید برق با این روش تنها محدود به زمان‌های خاص که آب رها می‌شود، تخصیص داده شود و در زمان‌های دیگر، سیستم تولید برق تغییر کند. لذا عیب این نوع استفاده‌های مشترک ممکن است همراه با تولید برق در زمان‌های پایین بودن فاکتور بار و عدم وجود بار پیک باشد و لذا کارایی کل سیستم کم شود. بنابراین مدیریت تلفیقی در بکارگیری حداقل دو سیستم مثلاً حرارتی و آبی در کنار یکدیگر بسیار مثمر ثمر خواهد بود. به طور خلاصه برای برآورد نیاز برقابی باید حداکثر بار لحظه‌ای بر حسب کیلووات، کل انرژی مورد نیاز برحسب کیلو وات–ساعت در سال و نوسانات آن با زمان تعیین شود. مسئله مهم دیگر در تأمین نیاز برقابی توجه به کیفیت آب و میزان گل‌آلودگی آن است. چرا که توربیدیتی بالا و وجود موادی چون سیلیس باعث خسارت به تیغه‌های توربین خواهد شد.

۵–نیاز آب کشتیرانی و قایقرانی

تاریخچه روخانه‌های قابل کشتیرانی بسیار کهن است. بعضی از رودخانه‌ها ممکن است برای چنین مقاصدی با تنظیم جریان مناسب در فصول کم آب به وسیله ذخیره‌سازی مخازن، لایروبی کانال، بهبود شرایط هیدرولیکی، عمیق کردن کانال، تثبیت کناره‌ها، حذف مأندرها، حذف تنه درختان، آشغال و مهندسی رودخانه توسعه داده شوند. ایجاد مخازن تنها با هدف ایجاد شرایط مناسب کشتیرانی و قایقرانی شاید صرفه اقتصادی نداشته باشد. بخصوص اینکه با توجه به هدف، در این حالت مخازن برای بهبود شرایط میان کشند به خاطر نیاز اسکله مرتفع احداث می‌شوند لذا حجم آب کمی جهت استفاده‌های دیگر قابل ذخیره کردن است. همچنین این مخازن باید با ذخیره‌سازی سیل و رهاسازی آن در شرایط خشک و کم‌آب رودخانه تا حد امکان نزدیک بازه مورد نظر باشند. هر چه این فاصله زیادتر باشد رهاسازی جریان بخصوص در شرایط نفوذ و تبخیر بالا بیشتر می‌شود.

۶–نیاز کنترل و تخفیف سیلاب

در این حالت نیاز اساسی با توجه به اهداف و نقاط بحرانی رودخانه، مسائل زیست محیطی و اکولوژی(تلفات آبزیان)، ذخیره دائم یا موقت کافی مخزن جهت روند شدن سیل در طول زمان سیلاب محاسبه می‌شود. این نیاز با توجه به شرایط و خصوصیات سیل منطقه و اهداف طرح ممکن است بطور مشترک یا مجزا طراحی شود. همچنین نیاز کنترل سیل ممکن است به صورت مشترک فقط در دوره‌ای از سال با کاهش درصد تامین آب امکان‌پذیر باشد.

۷-نیاز تفریحی[۱]

سود حاصل از نیاز تفریحی بسیار ناچیز است لذا تنها در پروژه‌های چندگانه و زمان‌های خاص به شرط رعایت مسائل بهداشتی مورد توجه قرار می‌گیرد. در هر صورت یک مخزن زمانی برای این منظور مناسب است که تقریباً در طول فصل تفریح پرآب باشد. قایق‌سواری، ماهی‌گیری، شنا و دیگر ورزش‌های آبی از جمله سرگرمی‌های قابل استفاده از مخازن هستند. مخازن کم‌آب در تراز پایین شکل زیبایی نداشته و مشکلات عدیدی برای تجهیزات تفریحی ایجاد می‌کند و ممکن است کرانه‌های مناسب برای استفاده تفریحی در هر ترازی از آب وجود نداشته باشد. همچنین گاهی اوقات احتیاط‌های بهداشتی ممکن است مانع از کاربرد بعضی مقاصد تفریحی در مخزن شود.

۸- نیاز آبزیان و حیات‌وحش

مسئله اصلی بویژه در مخازن بزرگ حفاظت از آبزیان و حیات‌وحش است. نتیجه احداث مخازن، تغییر زیستگاه و حاصل آن، تغییر گونه‌ها و نسبت گونه‌های قبلی و افزایش گونه‌های جدید خواهد شد. گونه‌های جدید اغلب مضر هستند. برای حفاظت گونه‌های مهاجر مانند (salmon یا ماهی آزاد) در سد سفید رود، (Trout یا قزل‌آلا) و غیره تأمین و طراحی نردبان ماهی (Fish ways) یا دیگر ملاحظات سازه‌ای الزامی است. نوسانات سریع و زیاد تراز آب برای آبزیان، بویژه در دوران‌های بحرانی مانند زمان تخم‌ریزی، مضر است. همچنین تخلیه کامل جریان از دریچه زیرین سد برای حیات‌وحش و آبزیان بخاطر مسایل رسوب و تنش‌های ناشی از سیلاب مخرب است. سیل ورودی به مخزن باعث از بین رفتن مکان‌های تخم‌ریزی خواهد شد. مگر اینکه شرایط مناسب برای این منظور مانند تهیه محل تخم‌ریزی و پرورش ماهی ملاحظه شده باشد. همچنین می‌بایست سیلاب پس از روندیابی در مخزن با تنش کمتری از سیستم خارج شود تا تلفات آبزیان به حداقل برسد.

۹-نیاز کنترل آلودگی

بخشی از حجم ذخیره مخزن می‌تواند در جهت رقیق‌سازی جریان آلوده رودخانه‌های پایین‌دست برای کمک به توان خودپالایی رودخانه اختصاص یابد. هر چند ممکن است به دلیل تغییر کیفیت آب که اغلب در مخازن رخ می‌دهد این عمل باعث تشدید آلودگی نیز شود. نمک‌های حل شده ممکن است در اثر تبخیر و آبشویی از خاک، کف و کناره مخزن افزایش یابند. همچنین رشد جلبک‌ها و خزه‌ها و تجزیه گیاهان در داخل مخزن باعث کاهش اکسیژن محلول بویژه در ترازهای پایین مخزن می‌شوند. در این حالت یاری گرفتن از مدل‌های شبیه‌سازی و مدیریت بهینه تلفیقی کمی-کیفی مخازن جهت بررسی لایه‌بندی و برداشت از ترازهای مختلف توصیه می‌شود.

۱۰-نیاز و کنترل بهداشتی

با پیدایش مخزن آب در سد ممکن است محیطی برای رشد انگل‌ها و میکروب‌ها فراهم شود. مهم‌ترین این بیماری‌ها که از طریق احداث سد و دریاچه تشدید می‌شود عبارتند از: بیماری شیستوزومیازیس، مالاریا، سالک، فیلاریاز، یرقان، تیفوئید، وبا، فلج اطفال. تغییرات سریع تراز مخزن در زمان مناسب می‌تواند باعث گیر انداختن و رها کردن لارو پشه‌ها

[۱]- استخر سیل باید به منظور حفاظت تسهیلات تفریحی در دوره‌های سیل‌گرفتگی طراحی شود.

در سواحل و کناره‌های مخزن شود. اما راه‌حل‌های دیگر مانند جلوگیری از ورود فاضلاب انسانی و دامی و برنامه‌ریزی‌هایی مانند کنترل بیماری، آگاهی و آموزش مردم و کنترل باتلاق‌ها در کاهش بیماری‌های ناشی از مخزن سد موثر است.

۱۱-نیاز کم آبی رودخانه در شرایط خشکسالی و موارد دیگر

آنالیز جریان‌های حداقل با احتمال وقوع مشخص می‌تواند حداقل آب پایه مورد نیاز رودخانه را بر اساس تحلیل آماری ارائه کند. این مسئله ممکن است بر اساس آنالیزهای هیدرولوژیکی بر اساس مطالعه ترکیبی خصوصیات اکولوژیکی-هیدرولوژیکی که شامل طیف گسترده‌ای از روش‌هاست، نیز صورت پذیرد.

-تعیین اولویت نیازها و سازگاری آنها نسبت به یکدیگر

در بیشتر ایالات امریکا اولویت تخصیص منابع به ترتیب کاهش اهمیت به شکل زیر است:

۱-مصارف شهری و خانگی. ۲- آبیاری. ۳- برقاب. ۴- کانکاوی. ۵- حیات وحش. ۶-تفریحات و توریسم.

باید توجه داشت که به ویژه در مواقع کم‌آبی، اولویت یک همیشه ارجعیت دارد. همچنین ذخیره آب برای مصارف آینده شهری و خانگی بدون محدودیت بوده و اولویت‌های پایین‌تر بسته به شرایط و سیاست‌های دولتی جابجا می‌شود. در مقیاس‌های محلی و کوچک بیشتر بحث و جدال‌ها مربوط به نیازهای آبیاری و برقاب است که در این خصوص نقش مسائل قانونی آب (حقابه) یکی از موارد ضروری در مدیریت حوزه‌های آبخیز به شمار می‌آید. اساساً در مخازن چندمنظوره با افزایش نیازهای مختلف، عدم سازگاری و نیاز به تخصیص غیر مشترک ظرفیت مخزن، بیشتر می‌شود. این مسئله به ماهیت نیاز که ممکن است با زمان، شرایط مختلفی را تحمیل کند مرتبط می‌شود. درک این شرایط مختلف برای طراحی مناسب مخزن و ارائه یک منحنی فرمان کارآمد ضروری است.

٤-٥-٢ -سدها و مخازن آب

اهمیت بهره‌برداری و نگهداری از تأسیسات آبی

حدود ۷۰٪ از کل نزولات سالانه کشور (۲۵۵mm) در اثر تبخیر، نفوذ و فرار عمقی از کشور و دسترس خارج می‌شود. علاوه بر این هر ساله حجم قابل ملاحضه‌ای از پتانسیل موجود به لحاظ آلودگی ناشی از دخالت‌های انسان از مدار استفاده خارج می‌گردد. با تخمین‌های موجود ۶۵٪ آب بالقوه در دسترس مهار شده حدود ۹۰ میلیارد متر مکعب می‌گردد. لذا با توجه به میزان سرانه ۲۰۰۰ متر مکعب به عنوان معیار بحرانی، ضرورت حیاتی حفظ و نگهداری منابع آب با توجه به جمعیت کشور بسیار جدی خواهد بود. با توجه به مطالب قبلی، می‌توان نتیجه‌گیری کرد که کشور ایران به لحاظ آب و هواشناسی جزو کشورهای خشک و نیمه‌خشک محسوب می‌شود و به همین دلیل در توسعه فعالیت‌های کشاورزی، آب، مهم‌ترین عامل محدودکننده توسعه کشاورزی و تولید مواد غذایی به حساب می‌آید، بنابراین در شرایط فعلی باید از تأسیسات عظیم مهار آب از جمله سدها و سایر سیستم‌های بهره‌برداری، توزیع و تنظیم آب که در طول تاریخ و به

خصوص در دهه‌های اخیر احداث شده است نهایت بهره‌برداری و نگهداری صحیح انجام گیرد. علاوه براین توجه به سایر روش‌های مدیریتی مانند آب مجازی و توسعه فناوری ضروری است.

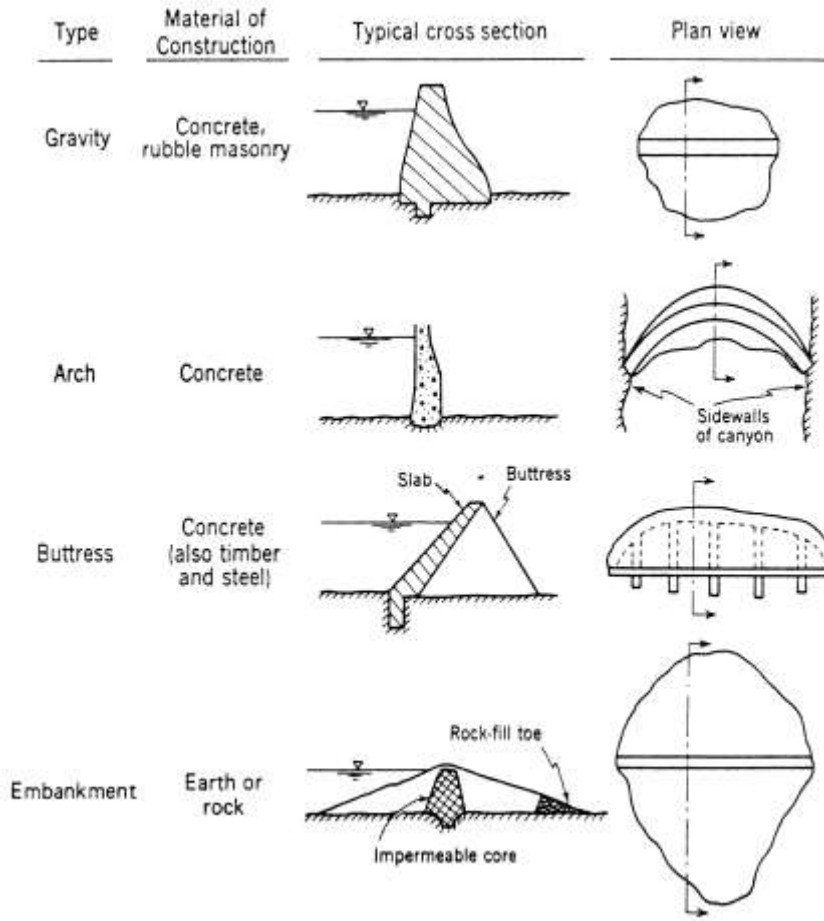
۱-سدها (مرجع ۵۷، Daliri,2020)

رفتار دینامیکی سدها بسته به نوع و جنس بدنه سد در مقابل تغییرات حجم ذخیره مخزن با زمان می‌بایست به عنوان یک قید در جهت حفظ پایداری سدها در مدل‌های بهینه‌سازی بهره‌برداری و همچنین در زمان آبگیری تعریف شود. علاوه بر این، آگاهی و کسب اطلاعاتی در مورد طرح کلی سد و تسهیلات تخلیه مخزن، هیدرولوگ و تیم کارشناسی را در مطالعات بهره‌برداری از مخزن یاری می‌نماید. همچنین شناخت انواع و کاربرد هر یک از سدها جهت مکان‌یابی و تعیین نوع سازه ناگزیر است. سدها بر اساس روش احداث و مصالح به کار رفته به چهار گروه اصلی سدهای وزنی (Gravity Dams)، سدهای قوسی (Arch Dams)، سدهای پایه‌دار یا پشت‌بنددار (Buttress Dams) و سدهای خاکی (Embankment) تقسیم می‌شوند(شکل۴-۵). ترکیب حالت‌های مختلف فوق می‌تواند زیرتقسیم‌های دیگری از انواع سدها را تشکیل دهند. در این حالت توانایی و رفتار سازه برای شرایط مختلف سازگار می‌شود. انتخاب بهترین نوع سد بر اساس طبقه‌بندی فوق، برای یک سایت به دو مسئله مهم شامل ۱- اجرا و ۲- هزینه‌ها مرتبط است. قابل اجرا بودن یک گزینه، خود به شرایط توپوگرافی، زمین‌شناسی، ژئوتکنیک، تکتونیک، آب و امکان سنجی تخلیه رسوب مخزن (مرجع ۵۸) مرتبط است. هزینه‌ها نیز به طور عمده به فاصله منابع قرضه و جاده‌های دسترسی حمل و نقل تسهیلات از سایت مورد نظر بستگی دارند.

البته اگر تقسیم‌بندی سدها به صورت سدهای انحرافی، تنظیمی و مخزنی صورت بگیرد در انتخاب نوع سد علاوه بر مسائل اجرایی و اقتصادی، فاکتور هیدرولوژیکی نیز اضافه می‌شود. مهم‌ترین عامل در انتخاب سایت، وضعیت هیدرولوژیکی رودخانه است. اصول مربوط به محاسبات مکان‌یابی مخازن به عنوان یکی از مراحل مطالعات بهره‌برداری و تهیه منحنی فرمان در گام‌های مقدماتی مطالعات منابع آب مورد توجه است. اساساً انتخاب نوع سد و مکان‌یابی سایت از یکدیگر بازخورد دریافت می‌کند و نمی‌توان در اغلب موارد برای آنها تقدم و تأخر قائل شد.

• سدهای انحرافی (Derivation Dams)

اگر مقادیر میانه منحنی تداوم جریان در تمام ماه‌ها نسبت به تأمین نیاز با یک درجه اطمینان قابل قبولی به صورت طبیعی یا مصنوعی قرار بگیرند معمولاً با احداث سد انحرافی، تأسیسات مطمئنی برای آبگیری از رودخانه و انتقال آب به صورت ثقلی یا غیر ثقلی به محل مصرف به وجود می‌آید. سدهای انحرافی با توجه به ویژگی‌های رودخانه نظیر رژیم هیدرولوژیکی آن، شیب و عرض بستر، میزان مواد رسوبی و غیره و بالاخره برای سهولت تأمین هدف‌های طرح و در عین حال به حداقل رساندن هزینه‌های احداث، نگهداری و بهره‌برداری از آن به صورت ثابت یا متحرک طراحی و اجرا می‌شوند.



شکل۴-۵: طبقه‌بندی اصلی انواع سدها، Linsley,Water-Resources Engineering,1992

• سدهای تنظیمی (Regulation Dams)

این سدها اغلب دو منظوره طراحی شده (تنظیمی- انحرافی) و بعد از سدهای مخزنی به خصوص بعد از سدهای برقابی به منظور ذخیره آب مازاد حاصل از خروجی توربین‌ها در زمان تولید برق پیک، احداث می‌شوند.

• سدهای مخزنی (Reservoir Dams)

چنانچه مقادیر میانه منحنی دراز مدت جریان در ماه مورد نظر و در دوره‌ای از سال تکافوی تأمین نیاز را با احتمال رویداد قابل قبول نداشته باشد، در اینصورت برای تأمین آب مورد نیاز با درصد اطمینان بیشتر، احداث سد مخزنی ضرورت دارد. این سدها ممکن است بر حسب هدف با معیارهای مختلفی چون ارتفاع، ظرفیت مخزن، ظرفیت سرریز، طول تاج و یا مصالح ساختمانی طبقه‌بندی شوند. عکس‌العمل سدهای مخزنی در مقابل فشار هیدرواستاتیکی،

هیدرودینامیک، دمای محیط، پدیده‌های تکتونیک و نیروهای حاصل از فشار تحتانی (up Lift) بیش از هر چیز به جنس بدنه سد وابسته است. لذا از این نظر می‌توان سدهای بتونی قوسی، سدهای بتونی وزنی، سدهای بتونی پایه دار، سدهای خاکی و سدهای سنگریزه‌ای را نام برد.

در خصوص سایر متعلقات اصلی سدها، تجهیزات هیدرومکانیک، دستگاه‌های رفتارسنجی، ایمنی و پایداری سدها، علل شکست سدها و مرمت و بازسازی به مراجع مرتبط مراجعه شود.

۲-مخازن آب

تأمین نیازهای شرب، آبیاری و حتی پروژه‌های برقابی از طریق رودخانه و به صورت مستقیم امکان‌پذیر است اما نیازها در جریان‌های کم تأمین نخواهد شد. زیرا ممکن است رودخانه در مدت خاصی کم آب یا حتی بدون آب باشد. در این شرایط، اغلب رودخانه‌ها به حالت سیلابی بوده و هر گونه فعالیتی در امتداد آن خطرناک است. مخازن ذخیره می‌توانند جریان‌های مازاد دوره‌های پرآب را برای شرایط خشکسالی و کم آب حفظ کنند. علاوه بر این خسارات ناشی از سیل نیز در پایین‌دست مخزن کاهش می‌یابد. مخازن ذخیره آب ۲۰۰-۳۰۰ سال پیش از میلاد مسیح در کشورهایی چون مصر، سوریه، هند، سری‌لانکا و دیگر کشورها ساخته شده بودند. بیشتر آنها از سدهای پاره‌سنگی با حداکثر ارتفاع ۱۰ تا ۱۵ متر و هدف تأمین آب آبیاری و ذخیره سیل احداث شده بودند." با این وجود بشر با یک تجربه حدود ۱۰۰۰ سال از ساخت سدها هنوز هم با شکست سدها روبرو است." مخازن ذخیره برای تأمین اهداف مختلفی چون اهداف اقتصادی، ذخیره آب آبیاری، تأمین آب شهری و صنعت، کنترل سیل، ایجاد نیروگاه برقابی و یا جنبه‌های تفریحی و... طراحی می‌شود. مخازن چند منظوره بر خلاف مخازن تک‌منظوره برای دو یا بیش از دو مورد از اهداف فوق طراحی می‌شوند. همچنین مخازن بسته به اینکه چه طول دوره‌ای از جریان رودخانه را تنظیم می‌کنند به مخازن یک روزه، هفتگی، فصلی و سالانه (short- term) و مخازن چند ساله (Long-term) تقسیم می‌شوند. مخازن ممکن است بر اساس شکل دریاچه خود طبقه‌بندی شوند که بیشتر از جنبه بررسی رسوب مخازن مورد توجه است. مخازن در مقیاس‌های کوچک ممکن است در مزارع و روستاها به صورت تانک‌های ذخیره آب و چاله‌های طبیعی یا مصنوعی (هوتک در سیستان و بلوچستان)[1] جهت جمع‌آوری و حفظ هرز آب‌ها و یا باران دیده شوند. بطور کلی وظیفه اصلی مخازن با هر اندازه از نیاز، تأمین آبدهی ثابت است. از آنجایی که مقدار درخواست آب بخصوص در مناطق شهری در طول زمان ممکن است دارای نوسان شدید باشد وجود مخازن توزیع در سیستم تأمین آب، ضروری است. به طور کلی به جز مسئله و اهمیت ویژه رسوبات ورودی و تاثیر آن در عملکرد مخزن و منحنی فرمان میتوان به مواردی چون اهمیت مطالعه وزش باد، پاکسازی (پیوست) و کیفیت آب در مخازن را نیز اشاره نمود. همچنین به تحلیل‌های آماری در مخازن، اعتماد مخزن می‌گویند که در تصمیم‌گیری احتمالاتی طراحی احجام مخزن کمک

[1]- در بخش‌هایی از زابل نیز روش های دیگری مانند چاه نیمه به کارگرفته می‌شود(عکس های ۴-۱ و ۴-۲).

شایانی می‌نماید. لذا می‌بایست پارامترهای هیدرولوژیکی مخزن بر اساس روش‌های آنالیز هیدرولوژیکی و مدل‌سازی جهت طراحی احجام و در نتیجه ابعاد سد انجام گیرد.

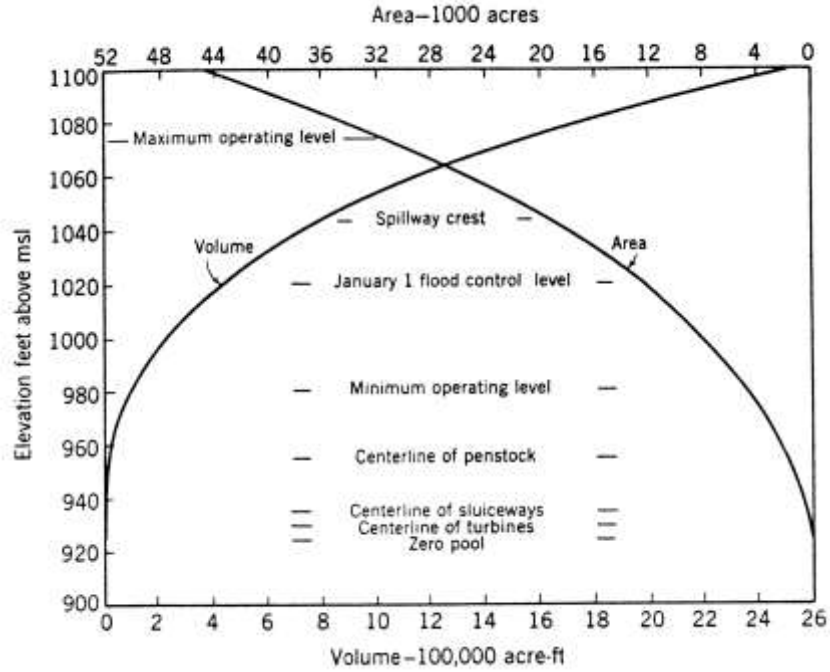
مشخصات فیزیکی، هیدرولوژیکی و هیدرولیکی مخازن

از آنجایی که مهم‌ترین وظیفه مخزن، تأمین و ذخیره آب است بنابراین مهم‌ترین خصوصیت هندسی مخزن، ظرفیت ذخیره است. حجم مخزن به وسیله نقشه‌برداری زمینی و رابطه منشورواره قرینه زیر به دست می‌آید:

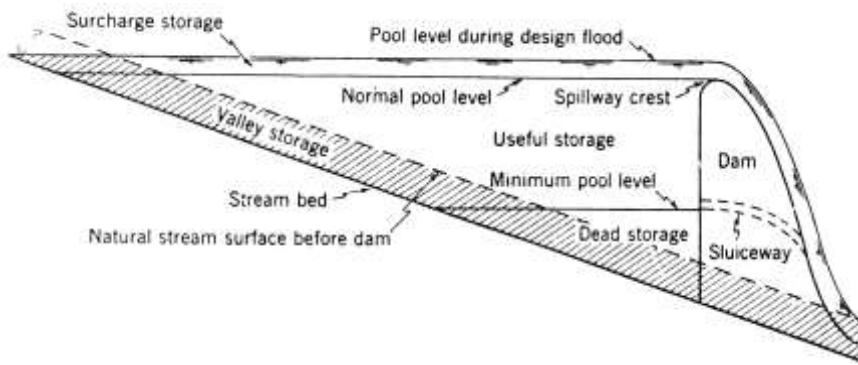
$$V_o = \frac{1}{3}(A_1 + \sqrt{A_1 A_2} + A_2)\Delta Z \qquad ۳۵-۴$$

ΔZ= اختلاف تراز دو سطح A_1 , A_2، منحنی‌های تراز – سطح مخزن با استفاده از مقادیر ΔZ و سطوح مربوطه مانند شکل ۴-۶ ترسیم می‌شوند. نهایتاً با انتگرال‌گیری از منحنی تراز- سطح، منحنی تراز-ذخیره به دست می‌آید. موقعیت زون‌های مختلف ذخیره در یک مخزن فرضی در شکل ۴-۷ نشان داده شده است.

تراز نرمال در واقع نظیر حداکثر ذخیره نگهداری در شرایط عادی بهره‌برداری از مخزن است(NPL). پایین‌ترین تراز آب مخزن که می‌توان در شرایط نرمال برداشت نمود حداقل تراز بهره‌برداری بوده که حد تحتانی این تراز ممکن است به وسیله یک آبگیر و یا در مخازن برقابی بسته به شرایط کارایی عملکرد توربین‌ها تعیین شود. حجم ذخیره بین این دو تراز، ذخیره مفید و آب یا رسوب ذخیره شده در زیر تراز حداقل، ذخیره مرده است. در مخازن چند منظوره ممکن است ذخیره مفید به دو بخش شامل بخش ذخیره تأمین آب و بخش ذخیره دائم سیل مطابق برنامه طرح، تقسیم شود. ذخیره موقت مخزن شامل بالای تاج سرریز و ارتفاع آزاد بوده که تراز فوقانی آن نظیر تاج سد در حداکثر تراز عملکرد مخزن خواهد بود. به طور معمول دیواره‌های مخزن نفوذپذیر بوده و لذا منحنی‌های تراز-ظرفیت مخزن بسته به مقدار آب نفوذی، حجم مخزن را کمتر از مقدار واقعی آن نشان می‌دهند. ریزش و لغزش دیواره‌های سست و تشدید فرسایش در اثر مکش و زهکشی آب در زمان افت تراز در مواردی باعث پر شدن مخزن از رسوب و کاهش ذخیره خواهد شد. ظرفیت خالص یک مخزن در واقع برابر ظرفیت کل آن منهای ظرفیت دره در شرایط قبل از احداث مخزن است. این مقدار از نظر تأمین آب اهمیتی ندارد اما از نقطه نظر تخفیف سیل، ذخیره موثر خالص شامل حجم ذخیره نرمال و موقت منهای ذخیره کانالی طبیعی مطابق با جریان ورودی به مخزن است که باید در محاسبات آنالیز اقتصادی مد نظر باشد. مفاهیم ارائه شده فوق تماماً با فرض مسطح بودن تراز آب مخزن ارائه شده است. این فرض اکثراً برای مخازن عمیق و پهن درست است که می‌توان از شیب کم پروفیل آب صرف نظر نمود.



شکل۴-۶: منحنی‌های تراز –سطح و ذخیره– ارتفاع یک مخزن فرضی



شکل۴-۷: زون‌های ذخیره مخزن فرضی–محاسبات دبی تخلیه کننده‌ها بر اساس اشل مخزن صورت می پذیرد–پیوست

از نظر تئوری وقتی برش عرض سطح مخزن در مقایسه با جریان ورودی بزرگ شود، سرعت جریان به سمت صفر میل می‌کند، در این شرایط خط گرادیان هیدرولیکی به سمت افق میل خواهد کرد. در عوض در مخازن کم‌عمق و باریک شیب هیدرولیکی به سمت بالادست افزایش می‌یابد. در این حالت ذخیره موقت شامل ذخیره گوه‌ای شکل در بالای تراز افقی نرمال با جریان غیریکنواخت متغیر تشکیل خواهد شد(فصل۱ اصول روندیابی). بر این اساس نیمرخ‌های مختلفی از سطح آب در شرایط مختلف جریان و فاصله از مخزن به وجود خواهد آمد. بررسی و محاسبه نیمرخ سطح آب در مخازن به عنوان یک بخش مهم در طراحی مخازن محسوب می‌شود زیرا می‌توان تراز حداکثر عملکرد مخزن را

در امتداد طولی مخزن و نقاط مختلف منطقه بالادست آن که باعث اشغال عرصه می‌شود بررسی نمود تا احتمال غرقاب شدن منازل روستایی، تسهیلات شهری، زهکشی‌ها، جاده‌ها، پل و... مشخص و جلوگیری و یا پذیرفته شود. باید توجه کرد که ممکن است حجم ذخیره در مخازن تنها به منحنی‌های تراز-ذخیره ارتباط نداشته باشد. به طوری که تحت شرایط ذکر شده و خاص باید پارامتر ثانویه‌ای را که به مقدار جریان ورودی (نیمرخ سطح آب) مربوط است از ایستگاه‌های موجود در بالا دست مخزن وارد محاسبات شود.

در ادامه برخی از پارامترهای آبدهی مخزن و واژه‌های کلیدی بهره‌برداری تعریف و سپس روش‌های محاسبه آبدهی و عملکرد مخازن جهت طراحی احجام سد ارائه می‌گردد:

- آبدهی مخزن (Reservoir yield)

مهم‌ترین قسمت طراحی مخازن، آنالیز روابط بین ظرفیت و آبدهی مخزن است. آبدهی، مقدار آبی است که می‌تواند در طول یک دوره زمانی معین از مخزن تأمین شود. این دوره زمانی از یک روز برای مخازن کوچک توزیع آب تا چند سال برای مخازن بزرگ ذخیره‌ای متفاوت است. مقدار آبدهی مخزن به جریان ورودی و خروجی مخزن بستگی داشته و از سالی به سال دیگر با توجه به شرایط هیدرولوژیک حوضه تغییر می‌کند. هرچه مخزن بزرگ‌تر باشد سرریز کمتر و آبدهی بیشتر می‌شود. آبدهی برابر با مجموع جریان ورودی منهای تلفات تبخیر و سرریز است.

- آبدهی ایمن (Firm yield)

آبدهی قطعی، مقدار تامین آب سالانه مخزن در دوره های عادی و بحرانی (خشکسالی) سری آماری که جهت تامین نیازها تضمین می‌شود. در واقع حداقل آب موجود قابل برداشت یک سال در طول دوره عمر مخزن بر اساس نیاز فرض شده و بیلان شبیه‌سازی شده مخزن را آبدهی ایمن یا قطعی می‌نامند. در این شرایط احتمال این‌که تراز مخزن از تراز حداقل مجاز در طول دوره بحرانی خشکسالی پایین‌تر رود حداقل می‌شود. با این وجود همیشه امکان رخداد آبدهی کمتر از آبدهی ایمن (قطعی) در مخزن وجود دارد. در این شرایط جهت کاهش ریسک شکست یا باید مخزن بزرگ‌تر شود، یا جمعیت و نیاز آن مدیریت گردد و یا از منابع دیگر به صورت تلفیقی بهره‌برداری صورت پذیرد. تعیین آبدهی با آنالیز اعتماد مخزن (Reservoir reliability) و مدل‌های استوکاستیکی بخصوص برای مخازن بزرگ تأمین آب شرب نیز امکان‌پذیر است. همچنین می‌توان این پارامتر را بر اساس آنالیزهای دبی حدقل ورودی یا جریان سالانه و شبیه‌سازی قطعی یا استوکستیکی بیلان مخزن در درازمدت و یا به ویژه در دوره‌های خشک پیش‌بینی و مدیریت نمود. این روش‌ها پیشتر ارائه شده‌اند. مقدار آبدهی ایمن با بزرگ‌تر شدن ظرفیت مخزن بیشتر می‌شود اما همیشه از جریان سالانه ورودی کمتر است. در عمل می‌بایست با تغییر پارامترهای قابل کنترل بیلان و نیازها، آبدهی ایمن مورد نظر را جهت طراحی مخزن ذخیره‌ای محاسبه نمود. عمر سرویس‌دهی مخزن (Service life) نیز تا زمانی است که آبدهی ایمن مخزن بیشتر از نیازها بوده و یا تامین نیازها صورت بگیرد. بدیهی است که نیاز فرض شده و مولفه‌های بیلان پر از عدم قطعیت هستند. حتی پر یا خالی فرض کردن شرایط اولیه مخزن روی محاسبات اثر می‌گذارد. مطالعه حلقه‌های درختان کهنسال نشان داده است که در قرن‌های گذشته خشکسالی‌های شدیدی وجود داشته که در حال حاضر از آمار بارش و جریان رودخانه‌ها قابل استنباط نیست. لذا آبدهی کمتر از آبدهی ایمن به هر صورت که محاسبه شود باز هم امکان رخداد دارد.

- حداکثر آبدهی ممکن

با توجه به معادله پیوستگی برابر است با حجم آب ورودی به مخزن در یک دوره زمانی معین منهای کلیه تلفات مانند نفوذ، تبخیر و فرار آب. لذا حداکثر آبدهی ممکن، برابر است با متوسط جریان ورودی منهای تلفات در یک دوره مشخص. آبدهی مخزن بسته به دقت مورد نیاز، بزرگی مخزن، زمان چرخه ذخیره مخزن و داده‌های در دسترس از راه‌های مختلفی قابل محاسبه است. اگر آبدهی را محاسبه کنیم ظرفیت طراحی مخزن به ریسک قابل قبول مرتبط می‌شود. در مخازن تأمین آب شهری آبدهی طرح مخزن باید طوری انتخاب شود که در صورت شکست پروژه عواقب آن قابل تحمل باشد. این مسئله در مورد نیازهای کشاورزی متفاوت است. به طوری که دامنه ریسک بزرگ‌تر شده و ممکن است تا ۲۰ درصد انحراف سالانه از آبدهی طرح نیز قابل قبول باشد.

- آبدهی ثانویه(Secondary yield)

آبدهی ثانویه وقتی وجود دارد که مخزن در شرایط بحرانی توانسته نیازهای اصلی مانند شرب را تامین نماید و مازاد آبدهی موجود برای تامین نیازهای با اهمیت پایین‌تر به نام آبدهی ثانویه استفاده می‌شود. لذا آب مازاد بر آبدهی ایمن طرح در طول دوره‌های پرجریان، آبدهی ثانویه نام دارد که ممکن است برای نیازهای با اهمیت کمتر استفاده شود.

- انرژی ایمن یا مطمئن

انرژی برقابی که با درصد اطمینان بالا (۹۰ یا ۹۹ درصد) در فاصله رقوم نرمال مخزن تا رقوم بهره‌برداری از مخزن در دوره‌های بحرانی(خشکسالی) تامین می‌شود. تأمین انرژی و توسعه نیروگاه‌های برقی-آبی باید بر اساس آبدهی ایمن طرح‌ریزی شود. آبدهی‌های متوسط و میانه مخزن نیز پس از شبیه‌سازی عملکرد مخزن و ترسیم تداوم جریان آبدهی قابل محاسبه هستند. پایه زمانی مناسب برای محاسبه آبدهی یک مخزن، بستگی به زمان مورد انتظار در کامل شدن ذخیره مخزن دارد. در زمان کوتاه دوره یا Short-term این زمان بین یک روز و حداکثر یک ماه در نظر گرفته می‌شود اما در مخازن بلند دوره معمولاً یک ماه استفاده می‌شود. معادله اساسی تعیین آبدهی (y_r) به شکل زیر نوشته می‌شود.

$$y_r = \int_{t_1}^{t_2} I\,dt - \int_{t_1}^{t_2} o\,dt \qquad ۳۶-۴$$

t= زمان، I = جریان ورودی (سیل، جریان رودخانه، نزولات، آب زیرزمینی) و o = جریان خروجی (سرریز، تبخیر، نشت و فرار آب)

- آبدهی احتمالاتی

امروزه توصیه می‌شود که با استفاده از شبیه‌سازی‌های آماری اقدام به سنتز داده‌های مصنوعی نموده و بر اساس قابلیت اعتماد مخزن آبدهی با ریسک مجاز محاسبه شود.

- ذخیره برون سالی

در صورتی که ذخیره مخزن در طی یک سال به دلیل مدیریت منحنی فرمان و یاتر سالی، مثبت باشد و این اتفاق برای چند سال پیوسته یا گسسته تکرار شود ذخیره بین سالی ایجاد می‌گردد. قبل از طراحی مخزن این ذخیره نیز امکان پیش‌بینی دارد.

- ذخیره دیواره ای

شامل بخشی از آب مخزن است که به دلیل وجود لایه‌های نفوذپذیر دیواره‌ها، تا پایین رفتن تراز سطح آب در آنجا باقی می‌مانند. این ذخیره ممکن است قابل توجه باشد.

- ضریب ذخیره

ضریب ذخیره معرف نسبت حجم معینی از مخزن به فاکتور معینی از سیستم است. به عنوان نمونه ممکن است ضریب ذخیره نسبت حجم ذخیره زنده مخزن به حجم سالانه ورودی به مخزن را نشان دهد. این ضریب در محاسبات رسوب گذاری و درصد تله اندازی رسوب استفاده می‌شود.

اصول طراحی ظرفیت مخازن

از دیدگاه‌های مختلفی می‌توان یک مخزن را طبقه‌بندی نمود. اگر بخواهیم یک طبقه‌بندی مناسب در جهت طراحی ظرفیت مخازن انجام دهیم شاید بتوان گروه‌های کلی و اساس زیر را در ابتدا از نظر جزئیات طراحی، دقت و روش‌های طراحی از یکدیگر متمایز ساخت.

۱- مخازن توزیع آب Distribution-Reservoirs

۲- مخازن ذخیره کوتاه‌مدت تأمین آب .Short-term Reservoirs

۳- مخازن ذخیره بلندمدت تأمین آب.Carry over storage

۴- مخازن کنترل سیل .Flood control Reservoirs

در ادامه اصول طراحی هر یک به تفکیک ارائه می‌شود.

- مخازن توزیع آب (شهری و کشاورزی)

برای تأمین آب در این حالت باید ابتدا دوره بحرانی Δt برای تعیین حجم حداکثر نیاز $(\overline{Q}\Delta t)$ مشخص شود. معمولاً در مخازن تأمین آب شهری یا کشاورزی بر اساس مقیاس ساعتی و مقدار متوسط دبی نیاز $(\overline{Q})$ میزان پمپ برای حفظ جریان پایدار مشخص می‌شود. معادله اساسی ذخیره در این حالت به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$\overline{I}\Delta t - \Delta S = \overline{Q}\Delta t \qquad ۳۷-۴$$

ΔS: مقدار تلفات آب (در صورت وجود)

$\overline{I}$: دبی ورودی

$\overline{Q}$: دبی خروجی

مقدار سرعت پمپ P_r می‌تواند از رابطه زیر بر اساس سطح (A) لوله شبکه توزیع و انتقال آب مشخص شود:

$$P_r = \frac{\overline{Q}\Delta t}{\Delta t A} \qquad ۳۸-۴$$

در این شرایط ظرفیت مخزن باید طوری طراحی شود که پاسخگوی نیازها (d) در حالت $d>p_r$ باشد. لذا حجم مخزن از معادله زیر محاسبه می‌شود:

$$C_r = \int_a^b (d - \mathrm{P}_r)dt \qquad \Delta S = 0 \qquad ۳۹\text{-}۴$$

$$\Big|_a^b \quad \Rightarrow d > p_r$$

در صورتی که مقدار پمپ نیز متغیر باشد محاسبات مشابه روش فوق است. اگر مقدار ΔS قابل توجه باشد باید از روابط مربوط به جریان خروجی از مخزن و تلفات معادلات اصلاح شوند.

- مخازن ذخیره کوتاه مدت تأمین آب

مسئله اساسی در عملکرد یک مخزن مستقل، تعیین یک مقدار ایمن برای استفاده از آب در طول دوره خشکسالی است. این مقدار ایمن ممکن است بر اساس یک سال خشک، و یا شبیه‌سازی رفتار مخزن در یک دوره طویل آماری صورت پذیرد. از آنجایی که چرخه تکمیل ذخیره این مخازن حداکثر یک سال و حتی با فراوانی بیشتر صورت می‌گیرد داده‌های پایه نیز ضرورتاً نباید از مقیاس ماهانه بیشتر باشد. در هر صورت این مقیاس بر اساس منطق تناوب تکمیل ذخیره و بخصوص در مخازن کوچک ممکن است حتی هفتگی یا روزانه انتخاب شود. در صورتی که آبدهی ایمن فقط برای یک سال بحرانی محاسبه شود، امکان تعیین اعتماد و احتمال عدم موفقیت مخزن با ظرفیت‌های مختلف وجود نخواهد داشت. معادله اساسی در این حالت معادله پیوستگی جریان است. بر این اساس کافی است عملکرد مخزن برای تعداد سال‌های موجود (طول عمر بهره‌برداری یا حداقل ۱۵ سال در مناطق مرطوب و ۳۰ سال در مناطق خشک) و شرایط مرزی اولیه، شبیه‌سازی و منحنی تداوم آبدهی مخزن رسم گردد. مقادیر سرریز با تغییر ظرفیت مخزن، قابل کنترل است، به طوری که با افزایش آن آبدهی زیاد و هدررفت سرریز کم می‌شود. این فرآیند تا انتخاب یک ظرفیت مناسب مخزنی در شرایط بهینه آبدهی و اقتصادی ادامه پیدا می‌کند.

- مخازن ذخیره بلندمدت تأمین آب

ظرفیت این مخازن طوری طراحی می‌شود که توان رویارویی با دو یا چند سال خشک متوالی را داشته باشند. در این مخازن که بزرگ هستند، مقیاس داده‌های پایه ممکن است حتی سالانه باشد. اما تعیین ظرفیت مخازن مشابه آنچه که در پیش ذکر شد نخواهد بود. طراحی در این گروه معمولاً به کمک روش‌های استوکاستیک صورت می‌گیرد. در این شرایط یک سئوال عمده که متخصص هیدرولوژیست باید جواب دهد این است:

«احتمال خشکسالی همراه با کمبود آب در طول عمر پروژه چقدر است؟» یا مخزن چقدر باید بزرگ باشد تا خسارت کمبود آب، قابل قبول شود؟

برای پاسخ به سئوال بالا باید مراحل زیر گام به گام طی شود:

۱) داده‌های هیدرومتری تا حد امکان بازسازی می‌شود.

۲) پارامترهای یک مدل استوکاستیکی مناسب تعیین شود.

۳) توسعه تعداد زیادی (حداکثر ۱۰۰۰) از توالی جریان رودخانه که تعداد این توالی‌ها حداقل برابر با عمر مفید مورد انتظار از مخزن خواهد بود.

۴) برآورد نیازهای آبی پروژه در طول عمر مخزن

۵) برآورد حجم مخزن برای توالی‌های مختلف با استفاده از روش‌های مختلف محاسبات عملکرد مخازن مانند مدل‌های ذخیره‌ای چون الگوریتم اوج متوالی، روش مهندسی سیستم‌ها و روش‌های شبیه‌سازی و بهینه‌سازی که در ادامه ارائه شده است.

۶) ایجاد توابع احتمالاتی برای تعیین سطح اعتماد عملکردهای مختلف مخزن و انتخاب یک ظرفیت (Cr) مطابق با سطح اعتماد قابل قبول. (این حجم با توجه به مقدار و توزیع رسوب در مخزن و سایر ترازها نهایی می‌شود.)

- مخازن کنترل سیل

مخازن کنترل سیل ممکن است به صورت ذخیره‌ای یا تأخیری طراحی شوند. مخازن تأخیری که ممکن است جهت کاهش سیلاب در مناطق شهری و روستایی استفاده شود معمولاً از یک دریچه تحتانی آزاد و یک سرریز اوجی تشکیل می‌شوند. در این مخازن عملکرد هیدرولیکی دریچه‌ها با توجه به اینکه از قوانین روزنه تبعیت می‌کنند در تخلیه سیلاب‌ها نسبت به سرریزهای اوجی ارجح است. البته نقش این سرریزهای اضطراری را نباید در تخلیه سیل‌های کم احتمال فراموش کرد. دبی ظرفیت تخلیه دریچه(d_s) یا دریچه‌های یک سد تأخیری در حالت کاملاً پر باید برابر مقدار جریان ایمن رودخانه در بازه بحرانی باشد. ظرفیت (C_r) این نوع از مخازن از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$C_r = \int_{t_1}^{t_2} d_f\,dt - \int_{t_1}^{t_2} d_s\,dt \qquad ۴۰-۴$$

d_f: دبی سیل طرح

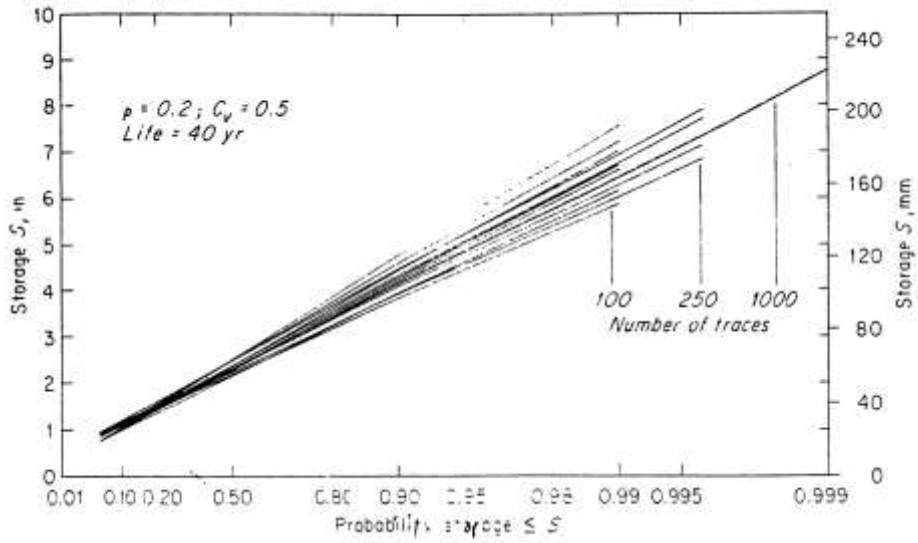
dt: دوره زمانی

اساساً استفاده از سازه‌های تأخیری باید با احتیاط و توجه به مهندسی زمان تمرکز صورت بگیرد. مهم‌ترین تفاوت مخازن ذخیره‌ای کنترل سیل مربوط به تخلیه سیل با اعمال مدیریت و کنترل بر اساس قضاوت کارشناسی یا منحنی‌های فرمان است. در این شرایط نیز معادله بالا می‌تواند جهت طراحی حجم کنترل سیل استفاده شود. با این تفاوت که معمولاً مقدار C_r بزرگ‌تر می‌شود. وقتی اندازه مخزن در این شرایط بزرگ می‌شود فاکتورهای اقتصادی نقش خود را به عنوان عامل محدودکننده نشان می‌دهند. حل ترکیبی معادله فوق و آنالیزهای هزینه مخزن، مقدار بهینه C_rرا نشان می‌دهد.

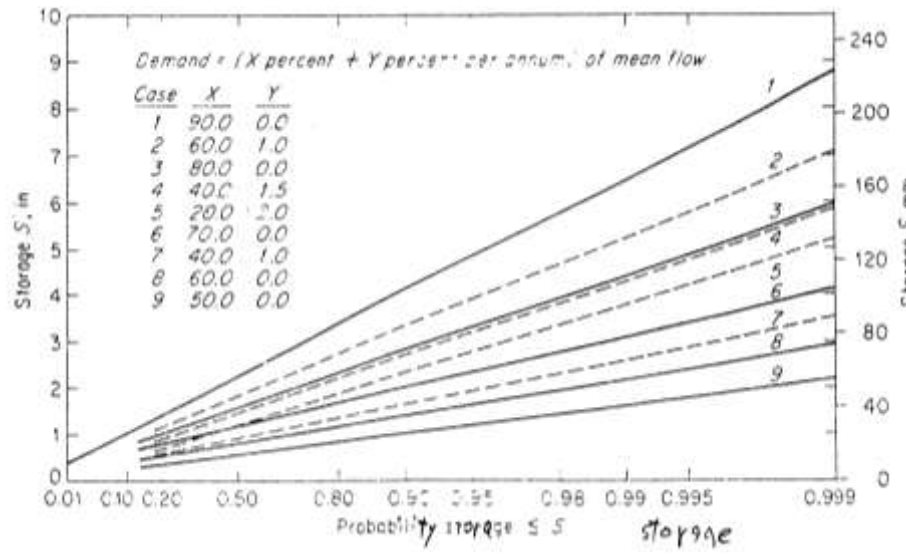
اعتماد مخزن (Reservior Reliability)

در صورتی که تعداد زیادی از سری جریان تولید شده از روش‌های استوکاستیک را توسط مدل‌های ذخیره از مخزن روند کنیم مقدار حداقل نیاز ذخیره برای هر سری محاسبه می‌شود (بند محاسبه عملکرد) در این صورت می‌توان اعتماد مخزن را از طریق منحنی‌های تئوری یا احتمالاتی-ذخیره که معمولاً با توزیع مقادیر حد نوع یک (گمبل) پردازش خوبی دارند، محاسبه کرد. این منحنی‌ها درجه احتمال موفقیت آبدهی مخزن را در طول دوره عمر اقتصادی مخزن بدون اینکه دچار کمبود آب بر اساس نیازهای مورد انتظار شود، نشان می‌دهد. همچنین استفاده از منحنی‌های اعتماد، امکان مقایسه اقتصادی طرح را برای احجام مختلف امکان‌پذیر می‌کند. عوامل مختلفی چون طول دوره عملکرد، شرایط مرزی آغاز روندیابی مخزن، خصوصیات آماری جریان و مقدار نیاز روی منحنی احتمالاتی – ذخیره تأثیر می‌گذارند. از روی این نمودارها اهمیت مناسب بودن خصوصیت توزیع تابع و مدل و همچنین اثر تعداد سری و چگونگی اعمال متغیر در منحنی

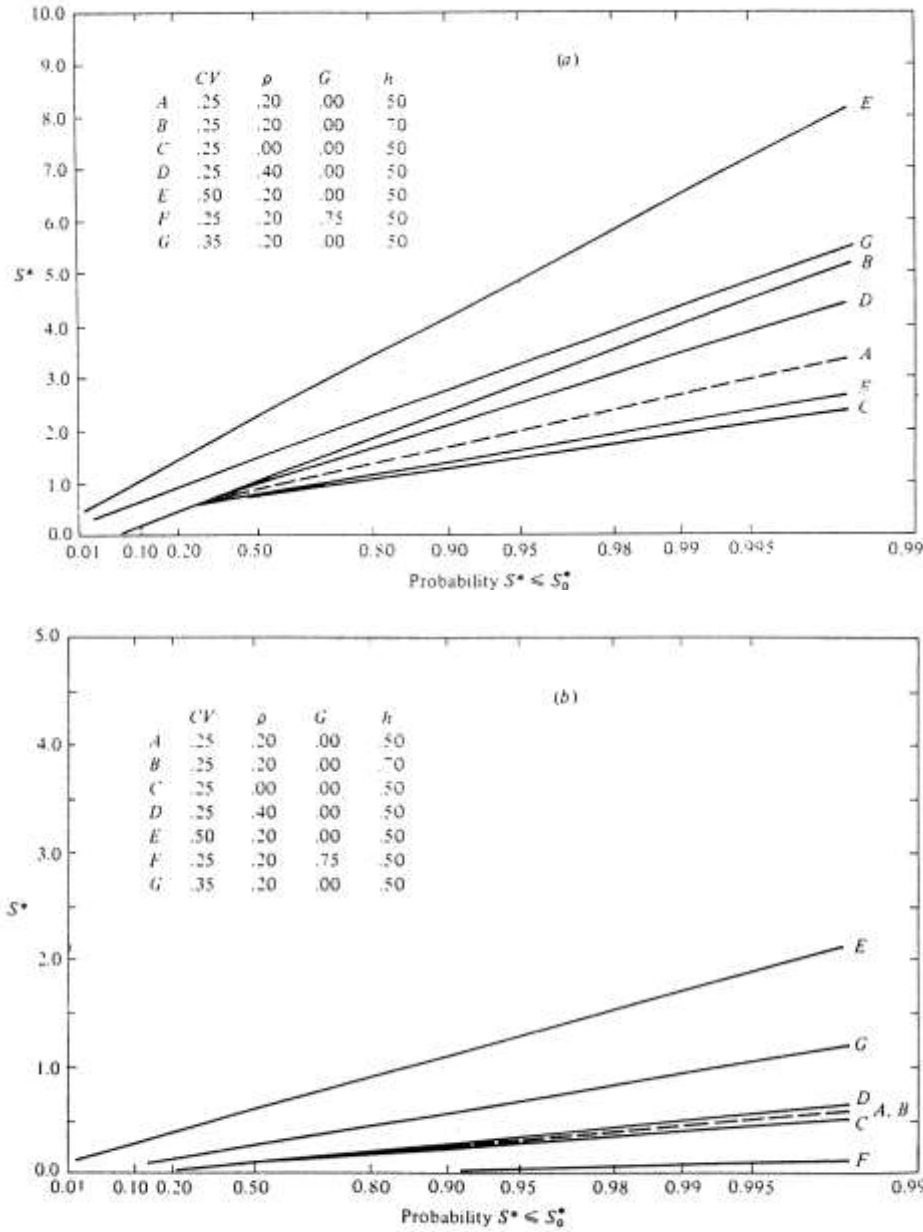
احتمالاتی-ذخیره قابل بررسی است. همان‌طور که از شکل‌های ۴-۸ الی۴-۱۱ مشخص است اگر مقدار نیاز را از ابتدا ثابت و خطی بگیریم حجم مخزن بیشتر از حالتی می‌شود که مقدار نیاز را متغیر در نظر بگیریم. همچنین مقدار داده مورد نیاز با افزایش ضریب تغییرات افزایش می‌یابد. شرایط مرزی مخزن نیز نقش مهمی در تعیین اعتماد مخزن دارد.



شکل۴-۸: منحنی‌های اعتماد و اثر کاربرد تعداد توالی‌های مختلف در توسعه آن‌ها

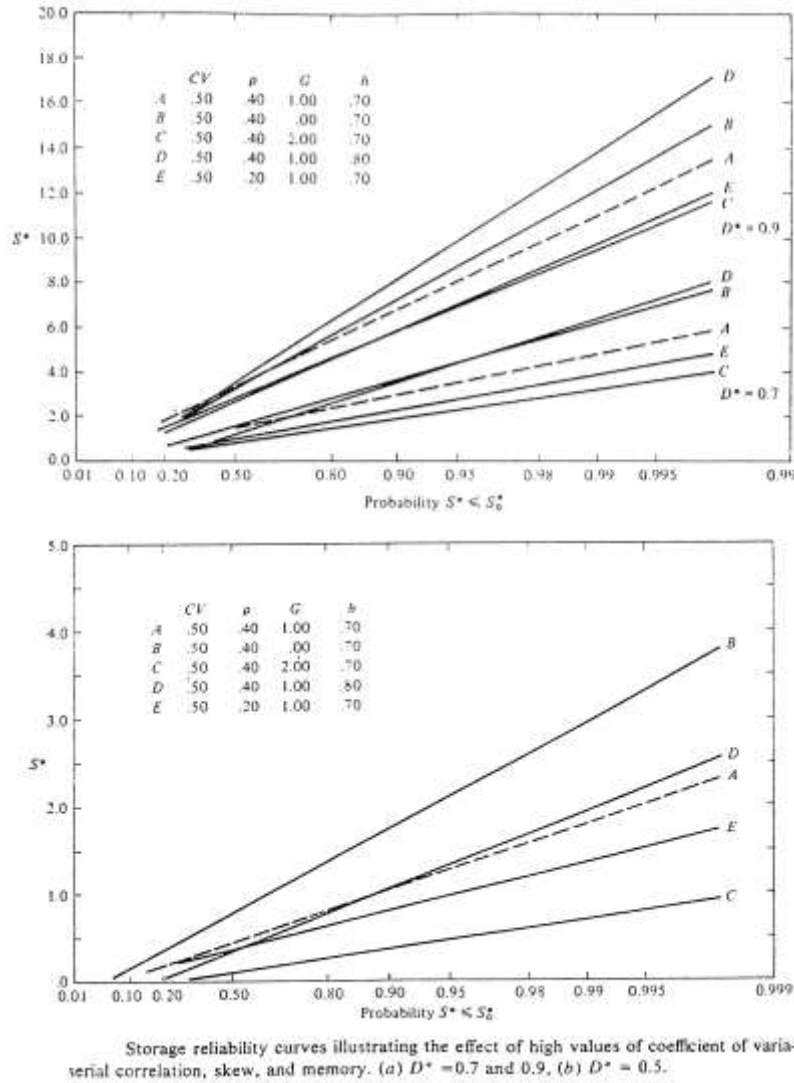


شکل۴-۹: منحنی‌های اعتماد و اثر افزایش خطی نیاز با فرض فرآیند تاخیر 1-lag *مارکوف با* Cv=0.5 *و* P=0.2



Storage reliability curves illustrating the effect of coefficient of variation CV, serial correlation ρ, skew G, and memory h. (a) $D^* = 0.7$ (b) $D^* = 0.5$.

شکل۴-۱۰: منحنی‌های اعتماد مخزن و اثر ارزش ضرایب تغییرات، همبستگی سری، چولگی و حافظه روی آنها



Storage reliability curves illustrating the effect of high values of coefficient of variaserial correlation, skew, and memory. (*a*) $D^* = 0.7$ and 0.9, (*b*) $D^* = 0.5$.

شکل۴-۱۱: منحنی‌های اعتماد مخزن و اثر ارزش ضرایب تغییرات، همبستگی سری، چولگی و حافظه روی آنها

تبخیر از مخازن

عوامل موثر در فرایند تبخیر به طور کلی به ۳ بخش مختلف شامل: ۱-عوامل متئورولوژیکی، ۲-شرایط تبخیر، و ۳-کیفیت آب قابل تفکیک هستند. باید توجه کرد که عوامل متئورولوژی اغلب یک بازخورد چندسویه از یکدیگر دارند اما بطور کلی این عوامل موثر شامل تشعشع‌های خورشیدی، دمای هوا، فشار بخار، باد و تا اندازه‌ای فشار جو هستند. همچنین از آنجایی که تشعشعات خورشیدی یک فاکتور مهم محسوب می‌شود بنابراین میزان تبخیر با عرض جغرافیایی، فصل، زمان روز و شرایط ابری یا ابری نبودن تغییر خواهد کرد. املاح جامد و محلول در آب‌های شور، فشار بخار محلول

را کاهش می‌دهند به طوری که فشار بخار آب‌های با شوری ۳۵×۱۰^{۳} ppm نمک محلول، حدود ۲ درصد کمتر از آب خالص در همان دماست هر چند این مسئله با بالا رفتن دمای آب به خاطر ایجاد تعادل بی‌تأثیر می‌شود لذا اثر شوری املاح در کاهش تبخیر از مخازن قابل صرف‌نظر کردن است. بطور کلی نتایج عملی نشان دادند که تفاوت تبخیر از محلول‌های نمکی یا آب‌های شور دریا در طول یک دوره طولانی مدت، حداکثر ۲ تا ۳ درصد کمتر از آب‌های شیرین دریاچه‌ها و مخازن آبی است. رنگ مایع، آلبدو آب را کاهش و باعث افزایش دمای آب می‌شود بنابراین مخازنی که دارای پلانکتون و آلک می‌باشند میزان تبخیر را افزایش می‌دهند. شرایط تبخیر به عواملی چون عمق مخزن، شکل مخزن، دمای آب مخزن، سطح مخزن، زمان ماند آب، پدیده لایه‌بندی و میزان هم‌زمانی سطح حداکثر دریاچه با زمان تبخیر، بستگی دارد. به جز پدیده لایه‌بندی و عمق سایر موارد به طور مستقیم با میزان تبخیر ارتباط دارند. روش‌های اندازه‌گیری تبخیر از سطح آزاد آب را می‌توان در ۵ گروه شامل: ۱-روش بودجه انرژی، ۲-روش آیرودینامیک، ۳-بیلان آب، ۴-روش‌های تجربی و ۵-استفاده از تشت‌های تبخیر قرار داد.

- تعیین تبخیر از مخازن با روش بیلان آب

در این روش می‌توان با اندازه‌گیری آب‌های ورودی، خروجی و نفوذی در یک مخزن سد نسبت به تعیین تبخیر بر اساس قانون بقاء جرم به صورت زیر اقدام نمود.

$$E=(S_1-S_2)+I+P-O-O_g \qquad ۴۱-۴$$

S: ذخیره،I : جریان ورودی سطحی،O : جریان خروجی سطحی،O_g : نفوذ از مخزن و P : نزولات

این روش از نظر تئوری بسیار ساده است اما زمانیکه مقادیر I و O خیلی بزرگ باشند و یا مقدار O_g برابر یا بیشتر از تبخیر باشد معمولاً نتایج قابل اعتمادی نمی‌دهد. حتی اندازه‌گیری نزولات در شرایطی با مشکلات عدیدی همراه می‌شود که در دقت نتایج اثر خواهد گذاشت. بنابراین تحت شرایطی که مقادیر I و O ناچیز هستند می‌توان با حل هم‌زمان معادله بیلان مذکور و معادلات آئرودینامیک، مقدار نفوذ و تبخیر مخزن را ارزیابی نمود. در صورتی که مقدار نفوذ قابل توجه باشد باید روابط تراز-نفوذ مخزن بادقت تهیه شود. مقدار نزولات عموماً به راحتی و دقت قابل قبول از اندازه‌گیری‌های کنار ساحل مخزن برآورد می‌شود. اما در شرایطی که توپوگرافی اطراف مخزن بلند و پرشیب باشد، خطاهای قابل توجهی به خاطر ریزش برف در طول دوره‌های بادخیز به وجود می‌آید. معمولاً داده‌های تراز آب مخازن دقت قابل قبولی در مطالعه بیلان آب دارند. اما نفوذ از دیواره مخزن ممکن است دقت محاسبات را در مقیاس ماهانه کاهش دهد (در مقیاس سالانه معمولاً اهمیت ندارد). این مسئله به طور مشابه ممکن است با انقباض و انبساط آب ذخیره شده مخزن به خاطر نوسانات شدید دما، خطای قابل توجهی در منحنی تراز مخزن به وجود آورد. به طوری که به خاطر تغییرات دانسیته آب در دریاچه هفنر در ایالت اوکلاهما خطایی به بزرگی ۱۰ میلی‌متر در ماه دیده می‌شود. اثر نسبی خطاهای حاصل از جریان‌های ورودی و خروجی به طور قابل توجهی از مخزنی به مخزن دیگر بسته به توسعه شبکه آبسنجی، صحت داده‌ها، روش اندازه‌گیری و بزرگی جریان نسبت به مقدار تبخیر متفاوت است.

- برآورد تبخیر مخازن با کمک تشت تبخیر و داده‌های هواشناسی مرتبط

امروزه ابزارهای مختلفی برای اندازه‌گیری تبخیر وجود دارند که متداول‌ترین آنها تشتک‌های تبخیر هستند. تشتک کلاس

A، تشتک کلرادو، تشتک اداره هواشناسی انگلستان و تشتک‌های شناور از انواع تشتک‌های معمول به شمار می‌آیند. عوامل موثر در تبخیر از تشتک‌ها شامل عوامل محیطی موثر در تبخیر که در ابتدا به آنها اشاره شد، نوع تشتک، ارتفاع آب، رنگ و جنس تشتک‌هاست. تلاش‌های زیادی برای به دست آوردن روابطی مطمئن بین تبخیر از تشتک‌ها و فاکتورهای هواشناسی شده است که دلایل آن شامل ۱-افزایش دانش در مورد تبخیر، ۲-برآورد مقادیر نامعلوم در زمان‌های خاص مثل یخبندان یا زمانی که بارش‌های بارانی یا برف شدید باشد، ۳-تعمیم اطلاعات برای مناطق فاقد تشتک و اندازه‌گیری، ۴-بیان تبخیر به صورت ارقام علمی و ۵-تعیین روابط بین تشتک و دریاچه است. مطالعات ثابت کرده‌اند که انتقال حرارت محسوس از طریق تشتک‌های تبخیر قابل ملاحظه است همچنین از آنجایی که انتقال حرارت از کف مخازن بویژه در مقیاس سالانه اساساً صفر است لازم است نتایج این روش بخاطر اثرات انتقال انرژی نیز اصلاح شود. لذا تبخیر از تشتک‌ها همواره بیش از مخازن است و برای تشتک کلاس A ضریب اصلاحی در مقیاس سالانه بین ۰٫۶ تا ۰٫۸ متغیر است. تعیین ضریب اصلاحی در تشتک کلاس A به کمک رابطه زیر نیز مقدور می‌شود:

$$E = 0.7\left[E_p \pm 0.00064\, p\, \alpha_p (0.37 + 0.00255\, V_p)\, |T_o - T_a|^{0.88}\right] \qquad ۴۲\text{-}۴$$

در معادله بالا اگر رابطه دما بر حسب درجه سانتی گراد و $T_o > T_a$ باشد، علامت بعد از E_p مثبت و اگر $T_o < T_a$ باشد، علامت منفی می‌شود.

E_P: تبخیر از تشتک (mm/day)

P: فشار (mb)

V_p: سرعت باد روی تشتک در ارتفاع ۰٫۱۵ متری (km/day)

T_o , T_a: به ترتیب دمای هوا و آب (C^o)

α_p مربوط به اثر نسبی انتقال انرژی در تبخیر است و یک تقریب قابل قبول از آن به وسیله رابطه زیر امکان‌پذیر است:

$$\alpha_p = 0.34 + 0.0117 T_o - 3.5\times10^{-7}(T_o + 17.8)^3 + 0.0135(V_p)^{0.36} \qquad ۴۳\text{-}۴$$

در خصوص سایر روش‌های محاسبه تبخیر به کتاب Hydrology for engineering نوشته لینسلی مراجعه شود.

- ارزیابی تکنیک‌های برآورد تبخیر از مخازن

روش‌های ذکر شده فوق هر کدام جایگاه ویژه‌ای برای خود دارند. شاید به نظر برسد که روش‌هایی چون بیلان انرژی یا بیلان آب کاربرد ندارند. این مسئله از نظر اقتصادی و کاربرد گسترده، حداقل در شرایط فعلی کاملاً صحیح است. اما نباید فراموش کرد که ابتدا باید از روش‌هایی چون بیلان انرژی و یا روش آیرودینامیک جهت تولید و کالیبره کردن روش‌هایی چون تشتک تبخیر بهره جست. استفاده از شبکه ایستگاه‌های تشت تبخیر کلاس A نزدیک مخازن و معادله آن بخصوص در برآوردهای سالانه تبخیر کم‌هزینه و قابل اعتماد هستند. اساساً برآوردهایی از انتقال حرارت

خالص مخزن[۱] (net reservoir advection) در صورتی که توزیع برآورد قابل اعتماد فصلی یا ماهانه تبخیر مخزن لازم باشد، ضروری است لذا برآوردهایی از ضریب اصلاحی ماهانه تشتک تبخیر می‌تواند به کمک مدل‌سازی عددی دریاچه، امکان‌پذیر باشد. تبخیر از سطوح مخازن در زمستان‌های زودرس به فاصله تغییر در ذخیره انرژی قابل توجه است. با این وجود نتایج تشت تبخیر معمولاً دقت کافی دارد. در کشورهای در حال توسعه معمولاً برای محاسبه تبخیر در مطالعات طراحی مخازن تکنیک مناسب بر اساس اطلاعات موجود و قابل دسترس انتخاب می‌شود. لذا ممکن است در بسیاری موارد معادلات مذکور در کشور ایران قابل توصیه باشد. اما اساساً باید بر اساس اطلاعات موجود و توجیه اقتصادی طرح تمام روش‌های منطقی و مناسب با شرایط محلی، بررسی و قضاوت کارشناسی شوند. همچنین تلفات تبخیر از مخازن در رژیم‌های مرطوب، ناچیز است.

- افزایش تأمین آب از طریق کاهش تبخیر مخازن و آبخیزداری

در کشور ایران متوسط ارتفاع تبخیر حدود ۲ متر در سال است لذا لازم است تا علاوه بر تخمین آب قابل دسترس و تلفات آبی، روش‌های مختلف کاهش تلفات تبخیر را نیز بررسی کنیم. مهم‌ترین روش‌های کاهش میزان تبخیر از سطح آزاد آب‌های مخازن به شرح زیر می‌باشند:

۱)طراحی و انتخاب مناسب مخزن و محل سد برای کمینه‌سازی بهینه سطح مخزن به ازای واحد ذخیره.

۲)طراحی مناسب محل آبگیرها برای خروج آب گرم در سدهای بلند و سدهایی که در آنها لایه‌بندی حرارتی مخزن به وجود می‌آید.

۳)ذخیره آب در مخازن سرپوشیده. این کار پرهزینه است و تنها برای مخازن کوچک توزیع آب امکان‌پذیر است.

۴)استفاده از پوشش‌های شناور یکپارچه یا مجزا در سطح مخزن (پرهزینه اما موثر). در این خصوص ممکن است استفاده از دانه‌های شن و ماسه با دانسیته کمتر از آب جهت شناوری و ایجاد یک پوشش با تخلخل معین، مناسب باشد.

۵)استفاده از بادشکن در اطراف مخازن که البته فقط مناسب مخازن کوچک هستند و اثر آن ناچیز است. اما از نظر هزینه و زیباشناختی قابل توصیه هستند. کاهش ۲۵٪ سرعت باد معمولاً حداکثر ۵٪ کاهش تبخیر را به همراه دارد.

۶)توسعه مخازن آب زیرزمینی

۷)پوشش‌های شیمیایی

یک مقدار کم ماده $C_{16}H_{33}O_8$ (ستیل‌الکل) می‌تواند تا ۴۰٪ تبخیر را از ظرف تبخیر کاهش دهد اما استفاده از این ماده برای ایجاد یک پوشش کامل روی مخازن به ندرت امکان‌پذیر است علاوه بر این رفتار مخازن طبیعی با تشتک تبخیر یکسان نیست. به طوری که کاهش تبخیر به وسیله مواد پوششی با افزایش دما نیز همراه خواهد بود. لذا به نظر می‌رسد کاهش تبخیر به خصوص در مخازن بزرگ از راه افزایش آلبدو عملی‌تر باشد با این وجود بررسی‌ها کاهش تبخیر را در اثر استفاده $۷۰ \frac{kg}{ha}$ از الکل‌های چرب چون هگزادکانول و اوکتادکانول به مقدار ۱۰ تا ۶۰ درصد با

[۱]- تغییرات ذخیره حرارتی

دوام حدود یک ماه تأیید کرده است. مطالعات دیگر نیز حاکی از کاهش حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد تبخیر در مخازن آب با سطوح کمتر از ۱۰ Km^2 به خاطر استفاده از مواد شیمیایی است. مواد شیمیایی به کار رفته علاوه بر ارزان بودن باید بی‌رنگ، بی‌بو و مزه و غیرسمی بوده و همچنین از تبادلات گازی آب جلوگیری نکنند. علاوه بر این پوشش به وجود آمده باید به قدری انعطاف‌پذیر و محکم باشد که در مقابل نیروهای باد مقاومت کند و بتواند شکاف‌هایی را که در سطح آن به سبب سقوط قطره باران، پرندگان و یا حشرات به وجود می‌آید به سرعت ترمیم و پر نماید.

کاهش تبخیر حوضه بر اساس مهندسی آبخیزداری ممکن است با کاهش گیاهان با تبخیر و تعرق بالا و یا گیاهان دارای ریشه عمیق صورت پذیرد. همچنین ممکن است نتایج مطالعه ما را به افزایش گیاهان منطقه جهت افزایش نفوذ و جریان پایه از یک طرف و کاهش سیلاب از طرف دیگر هدایت کند(فصل کنترل سیل).

تلفات نشت و نفوذ از مخازن

بیشتر مخازن از قسمت کناره و دیوارها نفوذپذیر و تراوا هستند اما این تراوایی به اندازه‌ای نیست که اهمیت داشته باشد. این مسئله در مورد کف مخزن شدیدتر شده چرا که پس از گذشت مدتی به خاطر واکنش‌های شیمیایی و کمی بعد در اثر تجمع مواد رسوبی تراوایی خود را از دست می‌دهد. با این وجود ممکن است دیوارهای مخزن از مواد سنگی درز و شکافدار، سنگ‌های آتشفشانی تراوا با درزهای ستونی و سنگ‌های آهکی حفره‌ای تشکیل شده باشد که در این حالت ممکن است مقدار تراوش کناری قابل توجه باشد. در این حالت در مخازن بزرگ تنها راه‌حل ممکن، تغییر سایت است. در غیر اینصورت در مخازن کوچک و یا شرایطی که تراوش از مکان‌های مشخص و محدود صورت گیرد ممکن است بتوان مسیر آنها را با مصالح مناسب مسدود نمود. این مسئله در مخازن کوچک توزیع آب اغلب با آستر کردن مناطق مورد نظر با پرده‌های پلاستیکی مناسب امکان‌پذیر می‌شود. اصول محاسبات مربوط به نشت و انتقال آن به ترتیب مشابه اصول زهکشی و هیدرولیک آب‌های زیرزمینی است. به این صورت که پس از اندازه‌گیری ضرایب دینامیکی خاک (روش‌های صحرایی یا آزمایشگاهی) می‌توان حرکت و مقدار جریان آب را بررسی نمود. همچنین بررسی شیب لایه‌های زمین‌شناسی ممکن است در تکمیل مطالعات ضروری باشد. نشت دریاچه از روش بیلان نیز قابل ارزیابی است(پیوست). در هر صورت نهایتاً منحنی‌های تراز، نشت دیواره مخزن، جهت تدقیق منحنی‌های تراز ذخیره و سایر اهداف کاربرد دارد.

منابع رسوب مخازن و فلاشینگ رسوب (پیوست و مرجع ۵۸)

به طور کلی منابع ورودی رسوب مخازن را می‌توان به دو دسته شامل: ۱-رسوب حاصل از دیواره‌های سست مخزن ۲- رسوب همراه با جریان‌های ورودی تقسیم نمود. حالت اول که بعد از احداث و آبگیری مخزن مشاهده می‌شود، باید در هنگام مکان‌یابی مخزن مورد توجه باشد. نمونه‌ای از این وضعیت را می‌توان در مخزن سد سفیدرود مشاهده نمود. حالت دوم که غالب‌تر نیز است حاصل فرسوده شدن سازندهای آبخیز بالادست و حمل این مواد آواری (Fragmental) توسط جریان رودخانه خواهد بود که در اکثر مخازن سد کشور قابل ملاحظه است. حرکت‌های توده‌ای خاک به صورت کند شامل خزش (Creep) یا فروریختن تند (Land slide) در دره‌های تنگ با شیب‌های کناری تند و ناپایدار دیواره‌های مخازن و رودخانه‌های فرسایشی بخصوص در هنگام زلزله یا اشباع شدن خاک ریزدانه مانند سازندهای مارنی، رسی و سیلتی آهکی و... باعث تجمع و ریزش حجم عظیمی از خاک در مخزن سدها یا به صورت سدهای طبیعی موقت در

رودخانه‌ها می‌شوند که نتیجه آن پر شدن سریع مخازن و یا ایجاد موج سیلاب‌های وخیم در پایین‌دست رودخانه‌ها خواهد بود. به جز منابع تولید رسوب ذکر شده در بالا می‌توان به منابع مهم دیگری چون رسوب حاصل از فرسایش‌های بین شیاری، آبراهه‌ای، شیاری، هزار دره، تونلی و کنار رودخانه‌ای اشاره کرد. کلیه منابع ذکر شده به همراه پادگانه‌های آبرفتی مربوط به سازندهای کواترنر بخصوص در مواقع غرقاب شدن دشت سیلابی مهم‌ترین منابع بار رسوب رودخانه‌ها هستند. مورد اخیر و مخروط افکنه‌ها در شرایط خشکسالی منشأ و محل برداشت رسوبات بادی بخصوص در کشور ایران محسوب شده که ممکن است محیط دریاچه و مخازن سدها محل رسوبگذاری یا انتقال آنها باشد. مقدار رسوب ورودی به مخزن یک سد در صورت وجود ایستگاه و کفایت و توزیع زمانی مناسب آماربرداری، می‌تواند با آنالیزهای نقطه‌ای و در غیر اینصورت به صورت تعمیم آمار ناحیه‌ای تعیین و برآورد گردد. در صورتی که کاربرد روش‌های فوق‌الذکر نیز برای تعیین رسوب ورودی به مخزن امکان‌پذیر نباشد استفاده از روش بیلان رسوب مخازن در مناطق مشابه، مدل‌های تجربی فرسایش و رسوب، مدل‌های ریاضی و شبیه‌سازی رسوب، معادلات تجربی و نهایتاً جداول و نمودارها برای برآوردی با تقریب کم تا زیاد و با احتیاط ناگزیر است. به عنوان مثال روابط ارائه شده توسط لانگبین و شیوم برای مناطق خشک ایران بخصوص شرق کشور با بارش زیر ۲۵۰ میلی‌متر و خاک ریز مارنی و یا مناطقی که حرکات توده‌ای اهمیت زیادی در تولید رسوب آنها دارد مقدار رسوب را ۳ تا ۴ برابر کمتر از مقدار واقعی برآورد می‌کنند(دلیری،۱۳۸۵)، لذا استفاده از کلیه روش‌های تجربی یا مدلسازی در برآورد رسوب ورودی به مخازن، بدون واسنجی مدل ممکن است باعث شکست پروژه و اتلاف سرمایه‌های ملی گردد. با توجه به بررسی‌های انجام شده بکارگیری مدل‌های تجربی وارداتی، بدون تغییر پارامترها و تجدید نظر در جداول مدل‌ها، جواب درست و قابل اعتمادی، بویژه برای کارهای اجرایی و عملیاتی نظیر طرح‌های حفاظت خاک، مکان‌یابی سدها، تعیین عمر مفید سدها و از این قبیل نخواهد داشت(پیوست). استفاده از این روش‌ها در قدم اول نیاز به شناخت نسبی محیط و مدل موردنظر و در قدم بعدی واسنجی مدل با ایستگاه معرف منطقه دارد. نکته قابل ذکر دیگر در برآورد رسوب ورودی به مخزن این است که در مواقعی که سد احداث شده خارج از حوزه آبریز بالادست خود و روی رودخانه دشتی قرار دارد، بخش عمده‌ای از رسوب سطح آبخیز کوهستانی در منطقه خلیج و قبل از خط کنیک نهشته می‌شود. به طورکلی به دلیل شرایط توپوگرافی و فرسایش آبی در کشور، اغلب شیب‌های حدود ۱۰ تا ۳۰ درصد از بین رفته و لذا شیب‌های تند به صورت ناگهانی به شیب‌های کند می‌رسند. در این شرایط لازم است تا با شناخت و بررسی رفتار دینامیک و ژئومورفولوژی رودخانه و تعیین بازه‌های همگن هیدرولیکی مازاد رسوب تا ورودی مخزن روندیابی شود. در خصوص روش‌های محاسبه رسوب ورودی به مخازن و توزیع رسوب پیوسته و ناپیوسته در مخازن به سایر منابع مناسب و یا جزوه آموزشی کارگاه اصول برنامه‌ریزی در مدیریت منابع آب نویسندگان در دانشگاه صنعت آب و برق و وزارت نیرو مراجعه شود.

- کنترل رسوب در مخازن

تفاوت عمده روش‌های کنترل رسوب، نحوه برخورد با مسئله رسوب است به طوری که در بعضی از روش‌ها راهکار پیشگیری رسوب و در بعضی برخورد مستقیم با رسوب تولید شده مطرح می‌شود. اما به نظر ترکیبی از روش‌های پیشگیری، کنترل سازه‌ای و بهره‌برداری می‌تواند عمر پروژه را طولانی نموده و در صورت عدم موفقیت در یک راه‌حل،

روش دیگر اثر مثبت خود را نمایان می‌سازد. روش‌های کنترل رسوب در شرایط عادی می‌تواند به سه شکل مختلف زیر مطرح شود:

۱- عملیات پیشگیری آبخیزداری (کاهش فرسایش و رسوب)

۲- طرح مناسب سد و تأسیسات مربوطه (کنترل سازه‌ای رسوبگذاری)

۳- بهره‌برداری مناسب از مخازن آبی و مدیریت غیرسازه‌ای رسوبگذاری. با این وجود در شرایط بحرانی گزینه‌های عملیات لایروبی و شاس رسوب نیز جهت افزایش عمر پروژه و بازگشت سریع سیستم ناگزیر است. جهت مطالعه بیشتر به مرجع انتقال رسوب (Yang, 1996) و مثال پیوست و تخلیه رسوب سد دلیری و سراجی (مرجع ۵۸) مراجعه شود.

وزش باد در مخازن

به جز نشست بدنه و خواستگاه سازه جهت طراحی مخازن، تعیین ارتفاع آزاد بالای تراز حداکثر بهره‌برداری اهمیت دارد. این مسائل در سدهای خاکی اهمیت دو چندان دارد. جهت تعیین ارتفاع آزاد و حفاظت دامنه سدهای خاکی، مشخصات موج‌ها و اثر آنها روی دریاچه مورد نیاز است. ارتفاع موج و تندی زاویه برخورد آن در سدهای خاکی از اطلاعات اولیه لازم برای طرح سنگ چین حفاظ دامنه در برابر فرسایش موجی است. جنبش نامنظم امواج حاصل از باد به وسیله تابع چگالی احتمال ارتفاع موج مشخص می‌شود. در این صورت می‌توان مقادیر ارتفاع موج مدی، حداکثر بلندترین موج و سایر امواج مورد نظر را نسبت به موج شاخص بررسی کرد. جنبش موج به وسیله کمیت‌های زیر مشخص می‌شود.

H_S: ارتفاع موج شاخص (۸۷٪ اوقات همان حداکثر ارتفاع موج است)

T_p: زمان تناوب موج پیک

مقدار H_S به فاکتورهای مختلفی چون سرعت باد، طول برد دریاچه، عمق آب، زبری کف، سطح آب و تداوم باد بستگی دارد. برای مشخص کردن رژیم بادی کافی است که مقادیر نهایی سرعت باد در یک دوره زمانی مناسب برای گسترش کامل امواج، بررسی شود. در صورتی که اندازه‌گیری‌های باد در محل سد وجود نداشته باشد باید تابع تبدیل ناحیه سد و ایستگاه هواشناسی نزدیک را برای شرایط پرمخزن به دست آورد. دوره بازگشت زمان بررسی بادهای بحرانی ممکن است با قضاوت کارشناس طراح انجام گیرد. بدیهی است که فصل مناسب بررسی باد در زمان تراز نرمال مخزن و یا تراز تخلیه ذخیره موقت سیل تعیین می‌شود. طول برد باد در دریاچه‌های با عرض محدود بستگی به شکل دریاچه دارد و بر اساس متوسط فاصله سد تا ساحل دریاچه در جهت باد در محدوده یک قطاع 90^o حول امتداد باد تعیین می‌شود:

$$F = \frac{\sum_{-45^o}^{45^o} R_i Cos^2 \alpha_i}{\sum_{-45^o}^{45^o} R_i Cos\ \alpha_i} \qquad ۴۴-۴$$

R_i: فاصله شعاعی از خط ساحلی تا سد

α_i: زاویه بین باد و امتداد شعاعی

به منظور محاسبه ارتفاع موج شاخص H_S، دوره تناوب قله (T_p) و حداقل مدت باد (T)می‌توان از فرمول‌های بی‌بعد زیر

برای امواج کاملاً گسترش یافته به شرح زیر استفاده کرد:

$$\frac{gH_s}{u_*^2} = 0.0506\,[\frac{gF}{u_*^2}]^{0/5} \qquad ۴۵-۴$$

$$\frac{gT_p}{u_*} = 0.903\,[\frac{gF}{u_*^2}]^{\frac{1}{3}} \qquad ۴۶-۴$$

$$\frac{gT}{u_*} = 23\,[\frac{gF}{u_*^2}]^{\frac{2}{3}} \qquad ۴۷-۴$$

g: شتاب ثقل

u_*: سرعت اصطکاک m/s

$$u_*^{\,2} = c_d u_{10}^2 = (0.0008 + 0.000065u_{10})u_{10}^2 \qquad ۴۸-۴$$

u_{10}: سرعت باد در ارتفاع ۱۰ متری از سطح زمین و متر بر ثانیه.

مقدار صعود موج (R_u) از بدنه سد بستگی به شیب شیروانی، زبری و نفوذپذیری آن دارد.

$$R_u = rH_s \qquad ۴۹-۴$$

R_u: مقدار صعود قائم موج از تراز سطح آرام آب

r: فاکتور استهلاک

ضریب استهلاک به عدد (I_r) که با مشخصات هندسی دامنه موج متناظر است بستگی دارد. این عدد نوع شکستن موج را در دامنه سد مشخص می‌کند و به شرح زیر تغییر می‌کند:

I_r < ۰/۵: موج پرتابی

۰/۵< I_r < ۲: موج شیب‌دار

۲ < I_r < ۲/۶: موج شیب‌دار یا از هم‌پاشی

۲/۶ < I_r < ۳/۱: موج از هم‌پاشی یا موج خیزابی

۳/۱< I_r: موج از هم‌پاشی

باید توجه کرد که در دریاچه‌های کم‌عمق باید به مقدار R_u مقدار مد بادی (Z_s) حاصل از نیروی تماسی و فشار اتمسفر نیز اضافه گردد.

$$Z_s = \frac{u^2 F}{63200 d} \qquad ۵۰-۴$$

Z_s: مقدار مد بادی یا بالا رفتن آب (m)

u: سرعت باد Km/hr

F: طول برد دریاچه (Km)

d: عمق متوسط دریاچه در امتداد برد آن (m)

برای محاسبه مقدار مطمئن تراز H_s می‌توان آن را در ضریب ۲ ضرب نمود تا مقدار حداکثر بلندترین موج به دست آید. در این خصوص جهت مطالعه بیشتر به کتاب Water resources engineering نوشته آقای لنسلی و کتاب سدهای پاره سنگی ترجمه آقای محمود وفائیان مراجعه شود.

پاکسازی مخازن

همان‌طور که در مسائل ایمنی و پایداری سدها نیز مورد توجه است، حذف درختان نیم‌سوخته و شناور، تحت شرایطی اهمیت دارد اما حذف این زباله‌های شناور، اغلب از نظر اقتصادی توجیه ندارد. یکسری صدماتی که ممکن است از جمع نکردن این مواد حاصل شود شامل ایجاد بو و طعم نامناسب در آب در اثر تجزیه مواد آلی، ایجاد منظره ناخوشایند به ویژه در زمان‌های تفریحی و آسیب آبگیر و خروجی‌های سد است. به طور کلی جمع‌آوری این مواد در دوره‌هایی که تراز آب در مخزن حداقل باشد امکان‌پذیر و اقتصادی‌تر خواهد بود.

کیفیت آب در مخازن

کیفیت آب در مخازن پشت سدها حالت پویا داشته و نه تنها در زمان بلکه در نقاط مختلف آن متغیر است. مواد مغذی مانند فسفر و مواد مصرف‌کننده اکسیژن از آلاینده‌های اصلی مخازن و دریاچه‌ها محسوب می‌گردند که با توجه به زمان ماند قابل توجه این آلاینده‌ها در سیستم، تأثیر قابل‌توجهی در وضعیت تغذیه‌گرایی و کیفیت آب مخازن و دریاچه‌ها دارند. مسئله دیگر، لایه‌بندی حرارتی و کیفیتی آب مخازن و دریاچه‌هاست. تراز برداشت آب در کیفیت آب خروجی و آب موجود در مخزن موثر است. مدیریت کیفی مخازن عموماً از طریق کنترل آلودگی‌های ورودی، تغییر رژیم هیدرولیکی، تغییر وضعیت فرآیندهای شیمیایی و بیولوژیکی داخل مخزن و برداشت انتخابی از لایه‌های مختلف صورت می‌گیرد. ساده‌ترین روش برای تشخیص نوع لایه‌بندی، اندازه‌گیری‌های مستقیم است. پتانسیل لایه‌بندی تابعی از تبادلات دمایی، عمق دریاچه، مشخصات جریان‌های ورودی و خروجی و اختلاط ناشی از باد بوده و با یک مقدار بی بعد عدد فرود اصلاح شده قابل بررسی است. به طور کلی لازم است در انتخاب محل دریاچه‌های آبگیر سد دقت کافی به عمل آید تا همیشه آب دریافتی از نظر کیفیت متناسب با نوع مصرف باشد. امروزه مدل‌های بررسی کیفیت آب در مخازن مانند مدل‌های شبیه‌سازی HEC – 5Q یا مدل بهره‌برداری کمی – کیفی DPRQ و یا مدل‌های استوکستیک

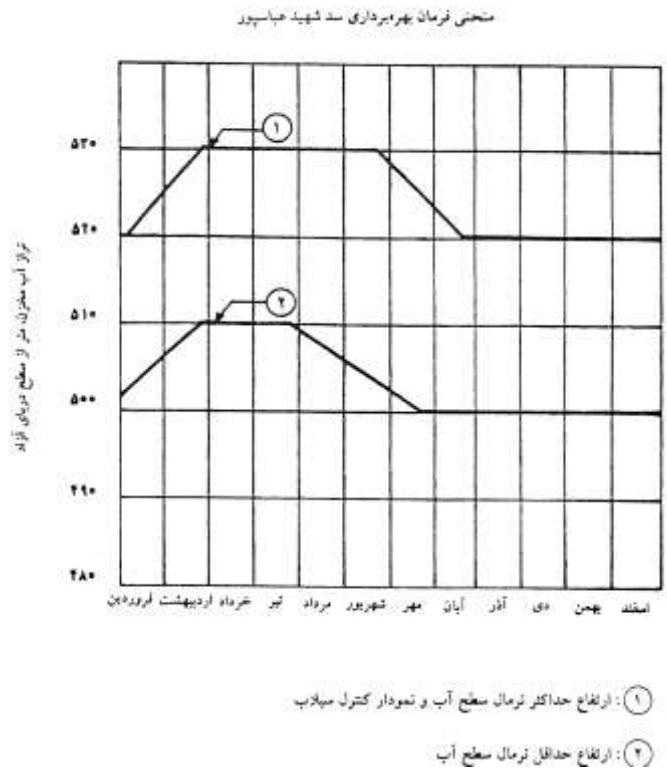
بهره‌برداری کمی – کیفی از مخازن برای مدیریت بهره‌برداری آب در اختیار طراحان قرار دارد که می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد(بند کیفیت، فصل آب زیرزمینی).

مکان‌یابی مخازن سد

فاکتورهای انتخاب یک سایت مناسب برای سد و مخزن بر روی یکدیگر اثر چند سویه و متقابل دارند. به طوری که اگر ابتدا نوع سد بتونی فرض شود مسلماً منطقه خاستگاه نمی‌تواند از سازند عمیق آبرفتی و یا انحلالی باشد. اگر منطقه شدیداً زلزله‌خیز است سدهای خاکی به سدهای بتونی اولویت دارند. ممکن است به خاطر ورود یک جریان فرعی پر رسوب یا با کیفیت غیردلخواه و یا نامناسب بودن شرایط مخزن به لحاظ تخلیه رسوب (مرجع ۵۸) یا تبخیر مجبور به تغییر سایت شویم و مکان جدید نوع دیگری از سد را تحمیل کند. تقریباً انتخاب یک مکان ایده‌آل که تمام فاکتورهای لازم را با هم داشته باشد غیرممکن است. اساساً هزینه مربوط به نوع سد می‌تواند یک فاکتور کنترلی در انتخاب سایت باشد. با این وجود باید خاستگاه انتخابی از نظر مسائل فنی توجیه داشته باشد. همچنین هزینه‌های جابجایی و خسارت‌های احتمالی در بالادست سد و مخزن آن باید از یک مقدار اقتصادی تجاوز نکند. ظرفیت کافی برای رویارویی با نیازهای موردنظر می‌تواند در تعیین مکان مناسب مورد توجه باشد. مخازن عمیق از نظر کاهش تبخیر، عدم رشد گیاهان هرز و کاهش هزینه سطح زمین به واحد حجم آب نسبت به مخازن کم‌عمق ارجح هستند. البته مسئله از نظر مسائل کیفی و لایه‌بندی و همچنین درصد تله‌اندازی رسوب برعکس خواهد شد. دیواره‌ها و تپه‌های اطراف مخزن باید دارای شرایط پایدار باشند در غیر این صورت ممکن است مقادیر حجیمی از مواد وارد مخزن گردد. علاوه بر مسائل بالا باید اثرات زیست‌محیطی و اجتماعی حاصل از احداث سازه نیز بررسی و مورد قبول واقع شود.

٤-٥-٣-منحنی‌های فرمان بهره‌برداری

منحنی یا دسته منحنی‌های نشان‌دهنده بهترین وضعیت تراز بهره‌برداری از مخزن در شرایط ویژه از قبل تعیین شده را منحنی فرمان می‌نامند(شکل۴-۱۲). منحنی‌های فرمان در قالب دستورالعمل‌های بهره‌برداری ارائه می‌شوند. دستورالعمل‌های بهره‌برداری به مجموعه توصیه‌ها و دستورهایی اطلاق می‌شود که نحوه بهره‌برداری از سد را برای افراد مسئول مشخص می‌سازد. این دستورالعمل‌ها یک چارچوب پیش‌بینی شده هستند که نحوه بهره‌برداری از مخزن را مشخص و در حقیقت سیاست کلی استفاده از مخزن را بر اساس روش‌های علمی بیان می‌نمایند. در گذشته منحنی‌های فرمان، بیشتر از آنکه صرفاً به محاسبات علمی متکی باشند به تجربه طراحان بستگی داشته و عمدتاً با استفاده از موارد مشابه طراحی صورت می‌پذیرفت.



شکل۴-۱۲: نمونه‌ای از منحنی فرمان-سد شهید عباسپور

ولی امروزه با اتکا به مدل‌های بهینه‌سازی و شبیه‌سازی می‌توان بر اساس تحلیل‌های پیاپی و در تحت شرایط بحرانی معین، عملکرد مخزن را بر اساس ورودی‌های هیدرولوژیکی پیش‌بینی شده با توجه به نیازهای پیش‌بینی شده پروژه، در شرایط پیچیده‌تری مورد بررسی قرار داد و منحنی فرمان بهینه را طراحی نمود. به طور کلی تهیه منحنی‌های فرمان برای مخازن تک‌منظوره ساده‌تر است و با توجه به داده‌های ورودی، ظرفیت مخزن و میزان نیازها می‌توان منحنی فرمان را بر اساس بیلان جرمی تهیه کرد. بدیهی است در سدهای چندمنظوره، از آنجا که تأمین نیازهای مختلف معمولاً با یکدیگر در تضادند مسأله پیچیده‌تر خواهد بود. برنامه‌ریزی برای هماهنگی بهره‌برداری‌های مختلف سازگار و ناسازگار از حجم ذخیره مخزن آب (با تخصیص مشترک و غیر مشترک) با توجه به رفتار دینامیکی و ایمن سازه در پروژه‌های تک و چند منظوره،مهم‌ترین کاربرد منحنی فرمان (Rule curve) محسوب می‌شود. در این خصوص مشخصه‌های منحنی‌های فرمان در یک مخزن شامل حجم آب تخصیص یافته مخزن در یک زمان مشخص برای تأمین نیازهای آبی مورد نظر با اولویت معین است. منحنی‌های فرمان می‌توانند با دو فرآیند مختلف ایستا و پویا تهیه شوند. سیاست‌های بهره‌برداری پویا خصوصیات تصادفی جریان ورودی و تغییرات هندسی مخزن را در طول عمر بهره‌برداری یا اقتصادی مخزن لحاظ می کنند. منحنی‌های فرمان اغلب به صورت ماهانه طراحی می‌گردند. در برخی مواقع بر اساس نیازهای آبی و نحوه تأمین

آنها باید از فواصل زمانی کمتری نیز استفاده کرد. منحنی‌های فرمان با فرآیند ایستا از نوع سیاست‌های بهره‌برداری هستند که از نرخ تغییر حجم مخزن و مشخصات جریان ورودی در وضع موجود و یا پیش‌بینی ماه‌های آتی هیچگونه بازخوردی نمی‌گیرند. در این حالت به خصوص در مناطق با ضریب تغییرات بالای جریان ورودی و رسوب‌گذاری، کارایی منحنی فرمان ایستا پایین می‌آید. لذا در عمل باید این دستورالعمل‌ها برای شرایط متوسط، کم و پرآبی جریان آبخیز سد و متناسب با نرخ تغییرپذیری شکل هندسی مخزن و نیازها، برای افق‌های زمانی متناسب با شرایط، تهیه گردند.

-هدف از تهیه منحنی فرمان

به طور کلی می‌توان اهداف اصلی تهیه منحنی فرمان مخازن آب را به شرح ذیل خلاصه نمود:

۱-افزایش ایمنی تامین نیاز آبی آتی

۲-کاهش شدت خسارت خشکسالی و کنترل شرایط بحرانی (سیلاب و خشکی)

۳-مدیریت عملکرد مخزن (کنترل رسوب گذاری، حفظ ایمنی رفتار دینامیکی بدنه سد و ..

۴-ایجاد هماهنگی بیشتر استفاده‌های غیر سازگار در کنار یکدیگر

۵-افزایش عمر مفید سد و سازه‌های وابسته

۶-توجه به مسائل کمی و کیفی محیط زیست همچون لایه بندی، کاهش هزینه تصفیه و ...

دستورالعمل‌های بهره‌برداری ممکن است براساس قضاوت مهندسی و تجربی و یا بر اساس مطالعات علمی مانند استفاده از مدل‌های ریاضی بهینه‌سازی(Lingo) و شبیه‌سازی Hec-ReSim یا Cequalw2 و HEC-5Q جهت شبیه‌سازی کمی-کیفی سیستم مخزن – رودخانه تولید شود. شبیه‌سازی کیفی مخازن به ویژه در مخازن بزرگ و همچنین مخازنی که ذخیره برون سالی(Carry over) را لحاظ می‌کنند به دلیل ایجاد لایه‌بندی مطرح می‌شود. لایه‌بندی کیفی مخازن ممکن است در اثر تغییر دما در طول سال و به دنبال آن دانسیته آب و سایر خصوصیات کیفی همچون DO، میزان نمک و غیره ایجاد گردد. لذا لایه‌بندی باعث تغییر کیفیت آب مخازن در نقاط مختلف آن می‌شود. همچنین وقتی آب با دما و کیفیت مختلف به ویژه در زمان سیلاب وارد مخزن می‌شود باعث تغییرات کیفیت آب مخزن نسبت به زمان نیز می‌گردد. لذا شبیه‌سازی تغییرات توام زمانی-مکانی کیفیت آب مخازن جهت تعیین محل نصب دریچه‌های آبگیر سد باعث ارتقای راندمان بهره‌برداری و کاهش هزینه‌های تصفیه و سایر خسارات می‌گردد. بررسی موضوع لایه‌بندی در حیطه شاخه دیگری از علم هیدرولوژی به نام لیمنولوژی (بند کیفیت، فصل آب زیرزمینی و بند مخازن فصل حاضر) و هیدرولیک مخازن قرار می‌گیرد(خور باهوکلات، دلیری ۱۳۸۲).

٤-٥-٤- روش‌های محاسبه عملکرد مخازن سد

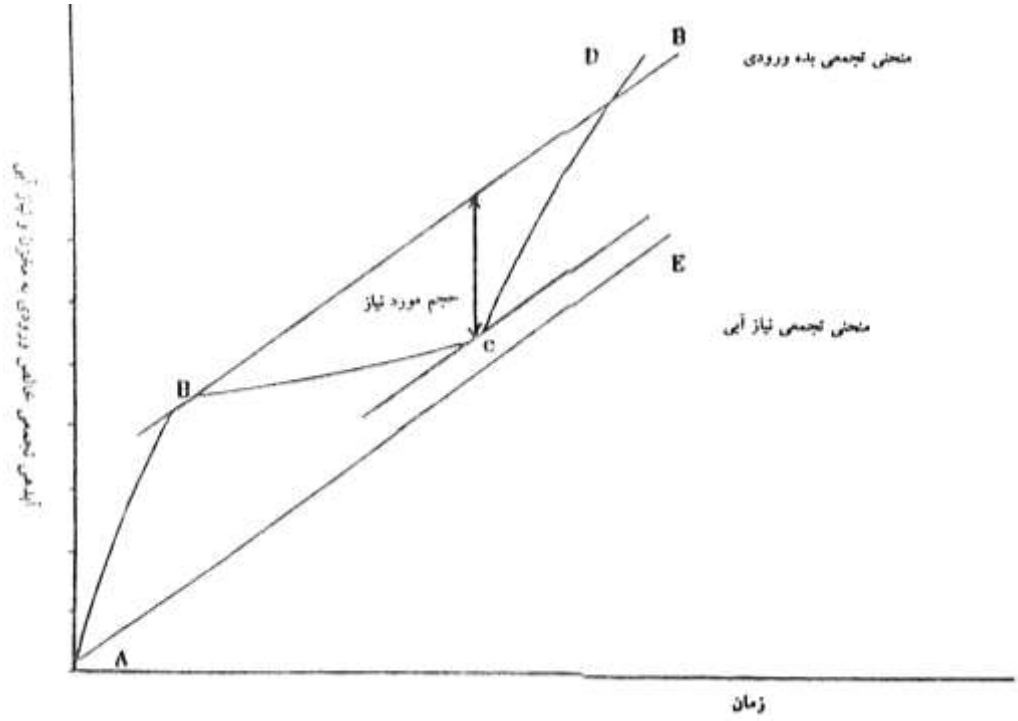
مطالعات بهره‌برداری از مخازن سدها از موضوعات پیچیده و مهمی است که طراحان سیستم‌های منابع آب با آن روبرو هستند. انتخاب روش صحیح مطالعات و به کارگیری تکنیک‌های مناسب و مبتنی بر استانداردهای مهندسی، از موارد اساسی در حل اینگونه مسائل است. با کاربرد این تکنیک‌ها در مراحل مختلف، ضمن برآورد ایمن حجم مخازن تامین آب، نیاز کنترل سیل و سایر نیازها، نحوه بهره‌برداری از مخزن پیش از اجرا مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. البته در صورت

موجود بودن آمار و اطلاعات مورد نیاز و دسترسی به تکنیک‌های پیشرفته در زمینه مطالعات بهره‌برداری از مخازن می توان از آنها به خصوص در فاز II استفاده کرد.

۱-روش‌های تجربی یا دوره بحرانی

الف- منحنی جرم ریپل (۱۸۸۳)

در این روش حداقل ذخیره مورد نیاز مخزن براساس مقایسه گرافیکی دو منحنی تجمعی آبدهی و نیاز در دوره بحرانی مصرف به دست می‌آید. پلات تجمعی دبی یا حجم خالص جریان (ماهانه یا روزانه یا سالانه) روی محور عرض‌ها در مقابل زمان به شکل یک منحنی موجی و صعودی به دست می‌آید. اگر مقدار نیاز ثابت یا نیاز متغیر به صورت تجمعی با زمان روی همان پلات رسم شود (شکل ۴-۱۳) حداکثر فاصله زیر خط نیاز و هیدروگراف، حاکی از مقدار نیاز ذخیره برای حفظ یک جریان ثابت در طول دوره مورد آزمایش خواهد بود.



شکل۴-۱۳: منحنی ریپل(نشریه شماره ۲۷۲ وزارت نیرو)

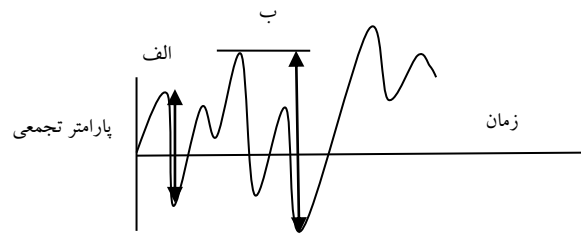
اگر این دوره‌ها تکرار شوند بزرگ‌ترین فاصله عمودی برابر حداقل ذخیره مورد نیاز در دوره بحرانی خواهد شد. شیب منحنی در هر نقطه از منحنی آبدهی، معرف مقدار جریان ورودی یا دبی در آن نقطه است. لذا اگر خطی از نقطه B چنان مماس شود که حداکثر فاصله عمودی نقطه C از آن برابر حجم مخزن موردنظر باشد آبدهی مخزن برای آن دوره محاسبه می‌شود. همچنین در فاصله A تا B، مخزن در حال پر شدن و از D تا B مخزن سرریز می‌نماید. از محدودیت‌های این روش این است که در محاسبات تعیین حجم مخزن، میزان تبخیر، بارندگی و تلفات مخزن درنظر گرفته نمی‌شود، تنها می‌توان بر اساس قضاوت مهندسی، حجم جداگانه‌ای را برای این منظور در نظر گرفت. همچنین در این روش نمی‌توان حجم مخزن را بر اساس آنالیز احتمالی بیان کرد.

ب- مدل ذخیره

وقتی که سری‌های طولانی از آمار در دسترس باشد و یا با روش‌های استوکاستیک این آمار سنتز شده باشند می‌توان از الگوریتم اوج متوالی یا مدل ذخیره استفاده نمود. در این روش می‌توان مقادیر تجمعی جریان را پس از کسر تلفات و نیازها (اگر نیازها متغیر لحاظ شود حجم مخزن کمتری و با دقت بیشتر در شرایط یکسان محاسبه می‌شود) به کمک رابطه زیر برای دوره زمانی معین رسم نمود.

$$S_{t+1} = S_t + I_t - O_t \qquad ۵۱-۴$$

S_t: حجم مخزن در ابتدای دوره، S_{t+1}: حجم مخزن در انتهای دوره، I_t: جریان ورودی به مخزن در طول دوره t ، O_t: جریان خروجی از مخزن در طول دوره t. اگر مقادیر S_{t+1} را نسبت به مقیاس مناسب زمان رسم کنیم منحنی سینوسی به دست می‌آید. بیشترین مقدار S_{t+1} حاصله در یک دوره زمانی معین را می‌توان به عنوان حجم مخزن انتخاب نمود(S_i). رابطه بالا را می‌توان برای تبخیر از مخزن و تلفات نفوذ نیز توسعه داد. همچنین می‌توان ورودی سیستم را نسبت به تغییرات اقلیمی، مصنوعات انسان مانند سدهای بالادست و انحراف جریان و...، روندهای سری و غیره اصلاح نمود. در این حالت اگر دوره زمانی سال فرض شود، ذخیره سال به سال ($S_1, S_2, ...$) جهت آنالیز اعتماد مخزن از رابطه بالا به دست می آید(Reservoir reliability). باید توجه نمود بسیاری از روندهای داده‌های ثبت شده هیدرومتری مربوط به تغییرات کاربری اراضی و انحراف از نهر استکه می‌بایست قبل از محاسبه پارامترهای مدل استوکستیک، جریان رودخانه به شرایط طبیعی قبل از تغییرات اصلاح گردد. این کار ممکن است با اضافه کردن مقدار مشخصی به سری زمانی و یا با اعمال ضریب اصلاحی از منحنی‌های جرم مضاف امکان‌پذیر شود. پس از تولید داده‌های مصنوعی می‌بایست دوباره اثر تغییرات در مدل ذخیره و شبیه‌سازی سیستم پایین دست اعمال شود. اگر تغییرات جریان، دائمی و خارج از کنترل باشد (مانند شهرسازی) ممکن است با توجه به طول دوره‌های تحت تاثیر، بهتر باشد سری قدیم را نسبت به شرایط جدید یا حتی آینده اصلاح نمود. اصلاح به شرایط حال و آینده ممکن است به کمک شبیه‌سازی سیستم به واسطه ورودی بارش‌ها صورت پذیرد. یک روش ساده دیگر که تنها وقتی روش‌های دیگر شدنی نیستند، استفاده از خط برازش شده از میان سری تاریخی جهت برآورد روند داده‌ها و اصلاح تقریبی سری به شرایط آینده سیستم است. روش ساده دیگر ترسیم اوج متوالی بر اساس رسم تجمعی پارامتر $\sum(Flow - Demand)$ یعنی تفاضل نیاز از حجم ورودی به مخزن و رسم تجمعی باقی مانده در برابر زمان (محور طول‌ها) است. در این حالت بزرگ‌ترین فاصله عمودی (موازی محور عرض‌ها) دو برآمدگی و فرورفتگی منحنی تجمعی، برابر حجم حداکثر مورد نیاز مخازن است(شکل۴-۱۴).



شکل۴-۱۴-مثالی از الگوریتم اوج متوالی،الف-ذخیره، ب-ذخیره حداکثر

ج- روش جدول عملیاتی

پس از تعیین ظرفیت مخزن توسط منحنی تجمعی (ریپل) و به منظور نمایش عملکرد مخزن می‌توان از جدول عملیاتی استفاده کرد و حجم مخزن را متناسب با درصد موفقیت در تأمین نیازها تدقیق نمود. این روش که اساس کار شبیه‌سازی نیز است، محاسبات می‌توانند به صورت دستی یا با برنامه‌نویسی (Visual Basic) جهت حل معادله پیوستگی به سادگی انجام گیرد. آبدهی محزن (Yield) در واقع برابر ورودی‌های سیستم (بارش و دبی ورودی) منهای تلفات (تبخیر و نفوذ) و رهاسازی (سرریز) است.

$$Yield = \inf low - evaporation + precipitation - release$$

این آبدهی برای هر سال قابل محاسبه است که ممکن است جهت تامین آب مورد نیاز (Demand) استفاده شود. اگر n سال از این سری آبدهی به صورت منحنی تداوم جریان از کوچک به بزرگ ترسیم شود می‌توان دبی متوسط (حدود ۶۵ درصد)، دبی میانه (دبی ۵۰ درصد احتمال) و آبدهی قطعی (Firm yield) را که حدود ۸۵ درصد دبی‌ها از آن بزرگ‌تر هستند، محاسبه نمود. لذا بخشی از آبدهی جهت نیازها برداشت (Withdrawals) می‌گردد. طبق معادله پیوستگی داریم:

$$Yield - withdrawals = change\ in\ storage$$

به طورکلی با شبیه‌سازی بلندمدت مولفه‌های سری آبدهی(تغییرات ذخیره، بارش، آبدهی و..) به همراه آنالیزهای اقتصادی و احتمالاتی (عدم قطعیت) می‌توان حجم ذخیره بهینه مخزن را محاسبه و نهایی نمود (حجم نرمال). بدیهی است که با انتقال این حجم روی منحنی تداوم جریان، امکان ارزیابی درصد احتمال آبدهی متناظر با ذخیره طراحی فراهم می‌گردد. در صورتی که درصد احتمال مورد نظر با این حجم مخزن رضایت بخش نبود (تامین برقابی ۱ درصد شکست و حتی کمتر قابل قبول است)، می‌بایست با کم کردن سرریزها به وسیله بزرگ کردن مخزن، دوباره محاسبات را تکرار نمود تا به نتیجه رضایت بخشی از آبدهی دست یافت. این عملیات اغلب خسته کننده است که بهتر است الگوریتم آن کدنویسی شود. با این وجود استفاده از روش‌های بهینه‌سازی زیر، اغلب کارساز می‌گردد. در صورت لحاظ محاسبات مربوط به رسوب ورودی به حجم مرده و توزیع رسوب و همچنین عملکرد سایر ترازهای مربوطه (کنترل سیل، برقابی، حقابه زیست محیطی، ارتفاع آزاد و ...) امکان تعیین ارتفاع کل سد و سرانجام سایر ابعاد سد فراهم می‌گردد(پیوست).

۲-روش‌های مهندسی سیستم(شبیه‌سازی و بهینه‌سازی)

مهندسی سیستم، علمی است که با بهره‌گیری از تکنیک‌های موجود در آن می‌توان بهترین گزینه را از میان تعداد بی‌شماری از گزینه‌های ممکن و رقیب با توجه به تابع هدف مشخص و با در نظر گرفتن جمیع محدودیت‌ها انتخاب نمود. نمونه‌ای از

تکنیک‌های بهینه‌سازی در بند مدل بهینه آبخیزداری و فصل حاضر(بند مدلLingo) ارائه شده است. اساس کار آنالیز سیستم یکی است و تنها سیستم و مولفه‌های درگیر آن تفاوت می‌کند. لذا امروزه بهره‌گیری از این روش‌ها در طراحی سیستم‌های منابع آب و آبخیزداری جایگاه ویژه‌ای پیدا کرده است. تنوع الگوریتم‌های محاسباتی این تکنیک‌ها، رشد روزافزون بهره‌گیری از نرم‌افزار و کامپیوتر، به همراه دانش هیدرولوژی، هیدرولیک و اقتصاد مهندسی، تولید روش‌های با ارزش و مطمئن را برای طراحی سیستم‌های منابع آب به ارمغان آورده‌اند که عمدتاً در بهینه‌سازی کاربرد دارند. در مسائل تصمیم‌گیری به منظور رسیدن به اهداف مورد نظر می‌توان مسأله را به صورت یک مدل ریاضی تبدیل نمود. این عمل مدلسازی نامیده می‌شود. گزینه‌های ممکن در تصمیم‌گیری به صورت متغیرهای تصمیم و مجموعه آنها فضای تصمیم را تشکیل می‌دهند. در تصمیم‌گیری محدودیت‌ها به صورت قید در نظر گرفته می‌شود و معمولاً توسط معادلات و یا نامعادلات مشخص می‌گردند. به طور کلی مدل‌سازی سیستم‌ها به دو منظور شبیه‌سازی و بهینه‌سازی انجام می‌گیرد:

الف- مدل‌های بهینه‌سازی (Optimization)

بهینه‌سازی روشی است که با توجه به هدف معین و محدودیت‌های مشخص که به صورت توابع و روابط ریاضی تعریف می‌گردد، بهترین جواب ممکن را برای یک مسئله، مشخص نماید. بهینه‌سازی برای هر علم و هدفی که مدل شود، در واقع تعیین مقادیر متغیرهای تصمیم برای تابع هدف بهینه شده است. مدل‌های بهینه‌سازی ممکن است به روش‌های خطی و غیرخطی و بر اساس تعداد معیارهای مسأله به دو گروه بهینه‌سازی تک‌هدفه و چندهدفه تقسیم گردند. همچنین روش‌هایی چون الگوریتم ژنتیک، روش شبیه‌سازی بازپخت (SA) و جستجوی تابو در زمره روش‌های نوین بهینه‌سازی قرار دارند.

• مدل بهینه‌سازی تک هدفه

اهداف یک منظوره حتی وقتی که محدود به چندین راه‌حل شود بررسی آن در فرایند برنامه‌ریزی چندان مشکل نیست. ساده‌ترین مدل تک هدفه با متغیرهای پیوسته، مدل های‌خطی(LP) بوده که اغلب به جای انتخاب بهینه باعث غربال شدن گزینه ها می شوند. اگر بردار متغیرهای تصمیم‌گیری در جهت سطر به صورت $\underline{X}=[x_1, x_2,..., x_n]$ و بردار هزینه در جهت سطر به صورت $\underline{C}=[c_1, c_2,..., c_n]$ باشد تابع هدف به شکل زیر تعریف می‌شود.

$$\text{Max or Min } f(x)=\sum_{i=1}^{n} c_i x_i = \underline{c}^T \underline{x} \qquad ۵۲\text{-}۴$$

ترانهاده بردار $=c^T$

در این روش فرض می‌شود که کلیه محدودیت‌ها و تابع هدف، خطی و تمامی متغیرهای تصمیم، نامنفی هستند. همچنین محدودیت‌های خطی می‌توانند به صورت معادله یا نامعادله باشند. شکل استاندارد محدودیت‌های برنامه‌ریزی خطی برای متغیرهای نامنفی و $\leq$ برای حداکثرسازی تابع هدف به شکل زیر بیان می‌شود:

$$a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + ...a_{1n}x_n \leq b_1$$

$$a_{۲۱}x_۱ + a_{۲۲}x_۲ + ...a_{۲n}x_n \le b_۲$$
$$a_m x_۱ + a_{m۲}x_۲ + ...a_{mn}x_n \le b_m$$
$$x_۱, x_۲, ...x_n \ge ۰$$

روش‌های حل مدل‌های خطی یا LP در حالت دو متغیر، از راه ترسیم و بسیار ساده است اما در اکثر موارد متغیرها پیش از دو مورد هستند. در این حالت الگوریتم سیمپلکس به عنوان یک روش متعارف حل مسائل خطی که یک روش جبری است با استفاده از متغیرهای کمکی، اساسی و غیراساسی استفاده می‌شود. اگر تابع هدف یا محدودیت‌های غیرخطی باشد در این صورت مسئله بهینه‌سازی، غیرخطی خواهد بود. که در این صورت برای مسائل بیش از دو متغیر می‌توان با برنامه‌نویسی در نرم‌افزاری مناسب جواب تابع هدف را بهینه نمود. همچنین در بسیاری از موارد ممکن است یک مسأله غیرخطی از روش‌های خطی‌سازی حل شوند. تصمیم‌گیری متوالی در مقاطع زمانی و مکانی در برنامه‌ریزی و مدیریت کمی و کیفی سیستم‌های منابع آب موجب توسعه و کاربرد روش برنامه‌ریزی پویا و یا حالت‌های توسعه یافته‌تر آن مانند پیشرو و پسرو شده است. این برنامه‌ریزی یک روش خاص ریاضی به منظور حل مسائل توأم با تصمیم‌گیری چند مرحله‌ای است که در دهه ۱۹۵۰ توسط Belman توسعه یافت. چنانچه فرض شود در تصمیم‌گیری T گام زمانی وجود دارد و در هر گام، x_t متغیر حالت و u_t متغیر تصمیم باشند، تابع هدف در هر بازه زمانی T و تابع انتقال حالت از یک گام به گام دیگر با هدف حداکثر نمودن تابع هدف در کل دوره به صورت زیر خواهد بود.

$$\text{Maximize} \quad \sum_{t=۰}^{T} g_t(X_t, u_t) \qquad ۵۳-۴$$

$$\begin{aligned} & X_t \in x && t = ۰, ۱, ..., T \\ \text{Subject to:} \quad & u_t \in u && t = ۰, ۱, ..., T \\ & x_{t+۱} = f_t(x_t, u_t), && t = ۰, ۱, ...T-۱ \end{aligned}$$

• مدل بهینه‌سازی چند منظوره

در مسائل چند هدفه چندین معیار مورد نظر می‌باشند. که جهت تحلیل اینگونه مسائل، روش‌های تصمیم‌گیری چندمعیاره (MCDM) در حالت‌های پیوسته و گسسته ارائه شده‌اند. این روش‌ها با توجه به در نظر گرفتن معیارهای مختلف و چندین تابع هدف در برنامه‌ریزی خطی، می‌تواند در مطالعات سنتز و مدیریت آبخیزها، طراحی شبکه مترو، مدیریت جامع حوزه‌های آبخیز، برنامه‌ریزی سیستم جامع منابع آب، مدیریت تلفیقی آب‌های سطحی و زیرزمینی، مدیریت سیستم‌های فاضلاب و تصفیه آب موثر باشد. از جمله روش‌های مناسب در این گروه برای اولویت‌بندی شدت سیلخیزی زیر حوزه‌ها جهت اجرای عملیات عمرانی کنترل سازه‌ای و مدیریت سیل می‌توان به روش‌های (UTA) تابع تجمعی ارزش و روش (DSM) و سایر روش‌ها با کاربردهای متنوع مانند روش وزن‌دهی ساده، روش حدی، روش شباهت به گزینه ایده‌آل و روش تحلیل سلسله مراتبی اشاره نمود.

• عدم قطعیت در مدل‌های بهینه‌سازی

با توجه به ماهیت تصادفی پارامترهای درگیر در برنامه‌ریزی منابع آب، مدل‌های بهینه‌سازی تصادفی جهت لحاظ کردن این خصوصیت توسعه پیدا کرده‌اند. دو نمونه از پرکاربردترین آنها شامل مدل‌های با محدودیت احتمالی و مدل‌های پویای غیرقطعی هستند. لازم به ذکر است که با تمهیداتی نه چندان پیچیده می‌توان به جای منحنی‌های فرمان از نوع ایستا، برنامه‌های کمی از نوع پویا و غیرقطعی تهیه نمود.

• مدل‌های حل اختلاف

در یک فرایند تصمیم‌گیری، چنانچه تعداد تصمیم‌گیرندگان بیش از یک نفر باشد، تصمیم‌گیری با مشکلاتی همراه خواهد بود. چرا که افراد مختلف اهداف، دیدگاه‌ها و اولویت‌های متفاوتی دارند. در این خصوص چندین روش برای حل مسئله وجود دارد. یک روش استفاده از یک مدل چند هدفه است. روش دوم رتبه‌بندی نسبی نظرات تصمیم‌گیرندگان با توجه به اهمیت نسبی آنها برای تأثیر در تصمیم‌گیری نهایی است. روش سوم بر پایه تئوری چانه‌زنی است که در سال ۱۹۵۴ توسط ناش ارائه شده است. به کمک روش‌های مذکور و بهره‌گیری از مدل‌های ریاضی مناسب می‌توان اقدام به محاسبه و برآورد پارامتری‌های طراحی از جمله ارتفاع سد کرد و همچنین عملکرد تقریبی مخزن را با توجه به ارتفاع نظیر سد مورد ارزیابی قرار داد. در مورد مخازن سدهایی که دارای گزینه‌های پیشنهادی مختلفی هستند، می‌توان با استفاده از مدل‌های ریاضی مناسب، گزینه‌های نامطلوب را حذف نمود. مدل‌های ریاضی مناسبی که غالباً در مسائل طراحی بهره‌برداری سیستم مخازن سدها مورد استفاده هستند شامل مدل برنامه‌ریزی خطی (LP) و مدل برنامه‌ریزی پویا (DP) می‌شوند. "ساختار یک مدل پایه که مبنای بسیاری از مدل‌های بهینه‌سازی بهره‌برداری از مخزن را تشکیل می‌دهد به صورت رابطه ۴-۵۴ نوشته می شود":

$$\text{Minimize} \qquad Z = \sum_{i=1}^{n} \text{Loss}_t\left(R_t, D_t, S_t\right) \qquad ۴\text{-}۵۴$$

Subject to:

$$S_{t+1} = S_t + I_t - R_t - E_t - L_t$$

$$(t = 1, \ldots, n) \quad S_{min} \le S_t \le CaP$$

$$0 \le R_t \le R_{max} \quad , \quad S_t, E_t, L_t, R_t \ge 0$$

Z: تابع هدف، $Loss_t$: هزینه بهره‌برداری در ماه t که تابعی از خروجی، نیاز و حجم ذخیره مخزن در ماه t است. R_t: خروجی از مخزن در ماه t، D_t: نیاز آبی در ماه t، S_t: حجم ذخیره مخزن در ماه t، n: طول دوره زمانی برنامه‌ریزی، S_{min}: حداقل حجم ذخیره آب در مخزن، CaP: حجم کل ذخیره آب در مخزن، $R_{max,t}$: حداکثر خروجی از مخزن در دوره زمانی t، E_t: حجم تبخیر از مخزن در ماه t، L_t: حجم نشت آب از مخزن در ماه t، I_t: حجم جریان ورودی به مخزن در ماه t، برای اینکه میزان تخصیص آب به نیازهای آبی مختلف نیز بهینه‌سازی شود می‌توان تابع هدف مدل را به صورت زیر تغییر داد:

$$\text{Minimize } Z = \sum_{t=1}^{n}\sum_{j=1}^{m} \text{Loss}_t\left(R_{j,t}, D_{j,t}, S_t\right) \qquad ۵۵-۴$$

m تعداد نیازهای آبی مختلف(نیاز کنترل سیل، نیاز تفریح، نیاز محیط زیست، نیاز کشاورزی و...)، D نیاز آبی j و R تخصیص آبی نیاز j است. علاوه براین می‌توان با توسعه و اصلاح روابط بهینه‌سازی مذکور به واسطه وارد کردن متغیرها و پارامترهای سایر منابع تامین آب متعارف مانند آب‌های زیرزمینی و غیرمتعارف مانند روش‌های استحصال W.H، برنامه‌ریزی و مدیریت تلفیقی تامین آب را در هیدروسیستم مورد نظر (مخزن سد، آبخیز شهری یا آبخیز روستایی) انجام داد.

ب- مدل‌های شبیه‌سازی (Simulation)

شبیه‌سازی سیستم به ازای مقادیر دامنه عملگر تابع، جهت بررسی و میزان اثربخشی و کارایی برنامه‌ها و سناریوهای مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر تعداد گزینه‌ها و سناریوها متعدد باشند می‌بایست ابتدا شرایط مرزی و اولیه مناسب توابع هدف را شبیه‌سازی و سپس از مدل‌های بهینه‌سازی بالا استفاده نمود تا ضمن صرف وقت و هزینه، دقت محاسبات در نقاط اکسترمم افزایش یابد. لذا جهت حل برخی از مسائل بهینه‌سازی (کلاسیک و یا فازی) سیستم‌های آبی(کمی و آلودگی) ناگزیر به اجرای مراحل شبیه‌سازی و سپس بهینه‌سازی هستیم. اکثر مدل‌های شبیه‌سازی سابقه طولانی در برنامه‌ریزی و مدیریت دارند و آنها را می‌توان در دو کلاس قطعی و غیرقطعی قرار داد:

• شبیه‌سازی قطعی

مدل‌های شبیه‌سازی قطعی سیستم‌های منابع آب، عدم قطعیت‌های (Uncertainties) موجود در پارامترها و متغیرهای هیدرولوژیکی را در نظر نمی‌گیرند. به عقیده نگارنده کاربرد مطلق مفهوم قطعیت در این مدل‌ها اشتباه است. زیرا مقادیر ورودی و خروجی در هر شرایطی که استفاده شوند مفهوم احتمال را در خود و مدل لحاظ کرده‌اند. لذا برتری مدل‌های غیرقطعی در صورت وجود، نمی‌تواند از این جنبه بررسی شود. با این وجود می‌توان روش‌ها را از نظر میزان دخالت احتمال و تصادف و روش‌های به کار گرفته شده در مدل مانند یک طیف رنگی طبقه‌بندی کرد. در صورتی که پررنگ‌ترین طیف را به روش‌های پیشرفته در لحاظ کردن مفاهیم استوکاستیکی اختصاص دهیم آن وقت با این مفهوم می‌توان کلاس قطعیت را در کم‌رنگ‌ترین بخش این طیف پذیرفت.

• شبیه‌سازی استوکاستیک

مدل‌های شبیه‌سازی غیرقطعی معمولاً از اطلاعاتی چون تابع توزیع متغیرهای احتمالی، تعداد دفعات تکرار آنها در هر بازه زمانی، میانگین و بازه تغییرات آنها استفاده می‌کنند و عموماً نتایج شبیه‌سازی به صورت احتمالاتی ارائه می‌گردد. یکی از روش‌های مرسوم در این گروه شبیه‌سازی مونت کارلو است که از مفاهیم آن در مدیریت کمی و کیفی سیستم‌های منابع آب سطحی، آب‌های زیرزمینی و سیلاب استفاده می‌شود. اصولاً بهره‌گیری از مدل‌های ریاضی پایه، اساس مطالعات بهینه‌سازی را تشکیل می‌دهد. تکنیک‌های بهینه‌سازی هر چند ابزاری بسیار مناسب و با ارزش برای برآورد سریع و بهینه پارامترهای طراحی (حجم مخزن،ارتفاع مخزن، نیاز کنترل سیل و ...) هستند ولی هیچ یک به تنهایی قادر به ارائه شاخص‌های گزینش طرح نخواهد بود. لذا متعاقب به کارگیری مدل بهینه‌سازی باید از روش شبیه‌سازی برای طراحی دقیق مخزن و نحوه

عملکرد آن در طول دوره‌های‌تر و خشکسالی جهت تدقیق تأمین نیازهای مورد نظر اهداف طرح اقدام نمود. روش‌های شبیه‌سازی به دلیل برخورداری از منطق ریاضی ساده و قابل درک، قابلیت چشم‌گیر و سریع در پیش‌بینی و ارزیابی نحوه عملکرد سیستم برای سیاست‌های مختلف بهره‌برداری و انتخاب گزینه‌ها محسوب می‌شوند. شبیه‌سازی ممکن است بر اساس داده‌های مشاهداتی (قطعیت) و یا به صورت عدم قطعیت اجرا شود. شبیه‌سازی احتمالاتی یک وسیله محاسباتی بسیار قوی برای مطالعه مخازن سدها محسوب می‌گردد. فواصل زمانی مورد استفاده در شبیه‌سازی بسته به دقت مورد نیاز و داده‌های در دسترس از ساعت تا سال ممکن است تغییر کند. بطور کلی به جز در موارد خاص که نیاز به فواصل زمانی ده روزه، هفتگی و روزانه است (تأمین آب آبیاری برنج و برقابی) در اکثر موارد شبیه‌سازی مخزن بر اساس فواصل زمانی ماهانه صورت می‌گیرد. اهم شاخص‌های مورد نیاز طرح که باید بر اساس شبیه‌سازی حاصل شود به شرح زیر خلاصه می‌شود:

- متوسط کمبود درازمدت در یکسری از نیازها
- حجم آب قابل تنظیم سالانه
- بازده ذخیره‌سازی مخزن. عواملی که در بررسی این مورد موثر هستند شامل تعیین آوردهای سالانه رودخانه در محل گزینه‌های مختلف، تعیین حجم مخزن هر سد بر حسب ارتفاع و مقایسه حجم آب ذخیره شده در ارتفاعات مساوی، مقایسه نسبت حجم مخزن به هزینه سد برای گزینه‌های مکانی مختلف و ترسیم منحنی تغییرات این نسبت در هر محل بر حسب ارتفاع، مقایسه وسعت امکانات سرویس‌دهی هر محل نسبت به بالادست و پایین‌دست، تعیین عمر مخزن با توجه به برآورد سالانه رسوبات در گزینه‌های مکانی مختلف، تعیین جدول اولویت‌بندی گزینه‌ها از نظر بازده ذخیره‌سازی مخزن با توجه به موارد ذکر شده می‌شود.
- میزان سرریز سالانه
- میزان تلفات تبخیر
- سود خالص حاصل از اجرای طرح (اقتصاد طرح)

در این خصوص به منظور تعیین حجم مخزن، با در نظر گرفتن مشخصات فیزیکی سیستم مخزن و داده‌های ورودی و خروجی از سیستم (نیازها و تلفات) نحوه عملکرد مخزن در شرایط مختلف بهره‌برداری شبیه‌سازی گردیده و با توجه به ریسک فنی و اقتصادی مورد قبول در تأمین اهداف طرح و نهایتاً قابلیت اعتماد مخزن[۱]، حجم مناسبی برای مخزن که جوابگوی نیازهای طرح باشد تعیین می‌گردد. پس از استخراج پارامترهای مورد نیاز و حجم مخزن باید با قضاوت‌های کارشناسی، مهندسی و اقتصادی اقدام به انتخاب حجم مخزن نمود. اساس طراحی حجم مخزن در روش‌های شبیه‌سازی بر روی معادله ذخیره پیوستگی طرح، پایه‌ریزی می‌شود. علاوه بر موارد فوق می‌توان تغییر مشخصات هندسی مخزن همچون رسوب‌گذاری، محدودیت‌های تغییر تراز آب به خاطر پایداری بدنه سد و غیره را به صورت روابط ریاضی در قیود مدل تعریف کرد. همچنین ارزیابی اقتصادی طرح را با اعمال معادلات ریاضی مربوط در ساختار مدل به کار گرفت. درخصوص جزئیات بیشتر برنامه‌ریزی و روش‌های حل مسائل آبی به کتاب‌های مرجع و یا جزوه کارگاه آموزشی نویسنده در خصوص برنامه‌ریزی منابع آب، دانشگاه صنعت آب و برق و همچنین نشریه وزارت نیرو و سازمان برنامه‌ریزی شامل دستورالعمل‌ها و استانداردهای بهره‌برداری از مخازن سد مراجعه شود.

۱- احتمال تأمین نیاز مشخص از مخزن در طول دوره بهره‌برداری(Reservior Reliability)

٤-٥-٥- طراحی هیدرولوژیکی و بررسی کارایی سیاست‌های بهره‌برداری

۱-سیاست‌های بهره‌برداری

وقتی منحنی فرمان موردنظر برای بهره‌برداری یک مخزن طراحی شد، هنوز کار به اتمام نرسیده است. ارزیابی سیاست‌های بهره‌برداری آخرین و مهم‌ترین گام در مسائل بهره‌برداری محسوب می‌شوند. به طوری که تصحیح و تدقیق نهایی و دوره‌ای منحنی‌های فرمان در این مرحله صورت می‌گیرد. سوال اساسی این است که وضعیت سیستم در دوره زمانی t که با متغیر تصادفی x_t تعریف می‌گردد در کدام وضعیت مطلوب (S) و یا نامطلوب (F) قرار می‌گیرد. تعریف مناسب شاخص‌های عملکردی سیستم به نوع مساله و اهداف برنامه‌ریزی بستگی دارد. Hashimoto و همکاران در سال ۱۹۸۲ اجرای سیستم‌ها را از سه دیدگاه مختلف بررسی کردند:

-در یک بازه زمانی مشخص، سیستم چند بار شکست می‌خورد؟ و یا به عبارت بهتر احتمال موفقیت سیستم چقدر است؟ (Reliability)

- احتمال و سرعت برگشت و ترمیم‌پذیری سیستم به حالت مطلوب پس از شکست چقدر است؟ (Resiliency)

-شدت یا تداوم شکست‌های مشاهده‌ای چقدر است؟ (Vulnerability)

در ادامه موارد فوق باختصار تشریح می‌گردد:

- اطمینان‌پذیری: قابلیت اطمینان در واقع احتمال عدم وقوع شرایط نامطلوب متناظر با ریسک خاص است.

$$\text{Reliability} = ۱ - \text{Risk} = \left(۱ - \frac{۱}{T} \right)^n = (۱ - p)^n \qquad ۵۶\text{-}۴$$

T: دوره بازگشت به سال، P: احتمال وقوع پدیده، n: حداکثر تعداد ممکن وقوع شرایط نامطلوب. لذا قابلیت اطمینان نقطه مقابل مفهوم ریسک که احتمال شکست سیستم در یک مدت مشخص است، است. قابلیت اطمینان در صورتی که هدف، مخازن تأمین آب و انرژی برق آبی باشد به صورت احتمال تأمین درصد معینی از نیازها در یک دوره زمانی مشخص به شکل زیر تعیین می‌گردد:

$$R_p = \text{Prob}[x_t \in s]$$

R_p: قابلیت اطمینان تأمین نیاز برای P درصد نیازها. رابطه فوق زمانی که دوره زمانی به اندازه کافی بزرگ باشد می‌تواند بازگو کننده میزان احتمال دست‌یابی به اهداف باشد.

- ترمیم‌پذیری: احتمال برگشت سیستم به شرایط مطلوب در یک دوره زمانی معین را ترمیم‌پذیری سیستم می‌نامند که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R_e = \text{Prob}\{X_{t+۱} \in S | x_t \in F\}$$

مدیریت برداشت و بهره‌برداری از مخزن در افزایش مقدار R_e نقش به سزایی دارد. این قابلیت بر اساس میزان یادگیری سیستم از تجارب حوادث گذشته جهت افزایش ایمنی و بهبود معیارهای کاهش ریسک، تعیین می‌شود.

- شدت آسیب‌پذیری: هر سیستم منابع آب به ویژه مخازن تأمین و ذخیره که با ورودی‌ها و خروجی‌های استوکاستیک ارتباط ناگزیر دارند همیشه محتمل به آسیب‌پذیری هستند. اما میزان این شکست یا شدت آسیب‌پذیری که بزرگی شکست سیستم را نشان می‌دهد معیار مناسبی جهت بررسی کارایی سیستم محسوب می‌شود. در این خصوص باید معیار خسارت

تعریف شود. عموماً این شاخص برای مخازن تأمین آب و نیروگاه‌های برقابی با حجم کمبود در یک بازه زمانی تعریف می‌شود[۱]. در این خصوص هاشیموتو و همکاران در سال ۱۹۸۲ شدت آسیب‌پذیری سیستم را به صورت زیر نشان دادند:

$$V = \sum_{j \in F} S_j e_j \qquad ۵۷-۴$$

S_j: شاخص کمبود. E_j: احتمال $x_t \in F$

انتخاب روش یا روش‌های محاسباتی در بررسی عملکرد مخازن و سنتز مصنوعی داده‌های جریان رودخانه بر اساس صورت مسئله، فاز مطالعات، میزان آمار و اطلاعات موجود، چگونگی مرحله توسعه سیستم حوزه آبخیز و میزان دقت مورد نیاز صورت می‌گیرد. لذا تحت شرایطی ممکن است با حذف درایه‌ها و ترانهاده هزینه‌ها به همراه شبیه‌سازی قطعی بیلان جرمی بر اساس معادله پیوستگی، روش نهایی انتخاب و معادله مذکور با روش جدول عملیاتی به کمک برنامه‌نویسی با Visual Basic انجام گیرد. با این وجود نمی‌توان شرایط مختلف و متعدد را به دلیل محدودیت‌های محاسباتی و وقت‌گیر با روش جدول عملیاتی حل نمود. لذا نوشتن برنامه در مدلی مانند LINGO جهت بررسی سناریوهای متعدد با توجه به معادلات و نامعادلات قیود تابع هدف ناگزیر است. مدل مذکور با دو مثال در بند متعاقب معرفی شده است.

می بایست توجه نمود یک سیستم با اعتماد کمتر اما آسیب پذیری کم و برگشت پذیری سریع ممکن است بهتر از یک سیستم با اعتماد بالا اما آسیب پذیری زیاد و برگشت پذیری کند باشد.

۲-طراحی هیدرولوژیکی

مشابه مفاهیم ارائه شده در فصل ۱ و ۲ در خصوص دبی سیل طرح و آنالیز عدم قطعیت‌ها، می‌توان این مفاهیم را در مطالعات دبی کمینه و طراحی مخازن نیز استفاده نمود. همان‌طور که ذکر شد ۳ روش عمده تعیین دبی طرح شامل ۱- روش‌های تجربی، ۲-روش‌های آنالیز ریسک و ۳-روش‌های آنالیز هیدرواکونومیک وجود دارند که در خصوص مطالعات سیلاب تمامی آنها با ذکر مثال به تفصیل ارائه شد. در اینجا علاوه بر روش‌های فوق می‌توان به آنالیز ریسک مرکب و همچنین آنالیز ریسک حاشیه امن و فاکتور امن در خصوص مطالعات دبی کمینه در رودخانه و مخازن اشاره نمود. این مفاهیم در خصوص مطالعات سیلاب نیز قابل تعمیم هستند.

- روش تجربی(Empirical)

در یک روش تجربی، بیشترین رخداد حدی در میان داده‌های مشاهده‌ای به عنوان ارزش طراحی(Design value) انتخاب می‌شود. در مطالعات سیلاب رابطه زیر که به نام رابطه ویبول معروف است پیشتر جهت آنالیز فراوانی ارائه شد:

$$p(N,n) = \frac{n}{N+n} \qquad ۵۸-۴$$

$p(N,n)$: احتمال اینکه، رخداد حدی در N سال گذشته، حداقل یک بار در n سال آینده برابر یا بیشتر شود. این رابطه را می توان در آنالیز فراوانی دبی‌های کمینه نیز با مفهوم همسان زیر استفاده نمود. احتمال اینکه، رخداد حدی در N سال گذشته، حداقل یک بار در n سال آینده برابر یا کمتر شود. البته همان‌طور که در بند آنالیز فراوانی این فصل ذکر شد، در مطالعات

۱- شاخص سختی (Severity Index)

خشکسالی روابط جایگزینی به جای رابطه ویبول در آنالیز فراوانی مناطق خشک استفاده و توصیه شده است. اگر بر اساس آنالیزهای هیدرولوژیکی مشخص شود یک دوره شدید خشکسالیm ساله در دوره N ساله وجود دارد، و سوال این باشد، چقدر احتمال دارد یک خشکسالی برابر یا شدیدتر از آن در n سال آینده اتفاق بیفتدp(N,m.n) ، رابطه ویبول را به صورت زیر تغییر می‌دهیم:

$$p(N,m,n) = \frac{(n-m+1)}{(N-m+1)+(n-m+1)} = \frac{n-m+1}{N+n-2m+2} \quad , \; n \geq m \qquad ۵۹-۴$$

مثال: بر اساس آنالیز آمار خشکسالی رودخانه‌ای در یک دوره ۴۰ ساله مشخص شد ۵ سال از سری زمانی، خشک است. احتمال این‌که یک خشکسالی شدیدتر از آن در ۲۰ سال آینده اتفاق بیفتد چقدر است؟ ۳۰ درصد

$$p(40,5,20) = \frac{20-5+1}{40+20-2\times 5+2} = 0.308$$

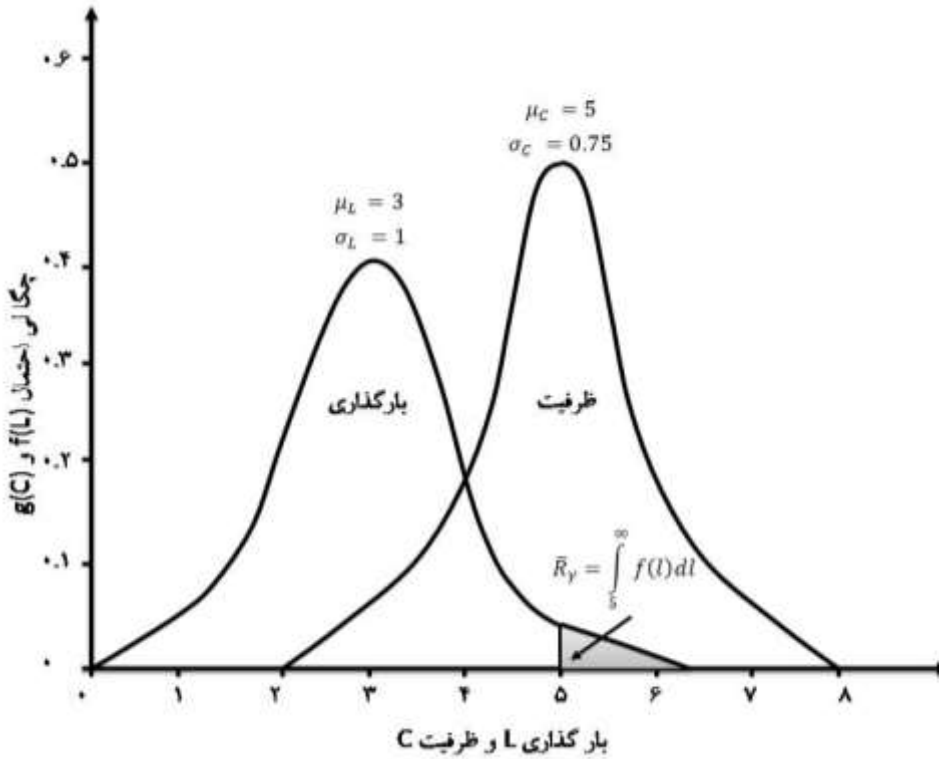
این روش‌ها جهت بررسی عدم قطعیت‌های ذاتی استفاده می‌شود. در این خصوص روش‌های دیگری چون توابع احتمال ناپیوسته مانند توزیع پوآسون، توزیع دوجمله‌ای، توزیع هندسی و.. برای داده‌های ناپیوسته وجود دارند.

- آنالیز ریسک مرکب

عدم قطعیت‌های ذاتی، مربوط به تغییرات طبیعی پدیده‌های هیدرولوژی و عدم قطعیت‌های مدل و پارامتری به ساختار مدل، پارامترها و روش حل مربوط می‌شوند. این مفاهیم در فصل‌های پیش ارائه گردید. روش‌های آنالیز ریسک مرکب، در واقع ریسک‌های ناشی از منابع مختلف عدم قطعیت را به صورت کلی برای یک شرایط طراحی ویژه ارزیابی می‌کند. در این جا دو اصطلاح کلیدی بارگذاری(Loading) و ظرفیت(Capacity)وجود دارد. معنای این دو اصطلاح با توجه به هدف و موضوع مورد بررسی متفاوت است اما در اصل یک مفهوم کلیدی بر آنها حاکم است. به عنوان نمونه منظور از بارگذاری در مطالعات خشکسالی نیاز(Demand) است و در سیلاب، منظور ممکن است دبی محاسبه شده قبل از اعمال ضرایب ایمنی و عدم قطعیت‌های موجود باشد. منظور از ظرفیت در مطالعات خشکسالی معمولاً تامین آب از حجم آب ذخیره سد و یا مخزن آبخانه است و در سیلاب ممکن است دبی طراحی پس از اعمال ضرایب ایمنی باشد. بارگذاری(L) در واقع معیاری از اثرات بیرونی سیستم است. نیاز با توجه به آب مورد نیاز تعداد جمعیت و سایر مصارف مشخص، تعیین می‌شود. بزرگی و مقدار نیاز کنترل سیل نیز با توجه به خصوصیات رگبار، حوضه، نقاط بحرانی(نقاطی که قرار است حفاظت شوند)، شرایط اولیه و مرزی مشخص، تعیین می‌شود. ظرفیت، در واقع معیاری جهت ارزیابی توانایی سیستم در رویارویی و مقاومت در برابر نیاز بیرونی است. بدیهی است که بزرگی ظرفیت اغلب توسط محدودیت‌های فنی، فیزیکی و اقتصادی کنترل شود. ریسک شکست $\overline{R}$ با توجه به احتمال تجاوز L از C به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\overline{R} = p(\frac{C}{L} < 1) = p(C-L<0) \qquad ۶۰-۴$$

بدیهی است که این ریسک به توزیع احتمالاتی L و C بستگی دارد به طوری که باعث تغییر انتخاب روش و همچنین نتایج می‌شود. فرض کنید تابع چگالی احتمال L معادل تابع $f(L)$ باشد. این تابع ممکن بود یک تابع چگالی احتمال لوگ پیرسون نوع ۳ یا مقادیر حد برای داده‌های حدی باشد. در این حالت شانس این‌که مقدار L از یک مقدار ثابت و مشخص مانند ظرفیت C^* تجاوز کند از رابطه زیر تعیین می‌شود(شکل ۴-۱۵):



*شکل۴-۱۵: آنالیز ریسک مرکب، با فرض توزیع نرمال(*Chow,Applied hydrology,1988)

$$\overline{R} = p(L > C^*) = \int_{C^*}^{\infty} f(L)dL \qquad ۶۱\text{-}۴$$

ظرفیت واقعی و صحیح سیستم معلوم نیست اما اگر تابع چگالی احتمال آن $g(C)$ باشد ممکن است از توزیع‌های نرمال یا لوگ نرمال تبعیت کند به طوری که امکان آنالیز عدم قطعیت از رده ۱ نیز فراهم شود. به عنوان مثال همان‌طور که در بخش سیلاب نیز ذکر شد اگر قرار است با رابطه مانینگ ظرفیت عبور یک سازه هیدرولیکی را تعیین کنیم، عدم قطعیت ظرفیت سیستم C را می‌توان از روش آنالیز رده ۱ که تشریح شد، ارزیابی نمود. احتمال این‌که ظرفیت در داخل یک دامنه کوچک dC اطراف یک ارزش C قرارگیرد، $g(C)dC$ است. فرض کنید L و C متغیرهای مستقل تصادفی هستند، ریسک مرکب آنها به وسیله محاسبه احتمال تجاوز بارگذاری از ظرفیت سیستم برای هر ارزش در دامنه ظرفیت‌های ممکن، از رابطه ۴-۶۲ ارزیابی می‌شود:

$$\overline{R} = \int_{-\infty}^{\infty} [\int_{C}^{\infty} f(L)dL] g(C)dC \qquad ۶۲-۴$$

از نظرHarr (۱۹۸۷)، قابلیت اعتماد(Reliability) سیستم عبارت است از احتمال موفقیت پاسخگویی سیستم به نیازها و انتظارات بیرونی (بارگذاری) در یک دوره معین زمان و تحت شرایط مشخص. لذا قابلیت اعتماد R مکمل ریسک است یعنی $\overline{R} + R = 1$. لذا میزان احتمال این‌که بارگذاری و انتظار از سیستم از ظرفیت طراحی تجاوز نکند از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$R = p(L \le C) = \int_{-\infty}^{\infty} [\int_{0}^{C} f(L)dL] g(C)dC \qquad ۶۳-۴$$

مثال: فرض کنید مقدار آب مورد نیاز پیش‌بینی شده سال جاری شهری، ۳ واحد با انحراف معیار واحد باشد. الف-ریسک تجاوز نیاز را حساب کنید در شرایطی که سیستم تامین آب شهر، ۵ واحد برآورد شده باشد. ب- ریسک شکست سیستم، اگر برآورد ظرفیت سیستم یک اشتباه استانداردی معادل ۰,۷۵ واحد داشته باشد؟

با توجه به شکل ۴-۱۵، توزیع بارگذاری و ظرفیت سیستم را نرمال فرض کنید.

الف-با توجه به این‌که توزیع بارگذاری نرمال است لذا رابطه توزیع نرمال از کتب هیدرولوژی آمار به دست می‌آید:

$$f(L) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_L} e^{-(L-u_L)^2/2\sigma_L^2} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-(L-3)^2/2}$$

با توجه به این‌که ظرفیت را ثابت گرفته ایم، داریم:

$$\overline{R} = \int_{C^*}^{\infty} f(L)dL = \int_{5}^{x} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-(L-3)^2/2} dL = 1 - \int_{-x}^{5} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-(L-3)^2/2} dL$$

در اینجا باید متغیر انتگرال‌گیری به متغیر نرمال استاندارد تبدیل شود. داریم:

$$u = (L-u_L)/\sigma_L = (L-3)/1 = L-3, dL = du,$$

$$L = 5 \rightarrow u = 5-3 = 2, L = -\infty \rightarrow u = -\infty$$

$$\overline{R} = 1 - \int_{-x}^{2} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} du = 1 - F_z(2)$$

همان‌طور که در فصل ۲ نیز ذکر شد F_z با توجه به نوع چگالی توزیع از جداول آماری استخراج می‌شود. دراینجا F_z تابع توزیع نرمال استاندارد است و مقدار آن از روی جداول آماری، ۰,۹۷۷ به دست می‌آید. لذا مقدار $\overline{R} = 0.023$ یا ۲,۳ درصد است. یعنی حدود ۲ درصد احتمال دارد، آب مورد نیاز در طول دوره زمانی سال جاری از مقدار ظرفیت

از مقدار ظرفیت ثابت ۵ واحد تجاوز کند. این نتایج ما را در تحلیل آنالیز فراوانی، انتخاب و تصحیح دوره بازگشت، بررسی عدم قطعیت‌ها و مدیریت احتمالاتی سیستم یاری می‌نماید.

ب-اگر توزیع ظرفیت سیستم نرمال باشد با توجه به مقدار میانگین و اشتباه استاندارد سیستم، توزیع آن به صورت زیر است:

$$g(C)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_C}e^{-(C-u_C)^2/2\sigma_C^2}=\frac{1.333}{\sqrt{2\pi}}e^{-(C-5)^2/1.125} \qquad ۶۴-۴$$

ریسک سیستم:

$$\overline{R}=\int_{-\infty}^{\infty}[\int_{C}^{\infty}f(L)dL]g(C)dC$$
$$=\int_{-x}^{x}[\int_{C}^{x}\frac{1}{\sqrt{2\pi}}e^{-(L-3)^2/2}dL]\frac{1.333}{\sqrt{2\pi}}e^{-(C-5)^2/1.125}dC \qquad ۶۵-۴$$

این انتگرال به سادگی می‌تواند در محیط Matlab به صورت تحلیلی و یا در برنامه Visual Basic به صورت عددی برنامه‌نویسی و حل شود. نتیجه $\overline{R}=0.052$ به دست می‌آید. مشخص می‌شود که اگر ظرفیت سیستم را با انحراف معیار آن در یک توزیع نرمال بررسی کنیم عدم قطعیت بیشتر و حدود ۵ درصد می‌شود. باید توجه نمود در عمل اغلب توزیع بارگذاری از نوع لوگ پیرسون نوع ۳ یا مقادیر حد است. همچنین توزیع ظرفیت سیستم، اغلب لوگ نرمال است. البته باید این مسئله با توجه به روش‌های آماری کنترل و تعیین شود. دراین حالت معادلات آماری و پروسه حل در روش‌های ریسک مرکب پیچیده‌تر نیز می‌شود که ضرورت استفاده از محیط برنامه‌نویسی را آشکار می‌کند. آنالیز ریسک مرکب که در بالا شرح داده شد از نوع ایستا بود زیرا این روش، ریسک شکست را تحت یک ارزش ثابت بارگذاری در طول عمر طراحی بررسی می‌کند. در روش‌های آنالیز ریسک مرکب دینامیک، یک دامنه ممکنی از بارگذاری‌ها را در طول عمر سیستم بررسی می‌کنند. در این حالت احتمال شکست هریک به تنهایی و همچنین احتمال کل شامل شانس شکست اهداف چندگانه در طول عمر سیستم بررسی می‌شود(*Mays*,1983).

- آنالیز ریسک حاشیه امن(Safety Margins)

تحت شرایطی که در مثال زیر ارائه شده است می‌توان روش‌های ساده‌تری را جایگزین ریسک مرکب نمود. همان‌طور که در فصل سیل تشریح شد؛ با توجه به رابطه حاشیه امن با بارگذاری و ظرفیت سیستم می‌توان احتمال شکست سیستم $\overline{R}$ را به صورت زیر بازنویسی نمود. سیستم می‌تواند مخزن یک سد، آب زیرزمینی، ارتفاع یک دایک کنترل سیل، تامین آب از چشمه و غیره باشد:

$$\overline{R}=p(C-L<0)=P(SM<0) \qquad ۶۶-۴$$

اگر L و C متغیرهای مستقل تصادفی باشند، ارزش متوسط و واریانس SM به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$u_{SM}=u_C-u_L \qquad ۶۷-۴$$
$$\sigma_{SM}^2=\sigma_C^2+\sigma_L^2 \qquad ۶۸-۴$$

بنابراین انحراف معیار یا اشتباه استاندارد برآورد حاشیه امن به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\sigma_{SM}=(\sigma_C^2+\sigma_L^2)^{1/2} \qquad ۶۹-۴$$

اگر توزیع حاشیه امن، نرمال باشد لذا متغیر نرمال استاندارد z به صورت زیر است:

$$z = \frac{SM - u_{SM}}{\sigma_{SM}} \qquad ۷۰-۴$$

اگر u_{SM} از نامعادله ریسک حاشیه امن کسر و سپس به σ_{SM} تقسیم گردد، داریم:

$$\overline{R} = p(\frac{SM - u_{SM}}{\sigma_{SM}} < \frac{-u_{SM}}{\sigma_{SM}}) = P(z < -\frac{u_{SM}}{\sigma_{SM}}) = F_z(-\frac{u_{SM}}{\sigma_{SM}}) \qquad ۷۱-۴$$

در این شرایط F_z تابع توزیع نرمال استاندارد است.

مثال: ریسک شکست سیستم تامین آب را در مثال قبل محاسبه کنید؟ توزیع حاشیه امن را نرمال فرض کنید.

$$(u_c = 5, \sigma_c = 0.75, u_L = 3, \sigma_L = 1)$$

ابتدا میانگین و انحراف معیار سیستم را حساب کرده، سپس ریسک شکست به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\overline{R} = F_z(-\frac{u_{SM}}{\sigma_{SM}}) = F_z(-\frac{2}{1.250}) = 0.055$$

همان‌طور که مشخص است جواب این روش ساده (۵,۵ درصد) به جواب روش انتگرال‌گیری عددی(۵,۲ درصد) بسیار نزدیک است. باید توجه نمود که در این جا اگرچه توزیع حاشیه امن، نرمال فرض شد اما توزیع بارگذاری و ظرفیت سیستم لحاظ نشده است. Ang (۱۹۷۳) نشان داد وقتی $\overline{R} > 0.001$ باشد، مقدار $\overline{R}$ به صورت ناچیز تحت تاثیر نوع واقعی توزیع بارگذاری و ظرفیت سیستم قرار می‌گیرد و لذا فرض نرمال بودن حاشیه امن ایرادی ندارد. اما برای ریسک‌های پایین‌تر از این مقدار بالا (مثلاً $\overline{R} = 0.0001$)، شکل دنباله توزیع برای متغیرهای بارگذاری و ظرفیت، بحرانی می‌شود به طوری که در این شرایط روش آنالیز ریسک مرکب که در بالا تشریح شد، می‌بایست جهت ارزیابی ریسک شکست سیستم استفاده گردد.

- آنالیز ریسک فاکتور امن(Safety Factor)

در بخش سیل ذکر شد که $SF = C/L$ است لذا ریسک شکست می‌تواند به صورت $P(SF < 1)$ بیان شود. اگر از این نامعادله لگاریتم گرفته شود داریم:

$$\overline{R} = P(\ln(SF) < 0) \qquad ۷۲-۴$$

اگر متغیرهای مربوط به بارگذاری و ظرفیت سیستم به صورت مستقل و با توزیع لوگ نرمال باشند، ریسک شکست به صورت زیر است(Huang,1986):

$$\overline{R} = F_z(\frac{-\ln[\frac{u_c}{u_L}(\frac{1+CV_L^2}{1+CV_c^2})^{1/2}]}{\{\ln[(1+CV_c^2)(1+CV_L^2)]\}^{1/2}}) \qquad ۷۳-۴$$

مثال: ریسک شکست مثال قبل با فرض این‌که توزیع بارگذاری و ظرفیت سیستم لوگ نرمال باشد، چقدر است؟

ابتدا مقدار $CV_C = \frac{\sigma_C}{u_C} = 0.75/5 = 0.15$ و $CV_L = \frac{\sigma_L}{u_L} = 1/3 = 0.333$ حساب می‌شود. مقدار ریسک شکست با توجه به رابطه بالا و شرایط مسئله معادل ۶,۱ درصد به دست می‌آید. در این جا ریسک شکست با فرض توزیع لوگ نرمال تاحدی بیشتر شده است.

٤-٥-٦- برنامه‌نویسی با LINGO

۱-مدل‌سازی:

مدل‌سازی سیستم شامل شبیه‌سازی (ارزیابی عملکرد سیستم) و بهینه‌سازی (تعیین بهینه متغیرهای تصمیم) است. در بند مدل‌های کامپیوتری بخش عمده‌ای از مدل‌های شبیه‌سازی و بهینه‌سازی ارائه شد که اغلب جهت شبیه‌سازی ورودی سیستم کاربرد دارند. بخش عمده‌ای از این مدل‌ها با کاربردهای متفاوت در برنامه‌ریزی آبخیز و مخازن سد نیز کاربرد دارند. در دنیای امروز پیشرفت قابل توجه سخت افزارها و نرم‌افزارها بویژه در مدل‌های منابع آب موجب شده که بتوان محاسبات وقت‌گیر و پیچیده را سریع و راحت‌تر انجام داد. با این وجود فهم تئوری اجزای سیستم با یکدیگر به ویژه در شبیه‌سازی با نگرش مدل‌های همه منطق (Anylogic) و شبیه‌سازی با سیستم‌های چند عامله MAS (Multi-Agent Systems) ناگزیر است(فصل آب زیرزمینی). سایر مدل‌های مورد استفاده در هیدرولوژی جهت برنامه‌ریزی آب به طور عمده مدل Cequalw2، HEC-5Q و همچنین HEC-Resim در شبیه‌سازی تخصصی کمی-کیفی سیستم مخزن رودخانه، مدل‌هایی چون Vensim و Ribasim در برنامه‌ریزی دینامیک سیستم حوزه‌های آبخیز و Lingo در مطالعات برنامه‌ریزی (تحلیل سیستم) و تصمیم‌گیری چند معیاره(MCDM) از نوع کلاسیک، فازی و تحت عدم قطعیت قابل ذکر هستند.

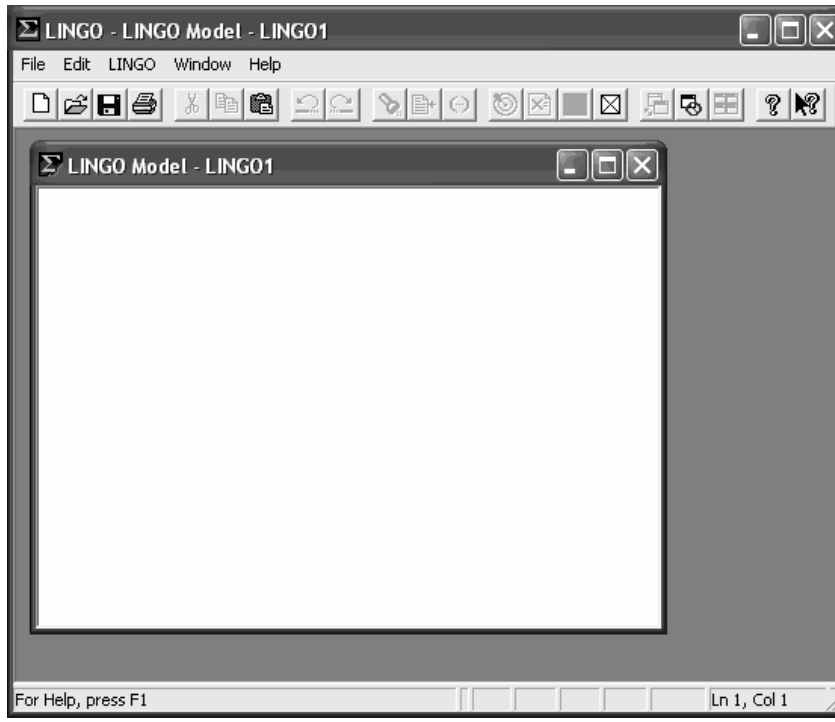
۲-بهینه‌سازی با مدل LINGO

کلمه LINGO یک علامت تجاری با ثبت و صلاحیت علامت LINDO و مالکیت آمریکاست. مدل LINGO ابزاری قدرتمند برای ایجاد و حل توابع خطی و غیرخطی مدل‌های بهینه‌سازی است. بهینه‌سازی به ما کمک می‌کند تا پاسخ بهترین حالت از شرایط تعیین شده و موجود را از نظر حداکثر سود و منفعت، حداقل هزینه، بهترین رویداد و خروجی یا موفقیت، کمترین ضایعات و ناراحتی را سریع‌تر و راحت‌تر بیابیم. البته در عمل در صورتی که توابع و قیود مدل بهینه متعدد باشد استفاده از نرم افزار ناگزیر بوده و در بسیاری از موارد بدون کمک نرم افزار بیشینه یا کمینه‌سازی تابع یا توابع هدف امکان‌پذیر نخواهد بود. در واقع هدف در یک مسئله بهینه‌سازی حداکثرسازی استفاده از زمان، سرمایه، امکانات و ... است. روش‌های حل مسائل بهینه‌سازی در مدل مذکور به نه کلاس تقسیم می‌شود که اغلب دو روش خطی(LP) و غیرخطی ممکن است استفاده شود. در ادامه با یک مثال ساده ایجاد یک مدل بهینه تک هدفه در LINGO تشریح می‌شود. پس از نصب و اجرای مدل، صفحه ایستای آغازین زیر دیده می‌شود(شکل۴-۱۶).

همان‌طور که پیداست دو پنجره خارجی(اصلی) و پنجره مدل LINGO مشاهده می‌شود. از منوهای پنجره اصلی میتوان به کلیه ابزار اجرا و امکانات دسترسی داشت. در پنجره دوم می‌بایست بر اساس دانش برنامه‌نویسی، ریاضیات و علم مربوطه (تحلیل سیستم آبخیز، آنالیز مخزن سد, مرتعداری و...) مدل ریاضی نوشته و آماده شود.

مثال: اگر یک کارخانه سخت افزاری با تولید توان حداکثر ۱۰۰ دستگاه کامپیوتر نوع STANDARD در روز سود واحدی برابر ۱۰۰

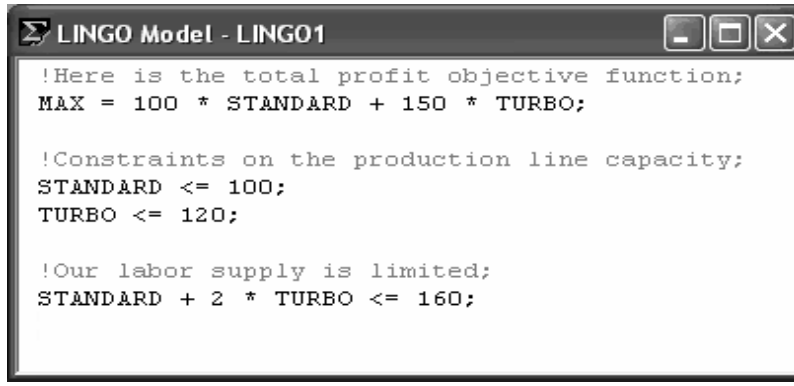
دلار و با تولید توان حداکثر ۱۲۰ دستگاه نوع TURBO در روز سود واحدی برابر ۱۵۰ دلار داشته باشد و همچنین برای تولید نوع اول یک ساعت و برای نوع دوم ۲ ساعت زمان نیاز باشد در حالیکه حداکثر زمان موجود روزانه ۱۶۰ ساعت نیروی نفر روز است ترکیب بهینه تولید را با هدف حداکثرسازی سود کارخانه محاسبه کنید؟



شکل۴-۱۶: پنجره اصلی و برنامه‌نویسی مدل LINGO

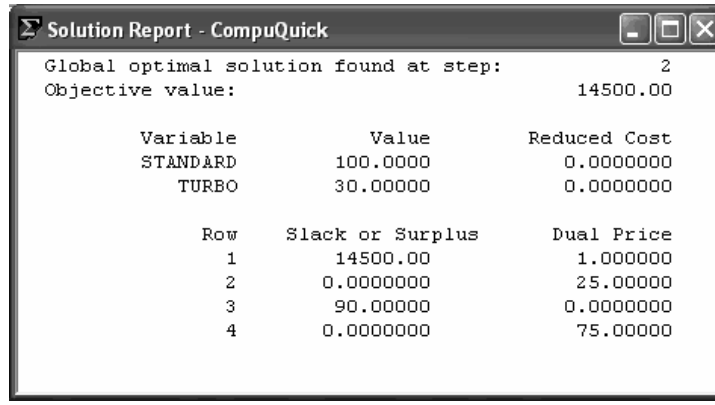
قبل از حل گام به گام مساله فوق شایان ذکر است که میتوان مسئله را برای بهینه کردن ترکیبی از دام بزرگ و کوچک با محدودیت‌های فنی اصول مرتعداری فرمول‌بندی نمود لذا تابع هدف برای هر علمی که نوشته شود اصول و قاعده ریاضی آن یکی خواهد بود. مسئله مذکور دارای سه زیرساختار است. ۱- تابع هدف ۲- متغیرهای تصمیم ۳ – قیود. پس از نوشتن مدل ریاضی بهینه‌سازی، پنجره برنامه‌نویسی مانند شکل ۴-۱۷ می‌شود.

بعد از آن باید گزینه slove را از منویLINGO پنجره اصلی انتخاب کرد. در این حالت ممکن است پیغام‌های خطا ارسال شود. پس از رفع خطا در صورت وجود پیغام خطا، پنجره LINGO Solver Statuse ظاهر می‌شود. پس از بستن پنجره مذکور پنجره گزارش نتایج بهینه‌سازی قابل دسترسی می‌شود(شکل‌های ۴-۱۸ و ۴-۱۹). نتایج به دست آمده حاکی از آن است که سود حداکثر با ترکیب تولید ۱۰۰ و ۳۰ دستگاه به طور روزانه به ترتیب برای نوع ۱ و ۲ به میزان ۱۴۵۰۰ دلار به دست می‌آید.



شکل۴-۱۷: مدل ریاضی مسئله فرضی جهت بهینه‌سازی در LINGO

شکل۴-۱۸: پنجره گزارش وضعیت اجرای مدل بهینه‌سازی


Solution Report - CompuQuick

Global optimal solution found at step: 2
Objective value: 14500.00

Variable	Value	Reduced Cost
STANDARD	100.0000	0.0000000
TURBO	30.00000	0.0000000

Row	Slack or Surplus	Dual Price
1	14500.00	1.000000
2	0.0000000	25.00000
3	90.00000	0.0000000
4	0.0000000	75.00000

شکل۴-۱۹: پنجره گزارش نتایج بهینه‌سازی

- بررسی نتایج مدل:

در این خصوص می‌توان با بررسی مقادیر ارائه شده Dual Price – Slack or Surplus و Reduced Cost نتایج را بررسی کرد. به طوری که از روی عدد ۷۵ زیر ستون Dual Price یا قیمت دوگانه مشخص می‌شود با افزایش ۱ واحد ظرفیت کاری، سودی معادل ۷۵ دلار به مقدار تابع هدف افزوده می‌شود. Slack or Surplus یا مازاد و کمبود نیز با توجه به قیود تابع تفسیر می‌شود. به طوری که مقادیر منفی آن حاکی از تخطی مدل به شرایط غیر عملی است. Reduced Cost یا هزینه کاسته شده در واقع ضریب تغییر تابع هدف است که ممکن است یک تفسیر آن در یک مسئله بیشینه‌سازی با فرض مقدار ۵ باعث افزایش ضریب تابع هدف آن متغیر به میزان ۵ واحد شود.

- زبان مدل‌سازی در LINGO

یکی از حسن‌های این نرم افزار مربوط به زبان ریاضی مدل‌سازی آن است. به طوری که مسائل بهینه‌سازی بسیار شبیه علائم مرسوم ریاضی استفاده می‌شود. حسن دیگر مربوط به بخش داده‌هاست. به طوری که میتوان اطلاعات را خارج از نرم افزار آماده و مدیریت نمود. سپس با دادن مسیر فایل در نرم افزارهای صفحه گسترده یا با فرمت‌هایی چون database و text file داده‌ها را وارد کرد.

برنامه‌ریزی خطی

مدل برنامه‌ریزی خطی (LP) کاربرد گسترده‌ای در تخصیص منابع و تصمیم‌گیری در مدیریت سیستم‌های آبی دارد. مشخصه اصلی این مدل‌ها، خطی بودن تابع و قیدهاست. همچنین اغلب جواب بهینه مطلق (Global Optimal) به دست می‌آید. شکل عمومی مدلLP به صورت زیر است:

$$Max(or\ Min)\, x_o = \sum_{j=1}^{n} c_j x_j$$

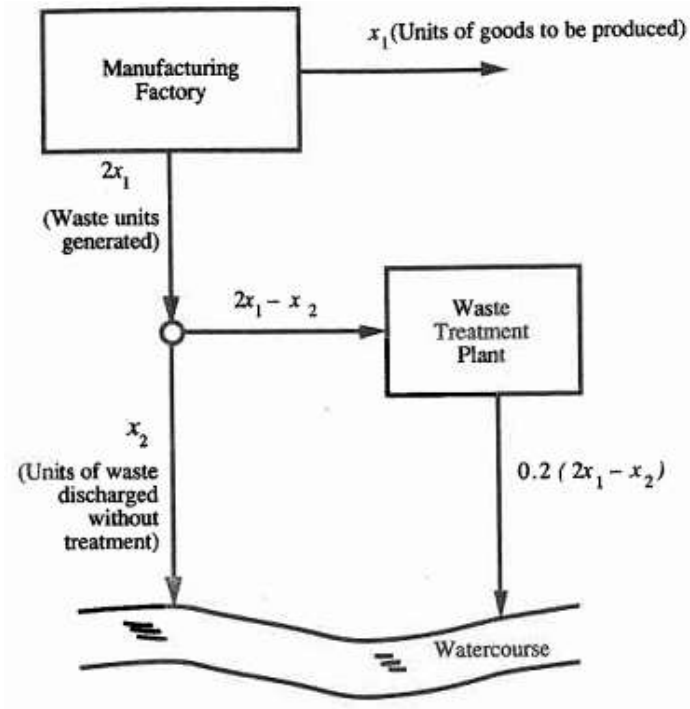
Subject to:

$$\sum_{j=1}^{n} a_{ij} x_j = b_i, \quad for\ i = 1, 2, ..., m$$

$$x_j \geq 0, \quad for\ j = 1, 2, ..., n$$

C ترانهاده ماتریس، xها متغیر تصمیم، a,b ضرائب معادلات قیود و m,n تعداد محدودیت‌هاست.

مثال: با توجه به شماتیک طرح، کارخانه‌داری به بهانه ضررهای اقتصادی ناشی از تصفیه اولیه، مواد زائد خود را بدون تصفیه اولیه وارد سیستم رودخانه‌ای می‌کند که در پایین دست آن فعالیت‌های ماهی‌گیری و فضای تفریحاتی وجود دارد. سازمان محیط زیست می‌بایست به صورت فنی و به کمک مدل بهینه‌سازی با فرم LP، ضمن حفظ کیفیت آب مورد نیاز رودخانه، سود کارخانه‌دار را حداکثر نماید. با توجه به داده‌های زیر، مسئله تصمیم‌گیری را فرمول‌بندی و با روش گرافیکی در صورت امکان و یا مدل Lingo حل نمایید؟



-مسئله: تعیین ترکیب بهینه تولید کالا (X_1) و فاضلاب تخلیه شده به رودخانه بدون تصفیه (X_2) جهت حداکثرسازی سود خالص کارخانه دار

-درآمد ناخالص هر واحد کالای تولیدی (X_1) برابر ۱۰ $ و هزینه هر واحد آن ۳ $

- به ازای هر واحد کالا، ۲ واحد فاضلاب تولید می‌شود

محدودیت‌های سیستم رودخانه، کارخانه‌دار و محیط زیست:

-مشخصات تصفیه خانه: کارائی تصفیه خانه جهت حذف فاضلاب معادل ۸۰٪ با هزینه تصفیه ۰,۶ دلار برای هر واحد فاضلاب با ظرفیت ۱۰ واحد فاضلاب است.

-کنترل آلودگی (نیاز محیط زیست): حداکثر مجاز تخلیه فاضلاب بدون تصفیه برابر ۴ واحد با توجه به رواناب، شرایط اکوسیستم و هیدرولیک رودخانه با مدل‌های شبیه‌سازی محاسبه و تعیین شده است.

-مالیات: ۲ دلار برای هر واحد فاضلاب خام تخلیه شده به رودخانه

-در این جا فرض شده که کانال انتقال فاضلاب بتونی بوده و لذا اندرکنش با آب زیرزمینی و اثر پالایش سفره صفر خواهد بود. علاوه بر این ممکن است به مواردی چون تامین آب و بازیافت مجدد فاضلاب، تغذیه سفره و.. نیز توجه شود.

گام ۱: تعیین مولفه‌های درگیر سیستم و روابط بین آنها: کارخانه، تصفیه خانه و رودخانه

گام 2: تعیین متغیرهای تصمیم: x_1, x_2

گام ۳: طراحی شماتیک و تعیین مقدار فاضلاب گره‌ها بر اساس اصل بیلان جرمی با توجه به روابط متغیرها و زیر سیستم

گام ۴: تعیین تابع هدف و قیدهای مدل. در این جا می‌خواهیم روابط، خطی نوشته شود. همچنین ممکن است اعداد با توجه به نوع مسئله، صحیح و یا پیوسته (احتمالی یا قطعی) نوشته شود. در اینجا با توجه به مقادیر مسئله، معادلات صحیح نوشته شدند. همچنین اگر پارامترهای مدل ثابت باشد، مدل ایستا، در غیر این صورت مدل پویاست. مدل‌های پویا اغلب واقعی‌تر هستند زیرا ضرائب با گذشت زمان در عمل تغییر می‌کنند.

گام ۵: بیان ریاضی روابط:

$$\max B = x_0 = 10x_1 - \{3x_1 + 0.6(2x_1 - x_2) + 2[x_2 + 0.2(2x_1 - x_2)]\}$$

$$\max B = x_0 = 5x_1 - x_2$$

Subject to:

$$2x_1 - x_2 \le 10$$

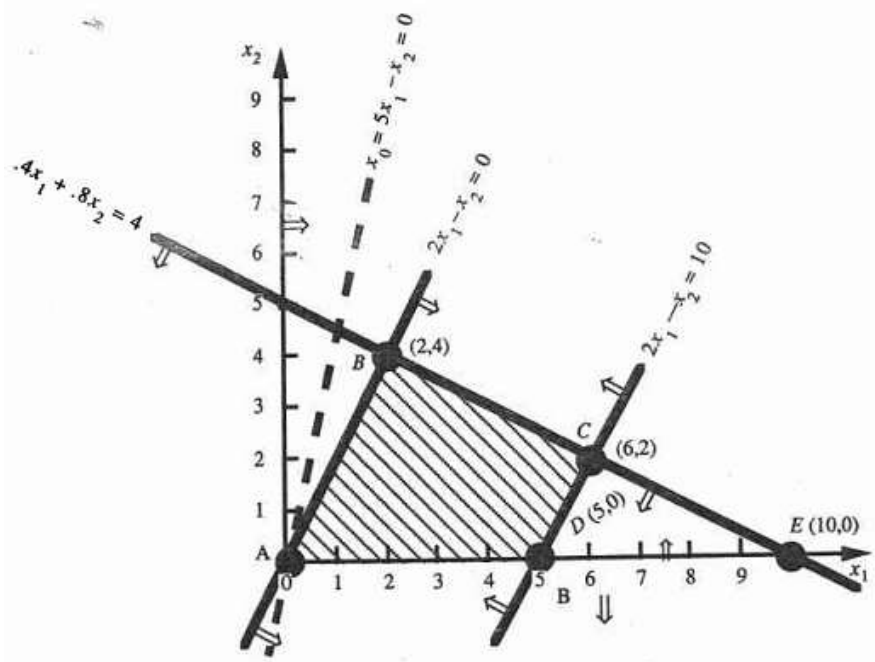
$$x_2 + 0.2(2x_1 - x_2) \le 4 \;\rightarrow\; 0.4x_1 + 0.8x_2 \le 4$$

$$2x_1 - x_2 \ge 0$$

$$x_1 \ge 0, x_2 \ge 0$$

گام۶: انتخاب روش حل. حل گرافیکی حداکثر برای ۳ متغیر تصمیم‌گیری امکان‌پذیر است. برای حل n متغیر تصمیم‌گیری می‌بایست از روش‌های جبری سادک (Simplex)، روش‌های متغیر ساختگی مانند ام بزرگ، جداول سادک و متغیرهای کمبود (Slack) و مازاد(Surplus)، روش الیپسویید(جواب، همیشه واگرا نیست) و یا کد نویسی در GAMS و یا Lingo در مسائل واقعی بهره برد.

✓ روش حل گرافیکی



با بررسی نقاط گوشه‌ای در محدوده فضای جواب‌های ممکن و آزمون و خطای متغیرهای تصمیم در تابع هدف، ترکیب بهینه $x_1 = 6$ و $x_2 = 2$ با حداکثر سود ۲۸$ در نقطه C محاسبه می‌گردد.

گام آخر: در این مرحله می‌بایست جواب‌ها کنترل و همچنین دامنه اثر تغییر ضرائب در نتایج بررسی گردد. در مسائل واقعی با متغیرهای فراوانی روبرو هستیم. لذا اغلب کنترل جواب با شبیه‌سازی سیستم ناگزیر است. سرانجام فرایند رفت و برگشت شبیه‌سازی–بهینه‌سازی تا رسیدن به جواب‌ها و تصمیم‌های مناسب ادامه می‌یابد.

✓ روش حل کدنویسی در مدل Lingo

–این مثال در ادامه به صورت غیرخطی در مدل Lingo نوشته و حل می‌شود. اصول کدنویسی دو مسئله یکسان است. بدیهی است جواب مدل با جواب گرافیکی مشابه خواهد بود.

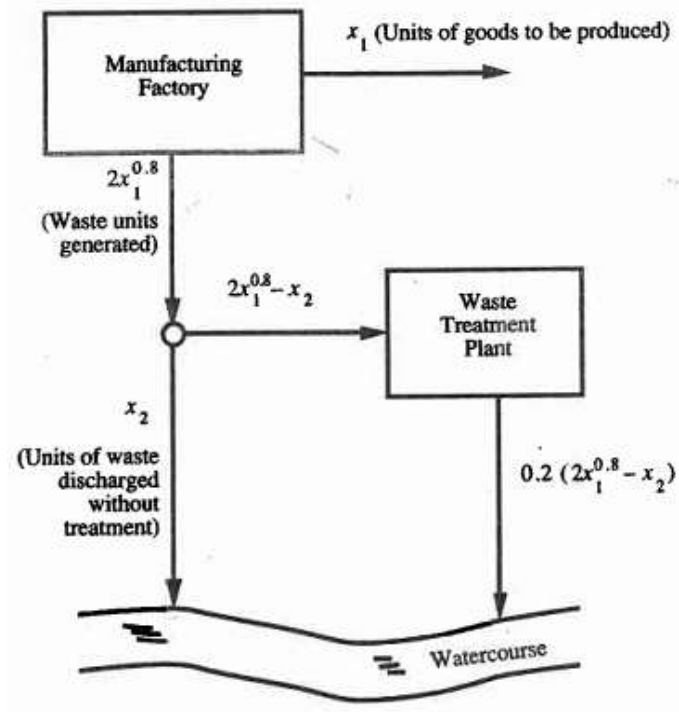
برنامه‌ریزی غیرخطی

تحت شرایطی که روابط بین سیستم نمی‌تواند خطی فرض شود به طوری که این فرض منجر به ارائه نتایج غیر واقعی گردد می‌بایست روابط تابع هدف یا قیود آن و یا در صورت نیاز تمامی معادلات بهینه‌سازی به صورت غیرخطی نوشته و حل شود. روش‌های حل در اینجا حتی برای ۲ متغیر بسیار پیچیده است. لذا استفاده از کامپیوتر ناگزیر است. در اینجا جواب‌های بهینه ممکن است همیشه مطلق (Global) نباشد.

مثال: با توجه به مثال قبلی در مورد حداکثرسازی سودکارخانه دار، مجدداً مسئله را با توجه به داده‌های زیر به صورت غیرخطی فرمول‌بندی و حل نمایید؟ (اگر قیدها به صورت احتمالات شرطی نوشته شود مسئله به یک برنامه‌ریزی غیرخطی مقید تبدیل می‌گردد)

-فاضلاب تولیدی برابر $2x_1^{0.8}$

-مابقی اطلاعات با توجه به شکل شماتیک مسئله، مشابه مثال قبل است.



ابتدا تابع هدف و قیود مسئله به صورت غیرخطی بازنویسی می‌شود:

$$\max x_0 = -2x_1^{0.8} + 7x_1 - x_2$$

قیود مسئله:

$$2x_1^{0.8} - x_2 \le 10$$
$$0.4x_1^{0.8} + 0.8x_2 \le 4$$
$$2x_1^{0.8} - x_2 \ge 0$$
$$x_1, x_2 \ge 0$$

✓ روش حل گرافیکی

اگرچه اصول حل گرافیکی مسائل ۲ متغیره غیرخطی مشابه حل خطی امکان‌پذیر است اما اساساً با توجه به زمان بر بودن حل اینگونه مسائل به ویژه در موارد واقعی، بهتر است از برنامه‌نویسی در یک محیط مناسب استفاده گردد.

✓ روش حل کدنویسی در مدل Lingo–غیرخطی

ابتدا کدهای زیر با توجه به مسئله نوشته می‌شود:

```
! Nonlinear programming-Daliri Example Book;
max = -2 * x1 ^ 0.8 + 7 * x1 - x2;
!Subject to;
2 * x1 ^ 0.8 - x2 <= 10;
0.4 * x1 ^ 0.8 + 0.8 * x2 <= 4;
2 * x1 ^ 0.8 - x2 > = 0;
x1 >=0;
x2>=0;
```

جواب:

```
     Local optimal solution found at iteration:           19
     Objective value:                                51.73355


          Variable           Value        Reduced Cost
             X1           9.390507            0.000000
             X2           2.000000            0.000000

            Row    Slack or Surplus      Dual Price
              1           51.73355        1.000000
              2           0.000000        4.877796
              3           0.000000        4.847245
              4           10.00000        0.000000
              5           9.390507        0.000000
              6           2.000000        0.000000
```

نتایج حاکی از آن است که بر خلاف مسئله خطی که اغلب جواب‌های بهینه مطلق و در محدوده کلی (Global) به دست می‌آید، جواب بهینه مسئله غیرخطی به صورت نسبی و محلی (Local) به دست می‌آید. لذا حل بهینه غیرخطی برابر $(x_1^*, x_2^*) = (9.39, 2.00)$ با تابع هدف ۵۱,۷۳۳۶ محاسبه شد. سایر ملاحظات فنی نیز همچون اثر تغییر ضرائب تابع از قیمت دوگانه یا سایه (Shadow price) قابل تفسیر است.

برنامه‌ریزی سیستم‌های پویا (System dynamic)

مفهوم برنامه‌ریزی پویا پیشتر در مدل خطی اشاره شد. برنامه‌ریزی پویا به دینامیک بودن ضرائب هدف و قیود مسئله مرتبط می‌شود. این ضرائب نیز به تغییرات پارامترهای تابع سیستم، خصوصیات ورودی (Driving force) و یا نیازها (Loading) مرتبط است.

توابع سیستم: تغییر در حجم مخزن در اثر رسوب‌گذاری در طول عمر بهره داری، تغییر ضریب زبری رودخانه در اثر رشد گیاهان در دوره‌های ترسالی و یا فصول رشد، تغییر ضریب ذخیره آبخان نمونه‌ای از دینامیک بودن توابع سیستم است.

-خصوصیات ورودی: اغلب با تغییرات اقلیمی و دخالت‌های انسان مرتبط است.

-بارگذاری سیستم مربوط به انواع نیازها مانند کنترل سیل، تامین آب و برق است که خود اغلب تحت تاثیر رشد جمعیت، تغییرات اقلیمی، توسعه و.. است.

لذا در برنامه‌ریزی پویا پیش‌بینی پارامترها و عدم قطعیت متغیرهای سیستم به کمک مدل‌های شبیه‌سازی ضروری است. سپس می‌توان مدل‌های بهینه‌سازی مسئله مورد نظر را همچون مثال‌های پیشین در محدوده شرایط زمانی بحرانی سیستم اجرا و تصمیم‌های مناسب را اتخاذ نمود.

- ✓ برنامه‌ریزی پویا (Dynamic programming)

مفهوم دیگری از برنامه‌ریزی پویا به روش حل مرحله‌ای مسئله برمی گردد. اغلب این روش‌های حل به سادگی در محیط Excel و یا ماکرو و Visual Basic برنامه‌نویسی می‌شوند. علاوه بر این روش‌های حل می‌توان به روش‌های الگوریتم ژنتیک و تئوری مورچه‌ها نیز اشاره نمود.

مثال:مدیریت کیفی رودخانه

در طول مسیر یک رودخانه ۳ سایت وجود دارد. سایت ۱ و ۲ با فاصله‌ای معین از یکدیگر در بالادست سایت ۳ قرار دارند. سایت ۱ و ۲ شامل ورود مواد زائد فاضلاب و سایت ۳ محل تفریح در یک اکوسیستم دریاچه‌ای شکل است. بدون تصفیه فاضلاب در نقاط ۱ و ۲، معیارهای کیفیت آب مانند اکسیژن محلول (q_i) در محل‌های ۲ و ۳ همواره کمتر از غلظت مطلوب Q_i جهت نیاز خاص است. زیرا با توجه به توان خودپالایی رودخانه یا باید مقدار فاضلاب تخلیه شده به سیستم کاهش یابد و یا باید قبل از تخلیه، تصفیه اولیه روی فاضلاب خام انجام گیرد. در اینجا مسئله، طراحی بهینه یا یافتن میزان تصفیه فاضلاب(میزان حذف مواد زاید) یا x_i در محل‌های ۱ و ۲ قبل از تخلیه فاضلاب است به طوری که هزینه کل تصفیه C با توجه به ضرایب تابع هدف c_i، کمینه شده و ضمناً حد مطلوب Q_i نیز برای محل‌های ۲ و ۳ با توجه به نیاز حاصل‌اید. حد مطلوب با توجه به نیاز اکولوژیک تعیین می‌شود. به عنوان مثال اگر هدف ماهی گیری، پرورش میگو و نیاز آب کشاورزی و یا حفظ فون و فلور دریاچه و یا تمامی موارد فوق باشد می‌بایست محدودیت مورد نظر و یا محدودیت غالب برای پارامترهای کیفی درگیر سیستم وارد محاسبه شود. دراینجا جهت سادگی دو متغیر تصمیم x_i جهت مطلوبیت یک شاخص کیفی اکسیژن مورد نیاز مورد توجه است. مطالعات شبیه‌سازی نشان داده است که برای هر واحد حذف مواد زائد در سایت ۱ با یک گزینه مشخص تصفیه (بر اساس تکنیک تصفیه، سرمایه لازم و ضرایب تابع هدف c_i تعیین می‌شود)، میزان بهبود در سایت ۲ و ۳ به ترتیب ۰,۰۲۵ میلی گرم بر لیتر و ۰,۰۱۲۵ میلی گرم بر لیتر باشد. این مسئله برای سایت ۲ نسبت به سایت ۳ حدود ۰,۰۲۵ واحد محاسبه شده است. اگر بهبود در شاخص کیفیت در محل j به ازای حذف هر واحد از مواد زائد در محل i فرض شود ضریب تبدیل، a_{ij} است. همچنین مقدار فاضلاب تصفیه شده در محل i را با w_i و کسری از مواد زائد که با تصفیه در محل حذف می‌شوند را با x_i نمایش می‌دهیم. لذا بهبود کیفیت در محل j بر اثر حذف $w_i x_i$ واحد از مواد زائد در محل i عبارت است از $a_{ij} w_i x_i$ واحد (در این مسئله میلی گرم بر

لیتر). برای تمام مقادیر x_1 بین ۰ تا ۱، شاخص کیفیت در محل ۲ برابر غلظت فعلی q_2 به علاوه میزان بهبود $a_{12}w_1x_1$ ناشی از تصفیه در محل ۱ است. لذا رابطه شاخص کیفیت در محل ۳ که ناشی از تصفیه در محل‌های ۱و ۲ است به صورت زیر است:

$$a_{13}w_1x_1 + a_{23}w_2x_2$$

هزینه تصفیه $c_i(x_i)$ در محل i تابعی از کسر مواد زائد حذف شده x_i خواهد بود. لذا تابع هدف به شکل زیر است:

$$Min\, C = c_1(x_1) + c_2(x_2)$$

قیود بر اساس نیازهای کیفیتی مطلوب Q_i و استانداردهای مناسب در محل‌های j=2,3 عبارت است از:

$$q_2 + a_{12}w_1x_1 \geq Q_2$$
$$q_3 + a_{13}w_1x_1 + a_{23}w_2x_2 \geq Q_3$$

جهت تکمیل مدل برنامه‌ریزی فوق می‌بایست محدودیت‌های فنی کران بالایی و پایینی حذف مواد لحاظ شود. در این مثال میزان حداقل حذف مواد زائد در محل ۱ و ۲ با توجه به استانداردهای فاضلاب شهری در خصوص جلوگیری از تخلیه مواد جامد معلق و شناور حدود ۳۰ درصد است. کران بالای این قید به محدودیت‌های تکنولوژی و مالی مربوط می گردد که معمولاً حدود ۹۵ درصد بدون نیاز به فرآیند زلال‌سازی یا انتقال مواد زائد به محل دیگر است. لذا:

$$x_i \geq 0.3 \quad i = 1,2$$
$$x_i \leq 0.95 \quad i = 1,2$$

فرض کنید میزان DO موجود در محل‌های ۲ و ۳ به ترتیب ۳ و ۲ واحد و میزان مورد نیاز ۷ و ۶ واحد باشد. همچنین میزان فاضلاب ورودی به ترتیب در محل‌های ۱ و ۲ به ترتیب ۲۰۰ و ۱۰۰ واحد در روز باشد.

جواب:

-تابع هدف. ابتدا باید ضرایب تابع هدف یا c_i تعیین شود. در این مسئله منظور دو ضریب c_1 و c_2 است. واحد ضرایب مذکور با توجه به واحد متغیرهای تصمیم محاسبه می‌شود تا مقدار تابع هدف، اسکالر و همگن شود. در اینجا باید مقدار تابع هدف C بر حسب دلار یا هر واحد پولی دیگر محاسبه شود.

-قید کیفیت مطلوب آب در محل ۲:

$$3 + 0.025*200*x_1 \geq 7 \Rightarrow x_1 \geq 0.8$$

-قید کیفیت مطلوب آب در محل ۳:

$$2 + 0.0125*200*x_1 + 0.025*100*x_2 \geq 6 \Rightarrow x_1 + x_2 \geq 1.6$$

-قیود محدودیت‌های حذف مواد زاید:

$$x_1 \geq 0.3$$
$$x_2 \geq 0.3$$
$$x_1 \leq 0.95$$
$$x_2 \leq 0.95$$

روش۱: تحلیل و حل ترسیمی:

در این خصوص با توجه به وجود ۲ متغیر x_1 و x_2 می‌توان از روش حل ترسیمی به کمک رسم محورهای مختصات دو بعدی بهره گرفت. در این مثال پس از ترسیم قیود روی محورهای مختصات، پلی گونی دو بعدی به شکل ذوزنقه به دست می‌آید که سطح آن فضای جواب‌های ممکن (متغیرهای تصمیم X_i) که تمامی قیود مسئله را نیز لحاظ کرده‌اند را نشان می‌دهد. اما جواب بهینه تنها مربوط به یکی از گوشه‌های چهار ضلعی است که با قرار دادن دو متغیر مربوط به هرگوشه در تابع هدف، کمترین مقدار بهینه تابع هدف (C) محاسبه می‌شود. در این حالت مقدار بهینه متغیرهای تصمیم مربوط به گوشه اپتیمم است. باید توجه نمود مقدار ضرایب تابع کمینه (C_i) بر اساس سرمایه موجود می‌توانند سناریوهای مختلفی ایجاد کنند. لذا با تغییر ضرایب ثابت تابع هدف مدل برنامه‌ریزی بر اساس تغییر در تکنولوژی و سرمایه مورد نیاز تصفیه، امکان تحلیل حساسیت و بررسی گزینه‌های مختلف فراهم می‌گردد. همچنین اگر متغیرهای اصمیم به ۳ و یا بیشتر افزایش یابد جواب مسئله تنها به کمک برنامه‌نویسی کامپیوتری قابل محاسبه است. شرایطی که همیشه در مسائل طبیعی حاکم است.

-روش۲: حل به کمک مدل Lingo

همانند مثال قبل توابع هدف سناریوهای مختلف و قیود مسئله خطی نوشته و حل می‌شود. بدیهی است که با این روش می‌توان گزینه‌های مختلفی را تحت شرایط متفاوت در زمان کمتری بهینه و مطالعه نمود.

تابع هدف و قیود مثال فوق می‌توانست به صورت غیرخطی نیز نوشته شود. در این صورت می‌بایست مسئله را به صورت خطی تبدیل و به کمک روش‌های جبری همچون سادک (سیمپلکس) حل نمود در غیراین صورت باید از الگوریتم‌های حل غیرخطی استفاده گردد. همچنین برنامه‌ریزی ممکن است به صورت پویا با لحاظ تغییرات ورودی سیستم، نیازها و غیره به صورت برنامه‌ریزی پویا طراحی و حل شود. روش‌های حل پویا ممکن است بر اساس روش‌های معادلات تکراری، اصل بهینگی جبری و یا حتی عددی و غیره پایه‌ریزی گردد. برنامه‌ریزی ممکن است به صورت پویای تصادفی نیز نوشته شود. در این حالت رفتار سیستم، غیرقطعی است. همچنین علاوه بر روش‌های آنالیز عدم قطعیت اشاره شده در این کتاب می‌توان به روش‌هایی چون انتگرال‌گیری مستقیم، گشتاور ثانویه-رده اول، مدل اعتماد دینامیک (وابسته به زمان)، آنالیز زمان تا شکست، توابع بلا و نرخ شکست، توابع دانسیته جبران و نرخ جبران، بهینه‌سازی اعتماد، تکنیک مقبولیت-عدم مقبولیت و مدل‌های مقید به شانس اشاره نمود که برخی از پرکاربردترین

آنها به همراه جزئیات مدل‌های بهینه‌سازی و الگوریتم‌های حل سیستم‌های هیدرولوژیکی در کتاب‌های اشاره شده در منابع و مرجع [33] و همچنین منابع زیر قابل پیگیری است:

-مرجع Water resources systems palnning and analysis نوشته Loucks و همکاران، ترجمه شریفی و شهیدی پور، ۱۳۸۰.

-Hydrosystems engineering & management نوشته Mays و Tung، ۱۹۹۲.

-Water resources systems palnning and management نوشتهLoucks و همکاران، ۲۰۰۵.

٤-٦-کاربرد رادیوایزوتوپ‌ها در مناطق خشک

استفاده از رادیوایزوتوپ در هیدرولوژی مبحثی است که در گذشته کمتر مورد توجه بوده است. کاربرد عمده رادیوایزوتوپ‌ها در ردیابی و تعیین سن آب است. کاربرد این تکنیک در مناطق خشک اهمیت دارد زیرا داده‌های دیگر در این مناطق یا وجود ندارد و یا ضعیف هستند. با این تکنیک مسیر، سن آب و بیلان آب(پیوست) مشخص می‌شود زیرا ممکن است در منطقه از آبهایی استفاده شود که حاصل تجمع در چندین قرن قبل باشد. اینگونه آبها در عربستان و کشورهای دیگر مانند ایران در کرمان وجود دارد. به این گونه از آبها که در چینه‌های زمین‌شناسی قرار می‌گیرند آب فسیل می‌نامند. اختلاف ایزوتوپ‌های یک عنصر در تعداد نوترون‌های آن است که سبب تفاوت در جرم اتمی آنها می شود. همچنین در طی زمان تغییر شکل یافته تا به پایداری برسند. این تغییر شکل عاملی برای خروج اشعه‌های رادیواکتیو رادیوایزوتوپ‌های ناپایدار است که به دو صورت دیده می‌شود:

۱-ایزوتوپ‌هایی(فرایندهای بیولوژیکی، تنفس، اشعه کیهانی، تجزیه مواد آلی، سازند و...) مانند مواد سنگین ناپایدار هیدروژن و اکسیژن که در طبیعت هستند. در این گروه‌تری تیوم(H3)، کربن۱۴، سیلیکای ۳۲ و اعضای خانواده اورانیوم و توریم قرار دارند.

۲-ایزوتوپ‌های مصنوعی که توسط انسان ساخته می‌شوند و به واسطه انفجارات اتمی و فرآیند مجدد سوخت اتم حاصل می‌شود. دراین گروه‌تری تیوم و کربن۱۴ مصنوعی نیز وجود دارد.

علاوه بر این برخی از ایزوتوپ‌های پایدار داخل آب شامل دوتریوم با غلظت ۳۲۰ PPM و اکسیژن ۱۸ با غلظت ۲۰۰۰ PPM مثال زدنی هستند. رادیوایزوتوپ‌های ناپایدار نیمه عمر مشخصی دارند. نیمه عمر مدت زمانی است که وزن رادیوایزوتوپ در اثر تجزیه به نصف کاهش می‌یابد. تریتیوم نیمه عمر۱۲,۳۳ سال با سن ردیابی ۵۰ سال دارد. کربن۱۴ نیمه عمر ۵۷۳۰ سال با سن ردیابی ۵۰ هزار سال دارد. کربن ۱۴ موجود در مواد آلی که به همراه آب به اعماق می‌روند می‌تواند شاخص خوبی برای تشخیص سن آب باشد. برای تعیین عمر آب در بیلان‌های کوتاه‌مدت یا سیکل هیدرولوژی کوتاه‌مدت، ذوب برف و بیلان برف حوضه بهتر است از تریتیوم استفاده کرد. تریتیوم در طبیعت به ۲ دلیل عمده در باران و لذا در آب‌های سطحی و آب‌های زیرزمینی وجود دارد. نخست به دلیل تاثیر متقابل تشعشعات پرانرژی کیهانی با اجزای اتمسفر که باعث می‌شود تریتیوم از یون هیدروژن بوجوداید. حتی ممکن است‌تری تیوم بیشتری در اثر افزایش فعالیت خورشید به علت

ایجاد لکه‌های خورشیدی بوجوداید. تریتیوم در نقاط مختلف کره زمین غلظت‌های مختلفی دارد. در اثر انفجارات اتمی از سال ۱۹۵۳ بسیاری از ایزوتوپ‌های مصنوعی وارد چرخه طبیعی شده‌اند. تریتیوم در داخل زمین با سرعت بسیار کم تجزیه می‌شود لذا از روی آن می‌توان تشخیص داد که آب وارد شده به زمین از چه مکانی و پس از چه مدتی از خاک خارج می شود. در مطالعه‌ای که در نوشهر انجام شده است مشخص شد آبی که وارد زمین می‌شود سریع تخلیه می‌شود وبه عبارتی آب جوان است. این آب از نقاط کارستیک گذر می‌کند. همچنین از روی کربناتها، سولفاتها، کلرورها و در کل از روی آنیون و کاتیون‌ها می‌توان عمل سن‌یابی را انجام داد. کربن۱۴(C14) بیشتر در اثر انفجارات هسته‌ای به وجود می‌آید. معمولاً در ترکیبات نسبت بین کربن ۱۴ و ۱۲ ثابت است و با افزایش عمر، نسبت آنها کاهش می‌یابد. غلظت کربن ۱۴ وقتی در تعادل با منبع اتمسفری است یک مقدار ثابتی دارد ولی وقتی از اتمسفر دور می‌شود نسبت فوق تغییر می‌یابد. اگر آبی را پیدا کنیم که کمترین کربن ۱۴ را داشته باشد، مسن‌ترین آب خواهد بود. همچنین از سزیوم ۱۳۷ می‌توان برای اندازه‌گیری میزان فرسایش خاک که یکی از منابع تولید رسوب رودخانه‌های مناطق خشک است استفاده نمود لذا پایین بودن سزیوم۱۳۷ در خاک به معنی بالا بودن میزان فرسایش خاک است. از رابطه $A = A_{\circ} e^{-\lambda t}$ سن آب t بر اساس مقدار سطح اولیه ایزوتوپ $A_{\circ}$ و نمونه مشاهده ای A باتوجه به نرخ تجزیه λ محاسبه می شود.

٤-٧-ملاحظات فنی برنامه‌ریزی آب

بر اساس مفاهیم کتاب حاضر علم هیدرولوژی جدای از برنامه‌ریزی، هیدرولیک منابع طبیعی و منابع آب معنی ندارد. این مسئله از کلمه هیدروسیستم نیز که نخستین بار توسط چو ارائه و تعبیر شده قابل استنباط و بررسی است. از نظر نویسنده اساساً ملاحظات فنی این علم را می توان به این صورت تشبیه نمود که فرد هیدرولوژیست می‌بایست به یک یا حداکثر دو موضوع به صورت تخصصی اشراف داشته باشد (نقطه) و از علوم دیگر تا حد کافی آگاهی داشته باشد(دایره) به طوری که توانایی وصل کردن علوم را نیز بر اساس سال‌ها مطالعه و تجربه کسب کرده باشد(جلد کتاب). هدف ما از ارائه مطالب بعدی توسعه طرز فکر یک هیدرولوژیست به ویژه در کاربردهای برنامه‌ریزی آب در منابع طبیعی است(از water-shed تا problem-shed، کتاب Loucks، 2005 و برنامه‌ریزی سیستمی آبخیز، دلیری و... ۱۳۸۸).

-فرض کنید در برنامه‌ریزی هدف کنترل کم آبی از نوع خشکسالی کشاورزی آبی باشد در این صورت ممکن است با توصیه کاشت زودهنگام نشاء تا چند نوبت از آبیاری جلوگیری شود.

-امروزه مسئله آب مجازی (Virtual water) در مدیریت منابع آب کره زمین و همچنین کشورهای با وضعیت بحران آب یک مسئله کلیدی است. به عنون مثال مقدار آب مورد نیاز جهت تولید یک کیلو گوشت گاو حدود ۱۵۰۰۰ لیتر، گندم ۱۳۰۰ لیتر و... (جدول ۴-۲) است. لذا اگر راندمان آبیاری در شرایط دیگری از دنیا بالاتر از کشور مبدا باشد و آن محصول وارد شود، میتوان به میزان قابل توجهی از منابع آب موجود را حفاظت نمود. همچنین باید توجه نمود نیاز آب یک فرد در یک شهر از کشور پیشرفته همچون نیویورک بیش از ۷۵۰ لیتر در روز است اما در تهران ممکن است حدود

۳۵۰ و در یک آبادی کمتر از ۶۰ لیتر در روز باشد زیرا فرد شهری ممکن است روزنامه بیشتری با صفحات رنگی مطالعه کند، اتومبیل گرانقیمتی سوار شود و... . بر این اساس مشخص می‌شود که حتی اگر رشد جمعیت کنترل شود بازهم نیاز آبی ممکن است سال به سال افزایش یابد زیرا الگوی زندگی تغییر کرده و سطح زندگی و نیاز به رفاه اجتماعی در سال‌های آتی(نیاز به روزنامه رنگی، بهداشت بیشتر، بازی و تفریحات آبی جدید، برق، و غیره) بیشتر و بیشتر خواهد شد. لذا نیاز به آب بیشتر از این جنبه می‌تواند به عنوان یک معیار مقایسه پیشرفت کشورها با یکدیگر نیز باشد.

-باید بین عوامل سیستم و مسائل اقتصادی روابط مناسب را پیدا کرد تا ارزیابی واقعی از نتایج برنامه‌ریزی یا عدم اجرای آن انجام شود. در استرالیا مشخص شده است که در اثر افزایش یک میکروموهس بر سانتی‌متر هدایت الکتریکی آب رودخانه Murray، سالانه حدود ۷۰ هزار دلار هزینه و خسارت در پی خواهد داشت(1994). کاهش رسوبات سیل گلی باعث کاهش وزن مخصوص آب و دبی سیل شده لذا ابعاد طراحی سرریز سد و هزینه‌های اضافی برای یک سیل معین کاهش می‌یابد. همچنین کاهش سیل با افزایش جریان پایه و استاتیک آبخانه همراه است که این موضوع باعث کاهش هزینه‌های پمپاژ آب زیرزمینی نیز می‌گردد. لذا در ارزیابی اقتصادی عملیات آبخیزداری باید تمام جنبه‌های مستقیم و غیرمستقیم ملموس و غیر ملموس به صورت تجمعی ارزیابی و لحاظ گردد.

جدول۴-۲: میزان آب مجازی جهت تولید برخی از محصولات

شماره	نام کالا	آب مجازی (لیتر)
۱	یک عدد سیب (۱۰۰ گرمی)	۷۰
۲	یک عدد سیب زمینی (۱۰۰ گرمی)	۲۵
۳	یک لیوان شیر (۲۰۰ میلی لیتر)	۲۰۰
۴	یک فنجان چای (۲۵۰ میلی لیتر)	۳۵
۵	یک کیلوگرم گندم	۱۳۰۰
۶	یک کیلوگرم جو	۱۴۰۰
۷	یک عدد گوجه فرنگی (۷۰ گرمی)	۱۳
۸	یک عدد پرتقال (۱۰۰ گرمی)	۵۰
۹	یک جفت کفش با چرم گاو	۸۰۰۰
۱۰	یک کیلو گرم گوشت مرغ	۴۰۰۰
۱۱	یک کیلوگرم گوشت گاو	۱۵۰۰۰
۱۲	یک قالب پنیر (۵۰۰ گرمی)	۲۵۰۰
۱۳	یک برش نان (۳۰ گرمی)	۴۰
۱۴	یک کیلو گرم پلاستیک	۱۹۰
۱۵	یک خودرو (۱۱۰۰ کیلوگرمی)	۴۰۰۰۰۰
۱۶	یک پیراهن نخی متوسط	۴۱۰۰

-یارانه در بخش‌های مختلف مدیریت منابع طبیعی(آب، کشاورزی، تولید چوب و..) باید با احتیاط اختصاص یابد. به عنوان مثال یارانه آب برای کشاورزی باعث می‌شود پمپ چاه در اغلب اوقات روشن باقی بماند و در نتیجه برق و آب بیشتری مصرف شود. بر عکس حذف یارانه در بخش صنعت ممکن است باعث گرانی کالاهای تولیدی شود.

-IWRM یا مدیریت به هم پیوسته منابع آب با مدیریت منطقه‌ای، تلفیقی و پایدار فرق داشته اما مفهوم تمامی این مدیریت‌ها را نیز شامل می‌شود. در مدیریت یکپارچه ابتدا باید سازمان‌های یکپارچه و یا حداقل سازماندهی اداری مناسب جهت دیدگاه سیستمی ایجاد گردد. در گام بعد می‌بایست مولفه‌های بخش‌های گوناگون مرتبط (کشاورزی، جنگل، شهرسازی، کنترل سیل، تامین آب و...) را توسعه داد.

به عنوان مثال اگر هدف از توسعه، مدیریت یکپارچه بخش کشاورزی است باید از قبل ژنتیک بذر، ماشین آلات، کود و غیره توسعه یافته باشد. در این شرایط فقط بحث یک یا دو عامل مانند راندمان و زهکشی باقی می‌ماند. در کشورهای پیشرفته اغلب مسائلی مانند زهکشی، آبیاری و راندمان بررسی می‌شود زیرا مسائل دیگر مطالعه شده است. اما در کشورهای در حال توسعه هدف این است که در زمان کوتاه مدیریت یکپارچه به دست آید. لذا باید همه چیز را مطالعه نمود که در عمل امکان ندارد. اساساً مطالعه یکپارچه(IWRM)، همه چیزنگری نیست بلکه مطالعه عوامل اصلی با توجه به وزن تاثیر آنها جهت پایداری درازمدت تحت فاکتورهای اعتماد، آسیب‌پذیری و برگشت‌پذیری معینی از سیستم است که روش محاسبه هریک پیشتر ارائه شده است. روابط مدیریت به‌هم‌پیوسته منابع آب در فصل آب زیرزمینی-آبدهی پایدار ارائه شده است.

-منابع طبیعی فقط چوب، دام و گیاه نیست. آب و کشاورزی نیز بخشی از منابع طبیعی است. باقی ماندن در این طرز فکر عواقب منفی در مدیریت منابع آب گذاشته است که با ادامه آن تشدید نیز خواهد شد.

-ساخت، بهسازی و لوله کشی از چشمه‌ها یعنی کاهش هزینه‌های مربوط به خرید دارو و تحمیل هزینه‌های اضافی به دولت.

-حداکثر تراز آب مخزن در سدهای خاکی نباید از تراز فوقانی هسته آب بند سد تجاوز نماید.

-اگر ۱ درصد راندمان آبیاری افزایش یابد یعنی ۳ سد کرج ساخته شده است. باید شیوه‌های آبیاری تغییر کند. از آب باران درست استفاده نکرده ایم(Watre harvesting). استفاده از مواد سوپرجاذب که آب باران را گرفته و به آهستگی در اختیار گیاه قرار می‌دهد قابل توصیه است. باید به روش‌های تامین آب از منابع غیر متعارف توجه بیشتری شود. کشت آبی و دیم در ایران به ترتیب ۹۲ و ۸ درصد است اما در دنیا ۴۰ و ۶۰ درصد است. باید به استفاده از ارقام کم مصرف در کشاورزی توجه بیشتری شود.

-انتهای عملیات درست آبخیزداری همان IWRM و در نهایت ISM (Integrated System Manag.) خواهد بود.

-کشور ایران با توجه به موقعیت جغرافیایی و وسعت کویرها می‌تواند از انرژی‌های نو همچون باد و خورشید در صنعت کشاورزی و گلخانه استفاده بیشتری کند. به ازای هر هکتار کویر، ۲ مگاوات برق به کمک سلول‌های خورشیدی تولید می‌شود که برای هر هکتار آن ۷۰ تا ۸۰ میلیون هزینه نیاز می‌شود. اما جهت گرم نگهداشتن گلخانه حدود ۳۵۰۰۰۰ لیتر گازوئیل در سال

نیاز است که بیش از ۳۵۰ میلیون تومان هزینه ثابت در پی دارد(۱۳۹۱). همچنین اغلب کویرها در مناطق سردسیر و گرمسیر ایران ۳۰۰ روز در سال آفتابی هستند. چنین پروژه‌هایی در استان یزد به وسعت ۱۰ هکتار در حال اجرا هستند.

-تبخیر سالانه سد سفیدرود معادل بخشی از شرب شهر تهران است. لذا کاهش تبخیر در سدهای ایران اهمیت ویژه‌ای دارد.

-مسئله رسوب ورودی از سطح حوضه سدها ممکن است تنها مربوط به ۵ درصد سطح حوضه باشد. این ۵ درصد اغلب از مارن‌های دوره میوسن تشکیل می‌شود. آبریز طالقان با وسعتی حدود ۱۲۰۰ کیلومتر مربع، ۵۰ تا ۶۰ درصد رسوب سد سفیدرود را تامین می‌کند. همچنین به تاثیر رسوبات بادی در کاهش حجم مرده مخازن نیز باید توجه نمود. اگرچه ورود ۷۰۰ هزار تن در سال ماسه و شن ریز در یزد یک فرصت در صنعت سرامیک و کاشی‌سازی است. لذا فرسایش مایه حیات است و مقدار حداقل آن (فرسلیش طبیعی) جهت کشاورزی و حیات آبزیان ضروری است.

-تکنولوژی صرفاً پیشرفت در مکانیک و سخت افزاری نیست بلکه توسعه نرم افزاری و علوم تحلیلی نیز نوعی فناوری است که برنامه ریز باید از هر دوی آنها اطلاع داشته باشد. یکی از گونه‌های بسیار مقاوم به شرایط سخت خشکسالی و شوری، گیاه علف شور است که توسط یک دانشمند ایرانی (Mohammad Pessarakli) در امریکا با اصلاح ژنتیکی تولید شده است. این گیاه ۲,۵ برابر شوری آب دریا (شور آب دریا ۳۵۰۰۰ میلی گرم بر لیتر) را تحمل می‌کند و اگر آب شورتر شود به طور موقت رشد آن متوقف می‌شود. اگر دوباره شرایط عادی برقرارگردد به حیات عادی خود ادامه می دهد. این گیاه استثنائی برای خوراک دام نیز قابل استفاده است. همچنین به دلیل داشتن ریزوم می‌تواند جهت حفاظت آب و خاک به ویژه فرسایش بادی استفاده شود. لذا امکان استفاده از این گونه آبها جهت پرورش گونه‌های خاص گیاهی یا جانوری (دارویی، حفاظت خاک، خوراک دام، پرورش انواع آبزیان آب شور و...) به واسطه پساب و زهکشی ناشی از آبشویی کشاورزی که آب‌های با شوری بالا را اغلب تولید می‌کنند فراهم است. باید توجه نمود با گذشت زمان ممکن است برخی از فناوری‌ها دیگر اقتصادی نبوده و یا برعکس اقتصادی شوند. به عنوان مثال استفاده از مالچ در سال‌های پس از حدود ۱۳۸۶ دیگر اقتصادی نیست.

-چرا باید بهترین آب به بخش کشاورزی و صنعت اختصاص یابد؟ شاید بهتر باشد (حداقل تحت شرایط خاص) بخش‌هایی از آب کشاورزی و صنعت از پساب شهری پس از تصفیه اولیه یا تا حد لازم، اختصاص یابد. در این حالت ضمن احداث سدهای با مخازن کوچک‌تر می‌توان هزینه تمام شده جهت تهیه آب نرم مورد نیاز بخش صنعت را از این بخش دریافت نمود. البته مسائل مربوط به آلودگی‌های خاص مناطق شهری که هزینه‌های تصفیه خام را افزایش می‌دهد به کمک آموزش‌های لازم مردم قابل حل است. به عنوان مثال طرح تفکیک زباله‌های شهری (شرکت ورزبوم) که در حال حاضر عملیاتی نیز شده است می‌بایست بیشتر مورد توجه باشد تا هزینه‌های تصفیه اولیه ناچیز گردد.

-در برنامه‌ریزی یک اصل مهم توجه به ضرورت دید سیستمی توام از بالا به پایین و پایین به بالاست. دید پایین به بالا عمدتاً تخصصی است که در بندهای فصل حاضر پیشتر ارائه شد. اما در نگاه مدیریتی و برنامه‌ریزی دید بالا به پایین نیز ممکن است بر اساس تفکیک زیر صورت پذیرد. این نوع نگرش در تدوین اسناد ملی آب نیز اهمیت دارد:

الف-مشخص کردن بخش (Section) مورد نظر. به عنوان نمونه در بخش آب و یا زیر بخش آب مانند نیاز آب صنعت، نیاز کنترل سیل، نیاز توسعه پایدار در بهره‌برداری آب زیرزمینی، نیاز کاهش یا مدیریت خشکسالی و تخفیف کمبود آب و غیره.

ب-تعیین مسائل (Problems) بخش مربوطه. به عنوان مثال در بخش آب مسئله عدم تامین آب کافی، آب سالم، ایمنی از حریم رودخانه به واسطه سیلابی شده، عدم اقتصادی شدن عمق آب سفره زیرزمینی پس از چند سال برداشت، تلفات آب در اثر تبخیر، پایین بودن راندمان آبیاری به دلیل ضعف تکنولوژی و یا فرهنگی و یا هر دو مورد و ... .

ج-چالش (Challenge) ایجاد شده در اثر مسئله یا مسائل خاص بخش مربوطه. اغلب، چالش‌های منابع آب به معیشت، اقتصاد و آرامش مردم یک ناحیه، منطقه یا کشور و حتی وسیع‌تر مرتبط می‌شود. همچنین برخی از مسائل و چالش‌ها ممکن است با توجه به زاویه نگرش و شرایط طرح و همچنین تخصص افراد جابجا مورد توجه و مطالعه قرار بگیرند. اما مسئله اصلی تعریف یک تکنیک مناسب جهت کاهش چالش‌های حال و آینده منابع آب است.

-در چین ابزار رطوبت سنج خاک ساخته شده و صرفه‌جویی به زارعین آموزش داده‌اند که وقتی شاخص دستگاه در مکان مشخصی قرار گرفت، اقدام به آبیاری کنند. این موضوع باعث صرفه‌جویی و کاهش تلفات در بخش کشاورزی گردید.

-برخی از مشکلات تلفات آب کشور مربوط به حقابه و مسائل سنتی است. برخی از زارعین وقتی حقابه خود را اضافه می آورند ترجیح می‌دهند آن را روی زمین لم یزرع رها کنند. در کشورهای پیشرفته به شروط استفاده آب در زمین مستعد، حقابه تحویل می‌شود.

-در سال ۲۰۱۲ مدرن‌ترین تکنیک مدیریت منابع آب، اخلاق آب معرفی شده است. به طورکلی در مهندسی ارزش می‌توان ۲ مقوله اصلی ۱-هوش اجتماعی و ۲-اخلاق را مورد بررسی قرار داد(سوگندنامه مهندسی). این موضوع در ایران متاثر از زمینه‌های دینی، عقلی و اجتماعی است. امروزه در دنیا نیز موضوع اخلاق در زمینه مدیریت منابع آب بیشتر مورد توجه قرار گرفته است. در این خصوص کتاب Water Ethics نوشته رامون لاماس و لوئیس مارتینز، ۲۰۰۷ توصیه می‌شود.

-اگر کمی بیش از نیاز اراضی، آبیاری صورت بگیرد به دلیل شستشوی مواد غذایی، تولید کاهش می‌یابد. ضمناً ریشه گیاه نیاز به هوا دارد. امروزه مدیریت مصرف بر اساس کم آبیاری مطرح می‌شود. آب زیاد و آب کم هر دو تولید را پایین می‌آورد اما در حالت دوم، حداقل بخشی از آب را حفظ کردیم. مطالعات نشان داده کم آبیاری اصولی باعث کاهش ناچیزی از تولید می‌شود. با افزایش آب، تنها درصد کمی افزایش تولید مشاهده می‌شود.

-تمرکز صنایع پرمصرف آب مانند نساجی و فولاد اگر در مناطق کم آب کشور باشد یک معظل محسوب می‌شود. به عنوان نمونه مناطق غربی مثل آذربایجان غربی دارای آب خوبی است اما صنعت آن از اصفهان و تهران عقب‌تر است. برعکس صنایع کم مصرف آب مثل صنعت الکترونیک می‌تواند در مناطق کم آب‌تر توسعه یابد. سایر صنایع مثل پتروشیمی و فراوری‌های کشاورزی دارای مصرف متوسط آب هستند. به طورکلی تعیین نیاز فعلی آب صنایع کار مشکلی نیست. می‌توان بر اساس واحد کالا، وزن کالا و یا حجم کالا میزان آب مورد نیاز را برآورد نمود اما تعیین نیاز سال هدف کمی مشکل‌تر است. باید دولت سیاست روشنی از آینده و فعالیت‌های صنعتی داشته باشد. لذا هماهنگی بین وزیر نیرو و صنایع نیز الزامی است.

-اگر مصرف سرانه روزانه با علامت pcd (per capita per day) بر حسب لیتر (Lpcd) یا بر حسب گالن: gpcd باشد، حجم سالانه آب مورد نیاز از حاصلضرب تعداد نفرات سال هدف در ۳۶۵ در pcd محدوده مورد مطالعه قابل محاسبه است. اما در تعیین نیاز آب شهری باید توجه نمود که مصرف سرانه روزانه بر حسب لیتر (lpcd) در ماه‌های مختلف سال

ممکن است فرق کند. به عنوان نمونه مصرف آب تهران در مرداد ماه بیشتر از زمستان است. اگر نیاز یک نفر در تهران ۱۵۰ لیتر در روز عادی فرض شود، نیاز روزانه آن فرد در ماه مرداد حدود ۱٫۷ برابر ۱۵۰ لیتر می‌شود. عدد ۱٫۷ را می بایست برای مناطق مختلف کشور تعیین نمود(۸۵ تا ۹۰ درصد آب مصرفی شهری به فاضلاب تبدیل می‌شود یعنی مصرف واقعی حدود ۱۰ درصد است. در کشاورزی که ۹۰ درصد نیاز آبی را اغلب مصرف می‌کند، ۷۰ درصد مصرف واقعی دارد). همچنین باید نیاز آب شهری را در ساعت نیز بررسی نمود. زیرا مصرف آب در غروب خیلی بیشتر از مصرف آب در نیمه‌های شب است. پس علاوه بر مصرف اوج روزانه باید مصرف اوج ساعتی نیز محاسبه شود. ضریب ساعتی ممکن است حدود ۱٫۵ لحاظ شود. لذا در این مثال دبی مصرف اوج برابر 2.6 pcd می‌شود. لذا فشار و حجم لازم باید در شبکه‌ها و مخازن توزیع آب شهری مورد توجه باشد. همچنین این شبکه و لوله‌ها باید آنقدر قوی باشد تا بتواند 2.6 pcd را تحمل کند. افت فشار و سرعت کم آب در لوله‌ها باعث خسارات دیگری چون توسعه باکتری‌های آهن خوار و ایجاد رسوب در لوله‌ها نیز می‌گردد. این افت ممکن است در طول لوله (افت کلی) یا در محل اتصالات زانوئی، شیرفلکه و پمپ (افت جزئی) به میزان $h_m = \sum k \frac{V^2}{2g}$ صورت پذیرد.

-اطلاعات جمعیتی در سال‌های مختلف و سال هدف جهت برآورد و پیش‌بینی تامین آب و تعیین مقدار فاضلاب تولیدی نیاز است. به طورکلی اگر مصرف واقعی کشاورزی ۷۰ درصد (از ۹۳ درصد) و شهری ۱۰ تا ۱۵ درصد باشد، می‌توان آب بازگستی کشاورزی و شهری (فاضلاب) را محاسبه و برای آن برنامه مناسب مدیریتی (Dispose) و بهره‌برداری را اتخاذ نمود. در خصوص نیاز کشاورزی پیشتر مسائل فنی ارائه شد. در برخی از منابع ضریب ۴۰ تا ۷۰ درصد را جهت تبدیل مصرف سرانه فاضلاب در کشور عنوان نموده‌اند. به طورکلی این ضرائب و ضرائب نشت می‌بایست با دقت بر اساس آمار واقعی موجود و در غیراین صورت بر اساس جداول تجربی و شرایط محیطی مشابه همچون اقلیم، خاک، فرهنگ مردم، توسعه تکنولوژی و موارد دیگر تعیین شود. اگر نیاز آب جمعیت برای سال جاری حساب شود حتی اگر رشد جمعیت نیز کاهنده یا ثابت باشد بازهم به دلیل نیاز افزایش سطح رفاهی بیشتر و توسعه، آب بیشتری نیاز می‌شود. با این وجود باید برآوردهایی از جمعیت در سال هدف صورت گیرد. پیش‌بینی جمعیتی ممکن است برای حداکثر تا ۱۰ سال آینده (Short term) و یا بیش از ۱۰ سال آینده (Long term) صورت پذیرد. در هر صورت جهت بازرسی و اصلاح (Revise) نتایج مدل‌های پیش‌بینی می‌بایست با روش‌های آماری، جمعیت را در دوره‌های کوتاه‌مدت برآورد نمود. در روش‌های پیچیده پیش‌بینی جمعیت می‌بایست علاوه بر محاسبه نرخ رشد و جمعیت مبنا به پارامترهایی چون ترکیب سن، میزان ازدواج، شرایط اقتصادی، امید به زندگی، و... نیز توجه شود. لذا اصول پیش‌بینی جمعیت این است که با آنالیز آمار جمعیت و سایر پارامترهای مرتبط، معادله مربوطه تشکیل و توسعه داده شود. روش‌های تشکیل معادله ممکن است بر اساس آنالیز رگرسیون خطی یا غیرخطی (بند زمان پیمایش-فصل۲)، مدل‌های استوکستیک و آنالیز سری زمانی (فصل حاضر) در مطالعات دقیق و یا از روش‌های ساده برآورد جمعیت زیر در فازهای اولیه طراحی استفاده شود. بدیهی است که جمعیت پیش‌بینی شده به نیازهای آینده تبدیل می‌شوند. در شبیه‌سازی بیلان مخازن راحت‌تر است که نیازها نیز بر حسب هکتار-متر به زمان مورد نظر تبدیل شوند. زمان اغلب به صورت ماهانه وارد محاسبات بیلان می‌گردد. لذا می

بایست ضریب تقاضا (Demand factor) یا ضریب نیاز (Requirement) سال که واحد است به صورت ماهانه محاسبه شود(جمع ضرائب ماهانه برای یک سال خاص برابریک می‌شود). با این ضریب می‌توان نیاز سالانه را به نیاز ماهانه تبدیل نمود. این نیاز به علاوه سایر تلفات (انتقال، تبخیر، نشت، فرایند تصفیه و...) همان برداشت از محزن و تامین آب مورد نظر در سال هدف است. باید توجه نمود مصرف آب (Water use) ممکن است به دلیل الگوی نامناسب مصرف (کشاورزی، شرب، و..)، مسائل اجتماعی، ضعف تکنولوژی و... همیشه برابر نیاز واقعی نباشد. لذا جهت مدل‌سازی و پیش بنی نیاز آینده جمعیت و کشاورزی می‌بایست تغییر و بهبود احتمالی الگوی مصرف (فرهنگ سازی)، توسعه تکنولوژی (راندمان آبیاری، اصلاح بذر و...) به صورت متغیر وارد مدل‌های پیش‌بینی شوند. مدل‌های پیش‌بینی نیاز ممکن است بر اساس آنالیز سری‌های زمانی (مدل‌سازی استوکستیک) و یا رگرسیون‌های چند متغیره پایه‌ریزی شوند. همچنین واژه تقاضای آب (Water demand) با نیاز آبی (Water requirement) متفاوت است. در واژه تقاضا مفهوم اقتصادی نیز نهفته است. به طوری که با افزایش قیمت آب، درخواست آب کم می‌شود. البته نیازهای منطقی همیشه در یک حداقل ثابت می‌مانند. در طراحی‌ها و برنامه‌ریزی آب می‌بایست اثرات اقتصادی-اجتماعی آینده را روی مقادیر نیاز و تقاضا پیش‌بینی نمود. معمولاً پیش‌بینی نیازها حدود ۱۵ تا ۳۰ سال و حداکثر ۵۰ تا ۱۰۰ به دلیل وسیع بودن و بالابودن هزینه‌های طراحی سیستم‌های آب و همچنین احتمال بهبود تکنولوژی صورت میگیرد. لذا روش‌های زیر که نیازهای آبی را تنها به رشد جمعیت وابسته کرده‌اند اغلب برای مدیریت‌های کوتاه‌مدت و تقریبی پیشنهاد می‌شوند. در این خصوص به کتاب آقای Mays به نام Hydrosystems engineering در منابع فصل مراجعه شود.

ابتدا می‌بایست دینامیک (Dynamic) جمعیت منطقه مورد نظر را بررسی نمود. برای این کار می‌توان منحنی جمعیت – زمان منطقه را روی یک کاغذ حسابی رسم نمود. اگر شهر مورد نظر جدید باشد و یا به هر دلیلی مشتق منحنی، نرخ رشد را با شیب تند نشان دهد، می‌بایست از روابط تصاعد هندسی استفاده نمود. در صورتی که به دلایل مختلف مثل محدودیت‌های محیطی مانند منابع آب برای تولید غذا و ... جمعیت، نه تنها رشد نداشته باشد بلکه حالتی از ثبات یا کاهشی نیز مشاهده شود می‌بایست از روش‌های با نرخ رشد کاهش یابنده استفاده شود(شهرهای قدیمی). منحنی جمعیت-زمان مناطقی که دارای شرایطی فی مابین این دو حالت را دارد، شیبی با نرخ رشد عددی یا حسابی داشته که باید از روابط تصاعد عددی (حسابی) مربوطه به شرح زیر استفاده گردد:

- روش تصاعد هندسی جمعیت

$$\ln p_t = \ln p_\circ + k_G t \qquad ۷۴-۴$$

p_t : جمعیت در سال هدف، $p_\circ$: جمعیت در سال مبنا (آخرین آمار جمعیت)، t: فاصله زمانی سال مبنا تا سال هدف، k_G: ثابت ژئوماتی نرخ رشد که برابر با مشتق جمعیت به زمان بوده و بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_G = \frac{\ln p_2 - \ln p_1}{\Delta t} \qquad ۷۵-۴$$

p_1 و p_2 : به عنوان مثال به ترتیب جمعیت سال ۱۳۷۵ و ۱۳۸۰

Δt: فاصله زمانی بین دو آمار جمعیت (در این مثال برابر ۵ سال است). در صورتی که مقدار ثابت ژئوماتی در بازه زمانی داده‌های موجود بسیار متغیر باشد و یا با ثابت ژئوماتی آینده تفاوت چشمگیری داشته باشد، نمی‌توان از این روش جمعیت آینده را با دقت مناسب پیش‌بینی نمود.

آمار جمعیت به دو شکل اصلی وجود دارد. یکی سرشماری عمومی است که تک تک افراد با دقت مناسب شمارش می شوند که معمولاً هر ۱۰ سال انجام می‌شود. شکل دیگر نیز آمارگیری نام دارد. در این حالت با روش‌های آماری و نمونه‌برداری جمعیت کل جامعه برآورد می گردد که ممکن است هر ۵ سال انجام گردد. در ایران آمار جمعیت سال ۸۰ از نوع آمارگیری و سال ۷۵ از نوع سرشماری است. بدیهی است که تا حد امکان بهتر است از آمار جدید سرشماری استفاده شود.

- روش تصاعد عددی جمعیت

$$p_t = p_\circ + k_a t \qquad ۷۶-۴$$

p_t : جمعیت در سال هدف، $p_\circ$: جمعیت در سال مبنا (آخرین آمار جمعیت)، t: فاصله زمانی سال مبنا تا سال هدف، k_a: ثابت حسابی نرخ رشد که برابر با مشتق جمعیت به زمان بوده و بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_a = \frac{p_2 - p_1}{\Delta t} \qquad ۷۷-۴$$

عوامل مانند رابطه قبلی است. در این حالت فرض بر این است که ثابت حسابی در بازه زمانی داده‌های موجود و آینده خیلی تغییر نکند در غیر این صورت باید منحنی جمعیت آینده را از روش‌های دیگری پیش‌بینی شود.

- روش کاهش یابنده

دو حالت کلی در این شرایط ممکن است مشاهده شود. حالتی که جمعیت اشباع (p_{sat}) منطقه مشخص است. جمعیت اشباع می‌تواند بر اساس حداکثر امکانات موجود و پتانسیل منطقه در دو مقیاس محلی (محدوده شهری) و وسیع (آمایش سرزمین) تعیین شود. حالت دیگر وقتی است که جمعیت اشباع منطقه مشخص نیست و باید آن را از روی سه مقطع آمار موجود و روابط مربوط برآورد نمود.

الف- حالتی که p_{sat} مشخص است:

$$p_t = p_\circ + (p_{sat} - p_\circ)(1 - e^{k_D t}) \qquad ۷۸-۴$$

k_D: ثابت نرخ رشد کاهش یابنده که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_D = -\frac{1}{\Delta t}\ln\left(\frac{p_{sat} - p_2}{p_{sat} - p_1}\right) \qquad ۷۹-۴$$

ب-حالتی که p_{sat} را نداریم:

$$p_t = \frac{p_{sat}}{1+ae^{bt}} \qquad ۸۰ -۴$$

در این شرایط می‌بایست p_{sat} و ضرایب a و b رابطه بر اساس آنالیز آمار موجود تعیین گردد. پس از پیش‌بینی جمعیت با روش‌های کاهش یابنده باید آنها را کنترل نمود. یک روش ساده کنترل شرایط $p_{sat} > p_2$ است. در روش دقیق ترکنترل باید مقادیر p_0 ، p_1 و p_2 جمعیت اشباع حساب شده روی کاغذ اریسماتیک رسم شود. اگر این نقاط به صورت خطی ترسیم شوند، روش انتخابی مناسب است در غیر این صورت باید معادله‌ای جدید به داده‌ها برازش شده و برای منطقه توسعه یابد. همچنین ممکن است از روش مولفه‌ها یا روش ترکیبی-مرکب که در آن پارامترهایی چون تولد، مرگ و مهاجرت نیز وجود دارد، استفاده شود. برخی از پارمترهای این روش از آمارگیری‌ها و برخی مانند مهاجرت را می‌توان از روی شناسنامه دانش آموزان سال اولی که از کجا صادر شده است و یا پرسش از اهالی محل در خصوص این‌که چه میزان از اقوام آنها مهاجرت کرده اند، تعیین نمود.

- مدل‌های جمعیت با نرخ رشد متغیر

این مدل‌ها اغلب بیشترین برازش را با داده‌های واقعی ثبت شده دارند اما به دلیل پیچیدگی توسعه آنها برای هر منطقه یا کشور خاص تمایل کمتری جهت استفاده از آنها وجود دارد. در این حالت علاوه بر متغیرهای ارائه شده در روش‌های قبلی می‌بایست متغیرهایی چون سیاستگذاری دولت، رشد اقتصادی و پتانسیل افزایش جمعیت احتمالی نیز وارد رابطه شده و ضرایت پارامترهای آن به کمک مفاهیم آماری و قضیه باکینگهام تعیین گردد(بند زمان پیمایش-فصل ۲).

-انتقال و توزیع آب، تامین آب (Water suppply) یا آبرسانی نامیده می‌شود. پس از منابع تامین آب (Intake) که ممکن است سد، منطقه چاه (Well field)، رودخانه، دریاچه، حوضچه‌های سنتی، منابع غیر متعارف همچون آب شیرین کن و... باشد، باید آب به تصفیه خانه و سپس مکان‌های مصرف بر اساس کیفیت مورد نیاز هدایت شود. کانال‌های بعد از سدها از ۱ تا ۴ کد گذاری شده‌اند. رده ۱ و ۲ بزرگ‌تر (ظرفیت انتقال حدود ۱۵ مترمکعب) و رده‌های ۳ و۴ نزدیک زمین‌های زراعی قراردارند. زهکش‌ها از زمین‌های زراعی برعکس رده‌بندی می‌شوند(۴ تا ۱). انتقال ممکن است تحت فشار، آزاد و یا با نیروی پمپ صورت بگیرد. نقطه آبگیری (Intake) بسیار مهم است. به عنوان نمونه در مخازن سدهای با ارتفاع بالای ۱۰ تا ۳۰ متر لایه‌بندی حرارتی (اغلب ۳ لایه) مشاهده می‌شود. لایه‌بندی ممکن است پاییزه یا تابستانه باشد. اگر برداشت آب در تابستان از لایه‌های سطحی مخزن که دارای آبی گرم تر، کم اکسیژن و آلوده‌تر هست صورت بگیرد باعث کاهش تبخیر از مخزن می‌شود. اما به خاطر آلوده‌تر بودن، هزینه‌های تصفیه را بالا می‌برد. زیرا دما باعث خروج گازهای نامحلول و فرار آب می‌شود. فشار هوا نیز در تعادل اکسیژن موثر است به طوری که آب رودخانه‌های کوهستانی در شرایط طبیعی مقداری از اکسیژن خود را از دست می‌دهند. لذا آب‌های مناطق مرتفع تحت شرایط طبیعی احتمال آلوده شدن بیشتری دارند. البته در مناطق دشتی نیز اگرچه فشار هوا زیادتر می‌شود اما دما نیز بالاتر است. بنابراین از این نظر احتمال آلودگی آب در میان دست کمتر است. انتقال و توزیع آب می‌تواند توسط کانال، لوله، تونل، تانکر و ... صورت بگیرد. کانال‌های فاضلاب‌ها نیز اغلب آزاد هستند. به طور کلی در انتخاب روش‌ها و ابعاد انتقال باید به ظرفیت مورد نیاز سال هدف در کنار مسائل اقتصادی،

زیست محیطی و اجتماعی نیز توجه گردد. ظرفیت انتقال بر اساس جمعیت و الگوی مصرف سال هدف شعاع هیدرولیکی (شکل مقطع) را تغییر می‌دهد. اما در انتخاب بهترین سطح مقطع کانال باید به مسائل دیگری چون قالب گیری، اجرا، پاکسازی و نگهداری نیز توجه شود. نیم دایره از نظر هیدرولیکی خوب است اما اغلب مشکلات اجرا دارد. به طورکلی شکلی مناسب است که اگر قرینه اش را روی آن بگذاریم، به هندسه منظم برسد. در شیب‌های کم، مسیر کانال تابع شیب است اما در شیب‌های زیاد یا ناگهانی از شیب شکن و شوت استفاده می‌شود. سرعت نیز باید با توجه به جنس کانال باعث رسوب‌گذاری و فرسایش نشود(سرعت مجاز). از این نظر بیشترین مشکل در خاک‌های سیلتی وجود دارد. در کانال‌های بتنی سرعت ممکن است تا ۵ متر بر ثانیه و در کانال‌های حساس خاکی حداکثر تا ۰,۷ طراحی شود. پایداری کناری کانال نیز مهم است. ورود رسوبات به ویژه بارکف در محل برداشت از روخانه نیز یک معظل است. محل آبگیر باید طوری طراحی شود که بارکف وارد سیستم نشود. استفاده از سرریزهای جانبی اغلب کاربردی است. به عنوان نمونه اگر عمق آب ۱,۵ متر است می‌توان از ۰,۵ متر بالایی به کمک سرریز جانبی برداشت کرد. مسئله بار معلق نیز بسیار اهمیت دارد. شاید حوضچه‌های آرامش راهکار مناسبی باشد. همچنین حداقل سرعت نیز جهت عدم رسوب‌گذاری می‌بایست تعیین شود. اغلب این مقدار ممکن است حدود ۰,۴ تا ۰,۵ متر بر ثانیه طراحی شود. انتقال ممکن است با لوله به صورت تحت فشار یا روباز با جریان آرام یا درهم صورت بگیرد. بر اساس رابطه رینولدز $R = vD/\upsilon$ اگر قطر (D) لوله به جای طول مشخصه قرار بگیرد در حالت تحت فشار حد پایینی جریان لامینار ۲۰۰۰ و دامنه انتقالی آن ۲۰۰۰ تا ۴۰۰۰ است. همین دامنه‌ها برای کانال‌ها نیز اگر به جای قطر (D)، چهار برابر شعاع هیدرولیکی کانال (4R) قرار گیرد، صادق است. در لوله‌ها نیز مانند کانال‌ها از معادله برنولی کمک گرفته می‌شود. انرژی ارتفاعی Z از مرکز لوله نسبت به سطح دریا یا مبناء ثابت دیگری سنجیده می‌شود. انرژی فشاری $\frac{p}{\gamma}$ لوله نیز با توجه به مانومتر مشخص می‌شود. انرژی جنبشی $\alpha \frac{V^2}{2g}$ نیز متناسب با سرعت متوسط قابل برآورد است. لذا در بین مسیر ۱ و ۲ از لوله تلفات طولی h_f، اصلی یا افت ناشی از اصطکاک مشاهده می‌شود. تلفات‌های موضعی h_e یا فرعی (Eddy) در اینجا مربوط به تغییر مسیر آب در زانویی‌ها (۹۰٪)، شیرفلکه (۱۰٪) و محل پمپ (۱۰٪) است. اگر لوله یک قطر داشته باشد، فشار از دو طرف معادله حذف شده که با داشتن تلفات کل می‌توان انرژی جنبشی و ارتفاعی را حساب کرد. وقتی گرادیان هیدرولیکی خیلی زیاد شود، دبی زیاد شده و جریان نزدیک آزاد می‌گردد. لذا افت فشار ایجاد می‌شود. اگر اثر تغییرات و نوسان ناشی از بسته شدن شیر روی تراکم‌پذیری آب و بدنه لوله مهم نباشد پدیده سرژ (Surge) در جریان غیردائمی لوله‌ها اتفاق افتاده است. اما اگر این شتاب مثبت یا منفی شدید بوده به طوری که الاستیسیته لوله و تراکم‌پذیری مایع هر دو مهم شود، ضربه قوچ (Waterhammer) رخ داده است.

شب‌ها وقتی که جریان کمتر وجود دارد لوله‌ها پر بوده و حداکثر فشار به لوله وارد می‌شود. به طورکلی باید محاسبه کرد در مقطع ۲ چه فشاری لازم است و بر اساس آن، قطر لوله و سایر مشخصات آبرسانی طراحی شود. محاسبه افت اصلی یا h_f لوله ممکن است بر اساس رابطه هیزن–ویلیامز (خطای بیشتری دارد) یا رابطه دارسی–ویسباخ (متداول‌تر است) مشخص شود. در روش دوم ابتدا باید عدد رینولدز کنترل شود. برای هریک از شرایط آرام، انتقالی و آشفته یک رابطه مشخص بین عدد

رینولدز و ضریب اصطکاک f دارسی–ویسباخ وجود دارد. البته در حالت آشفته، ضریب اصطکاک به زبری نسبی نیز مرتبط می‌شود. در جریان‌های حدواسط رابطه مناسبی وجود ندارد لذا اغلب در طراحی‌ها با تغییر پارامترها، جریان را آرام یا آشفته طراحی می‌کنند. جریان آشفته با توجه به قطر لوله‌ها و سرعت بیشتر حاکم می‌شود. زبری نسبی برابر نسبت ارتفاع متوسط زبری داخل لوله به قطر لوله است. ارتفاع متوسط زبری داخل لوله در حد میکرون و چند دهم میلی متر است که از جداول و یا مشخصات کارخانه تولید لوله استخراج می‌گردد. همچنین دیاگرام مودی (Moddy diagram) نیز جهت تعین ضریب اصطکاک (Friction factor) قابل استفاده است. بر اساس معادله دارسی–ویسباخ $h_f = \frac{f.L}{d}.\frac{V^2}{2g}$ می‌توان با سعی و خطا محاسبات طراحی شبکه‌های انتقال آب لوله‌های آبرسانی را انجام داد. در این رابطه d قطر داخلی لوله (متر یا فوت)، L طول لوله (متر یا فوت)، و g شتاب ثقل که در سیستم انگلیسی ۳۲,۲ فوت بر مجذور ثانیه و در سیستم متریک ۹,۸۱ متر بر مجذور ثانیه است.V سرعت متوسط جریان (متر بر ثانیه یا فوت بر ثانیه) است. اساساً هر ۱۰ متر آب فشاری معادل ۱ اتمسفر دارد. لذا به طور تجربی فشار لازم برای یک آپارتمان ۳ طبقه با توجه به ۱ متر پشت بام حداقل ۱ اتمسفر و برای تامین فشار در زمان افت‌های هم‌زمان حدود ۲ اتمسفر است. علاوه بر این لوله‌ها ممکن است به صورت سری و موازی (مرکب) با قطرهای مختلف و متصل به مخازن در ترازهای متفاوت نیز باشند. محاسبات این شرایط بسیار وقت‌گیر است لذا استفاده از نرم افزارهایی چون Loop یا WatreGamse در طراحی شبکه‌های آب و فاضلاب و سیستم‌های آبیاری زراعی ناگزیر می‌شود. مسئله دیگر که باید در طراحی‌های لوله توجه شود مقاوت لوله نسبت به نیروهای درون لوله جهت تحمل فشار سال هدف و نیروهای برونی مانند بارگذاری استاتیک (خاک ریختن و نصب لوله‌ها) و نیروهای دینامیک (ضربه خوردن و عبور کامیون‌ها و..) است. انتقال آب ممکن است توسط نیروی پمپ صورت بگیرد. انتخاب روش انتقال بر اساس بررسی‌های فنی، محدودیت‌های فیزیکی و اقتصادی صورت می‌گیرد. فرض کنید قرار است آب از مخزن ۱ به محل ۲ با اختلاف ارتفاع Δz پمپ شود. مقدار انرژی مورد نیاز پمپ H_p بر حسب ارتفاع (متر یا فوت) برابر مجموع Δz و تلفات کل رابطه برنولی یعنی $h_t = h_f + h_e$ در طول مسیر است. لذا فشار مورد نیاز بر حسب ارتفاع از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$H_p = \Delta z + h_t \qquad ۸۱-۴$$

اگر جهت تحلیل اقتصادی یکی از هزینه‌های ما برق مصرفی پمپ باشد باید توان یا انرژی پمپ بر حسب اسب بخار از رابطه زیر محاسبه شود:

$$F_{H_p} = \frac{\gamma Q H_p}{550 n} = \frac{62.4 Q H_p}{550 n} \qquad ۸۲-۴$$

N راندمان یا بازده پمپ از کاتالوگ کارخانه پمپ تعیین می‌گردد، H_p فشار مورد نیاز پمپ بر حسب فوت و Q دبی پمپ بر حسب ft^3/s . پس از این مرحله باید اسب بخار به کیلووات ساعت تبدیل شده و با توجه به کارکرد پمپ هزینه برق مصرفی محاسبه شود. سایر هزینه‌های نگهدای (M) و تعمیر(R) به همراه هزینه‌های سرمایه‌ای راه اندازی (O) نیز می بایست محاسبه شوند. همچنین باید هزینه‌های انتقال برق به منطقه مورد نظر محاسبه شود. این کار برای سایر روش‌های انتقال آب یا گزینه‌های تامین آب نیز صورت می‌گیرد. سپس هزنیه واحد آب انتقالی هر روش قابل برآورد می‌شود.

سپس به کمک روش‌های موجود آنالیز اقتصادی، مناسب‌ترین روش فنی-اقتصادی که نیازهای زیست محیطی و اجتماعی را نیز برآورده کند انتخاب می‌شود. در اینجا مسئله یارانه نیز مطرح می‌شود. اگر دولت به بخش کشاورزی سوبسید دهد کشاورز آب را از هر عمقی استخراج میکند و دولت ندانسته و غیر مستقیم عامل تخریب می‌شود. بر عکس اگر به صنعت آب بدون سوبسید دهد باعث گران‌تر شدن اجناس داخلی از اجناس خارجی می‌شود.

-مدیریت موفق آب نمی‌تواند تنها تا با ساخت سد و کانال‌های درجه ۱ و ۲ اتفاق بیفتد. در واقع باید علاوه بر ساخت فنی سد به تولید نیز اندیشید. باید آب را تا تبدیل به محصول یا واحد کالا تا نقطه مصرف، مدیریت مجموعه‌ای (همه سونگری) نمود. مدیریت مجموعه‌ای با IWRM یا مدیریت به‌هم‌پیوسته متفاوت است. در مدیریت مجموعه‌ای به مدیریت حوضه‌ای، مدیریت تلفیقی و پایدار توجه می‌شود اما در IWRM به پول توی جیب مردم نیز توجه می‌شود. همچنین قبل از IWRM باید ابتدا به اصلاح ژنتیکی بذر، اصلاح آبیاری، حمل و نقل، انبارداری، فروش و هماهنگی در بخش‌های مختلف منابع طبیعی، کشاورزی، تشکیلات سازمانی و ... توجه شده باشد. لذا هماهنگی دولت و دستگاه‌های دولتی همچون وزیر نیرو و صنعت نیز ناگزیر است. ارتقاء فرهنگ و اخلاق، مدیریت محلی آب، توسعه تعاونی‌هایی مشابه کشت و صنعت و وجود یک واحد مدیریتی در تشکیلات امری ضروری است و بدون آن بر اساس تجربه موجود هماهنگی‌ها لازم صورت نمی‌پذیرد. علاوه بر این توسعه دانشگاه‌های تخصصی در زمینه هیدرولوژی به ویژه از مقاطع لیسانس با ایجاد دانشکده‌های هیدرولوژی-هیدرولیک مانند کشورهای صاحب نام در این مورد ضروری است. افزایش وجدان کارشناسی، کیفیت کارشناس، دانش مدیران طرح در انتخاب کارشناس مرتبط از دیگر موضوعاتی است که می بایست در شرکت‌های مهندسی مشاور به کمک قوانین انجمن‌ها و نظام‌های مهندسی کنترل و پیگیری گردد.

-کمی کردن مدیریت یکپارچه هیدروسیستم ها

باتوجه به مطالب فصل های گذشته و حاضر جهت برنامه ریزی یک سیستم می بایست معیارهای عملکرد سیستم هچون معیار مرتبط با اقتصاد(منافع و هزینه ها، توزیع درآمد)، محیط زیست(اکولوژی)، اجتماعی(کار، مشارکت، رونق اقتصادی) و وابستگی های هیدرولوژیکی این معیارها (غلظت آلاینده، سرعت آب، عمق آب، نوسان دریاچه، تداوم جریان و...) محاسبه شود. سپس می بایست اطلاعات این معیارها با توجه به پارامترهای هیدرولوژیکی وابسته جمع آوری (Data gathering) و پیش بینی درازمدت شود. لذا با پیش بینی پارامترهای هیدرولوژیکی و تعیین توابع رابطه معیارها با پارامترهای هیدرولوژی می توان معیارهایی چون رفتار اجتماعی، اقتصادی و زیست محیطی را نیز برای هر طرح خاص ارزیابی نمود. همچنین می توان شاخص شایستگی بوم هر برنامه را در کنار گزارشی از نتایج آنالیز آمار مانند میانگین، واریانس، اعتمادپذیری، برگشت پذیری و آسب پذیری را همان طور که پیشتر ارائه شد محاسبه تا مناسب ترین طرح انتخاب گردد. پس از اجرای طرح نیز بایست پایش سیستم ادامه یابد تا در صورت نیاز طرح اصلاح گردد. در این خصوص استفاده از روش های بهینه سازی و شبیه سازی ناگزیر است. برخی از این مفاهیم در فصل آب های زیرزمینی توسعه و ارائه شده است.

٤-٨-تمرین

۱-الف-تفاوت بین مناطق خشک، خشکسالی و دبی کمینه را تشریح کنید؟ب-انواع خشکی و انواع خشکسالی را توضیح دهید؟

۲-با توجه به توضیحات متن در صورتی که حجم کمبود جز از رابطه $s_{1=}\int_{t}^{t+1}(Q_{\circ}-Q)dt$ محاسبه شود تحقیق کنید چگونه می‌توان منحنی‌های شدت-مدت-فراوانی خشکسالی هیدروزئولوژیکی را تهیه نمود؟

۳-اگر در یک سری ۳۰ ساله تعداد سیلاب‌های ناشی از برف ۱۲ سال به میزان ۱۰ میلیمتر بارش(با دوره بازگشت ۲۰ ساله برای سری ۱۲ ساله) و ۱۸ سال سیلاب ناشی از باران با میزان آب ۲۹ میلیمتر برای $T=20$ باشد ارتفاع بارش موثر در سیلاب با دوره بازگشت ۲۰ ساله چقدر است؟(مجله منابع طبیعی، شماره ۴۴).

۴-فرض کنید در یک سری زمانی سه دسته از عوامل موثر بر دبی سیلاب شامل دبی‌های ناشی از رگبار، ناشی از برف و ناشی از ذوب هم‌زمان برف و ریزش رگبار تشخیص داده شده است. تحقیق کنید جهت آنالیز فراوانی سری مذکور چگونه می‌توان دبی سیلاب ۵۰ ساله را محاسبه نمود؟

۵-با توجه به توضیحات ارائه شده در بند مدل‌سازی تحقیق کنید چگونه می‌توان در روش‌های تصادفی تولید جریان رودخانه با انتخاب سیستماتیک-تصادفی مقادیر بین صفر و یک، خطای روش کاملاً تصادفی را در روش IUDRN یا روش‌های مشابه کاهش داد؟

۶-اگر نسبت رواناب سالانه به بارش سالانه یک حوضه روستایی با سطح ۴ کیلومتر مربع معادل ۰,۴ باشد و مقدار افزایش بارش سالانه آن به کمک تکنیک‌های تولید باران مصنوعی در اثر شلیک توب یدور نقره ۳ میلیمتر شده باشد، مقدار افزایش حجم رواناب سالانه را پیشگویی نمایید؟

۷-در یک اقلیم نیمه‌خشک قرار است سیستم W.H خارجی طراحی شود. آب مورد نیاز گیاه در فصل مربوطه ۵۲۵ میلیمتر، بارش طرح با ۶۷ درصد احتمال ۱۷۵ میلیمتر، ضریب رواناب فصلی ۰,۲۵ و کارامدی سیستم ۰,۵ است. نسب سطح جمع‌آوری به کشت باید چقدر باشد؟ اگر فرض شود کشت از نوع درخت بوده و سطح تاج پوشش آن ۱۰ متر مربع باشد مساحت کل میکروکچمنت مورد نیاز باید چفدر باشد؟ اگر بارش واقعی بسیار بیشتر و حدود ۲ برابر بارش طرح باشد ابعاد سیستم تخلیه باید چقدر باشد؟

۸-تحقیق کنید آیا جهت برنامه‌نویسی با Lingo با هدف آبخیزداری(مدیریت آبخیز) و تعیین احجام بهینه تراز و ارتفاع یک سد مخزنی بزرگ چند منظوره یا مرتعداری و یا سریع‌ترین راه رسیدن یک پیک به مقصد و یا انتخاب مناسب‌ترین کشت تفاوتی وجود دارد؟

۹-فرض کنید قرار است دبی حداقل ۷ روزه ایستگاهی را با ۳ سال آمار پیوسته جهت تامین آب کشاورزی، آنالیز فراوانی نموده و دبی خشکسالی با دوره بازگشت ۵ ساله مورد نیاز است. بر اساس آزمون و خطا، دبی آستانه ۱,۳ مترمکعب بر ثانیه به دست آمده است و بر اساس آن ۹ سال داده و سری مقادیر جزئی استخراج گشته است. دبی حداقل ۵ ساله را محاسبه کنید؟(۳,۸، ۴,۹، ۵,۸، ۲,۱، ۲,۵، ۳، ۴,۹، ۳,۶، ۲,۸).

۱۰-روش‌های مدیریت رواناب ذوب برف تدریجی و ناگهانی (سیلابی) را در گروه روش‌های استحصال آب (W.H) نام ببرید؟

۱۱-بهره‌برداری تلفیقی کمی-کیفی برداشت آب از مخازن را با توجه به مفهوم تغذیه گرایی توضیح دهید؟ مدل‌های بهینه‌سازی و شبیه‌سازی مناسب را نام ببرید؟

۱۲-با توجه به متن مدیریت منطقه‌ای، مدیریت تلفیقی، مدیریت پایدار و مدیریت یکپارچه با یکدیگر متفاوت هستند. تفاوت ۳ نوع مدیریت ابتدایی را با یکدیگر توضیح دهید؟ مدیریت یکپارچه در فصل آب زیرزمینی تشریح شده است.

۱۳-فرض کنید با بررسی آمار جمعیت هیچ یک از مدل‌های رشد جمعیت ارائه شده در این کتاب مناسب پیش‌بینی جمعیت نباشد. دلیل این موضوع نیز مربوط به تغییر ضریب نرخ رشد در سال‌های آینده است. چگونه می‌توان رابطه مدل رشد جمعیت با نرخ متغیر را توسعه داد؟(به بند زمان پیمایش-فصل ۲ مراجعه شود)

۱۴-در حال حاضر (۲۰۰۵) برنامه‌ریزی آب از قلمروی مرزهای آبخیز (Water-shed) به عنوان مرز هیدرولوژیکی به قلمرویی وسیع‌تر که دربرگیرنده کلیه مسائل زیست محیطی، اقتصادی و اجتماعی نیز باشد به نام (Problem-shed) توسعه یافته است(مفهوم برنامه‌ریزی

سیستمی آبخیز، دلیری و همکاری ۱۳۸۸). در این خصوص تحقیق کرده و چگونگی کاربردی نمودن آن را در برنامه‌ریزی و مدیریت سیستم‌های منابع آب و آبخیز شهری بررسی کنید؟ حال problemshed management را چگونه معنی و تعریف می‌کنید؟

۱۵-در برنامه‌ریزی پایدار سیستم حداقل تولید مصنوعی داده‌ها می‌بایست تا زمانی ادامه یابد که تاثیر آینده روی تصمیم حال اثرات معنی‌داری داشته باشد. با این مفهوم تعداد سال‌های مورد نیاز در مدیریت آب‌های زیرزمینی و طراحی مخازن تامین آب را تعیین کنید؟

۱۶-تامین آب اضطراری جایگزین سد فرضی را هنگام رخداد سیلاب بررسی کنید(سد ایلام)؟

٤-۹-مراجع

۱. مهدوی، محمد (۱۳۸۳)، "جزوه هیدرولوژی مناطق خشک"، گروه آبخیزداری، دانشگاه تهران.

2. Linsley, R. k., Franzini, J. B., Freyberg, D. L., Tchobanoglous, G. 1992. “Water-Resources Engineering”, Fourth Edition, McGraw-Hill, Inc.

۳. دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید؛ سید سراجی، حسن (۱۳۸۷)، "مدیریت سیلاب‌ها و خشکسالی‌ها با برنامه‌ریزی سیستمی منابع آبریز"، (مطالعه موردی: قره سو گلستان)، مجله مهاب قدس، شماره ۴۳.

۴. ج. دبلیو. کایت (۱۳۶۹)، " تحلیل فراوانی وقایع و ریسک در هیدرولوژی"، مترجم: ابوالقاسم بزرگ‌نیا، محمود نقیب‌زاده و حمید خیابانی، چاپ اول.

۵. دلیری، فرهاد (۱۳۸۸)، "گزارش بررسی روش‌های استحصال آب در جنوب تهران"، بخشی از سنتز و تلفیق مطالعات آبخیزداری آراد، مهندسین مشاور مهاب قدس.

۶. مهدوی، محمد (۱۳۸۱)، "هیدرولوژی کاربردی"، جلد اول ، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ چهارم.

۷. کوره پزان دزفولی، امین (۱۳۸۷)، "اصول تئوری مجموعه‌های فازی و کاربرد آن در مدل‌سازی مسائل مهندسی آب"، واحد صنعتی امیرکبیر، جهاد دانشگاهی، چاپ دوم.

۸. نجمایی، محمد (۱۳۶۹)، "هیدرولوژی مهندسی"، ج ۲. دانشگاه علم و صنعت، چاپ دوم.

۹. مهدوی، محمد (۱۳۸۱)، "هیدرولوژی کاربردی"، جلد دوم، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ چهارم.

۱۰. دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید (۱۳۸۸)، "اصلاح روش IUDRN به منظور شبیه‌سازی استوکاستیکی دبی سالانه رودخانه‌ها،" مجله علوم و مهندسی انجمن آبخیزداری ایران،۳ (۶):۱-۸.SID

۱۱. دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید؛ سید سراجی، حسن (1390)، "تولید طولانی مدت جریان سالانه رودخانه‌ها جهت طراحی حجم نرمال مخازن،" (مطالعه موردی: رودخانه اریه)، چهارمین سمینار مدیریت منابع آب ایران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران).

12. Linsley, R. k., Kohler, MAX A and Paulhus, J L.H. 1982. “ Hydrology for Engineers” . Third Edition, McGraw-Hill.

13. Mutreja ,K.N, 1986. Applied Hydrology, U.P. Irrigation Department Roorkee MC Graw-Hill, 959 p.

۱۴. طهماسبی، رمضان (۱۳۸۵)، "جمع‌آوری آب باران"، دانشگاه جامع علمی-کاربردی، چاپ اول.

۱۵. قدوسی، جمال (۱۳۷۱)، "روش احداث حوضچه‌های ذخیره آب"، موسسه تحقیقات جنگل‌ها و مراتع، چاپ اول.

۱۶. دلیری، فرهاد (۱۳۸۵)، "تهیه و کاربرد منحنی فرمان در بهره‌برداری از مخزن سد علویان"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، مهندسی آبخیزداری گرایش هیدرولوژی، استاد راهنما: حسن سید سراجی.

۱۷. کارآموز، محمد؛ کراچیان، رضا (۱۳۸۲)، "برنامه‌ریزی و مدیریت کیفی سیستم‌های منابع آب"، نشر دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)، چاپ اول.

۱۸. "راهنمای مطالعات بهره‌برداری از مخازن سدها"(۱۳۸۳)، نشریه شماره ۲۷۲، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.

19. Chow, V. T., 1951. “A general formula for hydrologic frequency analysis”, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 32, pp. 231-237, April.

20. Huang, K. Z., 1986. “Reliability analysis on hydraulic design of channel” in Stochastic and risk analysis in hydraulic engineering, ed. By B. C. Yen, Water resources publication, Littleton, Colo., p. 60.

21. Schulz, F. I., Koelzer, V. A., Khalid M., 1972. “Floods and Droughts” Proceeding of the 2th International Symposium in Hydrology, Fort Collins, Colorado, U.S.A.

۲۲. کارآموز، محمد؛ عراقی‌نژاد، شهاب (۱۳۸۴)، "هیدرولوژی پیشرفته"، نشر دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)، چاپ اول.

23. Pena, D., G. C. T iao., R. S. Tsay., 2001. “A course in time series analysis”, John Wiley & Sons, INC., New York, NY.

24. Salas, J. D., J. W. Delleur., V. Yevjevich., W. L. Lane. 1985.”Applied modeling of hydrologic time series”, Water resources publication, 2 printing.

25. Daliri, F., Seraji, H.S., Kholghi, M., & Dehghanipour, A.H. (2013),” Prioritizing sub-watersheds flooding intensity for structural Damaging Flood control and managing”. Desert, ISI 18 (2): 153-162 (http://jdesert.ut.ac.ir).

۲۶. دلیری، فرهاد (۱۳۹۰)، " برنامه‌ریزی آب با مدلسازی (شبیه سازی و بهینه‌سازی)"، جزوه کارگاه تخصصی- آموزشی: اصول برنامه‌ریزی در مدیریت منابع آب، دانشگاه صنعت آب و برق.

۲۷. دلیری، فرهاد (۱۳۸۵)،"گزارش هیدرولوژی رسوب سد شیرین‌دره" بجنورد، مهندسین مشاور وزنا.

28. Mays.L.W., Tung.Y.K., 1992. “Hydrosystems engineering & management” McGraw-Hill.

29. Loucks.D. P., & et.al., 2005.“Water resources systems palnning and management” UNESCO Publishing, Delft hydraulics, Studies and reports in hydrology.

۳۰. دلیری، فرهاد (۸۲-۱۳۸۰)، "لیمنولوژی خور باهو با استفاده از ابزار RS و کار میدانی ، ۱:۵۰۰۰۰، ۳۵۰۰۰ هکتار "، سازمان محیط زیست، (با مشارکت جناب آقای مهندس ساغری)، مهندسین مشاور ورزبوم.

۳۱. قرآن کریم.

۳۲. چه‌تد یانگ (Yang,1996)،"تئوری و کاربرد انتقال رسوب"، مترجم: صلاح کوچک‌زاده و کامران یوسفی، دانشگاه تهران.

۳۳. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "هیدرولوژی سطحی آبخیز سد کوار، طرح توجیهی آبخیزداری"، مهندسین مشاور مهاب قدس.

۳۴. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "هیدرولوژی آبسطحی، حوزه آبخیز پل چمنی، مطالعات طراحی و اجرایی پخش سیلاب، سیستان و بلوچستان(ایرانشهر)، ۴۵۱۶۸ هکتار"، مهندسین مشاور آرمان گستر آتیه.

۳۵. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "بررسی منابع آب و هیدرولوژی مخزن سد و رودخانه زرینه‌رود (سد بوکان- کردستان)"، فاز شناخت مطالعات لیمنولوژیکی و ارزیابی ذخائر دریاچه، مهندسین مشاور آساراب.

۳۶. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "بررسی منابع آب و هیدرولوژی مخزن سد و رودخانه (سد گاوشان- کردستان)، فاز شناخت مطالعات لیمنولوژیکی و ارزیابی ذخائر دریاچه"، مهندسین مشاور آساراب.

۳۷. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "هیدرولوژی منابع آب سطحی، سادات امام‌زاده علی، طرح جنگلداری چند منظوره کهکیلویه و بویراحمد، ۱۳۸۰۰ هکتار"، مهندسین مشاور سامان سبز آرین.

۳۸. دلیری، فرهاد (۱۳۸۴)، "هیدرولوژی آب‌های سطحی، شمال نیشابور، طرح توجیهی آبخیزداری ، ۵۰۰۰۰: ۱ ، ۲۴۰۰۰۰ هکتار "، مهندسین مشاور نشتاک.

۳۹. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)، "هیدرولوژی آبسطحی گاندو، سیستان و بلوچستان ، طرح مدیریت مناطق تحت حفاظت سازمان محیط زیست، ۱:۲۵۰۰۰۰ ، ۴۶۰۰۰۰ هکتار"، مهندسین مشاور ورزبوم.

۴۰. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)، "هیدرولوژی آبسطحی میان جنگل فسا، شیراز ، طرح مدیریت مناطق تحت حفاظت سازمان محیط زیست، ۱:۵۰۰۰۰، ۵۶۵۰۰ هکتار "، مهندسین مشاور ورزبوم.

۴۱. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "هیدرولوژی رسوب، حوزه آبخیز پل چمنی، مطالعات طراحی و اجرایی پخش سیلاب، سیستان و بلوچستان (ایرانشهر)"، ۴۵۱۶۸ هکتار، مهندسین مشاور آرمان گستر آتیه.

۴۲. دلیری، فرهاد (۱۳۸۵)، " هیدرولوژی رسوب ، سد شیرین‌دره بجنورد، طرح توجیهی آبخیزداری ، ۵۰۰۰۰: ۱،۱۶۶۰۰۰ هکتار"، مهندسین مشاور وزنا.

۴۳. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)، " هیدرولوژی رسوب میان جنگل فسا ، شیراز ، طرح مدیریت مناطق تحت حفاظت سازمان محیط زیست، ۱:۵۰۰۰۰، ۵۶۵۰۰ هکتار "، مهندسین مشاور ورزبوم.

۴۴. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)، "هیدرولوژی رسوب گاندو، سیستان و بلوچستان، طرح مدیریت مناطق تحت حفاظت سازمان محیط زیست، ۱:۲۵۰۰۰۰ ، ۴۶۰۰۰۰ هکتار" ، مهندسین مشاور ورزبوم.

۴۵. دلیری، فرهاد (۱۳۸۰)، "هیدرولوژی آبسطحی آب ونک ، طرح توجیهی کشاورزی ، ۱:۵۰۰۰۰ ، ۳۳۶۰۰۰ هکتار "، مهندسین مشاور ورزبوم.

۴۶. دلیری، فرهاد (۱۳۹۲)، "بررسی مطالعات فاز ۱ انتقال آب رباط خشک به سد فرخی قائن"، آب منطقه‌ای خراسان جنوبی.

۴۷. دلیری، فرهاد؛ سیدسراجی، حسن؛ خلقی، مجید (۱۳۸۸)، "مدیریت و برنامه‌ریزی سیستم آبخیز با استفاده از مدل بهینه‌سازی،"(مطالعه موردی: آبخیز گرمابدشت گلستان)، مجله آبخیزداری دانشگاه تهران، ۶۲(۲):۲۴۷-۲۵۶.CAB International.

۴۸. دلیری فرهاد (۱۳۹۳)، "وارسی به هنگام‌سازی آبدهی و عملکرد مخزن سد رودبار لرستان"، فاز اجرایی، مشاور سکو، آب نیرو.

۴۹. دلیری فرهاد (۱۳۹۳)، نظارت فنی بر محاسبات رسوبدهی حوضه و رسوبگذاری سد رودبار لرستان(بررسی نیاز لایروبی، شاسینگ، سدرسوبگیر)، فاز اجرایی پروژه سد و نیروگاه لرستان، شرکت سکو، آب نیرو.

۵۰. دلیری فرهاد (۱۳۹۳)، نظارت بررسی لایروبی هیدرولیکی (وزنی) سد رودبار لرستان، پروژه سد و نیروگاه لرستان، شرکت سکو، آب نیرو.

۵۱. دلیری فرهاد ،(۱۳۸۸) تهیه روش شناسی کنترل سیل رودخانه و حوضه سد کارون ۴، مشاور مهاب قدس، آب نیرو.

۵۲. دلیری فرهاد ، (۱۳۸۹)، بررسی امکان کنترل رسوب جهت حفظ شرایط آبگیر برقابی سد دز، مشاور مهاب قدس،آب منطقه ای.

۵۳. دلیری فرهاد، (۱۳۸۷)، علت یابی شکست سیستم تامین آب و کنترل سیل سد ایلام، مشاور مهاب قدس، آب منطقه ای.

۵۴. دلیری فرهاد، سخنرانی در اداره منابع طبیعی و آبخیزداری خراسان رضوی، " آبخیزداری نوین و کاربرد آن در مدیریت بهم پیوسته منابع آب و محیط زیست شهری و روستایی" نشست علمی هفته منابع طبیعی، اسفند ۱۳۹۲.

۵۵. دلیری. فرهاد، نظارت بر لایروبی رودخانه ها، خرید و نصب و تعمیر ایستگاه های هیدرومتری و دیتالاگر آب زیرزمینی، پروژه پایش مستمر شبکه سنجش منابع آب سطحی و زیرزمینی، آب منطقه ای البرز، شرکت آبسام (همکار)، ۱۳۹۵.

۵۶.دلیری. فرهاد، مدیر پروژه طراحی فاز ۱ و ۲ تامین، توزیع و انتقال آب خام فضای سبز شهر کوت عبدا..، اهواز، شرکت آبسام، ۱۴۰۰.

56. Farhad.Daliri,. “Principle of Damming”, 2020, Absam EPC Co. (www.absam.ir).

۵۸.فرهاد. دلیری و حسن سیدسراجی (۱۴۰۱). "تخلیه رسوب سدها" چاپ اول. دانلود رایگان www.absam.ir.

فصل ۵: مطالعات پایه آب زیرزمینی

****

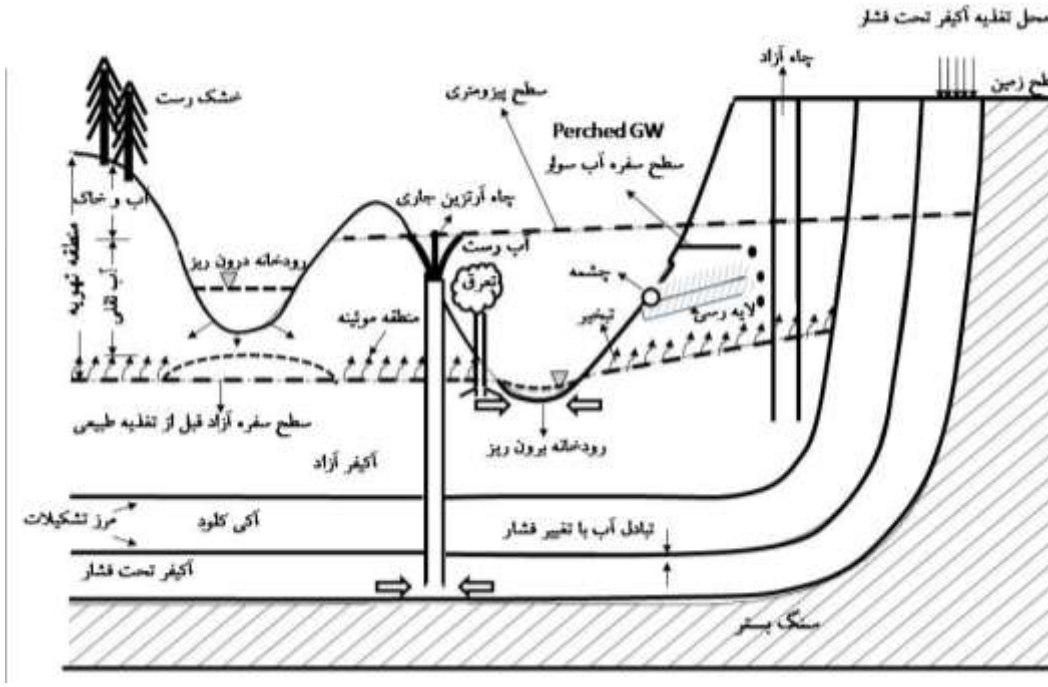
پیش از انتخاب و اجرای مدل نیاز است تا مدل مفهومی منطقه تهیه گردد. در این خصوص و جهت تعیین پارامترهای ورودی مدل می‌بایست مطالعات پایه محدوده آبخان مورد نظر صورت بگیرد. در این فصل موارد مذکور شامل هیدرولوژی و هیدرولیک آب‌های زیرزمینی، چاه، قنوات، مدل‌های کامپیوتری، روش‌های مدیریت جریان و کیفیت آب به همراه مفاهیم اساسی انتقال آلودگی که در فصل مدل‌سازی نیاز است ارائه شد. مطالب ضروری در خصوص زمین‌شناسی، ژئوفیزیک، مکانیک خاک و غیره به طور موردی و خلاصه ارائه شد لذا جهت مطالعه بیشتر در این زمینه‌ها به منابع مناسب مراجعه گردد.

****

۵-۱- تشکیل آب زیرزمینی

از نظر متخصصان و محققان متعدد علم هیدرولوژی مانند (Sophocleous, 2000)، مطالعه آب زیرزمینی بدون درک آب سطحی امکان‌پذیر نبوده و یا ناقص خواهد بود. مهدوی (گروه آبخیزداری-دانشگاه تهران) و نویسندگان کتاب حاضر اعتقاد دارند کنترل سیل و مدیریت خشکسالی بویژه در کشور ایران بدون درک آب‌های زیرزمینی ناقص خواهد ماند. پیش از مدل‌سازی در آب‌های زیرزمینی می‌بایست مطالعات پایه جهت تهیه مدل مفهومی صورت بگیرد. مدل مفهومی در واقع تعیین توصیفی خصوصیات و رفتار احتمالی آبخانه است. در آب زیرزمینی می‌بایست دو مولفه همیشه مورد توجه باشد. سیال و محیطی که این سیال در آن وجود دارد. این محیط ممکن است کارستی یا غیر کارستی باشد. به عنوان نمونه اگر آب گرم باشد سریع‌تر حرکت می‌کند. همچنین سرعت آب در محیط‌های کارستی بسیار سریع است. در این فصل مفاهیم پایه جریان و انتقال آلودگی آب‌های زیرزمینی در مقیاس کوچک و بزرگ به عنوان نیاز مطالعات پایه مدل‌سازی در بخش متعاقب ارائه شده است. برخی از مفاهیم پایه ترمودینامیک، مکانیک، خصوصیات سیال، سیستم و حجم کنترل که در بخش هیدرولوژی سیل ارائه شده است در این بخش تا حد امکان تکرار نمی‌شود. لازم به ذکر است که جریان آبخانه ممکن است با توجه به عدد رینولدز به صورت لامینار مانند حرکت جریان در محیط متخلخل آبرفتی تا شرایط درهم در آبخانه‌های کارستی مانند جریان تحت فشار لوله یا کانال‌های غیر منشوری و طبیعی باشد. مفاهیم پایه جریان آشفته در بخش سیل ارائه شده است. همچنین محیط حرکت سیال ممکن است از صخره‌های خرد شده نیز تشکیل شده باشد که رفتار سیستم در حالات بینابینی دو سیستم بالا و خاص خود قرار خواهد گرفت. به طورکلی با توجه به دقت مورد نظر می‌بایست از روش‌های مناسب هر محیط و سیال که ممکن است نفت و یا گازی و ترکیب آنها نیز باشد استفاده نمود. در این فصل تاکید روی جریان و انتقال آلودگی محیط متخلخل لامینار است. انتقال آلاینده در جریان کارستیک بسیار شبیه حرکت آلاینده در بدنه آب سطحی و سیلاب درهم است.

همان‌طور که از شکل ۵-۱ پیداست سطح سفره آب زیرزمینی مرزی است بین منطقه تهویه و منطقه اشباع (آبخانه یا آب زیرزمینی) که بلافاصله بعد از مرز سفره و بالای آن زون موئینه(کاپیلاریته) قرار دارد. منطقه تهویه نیز از منطقه موئینه، زون حدواسط (زون آب ثقلی) و زون آب-خاک (منطقه ریشه) تشکیل می‌شود. تمرکز فصل حاضر روی منطقه اشباع زیر مرز سطح سفره و اندرکنش‌های این سیستم با سایر زیر سیستم‌های جوار است.



شکل۵-۱: مقطع عرضی شرایط هیدرولوژیک آبخانه فرضی از سطح تا عمق زمین

۵-۱-۱-اهمیت آب‌های زیرزمینی

منابع آب شامل آب‌های سطحی(سیل و جریان‌های کم)، آب‌های غیر متعارف و آب‌های زیرزمینی بوده که در فصول ۱ و ۲ به تفصیل ارائه شده است. اهمیت آب‌های زیرزمینی بویژه در تخفیف خشکسالی و همچنین به واسطه امتیازات متعدد نسبت به آب سطحی در دنیا مشخص شده است.

-بیلان حدودی آب کشور: اگر بارش متوسط کشور۲۵۱ میلیمتر فرض شود با توجه به سطح کشور حجم ورودی آب از اتمسفر حدود ۴۲۰ میلیارد مترمکعب می‌شود. حدود ۱۰ میلیارد آب از افغانستان توسط رود هیرمند وارد کشور می گردد(در حال حاضر این آب نیز قابل برنامه‌ریزی نیست، ۱۳۸۹). ایران یک فلات مرتفع است پس ورودی زیرزمینی نداریم اما عراق، امارت و عربستان از کشور ما به صورت آب پنهان و از زیر فلات قاره دریافت می‌کند که باید برای این فرار آب برنامه‌ریزی نمود(حدود ۱۰ میلیارد). اگر آب‌های جاری در رودخانه‌های کشورحدود۱۰۰، برداشت زیرزمینی کشور حدود۴۰ باشد با توجه به تبخیر و تعرق(۲۹۰)، بیلان کل کشور منفی و حدود ۱۰- محاسبه می‌شود. لذا در شرایط حاضر حدود ۶۰ تا ۷۰ سال آینده منابع آب زیرزمینی کشور از بین خواهد رفت.

$$420+10=100+40+10+290\pm\Delta \qquad ۱-۵$$

بر اساس بیلان حدودی مذکور، آب تجدید شونده سطحی و زیرزمینی کشور حدود ۱۳۰ میلیارد مترمکعب برآورد می شود که حدود ۴۰ میلیارد آن برداشت از منابع زیرزمینی و ۹۰ میلیارد آب سطحی است. در صورتی که کل ذخیره نرمال سدها پر شود حدود ۲۷ میلیارد مترمکعب می‌شود. همچنین حدود ۲۳ میلیارد از آب سطحی به صورت روش‌های سنتی مانند شق نهر با راندمان ضعیف حدود ۳۰ درصد بهره‌برداری می گردد که جمعاً حدود ۵۰ میلیارد مترمکعب و نزدیک ۴۰ میلیارد آب زیرزمینی در حال بهره‌برداری است. درحالیکه راندمان آبیاری با آب زیرزمینی بالاتر است. لذا مشخص می شود در سال‌های آتی مدیریت تبخیر، بهبود راندمان آبیاری به موازات کنترل سیل و مدیریت فاضلاب‌ها به واسطه تغذیه آب‌های زیرزمینی در مدیریت منابع آب و خشکسالی‌ها بسیار حیاتی است. در امریکا به رغم این‌که بهره‌برداری از آب زیرزمینی نیاز به انرژی و پمپ دارد بیش از ۶۰ درصد آب مورد نیاز حتی اگر دسترسی به آب‌های سطحی نیز فراهم باشد از آبخانه‌ها تامین می‌شود. علاوه بر این تبخیر منابع آب سطحی مشکلات ثانویه مانند شور شدن آب پشت مخزن، خرابی ساختمان خاک، کاهش محصول، فرسایش بادی و غیره را نیز به همراه دارد. اما آب‌های زیرزمینی تا حد بالایی از تبخیر و تعرق ایمن هستند زیرا در زیر سطح زمین لایه‌ای به نام منطقه تهویه (Vadose) قبل از منطقه اشباع (phreatic) وجود دارد(شکل ۵-۱). یکی دیگر از اهمیت‌های آب زیرزمینی مربوط به پایداری و عکس العمل کند آن به خشکسالی‌های طولانی مدت است. همان‌طور که در فصل خشکسالی نیز اشاره شد خشکسالی هیدوژئولوژیکی زمانی اتفاق می‌افتد که سایر خشکسالی‌ها به ترتیب اتفاق افتاده باشند. به عنوان نمونه اگر بارش در یک سال یا فصل دیم اتفاق نیافتد خشکسالی کلیماتیک تنها برای مصارف وابسته ایجاد می‌گردد اما هنوز چشمه‌ها و قنوات آب دارند. پس از خشکسالی کلیماتیک ابتدا خشکسالی هیدرولوژیکی برای زراعت‌های آبی اتفاق می‌افتد. مصر همچون استان یزد است باران ندارد اما رودخانه نیل را دارد و هیچگاه صحبت از خشکسالی نمی‌شود. اگر چشمه‌ها و قنوات نیز خشک(خشکسالی هیدروژئولوژیکی دینامیک) شوند هنوز دسترسی به آب از طریق چاه فراهم می‌شود. لذا این نوع خشکسالی که از نوع هیدروژئولوژیکی استاتیک است بسیار دوام دارد و آب زیرزمینی یکی از مهم‌ترین ابزارها در مدیریت خشکسالی است. در برخی نقاط خراسان نیز اغلب باران کم است و رودخانه‌ها خشک هستند اما هر چند سال سیلابی باعث تغذیه آبخانه‌ها شده و تا چند سال تامین آب امکان‌پذیر می‌شود. اگر پارامترهایی چون ابعاد اجتماعی، اقتصادی، استقرار جمعیت، عدم مهاجرت از مکان‌های دارای سفره‌های مناسب، ایمنی بیشتر سلامت آب زیرزمینی نسبت به آب سطحی که همیشه مشکل آلودگی بویژه در زمان سیل را به دلیل وجود اجساد، انواع کود و غیره دارد نیز لحاظ شود اهمیت فعالیت‌های آبخانداری شامل حفظ و نگهداری منابع زیرزمینی در پروژه‌های آبخیزداری دوچندان می گردد. علاوه بر موارد مذکور می‌توان به برخی از فوائد زیر نیز اشاره نمود:

-درجه حرارت منابع زیرزمینی ثابت بوده که امتیاز قابل توجی در مصارف صنعتی محسوب می‌شود.

-هرچند که میزان املاح آن به دلیل سرعت کم جریان نسبتاً زیاد است اما ترکیبات شیمیایی آن ثابت است.

-بی رنگ و فاقد مواد معلق است.

۵-۱-۲-منشاء آب‌های زیرزمینی

عمده منابع اولیه آب‌های زیرزمینی به ویژه در مناطق کوهستانی ناشی از نزولات مختلف جوی است. همچنین در مناطق خشک و نیمه‌خشک دشتی بخار آب موجود در هوای گرم هنگامی که درجه حرارت کاهش می‌یابد و یا در اثر برخورد آن با شن‌های خنک‌تر تشکیلات آبخانه به صورت قطرات شبنم درآمده که باعث تغذیه آبخانه‌ها و یا افزایش آب در منطقه آب-خاک جهت رشد گیاهان می‌گردد. فرآیند تشکیل آب‌های تراکمی در تشکیلات آهکی شکافدار بیشتر و در واریزه‌ها محدودتر مشاهده می‌شود. این فرآیند ممکن است در شب‌های صاف در اثر پرتوافشانی سطح زمین و کاهش درجه حرارت هوا نیز ایجاد گردد. یکی دیگر از منابع آب‌های زیرزمینی و یا تشکیل چشمه‌ها از آب‌های جوان(ژوونیل) ناشی می‌گردد. این آبها از انجماد ماگمای فورانی تشکیل می‌گردد. در این حالت ممکن است ماگمایی به ضخامت ۱۰۰۰ متر با ۵ درصد آب، هنگامی که به آهستگی سرد می‌شود دبی حدود ۲۴ لیتر بر دقیقه در هر کیلومتر مربع و در طول یک میلیون سال ایجاد نماید. آب‌های جوان برای نخستین بار به آب‌های کره آبی می‌پیوندند.

۵-۱-۳-آب‌یابی

ظرف آب زیرزمینی تشکیلات زمین‌شناسی است. لذا بسیاری از مسائل آب زیرزمینی می‌بایست از دو منظر جریان سیال و تشکیلات زمین‌شناسی بررسی گردد. خصوصیات جریان سیال آب در حیطه علم هیدرولوژی و مهندسی آب بوده که عمده آن در سایر بندها از جمله بند هیدرولیک ارائه شده است. علاوه بر روش‌های هیدرولوژیکی ممکن است روش‌های دیگری نیز در تجسس آب‌های زیرزمینی سودمند باشد. آب‌یابی ممکن است بدون حفاری و یا با حفاری و انجام اندازه گیری‌های مختلف در چاه‌ها و یا با ترکیب و اولویت خاصی از روش‌ها و تکنیک‌های مختلف در کنار یکدیگر صورت بگیرد. اغلب روش‌های کم هزینه در ابتدای مطالعات توجیهی صورت می‌گیرد. سپس جهت تدقیق و نهایی کردن نتایج از روش‌های پرهزینه و دقیق‌تر استفاده می‌شود. لذا تجسس ممکن است سطح الارضی یا تحت الارضی باشد. مطالعات سطح الارضی به کمک تیمی از کارشناسان زمین‌شناسی، بررسی عکس‌های هوائی، متخصصان ژئوفیزیک و هیدرولوژی صورت می‌پذیرد. برخی از روش‌های ژئوفیزیک مانند روش مقاومت الکتریکی و روش لرزه نگاری قابل ذکر است. در مطالعات تحت الارضی که اغلب پس از گام‌های اول توجیه دارد می‌توان حفر چاه‌های گمانه(بند سازه چاه)، بررسی جدول مقاومت الکتریکی چاه و جدول درجه حرارت چاه که اصولاً توسط ژئوفیزیست‌ها و زمین شناسان مطالعه و بررسی می‌شود را نام برد. مجموعه روش‌های فوق را آزمایش کارتاژ می‌نامند. مراحل آب‌یابی ممکن است بر اساس نقشه‌های زمین‌شناسی در مراحل آغازین مطالعات بسیار سودمند باشد. ظرف منابع آب زیرزمینی ممکن است شامل تشکیلات همجوش(Consolidate Formation) یا ناهمجوش(.Uncon) باشد. اغلب در تشکیلات همجوش فضای داخلی کمی برای تشکیل و یا عبور آب وجود دارد. این تشکیلات مانند ماسه سنگ شامل دانه و خمیره هستند. اما در تشکیلات ناهمجوش احتمال تشکیل آب بیشتر وجود دارد.

تشکیلات همجوش

-گروه اول(آذرین‌ها): پتانسیل تشکیل آب در دره‌های واریزه‌ای ناشی از سنگهای مشابه آذرین با خمیره ماگمایی و کم تخلخل با چشمه کم آب وجود دارد. در تشکیلات بازالتی نیز ممکن است پتانسیل ضعیف تا متوسط از نظر تشکیل آب مورد انتظار باشد زیرا در سنگهای بازالتی سرعت سرد شدن زیاد است که ممکن است شدیداً درز و شکاف‌دار گردند. به عنوان نمونه بازالت‌های منشوری پتانسیل متوسطی از نظر تشکیل آب دارند(استثنا). در این گروه توف نیز قرار دارد که اساساً کم آب محسوب می‌شود اما نسبت به سنگهای آندزیتی و سایر آذرین‌ها وضعیت بهتری دارد.

-گروه دوم(دگرگونی شده): سنگ‌های این گروه مانند سنگ گنیس متامورفیک بوده که از نظر شرایط فشار و دما در زمان تشکیل وضعیت بدتری برای ایجاد تخلخل و پتانسیل آب نسبت به بقیه گروه‌ها دارند. البته شیست در سطح زمین تراوایی بالایی دارد اما در داخل زمین دارای تخلخل بسیار کمی است و لذا نباید نتیجه حاصل از برآورد نفوذ دبل رینگ باعث فریب ما گردد.

-گروه سوم(رسوبات جوش خورده): این گروه به عنوان نمونه شامل تشکیلات ماسه سنگی، کنگلومرا و پودنگ است. ماسه سنگ ممکن است از نوع ساحل دریا یا ماسه بادی باشد. همچنین نوع سیمان آن باعث تشکیل انوع ماسه سنگ می‌گردد که ممکن است تخلخل ضعیف تا بالا داشته باشند. لذا ماسه سنگ آهکی ممکن است تخلخل ضعیف تا بالا بسته به پر شدن منافذ داشته باشد. مثلاً در شیشه و کوارتزیت منافذ تقریباً به طور کامل پر شده‌اند. کنگلومراها ناجور و غیریکنواخت‌تر از ماسه سنگ بوده و لذا از ماسه سنگ که یکنواخت‌تر است تخلخل کمتری دارند. پودنگ تقریباً شرایط کنگلومرا را دارد اما دارای دانه‌های زاویه‌دار است. کل پتانسیل آب این گروه ضعیف است.

-گروه چهارم(آهکی): آهک ممکن است از نوع خیلی مقاوم بوده و لذا از آب زیرزمینی کمی نیز برخوردار باشد پس باید نوع آهک مشخص شود. بیش از ۱۰۰ نوع آهک در ایران وجود دارد که حدود ۲۰ تا ۳۰ نوع آن پتانسیل تشکیل آب را دارند. آهک، رسوب دریاچه‌های شیرین است. اگر آهک تحت تاثیر دو پدیده تکتونیک (تشکیل درز و شکاف) و انحلال قرار گیرد تشکیل آهک کارستی که از پتانسیل بالای تشکیل سفره‌های زیرزمینی برخوردار است انتظار می‌رود. همچنین در توسعه آهک کارستی عواملی چون عمر آهک، وجود آب سرد، تعدد و شدت زلزله و گازکربنیک(پوشش گیاهی) اهمیت دارد به طوری که در مناطق پایین دست که آب کم و گرم است کارست توسعه یافته یا وجود ندارد و یا مربوط به شرایط گذشته آب و هوایی با این مشخصات است. جهت بررسی این پارامترها در آب‌یابی می‌توان از نقشه‌های هم باران، زمین‌شناسی، عکس‌های هوایی و توپوگرافی بویژه در بررسی به هم ریختگی خطوط تراز و یا صاف بودن ترازها بهره جست. در مناطق کارستی دره‌های خشک یکی از علائم شناسایی این نوع تشکیلات است. در این دره‌ها اگر ۷۰۰ میلیمتر بارش سالانه نیز وجود داشته باشد باز هم رودخانه خشک است چون تمام آب به داخل مخازن عظیم آهکی وارد می‌شود به طوری که سیستم زهکشی اصلی منطقه زیرزمینی است. کارست‌ها ممکن است دروغین باشند. این نوع کارست‌ها در سنگ‌های گچی و نمکی وجود دارند به طوری که مانند آهک انحلالی، انحلال می‌کند اما پس از مدتی فرو می‌ریزد درنتیجه یا آب در این نوع کارست دروغین کم است و

یا اگر هم باشد کیفیت مناسب ندارد. همچنین کارست‌های با عمق کم و کمتر توسعه یافته نیز وجود دارد که از نظر منابع آب ارزش متوسط دارند.

تشکیلات ناهمجوش

در تشکیلات همجوش آب در فضای بین درزها و شکاف‌ها ذخیره می‌گردد لذا هرچه نسبت درز و شکاف در واحد سطح یا حجم این تشکیلات بیشتر باشد، پتانسیل بیشتری جهت جذب آب وجود خواهد داشت. اما در تشکیلات ناهمجوش فضای بین ذره‌ای وجود دارد که این فضا را تخلخل می‌نامند. این تشکیلات ممکن است از ذرات رس یکنواخت تا شن و ماسه با دانه‌بندی و ترکیب‌های مختلف بر اساس منحنی دانه‌بندی و معیارهای مختلف به لحاظ زمین‌شناسی و هیدرولیکی مشخص شوند. شناخت این مشخصات جهت برآورد پارامترهای کلیدی محیط سیال در مطالعات پایه آب‌های زیرزمینی از اصول اولیه مدل‌سازی آبخانه است. این پارامترها ممکن است بر اساس روش‌های زمین‌شناسی، هیدرولوژیکی یا هیدرولیکی محاسبه و برآورد گردند. لذا مطالعه آب‌های زیرزمینی برای تشکیلات با شرایط مختلف قطعاً متفاوت است اما در برخی از مطالعات شرایط نزدیک به یک روش خاص به لحاظ ساده‌سازی ممکن است با توجه به دقت مورد نظر انتخاب شود با این وجود نمی‌توان روش‌های آبخانه‌های کارستی را برای آبخانه‌های با تشکیلات ناهمجوش به کار گرفت. در تشکیلات ناهمجوش مطالعه پوکی و تخلخل بر اساس معیارهای مکانیک خاک به شرح زیر مورد توجه است:

پوکی: نسبت حجم منافذ تشکیلات(v) به حجم جامد مواد بوده (خاک فشرده) که عموماً با حرف **e** نشان می‌دهند.

تخلخل کل(Porosity): شامل حجم فضای اشغال شده توسط آب و/یا هوا (v) نسبت به حجم کل خاک بدون فشردن خاک(V) است که به صورت درصد بیان می‌گردد:

$$P = \frac{v}{V} \times 100 \qquad ۲-۵$$

تخلخل کل شامل مجموع تخلخل مفید(موثر) با تخلخل غیر مفید(در این فضا آب جذب شده، رها نمی‌شود) است. تخلخل غیر مفید(فضای میکروپروزیته) (v_r) شامل فضای لایه‌ای بسیار کوچک اطراف ذرات است که آب در آن فضا بی‌حرکت باقی می ماند و در اثر نیروی ثقلی یا پمپ چاه حرکت نکرده و لذا از نظر بهره‌برداری مفید نیست اما ممکن است توسط نیروی مکش ریشه بعضی گیاهان استفاده شود. این فضا در ذرات ریزتر مانند تشکیلات رسی زیاد است و برخلاف این‌که فضای مفید دراین تشکیلات پایین است تخلخل کل تشکیلات رسی بالاست که مناسب مخازن آب زیرزمینی نیست لذا در محیط‌های ناهمجوش می‌بایست تخلخل کل بالا ناشی از تخلخل مفید بالا باشد. در تخلخل مفید یا فضای ماکروپروزیته(v_e) آب به راحتی با نیروی ثقل یا پمپ حرکت می‌کند. بر این اساس درصد اشباع S_r به صورت زیر تعیین میشود:

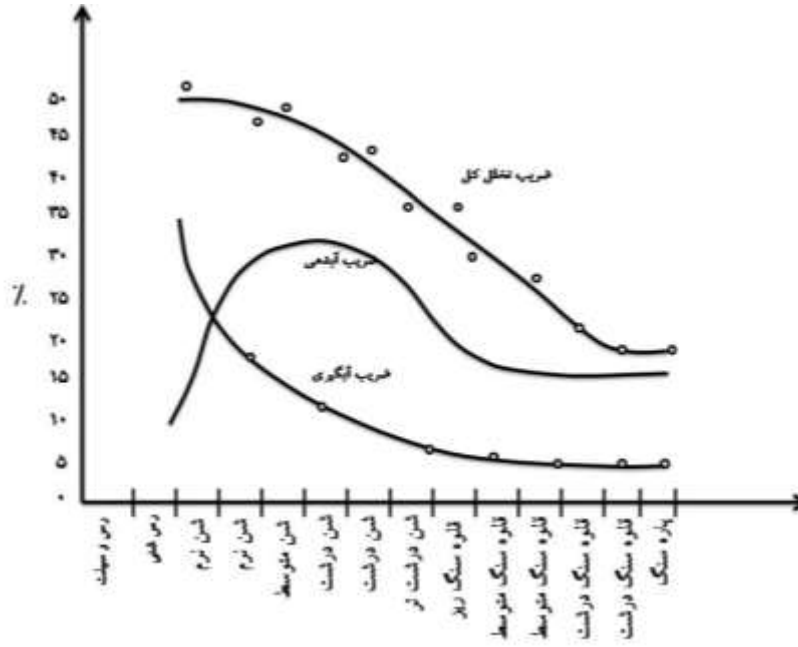
$$S_r = \frac{v_r + v_e}{v} \times 100 \qquad ۳-۵$$

v: حجم منافذ تشکیلات. لذا اگر درصد اشباع ۱۰۰ درصد باشد یعنی تمام منافذ خاک از آب اشباع شده است. همچنین درصد ضریب نگهداری (تخلخل غیر مفید) m_r و ضریب تخلخل موثر m_e از روابط زیر به دست می‌آید:

$$m_r = \frac{v_r}{V} \times 100 \qquad ۴-۵$$

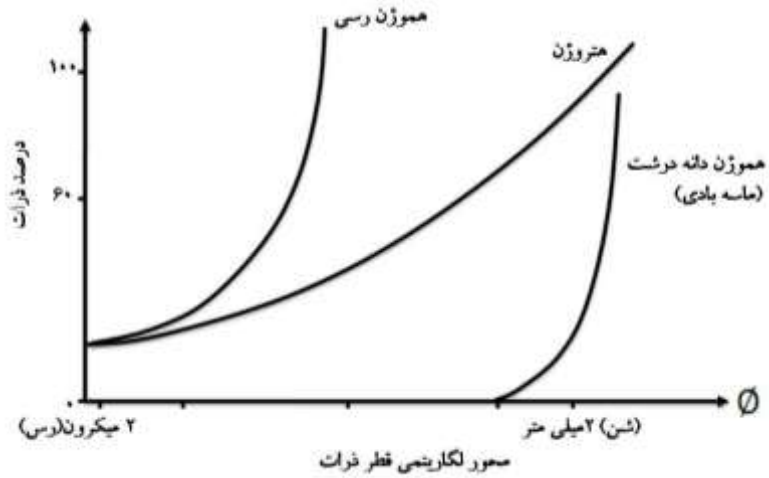
$$m_e = \frac{v_e}{V} \times 100 \qquad ۵-۵$$

m_r برای ذرات ریز بیشتر از ذرات درشت است. همچنین در نمونه‌های یکدست ضریب نگهداری کمتر است. m_e در واقع نسبت بین حجم حداکثر آب ثقلی به حجم تشکیلات است(Transport Porosity). به طورکلی تخلخل به چند عامل ۱-قطر ذرات، ۲-یکنواختی ذرات، ۳-آرایش ذرات، ۴-شکل ذرات، ۵-تراکم محیط با عمق و ۶-زمان زهکشی باتوجه به تاثیر دما روی خصوصیات سیال بستگی دارد. اگر شکل ذرات کروی و آرایش ذرات مکعب مستطیل باشد فضای بین ذرات با قطر d از رابطه $\frac{d}{6}$ پیروی می‌کند. لذا هرچه قطر ذرات بیشتر شود به شرط هموژن بودن تشکیلات، تخلخل مفید بیشتر می‌شود. هموژن بودن همان یکنواختی ابعاد ذرات است. اگر از تشکیلات نمونه‌برداری شود و منحنی دانه‌بندی به کمک الک‌های دانه‌بندی به شکل ۵-۲ ترسیم شود امکان بررسی هموژن بودن یا هتروژن بودن تشکیلات بر اساس شاخص هیزن(Hazen) $I_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ فراهم می‌شود. قطر موثر یا d_{10} قطر ذراتی است که ۱۰ درصد نمونه کمتر از آن قطر و ۹۰ درصد نمونه بیشتر از آن قطر داشته باشد.



شکل۵-۲: منحنی‌های تخلخل کل، ضریب نگهداری و مفید بر حسب قطر موثر d_{10}

اگر شاخص یکنواختی هیزن برابر یا کمتر از ۲ باشد یعنی تشکیلات هموژن است و اگر بیشتر باشد هتروژن در نظر گرفته می‌شود(شکل ۵-۳).



شکل۵-۳: منحنی دانه‌بندی فرضی چند آبخانه

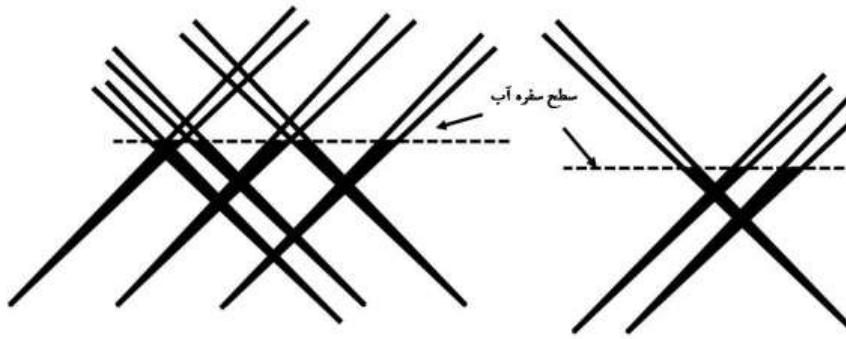
این شرایط در طبیعت غالب‌تر است. لذا در طبیعت اگر شاخص هیزن بزرگ‌تر از ۲ باشد دیگر بزرگ‌تر شدن قطر ذرات همیشه رابطه مستقیم با تخلخل مفید ندارد در این شرایط میزان تخلخل مفید بستگی به وجود یا عدم حضور ذرات ریز دارد زیرا اگر قطر ذرات بزرگ شود و ذرات ریز نیز وجود داشته باشد فضای بین ذرات پر شده و تخلخل مفید پایین می آید. قطر دانه‌های ریز توسط قطر موثر یا d_{10} مشخص می‌شود. قطر موثر نقش مهمی در آب‌های زیرزمینی دارد زیرا همین ذرات هستند که فضای بین ذرات درشت‌تر را پر کرده و باعث کاهش تخلخل می‌گردند. اگر قطر ذرات کوچک شود فضای بین ذره‌ای کل زیاد می‌شود اما تعداد این فضا نیز زیاد می‌شود. به عنوان مثال تخلخل کل رس ۴۰ تا ۵۰ درصد و خاک شنی حدود ۲۰ درصد است اما برای آب‌های زیرزمینی شن مناسب‌تر است زیرا تخلخل کل رس مربوط به ضریب نگهداری فضای غیر مفید است و لذا رس آب بیشتری را جذب می‌کند. این مسئله توسط سطح ویژه توجیه می شود. اگر یک تکه سنگ را داخل آب قراردهیم سطح آن توسط نیروهای مولکولی خیس می‌شود. با تقسیم این سنگ به ذرات ریزتر آب بیشتری جذب سطح آن می‌شود زیرا حجم سنگ ثابت بوده اما سطح آن تغییر کرده و جذب آب(Water holding) بیشتر می‌شود. در یک مترمکعب رس و شن به ترتیب ۲۰۰۰ و ۲۰۰ لیتر آب ذخیره می‌شود اما آبدهی رس نسبت به شن ناچیز است لذا تشکیلات رسی پتانسیل آبی مناسبی نیستند.

مسئله دیگر که تخلخل را در تشکیلات ناهمجوش تحت تاثیر قرار می‌دهد متصل یا منفصل بودن ذرات به یکدیگر است. سنگ پونس ۸۰ درصد تخلخل با حفره‌های فراوان دارد اما این تخلخل نیز مناسب نیست چون حفره‌ها منفصل هستند. پس تخلخل باید متصل باشد. این مسئله در تشکیلات همجوش نیز یکسان است. به طورکلی تخلخل ممکن است اولیه یا ثانویه باشد. تخلخل اولیه تشکیلات آهکی معمولاً پایین است و تخلخل ثانویه آن بهتر می‌شود. با این وجود ممکن است درز و شکاف‌های تشکیلات آهکی بعدها توسط چشمه‌های آب معدنی توسط سیمان سیلیسی پر شود. تخلخل اولیه تشکیلات گرانیتی و توفی نیز کم است اما با گذشت زمان در اثر تکتونیک بهتر می‌شوند. اما کدام تخلخل مناسب‌تر است؟ هرچه قطر موثر ذرات بزرگ‌تر باشد یعنی رسوب آکیفر خوب است و ۹۰ درصد ذرات درشت است. مثلاً اگر قطر موثر ذرات برابر ۱ میلیمتر باشد پس ۹۰ درصد ذرات بزرگ‌تر از ۱ میلیمتر است و تخلخل آبخانه خوب است. اگر

خاکی بیش از ۱۰ درصد رس داشته باشد حتی در صورت وجود ذرات درشت بازهم تخلخل مناسب نیست زیرا منافذ آنها توسط این ذرات ریز پر خواهند شد. تشکیلات رسی قطر موثری حدود ۵ میکرون به پایین دارند. به طور کلی آبخانه با دانه‌بندی متوسط، مناسب‌ترین حالت تخلخل است. لذا در پخش سیل و تغذیه مصنوعی دانه‌بندی متوسط مناسب‌تر است. معمولاً تخلخل موثر آبخانه های آبرفتی بین ۷ تا ۱۵ درصد قرار می گیرد.

انواع آبخانه‌ها از نظر ترکیب خصوصیات هیدرولیکی و زمین‌شناسی

تفسیم‌بندی هیدرولیکی آبخانه در بند هیدرولیک ارائه شده است. اما ممکن است آبخانه‌ها از نظر زمین‌شناسی نیز تقسیم شوند. گروه‌بندی هیدرولیکی و زمین‌شناسی در مورد چشمه‌ها نیز وجود دارد. تشکیلات زمین‌شناسی ممکن است نفوذپذیر بوده (شنی) و آب را در شرایط معمول از خود عبور دهند. این تشکیلات تراوا هستند که سفره‌های آب زیرزمینی یا آبخانه (Aquifer) را به وجود می‌آورند. گروه دیگری از تشکیلات(رسی) ممکن است آب را جذب کرده اما جریان آب وجود نداشته باشد که به آنها آب‌بند (Aquiclude) می‌گویند. گروه سوم فاقد جذب و انتقال آب هستند که آنها را آبگریز(Aquifuge) می‌نامند(گرانیت). لذا از نظر بهره‌برداری آب‌های زیرزمینی، خصوصیت هیدرولیکی آبخانه مهم است یعنی هم خوب آب را بگیرد و هم خوب در اختیار قرار دهد. موقعیت و تغییرات سطح سفره آب در آبخانه‌های آزاد مانند نقشه‌های توپوگرافی به کمک نقشه‌های هم تراز سطح سفره تعیین می‌شود. همچنین اغلب سطح سفره آب از سطح توپوگرافی زمین پیروی می‌کند. لذا سطح سفره زیر مناطق تپه‌ای معمولاً بالاتر از زیر دره‌هاست. سطح سفره آب شبیه سطح یک بدنه آب است که به طور دائم به سمت شرایط تعادلی حرکت می‌کند. لذا اگر هیچ منبع تغذیه یا تخلیه در حوضه برای آبخانه وجود نداشته باشد سطح سفره پس از مدتی افقی می‌گردد. در طبیعت چنین شرایطی کمتر پیش می‌آید زیرا در سطح یک دشت بخشی از مناطق نفوذپذیرتر بوده و در بخشی بارش بیشتر و یا ذوب برف وجود دارد. شرایط تخلیه و بهره‌برداری توسط انسان نیز متنوع است. بنابراین سطح سفره ممکن است دارای مخروط‌های افت یا برآمدگی‌های تغذیه با توجه به شرایط هیدرولوژیک باشد. این مسئله باعث می‌شود حتی شیب جریان و الگوی حرکت از مسیری به مسیری دیگر تغییر کند. حتی شیب معکوس کف سنگ بستر باعث حرکت جریان در خلاف شیب زمین می گردد. علاوه براین ممکن است الگوی جریان آب زیرزمینی در اثر تغییر تراز یک دریاچه، رودخانه و یا پمپاژ دائم یک چاه به سمت تشکیل شرایط جدید تعادلی تغییر کند. با این وجود با توجه به سرعت کم جریان که در بیشتر آبخانه‌های لامینار حاکم است رسیدن به شرایط تعادل آبخانه ممکن است ماهها طول بکشد به طوری که قبل از ایجاد تعادل تغییرات جدیدی به آبخانه تحمیل گردد. خصوصیات سطح سفره و شرایط تعادلی در آبخانه‌های کارستی و تشکیلات سنگی با درز و شکاف ریز تا متوسط و بزرگ، بسیار متفاوت است. زیرا جریان در تشکیلات کارستی، کانالی و درزه‌ای با شرایط لامینار تا آشفته بوده و لذا ممکن است با سرعت کم تا زیاد، جریان آبخانه به شرایط تعادلی دست یابد. همچنین سطح آب در تشکیلات ماسه سنگی درز و شکاف‌دار ممکن است در یک محدوده کم وسعت بسیار مختلف باشد به طوری که سطح آب یک مجموعه با درز و شکاف‌های متصل به یکدیگر در یک تراز و مجموع دیگر در یک تراز دیگر قرار گیرد(شکل ۵-۴).



شکل۵-۴: ترازهای متفاوت سفره آب در آبخانه‌های سنگی با درز و شکاف متصل و منفصل (بند کارست)

در اینگونه آبخانه‌ها معمولاً چاه‌های بهره‌برداری آبدهی کمی دارند مگراینکه چاه، یکی از شکاف‌های بزرگ و پرآب را قطع کرده باشد. در سفره‌های ناهمجوش به ویژه با بافت رس همان‌طور که پیشتر نیز ذکر شد بلافاصله روی سطح سفره آب، منطقه نازکی به نام حاشیه شعریه (Tension-saturated zone) قرار دارد. اگرچه در این زون باریک آب به طور کامل منافذ را پر کرده است اما به دلیل وجود نیروهای موئینه و مولکولی، سطح آب از لوله‌های موئینه خاک تا تعادل با فشار اتمسفر بالا آمده است. همچنین فشار این آب کمتر از اتمسفر است. فشار آب در سطح سفره برابر فشار اتمسفر است. این مشخصه سطح آب در آبخانه‌های آزاد و رودخانه‌هاست. در آبخانه‌های تحت فشار سطح سفره دارای فشاری بیش از اتمسفر است که باعث جریان آب به سمت زمین و ایجاد چاه‌های آرتزین جریانی و غیرجریانی می‌شود.

۵-۱-٤-تخلیه آب زیرزمینی(چشمه، قنات، تبخیر و...)

نشت و تبخیر: بخشی از آب‌های زیرزمینی ممکن است در اثر افزایش سطح آب، نزدیک سطح زمین شده و در اثر تبخیر از سطح خاک، تعرق از گیاه و یا خروج مستقیم نشت از دسترس خارج شود. علاوه بر این آب ممکن است در اثر جذب ریشه گیاهان در منطقه آب و خاک به صورت تعریق نیز از گیاهان خارج می‌شود. مسئله تبخیر از سفره بویژه در مناطق خشک و نیمه‌خشک که گیاهانی با طول ریشه بیش از ۱۰ متر دارند و باعث افزایش تعرق می‌گردند در مدیریت کم‌آبی و خشکسالی‌ها اهمیت دارد. این مسئله به قدری ممکن است شدید باشد که تحت شرایطی نوسانات سطح سفره، ناشی از تبخیر و تعرق روزانه باشد. همچنین وقتی زون کاپیلاریته به سطح زمین نزدیک می‌شود میزان تبخیر مستقیم از خاک نیز افزایش می‌یابد. علاوه بر این اگر سطح سفره آب یا آبخانه آرتزین، سطح زمین را قطع کند آب به طور مستقیم از آبخانه خارج می‌شود. به طورکلی در منطقه تهویه با تشکیلات دانه درشت، تبخیر تا عمق زیر ۵ متر وجود ندارد. البته در تشکیلات بسیار رسی ممکن است از عمق ۱۵ متر نیز آب موئین تشکیل شده و تبخیر اتفاق بیفتد اما در عمل تبخیر از سطح سفره زیر ۵ متر ممکن است قابل صرف نظر کردن باشد. در این خصوص منحنی و روابط تجربی قابل استفاده و برآورد است. همچنین ممکن است در این شرایط سطح تبخیر و نشت زیاد باشد به طوری که حتی باعث تغذیه رودخانه‌ها در دوره‌های خشکی شود. مقدار این نوع نشت را می‌توان به کمک ترسیم شبکه خطوط هم جریان و هم پتانسیل، روابط

شیب آبی و دبی سفره، ردیابی شیمیایی، بیلان جرمی مواد آلاینده و غیره تعیین نمود. به طورکلی تبخیر از سطح خاک در حالت اشباع و غیر اشباع به صورت زیر است:

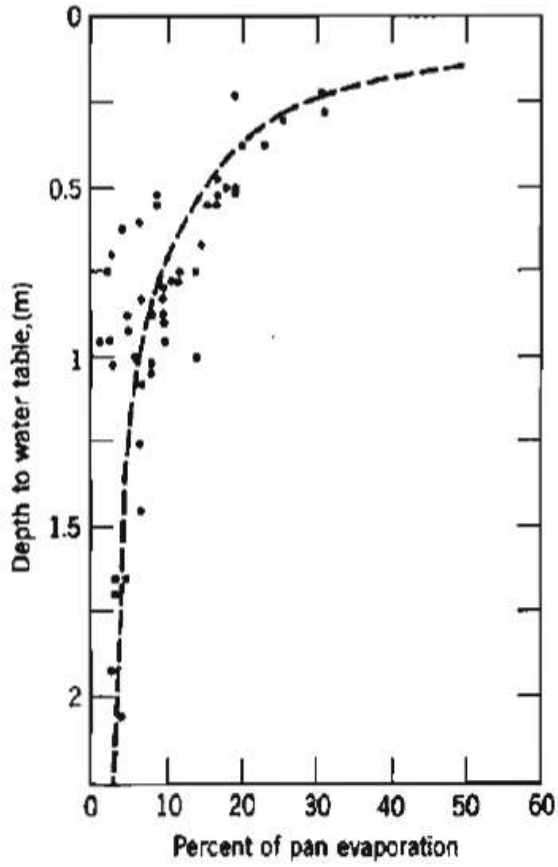
-تبخیر از سطح خاک در حالت اشباع

در این شرایط میزان تبخیر بستگی به دانه‌بندی ذرات خاک داشته که ممکن است از روش نموداری وایت یا روش نسبت به تبخیر از سطح آزاد آب با ضرائب زیر برآورد شود. در این روش ها اثر پمپاژ گیاه (تعرق) لحاظ نمی شود.

رس: ۷۵-۸۵ درصد

مارن: ۹۰ درصد

شن نرم ۱۰۰ درصد. اثر تعرق گیاه گاهی میتواند بویژه در حاشیه تالاب ها باعث مخروط افت فصلی در سفره نماید.



روش تقریبی محاسبه تبخیر از آب زیرزمینی در حالت اشباع (از White)

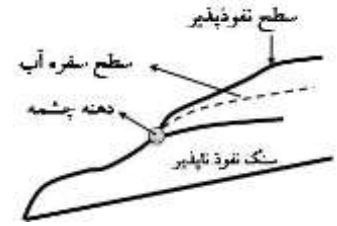
-تبخیر از سطح خاک در حالت غیر اشباع

در این شرایط میزان تبخیر به رژیم بارندگی، شرایط اتمسفر و نوع خاک وابسته است به طوری که در خاک‌های سنگین بیشتر از خاک‌های سبک است.

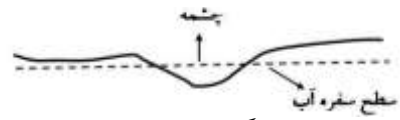
چشمه نیز شکل دیگری از خروج آب است. خروج آب از یک آبخانه به صورت متمرکز از یک نقطه را چشمه می نامند. چشمه‌های با دبی بسیار بالا معمولاً مربوط به آبخانه‌های کارستی هستند. دبی چشمه کارستی-گسلی تزنگ در منطقه میان جنگل فارس حدود ۱۰۰ لیتر بر ثانیه است(با روش جسم شناور). چشمه‌هایی که از آبخانه‌های بزرگ با تشکیلات ناهمجوش با بافت نسبتاً متوسط تا ریز تشکیل می‌شوند دارای دبی کم اما با دوام و ثابتی هستند(چشمه‌های دائم). برعکس چشمه‌هایی که به آبخانه‌های کوچک یا آبخانه‌های با نفوذپذیری بالا مرتبط هستند ممکن است دارای نوسان شدید دبی بویژه در دوره‌های خشک باشند به طوری که در دوره‌های خشکسالی دبی آب آنها صفر شود(چشمه‌های فصلی یا متناوب کارستی). چشمه‌ها ممکن است بر اساس مشخصه میزان دبی، زمین‌شناسی، هیدرولیکی و یا نحوه خروج آب تقسیم‌بندی شوند(شکل۵-۵). در چشمه‌های سیفونی دبی چشمه با توجه به زمان مورد نیاز جهت پر و خالی شدن حجم موقت به صورت متناوب در یک دوره زمانی کوتاه چند ثانیه تا دقیقه افزایش و سپس صفر می‌گردد. چشمه‌ها ممکن است از نظر نحوه خروج آب به چشمه‌های ثقلی و چشمه‌های غیر ثقلی تقسیم شوند. خروج چشمه‌های ثقلی در اثر اختلاف فشار آب است. از چشمه‌های غیر ثقلی می‌توان چشمه‌های ولکانیک و آتشفشانی را نام برد که معمولاً گرم یا داغ بوده و دارای مقادیر زیادی مواد معدنی هستند. همچنین منزر(Meinzer) چشمه‌ها را بر اساس میزان دبی به ۸ درجه از دبی زیاد (درجه ۱) به دبی کم (درجه ۸) گروه‌بندی نمود.

چاه و قنات: خروج آب‌های زیرزمینی ممکن است به صورت مصنوعی و توسط انسان از طریق حفر انواع چاه و قنوات صورت بگیرد. از نظر برخی از کارشناسان با توجه به وجود برق در بیشتر نقاط، حفر قنات اقتصادی نبوده و لذا ارزش چندانی در بهره‌برداری آب زیرزمینی ندارد. ایشان اعتقاد دارند اگر هدف از حفر قنات بهره‌برداری ثقلی باشد کاری بیهوده انجام شده است و صرفاً با هدف انتقال آب ممکن است حفر قنات قابل توصیه و اقتصادی باشد.

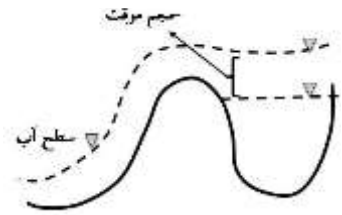
از نظر نویسنده اگرچه در شرایط فعلی و با توجه به تراز سفره‌ها حفر چاه‌های عمیق ناگزیر است اما با توجه به مفهوم بهره‌برداری پایدار، برداشت قنوات با تخلیه طبیعی سفره سازگار بوده و در صورتی که کف قنوات در تراز مناسب و برداشت مجاز پایدار قرار بگیرد، بهره‌برداری با سیستم قنوات در درازمدت اقتصادی خواهد شد. در این حالت قطعاً مشکلات موجود نیز کمتر وجود خواهد داشت. معایب دیگری که گروه مخالف قنات ارائه کرده‌اند این است که قنوات همیشه در حال تخلیه سفره هستند. از نظر نویسنده ذکر این مسئله نیز به دلیل عدم درک کامل اصل بیلان هیدرولوژیکی عنوان می‌شود. زیرا سیستم آبخانه به طور طبیعی آب مازاد را تخلیه می‌کند و اگر سطح سفره بالاتر از کف قنات ناقص باشد یعنی این آب مازاد است و باید چه به صورت طبیعی از طریق چشمه و یا مصنوعی از سیستم خارج گردد. لذا در شرایط برابر، سیستم بهره‌برداری سازگار با طبیعت، از یک آبخانه نرمال حفر قنات است. هیدرولیک چاه و قنوات در بند هیدرولیک سفره ارائه شده است. در این قسمت روش‌های اندازه‌گیری دبی آب خروجی ارائه می‌شود:



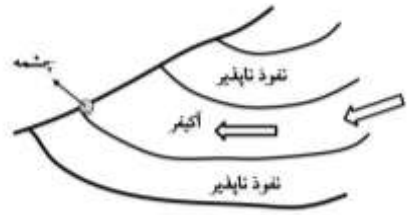
چشمه سوار یا تماسی



چشمه گودالی یا دپرسیون



چشمه سیفونی



چشمه آنتی کلینال یا آرتزین

شکل۵-۵: برخی از انواع چشمه‌های متداول از منظر هیدرولیکی و زمین‌شناسی

- اندازه‌گیری دبی آب‌های خروجی

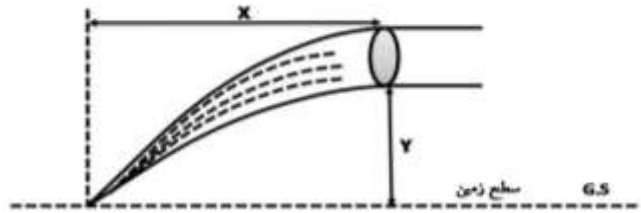
واحد دبی خروجی بستگی به میزان آب خروجی دارد اما دیمانسیون دبی $\frac{L^3}{T}$ است. دبی چشمه ممکن است قبل از تجهیز چشمه با لوله یا کانال منشوری مورد نظر باشد به طوری که آب پس از خروج از دهنه چشمه روی سطح زمین پخش شود. در هر صورت اندازه‌گیری دبی ممکن است بر اساس روش‌های حجمی، سرعت–سطح مقطع، روش نیوتن، طریقه جت، روزنه، سرریزها و پارشال فلوم، روش شیمیایی و یا روش ونتری با توجه به شرایط جریان، دقت مورد نیاز و تجهیزات سنجش شود.

۱-دبی لوله‌های افقی

در صورتی که دبی چشمه یا جریان چاه پس از تخلیه وارد لوله‌ای افقی گردد دبی آن را می‌توان با دقت مناسبی از طریق قانون نیوتن محاسبه نمود. همان‌طور که از شکل ۵-۶ نیز مشخص است بین زمان سقوط ذره آب و Y می‌توان با توجه به رابطه شتاب ثقل $Y = \frac{1}{2} gt^2$ رابطه‌ای برقرار نمود. همچنین رابطه سرعت-زمان بین ذرات آب و فاصله افقی جهش آب تا محل برخورد با زمین به صورت $V = \frac{X}{t}$ برقرار است لذا با جایگذاری، رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q = V.A = \frac{X}{t}.A = \frac{X.A}{\sqrt{\frac{Y}{5}}} \qquad ۶-۵$$

اگر مقادیر y,x بر حسب متر و سطح لوله بر حسب متر مربع باشد دبی بر حسب متر مکعب بر ثانیه محاسبه می‌شود.



شکل ۵-۶: تعیین پارامترهای لازم جهت برآورد دبی لوله‌های افقی از روش نیوتن

۲-سایر موارد: ممکن است لوله به خاطر محدودیت‌های فیزیکی به صورت عمودی یا متمایل باشد و یا جریان چاه یا چشمه بعد از خروج وارد یک کانال منشوری یا پارشال فلوم و یا روی زمین پخش گردد. همچنین ممکن است آب وارد یک جوی با عمق بسیار کم و عرض زیاد(مانند قنات) شود که روش محاسبه هر یک متفاوت خواهد بود.

۵-۲- هیدرولیک جریان آب زیرزمینی

از نظر هیدرولیکی آبخانه ممکن است آزاد (Unconfined aquifer) و یا تحت فشار(Confined aquifer) باشد. در سفره‌های آزاد، فشار سطح سفره با فشار اتمسفر معادل است و تنها از یک طرف به واسطه سنگ بستر یا لایه‌ای نفوذناپذیر احاطه شده و لذا با تغذیه، برداشت، تغییر بیلان یا تغییر در فشار اتمسفر، سطح سفره آزاد نوسان می‌کند. به عنوان مثال اگر سطح آب چاه افزایش یابد ممکن است علامتی از شروع بارش به دلیل افت فشار قبل از بارندگی باشد. لایه نفوذناپذیر ممکن است نیمه‌نفوذپذیر نیز باشد که در این حالت با توجه به اختلاف فشار سطح آب سفره‌ها ممکن است جریان از پایین به بالا و یا برعکس برقرار شود(آبخانه نشتی). تشخیص نوع سفره ممکن است به کمک روش‌های ژئوفیزیک و تفسیر لوگ چاه و مطالعات زمین‌شناسی زیر سطحی و یا تکنیک‌های سطحی نیز صورت بگیرد. در آبخانه‌های تحت فشار وقتی ستونی از دانه‌بندی عمودی از سنگ کف تا سطح آبخانه (لوگ چاه بررسی می‌شود) ترتیبی از لایه رسی، شنی و رسی مشاهده شود و اگر لایه شنی از آب به طور کامل و با فشار بیش از یک اتمسفر پر شده باشد آبخانه تحت فشار تشکیل شده است که در این

حالت سطح سفره تبدیل به سطح پیزومتری می‌گردد. سطح پیزومتری ممکن است مجازی یا واقعی باشد. همچنین با تخلیه و افت فشار آب، یک آبخانه تحت فشار تبدیل به یک آبخانه آزاد با سطح آزاد می‌گردد. فشار در آبخانه تحت فشار بیش از یک اتمسفر است. چاه‌های آرتزین چاه‌هایی هستند که در آبخانه‌های تحت فشار حفر شده‌اند. اگر جریان آب در این چاه‌ها آنقدر بالا بیاید که به سطح زمین راه یابد چاه آرتزین جریانی(Flowing well) تشکیل شده است. آبخانه‌های معلق یا سوار نیز جزو گروه آبخانه‌های آزاد هستند. این آبخانه‌ها معمولاً کم حجم بوده و آبدهی موقت دارند که در اثر فرآیندهای رسوب‌گذاری درزامدت رودخانه‌ها و رسوبات ریز دریاچه‌ای، لایه‌ای عدسی شکل داخل یک آبخانه بزرگ تشکیل شده است. یکی از راههای شناسایی آنها بررسی تفاوت قابل توجه سطح آب در یک فاصله کم افقی در آبخانه‌های غیر همجوش است زیرا در آبخانه‌های همجوش این اختلاف سطح ممکن است مربوط به سطح آب شکاف‌ها باشد. آبخانه‌های تحت فشار ممکن است نشتی یا تراوشی (Leaky Aquifer)، نیمه‌تراوشی یا غیرتراوشی باشند. در آبخانه‌های تراوشی امکان نفوذ هرچند ناچیز و در نتیجه تبادل جریان با توجه به اختلاف فشار دو سطح پیزومتری و آزاد دو آبخانه متوالی (مرکب) وجود دارد. این تبادل در آبخانه‌های غیر تراوشی وجود ندارد زیرا لایه مرزی دو آبخانه متوالی کاملاً نفوذناپذیر است.

۵-۲-۱-حرکت آب‌های زیرزمینی

در مطالعه هیدرولیک محیط متخلخل، یک محیط و یک سیال وجود دارد که تمرکز اصلی هیدرولوژی آب زیرزمینی به روی سیال است. یک محیط متخلخل(Porous medium) آبرفتی شامل محیطی ناپیوسته از فضاهای لوله مانند با ابعاد و اشکال مختلف است (جهت درک هیدرولیک و هیدرولوژی آبخانه‌های کارستی، مطالعه روابط آبخانه‌های آبرفتی بند حاضر ضروری است. در این خصوص به بند آبخانه‌های کارستی مراجعه شود). در جریان یکنواخت دائم یک لوله دایره‌ای شکل با قطرD همان‌طور که در مورد کانال و رودخانه‌ها در فصل سیلاب ارائه شد، تنش برشی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\tau_o = \gamma R S_f \qquad ۷-۵$$

S_f شیب خط انرژی در کانال یا لوله است. شعاع هیدرولیکی در لوله‌های دایره‌ای می‌تواند به صورت $R = D/4$ نوشته شود. همچنین تنش برشی دیواره جریان‌های لامینار در لوله‌های دایره‌ای به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\tau_o = \frac{8uV_P}{D} \qquad ۸-۵$$

u لزجت دینامیک سیال و V_p سرعت جریان در لوله است. با ترکیب دو رابطه بالا، سرعت ظاهری دارسی به دست می‌آید:

$$V_p = (\frac{\gamma D^2}{32u})S_f \qquad ۹-۵$$

معادله بالا به معادله هیگن-پویزل (Hagen-Poiseulle) معروف است که برای جریان‌های لامینار لوله‌های دایره‌ای استفاده می‌شود. اگر در معادله بالا به جای سرعت جریان لوله، مقدار سرعت محیط متخلخل یا همان سرعت ظاهری دارسیV و به جای مقدار داخل پرانتر، هدایت هیدرولیکی محیط متخلخل K و به جای شیب اصطکاکی کانال، مقدار شیب تلفات انرژی سطح سفره I قرار بگیرد مشخص می‌شود که معادله بالا همان رابطه دارسی است لذا $K = \gamma D^2 / 32u$ است.

➢ شیب هیدرولیکیI

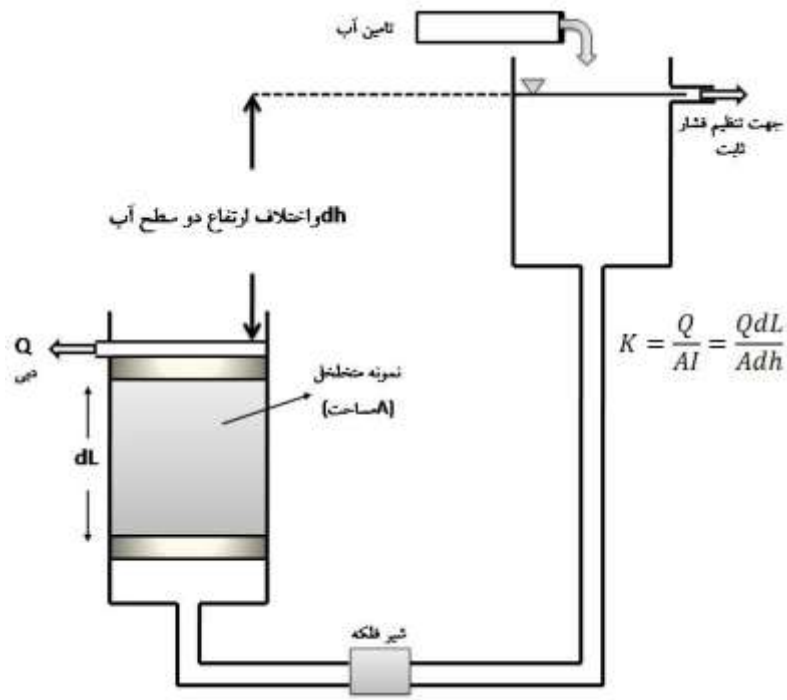
باستثنای غارها و شکاف‌های بزرگ در تشکیلات همجوش آهکی توسعه یافته و بازالت های خرد شده، جریان آب زیرزمینی اغلب بسیار آرام و به لحاظ هیدرولیکی لامینار (Laminar) محسوب می‌شود. همچنین جهت تشخیص نوع جریان نیز معیارهایی بر اساس شاخص عدد رینولدز ارائه شده است. هیگن(۱۸۳۹) و دیگران نشان دادند که سرعت جریان در لوله‌های موئین تابعی از شیب خط انرژی است(I). هر چند تئوری این مفهوم نخستین بار توسط یک دانشمند ایرانی (ابولحاسب کرجی) ارائه شده بود اما با توجه به آزمایشات معروف دارسی فرانسوی در محیط یکنواخت شن، قانون دارسی به نام او ثبت شد. با توجه به شکل ۵-۷ اگر طول مسیر شن(L)، ۲ برابر شود افت فشار h نیز ۲ برابر می‌شود زیرا با اصطکاک ناشی از برخورد با ذرات تناسب مستقیم دارد. شیب هیدرولیکی I برابر نسبت افت فشار به طول مسیر جریان آب است.

$$I = \frac{dh}{dL} \qquad ۱۰-۵$$

جهت محاسبه گرادیان هیدرولیکی می‌بایست اختلاف ارتفاع دو سطح سفره آبی(dh) را در دو نقطه به فاصله افقی بین آنها تقسیم نمود(dL). معمولا شیب هیدرولیکی بین ۰,۰۵ تا ۰,۰۰۰۰۳ بوده که در تشکیلات با بافت سنگین بیشتر از تشکیلات دانه درشت است.

بر این اساس معادله یا قانون دارسی در جریان آب زیرزمینی با شرایط لامینار به دست آمد:

$$V = KI \qquad ۱۱-۵$$



شکل۵-۷: محاسبه K *دارسی به کمک آزمایش نفوذسنج*

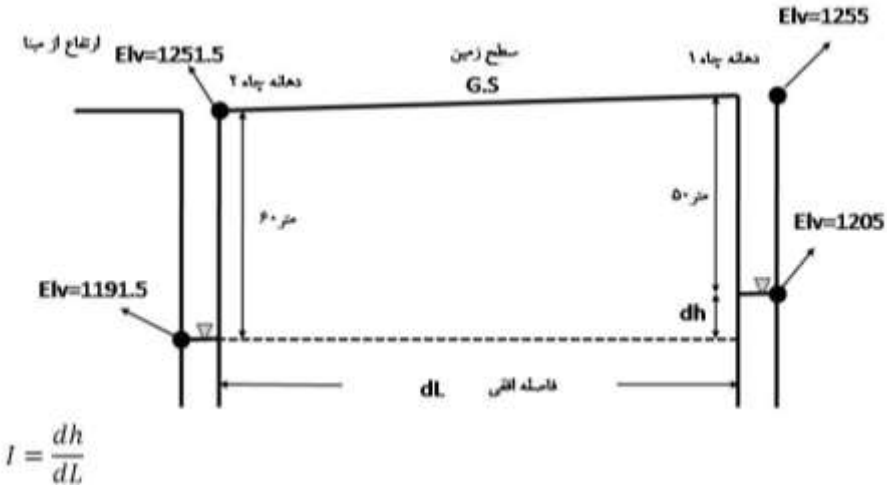
اگر دبی جریان(Q) را معادل حاصلضرب سرعت جریان (V) در سطح مقطع عبوری با فرض α(ضریب تصحیح) برابر یک در نظر بگیریم:

$$Q = V.A \qquad ۱۲-۵$$

لذا دبی مخصوص یا سرعت ظاهری دارسی از رابطه $V = \frac{Q}{A}$ محاسبه می‌شود.

K: در رابطه دارسی هدایت هیدرولیکی محیط اشباع یا ضریب آبگذری بوده و واحد آن همان واحد V (دیمانسیون: $\frac{L}{T}$) است زیرا گرادیان شیب خط انرژی بدون بعد است. از آنجاییکه سرعت آب زیرزمینی در آبخانه‌های لامینار ناچیز است لذا با توجه به رابطه برنولی(فصل سیل) شیب خط انرژی I همان شیب سطح آب در سفره‌های آزاد و شیب سطح پیزومتری در آبخانه‌های تحت فشار است. البته در آبخانه‌های آشفته که سرعت آب قابل توجه است این تقریب قابل قبول نیست. معادله جریان دارسی شبیه معادله جریان الکتریسیته است(قانون اهم) به طوری که در رابطه اهم I: مشابه گرادیان ولتاژ، K: رسانایی مخصوص وV شدت جریان است. از این تشابه در شناخت بهتر جریان آب زیرزمینی و مدل‌های متشابه الکتریسیته در آبخانه‌ها استفاده می‌شود.

مثال: گرادیان هیدرولیکی سفره فرضی را با توجه به اطلاعات شکل ۵-۸ محاسبه نمایید؟ از یخ زدگی آبخان در مناطق سرد که باعث کاهش حرکت جریان و ایجاد سفره تحت فشار مصنوعی می گردد صرف نظر شود. همچنین در این حالت ذخیره سفره نیز کاهش می یابد.



شکل۵-۸: داده‌های لازم جهت محاسبه گرادیان هیدرولیکی بین دو چاه

با توجه به داده‌های شکل ۵-۸ و معادله برنولی ($H = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + Z$) می‌بایست مقدار بار کل (Total head) از حاصل جمع بار معادل سرعت یا انرژی جنبشی(Kinematic head)، بار ارتفاعی یا پتانسیل (Pressure head) و بار مبنا یا بار Z (Elevation head) برای دو دهانه ۱ و ۲ محاسبه گردد. بدیهی است در آبخانه‌های آبرفتی به دلیل حاکم بودن شرایط

لامینار که اغلب سرعت‌هایی کمتر از ۱ فوت بر ثانیه (۰,۳ متر بر ثانیه) وجود دارد، مقدار بار جنبشی ($\frac{V^2}{2g}$) حذف می گردد اما در آبخانه‌های کارستی آشفته باید بار جنبشی وارد محاسبات شود. سپس مقدار افت از رابطه $dh = H_2 - H_1$ محاسبه می‌گردد. همچنین بدیهی است که در رابطه برنولی از انرژی‌های مربوط به حرارت (در سیال نفت وجود دارد) صرف نظر شده و تنها انرژی‌های مکانیکی وارد محاسبات شده است. در مثال بالا اگر طول مسیر جریان ۱۰۰۰ متر باشد مقدار گرادیان هیدرولیکی $i = -0.0135$ و با تقریب بیشتر $i = \frac{50-60}{1000} = -0.01$ محاسبه می‌شود.

$$H_1 = h_1 + z_1 = 1205$$

$$H_2 = h_2 + z_2 = 1191.5$$

علامت منفی حاکی از افت در جهت جریان است که با توجه به معادله دارسی $Q = -KiA$، دبی مثبت می‌گردد. همچنین باید توجه نمودکه مسیر مربوط به dL با توجه به شرایط فیزیکی آبخانه مشخص می‌گردد به طوری که ممکن است در آبخانه‌های تحت فشار این مسیر از بالا به پایین، پایین به بالا و یا مورب متناسب با برآیند فشار دو نقطه باشد لذا این مسیر ممکن است منطبق و معادل بار ارتفاعی نیز باشد.

سرعت واقعی جریان در آبخانه(V') از یک نقطه به نقطه دیگر متفاوت است لذا همیشه مقدار متوسط سرعت واقعی آب در محیط متخلخل می‌بایست محاسبه شود.

$$V' = \frac{Q}{A_{act}} = \frac{KIA}{nA} = \frac{V}{n} \qquad ۱۳-۵$$

n پروزیته یا تخلخل کل و A سطحی از آبخانه که جریان عبور می‌کند. سرعت متوسط واقعی جریان آبخانه ممکن است از روش‌های مختلفی مانند آزمایش و رابطه دارسی و یا به کمک روش‌های صحرایی مانند ردیابی محاسبه شود(بند رادیوایزوتوپ). در آبخانه‌های بسیار ریز مقدارn می‌بایست با مقدار تخلخل مفید جایگزین شود($\alpha.n$). در این حالت α به عنوان ضریب منفذی است و معرف آبی است که به راحتی می‌تواند در منافذ متصل حرکت کند. با توجه به مطالب بالا مشخص است که رابطه سرعت منفذی، سرعت متوسط خطی یا سرعت واقعی موثر از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V'' = \frac{KIA}{n_e A} = \frac{V}{n_e} \qquad ۱۴-۵$$

n_e: ضریب تخلخل مفید. می‌بایست توجه نمود مواد رادیواکتیو و ردیابی مقدار سرعت واقعی موثر را محاسبه می‌کنند. اما در مطالعات جهت محاسبه دبی آبخانه نیاز به سرعت ظاهری دارسی است. لذا رابطه بین سه نوع سرعت به صورت زیر است:

$$V'' \succ V' \succ V$$

مثال: فرض کنید در یک طرح آبخیزداری، بخشی از سیلاب رودخانه‌ای وارد سیستم پخش سیلاب که با هدف تغذیه مصنوعی آبخانه طراحی شده است، می‌گردد. رودخانه‌ای در پایین دست این آبخانه نفوذپذیر به فاصله ۱۰۰ متری که منبع تامین آب کشاورزی منطقه است،

وجود دارد. اگر هدایت هیدرولیکی آبخانه $10^{-2}\ cm/s$ با تخلخل موثر ۰٫۲ و شیب سطح آب ۱ درصد متمایل به رودخانه تامین آب باشد، چند روز بعد آب تغذیه شده جهت مصرف محیا می‌شود؟

باید زمان حرکت سفره(Travel time) محاسبه شود. ابتدا از معادله شار دارسی($Q/A=V$) سرعت ظاهری جریان سفره محاسبه می‌شود. سپس سرعت واقعی موثر از تقسیم سرعت ظاهری به تخلخل موثر (Kinematic Porosity) برابر ۰٫۴۳۲ متر بر روز و زمان حرکت سفره با توجه به فاصله تا رودخانه ۲۳۱٫۵ روز (حدود ۷ تا ۸ ماه) به دست می‌آید.

- ضریب قابلیت نفوذ یا تراوایی(Hydraulic conductivity)

ضریب قابلیت نفوذ یا هدایت هیدرولیکی(K) با توجه به رابطه $K=\frac{Q}{A.I}$ چنین تعریف می‌شود: حجم آبی است که در واحد زمان از سطح مقطع واحد و گرادیان هیدرولیکی واحد و دمای $t=20$ درجه سانتی گراد عبور می‌کند. باید توجه نمود ضرایب K دارسی صرفاً به محیط متخلخل(ابعاد ذرات، سطح ویژه و..) بستگی ندارند. لذا با توجه به این‌که عواملی چون نوع سیال(آب، نفت) و شرایط سیال(دما، لزجت، آلودگی آب و..) در این ضرایب تاثیر دارند بهتر است خصوصیات محیط متخلخل به صورت مجزا تعریف شود:

$$k=C.d^2 \qquad ۱۵\text{-}۵$$

k: ضریب آبگذری ذاتی. C بدون بعد بوده و بستگی به خصوصیاتی چون تخلخل، توزیع و شکل ذرات دارد. d: قطر متوسط ذرات. بعد ضریب آبگذری ذاتی L^2 بوده که در سیستم متریک برحسب دارسی یا سانتی‌متر مربع بیان می شود. بر اساس آنالیز ابعادی رابطه بین هدایت هیدرولیکیK و ضریب آبگذری ذاتی k به صورت زیر به دست می‌آید:

$$K=\frac{k.g}{\nu} \qquad ۱۶\text{-}۵$$

آبخانه‌های متخلخل با جریان لامینار ممکن است دارای سرعتی معادل چندین متر در روز تا کمتر از یک متر در سال داشته باشند. البته در آبخانه‌های تحت فشار ممکن است سرعت کمتری نیز داشته باشند و در آبخانه‌های کارستی ممکن است بسیار بیشتر نیز باشد. علاوه براین دما باعث تغییر لزجت و لذا سرعت می‌گردد. همچنین در آب‌های زیرزمینی خصوصیات کیفی و آلودگی نیز روی بیلان جرم و سرعت جریان تاثیر دارد که در بند کیفیت و فصل مدل‌سازی اشاره شده است. با توجه به این‌که ویسکوزیته(لزجت سینماتیک) در شرایط جریان لامینار اهمیت پیدا می‌کند و همچنین تابعی از دماست لذا K نیز در شرایط لامینار تابعی از دماست. در این حالت مقدار K برای دمای $60^\circ F$ ($15^\circ C$) فرض شده و مقدار آن برای سایر دماها از رابطه زیر با توجه به لزجت سینماتیک(ν) برآورد می‌گردد:

$$K_t=K_{60}\frac{\nu_{60}}{\nu_t} \qquad ۱۷\text{-}۵$$

همچنین رابطه زیر برای حالتی که دمای آب بین ۱۰ تا ۴۰ درجه سانتی گراد است با دمای مبنای ۲۰ درجه سانتی گراد استفاده می‌شود:

$$\frac{K_{20}}{K_t}=\frac{40}{t+20} \qquad ۱۸\text{-}۵$$

ضریب قابلیت نفوذ(K) تابعی از مجذور قطر ذرات است به طوری که برای ذرات با قطر کمتر از ۰٫۰۱ میلیمتر نفوذ بسیار کم می‌شود. رابطه زیر وقتی که شاخص یکنواختی هیزن ذرات برابر یا کمتر از ۵ باشد برای برآورد اولیه K بر حسب متر بر ثانیه با توجه به قطر موثر دانه‌ها بر حسب میلیمتر استفاده می‌شود:

$$K = 0.0116.d^2{}_{10} \qquad ۱۹\text{-}۵$$

مقدار K ممکن است بر اساس آزمایش نمونه‌های برداشتی نیز تعیین شود که البته ممکن است نمونه‌ها معرف خوبی از واقعیت نباشد. همچنین استفاده از روش ردیابی در منطقه امکان‌پذیر است. با این روش ابتدا سرعت واقعی موثر با روش ردیابی محاسبه (بند ردیابی) و سپس با توجه به تخلخل موثر و گرادیان هیدرولیکی مقدار K دارسی از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V''.n_e = K.I \qquad ۲۰\text{-}۵$$

باید توجه نمود جهت محاسبه K روش‌های دیگری چون آزمایش پمپاژ یا تغذیه آبخانه (بند مدیریت آبخانه و هیدرولیک چاه) وجود دارد که با توجه به وسعت آبخانه، زمان و دقت مورد نیاز تکنیک مناسب انتخاب می‌گردد. دامنه تغییرات قابلیت نفوذ در تشکیلات مختلف از ۱۰۰ متر در روز تا 10^{-9} متر در روز به ترتیب برای آبخانه‌های خیلی نفوذپذیر تا غیر قابل نفوذ تغییر میکند. حد قراردادی بین تشکیلات نفوذپذیر و غیر قابل نفوذ 10^{-7} متر بر روز است.

جدول۵-۱: هدایت هیدرولیکی و تخلخل تشکیلات ناهمجوش بر حسب سانتی‌متر بر ثانیه

$10^{-9}-10^{-5}$	$10^{-7}-10^{-3}$	$10^{-5}-1$	$10^{-1}-10^{2}$
رس یکدست – غیر قابل نفوذ، تخلخل ۴۰ تا ۷۰ درصد	سیلت، شن ریز و لیمون یا شن و رس- نفوذ کم، تخلخل ۳۵ تا ۵۰ درصد	شن، شن خالص یا شن و ریگ- قابل نفوذ، تخلخل ۲۵ تا ۵۰ درصد	گراول، ریگهای درشت بدون دانه‌های ریز – تشکیلات خیلی قابل نفوذ، تخلخل ۲۵ تا ۴۰ درصد.

می‌بایست توجه نمود که مسیر حرکت آب در محیط متخلخل طبیعی آبرفتی نمی‌تواند کاملاً عمودی یا افقی باشد. به طوری که همیشه با توجه به میزان همروندی (Isotropy) یا ناهمروندی (.Aniso) تشکیلات لایه، مولفه‌های اریبی از حرکت جریان وجود دارد. یک دلیل حرکت اریبی جریان مربوط به فرآیند رسوبگذرای تشکیلات لایه است. قبل از تشکیل آبخانه، رسوبات اغلب غیرکروی توسط رودخانه حمل شده‌اند. بدیهی است که با توجه به شکل و پهنای ذرات، رسوبات در آب از طرف پهنا خوابیده می‌شوند. دراین حالت قدرت جریان رودخانه آنها را در جهت جریان متمایل نموده و لذا متناسب با قدرت و جهت جریان رودخانه، رسوبات روند خاصی به خود می‌گیرند. در این حالت اگر سایر فرآیندهای زمین‌شناسی باعث جابجایی لایه‌های رسوب‌گذاری شده نشوند، و تشکیلات آبخانه به همین صورت از آنها تشکیل شود، مسیر حرکت آب از تشکیلات آبخانه در جهت قائم با پیچ و خم بیشتری نسبت به جهت افقی انجام می

گیرد. لذا در این حالت هدایت هیدرولیکی عمودی K_z کمتر از هدایت افقی K_x است به طوری که ممکن است مقدار هدایت عمودی $\frac{1}{5}$ تا $\frac{1}{50}$ هدایت افقی برسد. این پدیده مربوط به ناهمروندی تشکیلات است. لذا اگر هدایت هیدرولیکی یک لایه در تمام جهات یکسان باشد، محیط لایه همروند است. بدیهی است که محیط همروند تنها در شرایط آزمایشگاهی حاصل می‌گردد. علاوه براین در طبیعت لایه‌های مختلفی از K روی یکدیگر قرار می‌گیرند. به عنوان مثال ممکن است لایه‌ای افقی از شن روی لایه‌ای افقی از ماسه قرار بگیرد. در این حالت محیط چندگاشت (Non-homogeneous) یا به اصطلاح ناهمگن است. در طبیعت اساساً با محیط‌های ناهمروند چندگاشت برخورد می‌کنیم. همچنین ممکن است لایه شن و ماسه به صورت عمودی در کنار یکدیگر قرار گیرند. لذا در محاسبه K می‌بایست به وضعیت قرارگیری تشکیلات و همچنین مسیر حرکت غالب جریان که ممکن است افقی، عمودی و یا حالت بینابینی از آنها باشد توجه نمود. بدیهی است اگر روش محاسبه هدایت هیدرولیکی از طریق آزمایش پمپاژ باشد، مقدار متوسط K در محدوده موثر پمپاژ محاسبه شده است و لذا شرایط طبیعی خود به خود لحاظ گردیده است. اگر از طریق روش‌های نمونه‌برداری و مشابه قرار باشد مقدار متوسط K محدوده‌های مشخص، تعیین گردد می‌بایست با توجه به شرایط جریان و تشکیلات از روابط مناسب مانند زیر و تعداد کافی برداشت نمونه در نقاط مناسب استفاده نمود:

۱-فرض کنید در یک محیط ناهمروند و چندگاشت n لایه به صورت افقی با ضخامت h_i و هدایت هیدرولیکی افقی K_i قرارگرفته‌اند. مولفه غالب جریان آبخانه نیز افقی است. در این حالت اگر $H = h_1 + h_2 \ldots$ مقدار متوسط هدایت هیدرولیکی افقی K_x لایه‌های آبخانه (معادل افقی) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$K_x = \frac{\sum_{i=1}^{n} K_i h_i}{H} \qquad ۲۱-۵$$

۲-اگر مولفه غالب جریان از بالا به پایین برای همان لایه‌های افقی بالا فرض شود، و هدایت هیدرولیکی عمودی K_i مشخص باشد، داریم:

$$K_z = \frac{H}{\sum_{i=1}^{n} h_i / K_i} \qquad ۲۲-۵$$

از نظر ریاضی می‌توان ثابت نمود که همواره $K_x \geq K_Z$ است.

- قابلیت انتقال(Transmissivity)

عبور جریان بر حسب مترمربع بر روز از طریق یک مقطع عمودی آبخانه با عرض ۱ متر و گرادیان هیدرولیکی واحد را قابلیت انتقال آبخانه‌های متخلخل یا دبی سفره آبی می‌نامند. لذا جریان از یک آبخانه از رابطه زیر نیز محاسبه می‌شود:

$$Q = KAI = TWI \qquad ۲۳-۵$$

W عرض آبخانه و I شیب سطح سفره یا پیزومتری در آبخانه‌های تحت فشار است. با توجه به تعریف قابلیت انتقال و رابطه زیر:

$$Q = \frac{h}{L}.A.K \qquad ۲۴-۵$$

می‌توان رابطه قابلیت انتقال را به صورت ساده زیر نیز نوشت:

$$T = K.b \qquad ۲۵-۵$$

b: ضخامت یا عمق زون اشباع است. در آبخانه‌های تحت فشار آن را با **e** معادل ضخامت لایه تحت فشار در نظر می گیرند. با توجه به مفهوم قابلیت انتقال، آبخانه‌ای مناسب‌تر است که هم هدایت هیدرولیکی بالاتری و هم ضخامت لایه آبدار کافی داشته باشد. لذا با مقدار T زیر ۵۰۰ می‌توان ذکر نمود آبخانه نسبتاً بد است و بالای ۲۰۰۰ (m^2 / Day) آبخانه خوب تلقی می‌شود.

- ضریب ذخیره(Storage coefficient):

اگر ضریب ذخیره آبخانه تحت فشار **S** و ضریب ذخیره آبخانه آزاد S_u باشد، داریم:

$$S_u = S_y + S \qquad ۲۶-۵$$

در آبخانه‌های آزاد ضریب ذخیره S نسبت به ضریب تخلخل موثر یا آبدهی مخصوص S_y بسیار کوچک است لذا نیازی به جمع کردن این دو ضریب نیست و در عمل فقط از تخلخل موثر استفاده می‌شود. در آبخانه‌های تحت فشار ضریب ذخیره کاربرد دارد لذا این ضریب متناظر با تخلخل مفید S_y (آبدهی مخصوص) در آبخانه‌های آزاد است. ضریب ذخیره شامل میزان حجم آب قابل برداشت در سطح واحد و عمق واحد از آبخانه وقتیکه فشار به میزان یک واحد طول افت می‌نماید، است. اما عمده تفاوت آن با تخلخل مفید این است که وقتی از ۱ مترمکعب تشکیلات مقداری آب برداشت شود فضای آن مقدار آب برداشت شده در سفره تحت فشار پر می‌گردد. لذا ضریب ذخیره در آبخانه تحت فشار بسیار کم است. در این حالت باید توجه نمود با برداشت آب در آبخانه تحت فشار دو اتفاق می‌افتد. اول آنکه فشار کم شده و لذا مایع کمی منبسط می‌شود. اگر یک اتمسفر برابر ۱۰ متر فشار آب باشد هر یک متر افت برابر ۰,۱ اتمسفر کاهش فشار دارد. علاوه براین خود تشکیلات نیز قابلیت فشرده شدن و انبساط دارند که با برداشت آب و کاهش فشار، ذرات به یکدیگر نزدیک می‌شوند. حالت تشدید شده این فرآیند همان نشست زمین است که به ویژه در آبخانه‌های با تشکیلات متوسط به پایین حساس‌تر است. این مفاهیم در آبخانه‌های آزاد نیز وجود دارند اما با توجه به ناچیز بودن اثر آنها نسبت به تخلخل موثر، معمولاً محاسبه نمی‌شوند. اگر ضریب ذخیره نزدیک ارقام هزارم اعشار باشد آبخانه تحت فشار و اگر با صدم اعشار به دست آید آبخانه آزاد است. به طور تجربی مقدار ضریب ذخیره در آبخانه‌های تحت فشار بین ۰,۰۰۵ تا ۰,۰۰۰۰۵ به دست می‌آید. به عنوان مثال ضریب ذخیره ۰,۰۱ و ۰,۲ هر دو دلالت بر آبخانه آزاد دارند اما ضریب اول معرف آبخانه ضعیف و ضریب دوم معرف آبخانه‌ای خوب است. اما در آبخانه تحت فشار کوچک بودن ضریب ذخیره مهم نیست. در آبخانه‌های تحت فشار و آزاد عامل قابلیت T بسیار اهمیت دارد. لذا در آکیفرهای تحت فشار در اثر تغییر فشار و فشرده شدن مواد تشکیل دهنده آبخانه و یا قابلیت اتساع خود آب، مقدار بسیار کمی آب از

آکیفر خارج می‌گردد که در این شرایط ژاکوب مقدار ضریب ذخیره را که نسبت حجم خروج آب به واحد حجم آکیفر با افت واحد سطح پیزومتری است با رابطه زیر عنوان نمود:

$$S = \gamma_w . b(\alpha + n\beta) \qquad ۲۷-۵$$

γ_w:وزن مخصوص آب($\frac{N}{m^3}$) برای دمای مشخص.

b: ضخامت لایه آبدار(متر)

n: ضریب تخلخل آبخانه

β : قابلیت انبساط آب یا عکس مدول حجمی الاستیک آب m^2 / N

α:قابلیت فشرده شدن مواد لایه آبدار یا عکس مدول حجمی الاستیک مواد آکیفر. مدول الاستیک آب حدوداً 2.1×10^9 نیوتن بر متر مربع است.

مدول الاستیک برخی مواد تشکیل دهنده لایع آبدار بر حسب N / m^2 :

-سنگ‌های شکافدار و ترک خورده: $10^9 - 10^{11}$

-شن یا گراول متراکم: $10^8 - 10^{10}$

شن نرم: $10^7 - 10^9$

رس: $10^6 - 10^8$

لازم به ذکر است ضریب ذخیره ویژه(S_s) از تقسیم ضریب ذخیره به ضخامت لایه آبدار در محل چاه آزمایش محاسبه می شود. در این حالت اگر ضخامت آکیفر تحت فشار یکسان نباشد می‌توان مقدار ضریب ذخیره متوسط سفره را از حاصلضرب ذخیره ویژه (Specific storage) چاه آزمایش پمپاژ در ضخامت متوسط سفره محاسبه نمود. همچنین مقدار آب قابل برداشت سفره تحت فشار برابر حاصلضرب ضریب ذخیره متوسط سفره در میزان افت ناشی از برداشت است.

مثال: حجم آب ناشی از افت پیزومتری ۵ متری روی سطح ۱ کیلومتر مربع از آبخانه تحت فشار با ضخامت ۳۵ متر و ضریب ذخیره ۰,۰۰۸۳ حدود ۴۱۵۰۰ مترمکعب است.

- ضرایب هانتوش-۱۹۶۴

اگر مطالعه مقدار جریان انتقالی از یک سیستم به سیستم دیگر مورد نظر باشد می‌توان با ترسیم خطوط هم فشار و هم جریان و با توجه به روابط دارسی حجم و دبی انتقال را محاسبه نمود. راه دیگر استفاده از سایر ضرایب هیدرودینامیک آبخانه مانند مقاومت هیدرولیکی (c)، ضریب نشت و ضرایب توزیع نشت هانتوش است. ضریب نشت شاخصی از توان یک لایه محصور در انتقال آب به صورت عمودی است که در مطالعه سفره‌های نیمه‌محصور نیز اغلب با نام مقاومت هیدرولیکی (عکس ضریب نشت) کاربرد دارد. سفره‌های نیمه‌محصور دارای یک آبخان نیمه تحت فشار با بافت مناسب هستند که توسط یک لایه نیمه قابل نفوذ (نیمه تراوا) پوشانده شده‌اند. تراوایی لایه نیمه تراوا آنقدر کم است که اگر پمپاژ در سفره نیمه تحت فشار صورت بگیرد جریان افقی به سمت چاه وجود نداشته و فقط جریان عمودی (از بالا به

پایین یا برعکس) مشاهده می‌شود. اگر ضخامت لایه نیمه تراوای محصور کننده با h' و هدایت هیدرولیکی آن با K' نشان داده شود توان یا ضریب نشت(Leakance coefficient) با بعد T^{-1} به شکل زیر است:

$$L_e = \frac{K'}{h'} \qquad ۲۸-۵$$

ضرایب توزیع نشت به ترتیب ضریب تاخیر(R) و عامل نشت (L_f) عبارتند از:

$$R = \frac{K}{\frac{K'}{h'}} = \frac{K}{L_e} \qquad ۲۹-۵$$

$$L_f = \sqrt{\left(\frac{K.H}{K'/h'}\right)} = \sqrt{\left(\frac{K\,h}{L_e}\right)} \qquad ۳۰-۵$$

H: ضخامت لایه آبدار

مثال: فرض کنید دیواره یک دریاچه(یا رودخانه) از خاک با بافت لومی-رسی و ضخامت ۱۴۰ سانتی‌متر و ضریب آبگذری ۰,۰۰۸ متر بر روز تشکیل شده است. زیر این سیستم، آبخانه‌ای با ۲۰ متر ضخامت و هدایت هیدرولیکی ۲,۵ متر در روز وجود دارد. ضرایب هانتوش را محاسبه کنید؟ جواب: ضریب نشت: ۰,۰۵۷۱ Day^{-1} ، ضریب تاخیر: ۴۷۱,۷ متر، عامل نشت: ۹۷,۱ متر.

اگر تراوایی لایه پوشاننده نیمه‌ترا کمی بیشتر باشد به طوری که جریان افقی و افت سطح آب (سطح فراتیک) نیز مشاهده گردد سیستم مورد مطالعه آبخان نیمه‌غیرمحصور است. لذا در هنگام انتخاب روابط آزمایش پمپاژ، مطالعه و مدل‌سازی سیستم باید به این تفاوت‌ها توجه شود.

مثال: در یک سفره با لایه‌بندی مرکب (۲ لایه) ۲ دو پیزومتر را در اعماق مناسب (لایه ریز و درشت) و در میانه اسکرین‌های چاه پمپاژ قرار داده ایم. ضمن توجه به انسداد مرز مشترک لایه‌ها، پس از ۸ ساعت پمپاژ جریان افقی مشاهده نشد. اما افت ناچیزی در تراز آب لایه فراتیک اول که لمی- ماسه متوسط تا ریز است و تراز پیزومتری لایه دوم که نیمه تحت فشار است مشاهده شد. الف-نوع آبخانه را تعیین کنید؟ ب-رابطه‌ای برای جریان این سیستم بنویسید؟

جواب: الف-با توجه به توضیحات متن مشخص است که آبخان مورد مطالعه یک سیستم نیمه‌محصور متشکل از یک لایه پوشاننده نیمه‌تراوا و یک لایه نیمه‌تحت فشار نشتی است. ب- با توجه به این‌که دراینجا اختلاف ارتفاع سطح فراتیک و پیزومتری و همچنین مقاومت هیدرولیکی (**c**) لایه نیمه‌تراوا مطرح است بدیهی است که انتقال دبی ویژه (**q**) با رابطه زیر متناسب باشد:

$$q = \frac{h_{phr} - h_{piez}}{c}$$

"توجه کنید در برخی از مدل‌ها منظور از دبی ویژه همان سرعت ظاهری دارسی است"

- فرضیات معادله دارسی

۱-تک گاشت بودن و همروند بودن محیط: اگر مقادیر عددی ضریب آبگذری ذاتی، هدایت هیدرولیکی و قابلیت انتقال مستقل از جهت شیب هیدرولیکی باشند یا سرعت آب در تمام جهات مختلف یکسان باشد آبخانه همروند

(Isotrope) است. در این حالت آبخانه از نظر زمین‌شناسی ممکن است تنها از یک لایه (homogeneous) یا چند لایه(چندگاشت) تشکیل شده باشد. آبخانه‌های چند گاشت دارای لایه‌بندی مختلف هستند که ممکن است همروند یا ناهمروند باشند. شکل غالب طبیعت چندگاشت-ناهمروند است. لذا رابطه دارسی با اغلب شرایط طبیعی تطابق ندارد. ماسه‌های بادی، تک گاشت و همروند هستند. اما یک لایه تک گاشت نیز ممکن است غیرهمروند باشد. در این حالت یک لایه فرضاً رسی دارای تراکم‌های مختلف با خصوصیات هیدرولیکی مختلف خواهد بود. در این خصوص وقتی محیط چندگاشت باشد می‌بایست با توجه به جهت نفوذ آب و جهت لایه‌بندی زمین ضریب قابلیت نفوذ متوسط لایه‌ها تعیین شود.

۲-جریان خطی(لامینار): با توجه به عدد رینولدز تنها آبخانه‌های با عدد زیر ۱۰ (منطقه آرام) خطی هستند. اعداد بیشتر در محدوده شرایط انتقال(بحرانی) یا شرایط آشفته قرار دارند. یکی از شرایط خطی شدن، کم بودن سرعت آب است که در آب‌های زیرزمینی وقتی وجود دارد که جریان آرام خطی حاکم باشد(شرط دارسی). اما در تشکیلات کارستی جریان بحرانی و یا آشفته است لذا رابطه دارسی در این آبخانه‌ها صادق نیست. همچنین قانون دارسی در شرایط غیر اشباع (پیوست) و تشکیلات ریزدانه و کلوئیدی رس به دلیل اثر بار ذرات صادق نیست. در این شرایط ربطه دبی-افت با توان غیرخطی مانند محدوده چاه پمپاژ به یکدیگر مرتبط می شوند. عدد رینولدز از رابطه $R_e = \frac{vD}{\upsilon}$ یا رابطه زیر به عنوان معیار خطی بودن (کمتر از ۱۰) محاسبه می‌شود.

$$R_e = {vD\rho}/{\mu} \qquad ۳۱-۵$$

در این رابطه D طول مشخصه (قطر لوله‌های مویین یا یکی از ابعاد محیط متخلخل مانند قطر ذرات که ممکن است قطر موثر $d_{10\%}$ ذرات آبرفت باشد. قطر۹۰ درصد ذرات آبخانه از قطر موثر بزرگتر می باشد)، vسرعت دارسی، υ ، μ و ρ به ترتیب لزجت سینماتیک و لزجت دینامیک و جرم مخصوص(دانسیته) برای دمای معین آب هستند. اغلب ممکن است سرعت‌های بالا در مواد دانه درشت مشاهده شود.

۳-در رابطه دارسی فرض شده است که بردارهای افقی سرعت بویژه در زمان پمپاژ آبخانه در اطراف چاه برابر هستند اما طول بردارهای سرعت یکسان نیستند.

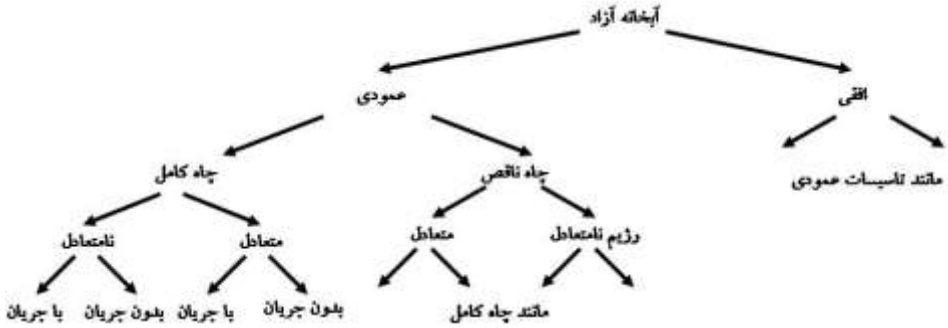
۴-در رابطه دارسی فرض شده است سطح غیرقابل نفوذ آبخانه افقی است لذا اگر در طبیعت سنگ کف زاویه‌دار باشد محاسبات رابطه دارسی در اینگونه آبخانه‌ها با خطای برآورد همراه است به طوری که مخروط افت ناشی از پمپاژ نامتقارن بوده و دبی چاه در شرایط یکسان کمتر است.

۵-۲-۲-هیدرولیک چاه و قنات

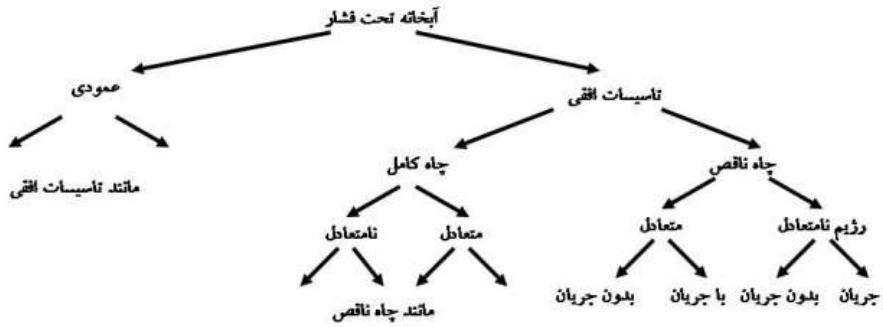
قبل از مدیریت و شبیه‌سازی آبخانه می‌بایست پارامترهای آبخان همچون ضرایب هیدرودینامیک (K,T,S) برآورد شود. روش‌های هیدرولیکی و آزمایش پمپاژ مناسب‌ترین تکنیک‌ها هستند. در این خصوص جهت تحلیل و برآورد هیدرولیکی پارامترهای آبخانه با توجه به فرضیات رابطه دارسی که در بند پیشین اشاره شد استفاده از روابط تجربی (Empirical) در مقابل روابط آزمایشی(Experimental) ناگزیر است. روابط تجربی را روابط نامتوازن(Unbalanced) نیز می‌نامند. علاوه بر این شناخت جریان آب زیرزمینی در محل تاسیسات برداشت آب جهت مدیریت و برنامه‌ریزی آبخانه الزامی است.

قبل از انتخاب روابط آنالیز نقطه‌ای آبخانه ابتدا شرایط هیدرولوژیک تاسیسات برداشت و آبخانه به لحاظ آزاد و تحت فشار بودن آبخانه، افقی یا عمودی بودن تاسیسات و غیره طبق شکل ۵-۹ و ۵-۱۰ مشخص می‌شود.

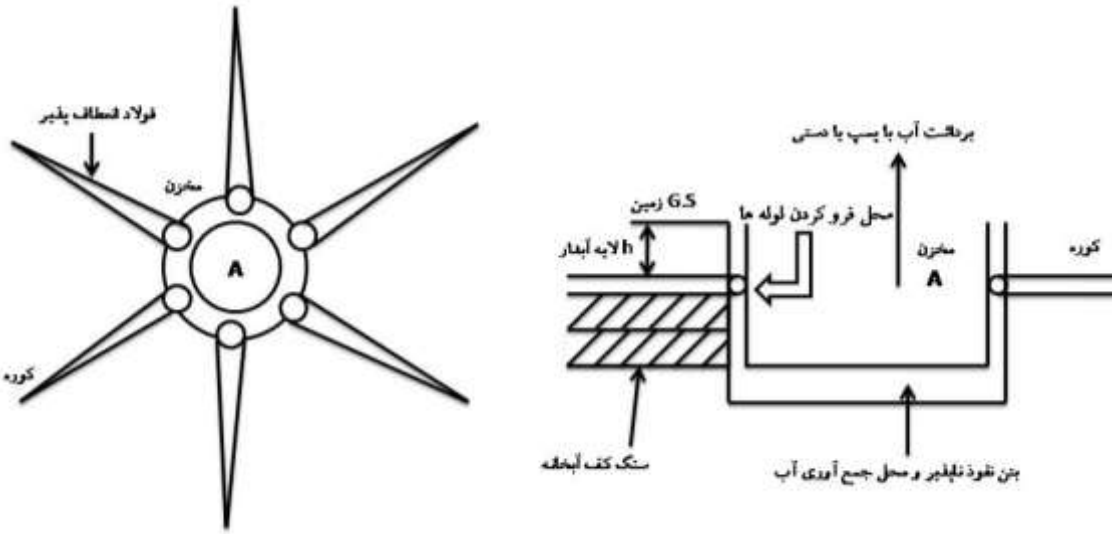
قنات یک سیستم بهره‌برداری افقی و چاه عمودی است. البته چاه افقی هم وجود دارد. همچنین طراحی هیدرولیکی سیستم‌های زهکشی عمقی اراضی نیز مشابه قنوات است. چاه فلمن تلفیقی از چاه و قنات است(شکل ۵-۱۱). جایی که ضخامت لایه آبده کم باشد(حدود ۳۰ سانتی‌متر یا کمی بیشتر) اگر چاه عمودی تاسیس شود اقتصادی نبوده و آبدهی نیز کم است. که در این شرایط چاه فلمن مناسب است.



شکل۵-۹: تقسیم‌بندی شرایط هیدرولوژیک تاسیسات برداشت آب زیرزمینی-حالت آزاد



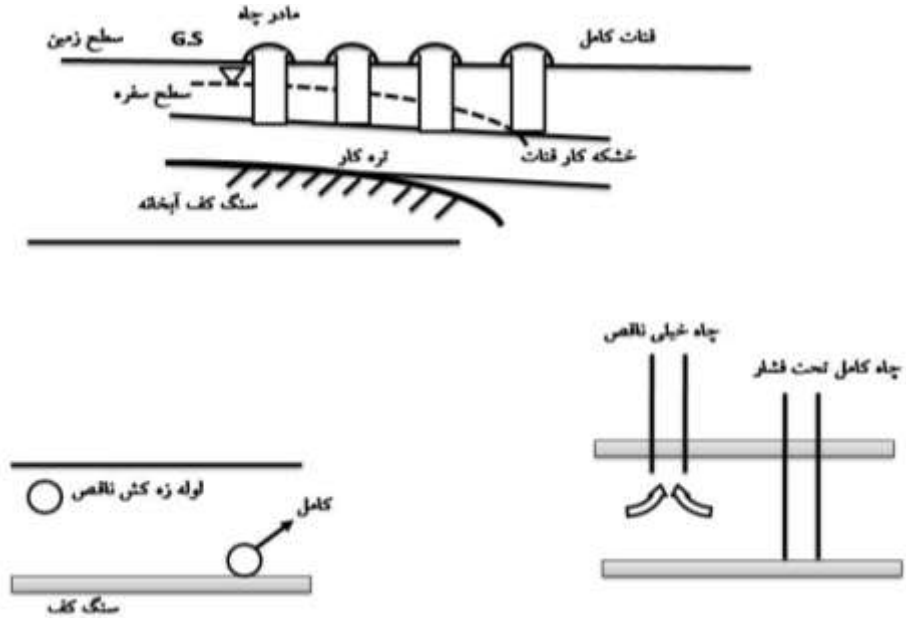
شکل۵-۱۰: تقسیم‌بندی شرایط هیدرولوژیک تاسیسات برداشت آب زیرزمینی-حالت تحت فشار



شکل۵-۱۱: پلان و مقطع عرضی اجزای چاه فلمن

لوله‌های فولادی(کوره‌ها) ممکن است تا ۱۱۰ متر یا بیشتر نیز طول داشته باشند. در رشت و در بستر رودخانه سفیدرود از این نوع بهره‌برداری‌ها دیده می‌شود. یک چاه خوب ۶۰ تا ۷۰ لیتر بر ثانیه آبدهی دارد اما چاه فلمن ۱۰ برابر چاه خوب معمولی آب می‌دهد. تاسیسات کامل تاسیساتی هستند که کف آنها با مرز سنگ کف آبخانه تماس داشته باشد در غیر این صورت تاسیسات ناقص حفر شده‌اند(شکل۵-۱۲).

در آبخانه‌های تحت فشار با توجه به فاصله کف تاسیسات از سنگ کف انواع شدت نقص ایجاد می‌گردد که روابط هیدرولیکی آنالیز هر یک متفاوت خواهد بود زیرا خصوصیات آبدهی متفاوت می‌شود. به عنوان مثال اگر آخرین خاکهای حفاری چاه، دانه ریز باشد چاه کامل حفر شده است و اگر درشت باشد چاه ناقص است. اگر از چاه توسط پمپ برداشت شود ابتدا سطح سفره با سرعت نسبتاً زیاد شروع به افت می‌کند. اگر پمپاژ ادامه داشته باشد مخروط افت آنقدر توسعه می‌یابد تا تعادل بین دبی ورودی به چاه از نقاط دوردست و پمپ برقرار شود. در این حالت مخروط افت حداقل برای یک زمان نسبتاً طولانی بسته به خصوصیات آبخانه، دیگر توسعه نمی‌یابد یا بسیار نامحسوس تغییر می‌کند. این حالت را رژیم متعادل کوتاه‌مدت می‌نامند. البته می‌بایست توجه نمود در طبیعت رژیم متعادل مطلق وجود ندارد زیرا اگر پمپاژ با مدت زمان بیشتری ادامه یابد مخروط به طور مداوم اما آهسته‌تر از زمان‌های اولیه توسعه می‌یابد و رژیم نامتعادل می‌شود. لذا در پمپاژهای کوتاه‌مدت رژیم نامتعادل است اما به دلیل این‌که افت بسیار کم و نامحسوس است رژیم جریان برای سادگی، متعادل فرض می‌شود. علاوه بر موارد مذکور می‌بایست توجه شود آیا سنگ کف شیب‌دار است یا بدون شیب زیرا در حالت اول جریان طبیعی آبخانه قابل توجه بوده و پس از پمپاژ مخروط افت نامتقارن تشکیل می‌گردد.



شکل۵-۱۲: انواع تاسیسات کامل و ناقص

با توجه به مطالب مذکور جهت آنالیز آکیفر ابتدا می‌بایست خصوصیات تاسیسات برداشت و آبخانه مشخص شده و بعد رابطه مناسب انتخاب گردد. در ادامه روش‌های شرایط غالب موجود در طبیعت ارائه شده است. در این خصوص عمده‌ترین روابط مربوط به دوپوئی است که در مورد تاسیسات افقی و عمودی وجود دارد. با توجه به پیچیده بودن حرکت آب زیرزمینی، دوپویی با توجه به فرضیات معروف به دوپوئی-فورشهایمر فرمول‌های خود را ساده کرده است:

۱-جریان آب دائمی و سرعت ثابت است.

۲-آب و آبخانه‌ها غیر قابل فشردگی هستند. مسئله نشست در بند مدیریت ارائه شده است.

۳-بردارهای افقی سرعت در تمام ضخامت لایه برابر هستند.

۴-قانون دارسی صادق بوده و سرعت هر نقطه، تابعی خطی از گرادیان یا شیب هیدرولیکی سطح سفره است.

۵-محیط همگن و همروند فرض می‌شود.

۶-بردار عمودی سرعت در مقایسه با بردارهای افقی ناچیز است.

۷-شعاع عمل یا شعاع قاعده مخروط افت ثابت است و منحنی افت به سطح آب چاه متصل است.

این فرضیات همیشه صادق نبوده که باعث خطا خواهد شد. در این حالت می‌بایست از روابط اصلاح شده مناسب دیگر استفاده نمود. همچنین برخی از این فرضیات در آبخانه‌های تحت فشار بیشتر صادق هستند اما در آبخانه‌های

آزاد ممکن است قابل قبول نباشد. جهت کنترل این موضوع می‌بایست از روابط و معیارهایی که در ادامه ارائه شده استفاده نمود و در صورت نیاز روش آنالیز را تغییر داد.

- سیستم بهره‌برداری افقی-قنات(کاریز)- جریان ماندگار

سیستم قنات(Aqueduct) از دو بخش تشکیل شده است. یک بخش شامل سیستم جمع‌آوری به نام گالری یا تونل افقی و بخش دوم شامل یکسری از میله یا چاه‌های عمودی(شکل۵-۱۳). بخش گالری قنات(پیشکار یا نقب) که شیبی حدود ۰,۵ تا ۲ در هزار دارد به دو قسمت تره کار و خشکه کار تقسیم می‌شود. قسمت تره کار قنات جایی است که با آب آبخانه مرتبط بوده و در واقع وظیفه جمع‌آوری را به واسطه ایجاد مخروط افت به عهده دارد. قسمت خشکه از مظهر قنات شروع شده و تا ابتدای تره کار ادامه دارد و وظیفه آن انتقال آب تا مظهر قنات است لذا ممکن است باعث اتلاف آب در اثر تبخیر و نفوذ بویژه در تشکیلات شنی شود. در تشکیلات شنی می‌بایست به صورت مصنوعی جلوی نفوذ را با روش‌های عایق‌بندی یا احداث کول در قسمت خشکه کار کنترل نمود. البته در خاک‌های نسبتاً سنگین بعد از ۱ تا ۲ ماه به صورت طبیعی نفوذناپذیر می‌شوند. با توجه به این مطلب قسمت خشکه کار قنات را باید با احتیاط لایروبی کرد. بخش تره کار نیز به دلیل نشت جریان، فاقد لای است. این موضوع و تغییر دمای ناگهانی روشی برای شناسایی بخش تره کار و خشکه کار است. مقدار دبی آب در خروجی قنات معادل اختلاف دبی ورودی به تره کار و دبی خروجی از خشکه کار است.

دبی تره کار قنات یا دبی ورودی Q_i به دو طرف کانال تره کار قنات با طول L و یا سیستم جمع‌آوری زهکشی عمقی با توجه به شکل ۵-۱۳ و برای شرایط برداشت متعادل در آبخانه آزاد با سنگ کف بدون شیب به صورت زیر بر حسب مترمکعب بر ثانیه محاسبه می‌شود:

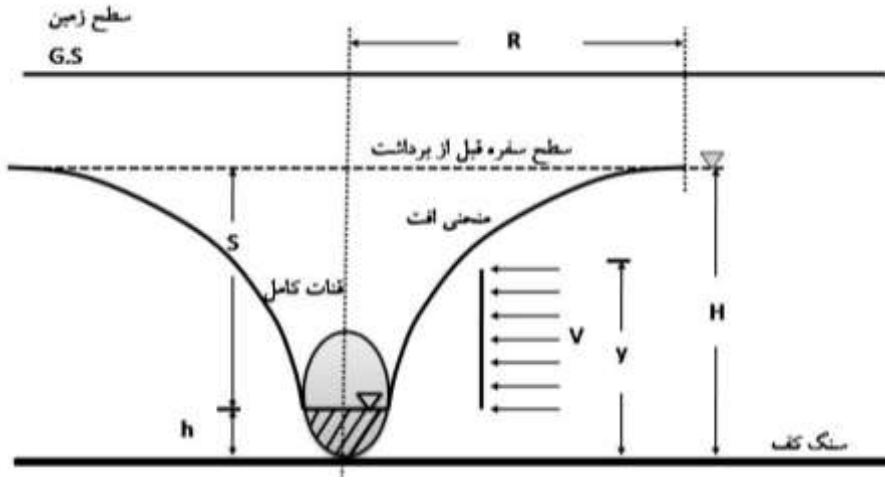
$$Q_i = K.L.\frac{(H^2 - h^2)}{R} \qquad ۳۲-۵$$

H: ارتفاع لایه آبده(متر)

h:ارتفاع آب داخل زهکش یا قنات (متر)

R: شعاع عمل(متر)، هدایت هیدرولیکی نیز متر بر ثانیه است.

L: طول تره کار قنات یا طول بخش زهکشی است(متر).



شکل۵-۱۳: مولفه‌های هیدرولیکی برداشت قنوات از آبخانه

بهترین طراحی وقتی صورت می‌گیرد که حداقل عمق بهینه h محاسبه شود. لذا قنوات با کف پهن و نعل اسبی مناسب‌تر است. رابطه مذکور برای زهکش یا قنوات کامل دو طرفه ارائه شده است. اگر یک طرف قنات مارنی باشد باید مخرج کسر را در ۲ ضرب نمود. در سازندهای آبرفتی آب از هر دو طرف وارد سیستم می‌شود.

در رابطه فوق الذکر از آب ورودی کف قنات صرف نظر شده است لذا دبی واقعی قنات کمی بیشتر از مقدار برآوردی توسط رابطه مذکور است. البته با رسم خطوط هم فشار و هم جریان امکان افزایش دقت محاسبه فراهم می گردد. مقدار تلفات نفوذ آب در قسمت خشکه کار قنات مانند کانال‌های روباز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q_o = 0.45 \times C \frac{L''.U.\sqrt[3]{h_\circ}}{4000 + 3.65\sqrt{V_\circ}} \qquad ۳۳-۵$$

Q_o: دبی تلفات(این مفهوم در تلفات روندیابی سیل با اندرکنش سفره آب زیرزمینی نیز قابل توسعه است)

C: ضریب منطقه خشکه کار از جدول ۵-۲

U:محیط خیس شده به متر

L'': طول خشکه کار قنات به کیلومتر

$h_\circ$: ارتفاع آب به متر

$V_\circ$:سرعت آب به متر بر ثانیه

دبی خروجی از مظهر قنات(Q_A) معادل تفاوت دبی ورودی به تره کار و تلفات نفوذ از خشکه کار محاسبه می‌شود.

$$Q_A = Q_i - Q_o \qquad ۳۴-۵$$

بدیهی است جهت افزایش دقت باید میزان تلفات تبخیر قسمت خشکه کار نیز اضافه شود.

رابطه دبی تره کار برای قنوات دو طرفه کامل در آبخانه‌های تحت فشار با فرض رژیم متعادل برداشت به صورت زیر نوشته می‌شود.(ضخامت لایه تحت فشار: **e**)

$$Q = K.L.e\frac{(H-h)}{R} \qquad ۳۵-۵$$

در صورتی که سفره آبی قبل از برداشت آب به دلیل شیب هیدرولیکی یا سنگ کف دارای جریان به سمت زهکش یا قنات باشد روابط مذکور کاربرد نداشته و می‌بایست از روابط مناسب آنها استفاده نمود.

جدول۵-۲: ضرایب C *مربوط به کف خشکه کار قنات جهت برآورد تلفات نفوذ*

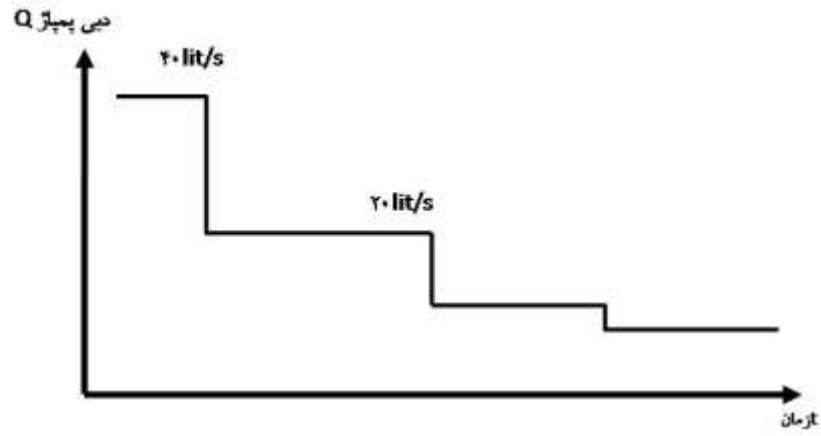
جنس کف قنات	**C**
کول‌بندی و بدون درز	۱
زمین رسی بدون پوشش	۱۲
لیمون رسی بدون پوشش	۱۵
لیمونی بدون پوشش	۲۰
لیمون شنی بدون پوشش	۲۵
ماسه‌ای بدون پوشش	۳۰

*جزه آب زیرزمینی، مهدوی-گروه آبخیزداری دانشگاه تهران

- نکات فنی در آزمایش پمپاژ چاه‌ها

آزمایش پمپاژ برای دو منظور ممکن است استفاده شود. ۱-شناخت خصوصیات هیدرولیکی لایه آبدار(Aquifer test) جهت تعیین هیدرولیکی ضرایب ثابت هیدرودینامیک آبخانه، ۲-شناخت و تعیین مقدار آبدهی و افت در یک چاه(Well test) که از این اطلاعات برای تعیین ظرفیت مخصوص چاه (نسبت دبی به افت) و یا برای انتخاب پمپ مناسب و تخمین هزینه پمپاژ و برداشت مجاز فنی و بهره‌برداری استفاده می‌شود. قبل از انجام آزمایشات پمپاژ می‌بایست شرایط هیدرولوژیک و زمین‌شناسی تحت الارضی سفره بررسی شود. اگر آبخانه تحت تاثیر لایه مرزی تغذیه کننده و یا نفوذناپذیر است می‌بایست در تفسیر نتایج و یا انتخاب روش‌ها دقت لازم را نمود. این مسئله در مورد آبخانه‌های آزاد و تحت فشار ساحلی مجاور مصب‌ها و دریاها که سطح سفره تحت تاثیر جزر و مد است نیز صادق است به طوری که در این حالت می‌بایست داده‌های افت پمپاژ قبل از استفاده نسبت به تغییرات جزر و مدی اصلاح گردد. در این خصوص می‌توان به کارهای فریس (Ferris,**1959**) و دیگران مراجعه نمود. انتخاب محل آزمایش بسیار مهم است به طوری که باید نزدیک خطوط راه‌آهن یا جاده‌های اصلی نباشد زیرا حرکت آنها باعث نوسان قابل ملاحظه‌ای در سطح چاه‌های مشاهده‌ای می‌شود. به طورکلی قبل از مطالعه سیستم‌های بهره‌برداری عمودی چاه می‌بایست اطلاعات صحرایی و آزمایش پمپاژ تهیه شده باشد. این اطلاعات در شناسنامه چاه آب منطقه‌ای هر استان قابل دسترسی است. یکی از روش‌های اصلی تعیین ضرایب ثابت هیدرودینامیک آبخانه(K,S,T) آنالیز و تفسیر منحنی‌های مختلف است که برای تهیه و ترسیم آنها می‌بایست با توجه به روش مناسب، آزمایش پمپاژ مرتبط صورت گرفته و فاکتورهایی از قبیل دبی، افت، زمان و فاصله شبکه پیزومتری یا

چاه‌های مشاهده‌ای از چاه اصلی (پمپاژ) اندازه‌گیری شود. این اندازه گیری‌ها ممکن است در چاه اصلی یا مشاهده‌ای به صورت توام صورت بگیرد. آزمایش پمپاژ در رژیم متعادل به این معنی است که ابتدا یک دبی ثابت پمپاژ شده و هنگامی که تعادل موقت حاصل شد برداشت دبی، افت و سایر پارامترها انجام می‌گیرد. رژیم متعادل تنها در یک دوره زمانی کوتاه برقرار می‌شود و از نظر تئوری هیچگاه سیستم متعادل نمی‌شود. در رژیم متعادل تنها یک دبی وجود دارد. اما مدت مناسب برای پمپاژ حدود ۲ هفته است و حداقل باید ۷۲ ساعت طول بکشد تا مناطق دورتر آبخانه نیز خوب مطالعه شود زیرا در پمپاژهای کوتاه‌مدت(متعادل) ممکن است محدودیت‌های آبخانه به ویژه در مناطق دوردست شناسایی نشود. در خصوص حداقل مدت پمپاژ لازم، محدودیت‌های فنی دیگری نیز به ویژه در آبخانه‌های آزاد وجود دارد که در ادامه ارائه شده است. اگر امکان ثابت نگهداشتن دبی با پمپ‌های قوی و گازخور فراهم باشد می‌توان در رژیم نامتعادل برداشت‌ها را از چاه‌های پیزومتری با دبی ثابت ثبت نمود و از روش‌هایی چون تایس که در ادامه ذکر می‌شود جهت تحلیل و تعیین ضرایب آبخانه در رژیم متعادل یا غیرمتعادل استفاده نمود. اما در عمل ثابت نگه داشتن دبی به مدت طولانی (رژیم غیرمتعادل) ساده نیست. برای این منظور از روش‌های پلکانی (اغلب در سفره‌های محصور و نیمه‌محصور) استفاده می‌گردد. در روش پلکانی ابتدا یک دبی متناسب با شرایط هیدرولوژیک آبخانه تعیین می‌شود. در آبخانه‌های ریزدانه بهتر است دبی شروع کم باشد تا ذرات خاک منافذ توری چاه را کور نکند. در زمین‌های شنی برعکس است و می‌توان با دبی بیشتری شروع به پمپاژ نمود تا خلل و فرج آبخانه بزرگ‌تر شود. فرض کنیم ابتدا یک دبی مناسب با دور حداقل موتور مثلاً ۴۰ لیتر بر ثانیه پمپاژ شود. با گذشت زمان دبی کم می‌شود لذا برای ثابت نگهداشتن دبی نیاز است تا دور موتور مقداری زیاد شود. این عمل برای ثابت نگهداشتن دبی آنقدر ادامه می‌یابد که دور موتور به حداکثر خود می رسد(شکل۵-۱۴).



شکل۵-۱۴: مراحل پمپاژ پلکانی جهت دستیابی به دبی ثابت

وقتی دورموتور به حداکثر خود رسید نیاز است تا به طور ناگهانی دور موتور کاهش داده شود لذا دبی از ۴۰ ممکن است به ۲۵ یا ۲۰ کاهش یابد. پس از مدتی دبی از مقدار فرضاً ۲۰ نیز شروع به کاهش می‌یابد که می‌بایست به کمک دور

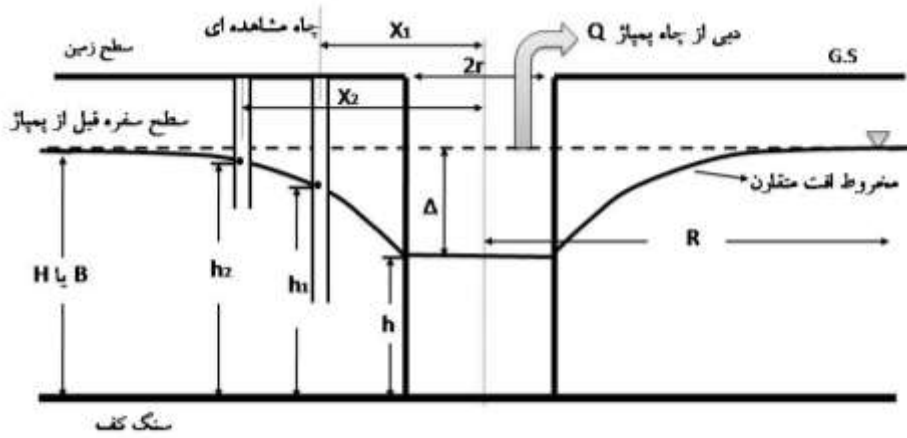
موتور مقدار آن ثابت نگداشته شود. بدیهی است پس از مدتی دوباره دور موتور به حداکثر خود می‌رسد. وقتی موتور به دور حداکثر خود رسید مجدداً کاهش ناگهانی دور موتور انجام می‌شود. بدیهی است دبی به مقدار کمتری از ۲۰ کاهش می‌یابد اما شدت این کاهش با گذشت زمان کم و کمتر می‌شود به طوری که در مرحله‌ای می‌توان به دبی ثابت دست یافت. توصیه شده است که حداقل ۳ پلکان تعادلی بوجوداید. به طوری که پله اول ۴۸ ساعت و دو پله دیگر هریک ۱۲ ساعت به درازا بکشند. اگر نتوان به این دبی ثابت به دلایل فنی دست پیدا نمود می‌بایست به جای افت از افت ویژه($\frac{\Delta}{Q}$) در روابط استفاده شود زیرا چندین دبی ثابت با افت‌های متناظر با دبی‌های ثابت به دست آمده است. برای رسم قسمت انتهایی اغلب منحنی‌های آزمایش پمپاژ بهتر است با دبی زیاد در زمان کوتاه، پمپاژ صورت بگیرد. همچنین برخی از منحنی‌ها باید از شکل خاصی تبعیت کنند. به عنوان مثال منحنی‌های دبی ویژه($\frac{Q}{\Delta}$) – افت(Δ) باید به صورت خط تقریباً مستقیمی باشند مگراینکه آزمایش به غلط انجام شده باشد و یا این‌که قانون دوپویی در آبخانه صادق نباشد. قطر چاه اصلی باید حداقل ۴۰ سانتی‌متر بوده و تمام قسمت لایه آبدار از توری پوشیده باشد. در این خصوص می‌بایست جای کافی برای نصب پمپ نسبت به دیواره وجود داشته باشد. قدرت و ظرفیت پمپ باید به اندازه‌ای باشد که افت کافی در چاه‌های مشاهده‌ای در فاصله مورد نظر را ایجاد نماید. چاه‌های مشاهده‌ای و پیزومترها باید بر روی شعاع‌های دایره‌ای قرار بگیرند و چاه اصلی مرکز آنها باشد. اگر امکان طراحی شبکه برداشت متراکم نباشد می‌توان از دو قطر عمود بر هم و یا حداقل یک قطر استفاده نمود. هرچند تحت شرایطی ممکن است از یک پیزومتر نیز در یک طرف چاه استفاده نمود. البته در مورد آبخانه‌های با سطح شیب‌دار حداقل ۲ چاه مشاهده‌ای در دو طرف چاه اصلی و در مسیر جریان لازم است. یکی از قطرهای پیزومتری در مسیر جریان و دیگری عمود به مسیر، طراحی و حفر می‌شوند. معمولاً ۳ چاه پیزومتری برای هر شعاع کافی است اما با توجه به قابلیت نفوذ آبخانه ممکن است فاصله و تعداد آنها تعیین شود. به طورکلی در آبخانه‌های سبک این فواصل بیشتر است زیرا گرادیان هیدرولیکی کمتر است. به طورکلی فاصله نخستین پیزومتر از چاه اصلی ممکن است بین ۲ تا ۵ متر، دومین سری ۱۰ تا ۲۰، سومین ۲۰ تا ۱۰۰ و چهارمین سری ۱۰۰ تا ۳۰۰ متر باشد. البته تعیین و بررسی شعاع عمل چاه نیز کمک شایانی در تعیین فواصل و تعداد پیزومترها می‌نماید. عمق و ساختمان پیزومترها ممکن است با توجه به وضعیت لایه‌بندی متفاوت باشد اما عمق چاه‌های اصلی بهتر است همیشه تا سنگ کف ادامه یابد(بند سازه چاه). برخی از دستورالعمل‌های آزمایش پمپاژ نیز مربوط به تکنیک خاص انتخابی است که هنگام معرفی روش مانند آزمایش بازگشت یا رجعت چاه در قسمت مربوطه ارائه می‌گردد.

- سیستم بهره‌برداری عمودی چاه–رژیم متعادل

هدف از آزمایشات پمپاژ تعیین ضرایب هیدرودینامیک آبخانه است که پس از تهیه آنها در محدوده هر چاه می‌توان نقشه‌های هم مقدار منطقه‌ای پارامتر مورد نظر را با توجه به مجموعه‌ای از اطلاعات نقطه‌ای در هر چاه پمپاژ ترسیم و از آن در مدیریت آبخانه و توسعه آب‌های زیرزمینی استفاده نمود. آزمایش پمپاژ در رژیم متعادل در زمان کوتاهی با یک دبی برداشت ثابت به دست می‌آید به طوری که بعد از مدتی پمپاژ ثابت، افت مخروط نامحسوس می‌شود که در این مرحله رژیم، متعادل فرض می‌شود. در رژیم متعادل پس از مدتی مقدار برداشت از سفره با مقدار دبی ورودی به داخل

چاه برابر می‌شود. این شرایط با توجه به خصوصیات آبخانه و مقدار پمپ تنها تا مدتی ادامه دارد. البته اگر در شرایط تعادل دبی پمپاژ افزایش داده شود دوباره مخروط به صورت محسوس شروع به توسعه و افت می‌نماید. به طورکلی مدت تعادل دائمی نیست. در واقع رژیم همیشه نامتعادل یا غیرماندگار است. به لحاظ هیدرولیکی تغییرات نسب به زمان وجود دارد($\frac{\partial F}{\partial t} \neq 0$). شرایط غیرماندگار به ویژه در برداشت‌های طولانی مدت وجود دارد اما اغلب جهت سادگی و با توجه به دقت و زمان در دسترس در صورتی که بهره‌برداری واقعی از آبخانه با پمپاژهای کوتاه‌مدت صورت می‌گیرد می‌توان ضرایب هیدرودینامیک را بر اساس رژیم متعادل پمپاژهای کوتاه‌مدت محاسبه نمود. در این شرایط سطح مخروط افت ثابت است لذا جهت محاسبه دبی خروجی از آبخانه کافی است حجم مخروط محاسبه شود(حالت سه بعدی) اما در رژیم نامتعادل بعد زمان نیز وارد محاسبات می‌گردد. به عنوان مثال اگر قرار است برنامه‌ریزی در مورد منطقه یا چاهی صورت بگیرد که در روز ۱۵ دقیقه روشن است و سپس ۱ ساعت خاموش می‌شود می‌توان رژیم آن را متعادل فرض نمود. در این خصوص عمدتاً از روابط تجربی دوپویی **(Dupuit,1863)** بهره گرفته می‌شود. دبی خروجی از چاه کامل با آبخانه آزاد و بدون جریان طبق شکل ۵-۱۵ از رابطه تجربی دوپویی به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$Q = 1.366K\frac{H^2 - h^2}{Log\frac{R}{r}} = \pi K\frac{H^2 - h^2}{\ln\frac{R}{r}} \qquad ۳۶\text{-}۵$$



شکل۵-۱۵: پمپاژ در رژیم متعادل چاه کامل و آبخانه آزاد

Q: دبی پمپاژ در شرایط تعادل

H: ضخامت لایه آبدار. به وسیله یک عمق سنج در چاه پمپاژ تعیین می‌شود.

h: عمق آب چاه پس از پمپاژ و در شرایط تعادل. ابتدا سطح آب داخل چاه پمپاژ قبل از پمپاژ توسط سطح سنج اندازه‌گیری می‌شود. سپس در شرایط تعادل و بعد از پمپاژ مجدداً عمق سطح آب سنجش می‌شود. اختلاف این دو عدد افت فشار(Δ) است. سپس مقدارh از $h = H - \Delta$ محاسبه می‌شود.

R: شعاع عمل چاه. که پس از پمپاژ می‌توان بر اساس چند حلقه چاه مشاهده‌ای یا منحنی افت- فاصله پیزومتر و یا از روش‌های تجربی آن را تعیین نمود. برخی از این روش‌ها در ادامه ارائه شده است.

r: شعاع چاه. در چاه‌های که گراول پک(بند سازه چاه) استفاده شده است شعاع موثر چاه($r_\circ$) در روابط دوپویی منظور می‌شود.

$$r_\circ = \frac{2r + s}{2} \qquad ۳۷-۵$$

r: شعاع چاه، s: ضخامت گراول پک(فیلتر شنی). البته پس از گذشت چند سال از عمر چاه شعاع موثر برابر شعاع لوله مشبک(بند سازه چاه) می‌شود.

K: هدایت هیدرولیکی

در رابطه بالا با توجه به دیمانسون ابعادی اگر واحد طول‌ها، متر و زمان، ثانیه باشد دبی مترمکعب بر ثانیه به دست می‌آید. در صورتی که چاه‌های مشاهده‌ای که اصولا باریک‌تر از چاه پمپاژ هستند و لازم نیست تا سنگ کف ادامه یابند، وجود نداشته باشد می‌توان از رابطه زیشارت R را بر حسب متر برآورد نمود:

$$R = 3000 \times \Delta\sqrt{K} \qquad ۳۸-۵$$

$$\Delta = H - h$$

Δ: افت فشار ناشی از پمپاژ (متر) و K بر حسب متر بر ثانیه. تحت شرایطی که تنها نیاز به برآوردهای اولیه باشد و همچنین امکان تهیه اطلاعات نباشد شعاع عمل چاه حدود ۲۰۰ متر فرض می‌شود. در این شرایط برای این‌که ۲ چاه در حریم یکدیگر نباشند باید حداقل ۴۰۰ متر از یکدیگر فاصله داشته باشند در غیر این صورت افت واقعی در اثر قرارگرفتن دو منحنی افت تشکیل می‌گردد که آبدهی هر دو چاه کاهش خواهد یافت. لذا آرایش و موقعیت چاه‌ها می‌تواند در مقدار برداشت مجاز و پایداری سیستم موثر باشد. تعیین دقیق‌تر شعاع تاثیر به کمک روش‌های پمپاژ امکان‌پذیر است.

گاهی ممکن است دبی چاهی غیرمجاز در آبخانه آزاد آنسوی حریم یک دیوار باغ مورد نظر باشد در این شرایط می بایست تعدادی یا حداقل یک چاه مشاهده‌ای (در آبخانه‌های تحت فشار پیزومتر) حفر شود. در صورتی که امکان حفر چاه مشاهده‌ای نیز وجود ندارد می‌توان از چاه‌های بهره‌برداری موجود استفاده نمود. فرمول تیم(Thiem) برای شرایط مذکور با توجه به شکل ۵-۱۵ در آبخانه‌های آزاد کاربرد دارد:

$$Q = \frac{1.366K(h_2^2 - h_1^2)}{\log(\frac{x_2}{x_1})} \qquad ۳۹-۵$$

h_2: ارتفاع آب بعد از پمپاژ در پیزومتر دوم(دورتر) و h_1: ارتفاع آب بعد از پمپاژ در پیزومتر اول(یا چاه پمپاژ)

x_2: فاصله h_2 تا محور چاه اصلی

x_1: فاصله h_1 تا محور چاه اصلی

گاهی ممکن است به دلیل وجود یک پیزومتر در اطراف چاه پمپاژ، چاه پمپاژ به عنوان پیزومتر ۱ و پیزومتر بیرونی به عنوان پیزومتر ۲ فرض شود. دراین حالت x_1 برابر شعاع چاه یا **r** است. به طورکلی اگر پیزومترهای اطراف چاه زیاد باشد می‌توان برای شرایط مختلف، آزمایش را بین پیزومترهای مختلف تکرار نمود. لذا امکان برآورد K در فواصل مختلف بین پیزومترها فراهم شده و دقت محاسبات بیشتر می‌شود. یکی از فرض‌های دوپویی این است که منحنی افت به سطح آب چاه اتصال می‌یابد لذا افت سیستم تنها مربوط به افت سازندها (Formation loss) است. اما آزمایشات بر روی مدل‌های فیزیکی چاه‌ها نشان داده که منحنی افت به اندازه ارتفاع h' بالاتر از سطح آب چاه قرار می‌گیرد که این ارتفاع به نام ارتفاع نشت ناشی از افت چاه (Well loss) مربوط می‌شود و مقدار آن توسط برگر تعیین شده است:

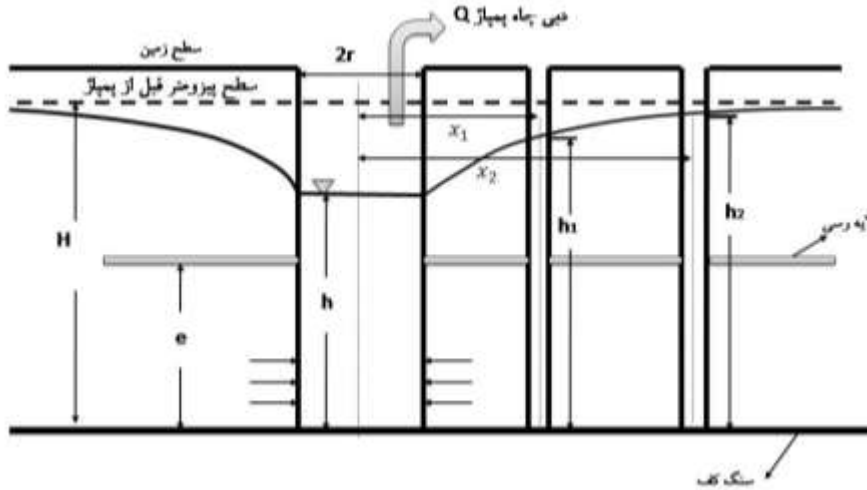
$$h' = 0.5\frac{(H-h)^2}{H} \qquad ۴۰-۵$$

برخی از دانشمندان پیشنهاد نموده‌اند که در فرمول دوپویی به جای **h** مقدار $h'+h$ قرار داده شود که البته این تصحیح در مورد آبخانه‌های تحت فشار و آزاد همانند مثال پیوست یا روش تحلیل افت-فاصله قابل محاسبه است.

دبی پمپاژ در شرایط ماندگار سفره‌های همگرای تحت فشار و با توجه به شکل ۵-۱۶ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$Q = 2.73Ke\frac{H-h}{\log\frac{R}{r}} \qquad ۴۱-۵$$

$$Q = 2.73Ke\frac{h_2-h_1}{\log\frac{x_2}{x_2}} \qquad ۴۲-۵$$



شکل۵-۱۶: مولفه‌های موثر در محاسبه دبی پمپاژ آبخانه تحت فشار با رژیم متعادل

در این حالت بسیاری از فرضیات دوپویی قابل چشم پوشی است از جمله این‌که بردار عمودی سرعت صفر و بردارهای افقی برابرند اما قابلیت فشردگی آب اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. همچنین تعیین **e** یا ضخامت سفره در آبخانه‌های تحت فشار و همچنین شرایط سنگ کف در آبخانه‌ها، عملیاتی بسیار دشوار است که اغلب به کمک مطالعات زیرسطحی و حفاری به صورت حدودی تعیین می‌شود.

➢ روابط دبی و افت چاه در آبخانه‌های آزاد-رژیم متعادل

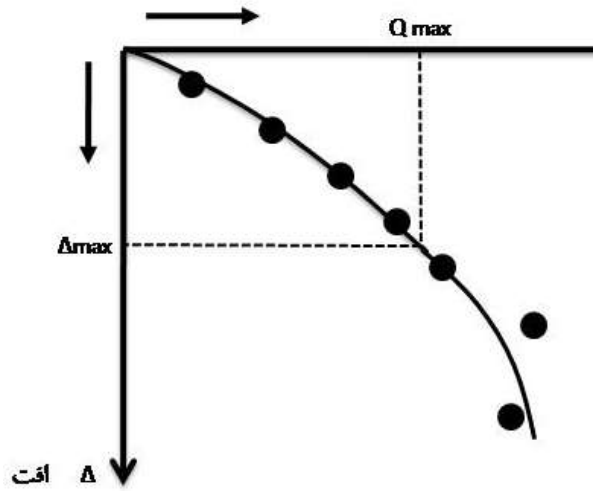
علاوه بر روابط مذکور که در تفسیر نتایج آزمایش پمپاژ کاربرد دارد ممکن است از روابط دبی-افت یا دبی –افت مخصوص و غیره جهت تحلیل و تعیین دبی‌های ماکزیمم مجاز فنی برداشت بهره جست:

۱-دبی-افت

اگر در رابطه دوپویی به جای $1.366K\frac{1}{\log\frac{R}{r}}$ مقدار ثابت **c** فرض شود و به جای افت H-h از رابطه $\Delta = H - h$ استفاده گردد رابطه دبی-افت یا منحنی مشخصه چاه به دست می‌آید:

$$Q = c\Delta(2H - \Delta) \qquad ۴۳-۵$$

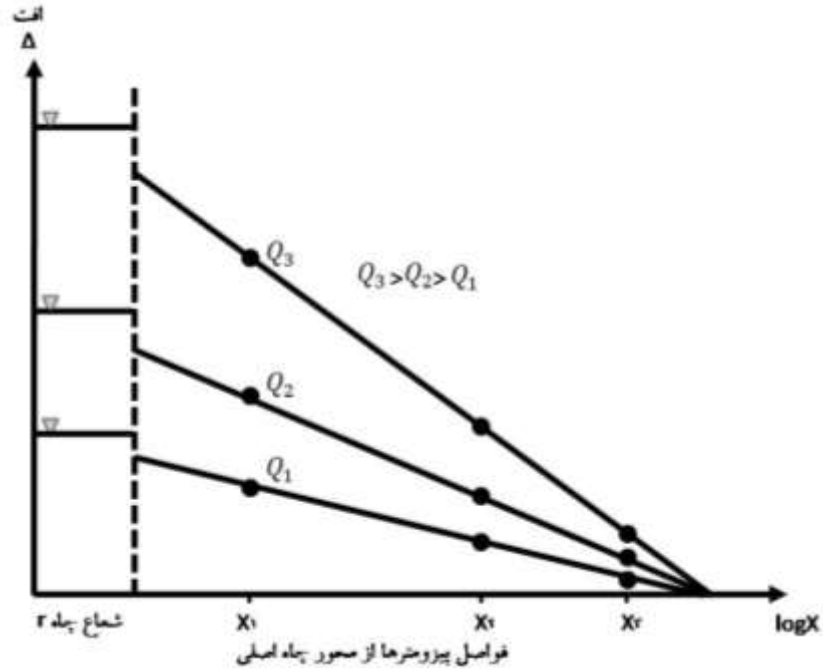
لذا مشخص است که دبی، تابع میزان افت و ضخامت سفره بوده به طوری که شعاع عمل و شعاع چاه اثر کمتری دارند. همچنین اگر میزان افت نیز ثابت باشد دبی تحت تاثیر **K** محاسبه می‌شود(شکل ۵-۱۷).



شکل۵-۱۷: منحنی مشخصه چاه در آبخانه آزاد و تعیین دبی ماکزیمم مجاز فنی بهره‌برداری چاه

جهت ترسیم منحنی مشخصه چاه ابتدا با توجه به بافت خاک و شرایط هیدرولوژیک، پمپاژ با یک دبی معین صورت می‌گیرد تا میزان افت متناظر با دبی معین، ثابت گردد. در این حالت رژیم ماندگار حاصل شده است. این فرآیند برای چند دبی دیگر نیز ادامه می‌یابد. همان‌طور که از شکل ۵-۱۷ نیز مشخص است منحنی بعد از دبی معینی ناگهان افت کرده و رابطه غیرخطی حاکم می‌شود زیرا آب از فاصله دورتری باید به چاه برسد و این باعث تخریب ساختمان چاه می‌گردد. لذا کمی قبل از این نقطه (نقطه بحرانی) را می‌توان به عنوان دبی حداکثر مجاز فنی چاه یا دبی ماکزیمم تجربی لحاظ نمود. جهت تعیین دبی بهره‌برداری مجاز آبخانه نیاز به پارامترهای دیگری نیز است که در بند مدیریت آبخانه ارائه شده است. دبی ماکزیمم فنی چاه تابعی از ساختمان آبخانه و شرایط هیدرولوژیک آن است. همچنین سایر روش‌های تعیین دبی ماکزیمم فنی برداشت در ادامه ارائه شده است. منحنی مشخصه سفره کاربردهای متنوع دیگری به جز تعیین مشخصات پمپ دارد. اگر منحنی‌های مشخصه چاه برای چندین

پیزومتر روی یک شعاع ترسیم شود با بررسی یکنواختی یا عدم یکنواختی آنها با یکدیگر می‌توان اظهار نظر نمود آیا تشکیلات آبخانه همگن و تک گاشت هستند یا خیر. همچنین مانند شکل ۵-۱۸ اگر لگاریتم فاصله چاه‌های مشاهده‌ای از محور چاه اصلی روی محور افقی در مقابل افت متناظر با دبی‌های معین ترسیم شود امکان بررسی ناحیه نشت چاه فراهم می‌شود. باید توجه نمود دبی‌های استفاده شده برای ترسیم این منحنی‌ها باید کمتر از دبی بحرانی باشد و چاه‌های مشاهده‌ای نزدیک چاه اصلی انتخاب شوند. اگر افت چاه اصلی نیز به صورت خطی افقی و عمود به محور عمودی برای دبی‌های متناظر ترسیم شود با امتداد خطوط افت پیزومترها تا محل خطوط افقی افت چاه اصلی، مشاهده می‌شود هرچه مقدار افت بیشتر می‌شود ارتفاع ناحیه نشت نیز بیشتر می‌گردد. در این خصوص تحقیقات نشان داده است که با افزایش افت در آبخانه‌های آزاد ارتفاع ناحیه نشت بیشتر می‌شود. همچنین با امتداد خطوط افت-فاصله پیزومترها امکان برآورد شعاع عمل چاه فراهم می‌شود.

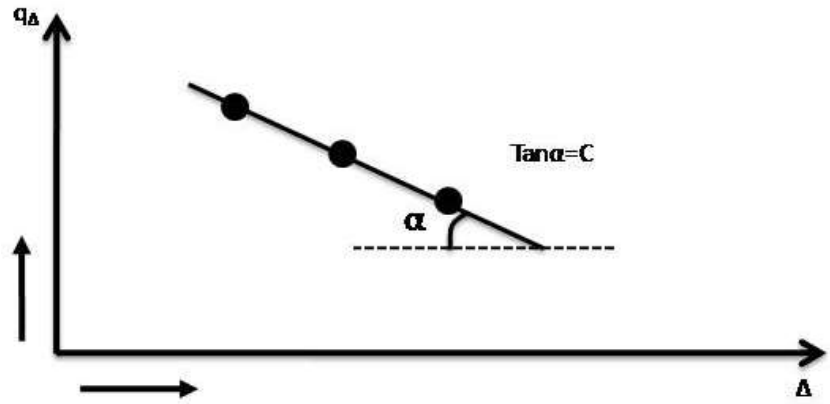


شکل۵-۱۸: بررسی ناحیه نشت و شعاع تاثیر چاه به کمک منحنی‌های افت-فاصله پیزومتر

۲-دبی مخصوص-افت

بعد از این‌که افت برای دبی معینی ثابت شد می‌توان دبی را بر افت متناظر تقسیم کرد و دبی ویژه را در مقابل افت متناظر ترسیم نمود(شکل۵-۱۹). می‌بایست توجه داشت که از افت هر دبی در ترسیم و تعیین دبی مخصوص استفاده می‌شود. لذا دبی مخصوص میزان دبی به ازای یک متر(یا واحد) افت است که از رابطه زیر نیز مشخص است:

$$q_\Delta = c(2H - \Delta) \qquad ۴۴-۵$$



شکل۵-۱۹: رابطه دبی مخصوص با افت در سفره‌های آزاد

لذا با افزایش افت، از دبی مخصوص کاسته می‌گردد زیرا آب از مسیر دورتری وارد چاه می‌شود. اگر مقادیر دبی ویژه در مقابل افت ترسیم شود همیشه خط راستی به دست می‌آید لذا می‌توان این خط را با دو نقطه نیز ترسیم نمود اما بهتر است با حداقل ۳ تا ۴ نقطه ترسیم شود. مقدار زاویه α با نقاله اندازه‌گیری می‌شود. **c** برابر ضریب زاویه خط است که با توجه به ثابت ماندن شیب خط و معلوم بودن شعاع عمل و شعاع چاه امکان تعیین هدایت هیدرولیکی نیز فراهم می‌شود.

۳-دبی‌های ماکزیمم چاه در آبخانه‌های آزاد

از نظر تئوری و با توجه به روابط دوپویی وقتی که **h=0** باشد رابطه زیر برقرار می‌شود:

$$Q_{\max} = cH^2 \qquad ۴۵-۵$$

اگر در رابطه دوپویی اصلاح نشت صورت بگیرد و **h=0** باشد ارتفاع نشت برابر $h' = 0.5H$ می‌شود که رابطه دوپویی برای محاسبه دبی ماکزیمم با اصلاح نشت به دست می‌آید:

$$Q_{\max} = 1.366K \frac{3H^2}{4\log(\frac{R}{r})} \qquad ۴۶-۵$$

دبی رابطه بالا دبی ماکزیمم تئوری آبدهی چاه است اما چون در این حالت بردارهای سرعت و گرادیان هیدرولیکی بسیار بزرگ می‌شوند سرعت بحرانی بوده و پدیده کاویتاسیون اتفاق می‌افتد که باعث حرکت ذرات و کنده شدن ساختمان اطراف آبخانه و ورود ذرات خاک به چاه و مسدود شدن منافذ توری می‌گردد. نتیجه این پدیده باعث می‌شود لوله چاه‌های تجهیز شده تا ۲۰ سانتی‌متری بالاتر از سطح زمین به دلیل نشست زمین نمایان شوند(پدید سبز شدن چاه). لذا دبی ماکزیمم تئوری، مناسب دبی بهره‌برداری نیست. هرچند از پدیده کاویتاسیون برای بهبود آبدهی چاه و توسعه آن در شرایط معینی ممکن است استفاده گردد. یکی از روش‌های مفید جهت تعیین دبی مناسب فنی ماکزیمم چاه استفاده از منحنی مشخصه چاه است که پیش از این اشاره شد. روش دیگر استفاده از رابطه تجربی زیر است:

$$\Delta_{\max} \le \frac{3}{4} H \qquad ۴۷-۵$$

مثال: اگر ضخامت سفره آزاد ۲۰ متر باشد و با فرض مشخص بودن **c** آبخانه دبی ماکزیمم تجربی را مشخص نمایید؟

حداکثر افت مجاز برابر ۱۵ متر است لذا از رابطه $Q = c\Delta(2H - \Delta)$ جواب مسئله تعیین می‌گردد. در این شرایط موقعیت پمپ نیز مشخص می‌شود و لذا نیاز نیست پمپ آب در کف چاه نصب شده که در طول شافت نیز صرفه‌جویی شده است.

در این خصوص روشهای دیگری نیز وجود دارد که از روی شیب بحرانی و سرعت بحرانی می‌توان دبی ماکزیمم مجاز برداشت از چاه را تعیین نمود. علاوه براین مطالعات نشان داده است که بین دبی مخصوص و درصد فیلتر لایه آبدار نیز رابطه‌ای با توجه به نسبت ضخامت لایه آبدار به شعاع چاه وجود دارد به طوری که بر اساس آن، درصد حداکثر ظرفیت مخصوص قابل برداشت تعیین می‌شود. لذا در تفسیر نتایج آزمایش پمپاژ به واسطه برخی از روش‌ها و روابط ممکن است نیاز باشد تا به خصوصیات تجهیز ساختمان چاه شامل اسکرین‌های نصب شده و غیره توجه شود(بند حفر چاه)

-روابط دبی و افت چاه در آبخانه‌های تحت فشار با افت کم تا زیاد

در آبخانه‌های تحت فشار دو گروه کلی از روابط دبی-افت وجود دارد زیرا رژیم جریان در سفره‌های تحت فشار به میزان افت بستگی دارد. گروه اول مربوط به افت‌های کم و دیگری افت‌های زیاد است که این گروه نیز دارای چندین تکنیک است.

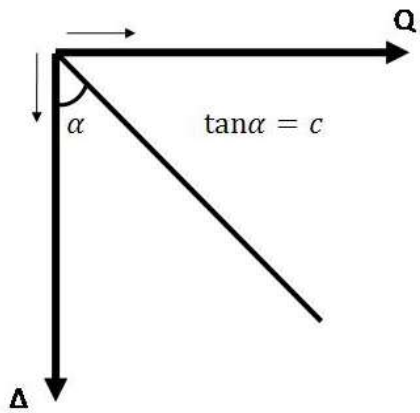
گروه اول: (افت‌های کم). افت کم بر اساس رابطه شرطی و تجربی زیر تعیین می‌شود:

$$\Delta \prec \frac{1}{4}(H - e) \qquad ۴۸-۵$$

در این شرایط می‌توان دبی را تابعی خطی از افت فرض نمود و با توجه به رابطه دوپویی و مقدار ثابت c روابط زیر را به دست آورد:

$$c = 2.73Ke\frac{1}{\log\frac{R}{r}} \qquad ۴۹-۵$$

$$Q = c\Delta \qquad ۵۰-۵$$



شکل۵-۲۰: منحنی مشخصه چاه در آبخانه‌های تحت فشار با افت کم

همان‌طور که از شکل ۵-۲۰ مشخص است رابطه دبی-افت در این حالت خطی بوده و دبی مخصوص نیز برابر **c** خواهد شد که آن را ظرفیت مخصوص می‌نامند.

گروه دوم(افت‌های زیاد). هنگامی که افت بیش از $\frac{1}{4}(H-e)$ باشد دیگر تغییرات دبی با افت متناسب نیست دراین حالت افت فشار به دلیل افزایش مقاومت لایه آبدار ایجاد می‌گردد. بر اساس مطالعات ژاکوب رابطه دبی-افت را در این شرایط می توان به صورت سهمی درجه دوم در نظر گرفت اما بر اساس مطالعات گوسلن درجه رابطه دبی-افت آزاد بوده و بین ۰٫۵ تا یک تغییر می‌کند:

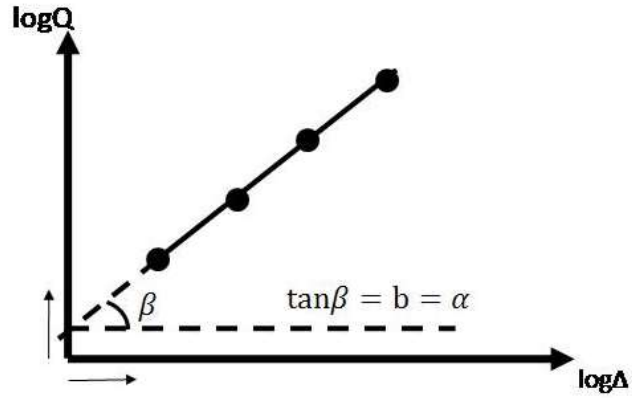
$$Q = c\Delta^{\alpha} \qquad ۵۱\text{-}۵$$

اگر از رابطه مذکور لگاریتم گرفته شود:

$$\log Q = \log c + \alpha \log \Delta \qquad ۵۲\text{-}۵$$

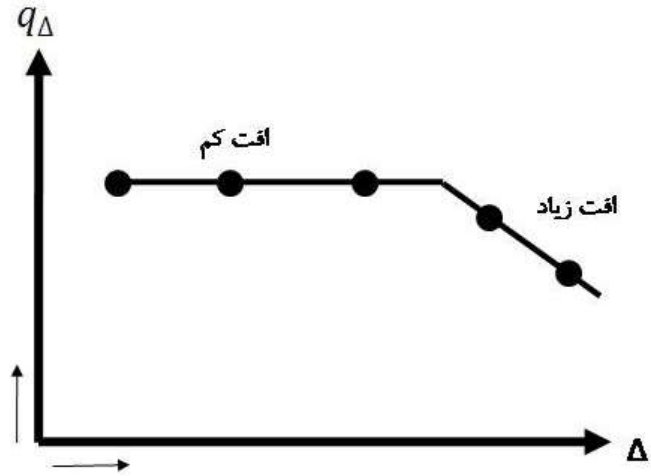
$$y = a + bx \qquad ۵۳\text{-}۵$$

اگر در این رابطه y برابر $\log Q$، a برابر $\log c$ ، b برابر α و x برابر $\log \Delta$ باشد، در صورتی که کاغذ حسابی در دسترس است ابتدا از عدد افت و دبی، لگاریتم گرفته و سپس مقادیر متناظر دبی-افت ترسیم می‌شود. اگر کاغذ تمام لگاریتمی داریم نیازی به گرفتن لگاریتم اعداد نیست و می‌بایست خود اعداد مستقیم روی محورهای لگاریتم قرار گیرد (شکل ۵-۲۱).



شکل۵-۲۱: منحنی مشخصه دبی-افت در آبخانه‌های تحت فشار

به طور تجربی حداکثر دبی فنی چاه در سفره‌های تحت فشار می‌بایست طوری باشد که سطح آب یا پیزومتری در چاه پس از افت همیشه بالاتر از لایه نفوذناپذیر اول آبخانه باشد. علاوه بر این دبی حداکثر مجاز فنی چاه ممکن است بر اساس منحنی مشخصه دبی-افت همانند آبخانه آزاد مشخص شود. ابتدای منحنی دبی مخصوص-افت در سفره‌های تحت فشار با افت کم، خطی موازی محور افقی بوده که با افزایش افت به سمت محور افقی متمایل می‌شود(شکل۵-۲۲). همچنین جهت محاسبه دبی ماکزیمم مجاز یا دبی بحرانی(متناظر با افت ماکزیمم مجاز) آبخانه‌های تحت فشار می‌توان از شیب هیدرولیکی بحرانی با دقت بالاتری نیز بهره جست.



شکل۵-۲۲: افت و دبی مخصوص در سفره‌های تحت فشار

عمده روابط ارائه شده تا به اینجا برای چاه‌های کامل بدون جریان یا بدون شیب سطح سفره بود. هرچند روابط دوپویی در آبخانه‌های با سنگ کف کمی شیبدار نیز با درصد خطای قابل قبول، با احتیاط استفاده می‌شود.

- چاه‌های با جریان و سطح شیبدار آب

عمده آبخانه‌ها قبل از پمپاژ دارای جریان یکنواخت قابل توجهی به واسطه شیب هیدرولیکی سطح آب یا شیب سنگ کف هستند. در این حالت وقتی پمپاژ صورت می‌گیرد مخروط افت نامتقارن تشکیل می‌گردد و به جای آنکه قاعده مخروط دایره شکل باشد کشیده و نامتقارن است به طوری که قسمت واقع در بالادست چاه وسیع‌تر از ناحیه پایین دست خواهد بود. لذا رشته‌های مایع در پایین دست چاه بسته به قدرت پمپاژ و افت، در فاصله‌ای از بدنه چاه تشکیل منطقه‌ای به نام نقطه توقف جریان را می‌دهند که این منطقه حد پایینی تغذیه چاه را تشکیل می‌دهد. بر اساس مطالعه شکل خطوط جریان در سفره‌های شیبدار مشاهده شده است که عرض تغذیه کننده چاه در سراب برابر رابطه زیر است:

$$F = 2\pi R_\circ = \frac{Q}{H.K.I} \qquad ۵۴\text{-}۵$$

$R_\circ$: فاصله نقطه توقف تا چاه اصلی که این نقطه در پایین دست چاه حدفاصل بین منطقه تغذیه و منطقه بی‌تاثیر در تغذیه است. دبی در این حالت از رابطه گرادیان ونزل محاسبه می‌شود:

$$Q = \frac{\pi K x}{2}(h + h')(i + i') \qquad ۵۵\text{-}۵$$

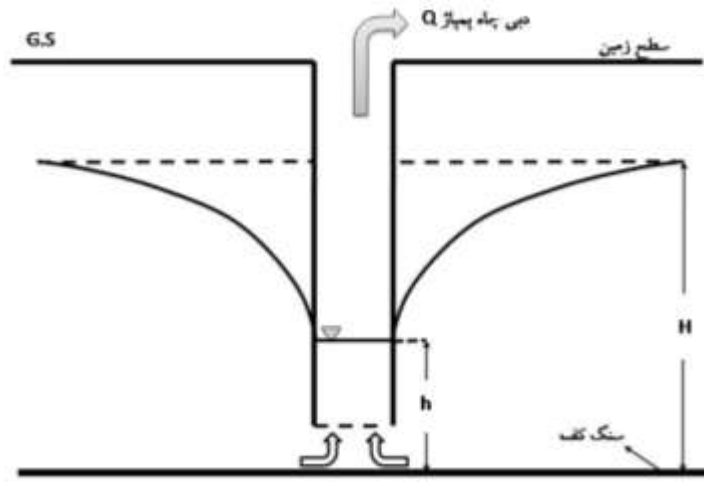
در این خصوص می‌بایست ارتفاع آب h,h' و شیب هیدرولیکی i,i' دو چاه پیزومتری قرینه به فاصله **x** از چاه اصلی و در مسیر جریان را قرائت نمود. در آبخانه‌های تحت فشار به جای $h+h'$ مقدار **2e** جایگزین می‌شود. با توجه به معلوم بودن دبی و سایر پارامترها می‌توان ضریب قابلیت نفوذ را تعیین نمود.

- چاه‌های ناقص

چاه‌های ناقص چاه‌های هستند که انتهای چاه بالاتر از لایه غیرقابل نفوذ قرار دارد(شکل۵-۲۳). جهت انتخاب رابطه مناسب و حل مسائل آزمایش پمپاژ ماندگار در اینگونه چاه‌ها علاوه بر درنظرگرفتن موارد اشاره شده در بندهای پیش به

موارد زیر نیز می‌بایست توجه شود. اول این‌که در چاه ناقص ممکن است آب تنها از ته چاه وارد شده و جدار آن غیر قابل نفوذ باشد.د ر این شرایط دبی از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$Q = 4Kr(H - h) \qquad ۵۶-۵$$



شکل۵-۲۳: چاه ناقص که آب فقط از ته چاه وارد می‌شود

سایر موارد متعدد هستند به عنوان نمونه ممکن است فقط قسمتی از جداره چاه نفوذپذیر باشد و یا ته چاه و بدنه هر دو نفوذپذیر باشند. همچنین فاصله میزان نسبی ته چاه از کف بویژه وقتی تنها از بدنه نفوذپذیر باشد اهمیت داشته و روابط هر یک برای آبخانه‌های آزاد و تحت فشار متفاوت است. اطلاعات مذکور به همراه سایر مشخصات چاه همچون ساعت کارکرد، دبی، ضرایب دینامیک و غیره در شناسنامه چاه ثبت می‌شود.

- سیستم بهره‌برداری عمودی چاه-رژیم غیرمتعادل و تحت فشار- غیرنشتی

روابط ارائه شده تا قبل از این بند مربوط به رژیم‌های ماندگار بود. در رژیم متعادل به ازای دبی‌های ثابت، افت تقریباً ثابت است. در رژیم نامتعادل با ثابت نگهداشتن دبی، افت تغییر می‌کند. به عنوان مثال در رژیم غیرماندگار اگر با دبی ثابت ۵۰ لیتر بر ثانیه پمپاژ صورت بگیرد مخروط افت به طور دائم توسعه می‌یابد. لذا حجم مخروط با زمان تغییر می‌کند و معادلات ۴ بعدی می‌شوند. به طورکلی رژیم متعادل در طبیعت وجود ندارد و قبول این فرض در پمپاژهای کوتاه‌مدت برای ساده کردن مسئله است. بنابراین هر سیستمی را می‌توان نامتعادل در نظر گرفت. به طورکلی ایجاد تعادل دینامیکی در زمانی محدود امکان‌پذیر نیست. هیدرولوژیست‌هایی مانند چاو، کوپر-ژاکوپ و تایس مهم‌ترین روابط آنالیز پمپاژ آبخانه‌های تحت فشار غیر نشتی- غیردائم را ارائه کرده‌اند.

فرضیات روابط تایس:

-آبخانه با گسترش نامحدود، همگن و همروند بوده و لذا T نیز ثابت است.

-برداشت فقط از ذخیره سیستم صورت گیرد.

-چاه کامل بوده و قطر آن بسیار کوچک است.

تایس(Theis,**1935**) از طریق مقایسه جریان آب زیرزمینی با هدایت گرما، معادله دیفرانسیلی جریان غیر دائمی را حل نمود و معادله خود را ارائه کرد. این رابطه در عمده شرایط کاری با دبی پمپاژ ثابت یا متغیر در آبخانه‌های تحت فشار بدون نشت (ضریب نشت هانتوش صفر است) کاربرد دارد. همچنین روش تایس و کوپر-ژاکوپ می‌تواند در آبخانه‌های آزاد نیز به شرط ارضای برخی شرایط که در ادامه ارائه شده، استفاده گردد. با این وجود ممکن است در شرایط خاص و یا مطالعات تحقیقاتی که نیاز به دقت و حساسیت بیشتری است از سایر روابط همچون روابط Chow,Hantush,Walton و غیره برای آبخانه‌های نشتی، سطح شیب‌دار و غیره استفاده کرد.

- روش کامل تایس

فرمول تایس دو قسمتی است و به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$\Delta = \frac{Q}{4\pi T}\int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u}du \qquad ۵۷-۵$$

اگر در رابطه بالا مقدار معادل انتگرال یعنی تابع چاه $w(u)$ قرار گیرد:

$$w(u) = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2\cdot 2!} + \frac{u^3}{3\cdot 3!}... \qquad ۵۸-۵$$

روابط دو قسمتی کامل تایس به شکل زیر به دست می‌آید:

$$\Delta = \frac{Q\,w(u)}{4\pi T},\quad u = \frac{x^2 S}{4Tt} \qquad ۵۹-۵$$

پارامترهای جدید روابط مذکور:

$w(u)$: تابع چاه که در روش مقایسه با منحنی استاندارد از روی گراف تعیین می‌گردد.

u: عامل چاه که تابعی بدون بعد بوده و مانند تابع چاه از روی گراف تعیین می‌گردد

x: فاصله چاه یا چاه‌های پیزومتری از چاه اصلی است. اگر چاه پیزومتری همان چاه پمپاژ(چاه اصلی) باشد برابر شعاع چاه فرض می‌شود.

t: زمان از آغاز پمپاژ

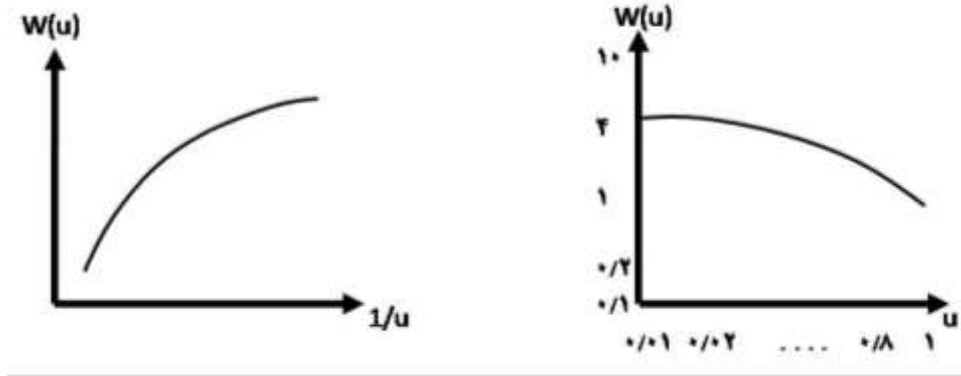
اگر در روابط بالا افت بر حسب متر باشد تمام بعدهای طول، متر می‌شوند. بهتر است ابتدا واحد ابعاد زمان و افت مشخص شود.

- مراحل حل کامل معادله تایس

حل مستقیم روابط تایز امکان‌پذیر نیست. اما تعیین نتایج از روش مقایسه با منحنی استاندارد با دقت مناسب امکان‌پذیر است. قبل از هر اقدامی می‌بایست اطلاعات مورد نیاز شامل عملیات آزمایش پمپاژ صورت بگیرد(بند آزمایش پمپاژ). گاهی ممکن است دبی پمپاژ ثابت فرض شود و تنها با یک دبی ثابت برداشت در رژیم متعادل صورت گیرد که عمده روش‌های تحلیل این شرایط در بند رژیم‌های متعادل ارائه شد. معادلات تایز چند منظوره هستند به طوری که می‌تواند با یک دبی ثابت و یا چندین دبی ثابت نیز در رژیم نامتعادل استفاده شوند.

یک دبی ثابت

ابتدا می‌بایست به کمک اطلاعات جدول ونزل و کاغذ لگاریتمی، منحنی استاندارد تایز تهیه شود. البته این منحنی به صورت آماده نیز وجود دارد. به عنوان نمونه ممکن است از منحنی استاندارد تایز تهیه شده توسط یونسکو استفاده شود. اطلاعات جدول ونزل شامل مقادیر تابع چاه $w(u)$ و عامل چاه ($\mathbf{u}$) هستند که به صورت شکل ۵-۲۴ ترسیم می‌شوند.



ب *الف*

شکل۵-۲۴: شماتیک منحنی‌های استاندارد تایس، الف-منحنی تیپ، ب-منحنی تیپ معکوس

پس از رسم منحنی استاندارد تایز می‌بایست منحنی آزمایش(Experimental) روی همان کاغذ استاندارد اما به صورت جدا ترسیم شود. جهت ترسیم این منحنی نیاز به اطلاعات آزمایش پمپاژ است. اگر منحنی استاندارد نوع الف استفاده شود می‌بایست از اطلاعات $\frac{x^2}{t}$ روی محور افقی و افت Δ روی محور عمودی کاغذ لگاریتمی جهت ترسیم منحنی آزمایش(منحنی تجربی) استفاده شود. بر عکس اگر از منحنی استاندارد نوع ب استفاده شده است می‌بایست به جای $\frac{x^2}{t}$ از عکس آن $\frac{t}{x^2}$ روی محور افقی استفاده نمود تا روند دو منحنی یکسان گردد. جهت روشن شدن موضوع فرض کنید از چاه اصلی پمپاژ با دبی ثابت صورت می‌گیرد و چندین پیزومتر نیز در سطح آبخانه وجود دارد. در این شرایط ممکن است یک نفر با کرنومتر از چاه پمپاژ شروع به برداشت اطلاعات زمان، فاصله و افت نماید. پس از آن می‌تواند به پیزومتر اول رفته، سپس به پیزومتر دوم و باز به چاه اصلی نیز بازگردد و این مراحل را بدون محدودیت تقدم یا تاخر و تعداد، تکرار نماید. همچنین ممکن است برداشت از تمام پیزومترها به طور هم‌زمان با فواصل معینی توسط چند نفر انجام گیرد. بدیهی است هرچه نقاط بیشتری برداشت شود امکان ترسیم بهتر منحنی تجربی فراهم می‌شود. بهتر است دو منحنی استاندارد و تجربی روی کاغذ شفاف ترسیم شوند. زیرا در این مرحله می‌بایست دو منحنی را که بسیار به یکدیگر شباهت نیز دارند مقایسه نمود. هدف این است که درحالیکه محورهای متناظر مختصات دو گراف با یکدیگر موازی هستند بهترین تطابق دو منحنی در طولی از آنها هرچند کم و در حد ۱ یا ۲ سانتی‌متر تعیین شود. لذا قسمتی از منحنی که شیب تندتری دارد ممکن است رها شود و قسمت‌های مستقیم منحنی بررسی گردد. پس از انطباق بخشی از طول دو منحنی کافی است یک نقطه مشترک (Match point) نیز روی آنها تعیین و علامت گذاری شود. بهتر است این نقطه، حداقل

برای کاغذ رویی که فرقی هم نمی‌کند کدام باشد، روی خطوط موازی گام‌های کاغذ انتخاب شود تا دقت خواندن اعداد محورها حداقل برای دو نقطه با اطمینان بیشتری صورت بگیرد. در این حالت ۴ عدد به دست می‌آید که دو تا از این اعداد مربوط به کاغذ استاندارد($w(u)$ و u) و دو عدد دیگر مربوط به کاغذ آزمایش($\frac{x^2}{t}$ و Δ) هستند. اگر این روش بارها تکرار شود چهار عدد متفاوت ممکن است به دست بیاید که اشکالی ندارد اما جواب‌های نهایی باید یکسان باشد. همان‌طور که پیش از این نیز ذکر شد واحد فاکتورها باید متناسب و هم بعد انتخاب شده باشند. در این مرحله مقدار T با توجه به مشخص بودن دبی ثابت پمپاژ، تابع چاه و افت از رابطه اول تایز محاسبه می‌شود. سپس با توجه به مقدار u (عامل چاه)، مقدار T و $\frac{x^2}{t}$ مقدار ضریب ذخیره **S** آبخانه نیز از رابطه دوم تایز تعیین می‌شود. لازم به ذکر است ترسیم منحنی‌های مذکور با توجه به وجود نرم افزار(Aquifer test) دیگر ضرورتی ندارد. اگر این فرایند برای تمام چاه‌های پمپاژ محدوده‌ای از آبخانه انجام شود امکان تهیه نقشه‌های هم مقدار ضرایب مورد نظر به کمک توابع زمین آمار موجود در نرم افزارهای GIS,RS و یا مدل‌های آب زیرزمینی فراهم می‌شود.

چندین دبی ثابت

همان‌طور که در بند آزمایش پمپاژ نیز ذکر شد به دلایل مختلف ممکن است امکان حفظ یک دبی ثابت برای مدت زمان طولانی فراهم نباشد. در این شرایط ممکن است استفاده از روش‌های پلکانی ناگزیر باشد. لذا ممکن است بیش از یک دبی ثابت و برداشت‌های متناظر با آن تهیه شود. در این شرایط کافی است به جای استفاده از افت Δ در ترسیم منحنی آزمایشی و رابطه اول تایز از افت مخصوص یا افت ویژه ($\frac{\Delta}{Q}$) در ترسیم منحنی و رابطه تایز استفاده شود. بقیه مراحل مشابه روش بالا برای یک دبی ثابت است با این تفاوت که رابطه اول تایز نیز به صورت زیر استفاده می‌شود اما رابطه دوم تایز تغییری نمی‌کند.

$$\frac{\Delta}{Q}=\frac{w(u)}{4\pi T},\ u=\frac{x^2S}{4Tt} \qquad ۶۰-۵$$

- سیستم بهره‌برداری عمودی چاه-رژیم غیرمتعادل و آبخانه آزاد- غیرنشتی

روش حل کامل تایس که برای آبخانه‌های تحت فشار در بند پیش ارائه شد ممکن است از روش‌های ساده‌تر نیز حل شود. برای این منظور می‌بایست ابتدا فرضیات کوپر-ژاکوپ $t \geq \frac{5x^2S}{T}$ برقرار باشد. در این شرایط زمان پمپاژ باید حداقل برابر t باشد. در این حالت مقدار عامل چاه(u) کمتر از ۰٫۰۵ بوده (برخی مراجع مقدار ۰٫۰۱ را پیشنهاد کرده اند) و می‌توان از روش‌های ساده‌تری چون روش غیرنشتی چاو و یا روش آنالیز کوپر-ژاکوپ نیز که ترم‌های سوم به بعد عامل چاه را نادیده گرفته‌اند استفاده نمود. در این روش‌ها ضرائب لازم به کمک رسم منحنی‌های نیمه‌لگاریتمی افت-زمان، افت-فاصله پیزومتر و افت- t/x^2 محاسبه و سپس ضرائب K,S,T آبخانه تعیین می‌شود. این روش‌ها وقتی شرایط زیر صادق باشد می‌توانند در آبخانه‌های آزاد با لحاظ اصلاحات زیر استفاده شوند:

۱-با توجه به این‌که مولفه عمودی جریان نزدیک چاه در آبخانه‌های آزاد با جریان غیردائم نسبت به جریان افقی بیشتر است، اعتبار فرضیات دوپوئی-فورشهایمر مردود می‌گردد. اگر نسبت افت به ضخامت لایه آبدار ناچیز باشد می‌شود از روش‌ها حل تایس در اینجا استفاده نمود. اگر عمق سطح ایستایی در چاه بیش از ۰٫۵ برابر ضخامت اشباع b باشد، آقای بولتون (Boulton) راه حل مجزایی ارائه کرده است. در غیر این صورت می‌توان شرط زیر را رعایت نمود تا از نظر اثر عمودی بودن جریان در نزدیک چاه استفاده از روش‌های حل رابطه تایس در آبخانه‌های آزاد امکان‌پذیر شود. طبق نظر هانتوش (Hantush) اگر زمان پمپاژ بیشتر از مقدار رابطه زیر باشد اثر عمودی بودن جریان در نزدیک چاه قابل صرف نظر کردن است. نزدیک چاه شامل محدوده‌ای حدود ۰٫۲ ضخامت آکیفر است(S_y و K به ترتیب آبدهی مخصوص و هدایت هیدرولیکی):

$$t > 5b\frac{S_y}{K} \qquad ۶۱-۵$$

۲-مسئله دیگر مربوط به تخلیه شدن آکیفر از آب در آبخانه‌های آزاد است. در این صورت اگر مقدار افت Δ کمتر از ۲۵ درصد ضخامت اولیه لایه اشباع b باشد می‌توان با اصلاح داده‌های افت به دست آمده از آزمایش پمپاژ، روش‌های حل تایس را در آبخانه‌های آزاد نیز استفاده نمود. داده‌های افت اصلاح شده (Δ'):

$$\Delta' = \Delta - \frac{\Delta^2}{2b} \qquad ۶۲-۵$$

۳-مسئله دیگر مربوط به زمان خروج آب از بدنه آبخان به چاه در اثر افت و شیب هیدرولیکی است. در واقع زهکشی در آبخانه‌های آزاد، ثقلی بوده و کمتر تحت تاثیر تراکم آب و مواد آکیفر است. این موضوع باعث تاخیر آبدهی نسبت به افت آب در چاه پمپاژ می‌گردد. در این خصوص استالمن (Stallman) رابطه زمان تخلیه آکیفر آزاد را که باید زمان پمپاژ بیش از آن باشد ارائه کرده است:

$$t = 10S_y\frac{\overline{\Delta}}{K} \qquad ۶۳-۵$$

$\overline{\Delta}$ مقدار افت اصلاح شده در انتهای زمان پمپاژ. اگر چندین چاه مشاهده‌ای وجود دارد می‌توان مقدار افت معادل را در انتهای پمپاژ در نقطه‌ای که فاصله آن تا چاه پمپاژ برابر متوسط فاصله چاه‌های مشاهده‌ای باشد قرار داد.

محاسبه ضرائب هیدرودینامیک آبخانه آزاد-غیردائم پس از ارضای شرایط مذکور مشابه محاسبه روش‌های حل تایس در حالت تحت فشار است با این تفاوت که ضریب ذخیره (آبدهی مخصوص) نیز می‌بایست اصلاح شود. مثال زیر موضوع را روشن می‌کند.

مثال: فرض کنید داده‌های پمپاژ چاه کامل یک آبخانه آزاد غیرنشتی شامل زمان(min): **20,50,.....2000** و افت متناظر (ft): **1.52,1.78.....4.91** باشد. دبی پمپاژ و ضخامت اشباع به ترتیب ۰٫۸ فوت مکعب بر ثانیه و ۵۰ فوت است. فاصله چاه مشاهده‌ای از چاه اصلی نیز ۳۰ فوت فرض شود. ضرائب هیدرودینامیک را از روش کوپر-ژاکوپ که حل ساده شده تایس است محاسبه کنید؟

با توجه به این‌که مقدار افت کمتر از ۱۲٫۵ فوت است ابتدا داده‌های افت اصلا ح می‌شود:

زمان(min): **20,50,.....2000** و افت متناظراصلاح شده (Δ') بر حسب (ft):۴/۶۷.....۱/۷۵، ۱/۵

در گام بعد روی یک کاغذ نیمه‌لگاریتمی که محور طول‌های آن زمان (لگاریتمی) و محور عرض‌های آن افت باشد، منحنی افت-زمان رسم می‌شود. در این مرحله مقدار شیب خط برای یک گام لگاریتمی تعیین می‌شود. مقدار شیب خط برابر ۱٫۸۵ فوت می‌شود (فوت $S_l = 1.85$). اگر منحنی افت-زمان که به صورت یک خط است طوری ادامه یابد که محور طول‌ها را قطع کند، مقدار $t_\circ$ برابر ۵٫۷ دقیقه به دست می‌آید. در این زمان مقدار افت صفر است. همان‌طور که می دانیم مقدار افت توسط تایس از روابط $\frac{\Delta}{Q} = \frac{w(u)}{4\pi T}$, $u = \frac{x^2 S}{4Tt}$ تعیین می‌شد. ژاکوپ و کوپر این رابطه را با فرض u کمتر از ۰٫۰۵ تحت شرایطی به صورت زیر ساده کردند:

$$\Delta = \frac{2.3Q}{4\pi T}\log\frac{2.25Tt}{x^2 S} \qquad ۶۴\text{-}۵$$

مقدار شیب این خط برابر $\frac{2.3Q}{4\pi T}$ است. لذا داریم:

$$T = \frac{2.3(Q)}{4\pi(S_l)} = \frac{2.3(0.8)}{4(3.14)(1.85)} = 0.079\ ft^2/s$$

$$\mathbf{T=6842}\ ft^2/day$$

بدیهی که مقدار K نیز از رابطه T=Kb محاسبه می‌شود.

درجایی که خط افت-زمان محور افقی را قطع می‌کند، افت سطح آب صفر بوده و با توجه به رابطه ساده شده کوپر-ژاکوپ مقدار ضریب ذخیره (آبدهی مخصوص) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_y = \frac{2.25Tt_\circ}{x^2} = 6.8\times10^{-2}$$

در آبخانه‌های آزاد لازم است مقدار ذخیره به کمک رابطه زیر اصلاح شود(آبدهی مخصوص : S'_y):

$$S'_y = \frac{(b-\overline{\Delta})S_y}{b} = \frac{(50-4.67)}{50}6.8\times10^{-2} = 6.16\times10^{-2}$$

حال می‌بایست کنترل اعتبار روابط در آبخانه‌های آزاد صورت بگیرد:

-کنترل اثر ناچیز بودن مولفه عمودی جریان

$$t > 5b\frac{S'_y}{K} = 5(50)6.16\times10^{-2}\left(\frac{1}{6842/50}\right) = 0.11day$$

$$t > 160\,\text{min}$$

با توجه به زمان پمپاژ ۲۰۰۰ دقیقه این شرط برقرار است.

-کنترل زمان تاخیر تخلیه

$$t = 10S'_y\frac{\overline{\Delta}}{K} = 10(6.16\times10^{-2})4.67\left(\frac{1}{6842/50}\right) = 0.021day$$

$$t = 30\,\text{min}$$

جهت محاسبه ضرائب آبخان‌های تحت فشار نیازی به اصلاحات و کنترل‌های مذکور نیست.

- سایر روش‌های تحلیل در رژیم‌های مشخص

روش ساده شده تایس توسط ژاکوب، یکی دیگر از روش‌های معروف است که حل این معادله ساده شده نیز به کمک ترسیم نمودارهای منحنی افت - لگاریتم زمان، منحنی افت مخصوص-لگاریتم زمان و منحنی افت-مجذور فاصله به زمان امکان‌پذیر می‌شود. تفسیر منحنی رجعت چاه(Well recovery) نیز یکی از روش‌های مهم بررسی آبخانه است. اگر آبدهی چاهی خوب باشد به سادگی افت نمی‌کند و پس از قطع پمپاژ نیز سریع سطح سفره رجعت می‌نماید. در این آزمایش می‌توان مدت معینی آبخانه را پمپاژ کرد و سپس با منحنی زمان-رجعت سطح سفره را ترسیم و به کمک معادلات تغییر یافته تایس، نتایج را تحلیل نمود. علاوه براین می‌توان از روش‌های بیلر (روش تخلیه)، روش اسلاج (Slug)، روش تصویر چاه در تحلیل مرز تغذیه یا مرز بدون جریان یا تعیین موقعیت و جهت گسل و دایک، تخلیه آبخان‌های کارستی با انواع درجات نقص چاه و... رابطه مناسب را استفاده نمود. همچنین جهت مطالعه بیشتر در خصوص آبخانه‌های نیمه‌محصور با نشت عمودی، نیمه‌غیرمحصور با آبدهی تاخیری، تصحیح اثرات مد دریا و... به منابع تخصصی آزمایش پمپاژ در آبرفت و کارست مراجعه شود.

۵-۲-۳-مدل‌های کامپیوتری

همان‌طور که در بند آزمایش پمپاژ و هیدرولیک نیز اشاره شد پس از تعیین مشخصات نقطه‌ای آکیفر می‌توان به کمک توابع ریاضی روش‌های زمین آماری(Geostatistic) همچون روش‌های تصادفی و کریجینگ موجود در مدل‌های آب زیرزمینی یا GIS,RS اطلاعات را برای نقاط دیگر درون‌یابی و در شرایط خاص برون‌یابی نمود. این اطلاعات تا زمانی که کامپوترهای بزرگ و روش‌های عددی توسعه نیافته بود تنها روش علمی مدیریت آبخانه‌ها در روش‌های سنتی محسوب می‌شد. هرچند که روش‌های آزمایش پمپاژ همواره مناسب‌ترین تکنیک برای تعیین خصوصیات محدوده سفره و بررسی عملکرد یک چاه یا حداکثر میدان کوچکی از چاه‌ها باقی خواهند ماند اما جهت آنالیز جریان و انتقال آلاینده‌ها و یا پیش‌بینی رفتار آبخانه در آینده و تاثیر عملیات مختلف روی آن می‌بایست از روشهای مناسب‌تری بهره جست. در این خصوص ترکیب معادله پایه‌ای دارسی با معادله بقای جرم منجر به تشکیل معادلات دیفرانسیل تفاضل پاره‌ای شده است که با توجه به پیشرفت قابل توجه برنامه‌های کامپیوتری در زمینه مدل‌های ریاضی آبخانه، حل عددی معادلات مذکور به عنوان یکی از مناسب‌ترین روش‌های شبیه‌سازی و مدیریت آبخانه محسوب شده است(فصل مدل‌سازی). لذا شناخت و مهارت استفاده از مدلهای کامپیوتری نیز یکی از موارد با اهمیت در هیدرولوژی آب‌های زیرزمینی محسوب می‌شود. در این بند برخی از مدل‌های کامپیوتری معرفی شده است:

با توجه به ضرورت و نیاز حل معادلات جریان و آلودگی در آب‌های زیرزمینی از حدود ۳۰ سال پیش حل عددی و توسعه مدل‌های کامپیوتری در مراکز تحقیقاتی دنیا به ویژه در کشورهای آمریکا، فرانسه، آلمان، انگلستان و استرالیا آغاز شد. این مدل‌ها اغلب شرایط دائم(Steady) و غیردائم(Transient) آبخانه را شبیه‌سازی می‌کنند. یکی از

پرکاربردترین بسته‌های نرم افزاری در این زمینه مدل معروف GMS یا سیستم مدل‌سازی آب زیرزمینی است. در ادامه برخی از ماژول‌های پرکاربرد جریان همچون Modflow و انتقال آلاینده مانند MT3D که در GMS نیز وجود دارند معرفی می‌شود:

مدل FRACMAN

این مدل در سال ۲۰۰۲ توسط یک شرکت خصوصی تهیه و توسعه داده شده است و امکان شبیه‌سازی جریان و حمل مواد را در محیط‌های درز و شکافدار به صورت دو و سه بعدی دارد.

مدل Oak Ridge National Laboratory–FEMWATER

این مدل در سال ۱۹۸۷ تهیه شده و امکان شبیه‌سازی جریان و انتقال آلاینده را به صورت دو و سه بعدی در محیط اشباع و غیر اشباع (پیوست) دارد. زبان برنامه‌نویسی فرترن IV و روش حل عددی معادلات، اجزای محدود است. کاربرد در بررسی اثرات فاضلاب روی آبخانه است.

مدل RANDOM WALK–دانشگاه ایالتی ایلی نویز امریکا

این مدل در سال ۱۹۸۱ و ۱۹۹۹ تهیه و توسعه داده شده است و امکان شبیه‌سازی جریان و انتقال آلاینده را به صورت یک و دو بعدی دارد. زبان برنامه‌نویسی فرترن IV و روش حل عددی معادلات، تفاضل محدود در جریان و قدم‌های تصادفی در آلودگی است. کاربرد در آلودگی ناشی از فاضلاب.

مدل SUTRA- بخش هیدرولوژی سازمان USGS

این مدل در سال ۱۹۸۴ و ۱۹۹۹ و ۲۰۰۱ تهیه و توسعه داده شده است و امکان شبیه‌سازی جریان و انتقال آلاینده را به صورت دو بعدی دارد. زبان برنامه‌نویسی فرترن ۷۷ و روش حل عددی معادلات، اجزای محدود است. کاربرد وسیع در بررسی تداخل آب شور و شیرین در محیط‌های اشباع و غیر اشباع دارد.

مدل PETRASIM

این مدل در سال۲۰۰۳ توسط یک شرکت خصوصی تهیه و توسعه داده شده است و امکان شبیه‌سازی جریان، انتقال آلاینده و حرارت را به صورت دو و سه بعدی دارد. روش حل عددی معادلات، تفاضل محدود خطوط مشخصه MOC است. کاربرد در بررسی شرایط چند فازه، آب-گاز و NAPL .

مدل HYDROTHERM

این مدل در سال ۱۹۹۶ توسط بخش آب سازمان USGS تهیه و توسعه داده شده است و امکان شبیه‌سازی جریان و حرارت به صورت سه بعدی را دارد. روش حل عددی معادلات، تفاضل محدود است که به زبان فرترن ۷۷ نوشته شده است. کاربرد در سفره‌های گرم است.

مدل FTRANS

این مدل در سال ۱۹۸۳ توسط شرکت مهندسین مشاور Geotrans آمریکا تهیه و توسعه داده شده است و امکان شبیه‌سازی جریان و آلودگی‌های اتمی به صورت دو بعدی را در محیط درز و شکافدار یک یا چند لایه دارد. روش حل عددی، اجزاء محدود به زبان فرترن IV است.

مدل MT3D-آمریکا

این مدل در سال ۱۹۸۹، ۱۹۹۹ و ۲۰۰۰ تهیه و توسعه داده شده است و امکان شبیه‌سازی جریان و آلودگی را به صورت دو و سه بعدی دارد. حل عددی معادلات جریان با روش تفاضل محدود و معادلات آلودگی با روش خطوط مشخصه(MOC) و فرم اصلاح شده آن(MMOC) است.

۵-۳- سازه چاه

دراین بند به مسائلی چون روش‌های حفر چاه، ارتباط مشخصات ساختمان چاه با آبدهی و عمر چاه، عملیات پس از حفر چاه مانند تکمیل، بهداشتی کردن، توسعه و نگهداری چاه، انتخاب مکان مناسب حفر و انتخاب پمپ مناسب پرداخته شده است.

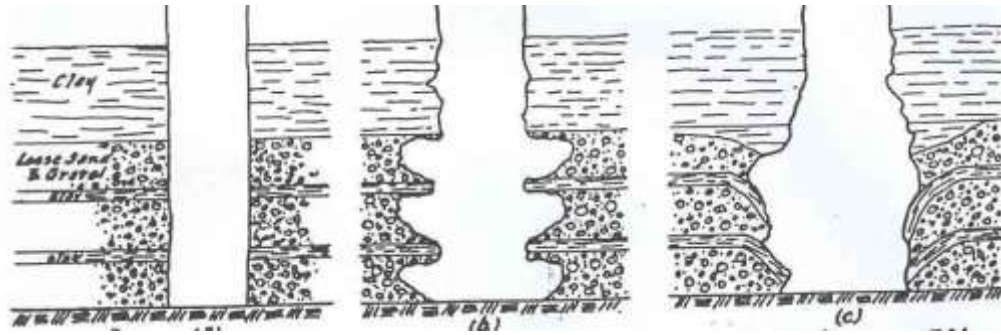
-حفر چاه

چاه (Well)، مهم‌ترین سازه بهره‌برداری از منابع آب‌های زیرزمینی است که ممکن است به صورت افقی و عمدتاً عمودی در زمین به واسطه عملیات حفر اجرا شود. چاه‌های عمودی دارای محوری عمودی بوده که انحراف بیش از حد ممکن است باعث تخریب ساختمان سازه و کاهش آبدهی نیز شود. باید توجه نمود حفر چاه با اتمام خاکبرداری تمام نشده و می‌بایست یکسری اقدامات تکمیلی نیز جهت افزایش آبدهی و دوام سازه صورت بگیرد.

به طورکلی قبل از حفر چاه می‌بایست مکان مناسب سازه چاه انتخاب شود. این مسئله از زوایای متعددی قابل بررسی است. اول آنکه باید بررسی کرد هدف از حفر چاه چیست. ممکن است هدف تحقیقاتی یا ایجاد سیستم‌های پایش کمی-کیفی شامل چاه‌های مشاهده‌ای (آبخانه‌های آزاد) یا پیزومتری(سفره‌های محصور) باشد. همچنین ممکن است هدف تامین آب شرب و کشاورزی از طریق چاه‌های بهره‌برداری و حتی کنترل آلودگی، کاهش سطح سفره، کنترل آبگرفتگی، یا تغذیه مستقیم سفره، تزریق فاضلاب و یا مطالعات زمین‌شناسی باشد. لذا روش‌های حفر چاه تحت تاثیر مسائل مختلفی چون خصوصیات هیدرولیکی سفره و عمق آب، کاربری چاه، تجهیزات فنی حفاری و جنس تشکیلات زمین‌شناسی، عمق مورد نظر حفاری، میزان آب مورد نیاز، هزینه‌های تحمیلی تکمیل و نگهداری پس از حفر قرار دارد.

چاه‌ها ممکن است بر اساس هیدرولیک آبخانه، آزاد، تحت فشار، آرتزین بدون جریانی یا چاه آرتزین جریانی طبقه‌بندی شوند و یا بر اساس روش‌های دیگر همچون کاربری چاه مانند چاه مشاهده‌ای، گمانه (آزمایشی) و بهره‌برداری تقسیم شوند. اما مهم‌ترین تقسیم‌بندی مربوط به چاه‌های کامل و ناقص است زیرا اگر چاه بهره‌برداری کامل حفر نشود آبدهی و کارایی پایین‌تری در شرایط یکسان خواهد داشت. چاه‌های ناقص نیز در آبخانه‌های تحت فشار دارای انواع درجه نقص بسته به فاصله کف چاه از سنگ کف هستند. همچنین عمق حفر چاه‌های مشاهده‌ای و پیزومتری تابع ضوابط دیگری

چون اسکرین چاه پمپاژ و شرایط لایه‌بندی تشکیلات است و در آبخانه‌های آزاد یا تحت فشار و نیمه‌محصور متفاوت است. چاه‌ها ممکن است مانند چاه‌های دستی کم عمق بوده و روش حفر آنها نیز عمدتاً دستی، فوران آبی، مته‌ای و حبشه‌ای باشد. عمق این چاه‌ها ۴۰ متر بوده و قطر آنها حدود ۸۰ تا یک متر است. چاه‌های نیمه‌عمیق نیز با همین شرایط دارای عمقی حدود ۸۰ متر هستند. نیاز به آب بیشتر و همچنین شرایط زمین‌شناسی ممکن است ایجاب کند تا چاه‌های با عمق بیش از ۱۰۰ متر نیز به نام چاه‌های عمیق حفر شود. عمده روش‌های حفر چاه‌های عمیق شامل روش دوران هیدرولیکی، دوران معکوس و ضربه‌ای است. به عنوان مثال چاه‌های نفت عمیق با عمق بیش از ۶۴۰۰ متر با روش دورانی حفر شده‌اند. همان‌طورکه از شکل ۵-۲۵ پیداست می‌بایست در زمان حفاری احتیاط نمود تا حفاری اشتباه باعث تخریب لایه‌های آبده به ویژه وقتی تواتری از شن و رس وجود دارد نشود. به عنوان نمونه اگر یک روش نامناسب باعث شسته شدن بخشی از تشکیلات شنی شود لایه رسی پس از مدتی روی تشکیلات شنی قرار گرفته و آبدهی چاه کم شده و یا کاملاً قطع می‌گردد.



شکل۵-۲۵: نتایج حفر نامناسب چاه (جزوه مهدوی-گروه آبخیزداری دانشگاه تهران)

علاوه بر موارد فوق، انحراف محور چاه بیش از۰,۵ درصد اغلب احیاء مجدد چاه را غیرممکن می‌سازد. انحراف در زمان حفاری ممکن است به دلیل بی‌دقتی، سختی کار و تشکیلات منطقه ایجاد گردد. در این خصوص دو روش اصلی جهت کنترل شاغول بودن چاه وجود دارد که بهتر است در زمان حفاری میزان انحراف چاه در فواصل ۵ تا ۱۰ متری کنترل شود:

۱-انحراف سنج (Verticalimeter). انحراف سنج از یک سه پایه، کابل، استوانه با قطری کمتر از قطر چاه(حدود ۶ میلیمتر کمتر) جهت فرستادن به عمق چاه و یک صفحه گردان موازی با سطح زمین تشکیل شده است. بر این اساس اگر کابل سه پایه از وسط چاه عبور کند می‌توان به کمک رابطه زیر مقدار انحراف لوله چاه را در عمق‌های مورد نظر محاسبه نمود:

$$D = d \times H / h \qquad ۶۵-۵$$

D مقدار انحراف چاه در هر عمق مورد نظر از محور کابل قائم

d مقدار انحراف کابل از مرکز چاه در سطح زمین(صفحه گردان)،h فاصله از راس سه پایه تا سر چاه(صفحه گردان)،H فاصله از راس سه پایه تا عمق مورد نظر در چاه.

مثال: اگر کابل انحراف سنج در سر چاهی یک سانتی‌متر از مرکز انحراف داشته باشد مقدار انحراف چاه از مرکز در عمق ۱۰۰ متری چقدر است؟(h برابر ۳۰۰ سانتی‌متر). آیا چاه از این نظر قابل بهره‌برداری است؟

$$D = 1(cm) * 10300(cm) / 300(cm) = 34.3cm$$
$$\%D = (34.3/10300) * 100 = 0.33$$

از نظر معیار ۰٫۵ درصد، چاه شاغول است اما می‌بایست توجه نمود این موضوع به قطر لوله جدار و اسکرین چاه و همچنین عمقی که باید این تجهیزات به همراه پمپ نصب شوند نیز بستگی دارد. به عنوان مثال واقعی این موضوع در سازندهای سخت در حین حفر چاه مورد بررسی قرار می‌گیرد. فرض کنید انحراف چاهی در عمق ۵۶ متری برابر ۰٫۲ درصد تعیین شود. اگر لوله‌های جدار و مشبک، بالای این عمق با قطری معین قرارگیرند ممکن است هیچگاه از انحراف چاه مطلع نشویم با این وجود آبدهی و عمر چاه کاهش یافته است. لذا معیار ۰٫۵ درصد بسیار کلی است و باید مسائل اجرایی و شرایط نیز لحاظ گردند. همچنین انتظار است در هر فاصله ۵ تا ۱۰ متری انحراف چاه پی در پی کنترل گردد تا در اعماق پایین انحراف تجمعی در یک سو ایجاد نگردد. یکی از راه‌های اصلاح انحراف چاه در صورت امکان، افزایش قطر چاه و یا تغییر زاویه مته حفاری است.

۲-استفاده از استوانه‌ای با طول ۱۲ متر و قطری برابر ۱۰ میلیمتر کمتر از قطر داخلی جدار چاه

اگر مقدار انحراف یا ناصافی(Deflection) دیواره چاه به حدی باشد که استوانه‌ای با مشخصات فوق نتواند از محل انحراف عبور نماید این چاه ناقص یا مردود بوده به طوری که در بهره‌برداری به تجهیزات چاه صدمه وارد آورده و چاه در طول دوره بهره‌برداری با اشکال مواجه خواهد شد.

همان‌طور که پیشتر نیز ذکر شد همه چاه‌ها عمودی نیستند. قنوات(Qanats) نوعی چاه افقی هستند و بویژه زمانی که عمق آب سفره کم باشد ممکن است بسیار مناسب‌تر از حفر چاه باشند زیرا مسائل فنی احداث آنها ساده‌تر از چاه بوده و همچنین به راحتی آب از نقطه‌ای به نقطه‌ای دیگر بدون صرف انرژی و تنها با شیب بسیار کم کف خشکه کار و تره کار انتقال می‌یابد. همچنین اگر روی یک سفره آب شور آب مناسب قرار داشته باشد یکی از راه‌های مناسب بهره‌برداری احداث قنات است. انواع چاه‌های شعاعی جمع کننده و فلمن که با روش‌های مختلفی همچون روش رانی احداث می‌شوند نیز در گروه چاه‌های افقی قرار دارند. این نوع چاه‌ها اغلب در آبخانه‌هایی که T مناسب دارند اما ضخامت سفره کمتر از ۱ متر است توصیه می‌شوند.

-تکمیل چاه

پس از حفر چاه در مکان مناسب می‌بایست عملیات تکمیل کردن برای افزایش کارایی چاه انجام گیرد. نخستین مرحله تکمیل چاه ایجاد یک پوشش دو قسمتی برای جلوگیری از ریزش تشکیلات ناپایدار به چاه است. بدیهی است که این پوشش در تشکیلات همجوش و صخره‌ای نیاز نیست. قسمتی از این پوشش را اسکرین یا توری منفذدار می‌نامند که

اجازه عبور آب از لایه را می‌دهد. جنس این توری از مواد فلزی، برنجی، فایبرگلاس، تفلن یا از انواع مواد ترموپلاستیک تهیه می‌شود. البته در چاه‌های با هدف پایش کیفیت آب می‌بایست از مواد غیرقابل واکنش‌پذیر و ضد زنگ مانند تفلن استفاده شود. زمان نصب اسکرین‌ها نیز با توجه به نوع حفاری متفاوت است. اسکرین‌ها یک فاکتور بسیار حیاتی در طراحی چاه هستند لذا تعیین ابعاد و توزیع بهینه منافذ اسکرین نقش قابل توجهی در ظرفیت مخصوص و آبدهی چاه دارد. همچنین می‌بایست منافذ اسکرین منطبق با لایه آبدار پس از افت سطح سفره تنظیم شود. ابعاد منافذ اسکرین متاثر از توزیع دانه‌بندی تشکیلات آبخانه (بدون لحاظ گراول پک) در محل قرارگیری اسکرین است. بین اسکرین و دیواره طبیعی چاه ممکن است از فیلتری به نام گراول پک (Filter pack) یا پوشش سنگریزه استفاده شود. نقش گراول پک جلوگیری از ورود ذرات ریز آبخانه و مسدود شدن اسکرین است. قطر ذرات گراول پک باید ۴ تا ۵ برابر قطر d_{60} تشکیلات آبخانه باشد و اغلب در آبخانه‌های با تشکیلات ماسه‌ای در اطراف چاه استفاده می‌گردد. در این شرایط می‌بایست در فرمول‌های دوپویی شعاع موثر را محاسبه و استفاده نمود. اگر چاه بدون گراول پک باشد ابعاد و توزیع منافذ اسکرین طوری طراحی می‌شود که ۵۰ تا ۷۰ درصد ذرات ریز محدود لایه آبده هنگام پمپاژ از اسکرین عبور کنند. بنابراین می‌توان از روی منحنی دانه‌بندی تشکیلات آبخانه در اطراف چاه ذرات با قطر d_{60} را تعیین و قطر منافذ توری را برابر با آن درنظر گرفت. این عمل باعث افزایش هدایت هیدرولیکی اطراف آبخانه می شود. البته ذرات و رسوبات می‌بایست از داخل چاه خارج شوند. اگر قطر توری بیش از حد بزرگ باشد باعث پمپاژ ماسه و نشست زمین می‌گردد. برعکس اگر قطر منافذ اسکرین کوچک باشد عمل توسعه چاه به خوبی صورت نگرفته و آبدهی کم خواهد شد. می‌بایست توجه نمود ممکن است دانه‌بندی لایه آبدار در قسمت‌های مختلف لایه آبدار متفاوت باشد که این مسئله باعث تغییر خصوصیات اسکرین در عمق‌های مختلف می‌شود. همچنین قطر، سطح و منافذ اسکرین باید طوری طراحی شود که سرعت متوسط ورودی آب کمتر از ۰٫۰۳ متر بر ثانیه باشد. جهت طراحی دقیق این تجهیزات می‌بایست حجم مورد نیاز آب، حجم آب قابل برداشت(آبدهی پایدار) و دبی حداکثر مجاز فنی هر چاه به کمک روش‌های آزمایش پمپاژ محاسبه شود. بدیهی است افت مجاز حداکثر فنی تحت تاثیر پارامترهای آبدهی مجاز سیستم قرار می‌گیرد و لذا قطر، طول نهایی توری و سایر مشخصات چاه بر این اساس طراحی می‌گردد. به عنوان نمونه سرعت جریان منافذ توری V_s با توجه به دبی پمپاژ چاه(Q)، سطح اسکرین ($L_s \times d_s$) و تخلخل اسکرین(P) و ضریب کورشدن منافذ (معمولاً **c=0.5**)قابل محاسبه است($V_s = \frac{Q}{c\pi L_s d_s p}$). بدیهی است که طول (L_s) و قطر (d_s) بهینه اسکرین با آزمون و خطا محاسبه و طراحی می شود. اگر این سرعت از مقدار مجاز بیشتر باشد قبل از حفر چاه می‌بایست مقدار قطر چاه و یا مشخصات توری چاه را تغییر داد. اگر مسئله مربوط به پس از حفر باشد می‌بایست مقدار افت را کنترل در رابطه با بهره‌برداری طراحی و تعیین نمود. اگر پمپ زیر اسکرین قرار می‌گیرد می‌بایست قطر توری متناسب با پمپ و سرعت مجاز جریان طراحی شود و اگر پمپ بالای توری قرار می‌گیرد محدودیت قطر توری با توجه به تاثیر آن در سرعت ورود آب تعیین می‌گردد. محدودیت سرعت جریان ورودی برای مقابله با پدیده‌های

خورندگی و پوسته گذاری و همچنین کاهش تلفات بار ورودی جریان و جلوگیری از حرکت ذرات درشت‌تر تشکیلات آبخانه به طرف چاه اعمال می‌شود. در آب‌های اسیدی با املاح سختی و آهن‌دار که احتمال پوسته و رسوب‌گذاری روی اسکرین و کاهش عمر آن وجود دارد میتوان قطر توری و ابعاد منافذ را کمی بزرگ‌تر طراحی نمود و همچنین از اسکرین‌های با جنس مناسب استفاده کرد. اغلب در پمپاژهای با سرعت بالا فشار کاهش یافته و مقداری گازکربنیک محلول در آب آزاد شده که باعث رسوب کربنات کلسیم می‌گردد. این مسئله باعث مسدود شدن منافذ اسکرین می‌شود. همچنین اکسیژن آب باعث تبدیل یون فروی محلول به هیدروکسید فریک نامحلول گشته که احتمال مسدود شدن منافذ دوچندان می‌شود. در آبهایی که فاقد اینگونه مواد هستند می‌توان جهت کاهش هزینه‌ها از اسکرین‌های ارزان‌تر نیز استفاده نمود. علاوه بر این توری چاه می‌بایست به فشارهای استاتیکی و دینامیکی زمین و همچنین ضربه در زمان کارگذاری مقاومت کافی داشته باشند.

پس از نصب اسکرین و فیلتر(ضخامتی حدود ۱۵ تا ۲۰ سانتی‌متر) می‌بایست چاه را توسعه داد. منظور از توسعه، خارج کردن ذرات دانه ریز و افزایش آبدهی چاه است که در سن بهره‌برداری چاه نیز تاثیر دارد. سن بهره‌برداری چاه ممکن است با توجه به عوامل اصلی زیر کمتر از ۱۰ تا ۲۵ سال متغیر باشد:

-میزان انحراف چاه

-شرایط برداشت و بهره‌برداری از چاه و چاه‌های محدوده

-کیفیت وسایل و تجهیزات چاه

-کیفیت آب

-شرایط سازند و تشکیلات آبخانه

-چگونگی توسعه و حفاری

عملیات توسعه ممکن است پوسته‌های رسوب کرده منافذ اسکرین‌ها را پاک نماید. این رسوبات ممکن است به کمک مواد شیمیایی و اسیدی نیز پاک شوند. روش‌های مختلفی جهت توسعه از جمله روش پمپاژ، تولید موج، پس زدن آب، استفاده از مواد شیمیایی و مواد منفجره و تزریق هوای فشرده وجود دارد. در روش عملیات پمپاژ ابتدا لوله مکنده را در وسط ناحیه منفذدار اسکرین قرار داده و با دبی کم پمپاژ تا صاف شدن آب ادامه می‌یابد. در محله بعد دبی پمپاژ را زیاد کرده و تا صاف شدن آب ادامه می‌یابد. این مراحل به صورت متوالی با زیاد کردن مرحله‌ای دبی و انتظار تا صاف شدن جریان ادامه پیدا می‌کند تا با داشتن دبی حداکثر پمپاژ (دبی بحرانی) که در مرحله آخر ایجاد گردیده است آب خارج شده صاف باشد. در این مرحله عملیات پمپاژ قطع شده تا سطح سفره به وضعیت اولیه خود بازگشته و دوباره مراحل فوق با دبی کم تا دبی بحرانی تکرار می‌شود. این روش باعث خروج ذرات ریز شده که می‌توان آنها را توسط یک پمپ شنی از چاه بیرون کشید.

بهداشتی نمودن چاه نیز یکی از فرآیندهای تکمیل چاه است. قسمت‌های فوقانی درون چاه و حتی منطقه اطراف چاه روی زمین را می‌توان با سیمان و یا لوله‌های بدون منفذ مسدود نمود تا مانع ورود آب‌های آلوده و با کیفیت پایین به چاه شود.

همچنین در مواردی ممکن است مشخص شود یک لایه با آبدهی مناسب اما شور در بین لایه‌های با آبدهی مناسب اما شیرین قرار دارد. لذا در زمان تکمیل چاه می‌توان لایه با آبدهی شور را کور کرده و کیفیت آب چاه را تضمین نمود.
تاسیسات چاه اگر به درستی و منطبق بر ضوابط احداث، طراحی شده باشند کمتر نیاز به صرف هزینه‌های نگهداری در دوره بهره‌برداری دارند. مگراینکه پمپاژهای شدیدی در طول دوره بهره‌برداری تحمل شده باشد. ورود شن‌های درشت در اثر پمپاژ با افت‌های بحرانی باعث تخریب ساختمان چاه و پمپ می‌شود. لذا می‌بایست دبی حداکثر مجاز فنی چاه که در بند هیدرولیک چاه ارائه شد تعیین و مورد توجه باشد. همچنین بر اساس تجربه مشخص شده است که تشکیلات سیلتی ماسه‌ای برخی از مناطق شمال کشور با حرکت روان در جهت عمود بر لوله مشبک چاه تولید نیروهایی برشی و فشاری روی اسکرین یا لوله چاه نموده که باعث تخریب موضعی و یا انحراف آنها می‌گردد. در این حالت اگر تخریب لوله موضعی باشد توصیه به کور نمودن آن محل و اگر تخریب سراسری و متعدد باشد اجرای یک تا سه لوله جدار قابل بررسی است.

-انتخاب محل حفر چاه

اگر هدف، تامین آب مصرفی خاص باشد ابتدا می‌بایست بررسی و مطالعه کمی-کیفی با توجه به نیاز و نوع مصرف در نزدیک‌ترین آبخانه به محل مورد نیاز انجام گیرد. اگر در محدوده مورد نظر چاه‌هایی از گذشته وجود دارد احتمال موفقیت حفر چاه جدید از نظر دسترسی به آب بیشتر می‌شود در غیر این صورت بهتر است قبل از اقدام به حفر، چاه گمانه حفر گردد تا اطلاعاتی از ضخامت لایه آبدار و آبرفت، عمق سفره آب و کیفیت آب به دست آید. در این خصوص بررسی گمانه‌های آزمایشی می‌تواند در برآورد اولیه ضریب آبگذری و آبدهی مخصوص (تخلخل موثر) مفید باشد. چاه‌های گمانه قطری حدود ۲۰ تا ۲۵ سانتی‌متر داشته و هزینه حفر آنها نسبت به چاه‌های بهره‌برداری با قطری حدود ۴۵ سانتی‌متر بسیار کمتر است. البته در صورت مناسب بودن جهت بهره‌برداری می‌توان قطر آنها را افزایش داد. همچنین در گام‌های اول مطالعه می‌بایست بررسی نقشه‌های توپوگرافی، زمین‌شناسی و عکس‌های هوایی توسط تیم زمین‌شناسی صورت پذیرد. آزمایش پمپاژ نیز ممکن است جهت نهایی کردن ضرایب هیدرودینامیکی آبخانه استفاده شود. در اکتشاف آب‌های زیرزمینی استفاده از تکنیک‌های ژئوفیزیک سطحی مانند روش مقاومت الکتریکی و لرزه نگاری بسیار پرکاربرد هستند. در روش‌های تحت الارضی به جز روش حفر گمانه آزمایشی می‌توان به روش‌های بررسی جدول مقاومت الکتریکی چاه و جدول درجه حرارت چاه اشاره نمود. به عنوان نمونه جدول چاه نیز در زمان حفر چاه گمانه با توجه به عمق تهیه می‌شود که می‌توان به صورت هم‌زمان خصوصیات مختلف آبخانه را از نظر آزاد یا تحت فشار بودن، آبدهی تشکیلات و کیفیت آب مورد بررسی قرار داد.
گام‌های بعدی جهت انتخاب محل حفر چاه عمدتاً مربوط به مدیریت منابع آب می‌شود. شبیه‌سازی رفتار آبخانه جهت پیش‌بینی تاثیر برنامه‌های مدیریتی و بهره‌برداری توسط کارشناسان منابع آب صورت می‌گیرد که نقش به سزائی در مدیریت بهینه تلفیقی منابع آب سطحی و زیرزمینی به واسطه تهیه مدل‌های بهینه (مدل برنامه‌نویسی **Lingo** ارائه شده در فصل سیل و خشکسالی) خواهد داشت. علاوه بر موارد فوق الذکر می‌بایست با توجه به مقدار آب تجدید شونده آبخانه و فاکتورهای بهره‌برداری، حجم آب مجاز بهره‌برداری سالانه را تعیین و با توجه به دبی حداکثر مجاز فنی چاه و سایر

پارامترهای بهره‌برداری همچون حریم چاه، مسائل قانونی، تغذیه و غیره تعداد چاه مجاز جهت حفر را تعیین نمود.(بند مدیریت آبخانه). پس از تعیین تعداد چاه، محل چاه با توجه به مطالب مذکور همچون مطالعات زمین‌شناسی و هیدرولیکی بررسی می‌شود. معمولاً ناودیس‌ها و محدوده تحت فشار برای حفر چاه ارجعیت دارد. البته به کمک نتایج شبیه‌سازی و بهینه‌سازی مدل نیز می‌توان سناریوهای مختلف اثر آرایش چاه را ارزیابی نمود. فاکتور دیگر عمق آب است که روی هزینه‌های پمپاژ تاثیر دارد. لذا تهیه نقشه‌های هم عمق و تبدیل آنها به نقشه‌های ارزیابی اقتصادی نیز می‌تواند یک لایه تصمیم‌گیری در انتخاب محل چاه و همچنین نوع بهره‌برداری اقتصادی باشد. در آبخانه‌های آزاد متعادل، در صورت وجود شرایط یکسان، حفر قنوات (کاریز) نسبت به چاه ارجعیت دارد.

پس از انجام مراحل فوق الذکر شامل اکتشاف، حفاری و طراحی چاه و همچنین موارد فنی بهره‌برداری پایدار در بخش‌های بعدی، می‌بایست پمپ مناسب با شرایط فنی و اقتصادی مشخص شود. در این خصوص می‌توان به کتاب‌های مربوط به پمپ مراجعه نمود. همچنین می‌توان از رابطه ۵-۶۶ مقدار قدرت پمپ را به اسب بخار بر اساس میزان آبدهی به مترمکعب بر ثانیه (Q)، ارتفاع صعود به متر (h)، وزن مخصوص آب یا γ (Kg/m^3) و بازدهی موتور پمپ (η) محاسبه نمود:

$$H_p = Qh\gamma/75\eta \qquad ۶۶\text{-}۵$$

با توجه به اتلاف انرژی در بخش‌های مختلف بدنه چاه و پمپ، بهتر است توان محاسبه شده را ۱۰ درصد بیشتر در نظر گرفت. سپس می‌توان اسب بخار را به کیلووات ساعت تبدیل نموده و سپس هزینه هر مترمکعب آب را برای عملکرد پمپ در طول سال محاسبه نمود. اساساً بخش عمده‌ای از هزینه‌های تولید آب (۶۰ تا ۸۰ درصد) مربوط به پمپاژ و مابقی مربوط به هزینه‌های تعمیر و استهلاک است. سپس با توجه به آنچه در فصل ۳ در خصوص ملاحظات اقتصادی سیلاب ذکر شد باید هزینه‌های سالانه را محاسبه و هزینه واقعی تولید آب را برآورد نمود. جزئیات مربوط به محاسبه هزینه‌های تولید آب زیرزمینی را می‌توان از کتاب نشت و آب زیرزمینی نوشته Seepage and groundwater, M. A.Marino and J.N.Luthin دنبال نمود.

۵-٤- کیفیت آب سطحی و زیرزمینی و انتقال آلاینده

در این قسمت با توجه به این‌که نیاز به درک فرایند کیفیت آب سطحی، فون و فلور، انتقال در رودخانه و مخازن نیز نیاز است، پس از ارائه کلیات در ادامه مباحث روی آلودگی محیط متخلخل متمرکز می‌گردد. همچنین در خصوص محاسبات و روندیابی جریان سطحی رسوب‌دار و آلوده به فصل ۱ مراجعه شود.

مبانی قوانین زیست محیطی

بخشی از این اصول در بخش آب سطحی ذکر شد که در اینجا نیز صادق است. امروزه مطالعه مسائل زیست محیطی، حریم‌های فنی و حقوقی جدای از یکدیگر امکان‌پذیر نیست. در این خصوص قوانین و ضوابطی نیز در سطح هر کشور و موقعیت خاص نوشته شده است. با این وجود می‌توان طبقه‌بندی کلاسیک مواد شیمیایی زیر را به عنوان چارچوب و مبانی قوانین زیست محیطی مورد توجه قرارداد:

۱-مواد شیمیایی که در مورد آنها اطلاعات کافی و دانش کافی وجود داشته و احتمال صدمه از آنها به انسان و محیط زیست وجود نداشته و یا آستانه شاخص‌های کیفی آنها مشخص است. این مواد اغلب واکنشی با هورمون‌های استروژن، اندروژن و تیروئید انسان ندارند. برخی از پلی مرها و مواد معین شیمیایی در این گروه قرار دارند.

۲-مواد شیمیایی که از آنها اطلاعات و داده کافی در خصوص چگونگی تاثیر آنها در محیط زیست و انسان وجود ندارد. لذا لازم است ابتدا اطلاعات بیشتر در مورد آنها جمع‌آوری گردد.

۳-مواد شیمیایی که اطلاعات در خصوص تاثیر بر غدد ترشحی انسان و یا محیط زیست وجود دارد اما چگونگی و میزان شدت این تاثیر مشخص نیست لذا باید آزمایشات لازم صورت پذیرد.

۴-مواد شیمیایی که از نظر EPA دارای سطح مشخصی از مخاطره برای انسان و محیط زیست هستند.

کیفیت آب مورد نیاز فعالیت‌های کشاورزی، ماهیگیری، قایقرانی، شنا، کشتیرانی، شرب، صنعت، فضای سبز شهری و غیره متفاوت است. هدف از مدیریت کیفیت آب، حفاظت از یک منبع آب بوده به طوری که آب موجود برای نوع مصرف خاص با هزینه تصفیه اقتصادی قابل استفاده باشد(مثال بهینه‌سازی کیفی رودخانه، فصل خشکسالی). لذا باید بتوان از آن منبع آبی به عنوان یک فاکتور اقتصادی جهت دفع مواد زاید در شرایط اجبار با توجه به ظرفیت اختلاط و تحمل سیستم نیز استفاده نمود. در ایالات متحده امریکا قانون کنترل آلودگی آب در سال ۱۹۷۲ اصلاح و در سال ۱۹۸۵ مجمعی برای کنترل کامل تخلیه آلاینده تشکیل گردید. درک اثرات آلاینده‌ها بر کیفیت آب می‌تواند مهندسین را جهت طراحی مناسب فرایندهای تصفیه طبیعی (فیلتراسیون آب زیرزمینی) و یا مصنوعی جهت حذف آلاینده‌ها تا حد قابل قبول مصرف خاص هدایت کند.

کلیات

به طورکلی جهت مدیریت و توسعه پایدار سرزمین، حفظ سلامت محیط و انسان و همچنین وضع قوانین زیست محیطی، ابتدا می‌بایست فرایندهای ذخیره و انتقال آلودگی در بدنه آب، محیط غیر اشباع خاک، رسوبات بادی و آبی، اتمسفر، فون و فلور در زیرسیستم‌های همسایه رودخانه، دریاچه و سپس آب زیرزمینی درک گردد. آب یک حلال فراگیر بوده و همیشه مقادیری از ناخالصی‌ها مانند جامدات محلول و نامحلول(رسوبات معلق)، گاز و میکروارگانیسم‌ها را با خود حمل می‌کند. سطح کیفیت آب به وسیله ارزیابی ناخالصی‌های فیزیکی، شیمیایی، بیولوژیکی، رادیونوکلئید و رادیواکتیو بررسی می‌شود. اما مناسب یا نامناسب بودن آن با توجه به استانداردهای موجود برای هر نوع مصرف تعیین می‌گردد. روش‌های آنالیز کیفیت آب سطحی و زیرزمینی مشابه است اما روش‌های پایش اغلب متفاوت است. همچنین با توجه به سرعت کم آب در تشکیلات ناهمجوش، (موضوع سرعت و تصفیه طبیعی در آبخانه‌های با سازند سخت خردشده یا کارستی متفاوت با تشکیلات سست است، بند کارست) آب‌های زیرزمینی نسبت به آب‌های سطحی در شرایط یکسان دارای املاح بیشتری هستند زیرا فرصت بیشتری برای انحلال محیط اطراف خود دارند. کیفیت فیزیکی آب‌ها پس از نزول بارش از لحظه ورود به زیرسیستم مربوطه با توجه به آلاینده‌های طبیعی (گنبدهای نمکی) و انسان ساخت (تخلیه غیر اصولی فاضلاب) شروع به تغییر می‌کند به طوری که اکسیژن محلول (Do) کاهش و املاح محلول و سایر آلاینده‌ها با

سرعت معینی افزایش می‌یابد. همچنین آبخانه‌های با سنگ آهک کربنات کلسیم مضاعف(کارستی) دارای مقدار بیشتری از مواد معدنی محلول نسبت به آبخانه‌های گرانیتی و بازالتی هستند. آب‌های زیرزمینی با سطح سفره نزدیک به سطح زمین یا کم عمق(Shallow groundwater) سریع‌تر از سفره‌های عمیق آلوده می‌شوند. هرچند آلودگی آب‌های زیرزمینی نسبت به آب‌های سطحی کمتر محتمل است اما وقتی این سیستم آلوده شود احیای آن به شرایط اولیه نیاز به زمان طولانی داشته که گاهی نیز احیا شدنی نیست.

۵-٤-۱-منابع آلاینده

آلاینده‌های آب سطحی

آلاینده‌های منابع آب سطحی و آبخانه‌های آبرفتی را می‌توان در دو گروه منابع نقطه‌ای و غیر نقطه‌ای آلودگی قرارداد. منابع نقطه‌ای (Point sources) مانند فاضلاب‌های خانگی و صنعتی هستند که مواد دفعی را از طریق یک سیستم شبکه (لوله یا کانال) جمع‌آوری و از یک نقطه به آب پذیرنده (تزریق به چاه، رودخانه، دریاچه، دریا) تخلیه می‌کنند. فاضلاب خانگی ناشی از منازل، مدارس، ساختمان‌های اداری، فروشگاه‌ها و مناطق تجاری است. البته اگر روش دفع، چاه جذبی باشد، بدیهی است که سطح آلودگی به یکدیگر رسیده و آلودگی به صورت غیرنقطه‌ای وارد سفره می‌شود. همچنین اگر علاوه بر فاضلاب‌های خانگی، فاضلاب صنعتی نیز وجود داشته باشد، اصطلاح فاضلاب شهری به کار می‌رود. به طورکلی فاضلاب‌های نقطه‌ای را می‌توان قبل از تخلیه، به یک میزان مناسب تصفیه نمود(مثال بهینه‌سازی، فصل خشکسالی). منابع غیرنقطه‌ای (Non-point) مانند رواناب‌های شهری، روستایی و هرزآب‌های کشاورزی هستند که از سطح گسترده‌ای وارد آب پذیرنده می‌شوند. همچنین ممکن است مواد آلوده از طریق سیستم‌های زهکشی وارد سیستم پذیرنده شوند. برخی از منابع غیرنقطه‌ای طبیعی ممکن است در هنگام ذوب برف و یا ریزش باران در محدوده خاصی از سازندهای طبیعی ایجاد گردد. اغلب مدیریت منابع آلودگی غیر نقطه‌ای مستلزم صرف هزینه، مدیریت و آمایش سرزمین، تغییر در نحوه استفاده از سرزمین و آموزش مردم است. در ادامه منابع اصلی بدنه آب سطحی و تا حدی روش‌های محاسبه و مدیریتی آنها جهت درک منابع آلودگی آب زیرزمینی ارائه می گردد:

-مواد اکسیژنخواه

هر ماده‌ای که بتواند با مصرف اکسیژن مولکولی محلول در آب پذیرنده، اکسید شود، ماده اکسیژنخواه است. این مواد شامل مواد آلی با قابلیت تجزیه بیولوژیکی، فضولات انسانی و مواد غذایی موجود در فاضلاب خانگی، مواد آلی صنایع غذایی و کاغذسازی، مواد آلی زاید و فضولات حیوانی، باقی مانده محصولات گیاهی، برگ درختان و سایر منابع آلی غیر نقطه‌ای یا نقطه‌ای در طبیعت که باعث مصرف و کاهش اکسیژن محلول آب (Dissolved oxygen) می‌شوند را شامل می‌گردد. همچنین برخی از مواد غیرآلی نیز چنین رفتاری دارند. سطح بحرانی DO برای مصارف و گونه‌های مختلف حیوانی و گیاهی متفاوت است. برای مثال ماهی قزل الا به حدود **7.5** mg/l اکسیژن محلول نیاز دارد اما ماهی کپور در غلظت **3** mg/l نیز زنده می‌ماند. این موضوع در اهداف تجاری همچون پرورش ماهی بسیار متفاوت و اغلب در سطح بالاتری است.

-نوترینت‌ها

همه موجودات زنده جهت رشد نیاز به نوترینت‌ها دارند. نیتروژن و فسفر از مهم‌ترین نوترینت‌ها هستند. لذا این مواد می بایست در حد لازم در رودخانه و دریاچه‌ها جهت تکمیل زنجیره غذایی وجود داشته باشند. افزایش نابهنجار این مواد باعث رشد ارگانیسم‌های مضر همچون رشد جلبک‌ها می‌شود. باقی مانده این جلبک‌ها پس از مرگ در بستر رودخانه یا دریاچه باعث رها شدن ترکیبات اکسیژنخواه می‌شود. برخی از منابع نوترینت‌ها شامل فسفر موجود در دترجنت‌ها، کودهای شیمیایی و مواد زاید صنایع غذایی است.

-پاتوژن‌ها

انواع میکروارگانیسم‌های موجود در فاضلاب همچون باکتری‌ها، ویروس‌ها، پروتوزوئرها (تک یاختگان) و انگل‌ها که موجب بیماری در انسان و حیوانات می‌شوند در این گروه قرار دارند. آلودگی ممکن است از حیوانات خانگی نیز وارد فاضلاب شود. آب سطحی به شدت نسبت به این نوع آلودگی آسیب‌پذیر است. آب آلوده به پاتوژن‌ها برای شرب مناسب نبوده و حتی غلظت‌های زیاد آن ممکن است آب را برای شنا و ماهیگیری نیز نامناسب کند. به عنوان مثال ممکن است آلودگی وارد بافت برخی از آبزیان از نوع نرم تنان صرفدار شود به طوری که میزان آلودگی و سمیت در بدن آنها بیشتر از غلظت محیط گردد.

-جامدات معلق و رسوبات

رسوبات ممکن است بادی (توسط باد حمل می‌شوند) یا آبی (توسط آب حمل می‌شوند) باشند. رسوبات ممکن است آلی و یا معدنی باشند و به وسیله سیلاب و رواناب‌های حوضه‌های شهری یا روستایی و همچنین فاضلاب‌ها به آب‌های پذیرنده وارد شوند. این رسوبات ممکن است با توجه به وزن، ابعاد، دانسیته، سرعت آب، هندسه و هیدرولیک مسیر به صورت غلتان، جهشی و یا معلق حرکت کنند. وقتی این رسوبات به دهنه مصب‌ها یا دریاچه می‌رسند ممکن است ته نشین کرده و یا همیشه به صورت معلق (ذرات کلوئیدی) باقی بمانند. رسوبات آلی، مواد اکسیژنخواه بوده و رسوبات معدنی ممکن است از صنایع و یا در اثر فرسایش خاک ایجاد شده باشند. این رسوبات علاوه بر اثرات زیست محیطی کیفی ممکن است منافذ بین ماسه‌ها و سنگریزه‌های بستر جریان رودخانه را پرکرده و باعث خفه شدن تخم آبزیان و کاهش جمعیت ماهی‌ها شوند.

-نمک‌ها

منشاء نمک‌ها ممکن است از نمک جاده‌های شهری (در زمستان به دلیل استفاده از نمک در سطح جاده‌ها و در بهار به دلیل ذوب برف)، صنایع، سازندهای زمین‌شناسی، ذرات نمک دریا و دریاچه‌ها درا ثر تبخیر آب و وزش باد، رسوبات بادی، عناصر خاک، آبشویی در زمان آبیاری و غیره باشد. اساساً میزان نمک زیرسیستم‌ها از بالادست به سمت پایاب به دلیل عمل انحلال و انتقال بیشتر می‌شود. غلظت بالای شوری نیز موجب گسترش خسارات به محصولات، آبزیان، خاک و سایر مسمومیت‌ها می‌شود. نمک باعث خوردگی انواع سازه‌های شهری، پل‌ها و اتومبیل‌ها نیز می‌شود. امروزه جهت کاهش این خسارات ماده‌ای شیمیایی به آن اضافه می‌کنند.

-فلزات و ترکیبات آلی سمی

مهم‌ترین منابع این گروه رواناب‌های کشاورزی دارای مواد آلی آفت کش‌ها و علف کش‌ها، رواناب‌های شهری حاوی سرب از اگزوز اتومبیل‌های با بنزین سرب دار، رواناب حاوی روی ناشی از سائیده شدن لاستیک خودروها، فاضلاب صنایع حاوی فلزات و مواد سمی و معدنکاوی‌ها هستند. همچنین این مواد ممکن است در زنجیره غذایی تغلیظ شده و از طریق ماهی‌ها و سایر نرم تنان که توسط انسان مصرف می‌شود، وارد بدن انسان و محیط زیست گردند.

-گرما

دما مانند سایر مواد ذکر شده در بالا دارای یک محدوده بالا و پایین مورد نیاز سیستم است. این بدین معنی است که کم شدن بسیاری از مواد ممکن است مانند زیاد شدن آن باعث اختلال در سیستم شود. البته این موضوع وقتی پیچیده میشود که تنوع موجودات محیط زیست زیاد شود. زیرا آستانه و واکنش هر یک بسیار متفاوت است. در این حالت کابرد مدل‌های بهینه‌سازی در مدیریت کیفی بیشتر مشخص می‌شود. به طورکلی منبع این نوع آلودگی مربوط به فاضلاب‌های نیروگاههای برق، برخی از صنایع و چشمه‌های آب گرم است. افزایش دمای آب ممکن است سودمند نیز باشد(تکثیر صدف‌های خوراکی). اما در مصارف تجاری خاص، تفریحی و پرورش ماهی آزاد و قزل آلا برعکس به آب سرد نیاز است. لذا آب گرم باعث اختلال در مهاجرت ماهی‌های آزاد شده و همچنین باعث تسریع فرایند افت اکسیژن توسط مواد اکسیژنخواه می‌شود.

مدیریت کیفی رودخانه

با توجه به توضیحات بالا می‌بایست اثر مواد ورودی به سیستم رودخانه از جمله روی مقدار DO بررسی و پیش‌بینی شود. بدیهی است که در این حالت می‌توان از روش‌های مصنوعی هوادهی مثلاً با ایجاد پرش هیدرولیکی، تصفیه و یا مدیریت فاضلاب ورودی، شرایط کیفی رودخانه را برای یک سطح مناسب و بهینه اقتصادی مصرف، مدیریت نمود. همچنین ممکن است سیستم به صورت تلفیقی در کنار سیستم آب زیرزمینی مدیریت شود. در این حالت به توانایی تصفیه طبیعی و حساسیت‌های آب زیرزمینی نیز توجه می‌شود. در این شرایط با توجه به پیچیده شدن موضوع می‌بایست از تکنیک‌های بهینه‌سازی (فصل خشکسالی) و شبیه‌سازی بهره برد. همچنین می‌بایست به فعالیت‌های میکروبی ناشی از مواد کربنه و ازته(BOD)، فتوسنتز و سایر عوامل هیدرولوژیکی و هیدرولیکی موثر در DO نیز توجه نمود. برخی از روش‌های مرسوم محاسبه DO شامل روش بیلان جرم و معادله افت DO، روش‌های مبتنی بر ضرایب ثابت K و شبیه‌سازی بر اساس مدل‌های کیفی رودخانه مانند مدل‌های QUAL2E,WASP6 قابل ذکر هستند. به طورکلی در رودخانه‌ها وجود غلظت زیاد نیتروژن آمونیاکی باعث مسمومیت ماهی‌ها شده و همچنین آمونیاک و نیترات با غلظت کم نیز موجب رشد جلبک‌ها می شوند. تبدیل $NH4^+$ به $NO3^-$ نیز موجب مصرف مقادیر زیادی از اکسیژن محلول می‌گردد. فسفر نیز وقتی از مقدار مناسب مورد نیاز سیستم بیشتر شود باعث رشد جلبک‌ها می‌شود. بر این اساس باید با توجه به منشاء وجود نوترینت‌های اضافی در آب، راهکار مدیریتی ارائه شود. لذا حذف ازت و یا فسفر از جریان رواناب و فاضلاب قبل از تخلیه به رودخانه بسیار کلیدی است. علاوه براین کنترل آلودگی هوا می‌تواند در کاهش باران اسیدی و کاهش عناصر جزئی (کربن از اتمسفر) و تجزیه مواد موجود در صخره‌ها و سنگ‌ها به بدنه آب نقش داشته باشد.

مدیریت کیفی دریاچه

اگرچه منابع آلودگی دریاچه و رودخانه‌ها یکی است اما مهم‌ترین عامل آلودگی در دریاچه‌ها اغلب مربوط به فسفر و پاتوژن‌هاست. همچنین جهت درک اثر فسفر و سایر آلاینده‌ها در دریاچه، آگاهی از سیستم‌های مختلف دریاچه‌ها (Limnology) که در لایه‌بندی (Stratification) و چرخش (Turnover) دریاچه نقش دارند، ضروری است. علاوه براین بررسی و شناخت مفاهیمی چون نواحی بیولوژیکی (ناحیه نوری، ساحلی، ناحیه عمیق)، حاصلخیزی دریاچه، انواع دریاچه (الیگوتروفیک، اوتروفیک، مزوتروفیک، پیر) و فرایند اوتروفیکاسیون الزامی است. در اینجا نیز مواد مورد نیاز رشد جلبک‌ها شامل کربن، نیتروژن، فسفر و عناصر جزئی است. در بین این نوترینت‌ها تنها فسفر است که از طریق اتمسفر یا منبع آب طبیعی در دسترس نیست. لذا میزان فسفر میزان رشد جلبک‌ها و حاصلخیزی دریاچه را کنترل می‌کند. وقتی غلظت کل فسفر در یک دریاچه پایین باشد دریاچه الیگوتروفیک (حاصلخیزی و رشد جلبک کم) و اگر بالا باشد اوتروفیک (حاصلخیزی و رشد جلبک زیاد) است. دریاچه‌های مزوتروفیک در شرایط حد واسط و دریاچه‌های پیر شامل دریاچه‌های کم عمق با رسوبات آلی و ضخامت زیاد هستند که عمدتاً به مرداب تبدیل می‌شوند. فرایند سیر دریاچه‌ها از الیگوتروفیک به پیر را فرایند اوتروفیکاسیون می‌نامند. هدف از مدیریت کیفیت آب دریاچه‌ها، جلوگیری، کندکردن و یا معکوس نمودن فرایند اوتروفیکاسیون است به صورتی که کیفیت آب نیز در جهت برداشت مصارف مختلف در ترازهای معین، مناسب باشد. لذا باید علت تشدید این فرایند بررسی شود و اگر علت فرایند مربوط به ورود فسفر باشد، راهکار مناسب ارائه شود. استفاده از صفحه Secchi جهت بررسی میزان شفاف بودن دریاچه و غلظت اکسژن محلول در لایه هیپولیمنیون (لایه نزدیک کف دریاچه که اغلب سرد، بیهوازی و با اختلاط ضعیف است) دو معیار کلیدی جهت کنترل جهت فرایند اوتروفیکاسیون است. به طورکلی باید میزان DO دریاچه از مقداری مجاز با توجه به مصرف و هزینه تصفیه کمتر نشود. مقدار DO جهت حفاظت عمومی آب نباید از ۱ میلی گرم بر لیتر کمتر شود. در غیر این صورت بوی تخم مرغ گندیده و همچنین افزایش هزینه‌های تصفیه مشاهده می‌شود. در این شرایط برداشت از لایه‌های بالاتر از هیپولیمنیون مانند لایه اپی لیمنیون (اغلب گرم، هوازی و با اختلاط مناسب است) به عنوان یک راه حل ممکن است اجرا شود اما این لایه نیز اغلب با کدورت و دمای بالای آب همراه است. کنترل فسفر ورودی، ته نشینی فسفر با افزودن آلوم و لایروبی رسوبات حاوی فسفر یکی از روش‌های مدیریتی دریاچه است. همچنین مدیریت فاضلاب‌های شهری و صنعتی، کنترل نشت پساب سپتیک تانک‌ها و فسفرکودهای موجود در رواناب‌های کشاورزی نیز قابل ذکر هستند(بند مخازن، فصل خشکسالی). مدل‌های مناسب جهت شبیه‌سازی کیفی دریاچه‌ها همچون مدل‌های HEC-5Q, CEQUALW2 قابل ذکر هستند. جهت مطالعه بیشتر به مرجع: مدیریت کیفیت آب در دریاچه‌ها و رودخانه‌ها، Davis,**1941** و راهنمای احیای دریاچه‌های کم عمق تغذیه گرا Moss,**1943** مراجعه شود.

منابع آلاینده آب زیرزمینی

همان‌طور که در فصل سیل نیز اشاره شد زمان تجدید یا زمان ماند برای عبور از یک زیر سیستم بر اساس حجم ذخیره دائم سیستم S و دبی خروجی سیستم Q با لحاظ کردن فرضیاتی محاسبه می‌شود. با توجه به این‌که زمان ماند در آب‌های

زیرزمینی طولانی است، تشکیلات ریزدانه مانند فیلتر عمل می‌کنند و همچنین مخازن آبخانه آبرفتی در حفاظت نسبی قرار دارند لذا اصولاً غلظت مواد میکروبی و شیمیایی نامناسب در آب‌های زیرزمینی بویژه در تشکیلات ناهمجوش با عمق زیاد پایین‌تر است. قبل از هرگونه مطالعه یا عملیات مدیریت آلاینده‌ها ابتدا می‌بایست منشاء آلاینده و محل ورود آن به آبخانه مشخص گردد. در آبخانه‌های تحت فشار محل ورود آلودگی محدود به محدوده تغذیه که معمولاً کوچک‌تر از سطح تغذیه آبخانه‌های آزاد است است. لذا احتمال آلودگی آنها کمتر بوده و در صورت آلوده شدن همچنین راحت‌تر می‌توان مناطق مسئله‌دار را پیدا و کنترل نمود. اگر در آب سطحی باکتری میکروبی E.Coli موجود باشد یعنی تخم انواع ویروس، انگل و باکتری نیز وجود دارد. اگر این آب روی سطح زمین جریان یابد آلودگی میکروبی آب از سطح زمین به سمت داخل به صورت لگاریتمی کم می‌شود که بسته به نوع خاک ممکن است در اعماق ۷ الی ۸ متری(خاک‌های نسبتا سنگین) یا ۱۷ تا ۳۰ متری(سبک شنی) فاقد آلودگی میکروبی شود. اگرچه آب در این اعماق (بالای ۲۰ متر) از نظر میکروبی احتمالاً عاری است اما ممکن است از نظر آلودگی‌های دیگر همچون آلودگی شیمیایی و رادیواکتیو آلوده باشد. لذا اگر آب چشمه‌ای مسافت‌های مذکور را از فاصله تغذیه تا دهنه چشمه طی نکرده باشد و در محل تغذیه، منابع آلاینده محتمل باشد آب چشمه قبل از کلر زنی قابل شرب نخواهد بود. ممکن است سطح سفره آب زیر ۲۰ متر باشد اما آلودگی از طریق حفر غیر فنی چاه و یا عدم رعایت مسائل ایمنی بعد از حفر از طریق چاه یا حتی دستگاه‌های حفاری وارد آب شده باشد. لذا پس از حفر انواع چاه‌ها مانند چاه‌های سنتی دهان گشاد(Dug Well) که توسط مقنی حفر می‌شود و احتمال آلوده شدن وجود دارد باید پیش از بهره‌برداری، ضد عفونی شده و درب چاه بسته و توسط لوله بهره‌برداری شود(تجهیز کردن چاه، بند کنترل آلاینده). در این حالت ارتباط چاه با آب‌های سطحی آلوده نیز بررسی و قطع شود. لذا آب‌های زیرزمینی نیز محتمل به آلوده شدن هستند و منابع آلاینده را می‌توان به سه دسته منابع نقطه‌ای، خطی و پهنه‌ای تقسیم نمود. یک چاه جذبی در مناطق شهری نمونه‌ای از آلودگی نقطه‌ای است. البته اگر نقاط آلودگی زیاد باشد و به یکدیگر متصل شوند آلودگی در سطح آبخانه مانند آلودگی‌های ناشی از کود و سموم مناطق کشاورزی اتفاق افتاده است. وقتی پساب کارخانه‌ای صنعتی وارد یک نهر نفوذپذیر می‌شود آلودگی از نوع خطی، آبخانه را تهدید می‌نماید. رودخانه‌های شور نیز در اثر پدیده هیدرولیکی تداخل رودخانه-سفره (River-Aquifer Interaction) به صورت خطی آبخانه‌ها را تهدید می‌کنند. شناخت مکانسیم فرآیند آلودگی، مواد و سایر واکنش‌ها که روی شکل توده آلاینده اثر دارد جهت تهیه مدل مفهومی در مدل‌سازی و همچنین پایش سیستم در صحت‌سنجی نتایج مدل ضروری است. عمده‌ترین منابع آلاینده آب‌های زیرزمینی به شرح زیر هستند:

-تخلیه فاضلاب‌های شهری و صنعتی شامل انواع میکروارگانیسم‌ها، مواد شیمیایی، فیزیکی و رادیواکتیویته به رودخانه یا تزریق به چاه

-مناطق کشاورزی شامل انواع سموم، حشره کش‌ها و کودهای ازته و نیتراته و آب برگشتی.

-پدیده‌های نشت و لکه‌های نفتی. برخی از سازه‌های دفع مواد زائد مانند مخازن فاضلاب(Septic tank) که در بسیاری از مناطق شهری و مجتمع‌های مسکونی احداث می‌شوند ممکن است نشت کرده و باعث آلودگی آبخانه شوند. این مسئله در مورد مخازن بنزین، نفت، لوله‌های انتقال مواد نفتی و آلی، مخازن انباشت انواع زباله به ویژه زباله‌های اتمی نیز مشابه است. هرچند ممکن است سرعت نشت در برخی موارد بسیار کند باشد با این وجود در اثر گذشت سالیان متوالی می توانند باعث عواقب بسیار خطرناکی برای انسان به ویژه در آبخانه‌های کم عمق به وجود آورند. امروزه دفع فاضلاب‌های بسیار غلیظ و ایجاد دبی صفر پسماند (Zero discharge) به کمک فناوری‌های تبخیر فاضلاب (Wastewater Evaporation) و یا تزریق آلاینده در اعماق بسیار عمیق زمین به کمک تکنولوژی روز، امکان‌پذیر است.

-نفوذ و تداخل آب شور در مناطق ساحلی یا دریاچه‌های شور که اغلب به دلیل بهره‌برداری غیرمجاز اتفاق می‌افتد.

-آلودگی‌های طبیعی مانند جنس کف آبخانه، سازندهای تبخیری شور، گنبدهای نمکی

-آلودگی‌های ناشی از افزایش جمعیت و بهره‌برداری مانند افزایش وسائط نقلیه، معدن کاوی

- آلودگی‌های هوا شامل ذرات آلوده معلق که پس از مدتی در سطح وسیعی رسوب می‌کنند و یا به وسیله بارش وارد آبخانه‌ها در سطح وسیعی می‌شوند.

-آلودگی ناشی از شکستن مخازن یا لوله‌های انتقال در اثر حوادث طبیعی مانند سیل و زلزله

-نشت آلودگی از زهکش‌های اراضی که حاوی مقادیر زیادی آب شور ناشی از آبشویی و مواد شیمیایی کشاورزی هستند.

۵-٤-۲-فرآیندهای انتقال

در این بند هیدرولیک و مبانی مکانیزم انتقال آلودگی در آب‌های سطحی، دریاچه‌ها، آب‌های زیرزمینی، فون و فلور و به طورکلی هیدروسیستم‌ها به واسطه فرآیندهای فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی بررسی می‌شود. باید توجه نمود فرآیند انتقال آلودگی بسیار پیچیده بوده به طوری که با توجه به خصوصیات آلاینده مانند حلالیت، دانسیته، ثابت هنری، فشار بخار، ضرائب توزیع، دیفیوژن، و ... و شرایط محیط انتقال همچون سرعت، دما، PH، خصوصیات خاک، سازند، رقیق‌سازی (Dilution) در اثر تغذیه از بارش یا رودخانه و.. ممکن است تحت تاثیر یک فرآیند به طور مثال فرآیندهای بیولوژی یا تمام فرآیندهای تبدیل مواد مانند فرایندهای شیمیایی، بیولوژیکی، اکسیداسیون- احیاء، میکروبی، هیدرولیز و... به طور هم‌زمان باشد. لذا تفکیک آنها به فرایندهای فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی جهت سادگی مطالعه موضوعات تخصصی و کاربردی است.

-آلودگی آب(Contamination). ماده‌ای که وجود آن در آب موجب کاهش و یا به مخاطره افتادن سلامت زندگی موجودات در کوتاه‌مدت یا بلندمدت می‌شود. این ماده ممکن است در اثر فعالیت‌های انسان یا حتی طبیعی ایجاد شود. باران‌های فوق اسیدی و تولید گازهای مخرب انسان ساز قرن‌ها پیش قبل از صنعتی شدن نیز اتفاق افتاده است.

-انتقال(Transport): حرکت آلودگی در محیط زیست را انتقال می‌نامند.

-وقتی می‌خواهیم اثر تمام فرآیندهای فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی را روی لکه آلودگی(Plume) بررسی کنیم در واقع می‌خواهیم سرنوشت (Fate) آلاینده را بررسی کنیم. سرنوشت آلاینده به اضمحلال و یا تبدیل ماده به ماده کمتر یا بیشتر سمی شده در محیط و سیال توجه می‌کند.

-برخی از فرآیندهای شیمیایی مانند فرآیندهای فتوشیمیایی و واکنش‌های بیوشیمیایی که در هنگام انتقال فیزیکی آلاینده تاثیر می‌گذارند به فرآیندهای تبدیل(Transformation) معروفند.

۱-حرکت آلاینده (Movement) با تاکید بر عوامل فیزیکی

ماده آلاینده ممکن است محلول، امولسیون (چربی در آب) یا جامد باشد. انتقال فیزیکی ماده آلاینده در سیال (Fluid) که اغلب آب است حاصل تعادلی بین فرآیندهای فیزیکی و فرآیندهای شیمیایی و بیولوژیکی است به طوری که ممکن است در حین انتقال آلاینده در محیط اشباع مواد جدیدی در اثر فعالیت‌های شیمیایی در فاز سیال تولید شوند که بسیار خطرناک‌تر و سمی‌تر از مواد اولیه (Parent) نیز باشند و یا مواد حد واسط با خاصیت‌های متفاوت مانند حالت گازی در فاز سیال تولید و به فاز گاز توزیع گردد. همچنین ممکن است بخشی از مواد آلاینده از فاز سیال به فاز جامد به واسطه فرآیند جذب سطحی، توزیع شوند و این فرآیندها به دفعات از سیال به جامد و گاز و یا بر عکس از گاز و جامد به سیال اتفاق بیفتد. توزیع (Partitioning) مواد بین فازها یک مفهومی از تعادل (Equilibrium) بین واکنش‌هاست که خود واکنش‌ها با ضرایب موازنه (Balance) توجیه می‌شوند. این ضرایب توزیع در شرایط تعادل واکنش‌ها به صورت فرضی محاسبه می‌شوند لذا در عمل و شرایط واقعی ممکن است چنین شرایطی حاکم نباشد که خود بخشی از عدم قطعیت‌های محاسباتی مدل خواهد بود. به طور کلی درک مفاهیم موازنه انرژی و جرم، ماده، کار، توان، بازده و قوانین نیوتن در انتقال فیزیکی و مکانیک محیط زیست ضروری است. این مفاهیم اغلب بر اساس قوانین سینماتیک و مکانیک سیالات بررسی می‌شود. هرچند آشنایی با مفهوم سنتیک، استاتیک و مقاومت مصالح نیز در درک مفاهیم ترمودینامیک و هیدرودینامیک فرآیندهای توزیع موثر خواهد بود.

قابلیت حل شدن (Solubility) پدیده‌ای فیزیکی-شیمیایی محسوب می‌شود و در فرآیندهای انتقال بسیار مهم هستند. قابلیت حل شدن با واحد $mg\,L^{-1}$ و یا واحدهای وزن به وزن و حجم به حجم، ppm و غیره معیاری است از مقدار حل شدن یک ماده شیمیایی تحت شرایط معین در یک مایع (Liquid) حلال (Solvent) مانند آب. این خاصیت تحت تاثیر خصوصیات فیزیکی ماده مانند فشار بخار، فراریت(Volatility)، دانسیته و شیمی ماده مانند قطبیت، باندهای بین مولکولی، نیروهای بین مولکولی و ممان‌های دوقطبی مولکولی قرار دارد. به عنوان نمونه مواد پلار تمایل بیشتری به حل شدن در آب و لذا انتقال راحت‌تر برخلاف مواد غیر قطبی دارند. در این خصوص یک سوال اساسی این است که یک ماده تا چه اندازه در آب حل می‌شود؟ اگر یک ماده در شرایط نرمال محیطی دما و فشار به طور کامل و یا به آسانی در آب حل می‌شود به آن آب دوست و در حالت عکس آب گریز است. حال سوال این است در این حالت ماده غیر محلول تحت چه عاملی حرکت می

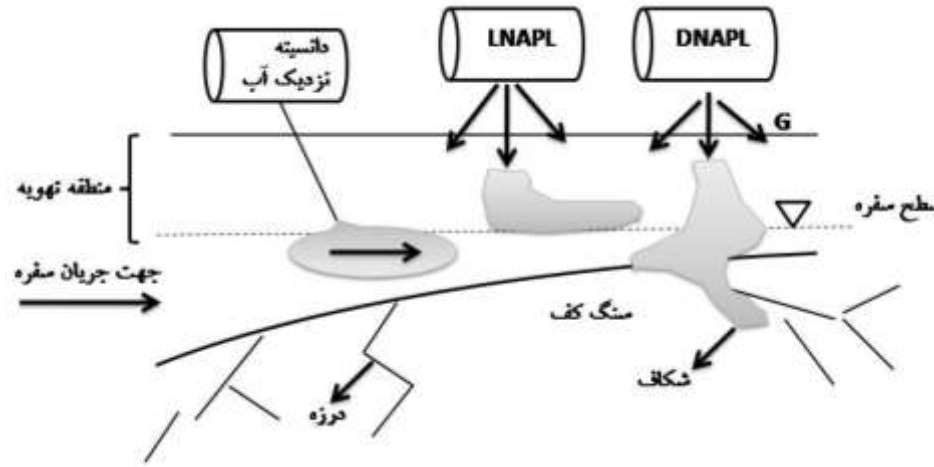
کند و آیا ممکن است سریع‌تر از مواد محلول حرکت کند؟ در اینجا روابط بین قابلیت انحلال با جرم حجمی مطرح می‌شود. لازم به ذکر است بسیاری از آلاینده‌ها مواد آلی هستند که در حلال‌های آلی به آسانی حل می‌شوند. عموماً ترکیبات آلی که آب دوست هستند چربی گریز و ترکیبات آلی چربی دوست آب گریز هستند اما این قاعده عمومیت ندارد زیرا ممکن است ماده آلاینده در هر دو محیط با نسبت‌های معین حل شود. لذا ما در اینجا با مفهومی مانع الجمع سرو کار داریم. در این خصوص ضریب توزیع اکتانول-آب(K_{ow}) مطرح می‌شود. اکتانول یک ماده آلی و نماینده فاز آلی است. این ضریب معادل نسبت غلظت ماده در اکتانول به غلظت ماده در آب و در شرایط تعادلی بین فازها و واکنش‌های شیمیایی است. تعادل شیمیایی یعنی فرآیند واکنش در یک حجم کنترل سیال به سرانجام رسیده است. برخی از ترکیبات اکتانول هم آب دوست و هم چربی دوست هستند(Amphiphilic). هرچه مقدار K_{ow} بیشتر باشد حاکی از بیشتر چربی دوست بودن ماده دارد. به طورکلی اگر K_{ow} بیشتر از واحد باشد دلالت بر جریان غیرآبی همچون NAP دارد. جهت درک موضوع، دو آلاینده از گروه NAP را که به جریان چند فازه (Multiphase flow) نیز معروف هستند بررسی می‌شود.

DNAPLs (dense nonaqueous phase liquids)

غیر آبی بودن (nonaqueous) این آلاینده یعنی نامحلول یا کمتر محلول بودن آن در فاز آب و لذا مقدار K_{ow} بالا خواهد بود که ممکن است بیش از ۲۷۰۰ نیز باشد. این ترکیبات آلی دارای جرم حجمی بیشتری نسبت به آب هستند و لذا حرکتی عمودی و به سمت پایین در محیط متخلخل دارند. قابل ذکر است جهت حرکت این مواد بیشتر از آنکه به جهت جریان سیال مرتبط باشد به شیب کف آبخانه مرتبط است به طوری که ممکن است حتی در خلاف جهت جریان سیال نیز حرکت کنند. بعضی مواد مانند DDT که نامحلول در آب هستند و یا دارای غلظت‌های بسیار ناچیز در آب هستند می‌توانند در حلال‌های آلی مانند انواع گروه NAP ابتدا مخلوط شده و سپس به واسطه دانسیته سنگین این مواد وارد آب زیرزمینی تا اعماق و جهات مختلف گردند.

LNAPLs (light nonaqueous phase liquids)

این مواد آلی دانسیته کمتر از آب دارند لذا روی سطح سفره و به صورت شناور قرار می‌گیرند. موادی که دانسیته برابر با آب دارند به صورت مستغرق بوده و ممکن است با سرعت بیشتری تحت تاثیر جریان محیط حرکت کنند. همچنین اگر یک ماده در شرایط نرمال، جامد باشد مانند Atrazine (علف کش) دیگر در این دو گروه بررسی نمی‌شود زیرا مایع(Liquid) نیست. شکل ۵-۲۶ حالت‌های مختلف را تشریح می‌کند.



شکل۵-۲۶: نقش دانسیته سیالات در حرکت و رفتار آلاینده‌های آب زیرزمینی

بیان یک معادله دیفرانسیلی ساده از موازنه و تغییرات آلودگی نسبت به زمان **t** به شکل زیر است:

$$\frac{d[A]}{dt} = -v.\frac{d[A]}{dx} + \frac{d}{dx}\left(D.\frac{d[A]}{dx}\right) + r \qquad ۶۷-۵$$

v: سرعت سیال

D: ثابتی که مربوط به زیر سیستم(Compartmental) و توزیع بین فازی می‌شود. فرض کنید بدنه آب(Bulk liquid) و بدنه هوا(Bulk gas) هر کدام یک زیر سیستم مجزا باشند و بین آنها نیز غشاء گاز(Gas film) بعد از بدنه گاز و غشاء مایع(Liquid film) بعد از بدنه آب قرار دارد. همچنین دو غشاء مذکور با یک خط حدواسط گاز-مایع جدا شود. در این حالت با مدل‌های دو غشائی روبرو هستیم.

$\frac{d[A]}{dx}$: گرادیان غلظت ماده شیمیایی A

r: واکنش‌های درونی که ممکن است در حجم کنترل باعث تولید ماده A (Sources) و یا کاهش و تخریب ماده A(Sinks) شوند.

فرض کنید آلاینده‌ای در بدنه آب با غلظت مشخص وجود دارد. بدیهی است بخشی از این آلاینده پس از برقراری تعادل بین زیر سیستم‌ها، به شرایط تعادل رسیده و هم‌زمان تحت تاثیر سایر مراحل انتقال قرار می‌گیرد به طوری که بخشی در آب حل شده C_{diss}، بخشی وارد بدن موجودات زنده، بخشی وارد هوا و بخشی نیز به ذارت خاک محیط متخلخل (غیر اشباع و اشباع) و بخشی به رسوبات معلق یا در حال ته نشست جذب سطحی می‌شود. جهت بررسی و مدل‌سازی رفت و آمد آلاینده بین زیرسیستم‌های مختلف در میان خاک، سطح رسوب، اتمسفر، بافت موجودات و بدنه آب از ضرایب توزیع و مدل‌های موازنه (قوانین بقای جرم، مومنتوم، انرژی و نیوتن) مبتنی بر غلظت و بی‌دوامی(Fugacity) استفاده می‌شود.

ضریب جذب(Sorption): ضریب توزیع(K_D) یا ضریب توزیع آب-خاک(K_p) است. اگرچه محاسبه جذب خالص در محاسبات قابل قبول است بهتر است بدانیم ۴ نوع مکانیسم اصلی جذب وجود دارد. تمام مکانیسم‌های جذب به واسطه فرآیندهای فیزیکی و شیمیایی کنترل می‌شوند با این وجود فاکتورهای فیزیکی در دو نوع جذب سطحی و ساختاری غالب هستند. جذب سطحی(Adsorption) شامل فرآیند چسبیدن مواد شیمیایی محلول به سطح ذرات خاک مانند ذرات رس و مواد آلی کربن‌دار در خاک است لذا این نوع جذب در آب زیرزمینی مشاهده می شود. جذب ساختاری(Absorption) اغلب در محیط متخلخل اتفاق می‌افتد به طوری که مواد حل شده در محلول به داخل ذرات خاک نفوذ می‌کنند که دلیل اصلی آن وجود واکنش‌های درونی الکترواستاتیک بین آلاینده‌ها و سطح ذرات است. دو نوع جذب دیگر جذب شیمی و جذب تبادل یونی نام دارند که از ترکیب فرآیندهای فیزیکی-شیمیایی توجیه می‌شوند.

ضریب قابلیت حل شدن(K_{diss})

ضریب توزیع آب-هوا (K_{AW})، (ثابت گاز هنری $[K_H]$)

ضریب توزیع آب -کربن آلی(K_{oc})

-مدل‌های موازنه جرمی مبتنی بر غلظت

مثال: فرض کنید حجم فون در بدنه آبی با حجم 10^7 مترمکعب برابر ۱۰ ppm باشد. اگر ضریب توزیع از این آب به جاندار(فاکتور تمرکز آلاینده در بدن جاندار) ۹۰۰۰ باشد غلظت آلودگی در فون را حساب کنید؟

$$10 \cdot 10^{-6} \cdot 10^{7} \cdot 9000 \cdot C_{diss} = 9 \cdot 10^{5} \cdot C_{diss}$$

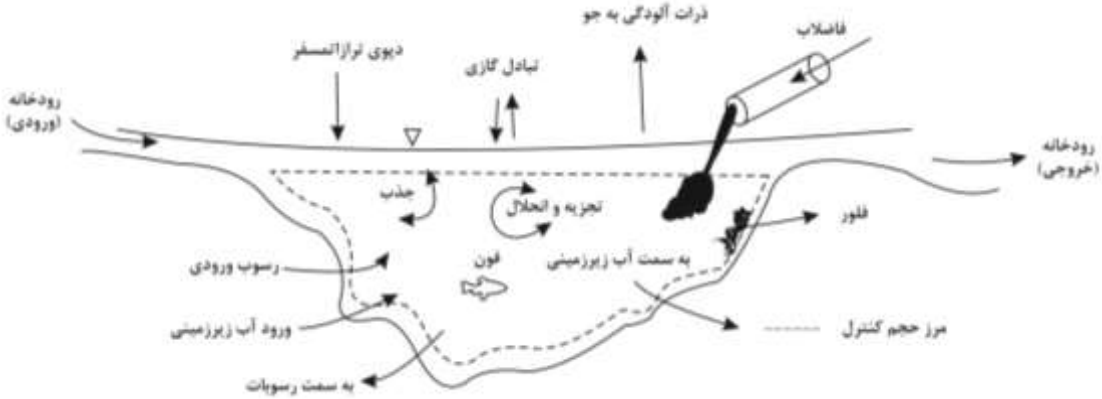
باید توجه نمود غلظت آلاینده در فون با غلظت آن در ستون آب متفاوت است و می‌بایست با توجه به حجم آلاینده و حجم آب تبدیل را انجام داد. این مثال برای محیط متخلخل و سایر زیر سیستم‌های آب سطحی چون سیل آلوده نیز مشابه است. باید توجه نمود غلظت آلودگی کل بر اساس موازنه، حاصل جمع غلظت در بدنه فون، غلظت محلول، غلظت رسوب، غلظت فرار گاز، ته نشست در رسوب، رسوب خروجی و واکنش‌های مربوط به نیمه عمر محاسبه می‌شود. به طور کلی باید موازنه زیر را برای غلظت‌های ورودی و خروجی یا جرم در سیستم لحاظ نمود:

$$Input = Storage + Output$$

ورودی ممکن است از آب زیرزمینی، اتمسفر و هر زیر سیستم دیگری باشد. به عنوان نمونه:

$$Disch\arg e\ rate = Diss\ out + sorbed\ out + reaction + se\dim + vapor$$

شکل ۵-۲۷ نیز مطالب را نمایش می‌دهد:



شکل۵-۲۷: اندرکنش ساده شده زیرسیستم‌های مختلف

-مدل‌های موازنه جرمی مبتنی بر فوگاسیته آلودگی در آب(فراریت)

رابطه بین غلظت شیمیایی و فوگاسیته به صورت زیر است:

$$C_i = Z_i . f \qquad ۶۸-۵$$

C_i: غلظت ماده آلاینده در زیر سیستم i با ابعاد($\frac{M}{L^3}$)

Z_i:ظرفیت فوگاسیته که به ارزش Z یا ثابت فوگاسیته نیز معروف است($\frac{T^2}{L^2}$)

f :فوگاسیته($\frac{M}{L.T^2}$)

بر این اساس رابطه زیر بین غلظت‌های ورودی به سیستم با فوگاسیته آب بر قرار است:

$$Conta\min ant\ \ input = f_{water} \sum D_i \qquad ۶۹-۵$$

$$N = Df \qquad ۷۰-۵$$

N : انتقال واقعی

D: ثابت‌های انتقال و توزیع بین زیر سیستم‌ها

مثال: فرض کنید کل آلودگی یک آلاینده ورودی به سیستم و مقدار زمینه بدنه آب ۵۲ gh^{-1} محاسبه شده باشد. همچنین جرم مولکولی آلاینده ۱۰۰ $g\ mol^{-1}$ باشد. بنابراین مقدار ورودی به سیستم بدنه آب ۰,۰۵۲ ($mol\ h^{-1}$) است. مقدار D هر زیر سیستم بر حسب($mol\ pa^{-1}\ h^{-1}$) از حاصلضرب مقدار جریان مربوطه G فرضاً جریان رسوب، آب، فون و ... ($m^3 h^{-1}$) در ارزش Z_i به دست می‌آید. در این حالت می‌بایست مقدار مجموع D_i محاسبه و سپس مقدار فوگاسیته آب را محاسبه نمود. غلظت آلاینده در هر زیرسیستم مثل بدنه آب، ذرات رسوب، بدنه فون و غیره از حاصلضرب فوگاسیته آب در ارزش Z مربوطه بر حسب مول

بر متر مکعب به دست می‌آید. جهت محاسبه غلظت آلاینده در ستون آب می‌بایست با توجه به حجم هر زیر سیستم محاسبات را انجام داد. بدیهی است که این محاسبات در شرایط دائم و تعادل بین سیستمی معتبر است که این فرض باعث خطا و عدم قطعیت در نتایج محاسبات می‌شود.

حال که مفهوم ضرایب توزیع، تعادل و موازنه در سیستم روشن شد این سوال مطرح می‌شود چگونه آلاینده‌ها در محیط متخلخل حرکت می‌کنند؟ سه فرآیند فیزیکی مهم که مسئول انتقال آلودگی در محیط زیست و آب‌های زیرزمینی هستند جواب این سوال است.

الف- فرآیند انتقال یا جابجایی(Advection): شاید بارزترین و موثرترین فرآیند انتقال آلودگی و مواد شیمیایی محلول در آب و هوا فرآیند جابجایی باشد. لذا به آن انتقال اصلی یا حجمی(Bulk transport) نیز می‌گویند. مقدار و جهت جابجایی متناسب با مقدار و جهت جریان است. جابجایی ممکن است بین دو زیر سیستم نیز اتفاق بیفتد. اگر جابجایی فقط داخل یک زیر سیستم باشد و یا ضریب توزیع فقط برای بدنه آب و آلودگی لحاظ شود جابجایی همگن است در غیر این صورت جابجایی غیر همگن بوده و می‌بایست جابجایی را برای بدنه آب و سایر فازهای موثر در جابجایی مثل انتقال آلاینده در اثر رسوب، فون و غیره محاسبه و با هم جمع نمود(جابجایی غیرهگن یا کل). انتقال مربوط به جابجایی همگن سه بعدی از حاصلضرب مقدار دبی جریان (**Q**) در غلظت ماده آلاینده محیط(**C**) به دست می‌آید:

$$N = QC \qquad ۷۱\text{-}۵$$

بدیهی است که جهت محاسبه جابجایی فاز رسوب، فون، بخار شدن و فرار به حالت گازی و.... ابتدا با توجه به مدل‌های موازنه جرمی غلظت یا فوگاسیته، غلظت آلاینده هر فاز را همان‌طور که در پیش ارائه شد مشخص و سپس با توجه به دبی جریان مقدار جابجایی بر حسب جرم بر زمان محاسبه و با جمع مقادیر جابجایی هر فاز، جابجایی کل محاسبه شود.

مثال: فرض کنید حاصلضرب سرعت دارسی در سطح مشخصی از آبخانه فرضی برابر $Q = KIA = 10\,m^3/s$ باشد. همچنین غلظت آلاینده بنزن (Benzene) در آن برابر $5\times10^{-3}\,\mu gL^{-1}$ باشد. مقدار جابجایی ۳ بعدی چقدر است؟

$$N = \frac{(10m^3\,\sec^{-1})(5\times10^{-3}\,\mu gL^{-1})(1000L)}{m^3} = 50\mu g\,\sec^{-1}$$

مثال: فرض کنید جابجایی همگن ۳ بعدی در یک رودخانه برای کروم حل شده (Dissolved chromium) برابر $500\mu g\,\sec^{-1}$ باشد. علاوه براین ذرات معلق رودخانه با یک مقداری برابر $0.001m^3/s$ در حال حرکت هستند.آنالیزها نشان داده است که این ذرات معلق دارای یک غلظت متوسط $500mgL^{-1}$ از کروم هستند. مقدار جابجایی غیرهمگن (کل) جریان کروم در رودخانه را حساب کنید؟

$$N = 0.001(m^3/s)500\cdot1000(mg/m^3) = 500mg\,\sec^{-1}$$

$$Total = 0.5(mg/s) + 500(mg/s) = 500.5mg/s$$

همان‌طور که مشخص است ابتدا باید ذرات رسوب را به عنوان یک سیستم همگن فرض کرده و مقدار جابجایی آلودگی چسبیده به آن را به مقدار جابجایی آلودگی محلول (Dissolved fraction) جهت محاسبه کل جابجایی سیستم، اضافه نمود. از مثال بالا مشخص است که جابجایی‌های ناهمگن، مکانیسم اصلی جابجایی ترکیبات چربی دوست (Lipophilic) است که به ذرات می‌چسبند. فلزات ممکن است با توجه به شرایط تشکیل (Speciation) مانند ترکیبات آب دوست (Hydrophilic) یا ترکیبات چربی دوست رفتار کنند. بسیاری از مواد ارگانیکی و آلی مانند PAHs (Polycyclic Armatic Hydrocarbons) و PCBs (Polychlorinated biphenyls) در آب به طور نسبی نامحلول هستند، لذا عمده انتقال جابجایی آنها به وسیله چسبیدن به ذرات معلق در رودخانه صورت می‌گیرد. در واقع غلظت مواد آلی چرب دوست در رسوبات بیشتر از غلظت آنها در حالت محلول است.

در اثر فرایند جذب (Sorption) آلودگی به سطح قطرات باران در اتمسفر چسبیده که آن را دپوی‌تر (Wet deposition) می‌نامند. همین فرایند وقتی برای ذرات جامد اتفاق بیفتد، دپوی خشک (Dry deposition) است. لذا این آلودگی‌ها توسط جریان سیل و نزولات به حرکت در می‌آیند. نزولات این مواد را به سطح زمین رسانده و به سمت رودخانه، دریاچه و محیط متخلخل غیر اشباع و سپس اشباع می‌رساند. مواد محلول در آب‌های زیرزمینی و محیط‌های متخلخل مطابق جهت و مقدار گرادیان هیدرولیکی در اثر فرآیند جابجایی و با اثر ثانویه انتشار(Diffusion)، حرکت می‌کنند. جدای از مدل‌های ۳ بعدی انتقال، بسیاری از مدل‌های جابجایی محیط متخلخل ممکن است با یک معادله شار جرمی ۱ بعدی به صورت زیر نوشته شود:

$$J_A = \bar{v}\,\eta_e C \qquad ۷۲\text{-}۵$$

$\bar{v}$: سرعت متوسط خطی(ms^{-1}) که همان سرعت واقعی موثر است.

η_e: خلل و فرج موثر

C: غلظت شیمیایی محلول(kgm^{-3})

معادله ۵-۷۲ برای محاسبه شار ۲ بعدی انتقال آلودگی که از یک سطح واحد اتمسفر و یا رودخانه عبور می‌کند به شکل $J_A = \bar{v}C$ تغییر می‌کند. این مقدار جابجایی باصطلاح دانسیته شار (Flux density) جابجایی نام دارد. دانسیته شار در واقع معادل حرکت جرم آلودگی از واحد سطح و زمان مشخص است. با توجه به این‌که سرعت سیال در محیط‌های آشفته، ثابت نیست (شرایط باد آرام و توربلانس) لذا جهت محاسبه دانسیته شار جابجایی در یک سیال آشفته باید مقدار متغیر را در طول زمان انتگرال گرفت تا مقدار متوسط آن برآورد گردد. به عنوان مثال بسته به تجهیزات، نوع آلودگی، شرایط و حالت سیستم ممکن است میزان آلودگی متوسط در اتمسفر برای ۱ ساعت از ۶۰ عدد برای هر دقیقه به دست آید.

مثال: فرض کنید غلظت یک نوع افت کش (Dieldrin) در یک رودخانه با سرعت $0.1ms^{-1}$ برابر $15ngL^{-1}$ اندازه‌گیری شده باشد. مقدار دانسیته شار ۲ بعدی افت کش را در سیستم رودخانه و در جهت پایاب بر حسب پیکوگرم بر مترمربع حساب کنید؟

$$J_A = 0.1 \cdot 0.015 = 0.0015 ngm^{-2} = 1.5\, Picograms\, m^{-2}$$

ب-پخشودگی (Dispersion). پخشودگی شامل فرایند حرکت آلاینده در اثر مجموع اثر پخش مکانیکی و انتشار مولکولی است. نوع پخشودگی همان‌طور که در مورد انتشار نیز صادق است با توجه به مقیاس متفاوت است. دو نوع اصلی پخشودگی شامل پخشودگی مکانیکی و هیدرودینامیکی وجود دارد. پخشودگی مکانیکی در واقع فاکتوری در پخشودگی هیدرودینامیکی است. به طور کلی فرآیند حرکت لکه آلودگی به صورت طولی و در جهات مختلف را پخشودگی دینامیکی می‌نامند که در هوا و آب به ترتیب پخشودگی ایرودینامیک و هیدرودینامیکی نامیده می‌شود. این فرآیند فیزیکی مربوط به مجموع اثر سرعت مولکولی و انتشار است که ممکن است باعث شود آلودگی سریع‌تر از سرعت متوسط جریان، منتقل شود. در یک آبخانه وقتی آلاینده به صورت اریب در مسیر جریان عمومی قرار می‌گیرد فرآیند پخشودگی دینامیک مطرح می‌شود. لذا این فرآیند ناشی از دو مکانیسم فیزیکی انتشار مولکولی و پخشودگی مکانیکی است. پخشودگی مکانیکی وقتی وجود دارد که سرعت صفر نباشد اما انتشار در حالت سکون و جریان سیال وجود دارد. مقدار پخشودگی دینامیکی در آب‌های زیرزمینی بر اساس رابطه زیر بر حسب $cm^2 s^{-1}$ ارزیابی می‌شود:

$$d_d = a v_x + D_e \qquad ۷۳-۵$$

a: پخشودگی محیط متخلخل(cm)

v_x: سرعت متوسط خطی آب زیرزمینی($cm\,s^{-1}$)

D_e: ضریب انتشار آلودگی($cm^2\ s^{-1}$)

لذا پخشودگی مکانیکی ناشی از پیچ و خم مسیر جریان و سرعت سیال است و در جایی که سیال قرار است از محیط متخلخل و خاک عبور کند مهم می‌شود. در این حالت سیال نمی‌تواند مسیر مستقیم را طی کند که این مسئله باعث پخش سیال و آلاینده آن در جهات مختلف طولی(همسو با جریان)، افقی و عمودی (اریب با جریان) در محیط می‌گردد. لذا پخشودگی مکانیکی در آکیفر و خاک وقتی سرعت وجود دارد اهمیت بیشتری نسبت به انتشار دارد. البته فرایند انتشار در شرایط نشت و تشکیلات رسی، مهم می‌شود. پخشودگی باعث اختلاط آلاینده در بدنه سیال (آکیفر، اتمسفر، آب سطحی) بر اساس فرآیندهای فیزیکی می‌شود اما ممکن است از روش‌های استوکاستیکی و مدل لاگرانژین به ویژه در اتمسفر، به خوبی مدل‌های دترمینستیک و مدل اولرین استفاده شود. شار جرمی محلول در اثر پخشودگی و به صورت دترمینستیک بر حسب ($kg\,m^{-2}s^{-1}$) به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$J_D = \underline{D} \cdot gradC \qquad ۷۴-۵$$

$\underline{D}$ **:** تانسور پخشودگی(ms^{-1})

C: غلظت آلودگی آلاینده شیمیایی (kgm^{-3})

تانسور پخشودگی شامل ضرایب پخش در جهت مسیر طولی، عمودی و افقی برای هر یک از محورهای مختصات سه بعدی است($D_{xx}, D_{xy,}\ D_{xz}, \ldots$).

ج-انتشار(Diffusion)

در فرآیند انتشار، آلاینده‌ها، یون‌ها، مولکول‌ها و دیگر مواد حل شده(solutes) از نقاط با غلظت زیاد به سمت غلظت کمتر در یک محلول(Solution) حرکت می‌کنند(مانند واکنش‌های شیمیایی). به عنوان مثال اگر در یک توده رسوب محتوی متیل جیوه در اعماق ۳ و ۲ میلیمتری به ترتیب ۱۴۰ و ۱۰ نانوگرم بر لیتر متیل جیوه باشد فرآیند انتشار باعث انتقال به سمت بالا خواهد شد. فرآیند انتشار به وسیله قانون فیک تشریح می‌شود. قانون اول فیک می‌گوید شار یک ماده حل شده در شرایط دائم متناسب با گرادیان غلظت و فاصله است:

$$J_{Diffu} = -D\frac{dC}{dx} \qquad ۷۵-۵$$

D: ضریب انتشار($\frac{L^2}{T}$). علامت منفی دلالت بر حرکت از غلظت زیاد به کم دارد.

$[c]$: غلظت مولی آلاینده یا بر حسب جرم بر حجم سیال

X: فاصله بین نقاطی که آلاینده اندازه‌گیری می‌شود(طول)

قانون دوم فیک تغییرات غلظت را با زمان بیان می‌کند که از مشتق دوم گرادیان غلظت محاسبه می‌شود(یک بعدی):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \qquad ۷۶-۵$$

دو نوع از دیفیوژن در انتقال آلاینده‌ها اهمیت دارند. انتشار مولکولی و انتشار آشفته(Eddy) که فرآیندهای فیک در هر دو مقیاس عمل می‌کند. فرآیند انتشار بین لایه‌های مرزی نازک سیال و محیط‌هایی مانند رسوبات، گل ولای و آبخانه‌های آبرفتی مهم است. فرآیند دیفیوژن با میدان‌های دارای پتانسیل فیزیکی نیز قابل قیاس است. وقتی سرعت جریان محیط متخلخل بیشتر از 2×10^{-5} متر بر ثانیه شود اهمیت انتشار کاسته می‌شود. هرچند ممکن است در محل‌های مرزی با لایه‌های کم نفوذ و یا در محل سپتیک تانک‌ها یا گورستان اهمیت پیدا کند. انتشار آشفته تحت شرایطی از معادله دیفیوژن مولکولی قابل برآورد است. اگر مقدار D با جهت تغییر نکند یا تغییرات آن قابل چشم پوشی باشد مدل یک بعدی قابل فرض است با این وجود طبیعت در واقع غیر ایزوتروپ است.

سرنوشت نهایی آلاینده(Fate)

همان‌طور که در ابتدا نیز ذکر شد فرآیندهای انتقال و بیوشیمیایی(تبدیلات) هم‌زمان اتفاق می‌افتد. اگر فرآیند تخریب شیمیایی به صورت فرآیند تخریب درجه اول فرض شود:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -\lambda c \qquad ۷۷-۵$$

λ ثابت تخریب است. ممکن است معادله ساده‌ای از موازنه تاثیر عوامل مختلف روی آلاینده تا سرنوشت نهایی به صورت زیر باشد:

$$J_{Fate} = J_{desorption} + J_{Diffusion} + J_{Dilution} + J_{Dispersion} + J_{Advection} - J_{Sorption} - \lambda[c] \qquad ۷۸-۵$$

جهت ترکیب فرآیندهای تخریب λ و انتقال، از نیمه عمر شیمیایی($T_{1/2}$) بر حسب سال و ثابت‌های آنها (K) استفاده می‌شود. در طبیعت ترکیباتی چون BCFs (مواد آلی جمع شده در بافت ارگانیسم‌ها) دارای نیمه عمر شیمیایی بالا هستند به طوری که هر چه نیمه عمر بالاتر باشد ماندگاری آلاینده در محیط زیست بیشتر است.

۲-واکنش‌های شیمیایی و بیولوژیکی موثر در فرآیند انتقال

علاوه بر فاکتورهای فیزیکی مذکور، فرآیندهای شیمیایی و بیولوژیکی نیز در انتقال و سرنوشت آلاینده موثر هستند. این فرآیندها در طبیعت به طور هم‌زمان روی انتقال ماده تاثیر می‌گذارند. همان‌طور که پیشتر نیز ذکر شد برخی از فرآیندهای شیمیایی و بیوشیمیایی که در انتقال فیزیکی آلاینده تاثیر می‌گذارند به فرآیندهای تبدیل(Transformation) معروفند. به عنوان مثال در اثر تجزیه مواد رادیواکتیو، مواد ناپایدار (رادیوایزوتوپ) به یک یا چند ماده جدید (ایزوتوپ) تبدیل می شوند. به طور مشابه در اکثر واکنش‌های شیمیایی و بیولوژیکی همچون اکسیداسیون-احیاء، واکنش‌های اسیدی-بازی، فرآیندهای انحلال و رسوب‌گذاری، ترکیب و جانشینی، واکنش‌های سنتز سلولی-میکروبی و... ممکن است فرآیند تبدیل، باعث شود ماده آلاینده به یک یا چند ماده جدید تبدیل گردد. این ماده جدید ممکن است بسیار خطرناک‌تر یا بی‌ضررتر (Attenuation) از ماده اولیه باشد. همچنین ممکن است بسیار با دوام یا موقت، اثرات طولانی مدت قابل انتقال به نسل‌های بعد و یا برعکس مشکلات کوتاه‌مدت گذرا داشته و یا روی سرعت حرکت آلودگی نیز تاثیر داشته باشد. همچنین فرآیندهایی چون تغییر فاز سیال و تبدیل آلاینده به فاز گازی در محیط خلل و فرج یا فاکتورهای جذب و جداسازی فیزیکی نیز ممکن است به طور هم‌زمان نقش مهمی داشته باشند. لذا جهت شبیه‌سازی انتقال آلاینده می‌بایست تمامی روابط تعادلی شیمی، برگشت‌پذیری و مقدار و شدت آنها با توجه به مواد تبدیل شده مورد توجه باشد. در ۳۰ سال گذشته (سال مبنا ۲۰۱۱) پیشرفت‌های قابل توجهی در درک این فرآیندها و توانایی جهت توصیف ریاضی این فرآیندها به دست آمده است که با توجه به مدل‌های کامپیوتری و محاسبات عددی امکان پیش‌بینی رفتار آلاینده‌ها و انتقال فراهم شده است. با این وجود به دلیل محدودیت‌های اطلاعات پایه، وسیع بودن شرایط ترکیب و واکنش‌ها و برهم کنش‌های شیمیایی و همچنین پیچیدگی درک نسبی فرآیندها، باعث شده است تا یک پیش‌بینی مطمئن از حرکت آلاینده‌ها تا حد بسیار زیادی سخت شود. لذا جهت دستیابی به نتایج مطمئن پیش‌بینی نیاز است تا همکاری مجموعه‌ای از کارشناسان شیمی، بیولوژی و دیگر متخصصان ذیربط جهت آنالیز و گردآوری اطلاعات میدانی و آزمایشگاه در کنار تجربه فرد مدلساز هیدرولوژی، گرد یکدیگر آیند.

فرآیندهای انتقال آلاینده در محیط زیست و آبخانه‌ها نتیجه تاثیر واکنش‌های شیمیایی و بیولوژی در کنار فرآیندهای فیزیکی است هرچند ممکن است تحت شرایطی برخی از فرآیندها مهم‌تر و برخی قابل صرف نظر کردن باشد. یکی از روش‌های مطالعه تاثیر تمامی این فرآیندها مطالعه ضرایب ثابت K است که در بند پیشین به آن اشاره شد. ضرایب ثابت K به عنوان یک شاخص جهت تاثیر میزان پالایش طبیعی سیستم آبخانه بوده و عمده آنها شامل ثابت تخریب نقطه‌ای، ثابت تخریب بالک (تخریب کل) و ثابت تخریب بیولوژی هستند که اغلب در مدل‌سازی نیز استفاده می

شوند. این ضرایب مجموع تاثیر فرآیندهای مختلف طبیعی هستند که جهت تعیین این ضرایب می‌بایست از آبخانه‌هایی که به صورت مصنوعی یا طبیعی آلوده شده‌اند در طی چند سال نمونه‌برداری کرد. سپس به کمک تعیین روابطی بر اساس دستورلعمل‌های موجود در زمینه ضرایب پالایش طبیعی آبخانه‌ها و یا مدل‌هایی چون MT3D ضرایب را تعیین نمود. در این خصوص تحقیقات معدودی انجام شده و دامنه مقدار این ثابت‌ها برای آلودگی‌های مختلف با تشکیلات متفاوت بررسی شده است. از این ضرایب می‌توان در مدیریت آلودگی آب‌های زیرزمینی و طراحی سیستم‌های پایش نیز استفاده نمود. در شکل ۵-۲۸ که از مطالعات EPA جهت محاسبات و تعیین ضرائب ثابت رده اول تخفیف طبیعی (Natural attenuation) آبخانه و همچنین طراحی سیستم‌های پایش کیفی انجام شده است، مقادیر مختلف اضمحلال غلظت آلودگی سفره بر اساس ضرایب مختلف K برآورد شده از مدل MT3D نشان داده شده است:

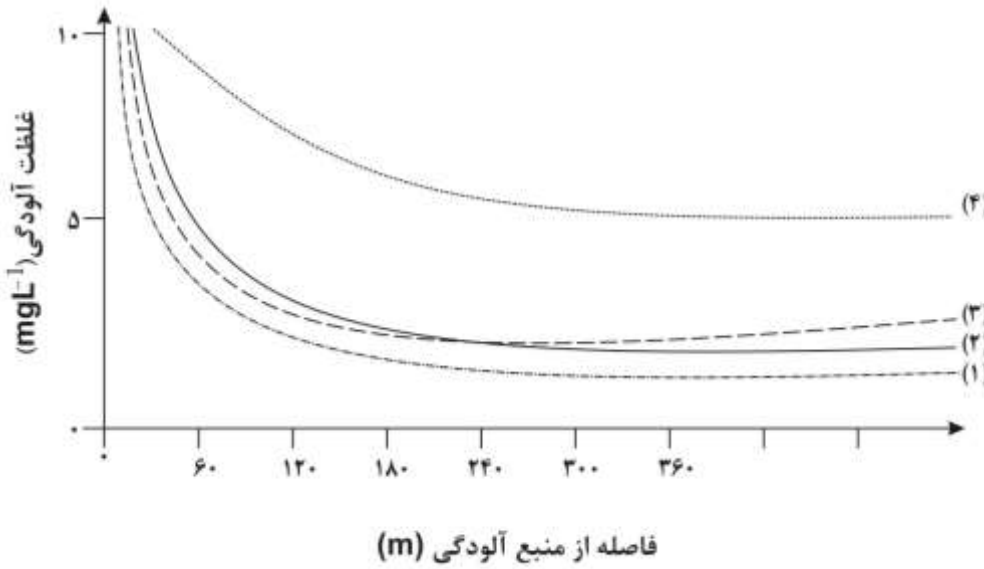
حالت (۱): در این حالت، تغییرات غلظت آبخانه از منبع آلودگی بر اساس مقدار ضریب $k = 0.248 yr^{-1}$ و تاثیر مجموع پخشودگی، جذب و تخریب بیولوژیکی برآورد شده است.

حالت(۲): تغییرات غلظت سیستم بر اساس $k = 0.212 yr^{-1}$ و تاثیر مجموع پخشودگی و جذب برآورد شده است.

حالت(۳): تغییرات غلظت سیستم بر اساس $k = 0.2 yr^{-1}$ و تاثیر پخشودگی تنها برآورد شده است.

حالت(۴): تغییرات غلظت سیستم بر اساس $k = 0.474 yr^{-1}$ و تاثیر مجموع پخشودگی، جذب، تخریب بیولوژیکی و لحاظ تجزیه منبع آلودگی برآورد شده است.

بدون شک درک و شناخت فرایندهای انتقال در هوا، منابع آب، خاک، رسوب و جانداران نخستین گام جهت بررسی ریسک‌های اکولوژیکی موثر در سلامت انسان **(**Human health**)** جهت ارزیابی ریسک (Risk assessment) زیست محیطی است. جهت مطالعات بیشتر ریسک و ارزیابی زیست محیطی و همچنین مطالعه بیشتر تئوری فرایندهای انتقال به کتاب Environmental contaminants نوشته Daniel A.Vallero,**2004** مراجعه فرمایید.



شکل۵-۲۸: محاسبه اضمحلال آلودگی در یک سفره بر اساس ضرائب مختلف K(U.S.EPA,**2003**)

۵-۵- مدیریت و حفاظت از آبخانه

در این بند به تکنیک‌های توسعه منابع آب زیرزمینی، معرفی و کاربرد نقشه‌های کمی-کیفی آب زیرزمینی، تعیین حد مجاز بهره‌برداری، اصول مدیریت آلاینده‌های آبخانه، تغذیه مصنوعی و مسائل مرتبط با تغذیه مانند نشست زمین پرداخته شده است. در مدیریت آبخانه یا آبخانداری ممکن است نیاز به تخلیه آب و یا تغذیه آبخانه ناگزیر شود. تخلیه آب ممکن است برای بهره‌برداری، جهت تغذیه واداری هیدرولیکی، مدیریت زهکشی سطحی، عمقی و آبگرفتگی، کنترل آلاینده و غیره باشد. تغذیه آبخانه نیز ممکن است برای اهداف مدیریت خشکسالی و سیل، کنترل نشست زمین، کنترل آلودگی و غیره باشد. همچنین در مدیریت آبخانه ممکن است نیاز به طراحی موقعیت چاه‌های بهره‌برداری به کمک مدل‌سازی سیستم و یا بهره‌برداری تلفیقی باشد. همچنین مدل‌سازی امکان پیش‌بینی رفتار سیستم را از جنبه‌های نوسان سطح سفره، افت آبخانه و تغییرات کیفی جهت برنامه‌ریزی شرایط حال فراهم می‌کند. به عنوان نمونه مشخص شده است که بهره‌برداری غیرمجاز یا زیاد از نفت ممکن است باعث تشدید افت آبخانه و سیلگیری شود. بسیاری از مدل‌های آب زیرزمینی نیز در این خصوص تهیه شده‌اند. افت آبخانه باعث خرابی ساختمان‌ها، جاده، سقف منازل، تخریب ریل راه‌آهن و امثال آن می‌گردد. علاوه براین خشکسالی‌های طولانی مدت و افت آبخانه باعث کاهش پوشش گیاهی برخی از مناطق دشتی شده که نتیجه آن تشدید سیل، فرسایش بادی و ریزگرده‌های آلوده در سایر مناطق خواهد شد. تغذیه طبیعی یا مصنوعی در بالادست ممکن است باعث جابجایی تشکیلات آبخانه و خرابی در پایین دست محل تغذیه شود لذا باید مدیریت آب از بالا به پایین دنبال شود. همچنین علاوه بر مسائل فنی توجه به قوانین و حقوق آب نیز اهمیت دارد.

با توجه به سرعت آب زیرزمینی و فاکتورهای موثر در انتقال آلاینده، احیاء کمی و بویژه کیفی آبخانه و یاحتی علاج بخشی نسبی (Groundwater remediation) آن کاری بسیار دشوار، پرهزینه و کند است. علاج بخشی در مورد برخی از آلاینده‌ها که دارای فرآیندهای اضمحلال بسیار طولانی تا چندین سال هستند ممکن است حتی غیرممکن باشد. لذا برنامه‌های حفاظت کیفی آبخانه دارای مولفه‌های مختلفی است. به عنوان نمونه وقتی بخشی از آبخانه آلوده می‌شود ممکن است یک روش مناسب، پمپاژ بخشی از آلودگی از آبخانه باشد لذا ضرایب هیدرودینامیکی آبخانه نیاز می‌شود. در این شرایط اگر این داده‌ها در دسترس نباشد شدت مسئله بسته به وسعت آلودگی و نوع مصرف تعیین می‌شود. اگر نیازها تامین شرب انسان باشد مسئله پیچیده‌تر نیز می‌شود. با این وجود اگر منبع آلودگی مشخص باشد می‌توان منبع آن را در صورت امکان محدود و یا حذف نمود. همچنین آلودگی در آب‌های زیرزمینی ممکن است وقتی مشخص شده باشد که سال‌ها از آلوده شدن آن گذشته است. در پروژه‌های معمول کنترل آلودگی آبخانه ابتدا می‌بایست برآوردی از وسعت توسعه لکه آلودگی، سرعت، جهت حرکت و منابع آلاینده انجام گیرد. سپس می‌بایست به کمک پایش مناسب سیستم وشناخت آلاینده، ارزیابی و امکان‌سنجی مناسبی از روش‌های پاکسازی و علاج بخشی ممکن صورت بگیرد و در پایان طراحی، نصب تجهیزات لازم و اجرای عملیات صورت گیرد. به طورکلی ۳ روش عمده علاج بخشی در آبخانه‌های آلوده وجود دارد:

۵-۵-۱-روش‌های عمده کنترل آلاینده

-آلودگی ممکن است به دلیل برداشت و بهره‌برداری‌های غیرمجاز و بیش از حد توان سیستم تولید شده باشد. این مسئله اغلب منجر به تداخل آب شور و شیرین می‌شود که می‌تواند به عنوان یک قید در معادله برداشت مجاز وارد گردد. (بند حد مجاز بهره‌برداری).

-نوع دیگری از آلودگی آبخانه مربوط به طبیعت تشکیلات سفره است. به عنوان مثال بخشی از آبخانه ممکن است شامل سازندهای گنبد نمکی و یا فلزات سنگین باشد. در این شرایط می‌بایست عملی و اقتصادی بودن تزریق و تغذیه آب سالم بررسی شود. همچنین ممکن است با توجه به محدودیت تامین آب از سایر منابع آبی، گزینه تصفیه آب پمپاژ شده، راه کار مناسبی باشد. علاوه براین ممکن است آلودگی، مربوط به سازند خاصی در تراز معینی از تشکیلات باشد، در این حالت نیز می‌توان با وارد کردن قید بهره‌برداری در معادله برداشت(بند حد مجاز بهره‌برداری)، سطح سفره را در یک شرایط تعادلی مناسب قرار داد. البته در این شرایط مسئله تغذیه طبیعی از بارش بویژه در سفره‌های آزاد باقی می‌ماند که اساساً با توجه به سطح سازند، امکان نفوذناپذیر کردن نیز به دلیل وسعت منطقه عملی نیست. در این حالت می‌بایست به دنبال منابع آب جایگزین بود. همچنین مشاهده شده است که در برخی از چاه‌های بهره‌برداری، آلودگی مربوط به لایه‌ای نازک و مشخص از آبخانه است به طوری که که با کور کردن آن لایه، می‌توان از ورود آب با کیفیت پایین به چاه جلوگیری نمود. این مسئله ممکن است در اثر عبور رودخانه‌های شور و تغذیه سفره نیز اتفاق بیفتد. در این حالت می‌بایست انحراف مسیر کلی رودخانه و یا انحراف رودخانه از روی منشاء آلودگی بررسی شود. بدیهی است که موضوعات مطرح شده در آبخانه‌های تحت فشار

و شرایط طرح ممکن است کاملاً متفاوت باشد و لذا کارشناس مسئول به همراه تیم مربوطه می‌بایست تصمیم مناسب با شرایط را اتخاذ کنند.

-آلودگی ممکن است در اثر واژگون شدن یک تانکر حامل نفت و یا نشت ایستگاه پمپ بنزین، مناطق کشاورزی، چاه‌های دفع فاضلاب مناطق شهری و امثال آن باشد. در این شرایط با توجه به نوع آلاینده، میزان آلاینده، تشکیلات آبخانه و محدودیت زمانی، میزان شدت و بحران واقعه و همچنین عواقب ناشی از آن می‌تواند روش کنترل و مدیریت بحران را تعیین نماید. به عنوان مثال در شرایط بحرانی نمی‌توان از روش‌های بیولوژیکی و درازمدت استفاده نمود. لذا می‌توان روش‌های کاهش آلودگی و مدیریت بحران را به دو گروه کوتاه‌مدت و بلندمدت تقسیم نمود. همچنین ممکن است به طور هم‌زمان از روش‌های مختلف کوتاه‌مدت و بلندمدت استفاده شود. در این خصوص هاشمیان، دلیری و همکاران(۱۳۹۰) متدولوژی شناسایی آبخان‌های استراتژیک کشور را بررسی کردند. هدف اصلی این طرح تحقیقاتی شناسایی آبخان‌های مناسب تامین آب شرب در شرایط بحرانی بود. علاوه براین با گذشت زمان و توسعه فناوری‌های نوین نیز ممکن است روش‌های جدید در کنترل آلودگی ارائه شود. روش‌های عمده کنترل آلاینده ممکن است در گروه‌های زیر تقسیم شود:

۱-محدود کردن گسترش منبع آلودگی به سایر نقاط آبخانه. این عمل ممکن است با و یا بدون عملیات اضافی تکنیک‌های پالایش و درمان در آبخانه صورت بگیرد. تکنیک‌های پالایش با توجه به نوع آلاینده ممکن است شامل هوادهی یا روش‌های بیولوژیکی در آبخانه به عنوان نمونه صورت بگیرد. روش‌های محدود کردن بستگی به شرایط دارد و ممکن است به کمک دوغاب و سیمان چاه‌ها و یا با ایجاد بار(تغذیه مصنوعی) و گرادیان هیدرولیکی مناسب و متناسب(تغذیه مصنوعی یا پمپاژ) در نقاط معین، ارتباط هیدرولیکی منابع آلاینده را قطع و یا کنترل نمود.

۲-عملیات پمپ و تصفیه. در این روش پس از شناسایی محدوده آلاینده می‌بایست با پمپاژهای قوی در اطراف لکه آلودگی و با توجه به جهت و سرعت آلودگی و جریان ابتدا تا حد ممکن آلودگی را از آبخانه بیرون کشید سپس با عملیات مناسب، آب آلوده را مانند روش‌های تصفیه فاضلاب، پاکسازی نمود. سپس آب پاک را دوباره وارد آبخانه و یا روی سطح زمین پخش کرد.

۳-عملیات درجا. در این روش بدون بیرون کشیدن آلودگی از آکیفر سعی می‌شود تا با روش‌های بیولوژیکی و استفاده از میکروبهای مناسب یا روش‌های شیمیایی و مشابه، آلودگی را به ترکیبات با خطر کمتر تبدیل نمایند.

۴-مدیریت برداشت و تغذیه مصنوعی. این تکنیک‌ها اغلب به عنوان یک راهکار درازمدت در طرح‌های توسعه و مدیریت منابع آب مورد توجه است. به طوری که ممکن است با تغذیه مناسب سفره، بتوان مقدار حد مجاز بهره‌برداری یک سفره ساحلی یا محتمل به شورشدن از سفره شور را، افزایش داد. بر اساس تجربه، ساده‌ترین و کم هزینه‌ترین روش مبارزه با پیشروی آب شور و کنترل آلاینده‌ها در درازمدت، کاهش پمپاژ بر اساس دبی مجاز بهره‌برداری است. همچنین تغذیه مصنوعی در امتداد خط ساحل از طریق تزریق چاه‌های ساحلی ممکن است امکان‌پذیر باشد.

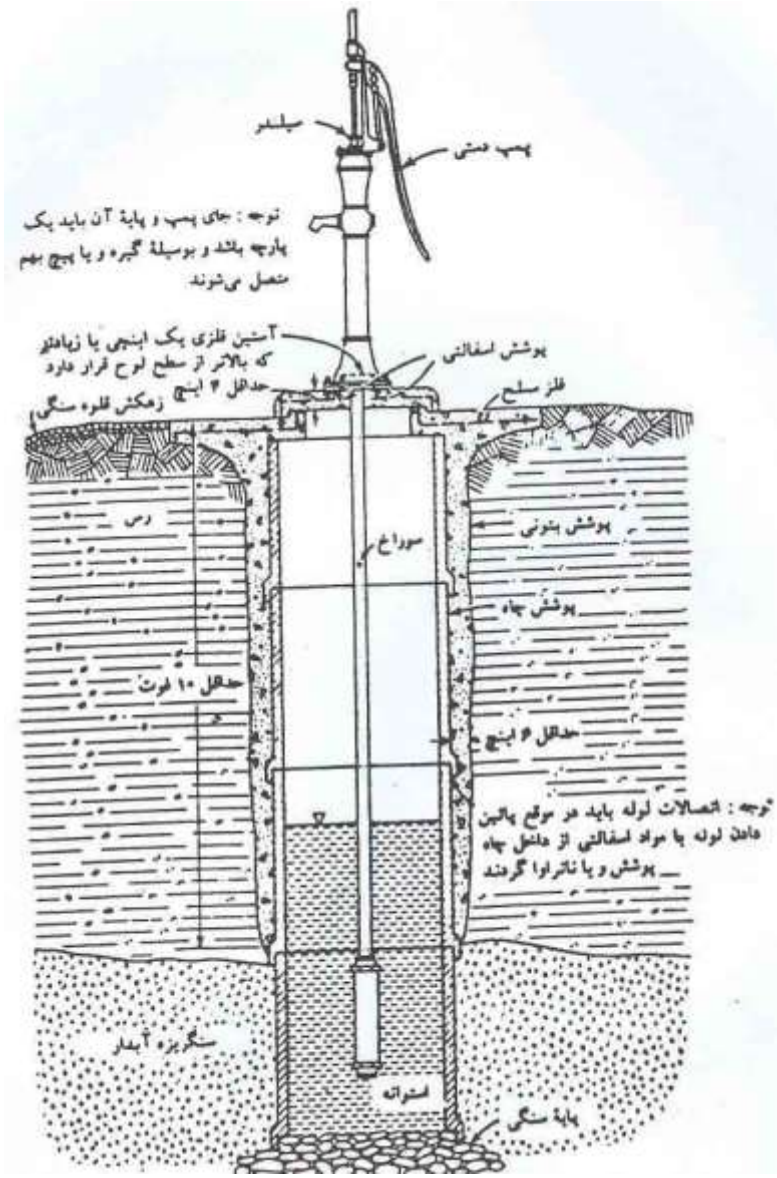
۵- استفاده از سدهای زیرزمینی نیز همان‌طور که در فصل خشکسالی اشاره شد اغلب در تشکیلات کم عمق و یا رودخانه‌های خشک جهت استفاده و ذخیره آب‌های زیرسطحی روان و کنترل آلودگی زیرسطحی کاربرد دارد. جهت جلوگیری از نفوذ آب شور به ویژه در مناطق ساحلی ممکن است از دیواره‌های فلزی، آسفالت، بتون و گل رس همراه ماسه استفاده نمود. برای جلوگیری از حفاری تمام طول مورد نظر می‌توان غشاء نفوذناپذیر را از طریق آسفالت امولسیون شده، ساروج، سیمان، دوغاب بنتونیت و ژل سیلتی به کمک تزریق یکسری چاه‌های کم عمق واقع بر روی یک خط اجرا نمود. در برخی از شرایط ممکن است از طریق تزریق هوا نیز از پیشروی آب شور جلوگیری نمود. هزینه احداث سدهای زیرزمینی زیاد است لذا باید دیواره‌های آن دائمی بوده و در صورت صلب بودن، اثرات زلزله نیز در طراحی لحاظ گردد. با این وجود هزینه نگهداری آنها پایین است. به طورکلی دره‌های باریک و کم عمق واریزه‌ای مناسب‌ترین محل برای احداث این نوع سازه‌ها هستند.

۶-بهداشتی نمودن چاه (شکل۵-۲۹).

۵-۵-۲- کاربرد نقشه‌های کمی آب‌های زیرزمینی

همان‌طور که برای پارامترهای هواشناسی، آب سطحی و توپوگرافی می‌توان نقشه‌های هم مقدار پارامترهای معینی را با روش‌های مختلف کارتوگرافی همچون مثلث‌بندی و یا در محیط GIS به کمک تهیه نقشه‌های رستری DEM تهیه نمود امکان تهیه نقشه‌هایی چون نقشه هم مقدارS،T,K ، عمق سفره و سایر خصوصیات کمی-کیفی آبخانه نیز وجود دارد. این نقشه‌ها در مدیریت آب‌های زیرزمینی، تهیه و ارزیابی مدل، و... کاربرد دارند.

از بین روش‌های انترپولاسیون، تکنیک هاتچیتسون در GIS-Workstation و یا ArcGis بر اساس تجربه مولفین مشروط به آنکه پارامترهایی چون ابعاد سلول‌ها و ضرایب انترپولاسیون به درستی انتخاب شوند مناسب‌تر هستند. همچنین بهتر است ابتدا نتایج روش‌های مختلف تهیه DEM با واقعیت‌های محلی مقایسه و سپس روش مناسب برای منطقه و پارامتری خاص انتخاب گردد.



شکل۵-۲۹: بهداشتی نمودن چاه (کمیته مختلط بهداشت روستایی)

- کاربرد نقشه‌های ایزوپیز

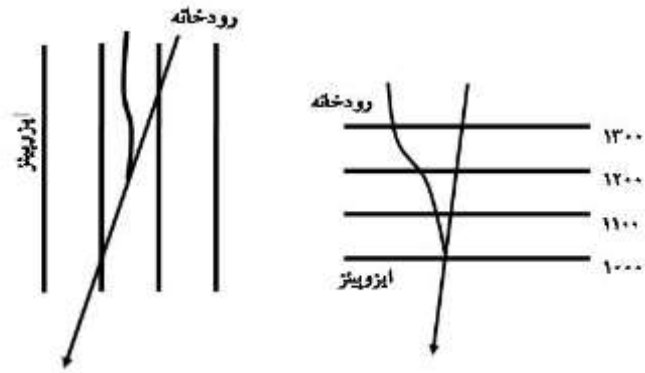
نقشه ایزوپیز یا هم فشار بر اساس رابطه برنولی(فصل سیل) مجموع ارتفاع هندسی(Z) و ارتفاع فشاری($\frac{P}{\gamma}$) است. در آبخانه‌های با سرعت کم و از نوع جریان آرام (آبرفتی) می‌توان از جز سوم معادله برنولی یعنی ارتفاع سرعتی($\frac{V^2}{2g}$) صرف نظر نمود اما در آبخانه‌های با سرعت زیاد و جریان آشفته (کارستی) می‌بایست این ترم نیز به مجموع دو ارتفاع مذکور

اضافه گردد. ارتفاع هندسی معادل ارتفاع سطح دریا تا سنگ کف آبخانه(یا هر مبنای دیگری) و ارتفاع فشاری معادل عمق لایه آبدار است. عمق سفره معادل فاصله ارتفاعی سطح سفره تا سطح زمین است لذا برای تهیه نقشه‌های ایزوپیز ابتدا عمق سفره در چاه‌های معین و همچنین موقعیت نقاط دهنه چشمه‌ها، سطح آب دریاچه‌ها، باتلاق‌ها و مخازن در یک فاصله چند روزه مشخص می‌شود. سپس خطوط هم ارتفاع نقشه توپوگرافی محدوده آبخان تبدیل به نقشه‌های DEM می شود. عملیات تهیه DEM برای نقشه هم عمق نیز تکرار می‌گردد. حال می‌توان DEM نقشه هم عمق را از DEM نقشه خطوط تراز کسر نمود. بدیهی است روی نقشه DEM جدید ارتفاع فشاری چشمه‌ها برابر صفر خواهد بود. همچنین در نقشه جدید ممکن است محدوده مخازن و نقاط خاص نیاز به اصلاح داشته باشد. نقشه اصلاح شده را می‌توان به نقشه هم مقدار فشار یا ایزوپیز تبدیل نمود. در تهیه این نقشه می‌بایست توجه نمود که سطح سفره دائم تغییر می‌کند لذا برداشت و تهیه نقشه هم عمق باید در یک فاصله زمانی حداکثر یک هفته‌ای یا با توجه به شدت نوسانات آبخانه در طول دوره معینی صورت بگیرد. همچنین نقشه‌های هم عمق و ایزوپیز باید برای هر یک یا ۲ ماه تهیه شوند بنابراین این نقشه‌ها باید با زمان و سال ارائه یا استفاده گردند. فاصله بین دو منحنی هم فشار بستگی به شیب آبی، تراکم نقاط اندازه‌گیری و مقیاس نقشه دارد. کاربردهای نقشه ایزوپیز به شرح زیر است:

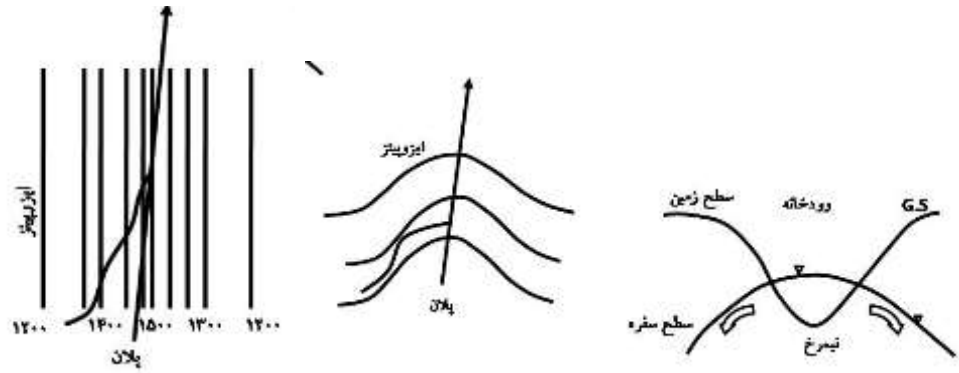
۱-تعیین جهت و مسیر جریان: فشار روی خطوط هم ایزوپیز ثابت است و جریان به صورت عمودی از ایزوپیز بیشتر به سمت ایزوپیز کمتر و در کوتاه‌ترین مسیر، حرکت می‌کند. منظور از جریان، مسیر جریان یا خطوط جریان است(Flow line).

۲-گرادیان هیدرولیکی: حاصل تقسیم اختلاف ارتفاع فشار دو نقطه از نقشه‌های پیزومتری بر فاصله افقی بین آنها بار هیدرولیکی محدوده نقطه است. بدیهی است که امکان تهیه نقشه‌های هم مقدار شیب آبی نیز به کمک DEM امکان‌پذیر است.

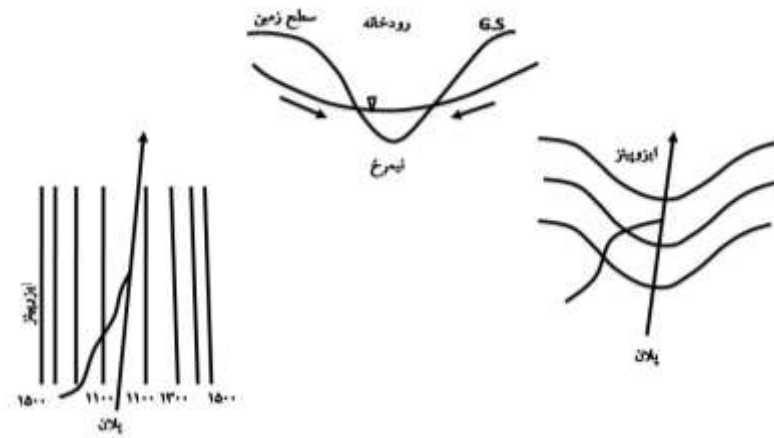
۳-تعیین نوع سفره و ارتباط هیدرولیکی: خطوط هم فشار در سفره‌های همگرا (در حال برداشت) و واگرا (در حال تغذیه) متفاوت است. لذا بررسی خطوط پلان و نیمرخ افت سفره در نقاط مرزی مانند رودخانه‌ها و مرزهای تغذیه یا نفوذناپذیر امکان تعیین شرایط هیدرولیکی محدوده آبخانه را فراهم می‌کند(شکل۵-۳۰).



بدون ارتباط هیدرولیکی



رودخانه، آبخانه را تغذیه می‌کند



آبخانه، رودخانه را تغذیه می‌کند

شکل۵-۳۰: حالت‌های مختلف اندرکنش دو زیر سیستم رودخانه و آبخانه

وقتی که پمپاژ در آبخانه‌ای صورت می‌گیرد سفره شعاعی و همگرا شکل می‌گیرد که پلان خطوط ایزوپیز حالت منحنی‌های تقریباً دایره‌ای بسته (خطوط ایزوپیز نزدیک می‌شوند) و خطوط جریان به سمت داخل به یکدیگر نزدیک می شوند. نیمرخ افت در این حالت مخروطی شکل بوده که نوک مخروط به سمت پایین قرار دارد. سفره‌های شعاعی واگرا که در حال تغذیه هستند برعکس حالت مذکور است. در آبخانه‌های تحت فشار خطوط ایزوپیز منظم‌تر هستند به طوری که خطوط مستقیم، موازی و با فاصله یکسان از یکدیگر قرار دارند لذا نیمرخ آنها خطی راست و با شیبی کم خواهد بود. نیمرخ خطوط هم فشار در سفره‌ای که بین دو نقطه یا کانال تغذیه و برداشت قرار دارد سهمی شکل است به طوری که فاصله خطوط ایزوپیز از محل تغذیه به سمت برداشت کم می‌شود. بررسی نقشه‌های ایزوپیز یا پیزومتری در پروژه‌های جانمایی پخش سیل، محل احداث چاه و پخش فاضلاب نیز کاربرد دارد. به عنوان مثال پخش سیل روی مخروط افکنه که دارای سفره‌های واگرا هستند از نظر این پارامتر مناسب‌تر است و یا اگر روی سفره‌های واگرا پخش فاضلاب صورت بگیرد آلودگی به تمام سطح آبخانه منتقل می گردد. همچنین سفره‌های همگرا برای تعیین محل میدان چاه مناسب‌تر است.

سفره‌های آبی وقتی در خروجی حوضه قرار دارند معمولاً همگرا هستند. در این حالت جهت محاسبات بیلان می‌توان کل خروجی آب زیرزمینی را از حاصلضرب عرض سفره در گرادیان و ترانس میسیویته محاسبه نمود. ارتباط رودخانه‌ها با آبخانه ممکن است به سه شکل باشد. حالت اول ارتباط هیدرولیکی بین آنها وجود نداشته باشد. در این حالت پلان خطوط ایزوپیز کاملاً منظم و بدون تغییر هستند. حالت دوم ارتباط وجود دارد اما با توجه به پایین‌تر بودن سطح آب سفره، رودخانه باعث تغذیه سفره می‌شود. در حالت سوم آبخانه باعث تغذیه رودخانه و تعیین جریان دینامیک پایه می گردد.

۴-برآورد اجمالی قابلیت نفوذ و بافت: وقتی محدوده آبخانه دارای بافت ریز با قابلیت نفوذ پایین باشد نیمرخ خطوط ایزوپیز شیب بیشتری دارد و در بافت‌های سبک، افقی‌تر می‌شود. البته نزدیک شدن خطوط و شیب‌دار شدن نیمرخ خطوط هم فشار همیشه مربوط به بافت ریز تشکیلات نیست زیرا ممکن است شیب، ناشی از تغذیه طبیعی یا مصنوعی آبخانه باشد. برعکس شیب‌دار شدن نیمرخ ایزوپیز و دورشدن تراز ممکن است مربوط به برداشت‌های طبیعی یا مصنوعی از آبخانه باشد. در این خصوص می‌توان نقشه‌های یک دوره زمانی را بررسی نمود. اگر خطوط همیشه به یک شکل باشند و با زمان تغییر نکنند می‌توان بافت آبخانه را تا حدودی ارزیابی نمود.

۵-تغییر دبی جریان، تغییر مقطع جریان و شیب لایه سنگ کف: تغییر نیمرخ افت و خطوط ایزوپیز ممکن است مربوط به تغییر دبی جریان و یا تغییر مقطع عبور جریان مانند کوچک شدن عرض سفره در خروجی حوضه باشد. افزایش دبی جریان باعث تغییر گرادیان آبی در محل‌های تغذیه یا تحلیه می‌شود. همچنین اگر سنگ کف دارای فرورفتگی شود مسیر جریان تغییر کرده و یا نیمرخ به صورت افقی مشخص می‌شود و یا اگر سنگ کف برجستگی پیدا کند سطح پیزومتری بالاآمده و بعد از آن شیب هیدرولیکی افزایش می‌یابد.

۶-عمق سفره: نقشه هم عمق سفره در واقع مشخص می‌کند در چه عمقی از سطح زمین به سطح آب برخورد می‌شود. لذا وقتی ذکر می‌شود عمق سفره ۲۰ متر است یعنی سطح آب در ۲۰ متری از سطح زمین قرار دارد. اختلاف دو نقشه توپوگرافی و ایزوپیز نقشه هم عمق سطح سفره‌های آبی است. البته باید توجه کرد قبلاً نقشه ایزوپیز چطور به دست آمده است زیرا ممکن است سطح مبنا یکی نباشد.

نقشه هم عمق سفره= ایزوپیز از سطح دریا – ارتفاع توپوگرافی از سطح دریا ۵-۷۹

نقشه هم عمق کاربردهای متنوعی دارد. فرض کنید در تهیه بیلان و مدیریت بهره‌برداری می‌بایست مشخص شود در کدام قسمت از سطح آبخانه تبخیر مستقیم وجود دارد. در این خصوص با توجه به عمق سفره، بافت خاک و روابط یا منحنی‌های موجود، درصد تبخیر مستقیم مشخص می‌شود. به عنوان نمونه اگر عمق سفره کمتر از ۵ متر باشد معمولاً تبخیر مستقیم وجود دارد که این سطوح در طبیعت نیز از روی پوشش گیاهانی مانند نیزار، گزرزا و شوره زار و یا محدوده‌های با خاک مرطوب مشخص می‌شوند. سطوح این محدوده‌ها را می‌توان تعیین و حجم تبخیر را وارد محاسبات بیلان نمود. لذا مدیریت بهره‌برداری و تغذیه آب‌های زیرزمینی باید طوری باشد که سطح سفره در محدوده تبخیر مستقیم قرار نگیرد تا از تلفات آب و شوره زار شدن خاک نیز جلوگیری شود. یکی دیگر از کاربردهای نقشه‌های هم عمق سفره در تهیه

نقشه‌های اقتصادی مکان‌سنجی بهره‌برداری از آب‌های زیرزمینی و نصب پمپ است. در عمق‌های کم، نوع پمپ می‌تواند سانتریفوژ باشد. هزینه‌های استخراج برای هر ۱ مترمکعب آب در عمق‌های پایین‌تر به شدت زیاد می‌گردد و لذا به پمپ‌های نیرومندتری مانند پمپ‌های پیستونی نیاز می‌شود. این پمپ‌ها با صرف برق و انرژی یا گازوئیل زیاد کار می کنند لذا در صورت نصب اینگونه پمپ‌ها می‌بایست ارزیابی نمود چه گیاهی باید کاشت تا بهره اقتصادی نیز لحاظ شده باشد. نوعی از مدیریت امروزی می‌گوید اگر کاری اقتصادی نیست، هیچ کاری انجام ندهیم بهتر است.

۷-تهیه نقشه‌های ایزوپاش برای توسعه ذاتی منابع آب زیرزمینی و بررسی بیلان

نقشه‌های ایزوپییز با زمان تغییر می‌کنند به طوری که در هر کشور و اقلیمی با توجه به تقویم زراعی، سال آبی و نوع مصرف ممکن است در فصلی کمترین ارتفاع و در فصولی از سال بالاترین ارتفاع هم فشار سفره را داشته باشند. البته نوسانات این نقشه از بعد مصارف شرب و صنعت با توجه به ثابت بودن و کم حجم بودن این برداشت‌ها اهمیت ندارد. عمدتاً برداشت‌های مربوط به کشاورزی که قابل توجه هستند مد نظر است. اگر یک نقشه مناسب ایزوپییز به لحاظ رعایت مسائل فنی دوره‌های‌تر و خشک برای آخر دوره تغذیه (آخر ماههای پرباران و تغذیه) و یک نقشه ایزوپییز در آخر فصل دوره زراعی (آخر ماههای برداشت) در طی دوره مورد نظر(یک یا چند ساله) تهیه شوند می‌توان با تبدیل آنها به DEM ، نقشه ایزوپاش را از اختلاف این دو نقشه به دست آورد. با تهیه خطوط هم ایزوپاش امکان محاسبه حجم آب تغییر کرده در طول دوره مورد نظر از رابطه زیر فراهم می‌گردد:

۸۰-۵ حجم آب تغییر کرده در طول دوره = آبدهی مخصوص × حجم تشکیلات

حجم آب تغییر کرده در طول دوره با توجه به این‌که از آمار دوره خشکسالی، ترسالی یا نرمال تهیه شده باشد تنها برای همان شرایط هیدرولوژیک در برنامه‌ریزی و تهیه بیلان قابل استفاده خواهد بود. ممکن است نقشه ایزوپاش برای یک دوره یک ساله از شروع سال مطالعه تهیه شود. در این فاصله ضمن تهیه نقشه ایزوپاش می‌بایست آمار دقیق تخلیه منابع آشکار سیستم مانند چاه‌ها، قنوات و چشمه‌ها نیز جمع‌آوری شود. دبی لحظه‌ای چشمه‌ها و قنوات را با یکدیگر جمع کرده تا حجم تخلیه آنها مشخص شود. سپس با توجه به کارکرد چاه‌ها دبی آنها نیز محاسبه و دبی کل تخلیه آشکار به دست می‌آید. علاوه بر این یک سیستم آبخانه ممکن است منابع تخلیه ناآشکار یا پنهان همچون سرریز سفره را نیز داشته باشد. به عنوان مثال ممکن است بخشی از آب آبخانه به اعماق نفوذ کرده و از کل بیلان آب قابل دسترس کشور نیز خارج گردد و یا وارد کویر و دریا شود. اگر سنگ کف خروجی سفره نفوذناپذیر باشد ممکن است این آب به صورت سطحی ظاهر شود. از این قانون که به قانون سرریز سفره نیز مشهور است جهت احداث سدهای زیرزمینی و استحصال آب در مناطق خشک استفاده می‌شود. یکی از روش‌های محاسبه آب‌های پنهان جهت برنامه‌ریزی و توسعه منابع آب زیرزمینی از رابطه زیر مشخص می‌شود:

۸۱-۵ حجم آشکار - حجم آب تغییر کرده در طول دوره از نقشه ایزوپاش = حجم آب ناآشکار

این حجم ناآشکار به دست آمده برای توسعه ذاتی آبخانه است. اگر حجم ناآشکار صفر شد یعنی فرار آب از آبخانه وجود ندارد. البته در نخستین دوره قابل اطمینان نیست زیرا ممکن است پرسشنامه کارکرد چاه‌ها به دلایل اجتماعی نادرست یا

اشتباه پرشده باشند. لذا در توسعه برای سال اول پس از مطالعه بهتر است ۶۰ درصد حجم آب ناآشکار را در نظر گرفت و بر اساس این موجودی تعداد چاه بهره‌برداری را افزایش داد. بعد از دو سال بهره‌برداری می‌توان مطالعات را تکرار کرده و تعداد چاه بهره‌برداری را تدقیق نمود. بدیهی است تعداد چاه بهره‌برداری به عوامل مختلف دیگری همچون دبی حداکثر مجاز فنی و عوامل بهره‌برداری نیز بستگی دارد که در سراسر فصل حاضر موضوع بررسی شده است.

۵-۵-۳-کاربرد نقشه‌های کیفی آب‌های زیرزمینی

روش‌های مطالعه و ارزیابی کیفی آب سطحی و زیرزمینی مشابه است. در این خصوص عمده پارامترهای مورد بررسی در گروههای خصوصیات فیزیکی، شیمیایی، باکتریولوژیکی، مواد پرتوزا و مواد سمی قرار می‌گیرد که برخی از مهم‌ترین این پارامترها شامل ,DO,FC,B,Amonia,Nitrate,PH,SAR,EC,BOD5,COD,TC ، مواد رادیونوکلئید و رادیواکتیو مانند رادیوم ۲۲۶ به عنوان نمونه هستند. البته انتخاب پارامتر به اهداف طرح نیز بستگی دارد. در ادامه دو پارامتر عمومی کیفی آب که اغلب در عمده مصارف مورد توجه هستند به همراه تیپ آب‌ها بررسی می‌شود:

EC: مهم‌ترین نقشه‌های کیفی آب زیرزمینی نقشه‌های ایزوکانداکتویته(EC) و هم TDS هستند. این نقشه‌ها به کمک اینترپوله کردن نقاط اندازه‌گیری شده EC ترسیم می‌شوند. معمولاً زیر ۷۵۰ میکروموهس بر سانتی‌متر مناسب و بیش از ۲۲۵۰ نامناسب است. البته ممکن است در کشاورزی با تغییر گیاه و آبشویی، کلاس نامناسب را به کلاس متوسط نیز ارتقا داد. همچنین نوع مصرف با توجه به این‌که برای شرب دام(نژاد، سن، و...)، انسان یا کشاورزی باشد به شدت کلاس آب و امکان استفاده کردن قبل از تصفیه‌های لازم را مشخص می‌کند. در این خصوص ارزیابی کیفی آب زیرزمینی مانند منابع آب سطحی به کمک دیاگرام‌های هر نوع مصرف انجام می‌گیرد. باید توجه نمود انتقال نقاط کیفی روی هر دیاگرام و استفاده از روابط مربوطه می‌بایست براساس دبی کمی متناظر و بر اساس منحنی‌های دبی کلاسه یا تداوم جریان با درصد احتمال تامین آب مشخص(بند خشکسالی) صورت پذیرد. زیرا کیفیت لحظه‌ای آب با تغییر دبی تغییر می‌کند. در کشاورزی یک راه بسیار اجمالی و سطحی ارزیابی کیفی آب انتقال مستقیم کیفیت لحظه‌ای آب روی دیاگرام ویل کوکس است. اما در مطالعات حساس می‌بایست عناصر سمی، میکروبی(برای گیاهانی که به صورت خام مصرف می شوند)، رادیواکتیو، کربنات، بی‌کربنات و سایر خصوصیات فیزیکوشیمیایی نیز با دبی متناظر بررسی شود. در آب‌های زیرزمینی می‌بایست با عمل پمپاژ از کیفیت آب لایه‌های دورتر آبخانه نیز نمونه تهیه کرد. همچنین باید مطمئن شد آیا کیفیت آب ثبات دارد یا خیر. از منظر مدیریت بهره‌برداری منابع آب زیرزمینی مناطقی که EC پایین‌تری داشته و خطوط تراز EC با فاصله زیاد هستند مناسب‌تر هستند. زیرا وقتی شیب خطوط هم EC کم باشد یعنی آب با کیفیت خوب و آبدهی زیاد در دسترس است. البته سایر پارامترها نیز می‌بایست ارزیابی شوند. همچنین اگر این خطوط به یکدیگر نزدیک‌تر هستند ممکن است برای حفر چاه‌های دفع فاضلاب مناسب‌تر باشند. باید توجه کرد EC آب را مواد مختلفی در آب کنترل می‌نمایند. ممکن است EC آب عمدتاً مربوط به کربنات کلسیم یا فقط سدیم باشد. لذا بررسی سایر عناصر و تطابق نقشه‌ها با یکدیگر می‌تواند در تصمیم‌گیری نهایی کمک نماید. در این خصوص به عنوان نمونه کلسیم مشکل زیادی در کشاورزی و خاک ایجاد نمی‌کند درحالیکه سدیم بسیار مخرب است. در این خصوص نقشه هم کلر توصیه

می‌شود زیرا از روی کلر مقدار سدیم را می‌توان به کمک روابط همبستگی یا بیلان آنیون-کاتیون‌ها به دست آورد. کلر مهم‌ترین آنیون فعال سدیم است. اگر کلر بالا باشد شوری حاصل می‌شود. لذا شوری معادل EC نیست.EC بالا ممکن است ناشی از گچ، سولفات کلسیم، کربنات و یا آهک باشد اما نمک در میزان EC نقش نداشته باشد. در این خصوص بررسی پارامتر EC به همراه نسبت جذب سدیم یا SAR در دیاگرام ویل کوکس لازم می‌شود.

TDS: مقدار املاح محلول در آب نقش به سزائی در انتخاب سیستم‌های آبیاری تحت فشار دارد به طوری که بی‌توجهی به آن باعث ناکارایی و کور شدن مجاری سیستم‌های قطره‌ای و افزایش هزینه‌ها خواهد شد. علاوه بر این بررسی حد مجاز این پارامتر، در مصارف صنعت، دامپروری، کشاورزی و شرب انسان ضروری است. رسم نقشه‌های هم TDS مشابه نقشه‌های دیگر است اما اگر تعداد نقاط کم باشد می‌توان از سایر سیستم‌های نمایش کیفی آب مانند ترسیم جداول مربع یا مستطیل شکل که با رنگ یا علائم وضعیت محدوده‌ای از آبخانه را تعیین می‌کنند نیز استفاده نمود. همچنین بین دو پارامتر EC و TDS در اکثر نقاط و شرایط امکان برقراری روابط همبستگی وجود دارد.

تیپ آب: همانند آب‌های سطحی می‌توان تیپ آب‌های زیرزمینی را ارزیابی نمود. ۳ تیپ اصلی که خود دارای زیر کلاس‌های متعددی نیز هستند به ترتیب از وضعیت خوب در سرچشمه(کوهستانی) تا وضعیت بد در انتهای دشت وجود دارد:۱- تیپ کربناته که یون‌های غالب آن بی‌کربنات است(وضعیت خوب). ۲-تیپ سولفاته که از یون‌های سولفات کلسیم و کمتر سولفات سدیم تشکیل می‌شود(آبهای با کیفیت متوسط در منطقه بین دشت و کوهستان).۳-تیپ کلروره که عمده یون‌های آن از کلرید سدیم تشکیل شده است(وضعیت بد).

۵-۵-٤- آبدهی پایدار (Sustainable yield) و IWRM

روش توسعه منابع آب از طریق مطالعه آب‌های پنهان و نقشه‌های ایزوپاش که در بند پیش ارائه شد برای شرایطی بود که یا بیلان آبخانه مثبت است و یا قرار است مقدار سرریز سفره به کمک روش‌های هیدرولوژیکی تعیین و بهره‌برداری شود. توسعه پایدار منابع آب زیرزمینی باید در شرایط تعادل سفره صورت گیرد لذا اگر حتی بیلان آبخانه مثبت باشد(بیلان مثبت یعنی برداشت کمتر از تغذیه سفره است) اما سطح سفره هنوز پایین‌تر از محدوده پایداری و تعادل آبخانه قرار دارد، می بایست بهره‌برداری سالانه طوری برنامه‌ریزی شود که سال به سال سطح سفره به این محدوده تعادل نزدیک گشته و سپس برنامه جدید بهره‌برداری، تنظیم گردد(System Dynamic). حتی در شرایط بیلان مثبت و تعادل سیستم، می‌بایست به نیاز ذخیره برون سالی و سایر اندرکنش‌های احتمالی سیستم (مولفه ابهام: S_{out}) توجه نمود. لذا بهره‌برداری سیستم‌های هیدرولوژیک دینامیک بوده و مدیریت‌های ایستا تنها مقطعی و در کوتاه‌مدت جوابگو هستند. منظور از محدوده تعادل، دامنه‌ای از عمق سفره است که نوسان آب در آن باعث بروز مشکلات نشست، تبخیر، افزایش هزینه‌های پمپاژ، مسائل زیست محیطی، تداخل آب شور یا آلاینده‌های دیگر و از این قبیل یا وجود ندارد و یا در آن دامنه مجاز برای سیستم قابل تحمل بوده به طوری که در زمان مناسب برگشت‌پذیری سیستم نیز تضمین گردد. لذا تعیین این محدوده تعادلی کاری بسیار مشکل بوده و نیاز است تا اکوسیستم آبخانه در کنار مکانیک آبخانه مطالعه شود. در حال حاضر شناخت و تحلیل اثرات متقابل تمامی مولفه‌های درگیر در پایداری سیستم با قطعیت پایین وجود دارد. چقدر آب می‌توانیم برداشت کنیم؟ جواب این سوال

با بررسی مجموعه‌ای از محدودیت‌ها به دست می‌آید که برخی از آنها تا اینجا به تفسیر تشریح شد. حتی با پیشرفت علوم و کاهش منابع آب ممکن است محدودیت‌هایی اضافه شده و محدودیت‌های قدیم از منظر جدید مورد توجه باشند. وقتی در یک موضوع مدیریت، چندین عامل وجود دارد و هر یک دارای محدودیت‌های متعددی هستند باید از محدودت‌های غالب یا تعیین کننده کار بررسی را آغار نمود و یا بر اساس آنها تصمیم نهایی را گرفت زیرا محدودیت‌های غالب سایر محدودیت‌ها را در دل خود لحاظ می‌کنند. به عنوان نمونه ممکن است بیلان آبخانه مثبت باشد اما هنوز سطح سفره از محدوده تعادل بسیار دور باشد. در این شرایط محدودیت غالب در پایداری آبخانه، توسط برگشت‌پذیری سیستم تعیین می شود. همچنین ممکن است حجم آب در دسترس مناسب باشد اما کیفیت قابل قبول نباشد، لذا کیفیت آب محدودیت غالب خواهد بود. همچنین ممکن است عمق مجاز برداشت از سطح زمین بر اساس مسائل فنی در دامنه ۱۵ تا ۲۰ متر قرار گیرد اما از نظر اقتصادی کمتر از ۱۷ متر تعیین شود. البته اقتصادی بودن برداشت مفهوم چندگانه‌ای دارد به طوری که ممکن است برداشت از عمق خاص صرفاً برای گیاه یا تامین خاصی اقتصادی باشد. دراین حالت فاکتور اقتصادی محدود کننده غالب یا تعیین کننده بین سایر فاکتورهاست. در این خصوص بر اساس تجربه مولفین و مطالعات سایر محققین، مجموعه‌ای از این قبیل محدودیت‌ها و روش‌های مرسوم محاسبات بیلان و تعیین حد مجاز بهره‌برداری ارائه می‌گردد. لذا در هر منطقه خاص با توجه به شرایط، ممکن است برخی از محدودیت‌ها حذف و یا اضافه شده و یا اولویت برخی از آنها تغییر کند. جهت برنامه‌ریزی بهره‌برداری ممکن است هر یک از محدودیت‌های زیر به صورت نقشه، روابط و شرط‌هایی تعیین و تعریف شوند و سپس از روی هم گذاری و ارضای محدودیت غالب و یا ارضای توابع هدف و قیود مدل بهینه ریاضی، تراز بهینه تولید مجاز پایدار آبخانه تعیین گردد. همچنین ممکن است است از مخازن سد تامین آب(فصل خشکسالی) نیز استفاده شود. در این حالت می‌بایست بهره‌برداری تلفیقی منابع آب در مدل بهینه مورد توجه باشد. در روش‌های مدرن امروزی برنامه‌ریزی جهت بهره‌برداری تلفیقی به کمک مدل‌های شبیه‌سازی(بررسی رفتار سیستم) و برنامه‌نویسی (فصل سیل) جهت تخصیص بهینه منابع آب سطحی و زیرزمینی ناگزیر است. همچنین ممکن است پدیده یخ زدگی روی برداشت کمی –کیفی سفره اثر گذارد بطوریکه حجم ذخیره کاهش یافته و آبخان بالای سطح یخ زده زودتر آلوده شود.

قبل از شبیه‌سازی و برنامه‌نویسی مدل بهینه بهره‌برداری، مطالعات پایه بیلان ناگزیر است. در مدل‌های بهینه‌سازی اغلب تخصیص بهینه (Optimal) صورت می‌گیرد. ورودی این مدل‌های بهینه‌سازی ممکن است از نتایج شبیه‌سازی یا اطلاعات و تجربه کارشناسی اجرا و برنامه‌نویسی شود. با این وجود خروجی نتایج بهینه‌سازی نیز باید برای شرایط مشخص دوباره شبیه‌سازی و رفتار سیستم ارزیابی گردد. این فرآیند رفت و بازگشت بهینه‌سازی و شبیه‌سازی آنقدر برای سناریوهای مختلف ادامه می‌یابد (سناریوسازی بر اساس مدل‌های MAS ، فصل مدل آب زیرزمینی) تا نتایج شبیه‌سازی تمامی ملاحظات را پوشش دهند. در این شرایط ممکن است برخی از پارامترها مانند ضریب آبدهی مخصوص، مولفه‌های بیلان و تغذیه برای دوره‌ای درازمدت توسط مدل کالیبره شده، تعیین شوند. از منظر پارامتر کمی و آبدهی مجاز مرسوم (Traditional safe yield)، بهره‌برداری صحیح زمانی صورت گرفته است که بین برداشت و تغذیه در درازمدت تعادل وجود داشته باشد که این غلط است زیرا در عمل و با توجه به دخالت‌های انسان و واکنش‌های محیط چنین مفهومی نمی تواند پایدار باشد. یک آبخانه بدون برداشت مصنوعی مانند پمپاژ یا معدنکاری با تخلیه آب، تقریباً در شرایط تعادل قرار

می‌گیرد زیرا آبی که در اثر تغذیه طبیعی به آبخانه اضافه می‌شود به وسیله تخلیه طبیعی (تبخیر، چشمه، نشت از رودخانه و دریاچه) خارج می‌گردد. البته ممکن است در سال‌های‌تر سطح سفره کمی بالاتر بیاید اما این مسئله در دوره‌های خشکسالی جبران شده و تعادل در دوره‌های طولانی به دست می‌آید(پایداری طبیعی). لذا آب‌های زیرزمینی می‌توانند به عنوان یک ذخیره برون سالی یا تعدیل کننده در طول سال‌های خشک مورد استفاده قرار بگیرند مشروط به این‌که در سال‌های مرطوب جبران خسارت شده و سطح سفره به شرایط نرمال بازگردد. یک روش جهت تعیین آب قابل برداشت از سرریز سفره تهیه نقشه‌های ایزوپاش است که پیشتر ارائه شد البته این روش در تدقیق نتایج بیلان نیز استفاده می‌شود. یک راه دیگر که اغلب پیش از تهیه نقشه ایزوپاش انجام می‌گیرد محاسبه بیلان آب است. محاسبه بیلان کاری دشوار است. معادله نسبتاً کاملی از اجزاء بیلان در فصل سیلاب ارائه شده است. در این قسمت معادله آبدهی پایدار (برداشت پایدار) در توسعه پایدار آب‌های زیرزمینی که توسط دلیری به شکل زیر توسعه داده شده است و دو مولفه G_l و S_{out} نیز برای نخستین بار به اجزاء این رابطه توسط ایشان اضافه شده، ارائه می‌شود، لذا در اینجا مفهوم آبدهی پایدار و توسعه پایدار یکسان درنظرگرفته است اما در منابع انگلیسی سه اصطلاح آبدهی مجاز(Safe yield)، آبدهی پایدار(Sustainable yield) و توسعه پایدار آب زیرزمینی(Sustainable groundwater development) به ترتیب حاکی از بهبود درک بهره‌برداری پایدار هستند:

$$Sustainable\ Yield = \\ = P - F - B_f - E + R_{out} + R_{in} + G_l - C_r - L_r - E_{Cr} \pm S_r - E_r \pm S_{out} \qquad ۸۲-۵$$

P: بارش سالانه آبخانه (فصل سیل)، F: سیلاب مربوط به بارش سطح آبخانه (فصل سیل)، B_f: جریان دوره‌های خشکسالی که از شاخه نزولی هر هیدروگراف سیل قابل محاسبه است(فصل خشکسالی). در عمل این مولفه را معادل جریان دینامیک آبخانه و حجم دبی لحظه‌ای قنوات و چشمه‌ها در نظر می‌گیرند.E تبخیر و تعرق واقعی سالانه است. در این خصوص مناطقی از آبخانه را که دارای تبخیر مستقیم هستند می‌بایست بر اساس نقشه‌های هم عمق شناسایی و دقت برآورد تبخیر را افزایش داد. R_{out} کلیه تغذیه‌های سطحی مربوط به خارج از سیستم آبخانه مانند رودخانه‌های مناطق مجاور، ذوب برف، آب‌های برگشتی خارج سیستم، R_{in} کلیه تغذیه‌های سطحی مربوط به داخل سیستم شامل عملیات تغذیه مصنوعی، آب‌های برگشتی داخل سیستم، G_l آب‌های پنهان زیرزمینی که در بندهای پیش روش تعیین آن ارائه شد. آب‌های پنهان ممکن است از زیر و اعماق سیستم از دسترس خارج شوند. لذا با توجه به وضعیت بیلان و شرایط سیستم می‌بایست نسبت به بهره‌برداری و توسعه ذاتی سیستم و یا رهاسازی آن تصمیم گرفته شود. E_r نیاز زیست محیطی، C_r نیاز جلوگیری از آلودگی، E_{Cr} تامین نیاز اقتصادی بودن برداشت، S_r نیاز حفظ تعادل سیستم در حد پایین(نشست مکانیکی) و حد بالا(تبخیر، زهکشی و..)، L_r نیاز تامین مسائل حقوقی و حریم تاسیسات، S_{out}: فاکتور ابهام شامل کلیه عوامل بیرونی و درونی ناشناخته و ابهامات موجود در تعریف پایداری سیستم است. برخی از این عوامل شامل اثر فعالیت‌های مستقیم و متقابل انسان و محیط زیست مانند موقعیت و تعداد چاه پمپاژ، تزریق فاضلاب و امثال آن است. به طورکلی این پارامتر در تامین پایداری بلندمدت سیستم مانند تامین ذخیره برون سالی جهت مدیریت

خشکسالی‌های مهم، کنترل برگشت‌پذیری کمی-کیفی سیستم در زمان مناسب و از این قبیل مورد توجه است. بخشی از مفهوم این پارامتر ممکن است با توجه به زمان ماند سیستم آب‌های زیرزمینی بر اساس سرعت جریان آب آبخانه و حجم تشکیلات به صورت مجزا تعیین شود. بدیهی است که مولفه‌های مذکور اثر متقابل روی یکدیگر دارند لذا در عمل جهت آنالیز مولفه‌های کمی-کیفی جریان و دستیابی به مدیریت و توسعه پایدار منابع آب زیرزمینی، هیدرولوژیست می‌بایست ضمن توجه به موارد فنی، زیست محیطی، اجتماعی-اقتصادی، شرایط سیستم را به کمک فرایند مدلسازی در درازمدت تا دستیابی به یک شرایط پایدار شبیه‌سازی نماید. در این خصوص لازم است تا اثر سناریوهای مختلف موجود و قابل پیش‌بینی برداشت (سیستم های توزیع و انتقال) و تغذیه (فاضلاب، بارش و ..) و همچنین تغییرات اقلیمی(Climate change) و نیز آب سطحی شبیه‌سازی گردد تا درک عمیق تری از اثرات برنامه‌ریزی در توسعه پایدار منابع سیستم به صورت تلفیقی(Conjunction) حاصل آید. منظور از مطالعه تلفیقی، مطالعه اندرکنش مولفه‌های موثر سیستم و یا سیستم‌های وابسته به آب زیرزمینی همچون خشک شدن جریان پایه و تغذیه واداری از رودخانه(در اینجا منظور از رودخانه شامل تالاب‌ها، چشمه و سایر زیر سیستم‌های آبی است) است. بدیهی است در این مرحله امکان طراحی بهره‌برداری تلفیقی منابع آب سطحی و زیرزمینی بهینه در شرایط توسعه پایدار بر اساس معادله آبدهی مجاز توسعه داده شده حاصل می‌گردد. بدیهی است که حل تحلیلی رابطه بالا بسیار مشکل باشد. اگر در معادله بالا به جای کلیه تغذیه طبیعی مقدار R_N و به جای سایر مولفه‌ها، ضریب SF را قرار دهیم داریم:

$$Sustainable\ yield = SF \times R_N \qquad ۸۳-۵$$

در رابطه بالا R_N معادل کل تغذیه طبیعی سفره بوده و از روابط و روش‌های مختلف که در ادامه ارائه شده است ممکن است محاسبه شود. SF مخفف Aquifer Sustainability Factor به معنی فاکتور پایداری است. این فاکتور جایگزین تمامی مولفه‌ها و محدودیت‌های عدم پایداری و برداشت غیرمجاز است. مطالعات نشان داده است که مقدار فاکتور پایداری در دشت‌های کشورهای مختلف از جمله استرالیا، امریکا، چین، ایران، هند، ژاپن، دانمارک و چندین کشور همسایه با توجه به وضعیت آبخانه، فاصله از خط ساحل، تغذیه، مکانیک تشکیلات سفره و موارد مرتبط دیگر بین ۰٫۱۵ تا ۰٫۸۵ در نوسان است. البته مقدار این ضریب در هر سال باتوجه به شرایط سیستم متغیر بوده و ممکن است یکسال بیشتر یا کمتر از سال قبل بدون همبستگی مارکوفی باشد. همچنین مقدار حداکثر تئوری این عامل از نظر مولف می‌تواند در سفره‌های دارای آب پنهان و در شرایط ماندابی شدن دشت کمی بیشتر از واحد نیز قرار بگیرد. تعیین مقدار فاکتور پایداری بسیار حساس و پیچیده بوده به طوری که استفاده از مدل‌های عددی جزئی شده و دقیق آبخانه را جهت محاسبه مولفه‌های آن یعنی تغذیه R_N و برداشت پایدار Y ناگزیر می‌نماید($SF = \frac{Y}{R_N}$). فاکتور پایداری در روش آبدهی مجاز سنتی برابر واحد است. به طورکلی جهت درک مفهوم پایداری و آبدهی پایدار محققان مختلف در سال‌های Sophocleous(1997)، Bear & Levin(1966)، Alley & Leake(2004) و همچنین در سال‌های اخیر(۲۰۱۰) فعالیت کرده‌اند. در این خصوص یکی دیگر از پارامترهای موثر در توسعه درک آبدهی پایدار، مطالعه و ارزیابی منحنی انتقال (Transition curve) در خصوص تغذیه واداری سیستم رودخانه-آبخانه با مدل‌های Aquifer-Straem Model است

که از کارهای این محققین قابل پیگیری است. به طورکلی همان‌طور که از معادله توسعه داده شده دلیری مشخص است در توسعه پایدار آب زیرزمینی یا مدیریت سیستمی می‌بایست موارد زیر تا حد امکان جهت ارزایابی و پیش‌بینی اثرات برداشت مشخص شود:

- شرایط هیدرولوژیکی و فنی آبخان
- مسائل اقتصادی-اجتماعی
-زیست محیطی و اکولوژیکی
-بهینه‌سازی بیلان و ترازهای سفره
-پویا بودن سیستم و شرایط متغیر محیط
-مدیریت منطقه‌ای و اثر تغذیه واداری آکیفر روی سیستم‌های وابسته
-تلفیق بهره‌برداری سایر منابع آب
-عدم قطعیت و تصادفی بودن

برخی از محققین با جفت کردن مدل نیمه‌توزیعی SWAT و مدل توزیعی MODFLOW اقدام به مدل‌سازی عددی سیستم به منظور مدیریت منطقه‌ای آب سطحی و زیرزمینی حوضه نموده‌اند. همچنین امکان بررسی خصوصیات دینامیک ورودی سیستم به کمک پیشگویی مدل‌های GCM هواشناسی و WEAP یا Vensim جهت بررسی اثر و سناریوسازی تغییرات اقلیمی (گازهای گلخانه‌ای، لکه‌های خورشیدی و...) و انسانی وجود دارد.

IWRM یا مدیریت به هم پیوسته منابع آب

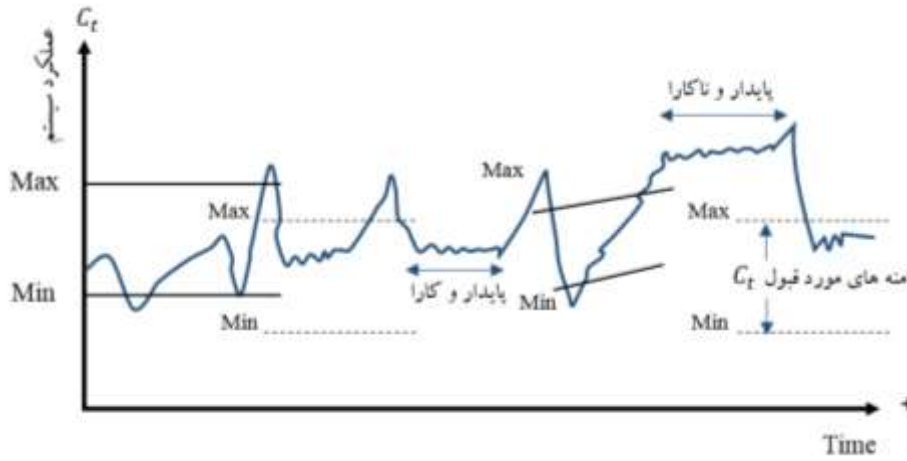
در مدیریت به هم پیوسته منابع آب (IWRM) باید پول توی جیب مردم (آسایش) نیز مورد توجه قرارگیرد. در این شرایط شاخص‌های پایداری با وزن مشخص برای انواع پایداری هیدرولوژیکی، اقتصادی، اجتماعی و ... وجود دارند که از ترکیب آنها، شاخص پایداری کل سیستم محاسبه می‌شود. شاخص پایداری کل (I) در واقع برآیند اعتمادپذیری(R_l)، برگشت‌پذیری (R_s) و آسیب‌پذیری (V) سیستم است(فصل خشکسالی) که با رابطه زیر به یکدیگر مرتبط می‌شوند:

$$I = Susta = [R_l][R_s][1-V] \qquad ۸۴-۵$$

در صورتی که شاخص I با دو معیار کارایی سیستم یا S_e (مفهوم اقتصادی، اجتماعی، اکولوژی) و حداقل قید حیات یا S_u (حداقل آب لازم، و..) تلفیق گردد، تابع آسایش (Welfare) زیر به دست می‌آید.

$$f(w) \propto I, S_e, S_u \qquad ۸۵-۵$$

در این حالت، عملکرد سیستم باید در دامنه‌ای قابل قبول از نظر حداقل شرایط زیستی و کارائی اقتصادی قرارگیرد(مدیریت به‌هم‌پیوسته). بدیهی است که جهت ارزیابی شرایط سیستم (System state) و یا اثر پروژه‌های اجرایی از نوع IWRM، می بایست به کمک ابزار پایش، سیستم را کنترل و در صورت نیاز، تغییرات لازم مدیریتی اعمال گردد. لذا مفهوم بهره‌برداری پایدار سفره، محازن سد و منابع طبیعی مدیریت ناقصی از IWRM هستند که در صورت لحاظ مفاهیم مذکور پس از سازماندهی لازم (فصل خشکسالی) می‌توان به مدیریت به هم پیوسته منابع آب و آبخیزداری دست یافت.



ارزیابی عملکرد سیستم بر اساس شبیه سازی سیستم و پیش بینی مقادیر C_t

روش‌شناسی برداشت مجاز(دلیری، ۱۳۸۹) این روش در مطالعات کف شکنی چاه نیز قابل تعمیم است(پیوست).

جهت تعیین آبدهی مجاز پایدار از آبخانه ابتدا باید تعیین نمود چقدر آب موجود است؟ بر اساس ۷ پارامتر اول(محدودیت‌های کمی) معادله آبدهی پایدار توسعه داده شده مذکور، آب موجود در یک دوره معین از سال‌های نرمال، خشکسالی و یا ترسالی برابر تغذیه ناشی از نزولات + کلیه تغذیه‌های سطحی + آب‌های پنهان است. برخی از روش‌های محاسبه ۷ پارامتر مذکور در فصل‌ها و بندهای گذشته و برخی در ادامه ارائه شده است. سپس باید محاسبه کرد چقدر آب می‌توان برداشت نمود؟ اگر ۶ پارامتر بعدی رابطه مذکور تعیین شود اختلاف این دو برابر برداشت مجاز پایدار یا آبدهی مجاز توسعه داده شده دلیری خواهد شد. در ادامه مفاهیم روش‌های محاسبه این مولفه‌ها و مراحل فرآیند مطالعه تعیین برداشت مجاز پایدار ارائه می‌شود. همچنین از بین این پارامترها، محاسبه S_r و به ویژه S_{out} از بقیه دشوارتر است.

گام اول

۱-محدودیت‌های کمی آب.

- روش هیدروگراف واحد

تعیین میزان تغذیه سالانه شاخصی کلیدی در تعیین میزان بهره‌برداری سالانه است. هرچند در بسیاری از روش‌های ساده و سریع بر اساس تغذیه طبیعی آبخانه، برداشت مجاز را تعیین می‌کنند اما این دو برابر نیستند زیرا در تغذیه هیدرولوژیک مقدار آب‌های پنهان لحاظ نشده و توجهی به خروجی طبیعی سیستم همچون جریان پایه رودخانه، چشمه و خشک شدن تالاب‌ها در درازمدت نمی‌شود. یک روش سریع و کاربردی جهت بررسی روند تخلیه و تغذیه و کنترل روند بیلان سفره ترسیم سری زمانی تغییرات سطح سفره با زمان برای یک دوره چند ساله است. اگر سطح دشت وسیع و تعداد مشاهدات

زیاد باشد می‌توان در مطالعات اجمالی از هیدرگراف واحد معرف دشت استفاده نمود. در مطالعات حساس ممکن اس ت پس از تقسیم‌بندی هیدرولوژیک آبخانه به مناطق همگن از روش پلی گن تسین، هیدروگراف واحد مناطق همگن را تهیه و کار تحلیل را به صورت جداگانه انجام داده و سپس نتایج را به سطح دشت تعمیم داد. محور زمان با توجه به دقت مورد نیاز و اطلاعات موجود ممکن است ماهیانه، فصلی یا سالانه انتخاب شود. از شیب روند هیدروگراف می‌توان مقدار تغذیه یا افت سالانه یا ماهانه را محاسبه و حتی تا حدودی از روش‌های ارائه شده در فصل خشکسالی، افت سال‌های بعد را پیش‌بینی نمود. به عنوان نمونه اگر در طی ۱۰ سال ۲۰ متر افت مشاهده شده یعنی شیب منحنی ۲ متر در سال است. اگر عدد ۲ در سطح معرف آبخانه و سپس ضریب آبدهی مخصوص ضرب شود مقدار حجم آبی که سال به سال به طور متوسط از آبخانه برداشت می‌گردد مشخص می‌شود(تغییرات سیستم). البته شدت افت ممکن است سال به سال بیشتر از شدت تغذیه باشد که دراین صورت بیلان مخزن منفی است. مقایسه اختلاف تغذیه و تخلیه آکیفر از روی هیدروگراف‌های دشت سریع‌ترین روش تعیین روند بیلان آبخانه هستند که کمک زیادی نیز در تدقیق معادلات عمومی بیلان هیدرولوژیک و کنترل معادله توسعه داده شده آبدهی مجاز می‌کنند. اگر نتایج معادله بیلان عمومی با این عدد بسیار ناسازگار باشد می‌بایست محاسبه سایر اجزاء معادله پیوستگی بیلان را همچون تبخیر از سطح سفره مجدداً کنترل نمود. در این خصوص باید توجه نمود مقدار تغذیه برآوردی از هیدروگراف آبخانه حدودی از تغذیه هیدرولوژیک و آب‌های بازگشتی به سیستم است به طوری که نمی‌توان حجم آب‌های پنهان را برآورد نمود. لذا تفاوت حجم تخلیه و تغذیه با روش هیدروگراف واحد صرفاً برآوردی از روند بیلان واقعی لایه آبدار است(پیوست). تغذیه طبیعی آبخانه(R_N) با رابطه بیلان هیدرولوژی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$P - R - E = R_N \qquad ۸۶\text{-}۵$$

R رواناب سالانه. بقیه عوامل در بالا توضیح داده شده‌اند. لذا بخشی از صعود متناظر با تغذیه فصلی هیدروگراف آبخانه مربوط به تغذیه طبیعی است و بخشی نیز مربوط به تغییرات ذخیره خالص سایر تغذیه و تخلیه‌ها همچون آب‌های بازگشتی، ذوب برف، ورود و خروج زیرسطحی و.. است. لذا می‌توان تغییرات ذخیره این پارامترها را با توجه به معادله ۵-۸۶ از هیدروگراف برآورد نمود زیرا مولفه‌های این معادله با دقت قابل قبولی برآورد می‌شوند.

۵-۸۷ تغییرات خالص ذخیره سطحی و زیر سطحی = R_N - کل حجم تغذیه آبخانه از روش هیدروگراف

همان‌طور که پیداست صحبتی از آب‌های پنهان G_I در روابط بالا نشده هرچند درون محاسبات منظور شده است. با این وجود این آبها در صورت وجود به طور دائم در حال خارج شدن از سیستم هستند. لذا بر اساس معادله آبدهی مجاز و هیدروگراف معرف آبخانه، مقدار آب موجود از رابطه زیر به دست می‌آید:

۵-۸۸ آب‌های پنهان + کل حجم تغذیه آبخانه از روش هیدروگراف سفره = آب موجود(محدودیت کمی)

مثال: در یک آبخانه با سطح A و برداشت صفر، میزان تغذیه سفره از روش آنالیز هیدروگراف واحد آبخانه ۱۲ متر در هر سال برای یک دوره نرمال اقلیمی برآورد شده است اگر حجم آب‌های پنهان برابر G_I باشد مقدار برداشت مجاز آبخانه برای سال‌های نرمال بر اساس روش بهره‌برداری دلیری چقدر است؟

۸۹-۵ برداشت‌ها+۱۲ * تخلخل مفید*A + G_I = آب موجود سفره(آبدهی مجاز مرسوم)

۹۰-۵ سایر محدودیت‌ها - آب موجود سفره= برداشت مجاز پایدار از آبخانه

$-C_r - L_r - E_{Cr} \pm S_r - E_r \pm S_{out}$ آب موجودسفره= برداشت مجاز پایدار از آبخانه

اگر در منطقه سایر منابع آبی مانند آب‌های سطحی نیز موجود باشد می‌توان رابطه مذکور را بر اساس مدیریت تلفیقی توسعه داد.

- روش معادله پیوستگی

آب موجود سیستم ممکن است از روش‌های دیگری چون معادله پیوستگی تعیین شود. ورودی یک سیستم برابر جمع جبری خروجی سیستم و تغییرات آن است($I(t) - O(t) = \Delta S$).مولفه‌های این معادله ممکن است بر حسب حجم، دبی یا سطح-ارتفاع بر اساس آنالیز آمار و یا مدل‌های کالیبره شده تعیین شود. بر این اساس تغذیه سفره(I_{rech}) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

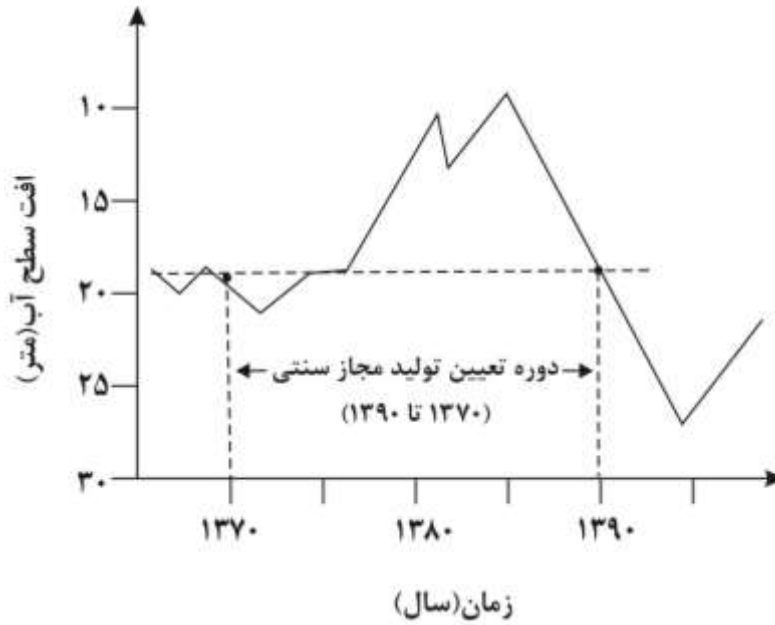
$$Traditional\ safe\ yield = I_{rech} = R_N = O_{consum} + \Delta S \qquad ۹۱\text{-}۵$$

O_{consum} کلیه برداشت‌های خالص سیستم با توجه به کارکرد پمپ چاه‌ها، تقویم زراعی و غیره(لحاظ آب برگشتی).

ΔS حجم تغییرات متوسط سالانه آبخان که بر اساس آنالیز هیدروگراف واحد، تغییر تراز سفره سطح آب چاه‌های مشاهده‌ای در یک دوره درازمدت n ساله تعیین و سپس با توجه به آبدهی مخصوص و سطح سفره، حجم تغییرات متوسط سالانه آبخانه مشخص می‌گردد(این ارزش ممکن است صفر، مثبت یا منفی باشد).

- روش سطح صفر هیدروگراف

این روش نیز مانند روش هیدروگراف معرف آبخانه به آب‌های پنهان توجهی ندارد. در این روش ابتدا یک دوره چند ساله که ارتفاع سطح سفره آب در آغاز و پایان یکی باشد و همچنین میزان آب ورودی به حوضه تقریباً با متوسط آن در طولانی مدت برابر باشد، را انتخاب و متوسط آب برداشت شده در طول این مدت به عنوان تولید مجاز در نظر گرفته می‌شود(شکل۵-۳۱). اما با توجه به مفهوم معادله آبدهی مجاز توسعه داده شده دلیری(۱۳۹۰) می‌بایست این مقدار را به عنوان آب موجود در نظر گرفت سپس با تعیین سایر محدودیت‌ها، برداشت پایدار را تعیین نمود.



شکل ۵-۳۱: تعیین آبدهی مجاز سنتی با روش سطح صفر

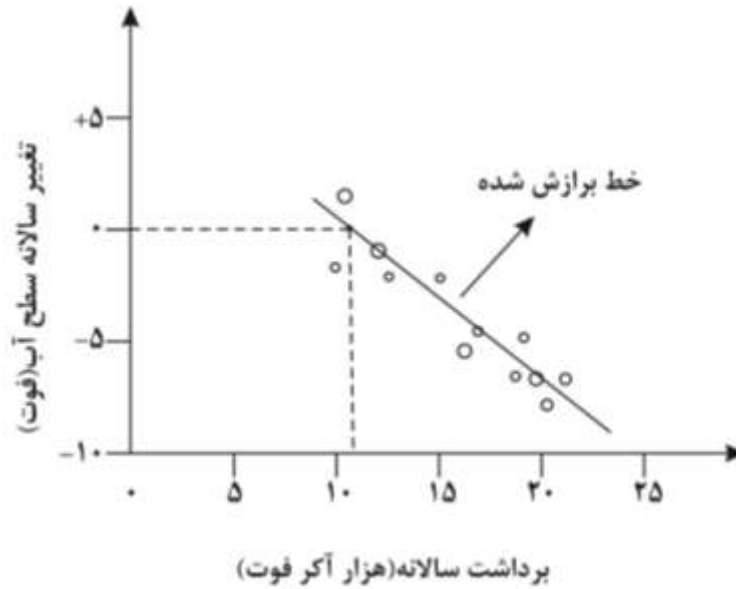
- روش هیل

یک روش بسیار ساده و سریع تعیین کمی حد بهره‌برداری مجاز، ترسیم متناظر تغییرات سالانه سطح سفره با برداشت از سفره در سال‌های با ضریب تغییرات کم بارندگی و سایر ورودی‌ها به سیستم است. در این حالت خط مستقیمی از ابر نقاط عبور داده می‌شود که می‌توان میزان آب مربوط به تغییر سطح پیزومتری صفر را به دست آورد و این مقدار را بهره‌برداری مجاز در نظر گرفت(شکل۵-۳۲). اما با توجه به مفهوم آبدهی مجاز توسعه داده شده می‌بایست مانند آنچه در بالا ذکر شد آبدهی پایدار را تعیین نمود. همان‌طور که مشخص است تولید مجاز برای سفره فرضی شکل زیر حدود ۱۲۰۰۰ اکر فوت است. می‌بایست توجه نمود که روش هیل باید برای دوره‌های همگن هیدرولوژیکی ترسیم و تفسیر گردد. یکی از مزایای این روش این است که اگر در تمام سال‌های آماربرداری، بهره‌برداری بیش از حد مجاز باشد، بازهم می‌توان تولید مجاز سنتی را با امتداد دادن خط برازش شده، برآورد نمود.

- روش قانون دارسی در سفره‌های تحت فشار

در آبخانه‌های تحت فشار می‌بایست با استفاده از نقشه‌های پیزومتری، پروفیل‌های زمین‌شناسی، معادله دارسی و آب ورودی به حوضه، تولید مجاز را تعیین و سپس با توجه به سایر محدودیت‌ها، آبدهی پایدار را تعیین نمود.

روش‌های دیگری چون روش هاردینگ نیز وجود دارند که این روش یا هر یک از روش‌های مذکور با توجه به دقت اطلاعات موجود، شرایط سیستم و فرضیات رابطه همچون میزان آب برگشتی رودخانه، کشاورزی، فاصله مقدار ورودی سیستم از میانگین سالانه و غیره ممکن است خطای مشخصی داشته باشند که می‌بایست با توجه به قضاوت کارشناسی تصمیم گرفت. اغلب این خطاها ممکن است با شبیه‌سازی مناسب سیستم کاسته شود.



شکل ۵-۳۲: تعیین آبدهی مجاز سنتی با روش هیل

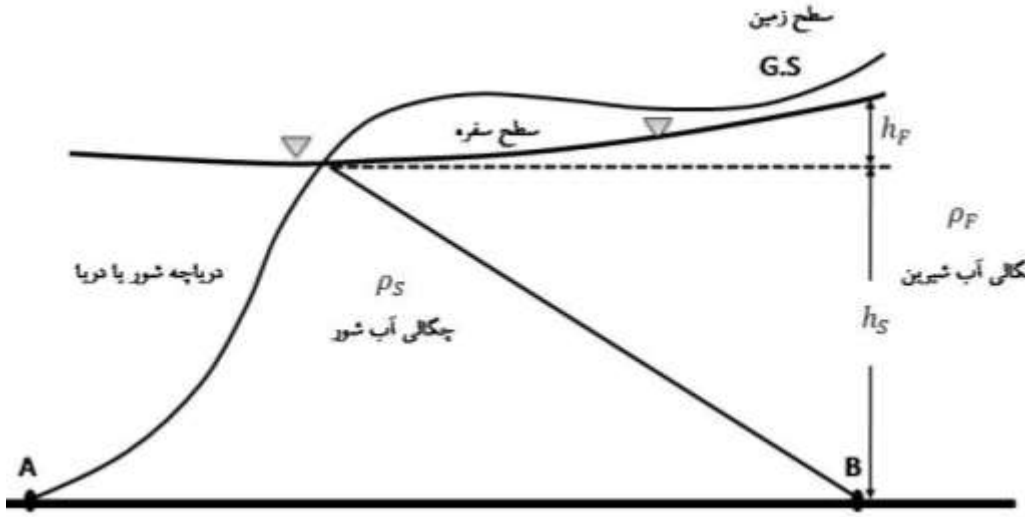
۲-کیفیت آب. کیفیت آب ممکن است با برداشت آب نامناسب‌تر شود این مسئله در آبخانه‌های ساحلی و یا در آبخانه‌هایی که آب شیرین روی آب شور قرار دارد ملموس‌تر است. در جاده تهران-قم در اطراف دریاچه قم آبخانه از نوع ساحلی است که در اثر برداشت غیرمجاز پدیده پیشروی جبهه آب شور ایجاد شده است. همچنین ممکن است در اثر تغییر شیب هیدرولیکی، آب‌های با کیفیت نامناسب به سمت چاه‌های بهره‌برداری سرازیر شود. لذا می‌توان یک محدودیت عددی برای برداشت در نظر گرفت که خط پیشروی شوری یا آلودگی از دامنه‌ای جلوتر نیاید. جهت شبیه‌سازی این شرایط، روش‌های تحلیلی و عددی(فصل مدل‌سازی عددی) فراوانی ارائه شده است. همچنین اگر آلودگی مربوط به سازند خاصی در ترازهای بالایی و معینی از سفره باشد، ممکن است بتوان با حفظ تراز سفره در زیر مرز مذکور، از بدتر شدن کیفیت آب در دوره‌های بدون بارش تاحدی جلوگیری نمود. این مسئله می‌تواند به عنوان یک قید، وارد معادلات برداشت فصل حاضر و محاسبات بهینه‌سازی فصل برنامه‌ریزی آب گردد.

تداخل آب شور و شیرین(Saltwater-Fresh water intrusion)

- روش تحلیلی گیبن و هرزبرگ

در آبخانه‌های ساحلی اگر چاه‌های پمپاژ نزدیک به ساحل و با عمق زیاد حفر شده باشند پس از مدتی تیغه یا گوه آب شور با توجه به بیشتر بودن وزن مخصوص(γ_s) از زیر کف چاه به سمت چاه متمایل شده و در صورت ادامه پمپاژ باعث شور شدن آب شیرین با وزن مخصوص(γ_f) می‌گردد. بر اساس رابط گیبن و هرزبرگ (شکل ۵-۳۳) اگر فشار در دو نقطه A,B برابر باشد رابطه زیر به دست می‌آید:

$$h_s = \frac{\gamma_f}{\gamma_s - \gamma_f}.h_f \qquad ۹۲-۵$$



شکل۵-۳۳: وضعیت قرار گرفتن آب‌های شور و شیرین در رابطه گیبن و هرزبرگ

h_f: ارتفاع سطح سفره یا سطح پیزومتری نسبت به تراز دریا و h_s فاصله از سطح تراز دریا تا محل مشترک آب شیرین و شور است. چنانچه چگالی آب شیرین یک و چگالی آب شور برای حدود ۳۵ گرم بر لیتر املاح حدود ۱,۰۲۵ باشد h_s برابر ۴۰ می‌شود. در آبخانه‌های تحت فشار به جای سطح سفره، سطح پیزومتری لحاظ می‌شود. چگالی آب در دریای خزر کمتر از ۱,۰۲۵ است لذا h_s بیشتر و حدود ۶۰ تا ۷۰ می‌شود اما در دریاچه ارومیه با ۳۰۰ گرم بر لیتر املاح که خیلی شورتر است در عمق کمتر آب شور می‌شود. بر این اساس عمق کف چاه در آبخانه‌های ساحلی نباید از h_s بیشتر شود و بهتر است طول چاه برابر $\frac{3}{4}(h_s)$ انتخاب شود. در این رابطه رژیم جریان پایدار و فشار در سیستم یکسان فرض شده است. همچنین نتایج این رابطه در دریاچه‌های بسیار شور می‌بایست با احتیاط استفاده شده و نتایج با روش‌های مناسب دیگر نیز کنترل گردد. با استفاده از روش‌های میانیابی می‌توان نقشه‌های هم مقدار h_f و h_s را تهیه و در ارزیابی پیش‌بینی و تخمین محل تداخل استفاده نمود. h_f ممکن است لب شور نیز باشد.

پدیده بالاآمدگی مخروطی آب شور(Upconing)

- رابطه تجربی Bear & Dagan

نوع دیگری از تداخل آب شور و شیرین در سفره‌های آب زیرزمینی وقتی اتفاق می‌افتد که لایه آب شیرین روی لایه آب شور به صورت افقی قرار داشته باشد. در این حالت ممکن است چاه فقط در لایه شیرین حفر شده باشد و در اثر پمپاژ زیاد و یا حفر بیشتر چاه، آب شور به صورت عکس مخروط افت وارد چاه شود. فرض کنید فاصله عمودی بین

اینترفاس(Interface) لایه افقی سفره شور و شیرین تا انتهای لبه چاه که در لایه شیرین قرار دارد، L متر باشد. در این حالت اگر K' ضریب هدایت هیدرولیکی سفره با لحاظ تاثیر آب شور($K' = K\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f}$)، K هدایت هیدرولیکی مواد اکیفر(بر حسب متر بر روز)، ρ دانسیته آب و Q دبی پمپاژ باشد، رابطه تجربی Bear & Dagan مقدار Z را که معادل بالاآمدگی آب شور در زیر چاه و نسبت به سطح سفره شور است را به صورت زیر محاسبه می‌کند:

$$Z = \frac{Q}{2\pi K'L} \qquad ۹۳-۵$$

از این رابطه مشخص است که نباید چاه بهره‌برداری تا سطح اینترفاس، حفر گردد زیرا در این صورت مقدار Z بیشتر می شود. عامل کنترلی دیگر مربوط به دبی پمپاژ است. بر اساس تجربه وقتی مقدارZ معادل نصفL شود(Z=0.5L)، دبی حداکثر مجاز $Q_{\max}$ از رابطه بالا و به صورت زیر برحسب مترمکعب بر روز محاسبه می‌شود:

$$Q_{\max} = \pi L^2 K' \qquad ۹۴-۵$$

مثال: اگر دانسیته آب شور وشیرین آبخانه‌ای تحت فشار به ترتیب ۱,۲۵ و ۱ گرم بر سانتی‌مترمکعب با K=300 متر بر روز و فاصله بین انتهای چاه تا سطح سفره شور L=15 متر باشد، دبی حداکثر مجاز بهره‌برداری برای این‌که آب شور نتواند وارد چاه شود، چقدر است؟

ج: حدود ۶۱ لیتر بر ثانیه.

همچنین بر اساس قاعده دیگری به طورکلی حدفاصل بین بالازدگی آب شور و کف چاه(L-Z) نباید از $\frac{1}{3}$ فاصله کف چاه و حد اینترفاس تجاوز کند. در این خصوص باید رابطه زیر برقرار باشد:

$$(L-Z) \le \frac{1}{3}L \rightarrow L\frac{2}{3} \ge Z$$

بدیهی است که مقدار L از کف چاه به پایین و Z از سطح سفره شور به بالا محاسبه می‌شود.

مثال: اگر K' یک آبخانه آزاد ۰,۵ متر بر روز، مقدار فاصله بین سطح آب تا کف چاه ۱۶ متر و فاصله بین سطح آب شور و شیرین ۳۶ متر باشد، مقدار دبی مجاز تجربی بهره‌برداری از چاه چقدر است؟

$$Z = \frac{Q}{2\pi K'L} = \frac{1}{3}(36-16) = \frac{Q_{\max}}{2\pi(0.5)(36-16)} \Rightarrow Q_{\max} = 418.6\, m^3/day$$

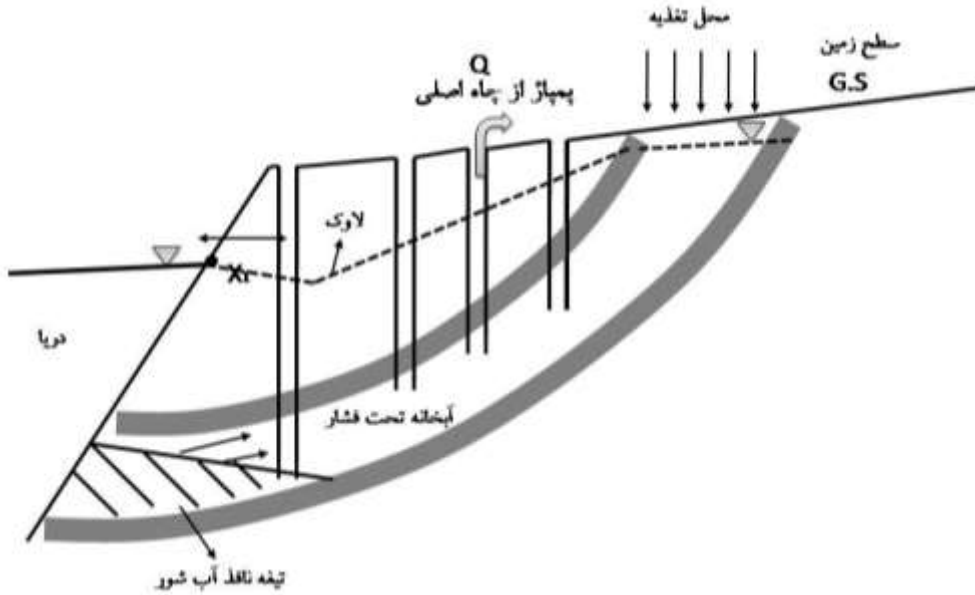
لذا دبی مجاز حدود ۴۱۸ متر مکعب بر روز لحاظ می‌شود.

- روش لاوک پمپاژ

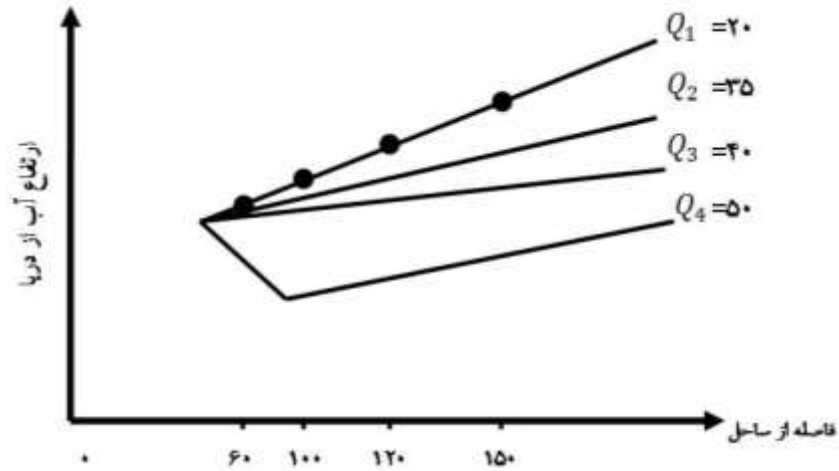
در این روش جهت تعیین دبی مجاز حداکثر فنی چاه در آبخانه‌های ساحلی ابتدا یکسری چاهک مشاهده‌ای روی یک خط به سمت ساحل و اطراف چاه اصلی مورد نظر حفر کرده و سپس از چاه اصلی پمپاژ با دبی مناسب و کم با توجه به شرایط هیدرولوژیک مثلاً ۲۰ لیتر بر ثانیه صورت می‌گیرد(شکل۵-۳۴).

وقتی رژیم متعادل شد سطح آب را در پیزومترهای مختلف اندازه‌گیری و تبدیل به ارتفاع از سطح دریا می‌کنند. اگر ارتفاع سطح آب با فاصله متناظر هر مشاهده از ساحل روی محور مختصات رسم شود در دبی‌های کم خطی مستقیم به

دست می‌آید. سپس دبی را کمی بیشتر می‌کنند (فرضاً ۳۵) وقتی جریان پایدار شد دوباره سطح آب اندازه‌گیری شده و به کمک فاصله چاه‌های مشاهده‌ای و چاه اصلی خط مربوط ترسیم می‌شود. این عمل تا ایجاد یک آبشخور که به نام لاوک پمپاژ معروف است ادامه می‌یابد. این شرایط وقتی است که گوه یا توده آب شور به سمت چاه حرکت کرده است لذا دبی را به مقدار ناچیز کم کرده(از ۵۰ به ۴۷) و تا پایدار شدن جریان صبر کرده و سطح آب را اندازه‌گیری می‌کنند. این عمل تا ناپدید شدن لاوک پمپاژ و مستقیم شدن خط ادامه می‌یابد(شکل۵-۳۵).



شکل۵-۳۴: لاوک پمپاژ ایجاد شده در اثر پمپاژ غیرمجاز



شکل۵-۳۵: تعیین دبی حداکثر مجاز فنی چاه در آبخانه‌های ساحلی

(تصحیح جزر و مدی آزمایش پمپاژ در صورت نیاز می‌بایست اعمال شود(Feriss,1959))

دبی متناظر با این شرایط، به عنوان دبی حداکثر مجاز فنی آبخانه‌های ساحلی انتخاب می‌شود. لذا در تعیین حد بهره‌برداری مجاز برای شرایط ساحلی می‌بایست محدودیت دبی حداکثر چاه را جهت جلوگیری از آلودگی سفره وارد سایر محاسبات بهره‌برداری پایدار نمود. به طورکلی بهتر است حداکثر بهره‌برداری مجاز طوری باشد که جبهه یا گوه آب شور پیشرفت نکند و در صورت نیاز آب شور پسروی نیز داشته باشد.

از بین روش‌های ارائه شده در بالا روش لاوک پمپاژ میدانی است. روش‌های دیگر تحلیلی هستند که با توجه به پیچیده بودن مفاهیم تحلیلی، اغلب روابط کاربردی تحلیلی دارای پارامترهای کمتری هستند لذا ممکن است خطای بیشتری نیز داشته باشند. برخی دیگر از روش‌های تحلیلی مطالعه تداخل آب شور و شیرین مانند روش تحلیل حل گلور(۱۹۶۴) بر اساس معادله خط تداخل، حل فیتر برای سفره‌های جزیره‌ای، روش ورویج(Verruijt) بر اساس معادله سهوی و غیره وجود دارند که پیچیده‌تر بوده و ممکن است نتایج دقیق‌تری نیز در کنار برداشت‌های میدانی ارائه نمایند. روش‌های ساده‌تر حل تحلیلی با توجه به امکان درک بهتر فرآیند تداخل و بعضاً به دلیل سادگی و سرعت محاسبه، اغلب در مطالعات شناخت و حتی کنترل روش‌های عددی و مدل‌سازی مورد توجه هستند. همچنین روش‌های تحلیلی مسائل را به صورت موضعی بررسی می‌کنند. در صورتی که هدف مطالعه یک خط ساحلی، یا آبخانه‌ای در جزیره‌ای بزرگ و یا مطالعه اندرکنش بین آبخانه و یک دریاچه شور باشد، می‌بایست محاسبات بر اساس شبیه‌سازی سیستم به کمک مدل‌سازی صورت بگیرد. در این خصوص کاربرد روش‌ها و مدل‌های عددی در مطالعه تداخل آب شور و شیرین افزایش یافته است. مدل‌های مناسب در این زمینه شامل مدل‌های:SEAWAT, Sharp, SUTRA و .. است.

گام دوم

۳-مسائل حقوقی آب‌های زیرزمینی. ممکن است بهره‌برداری باعث خسارت به همسایه گردد. در طومار امیرکبیر به تقسیم‌بندی آب کرج و در طومار شیخ بهایی به تقسیم‌بندی آب زاینده رود اشاره شده است که این طومارها خود دلالت بر اهمیت موضوع دارد. به طورکلی باید حد مجاز بهره‌برداری طوری تعیین شود که باعث ضایع شدن حقوق افراد دیگر در بهره‌برداری از سفره نشود. این مسئله در بسیاری از استان‌های کشور ایران قابل مشاهده است به طوری که حفر چاه‌های عمیق باعث خشک شدن چاه‌های کم عمق مناطق مجاور و قنوات پایین دست شده است. همچنین به لحاظ مسائل فنی، چاه‌ها باید در حریم مناسب یکدیگر قرار بگیرند تا افت نامناسب برای یکدیگر ایجاد نکنند(آرایش چاه‌ها). به صورت تجربی حداقل فاصله دو چاه ۲ برابر شعاع عمل چاه است و میزان دقیق آن از روش‌های آزمایش پمپاژ ارائه شده در فصل حاضر تعیین می‌گردد. به طورکلی این محدودیت می‌تواند به صورت یک قید وارد محاسبات گردد.

گام سوم

۴-محدودیت‌های اقتصادی. ممکن است محدودیت غالب حد مجاز بهره‌برداری، مربوط به مسائل اقتصادی باشد دراین صورت ابتدا می‌بایست این محدودیت ارزیابی شود. چاه‌های قدیمی معمولاً با حفر عمق کمتر و هزینه کمتر به آب می رسیدند. چاه‌های جدید نیاز به حفاری عمق بیشتری هستند. قیمت آب برای عمق‌های مختلف بهره‌برداری متفاوت است. به عنوان مثال در چاه‌های با عمق حدود۱۰ تا ۱۵ متر از پمپ سانتریفوژ و در چاه‌های عمیق‌تر از پمپ‌های پیستونی استفاده می شود که با توجه به هزینه‌های تامین انرژی و طول شافت در کنار کاهش آبدهی مخصوص چاه بویژه در افت‌های بیشتر،

هزینه‌های مازاد حتی سانتی‌متر به سانتی‌متر تحمیل خواهد شد. لذا عمق سطح سفره می‌تواند به عنوان تابعی از محدودیت‌های اقتصادی در نظر گرفته شود و رابطه بین عمق-قیمت ارزیابی گردد تا مشخص شود بهتر است از این آب برداشت شده چه زراعتی و یا چه استفاده‌ای گردد تا اقتصادی شود. قطر لوله چاه نیز اهمیت دارد و باعث پرش در منحنی عمق-قیمت می‌شود لذا تغییرات عمق-قیمت ممکن است تا جایی تحت تاثیر برق یا گازوئیل و از جایی دیگر با فاکتورهای دیگری تغییر کند به طوری که آب استخراجی برای هیچ مصرفی اقتصادی نباشد. البته ممکن است مسائل و شرایط سیاسی تمامی این نتایج را تحت تاثیر خود قرارداده باشد. با توجه به این توضیحات می‌توان نقشه‌های عمق سفره را به نقشه‌های بهره‌برداری اقتصادی تبدیل نمود به طوری که محدوده‌هایی برای تامین آب کشاورزی، صنعت، بدون کاربری و غیره تعیین شود و از این لایه به عنوان یک محدودیت در تصمیم‌گیری نهایی حد مجاز بهره‌برداری استفاده شود.

۵-پایداری سیستم و ژئوتکنیک. مسئله تغییر در پایداری سازه‌ها(هیدروژئولوژی در ساختمان سازی)، نشست زمین در اثر بهره‌برداری غیرمجاز یا پمپاژ دبی بیش از دبی حداکثر فنی مجاز چاه(دبی بحرانی) و یا تبخیر در اثر بالابودن سطح سفره آب مواردی هستند که می‌بایست در مدیریت بهره‌برداری لحاظ شوند. علاوه بر این باید توجه نمود اگر آبخانه از حدی بیشتر تخلیه شود ممکن است دیگر حتی با روش‌های تغذیه مصنوعی به درستی احیاء نگردد. دراین حالت ساختمان تشکیلات آبخانه تخریب شده است. لذا نیاز است تا به لحاظ فنی محدوده تعادل سیستم نیز مشخص گردد و سایر محدودیت‌ها با توجه به حد بالا و پایین محدوده پایداری ارزیابی گردند.

۶-محدودیت‌های اکولوژیکی. به عنوان نمونه اگر سطح آب سفره از حدی بیشتر افت کند ممکن است باعث کاهش یا قطع جریان دینامیک رودخانه و نابود شدن گیاهان و جانوران آبزی یا شوری آب رودخانه شود. این مسئله ممکن است با بهره‌برداری غیرمجاز از طریق چاه یا لوله کشی آب چشمه‌ها نیز ایجاد گردد زیرا آب پایه رودخانه‌ها از چشمه تامین می شود. این محدودیت به ویژه در سال‌های خشک اهمیت بیشتری پیدا می‌کند.

۷-محدودیت مولفه ابهام

محاسبه دو پارامتر S_r و بویژه مولفه ابهام S_{out} نسبت به بقیه عوامل دشوارتر هستند. زیرا در حال حاضر تحقیقات کمی روی ذخیره برون سالی آکیفر و زیر مولفه‌های این پارامتر انجام شده است. لذا در معادله آبدهی مجاز توسعه داده شده می‌توان مولفه S_{out} را بسیار تازه و ناشناخته تلقی نمود. برخی از این مولفه‌ها ممکن است مشابه ذخیره برون سالی مخازن، الگوبرداری شود. یکی از روش‌های تامین نیازهای برون سالی مخازن سد در طول دوره‌های خشک افزایش مناسب ارتفاع سد است اما در آب‌های زیرزمینی محدودیت فیزیکی از ابتدا وجود دارد لذا در تعیین مقدار محدودیت این پارامتر می‌بایست به حجم تشکیلات توجه شود. مسئله دیگر که به نظر مهم می‌آید کندی حرکت جریان در سیستم است لذا توجه به فاکتور سرعت و مکانی که آب مورد نیاز است نیز ممکن است ضروری باشد. علاوه براین زمان حدودی رویارویی با خشکسالی، تداوم و کمبودهای احتمالی جهت برآورد آب مورد نیاز از آکیفر در زمان مناسب ضروری خواهد شد. به نظر می‌آید حداکثر ارتفاع سطح سفره می‌بایست بر اساس محدودیت غالب سایر پارامترهای دیگر همچون تبخیر و مسائل ساختمان‌سازی تعیین شود و بر اساس آن و با توجه به فاصله زمانی شروع خشکسالی، درصد ذخیره سالانه

را به عنوان یک محدودیت برداشت در طول سال‌های مانده به خشکسالی تعیین نمود. برخی از این مفاهیم پیشتر توسط Balleau,1988 در مجله منابع طبیعی به واسطه تحلیل منحنی‌های انتقال ارائه شده است. از نظر ایشان زمانی که ذخیره آبخان در اثر برداشت به درصد معینی کاهش می‌یابد به طوری که در این لحظه بخشی از تغذیه آبخانه به صورت القایی (تغذیه واداری) از منابع آب سطحی تامین گردد، زمان بحرانی و کلید اصلی تعیین سیاست‌های بهره‌برداری معرفی می شود. بدیهی است در این شرایط ذخایر سطحی کم و در شرایط حد ممکن است صفر شود. لذا می‌بایست نقطه بهینه برداشت با توجه به سایر محدودیت‌های برداشت به کمک شبیه‌سازی درازمدت سیستم تعیین گردد. علاوه براین در مولفه ابهام می‌بایست به مفاهیمی چون مرز هیدروژئولوژی دینامیک نیز توجه شود. در این حالت مرز بین دو آبخان زیر یک دشت با جریان سکون یا سرعت صفر جداشده است به طوری که موقعیت مرز به تناسب میزان برداشت و شرایط تغذیه دو آبخانه ممکن است در یک جهت و یا جهات مختلف به حرکت درآید. این موضوع باعث ایجاد و تشدید مسائل زیست محیطی، افزایش هزینه‌های اقتصادی بهره‌برداری و غیرو در دشت دیگر خواهد شد. لذا می‌بایست اثر رفتار دینامیک مرز هیدروژئولوژی وارد محاسبات برداشت مجاز گردد. چنین شرایطی در بسیاری از دشت‌های کشور همچون دشت زنجان مشاهده شده است. در دشت زنجان، جهت جریان در غرب مرز هیدروژئولوژی دینامیک، خلاف شیب سنگ کف و به سمت غرب و در شرق مرز هیدروژئولوژی دینامیک، هم جهت شیب سنگ کف و به سمت شرق در جریان است.

۵-۵-۵-تغذیه مصنوعی

تغذیه آبخانه همیشه به صورت طبیعی وجود دارد. این تغذیه باعث می‌شود تا فشار(Pressure) حاصل از برداشت و زهکشی سفره در زنجیره DPSIR تاحد ممکن کاهش یابد. این زنجیره (DPSIR chain) جهت ارزیابی اثرات (Impact) زیست محیطی و سیستم‌های وابسته به آب زیرزمینی و همچنین ارزیابی ریسک برداشت‌های غیرمجاز با روش‌های معین بررسی می شود. حضور آب در سفره باعث کاهش تخریب اثر زمین لرزه نیز می گردد (Hydroseism). تغذیه طبیعی آبخان R_N ممکن است از روابط زیر یا مدل موج جنبشی (پیوست) محاسبه شود:

$$ER = R - AE \qquad ۹۵\text{-}۵$$

$$AE = PE \times C \qquad ۹۶\text{-}۵$$

$$R_N = r_c \times ER \qquad ۹۷\text{-}۵$$

ER: بارش موثر

R: بارش متوسط در مقیاس زمانی و دوره مناسب. مثلاً در یک دوره ۳۰ ساله اخیر و مقیاس سالانه.

AE: تبخیر و تعرق واقعی در مقیاس و دوره مشترک در درازمدت یا تبخیر و تعرق پتانسیل برای هر بارش خاص

PE: تبخیر وتعرق پتانسیل

C: ضریب اصلاحی مربوط به کمبود رطوبت خاک که در بخشی از یک مقیاس زمانی مثل ماههای خاص یک سال اتفاق می‌افتد. این ضریب با مطالعه محاسبه می‌شود.

r_c: ضریب تغذیه که به خصوصیات اصلی زیر مرتبط است:

-خاک سطحی: اگر خاک سطحی زهکشی کم داشته باشد نفوذ سطحی(Infiltration) نیز کم می‌شود(خاک رسی).
- خاک زیرسطحی: زهکشی عمقی تشکیلات شنی(برخلاف خاک‌های رسی) و لذا نفوذ عمقی(Percolation) آنها قابل توجه است. نفوذ سطحی اغلب عمودی است اما نفوذ زیرسطحی با توجه به درز و شکاف و یا منافذ ممکن است جانبی و یا عمودی باشد. علاوه بر نفوذپذیری خاک زیرسطحی می‌بایست به ضخامت آن نیز توجه شود. یک روش سریع برآورد ضریب تغذیه ممکن است به کمک جداول موجود و قضاوت‌های کارشناسی بر اساس اطلاعات زمین‌شناسی و هیدروژئولوژی قابل برآورد باشد. روش‌های دقیق‌تر اغلب بر اساس آنالیزهای ژئوهیدرولوژی (هیدرولیک و هیدرولوژی آب زیرزمینی) میسر می‌شود. در صورت عدم وجود اطلاعات لازم می‌توان از روی نقشه‌های کلاس‌بندی شده خاک نیز مقدار نفوذ و ضریب تغذیه را برآورد نمود.
-عمق سنگ کف: هرچه عمق تشکیلات غیراشباع در زمان تغذیه بیشتر باشد پتانسیل ذخیره سفره نیز بیشتر می‌شود. در غیر این صورت آب تغذیه شده به جریان رودخانه بازمیگردد. این خصوصیت ممکن است از روی ضریب قابلیت انتقال سفره تعیین شود. آبخان‌های متوسط و ضعیف ممکن است پتانسیل ۱۰۰ میلیمتر در سال و آبخانه‌های مناسب‌تر پتانسیل ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر در سال را داشته باشند.
-شرایط تغذیه: تغذیه ممکن است درجا و یا پس از رواناب صورت پذیرد. تغذیه درجا پس از بارش روی سطح آبخانه صورت می‌گیرد اما در حالت دوم تغذیه در حین و بعد از تشکیل رواناب صورت می‌گیرد. در این خصوص جداول تجربی تهیه شده که از سایت گروه آب زیرزمینی کشور ایرلند قابل دسترسی است.
اگر مقدار تغذیه خالص آبخانه توسط باران، ذوب برف، تغذیه مصنوعی و غیره پس از کلیه تلفات مانند تبخیر و تعرق، کمبود رطوبت خاک، ظرفیت نگهداری رطوبت خاک (در کارست ۱۰-۶۰ میلیمتر با توجه به رطوبت پیشین خاک)، رواناب سطحی و ضرایب مربوطه با h نشان داده شود با توجه به ضریب ذخیره S آبخانه، مقدار تغییر ارتفاع سطح سفره به شکل زیر محاسبه می شود:

$$\overline{h}_r = \frac{h}{S} \qquad ۹۸-۵$$

ضریب ذخیره در واقع جمع تخلخل موثر و ضریب ذخیره آبخانه‌های تحت فشار است اما با توجه به این‌که در سفره‌های آزاد آبدهی مخصوص نسبت به ضریب ذخیره آبخانه‌های تحت فشار خیلی بزرگ‌تر است لذا در سفره‌های آزاد به جای حاصل جمع این دو تنها مقدار آبدهی مخصوص(تخلخل موثر) را قرار می‌دهند که مقدار آن حدوداً بین ۰,۰۵ تا ۰,۳ در نوسان است. در آبخانه‌های تحت فشار ضریب ذخیره کمتر از ۰,۰۰۱ به دست می‌آید.
باید بین تغذیه مصنوعی و پخش سیلاب تفاوت قائل شد(فصل کنترل سیل). همچنین محل حفاظت کیفی از آبخانه‌های تحت فشار در محل تغذیه متمرکز می‌شود. پخش سیل یکی از روش‌های استحصال آب در مناطق خشک است که فایده عمده آن در کشاورزی سیلابی و یا بهبود وضعیت مراتع به دست می‌آید(فصل خشکسالی). هرچند ممکن است اثرات تغذیه‌ای نیز داشته باشد. اما در تغذیه مصنوعی هدف اصلی، رساندن آب (سیل، ذوب برف، فاضلاب، رواناب آلوده، و..) به سطح سفره و افزایش تراز آبخانه به یک حد تعادل و یا کنترل آلودگی، کاهش یا کنترل نشست زمین، کاهش خشکسالی و تبخیر کل بیلان آب، دفع

و تصفیه طبیعی آب و فاضلاب‌ها (Water and wastewater natural treatment) و تامین آب است. در تغذیه مصنوعی باید مشخص شود هدف چیست اما به طورکلی باید مکان مورد نیاز آب، زمان مورد نیاز، کیفیت آب و مقدار مورد نیاز مورد توجه باشد. تغذیه مصنوعی ممکن است با هدف کاهش عمق سفره و از دیدگاه مسائل اقتصادی صورت بگیرد. هر نیروگاه ممکن است حدود ۱۰ تا ۱۵ مترمکعب بر ثانیه آب نیاز داشته باشد. آب خروجی از نیروگاه پس از مصرف به مقدار زیادی گرم شده است لذا نیاز به طراحی برج‌ها و حوضچه‌های خنک کننده (Cooling basins) می‌شود. آب این خنک کننده‌ها از رودخانه یا مخازن سد تامین می‌شود. یک روش موثر جهت کاهش هزینه‌های طراحی و تاسیس حوضچه‌های خنک کننده آب نیروگاهها، تزریق آب گرم نیروگاهها به داخل آبخانه است. زیرا زمین تحمل بالایی دارد به طوری که آب با دمای ۵۰ تا ۶۰ درجه را تحمل می‌کند. همچنین تامین آب خنک مورد نیاز نیروگاهها ممکن است از آبخانه صورت بگیرد. در برخی موارد ممکن است تامین آب گرم نیز از آبخانه صورت بگیرد که دو حالت دارد. ممکن است این آب وجود داشته باشد و تنها نیاز به استخراج باشد. همچنین اگر شرایط زمین‌شناسی اجازه دهد می‌توان آب خنک را وارد زمین‌های مناطق آتشفشانی نمود و سپس با لوله، آب گرم را از زمین استخراج نمود(سیستم زمین گرمایی). در منطقه مشکین شهر، چنین سیستم‌هایی وجود دارد. در این مناطق ممکن است آب به صورت بخار با دمایی حدود ۲۰۰ تا ۳۰۰ درجه سانتی گراد از لوله بالا بیاید.

وقتی در نقطه‌ای از آبخانه پمپاژ صورت می‌گیرد رشته‌های سیال به سمت چاه متمایل می‌شوند. در این نقطه سفره همگرا شده است لذا سفره‌هایی که در شرایط تغذیه هستند واگرا هستند. در برخی منابع ذکر شده است که می‌توان ضرایب آبخانه را در شرایط تغذیه از همان روابط شرایط برداشت برآورد نمود. در این خصوص مطالعات متعددی در زمینه تغذیه مصنوعی نشان داده است که بیشتر اوقات این امر صادق نبوده و بهتر است از روابط سفره‌های واگرا در شرایط تغذیه استفاده نمود. یکی از مهم‌ترین اهداف تغذیه مصنوعی جبران اضافه برداشت جهت احیاء قنوات و چاه‌های خشک شده و کنترل نشست زمین به شرط دیرنشدن است. روش‌های تغذیه مصنوعی متعدد هستند که با توجه به وضعیت پستی و بلندی، حجم و تعدد سیلاب‌های موجود، میزان رسوب سیلاب، شرایط خاک، عمق سطح ایستایی در زمان تغذیه و بسیاری از فاکتورهای موثر دیگر روش مناسب انتخاب می‌گردد. علاوه بر سیلاب، در سال‌های اخیر به دلیل افزایش فاضلاب‌های شهری و صنعتی از یک طرف و کاهش آب‌های زیرزمینی از طرف دیگر باعث شده تا توجه بیشتری به استفاده مجدد از طریق نفوذ فاضلاب به آبخانه‌های با تشکیلات ریز بافت شود. یکی از مسائل اصلی در این مورد، وجود ارگانیسم در فاضلاب شهری و مواد رادیواکتیو در فاضلاب صنعتی است که نیاز به تصفیه و درنظر گرفتن تمهیدات مدیریتی اینگونه آلاینده‌ها را قبل از تزریق مستقیم ناگزیر می‌کند. همچنین مطالعات نشان داده است پخش آب با باکتری کولی روی تشکیلات ریز بافت، بدون تصفیه نیز امکان‌پذیر است. همچنین فاضلاب‌ها عمدتاً حاوی مقدار زیادی نمک‌های محلول مانند کلرید سدیم، نیترات و بر ناشی از شوینده‌ها هستند. لذا قبل از تغذیه می‌بایست اثرات این پارامترها ارزیابی شود. همچنین اگر از روش تغذیه به صورت تزریق مستقیم از چاه استفاده شود باید آب تزریقی از آلودگی‌های میکروبی پاک شده باشد.

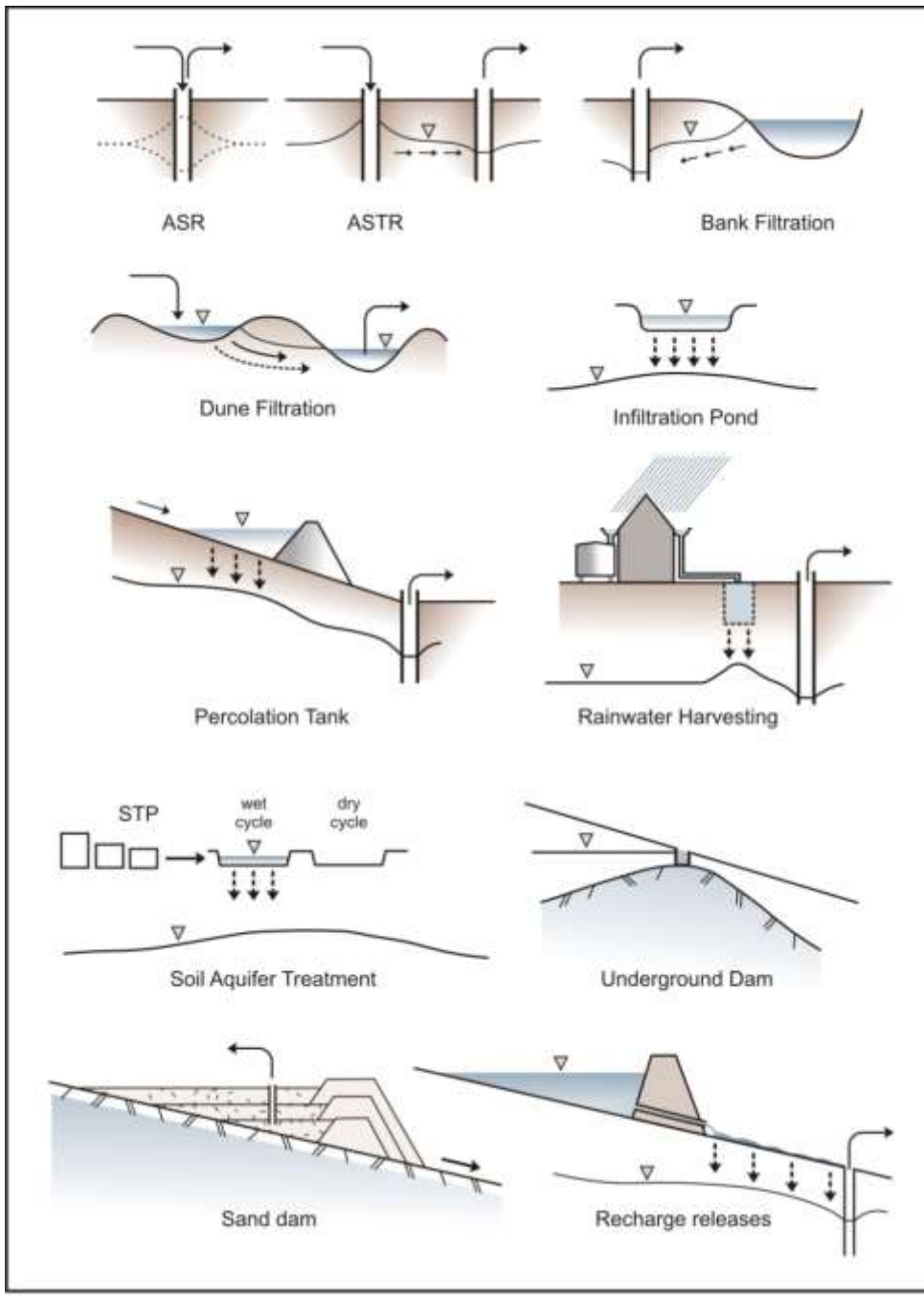
➢ روش‌های تغذیه مصنوعی:

در ادامه برخی از روش‌های عمده مدیریت ذخیره آبخانه (Aquifer storage management) به همراه شکل ۵-۳۶ ارائه شده است.

۱-روش پخش آب(Wtare spreading). در این روش پس از انحراف جریان به کمک سدهای انحرافی یا تاسیسات مناسب دیگر مانند سرریزهای جانبی، جریان وارد مسیرهای کانال مانند که روی خطوط تراز احداث شده‌اند یا رودخانه و یا مسیل های طبیعی مخروط افکنه می‌شود. در بعضی از سیستم‌ها به نام سیستم غلام گردشی به جای کانال، جریان وارد سطح‌های وسیعی که با خاکریزهایی با ابعاد معین احداث شده استفاده می‌شود. این خاکریزها از قسمت پایین دارای مجاری خروج آب هستند لذا آب با سرعت کمتری در سطح دشت کم شیب پخش می‌شود. روش‌های کرتی نیز مشابه همین روش بوده اما کرت‌ها با دیواره‌هایی کوتاه‌تر از یکدیگر جدا می‌شوند. روش غرقابی نیز در زمین‌های کشاورزی رها شده و با استفاده از عوارض موجود انجام می‌شود(Flooding). اگر میزان نفوذ در این روش به قدر کافی باشد به طوری که به سطح آب زیرزمینی برسد، تغذیه سفره نیز انجام شده است در غیر این صورت تنها باعث افزایش رطوبت لایه سطحی خاک در بالای منطقه اشباع شده است که برای کشاورزی و مراتع مفید است. به طورکلی در اغلب این روش‌ها طراحی باید طوری باشد که سرعت آب باعث کنش یا رسوب‌گذاری نگردد.

۲-حوضچه‌های نفوذ(Recharge pits). وقتی که لایه‌های سطحی نفوذناپذیر بوده و یک لایه نفوذپذیر مناسب در عمق وجود داشته باشد (حدود ۲ متر) ممکن است این روش توصیه گردد. این روش نسبت به روش قبل حساسیت بیشتری به میزان رسوب معلق و مواد محلول دارد. لذا علاوه بر تاسیسات برداشت، انحراف و انتقال نیاز به طراحی حوضچه‌های آرامش نیز است. در این روش حجم آب نفوذی با توجه به تشکیلات ممکن است تا ۳ متر در روز نیز برسد.

در تمامی روش‌های مشابه بالا حتی اگر مشخصات زمین مناسب انتخاب شود و سایر پارامترهای طراحی نیز به درستی اجرا شود مشکل اصلی کاهش نفوذ آب به مرور زمان وجود دارد. یکی از این دلایل، رشد باکتری‌ها در خلخل فرج خاک است که می‌توان کلرزنی نمود. البته حذف و کنترل باکتری‌ها باید به صورت دوره‌ای کنترل شود. افزودن مواد شیمیایی و آلی به خاک و ایجاد پوشش گیاهان آب دوست مانند مرغ ممکن است مفید باشد. تغذیه دوره‌ای که باعث ایجاد دوره‌های‌تر و خشک در محیط شود به همراه مواد شیمیایی(شیرابه آهک) منعقد کننده به خاک و ایجاد خراش با بیل‌های مکانیکی نیز مفید گزارش شده است. لذا عملیات حجم آب نفوذ کرده در تغذیه مصنوعی به صورت منقطع و اعمال تمهیدات مذکور بیشتر از تغذیه و غرقاب دائم است. آبهایی که دارای املاح سدیم هستند باعث کاهش نفوذ و پراکنده شدن ذرات خاک شده، برعکس آب‌های دارای املاح کلسیم اثرات مثبت نشان می‌دهند. لذ تصفیه فیزیکی فاضلاب‌ها نیز باعث افزایش نفوذ تا حدود ۱۰ برابر نیز شده است. استفاده از یک لایه فیلتر نیز در کف حوضچه‌ها مفید است البته هزینه‌های نگهداری بیشتر می‌شود و باید در دوره‌های خشک فیلترها برداشته شده و جایگزین شوند. به طورکلی آب با EC بالای ۲۲۵۰ میکروموهس بر سانتی‌متر برای تغذیه مناسب نیست و این یک محدودیت غالب محسوب می‌شود. در زمین های نفوذپذیر حوضچه های سطحی که نیازی به خاکبرداری ندارند کاربرد دارد. در صورت وجود لایه های نفوذناپذیر سطحی تا ۷ متر از ترانشه و بیش از آن چاه تزریق کاربرد دارد.



شکل۵-۳۶: روش‌های مختلف مدیریت تغذیه آکیفر(آبخانداری)

۳-تزریق از چاه(Recharge well). در صورتی که به دلایل فنی یا ارزش‌دار بودن زمین امکان تغذیه با روش‌های مشابه بالا وجود نداشته باشد و یا لایه‌ای نفوذناپذیردر سطح زمین قرارداشته باشد می‌توان تغذیه را از طریق تزریق مستقیم چاه‌هایی که از این طبقات عبور کرده و تا لایه آبدار رسیده‌اند انجام داد(۷ متر یا بیشتر). این چاه‌ها ممکن است چاه‌های بهره‌برداری باشند. در این روش آب مناسب یا تصفیه شده از طریق لوله وارد چاه می‌شود تا دیواره چاه نیز تخریب نشود. آزمایشات نشان داده‌اند اگر مخروط تغذیه برابر مخروط افت باشد در شرایط یکسان دبی تزریق کمتر از دبی تخلیه است. در این خصوص نکات فنی زیر می‌بایست توجه شود:

-جهت کنترل رشد باکتری‌ها بهتر است در زمانی که آب سرد است عمل تزریق انجام شود.

-در زمان پمپاژ و عمل تخلیه، ذرات ریز وارد چاه شده اما در زمان تغذیه این ذرات باعث کور شدن منافذ می‌شوند زیرا منافذ اسکرین برای برداشت طراحی شده‌اند. همچنین آب تزریقی دارای هوای محلول است که در اثر قرارگرفتن حباب‌های هوا در میان ذرات، نفوذپذیری کم می‌شود. جهت رفع این مشکل می‌توان هرچند وقت یک بار عمل پمپاژ را انجام داد. همچنین در صورت زیاد بودن مواد معلق بهتر است قبل از تزریق، آب وارد حوضچه آرامش شود و در صورت نیاز مواد شیمیایی منعقد کننده نیز اضافه گردد.

۴-تغذیه القایی یا تغذیه واداری(Induced recharge). مفهوم این روش بر اساس ایجاد گرادیان هیدرولیکی پایه‌ریزی شده است و روش‌های مختلفی با توجه به شرایط وجود دارد. به عنوان مثال در ساحل رودخانه‌های بزرگ که سطح آب در شرایط مناسبی نسبت به سطح سفره قرار دارد می‌توان با عمل پمپاژ در آبخانه کنار ساحل باعث افت موضعی سطح سفره و تشدید شیب آبی از رودخانه به سمت آبخانه شد. این عمل اگر در مقیاس وسیع انجام گیرد می‌تواند در زمان‌های سیلابی باعث تخفیف سیلاب نیز گردد. آب پمپاژ شده می‌تواند در فاصله‌ای دورتر و مناسب دوباره تزریق شود. همچنین با توجه به بهتر بودن کیفیت شیمیایی آب‌های سطحی این عمل باعث بهبود کیفیت آب زیرزمینی نیز می‌شود. در این روش با توجه به هدایت هیدرولیکی تشکیلات(K) ، قوانین دارسی، زمان حادث شدن سیلاب‌ها و زمان آب مورد نیاز در نقطه‌ای مشخص می‌توان آب را تزریق نمود و در فصل مناسب بهره‌برداری کرد. لذا با توجه به فاصله و سرعت منفذی برنامه‌ریزی انجام می‌گیرد.

در مطالعات تغذیه مصنوعی می‌بایست توجه نمود مقدار ضرایب هیدرودینامیک سفره که بر اساس پمپاژ چاه محاسبه می شوند معمولاً مشابه مقدار آن در شرایط تغذیه آبخانه نیستند. این مسئله با توجه به مسائل فنی نیز که پیشتر اشاره شد قابل پذیرش است. در این خصوص ممکن است از رابطه زیر و با توجه به شرایط آبخانه که پیشتر ارائه گردید مقدار قابلیت نفوذ K بر اساس دبی ثابت تزریق چاه Q_o تعیین شود. در این شرایط سطح آب در چاه بالاآمده و مخروط تغذیه تشکیل می‌گردد که پس از مدتی تغییرات آن ثابت می‌شود:

$$Q_o = \frac{\pi K(2Hh_r + h_r^2)}{L\frac{R}{r}} \qquad ۹۹-۵$$

$$K = \frac{Q_o L\frac{R}{r}}{(2Hh_r + h_r^2)} \qquad ۱۰۰-۵$$

h_r: ارتفاع تغذیه. واحدها و سایر پارامترها برای شرایط آبخانه معین پیشتر ارائه شدند. این مسئله برای شرایط مختلف تغذیه از طریق حوضچه و سایر تاسیسات و همچنین نوع آبخانه می‌بایست لحاظ شود. در خصوص روش های محاسبه هدایت هیدرولیکی غیراشباع علاقه‌مندان به مراجع آخر فصل و پیوست-مدل موج جنبشی مراجعه کنند.

۵-سدهای شنی: اگر روی رودخانه‌های خشک در محلی کم نفوذ، سدهای مناسب احداث شود، پس از مدتی از رسوبات پر شده و به آکیفر مصنوعی جهت بهره‌برداری در فصول خشک تبدیل می‌شود.

۶-رهاسازی مطابق توان نفوذ: پس از احداث یک سد مناسب روی رودخانه خشک می‌توان با توجه به شرایط نفوذ، مقدار جریان مناسب را جهت تغذیه رها نمود.

۵-۵-٦-حریم آب‌های زیرزمینی

منظور از حریم آب‌های زیرزمینی رعایت فاصله‌ای ایمن از جنبه‌های فنی(کمی و کیفی)، حقوقی است که ممکن است باعث اختلال در عملکرد سیستم بهره‌برداری و یا منافع سایر ذینفعان گردد. به عنوان مثال حریم آب‌های زیرزمینی ممکن است از نقطه نظر آلودگی در تاسیسات برداشت مورد توجه باشد. دامنه حریم آب‌های زیرزمینی بستگی به عمق سطح آب، نوع تشکیلات آبخانه و مصرف در حریم کمی و همچنین نوع آلاینده در حریم کیفی دارد. یک مفهوم اساسی جهت تعیین انواع حریم به شرح زیر وجود دارد:

-تعیین شعاع موثر چاه به کمک روش‌های آزمایش پمپاژ و یا روابط تجربی(روش‌های آزمایش پمپاژ فصل حاضر).

-بررسی اضمحلال طبیعی آلاینده احتمالی در مسیر سیستم‌های مورد نظر(فصل مدل‌سازی).

یکی از روش‌های ساده و سریع تعیین حریم کیفی به عنوان مثال برای مصارف آشامیدنی حریم ۳ گانه زیر است که می‌بایست در مدیریت آبخانه مورد توجه قرار بگیرد:

الف-حریم نوع اول یا درجه یک: این حریم در محدوده تاسیسات برداشت ایجاد می‌شود و در تشکیلات با بافت ریز و عمق کم تا شعاع ۵۰ متر و در زمین‌های با نفوذپذیری زیاد تا شعاع ۱۰۰ متر ایجاد می‌گردد. لذا در این محدوده نباید هیچگونه آب آلوده یا زباله وارد شده یا از کود و سموم کشاورزی استفاده گردد.

ب-حریم درجه دوم: شعاع این حریم در زمین‌های با تشکیلات بافت ریز حدود ۵۰ تا ۲۰۰ متر و در بافت‌های نفوذپذیر ۲۰۰ تا ۵۰۰ متر است لذا در این محدوده باید از ورود کانال‌های بدون پوشش حامل فاضلاب خودداری نمود اما استفاده از کودهای طبیعی مجاز است.

ج-حریم نوع سوم: این حریم تا محدوده شعاع عمل چاه ادامه دارد و در این محدوده نباید اجازه ایجاد کاربری‌هایی چون گورستان، مخازن نفت، چاه‌های فاضلاب و امثال آن داده شود.

رعایت فاصله چاه‌ها در شبکه‌ای از چاه‌های بهره‌برداری جهت توجه به منافع بهره‌برداران و همچنین مسائل فنی همچون تداخل شعاع عمل چاه‌ها و افت تشدید شونده آن، نمونه‌ای از حریم فنی و حقوقی است.

۵-۵-۷-نشست زمین و کنترل آن

۱-مطالعه و ارزیابی (مرجع ۴۸، فرهاد دلیری، ۱۴۰۰)

قبل از کنترل نشست زمین (Land subsidence) می‌بایست اطلاعاتی در خصوص میزان و شدت نشست نسبت به زمان در کنار سایر خصوصیات مکانیکی(رابطه ذخیره ویژه، تنش موثر و تراز سفره) آبخانه پیدا نمود. از نظر مکانیکی مسئله نشست عمدتاً در آبخانه‌های با تشکیلات آبرفتی تحکیم نشده یا نسبتاً سست (رس و سیلت تحکیم نشده) مشاهده می‌شود. تراکم مواد ممکن است تا عمق ۳۰۰ متر نیز اتفاق بیفتد. در مناطقی نشست زمین حدود ۳ متر گزارش شده است. نشست زمین ممکن است در اثر بهره‌برداری بیش از حد مجاز از آبخانه اتفاق بیفتد. به طوری که سالانه بین ۱ سانتی‌متر و حتی ۲۵ سانتی متر (دشت تهران، ۱۳۹۴) نشست کند. نشست‌های حدود ۱ سانتی‌متر باعث شکستگی پوشش بتونی کانال‌های آبیاری و بیشتر از آن ممکن است باعث ایجاد شکاف‌های عمیق در سطح زمین، کج شدن و سبز شدن چاه، خرابی تاسیسات راه‌آهن، ساختمان‌ها و... گردد. روش‌های مختلفی در زمینه پیش‌بینی و ارزیابی نشست وجود دارد که در دو کلاس عمده روش‌های مکانیک آبخانه و روش‌های هیدرولوژیکی تقسیم می‌شوند. در روش‌های مربوط به مکانیک آبخانه می‌بایست به وضعیت کوئیک (Quick)، نیروهای جریان و منتجه نیروها، سربار، تنش کل و موثر و چسبندگی خاک نیز به صورت مستقیم توجه شود. سپس می توان از روش های آنالیز تنش (افت هیدرولیکی) –کرنش (افت عمودی پیکره آبخان) یا روش تحکیم شامل برآورد نسبت هدایت هیدرولیکی قائم به ضریب تحکیم رابطه بین تغییرات تراز سفره را با مشخصات تنش موثر محاسبه و فرونشست را پیش بینی نمود. اما در روش‌های هیدرولوژیکی مسئله به صورت غیرمستقیم یا اندازه گیری صحرایی قابل ارزیابی و بررسی است.این روش ها شامل برآورد پارامترهای لازم از آزمایش پمپاژ(روش مستقیم) یا محاسبه پارامترها از مدل های کالیبره شده می باشد. همچنین می توان نوع نشست را از روی آنالیز سری زمانی منحنی نشست فصلی در مقابل افت سفره یا تغییرات تنش موثر حدس زد. به عنوان مثال اگر دو منحنی مذکور روی یکدیگر انداخته شود و فرضاً نشست از انوع الاستیک (برگشت پذیر) باشد قطعاً در زمان تغذیه و کاهش تنش موثر با برگشت سطح سفره باید منحنی نشست زمین نیز متناسب عکس العمل نشان داده و تغییرات صعودی آن با یک تاخیر فاز منطقی (فصل یا سال) محسوس باشد در غیر اینصورت نشست های زمین در محدوده تغییر شکل پلاستیک (غیرقابل برگشت) قرار داد و این روند تا جایی ادامه می یابد که رسوبات کاملاً تحکیم شوند. به طورکلی اگر نوسانات فصلی بدون روند مشاهده شود نشست زمین مربوط به تغییر ذخیره ویژه الاستیک آبخان است و اگر سری نشست دارای روند با شیب زیاد و نوسانات ناچیز فصلی باشد سهم نشست پلاستیک و تغییر ضریب ذخیره ویژه پلاستیک خاک بسیار بیشتر است. اساساً در این شرایط باتوجه به اینکه مقدار ضریب ذخیره الاستیک ۱۰ تا ۱۰۰ برابر کوچکتر از ضریب ذخیره پلاستیک است لذا سهم آن در نشست های پلاستیک به دلیل ناچیز بودن قابل اغماض است.

الف-روش‌های آنالیز آماری. یک روش این است که بین نشست زمین و پارامترهای موثر در آن ارتباط برقرار نمود. به عنوان نمونه اگر در نقطه یا نقطه‌های معرف آبخانه، مقدار نشست سالانه برای یک دوره حداقل ۳ یا ۴ ساله اندازه‌گیری شده باشد می‌توان به کمک آنالیزهای آماری همبستگی کلاسیک یا فازی بین نشست با برداشت آبخانه، تشکیلات ریز سازند، افت سفره و بارش سالانه یا ترکیب پارامترهای مناسب دیگر رابطه ریاضی تعیین نمود. در این شرایط اگر روند

تغییرات نشست با سایر پارامترها و زمان به صورت منحنی بود می‌توان از ریشه‌های مختلف آنها جهت خطی شدن نمودار استفاده نمود تا امتداد آن جهت پیش‌بینی با خطای کمتری همراه باشد. البته اگر پیش‌بینی متغیرهای مستقل نیز امکان‌پذیر باشد می‌توان پیش‌بینی را بر اساس آنها انجام داد و سپس مقادیر سال به سال نشست را از معادله همبستگی برآورد نمود. در این مورد می‌توان اثر فصل‌ها و سال‌های خشکسالی را در زمان آینده t از روی واکنش نمایی سیستم آبخانه به خشکسالی هیدرولوژیکی، که توسط Malik & Banerjee (۱۹۷۹) روی ذخیره آبخانه‌های تحت فشار کم ضخامت مطالعه شده، از رابطه زیر و برای سایر آبخانه‌ها نیز برآورد اولیه نمود.

$$h = h_{\circ} e^{-dt} \qquad ۱۰۱-۵$$

h تراز سفره نسبت به سطح دریا بعد از زمان t، $h_{\circ}$ رقوم اولیه سفره نسبت به سطح دریا. در این خصوص باتوجه به تاخیر فاز زمانی بین افت تراز و فرونشست (این تاخیر در سازندهای ریز (رس و سیلت) وجود دارد اما در سازندهای متوسط به بالا اغلب رفتار سیستم خطی است بطوریکه با نوسان سطح آب در زمین تراکم یا تورم متناسب با نوسان دیده می شود اما در سازندهای ریز این عکس العمل در درزامدت و سالانه مشخص می گردد) ممکن است همیشه نتایج رضایتمندی به ویژه جهت پیش بینی درازمدت حاصل نگردد اگرچه مقدار نهایی نشست در زمان مشخصی رخ خواهد داد. علاوه بر این نرخ تحکیم در مراحل میانی بیشتر از نرخ تحکیم مراحل ابتدایی و انتهایی است که این موضوعات روی توسعه یک رابطه ساده اثر می گذارد. لذا مقدار ضریب ذخیره بویژه در سفره های با افت قابل توجه در طول زمان و مکان (افقی و عمودی) با نرخ متغیر در حال تغییر می باشد.

ب-پیش‌بینی تغییرات سیستم با مدل‌های ریاضی و یا فازی. اساس این روش روی نتایج پیش‌بینی مدل ریاضی آبخانه پایه‌ریزی می شود. به این صورت که پارامترهای موثر در نشست زمین به کمک مدل، پیش‌بینی و سپس از روابط مناسب مقدار نشست زمین پیش‌بینی می‌شود. مقدار نشست الاستیک زمین بر حسب متر ممکن است از رابطه زیر محاسبه شود(لومن،۱۹۶۱):

$$L_s = \Delta p\left(\frac{S}{\gamma_w} - nH\beta\right) \qquad ۱۰۲-۵$$

Δp: افت فشار آکیفر(نیوتن بر متر مربع)، n :ضریب تخلخل. بقیه عوامل مانند رابطه ضریب ذخیره است. افت فشار از رابطه فشار($P = \gamma h$) محاسبه می‌شود.

مثال: فرض کنید مقدار افت پیزومتری پیش‌بینی شده آبخانه‌ای تحت فشار(ضخامت ۳۰ متر) با تخلخل ۳۰ درصد(ضریب ۰,۳)، حدود ۷۰ متر باشد، اگر ضریب ذخیره و الاستیک آب به ترتیب 2×10^{-4} و $2.1\times10^{9}\ N/m^2$ باشد، مقدار نشست احتمالی و نوع خسارات را تعیین نمایید؟(جواب: ۰,۰۱۱ متر)

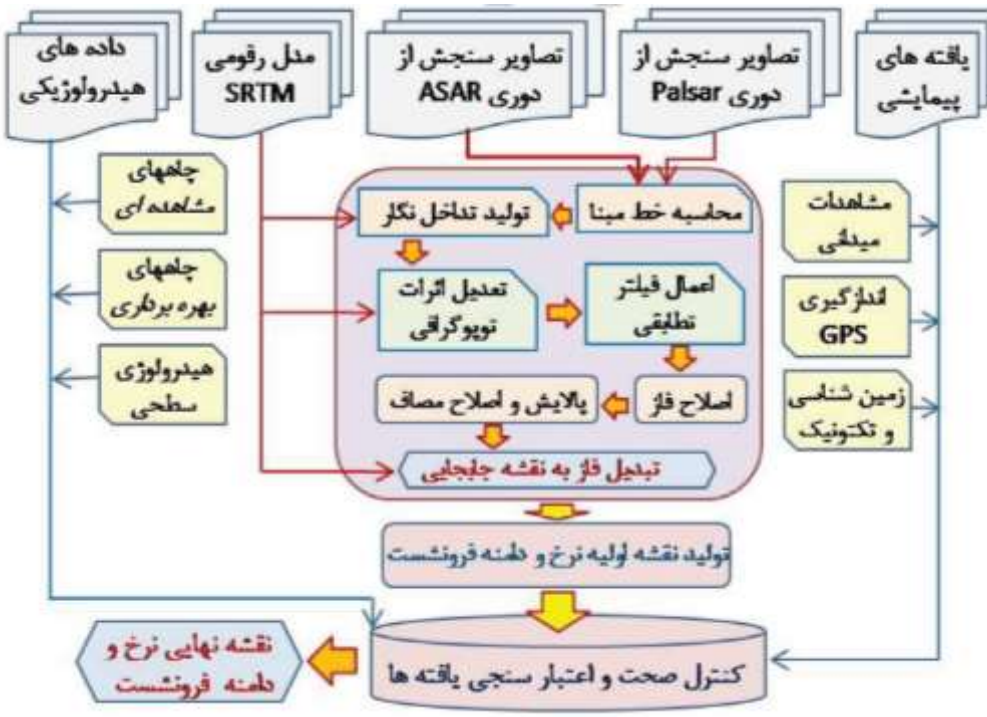
این مقدار نشست (۱۱ میلیمتر) ممکن است باعث ترک خوردگی و خسارت سازه‌های بتونی مانند کانال‌های انتقال آب، برخی از لوله‌های انتقال که به خوبی برای اینگونه نیروهای ناشی از بارگذاری زمین طراحی نشده‌اند و همچنین سقف ساختمان‌ها، جاده‌ها و امثال آن گردد.

۲-کنترل نشست

ابتدا باید علت نشست و نوع آن مشخص شود. اساساً در آبخانه های آزاد پس از افت سفره، تنش موثر زیاد می شود. زیرا تنش موثر متناسب با حاصل کسر تنش کل از فشار منفذی است. بطوریکه با کاهش تراز هیدرولیکی و خالی شدن منافذ از آب، نیروی مربوط به شناوری ذرات کم شده و به تناسب وزن کم شده، فشار بیشتری بر ذرات خاک در اثر افزایش نیروی سربار لایه های بالایی ایجاد می شود. اما در آبخانه های تحت فشار در اثر کاهش تراز پیزومتری نیروی وارده از آبخانه به لایه محصور کننده (پایین به بالا) کم شده و لذا وزن سربار لایه فوقانی باعث افزانش تنش موثر می گردد. اگر این تغییر تنش موثر بیش تر از فشارهای تجربه شده قبلی ذرات خاک نباشد بطوریکه با کاهش تراز تغییری در وضع قرارگیری ذرات نسبت به یکدیگر مشاهده نشود فرونشست از نوع الاستیک (برگشت پذیر) و در غیر اینصورت فرونشست غیرالاستیک (پلاستیک) خواهد بود. که اغلب برای این نوع فرونشست نمی توان برنامه احیا تهیه نمود. یک روش عمده جهت پیش‌گیری از فرونشست های الاستیک زمین، مدیریت برداشت بر اساس آبدهی پایدار آبخانه باتوجه به معیار تنش موثر مجاز (تنش پیش تحکیمی) است بطوریکه همیشه حداکثر افت تراز سفره قبل از آستانه ایجاد تنش پیش تحکیمی آبخانه قرار گیرد. در این حالت نشست ها بسیار نامحسوس و قابل کنترل و احیا هستند. یک روش عمده در احیا آبخانه پس از فرونشست برگشت پذیر، تغذیه مصنوعی، پخش سیل و مصرف بهینه برداشت ها است. که این تکنیک ها در بندها و فصول گذشته تشریح شد. اما باید توجه نمود اساساً احیا آبخانه در خصوص آلودگی و نشست زمین با موفقیت پایین همراه است. اگر مواد آکیفر فشرده شوند دیگر به آسانی به شرایط اولیه خود باز نمی‌گردند و لااقل آبدهی شرایط اولیه را پیدا نخواهند کرد. در خصوص آلودگی نیز با توجه به سرعت پایین آب‌های زیرزمینی و همچنین شرایط محیط خاک و ضریب اضمحلال برخی آلاینده‌ها، اغلب احیا سفره ممکن است سال‌ها به طول انجامد.

۳-برآورد مقدار و روند فرونشست بر اساس روش های دورسنجی راداری (Radar Analysis)

در این خصوص یکی از تکنیک های به روز در سال ۱۳۹۵ روش INSAR می باشد. یکی از ماهواره هایی که می تواند در این مورد کاربرد داشته باشد تصاویر ماهواره ای **1**_Sentinel بوده که با طول موج باند **c** بر اساس مطالعات دلیری و پاکدامن (فرونشست آبخانه های البرز، ۱۳۹۵) دقتی حدود ۴ میلیمتر در دشت های البرز داشته است. فرایند کار به طور کلی بر اساس شماتیک زیر ممکن است باشد:



شماتیک فرایند مفهومی مطالعات فرونشست بر اساس آنالیز رادار

۵-۵-۸- مدل‌سازی در ارتباط با منافع اجتماعی-اقتصادی

مفاهیم پایه مدل‌های بهینه‌سازی و فازی در حل مسائل مخازن سد، خشکسالی و آبخیزداری پیشتر در فصول خشکسالی و سیلاب با ذکر مثال و همچنین معرفی نرم افزارهای مناسب ارائه شد. لازم به ذکر است روش‌های بهینه‌سازی مسائل آب ممکن است به صورت کلاسیک و یا فازی برنامه‌نویسی شوند. بدیهی است که می‌توان تغییرات سطح سفره آبخانه را مانند یک متغیر تصادفی مدل‌سازی نمود و یا مدل فازی همبستگی آن را با سایر مولفه‌های درگیر سیستم در مدل‌های فازی جهت پیش‌بینی تغییرات سیستم و مدیریت منابع آب توسعه داد. همچنین می‌توان تراز سفره را برای بهترین شرایط معادله برداشت (تابع هدف) و محدودیت‌های سیستم همچون مخازن سد، بهینه‌سازی نمود. همان‌طور که پیشتر ذکر شد، وقتی پارامترهای مدیرتی در حوضه آبخیز یا یک سد متعدد می‌شوند، امکان مدیریت یکپارچه بر اساس نتایج شبیه‌سازی، بدون بهینه‌سازی توابع هدف در محیط‌های مناسب برنامه‌نویسی امکان‌پذیر نیست. در این حالت اگر مسائل اجتماعی(به صورت زبانی) و اقتصادی نیز وارد محاسبات شوند، توابع پیچیده‌تر شده، به طوری که نمی‌توان از روش‌های مرسوم، مدیریت سیستم را به درستی به انجام رساند. در این خصوص مثال‌هایی نیز در فصول مربوطه ذکر شد. ممکن است دو مشکل برای توابع با پارامتر متعدد وجود داشته باشد. نخستین آن مربوط به تعیین ارزش این متغیرهاست. مسئله دوم مدیریت یکپارچه و تلفیقی تمام مولفه‌های معادله و همچنین درگیر سیستم مانند منافع اجتماعی، مسائل اقتصادی

بیرونی، مسائل سیاسی و همچنین سایر منابع تامین آب مانند آب سطحی به عنوان منبع عمده تامین آب و محدودیت‌های موجود است که اغلب از بیرون روی تصمیم‌گیری تاثیر می‌گذارند. لذا کاربرد مدل‌های بهینه‌سازی ناگزیر است. در اینجا جهت روشن شدن موضوع، محدودیت‌های موثر در تراز و عمق سفره از دیدگاه کشاورزی و مسائل اجتماعی-اقتصادی ذکر می‌گردد. اگر مقدار خالص منافع اجتماعی در سطح یک مزرعه و سال **t** به صورت زیر باشد:

$$\pi_t = p_t^y y_t - p_t^w w_t - \gamma - p_t^d \qquad ۱۰۳-۵$$

داریم:

p_t^y بهای محصول در سال **t**، p_t^w بهای آب، p_t^d هزینه‌های تخلیه آب زیرزمینی و سطحی و γ سایر هزینه‌های تولید، w_t حجم آبیاری در طول سال، y_t تولید.

بدیهی است که ترم‌های معادله بالا را می‌توان بر اساس شرایط مورد نظر تغییر داد. با توجه به نرخ بهره **r** می‌توان منافع خالص اجتماعی را برای شرایط حال تعیین نمود.

$$\sum_{t=1}^{\infty} (\frac{1}{1+r})^t \pi_t \qquad ۱۰۴-۵$$

معادله مذکور را می‌توان به صورت زیر نیز برای نرخ بهره α و نفوذ خالص عمقی z_t نوشت:

$$\sum_{t=1}^{\infty} \alpha^t \pi(z_t) \qquad ۱۰۵-۵$$

تابع هدف بالا را می‌توان برای سایر متغیرهای مورد نظر نیز تغییر داد. اگر تنها منبع تامین آب، آب زیرزمینی باشد، هدف این است که منافع اجتماعی-اقتصادی تابع مذکور برای محدودیت زیر ماکزیمم شود. اگر معادله عمق آب زیرزمین **h** به صورت زیر باشد:

$$h_{t+1} = g(h_t, z_t) \qquad ۱۰۶-۵$$

که در آن g تابع بیلان، قابلیت ذخیره آبخانه، جریان‌های ورودی، خروجی و نشت است. همچنین محدودیت حاکم برای عمق آبخانه به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$h_t \le \overline{h}$$

$\overline{h}$ بالاترین مقدار متوسط مجاز آب زیرزمینی از نظر کشاورزی است. مقدار $\overline{h}$ وقتی سایر محدودیت‌های سیستم اضاضه شود قطعاً تغییر می‌کند. همچنین اگر سایر محدودیت‌های سیستم برای معادله آبدهی مجاز تعیین شود می‌توان تابع منفعت اجتماعی-اقتصادی را با مدل‌های بهینه‌سازی، برای مجموعه‌ای از محدودیت‌های جدید ماکزیمم نمود. همچنین می‌توان توابع هدف را به صورت فازی خطی نوشت و در مدل Lingo حل نمود. اگر سایر منابع آب مانند آب سطحی نیز در دسترس باشد، می‌توان مدیریت تلفیقی آب سطحی و زیرزمینی را به کمک تغییر توابع هدف و محدودیت‌ها به صورت مشابه انجام داد.

۵-۶-آبخانه‌های کارستی

مطالبی که در این فصل ارائه شد عمدتاً مربوط به آبخانه‌های آبرفتی است. هرچند روش‌های مدیریتی، حفرچاه و مبانی انتقال آلاینده برای تمامی آبخانه‌ها تا حد زیادی مشابه بوده و یا عمومیت دارد. همان‌طور که در بند آب‌یابی نیز اشاره شد، آبخانه‌های کارستی که عمدتاً در غرب کشور وجود دارند اگر از کربنات کلسیم-منیزیم‌دار مضاعف تشکیل شده باشند در صورت وجود آب، مناسب‌ترین آبخانه به لحاظ کمی- کیفی هستند. البته امکان و احتمال آلوده شدن آنها نیز بیشتر است. هرچند اصول هیدرولیکی جریان و انتقال آلودگی در آبخانه‌های کارستی و سازندهای سخت خردشده بسته به این‌که جریان از نوع تحت فشار(مانند جریان در لوله) یا با سطح آزاد (مانند جریان در رودخانه‌ها) باشد قابل تطبیق با اصول هیدرولیکی مربوطه است، به دلیل ابهاماتی همچون نامشخص بودن مسیر جریان و ارتباط دالان‌های آبی وسیع، بسیار پیچیده است. به طورکلی فرآیندهای انحلال در آب‌های مناطق آهکی در اثر CO_2 باعث تبدیل آب اسیدی کربناتی به بیکربناتی شده و نتیجه آن ایجاد منافذ، غار و دالان‌هایی با اشکال و ابعاد مختلف به نام کارست می‌شود. دمای پایین مناطق کوهستانی و CO_2 ناشی از جنگل‌ها و همچنین بارش زیاد از عوامل تشدید کننده کارستی شدن هستند. اگر در منطقه‌ای مانند فین کاشان این شرایط اقلیمی-هیدرولوژیکی در حال حاضر وجود ندارد اما تشکیلات کارستی توسعه یافته دیده می‌شود، به این معنی است که در سال‌های دور گذشته چنین شرایطی حاکم بوده است. تحقیقات مختلف نشان داده است که مخازن مناسب و توسعه یافته کارست و چمشه‌های کارستی(چشمه تزنگ در میان جنگل فسای شیراز با دبی ۱۰۰ لیتر بر ثانیه) اغلب در اطراف و امتداد گسل‌ها و مناطق خرد شده گسترده می‌شوند. لذا عوامل تکتونیک و زمین‌شناسی نیز در فرآیندهای کارستی موثر هستند. به طورکلی سازندهای سخت شامل انواع سازندهای کارستی و تشکیلات خردشده (گرانیت، بازالت، شیل و..) بوده که ممکن است از درز و شکاف‌های (Fissures in matrix) کوچک‌تر از ۲ میلیمتر تشکیل شده باشند. در این شرایط انتقال آب به راحتی تشکیلات با شکاف‌های بزرگ‌تر از ۲ میلیمتری صورت نمی‌گیرد به طوری که سرعت در آنها به طور نسبی پایین (Low flow system) است. محیط این نوع سیستم‌ها را می‌توان با توجه به ابعاد و اتصال درزه و شکاف‌ها به تشکیلات هادی، غیر هادی و نیمه‌هادی کلاس‌بندی نمود. لذا هدایت هیدرولیکی در مخازن توسعه نیافته و صخره‌های همجوش یکپارچه حدود $1\times10^{-6} m/s$ و حتی کمتر نیز است. روابط متعدد تجربی نیز جهت مطالعه این نوع از آبخانه‌های سنگی همجوش و تشکیلات آهکی درز و شکاف‌دار وجود دارد. هرچند تحت شرایطی ممکن است از روابط و فرضیات آبخان‌های آبرفتی نیز با قبول خطا استفاده شود. آبخانه‌های با تشکیلات یکپارچه سخت خرد شده (Fractures aquifers) با شکاف‌های ۲ میلیمتر و بزرگ‌تر که جریان آب مجرایی (Conduit) در آنها راحت‌تر برقرار است (High flow system) ممکن است پس از گذشت زمان و توسعه کارست، به غارهای با اشکال مختلف تبدیل شوند. سرعت آب در این غارهای آهکی ممکن است مشابه جریان در رودخانه‌های بزرگ باشد. لذا مطالعه آبخانه‌های کارستی توسعه یافته بسیار متفاوت از آبخانه آبرفتی است. هدایت هیدرولیکی در این نوع مخازن توسعه یافته ممکن است حدود $10\times10^{0} m/s$ و یا بیشتر نیز باشد. به طورکلی حجم آب موجود در سازندهای سخت (ضریب ذخیره رهاسازی و مجرایی) بسته به میزان و ابعاد درز و شکاف‌ها (و نحوه اتصال آنها در خصوصیات هدایت هیدرولیکی موثر است) ممکن است بسیار کم تا بسیار زیاد باشد(۰,۰۱ تا ۳ درصد).

خصوصیات هیدرولیکی آبخانه‌های کارستی ممکن است از روش‌های آزمایش ناحیه ای(Regional tests) مانند روش‌های ردیابی(بند ردیابی)، گرادیان دارسی، مطالعات هیدرولوژی کارست مانند روش‌های آنالیز منحنی خشکیدگی سیلاب واقعه و توابع مرکب تبدیل (دلیری،۱۳۸۸)، آنالیز جریان چشمه‌های کارستی(دلیری،۱۳۸۲) و آنالیز جریان ذخیره کناره رودخانه‌ای پس از سیلاب و یا از آزمایشات محلی(Local tests) مانند آزمایشات پمپاژ و یا آزمایشات مربوط به یک نقطه با شعاع ناچیز (Sublocal tests) مانند آزمایش اسلاگ (فاصله‌ای حدود ۱۰۰۰ برابر شعاع چاه آزمایش: ۱۰ تا ۲۰ متر)، روش پر کردن و تزریق چاه و یا در مقیاس آزمایشگاهی (Laboratory scale measurement) مانند مغزه‌برداری و آنالیز آزمایشگاهی و... تعیین گردد. در آزمایش اسلاگ مخلوطی از آب با فشار مشخص به داخل چاه وارد می‌شود. سپس نوسانات بازگشت سطح آب چاه نسبت به زمان بررسی می‌شود. روش‌های بررسی متنوع هستند. برخی از روش‌های آنالیز، تحلیلی بوده و برخی به کمک مدل‌های عددی مانند TRAFRAP-WT Model (Huyacorn,۱۹۸۳) بررسی و شبیه‌سازی می‌گردند. روش‌های تحلیلی تفسیر داده‌های بازگشت چاه ممکن است در تکنیک‌های اسلاگ و یا تزریق چاه توسط روش استاندارد تایس، نمودار هرنر، روش تکرار برکر(۱۹۸۱) و... بررسی گردد. همچنین بسیاری از خصوصیات ساختاری همچون توزیع و ابعاد درز و شکاف و میزان اتصال ممکن است بر اساس تکنیک‌های ژئوالکتریکی و زمین‌شناسی تعیین و مطالعه شود.

- هیدرولیک کارست

مثال: با توجه به روابط آبخان‌های آبرفتی، رابطه هدایت هیدرولیکی یک آبخان کارستی از نوع مجرایی را برای ۳ بعد حدس بزنید؟

جواب: با توجه به رابطه سرعت و گرادیان دارسی، داریم:

$$K_{conduit} = \frac{V_{tracer}}{n_e} \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial \Phi} \right)^{-1} \qquad ۱۰۷-۵$$

n_e: تخلخل موثر که در این نوع از آبخانه‌ها برابر واحد است.

V_{tracer}: سرعت متوسط جریان که از روش‌های ردیابی تعیین می‌شود.

$\frac{\partial h}{\partial \Phi}$: تغییرات بار نسبت به محورهای x,y, z سیستم.

لازم به ذکر است مقدار K_{frac} یا هدایت هیدرولیکی محیط درزه‌ای زمینه تشکیلات (Matrix) نیز از رابطه بالا همچون محیط مجرایی قابل تقریب است با این تفاوت که در اینجا مقدار تخلخل موثر کمتر از یک بوده و باید برآورد گردد. اگرچه قابلیت انتقال محیط‌های آبرفتی از رابطه T=kb محاسبه می‌شود اما باید توجه نمود این رابطه و سایر روابط آبخانه‌های آبرفتی در تعیین خصوصیات محیط‌های همجوش نیاز به اصلاح دارند. همچنین تحقیقات نشان داده است که آبخان‌های کارستی، بسیار ناهمگن هستند لذا تعیین پارامترهای هیدرولیکی به شدت تحت تاثیر مقاس و روش کار بوده به طوری که نتایج آنالیز مغزه‌برداری در آزمایشگاه با نتایج سایر روش‌های ناحیه‌ای همچون آنالیز هیدروگراف سیل، آنالیز جریان چشمه، گرادیان دارسی یا روش‌های محلی و نقطه‌ای دیگر همچون آزمایش اسلاگ، تزریق، پمپاژ و غیره بسیار متفاوت است. در این شرایط کاربرد مقدار ناحیه‌ای پارامترها در اجرای مدل ممکن است همیشه مناسب نباشد. به ویژه

این‌که مطالعات نشان داده است که در یک فاصله ۲۵ متری از دو چاه آزمایش پمپاژ، مشخصات سیستم‌های کارستی ممکن است بسیار تغییر کند. در این حالت شاید بهتر باشد تا سلول‌های شبکه مدل، به شرط وجود اطلاعات، کوچک و کوچک‌تر شود. در غیر این صورت در صورت وجود اینگونه محیط‌های پروزیته دوگانه (Dual-Porosity)، کاربرد مدل‌های دوگانه-پروزیته ناگزیر است. (بند مدل‌های کامپیوتری). همچنین مقدار این پارامترها (هدایت هیدرولیکی حساس‌تر از تخلخل است) با نوسان سطح سفره تغییر می‌کنند لذا در هنگام ارائه این پارامترها باید علاوه بر زمان محاسبه به ضخامت اشباع سفره که وارد محاسبات شده است نیز اشاره نمود. یک روش ساده دیگر در تعیین هدایت هیدرولیکی ناحیه‌ای یا کل سیستم K_{reg} محیط‌های غیرآبرفتی و همجوش که اغلب در آبخانه‌های آبرفتی نیز کاربرد دارد استفاده از روش گرادیان دارسی است که از اطلاعات میدانی (یا روش ردیابی) و مته‌های گمانه (Boreholes) استخراج می‌شود. در واقع تشکیلات ممکن است دارای توزیع‌های مختلفی از سازندهای درزه‌ای و مجرایی و غیره باشند. لذا مقدار میانگین و یا کل آن پارامتر اغلب در مدل‌سازی استفاده می‌شود. اگرچه در مدل‌های توزیعی امکان افزایش دقت فراهم می‌گردد اما اغلب چنین آماری وجود ندارد. به عنوان نمونه، هدایت هیدرولیکی کل سیستم یا K_{reg} در واقع حاصل جمع‌برداری مقادیر K_{frac} (زمینه) و $K_{conduit}$ (مجرایی) است که به واسطه عامل دیگری به نام Frac% به یکدیگر با رابطه زیر مرتبط می‌شوند:

$$K_{reg} = K_{regfrac}(1-\%\,frac)+K_{regconduit}.\%\,frac \qquad ۱۰۸-۵$$

در رابطه بالا مقدار $\%\,frac$ معادل درصد حجم مجراها بر حجم واحد صخره‌های تراواست. در این شرایط پس از تعیین هدایت هیدرولیکی کل سیستم، امکان برآورد قابلیت انتقال T، دبی کلQ و دبی بر واحد عرض سطح سفره q مشابه روابط آبخان‌های آبرفتی با تقریب فراهم می‌شود.

$$Q = KIA = KIbw = TIw \qquad ۱۰۹-۵$$

$$q = TI \qquad ۱۱۰-۵$$

می‌بایست توجه نمود که روابط با دقت بیشتر نیز جهت آنالیز محیط‌های همجوش، توسعه یافته‌اند که جهت کسب دقت بیشتر، استفاده از آنها الزامی است. در این خصوص لازم است تا با دقت بیشتری محیط همجوش را آنالیز نمود. به طوری که در این حالت ممکن است شکاف‌های منفذی آبخانه مورد نظر با دو صفحه موازی قابل قیاس باشد. در این صورت از خصوصیات هیدرولیکی دو صفحه فرضی ممکن است جهت توسعه روابط جریان و انتقال محلول (Solute transport) آبخانه استفاده گردد. به عنوان نمونه روابط پایه‌ای زیر برای دو صفحه موازی فرضی به شکل زیر نوشته می شود.

$$K_{frac} = (2b)^2 \frac{\rho g}{12u} \quad (\text{هدایت هیدرولیکی}) \qquad ۱۱۱-۵$$

$$V_{frac} = K_{frac} \frac{di}{dx} \quad (\text{سرعت متوسط}) \qquad ۱۱۲-۵$$

$$T_{frac} = (2b)^3 \frac{\rho g}{12u} \quad \text{(قابلیت انتقال)} \qquad ۱۱۳-۵$$

$$d_{traceror\ pollution} = V_{frac} b \sqrt{\frac{t}{D\theta_m}} \quad \text{(فاصله طی شده محلول پس از زمان مشخص t)} \qquad ۱۱۴-۵$$

رابطه ۵-۱۱۴ برای شرایط با غلظت اولیه صفر $c_\circ$ و غلظت حداقل $c_\circ / 2$ پس از طی مسیر، محیط نفوذناپذیر زمینه آبخانه با سازند سخت اما با پروزیته قابل توجه مربوط به درزه‌ها در زمینه(Matrix)، پروزیته مربوط به درزه‌های زمینه (θ_m) و ماده محلول یا ردیاب مانا معتبر است. سایر عوامل به شرح زیر هستند:

2b: گشادگی روزنه، ρ: دانسیته آب، u: لزجت آب، $\frac{di}{dx}$: گرادیان هیدرولیکی، D: ضریب پخشودگی موثر محیط.

بدیهی است برای محیط‌های با قیاس‌های دیگر، روابط پایه‌ای دیگری نوشته شده و سپس بر اساس آنها، روابط اصلی آبخانه مورد نظر توسعه داده می‌شود.

- هیدرولوژی کارست

دبی بر واحد عرض سطح سفره یا q می‌تواند جهت آنالیز چشمه‌های کارستی نیز استفاده شود. روش دیگر تعیین T آبخانه‌های کارستی به کمک آنالیز منحنی‌های خشکیدگی یا منحنی‌های تاریسمان سیلاب واقعه توسط Rorabaugh,1964 به صورت زیر ارائه شده که اغلب نتایج رضایت بخشی نیز ارائه کرده است:

$$T = \frac{\alpha 4 S L^2}{\pi^2} \qquad ۱۱۵-۵$$

α: ضریب خشکیدگی جریان پایه(d^{-1}). L فاصله متوسط تا خط تقسیم آبخانه و S ضریب ذخیره. ذخیره در سیستم‌های همجوش و مقیاس ناحیه‌ای دارای دو تعبیر ذخیره مجرایی و ذخیره توزیع جریان به شرح زیر است:

۱-ذخیره مجرایی(Conduit storage): فرض کنید ماده‌ای رنگی به عنوان ردیاب به حفره‌ای آهکی تزریق گردد. نسبت حجم متناظر با تخلیه آب زیرزمینی از لحظه تزریق تا آشکار شدن آن ماده به حجم صخره‌های اشباع مسیر مربوطه، معادل ذخیره مجرایی است.

۲-ذخیره رهاسازی (Diffuse storage): این ذخیره مربوط به تغییرات ناحیه‌ای تراز سفره است و معادل نسبت حجم آب تخلیه شده به حجم آبخانه زهکشی شده است.

همان‌طور که مشخص است در روش مذکور مقدار K برای دبی‌های مختلف و شرایط خاص تعیین می‌شود اما در روش گرادیان هیدرولیکی، دبی کمتر تغییر کرده و ضخامت سفره ثابت است اما تاثیر ناهمگنی ذاتی سیستم به صورت کلی بررسی می‌شود. همچنین در روش مذکور صرفاً خصوصیات هیدرولیکی مربوط به ضخامت اشباع موثر در دبی چشمه یا جریان پایه وارد محاسبات می‌گردد.

عمده تحقیقات دنیا در آبخان‌های کارستی مربوط به فرایندهای انتقال آلاینده‌ها به ویژه از نوع پساب‌های صنعتی است. با این وجود در سال‌های اخیر مطالعات مناسبی روی فرایندهای جریان و مدل‌سازی این نوع تشکیلات صورت

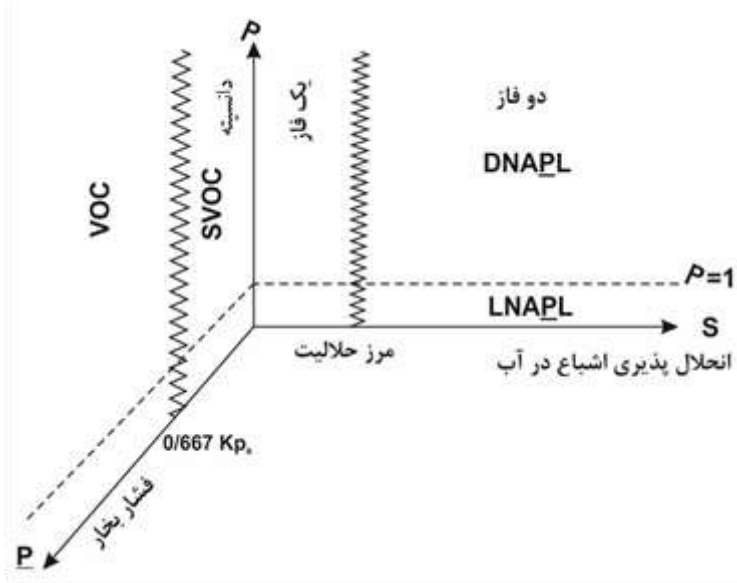
گرفته است. در ایران نیز با توجه به سطح کمتر این نوع تشکیلات نسبت به آبخان‌های آبرفتی، مطالعات کمتری صورت گرفته است. علاوه براین، پیچیدگی این نوع تشکیلات وقتی مضاعف می‌شود که تشکیلات دارای توزیع تصادفی از محیط‌های متخلخل (Porous medium) آبرفتی(Alluvial) و انواع تخلخل مربوط به ۱- تخلخل ماتریس دانه ای(Intergranular matrix)، ۲-تخلخل مربوط به درز و شکاف (Fracture porosity) و مجراهای آبگذر غار مانند(Cavernou conduit) تشکیل شده باشد. به طوری که بخشی از جریان ممکن است لامینار و بخشی آشفته باشد. لذا رفتار آبخان‌های کارستی در شرایط سیلابی و کم آبی متفاوت است به طوری که در شرایط سیلابی، آب سطحی و آب زیرزمینی تشکیل یک بدنه واحد را داده که در این حالت آلودگی نیز بدون فرصت تصفیه به سرعت از طریق جریان غالب مجرایی وارد چشمه‌های دائم شده و سپس به جریان سطحی می‌پیوندد. سیستم غالب در این حالت، سیستم مجرایی است. اما در شرایط جریان کم و بعد از بارش، اغلب رفتار سیستم ترکیبی از رفتار مجرایی و دیفیوژن (جریان درز و شکافه ای) است. به طوری که با افت گرادیان مجرایی، حجم آب ذخیره شده زمینه در زمان سیلاب، از مجراها زهکشی و از طریق چشمه‌های متناوبی منطقه خارج می‌گردد. مطالعات نشان داده جریان چشمه‌های کارستی ممکن است به طور عمده جریان مجرایی (جریان سریع و بدون تصفیه طبیعی آلاینده)، جریان ترکیبی (مجرایی و دیفیوژن) و یا جریان مطلق زمینه‌ای (جریان کند که فرصت تصفیه طبیعی در مسیر از طریق زمینه وجود دارد) باشد. لذا شناخت سیستم آبخانه کارستی در مطالعات مدیریت ذخیره و تغذیه آبخانه، امکان‌سنجی تصفیه طبیعی فاضلاب، مدل‌سازی عددی جریان و آلودگی و ... ضروری است. این خصوص ممکن است استفاده از مدل‌های عددی و تصادفی (Stochastic Models) جهت تحلیل غیرخطی سیستم ناگزیر باشد. با این وجود کاربرد مفهوم تحلیل سیستم‌های خطی دوگ (Dooge,1973) که در مطالعات هیدروگراف سیل (فصل مدل‌سازی سیل) توسعه یافته، در مطالعات آبخان‌های کارستی مرسوم است. در این خصوص مفهوم سیستم‌های خطی دوگ توسط Dreiss و دیگران در سال‌های ۱۹۸۲، ۱۹۸۳ و ۱۹۸۹ جهت تعیین روابط بین دبی چشمه، تغذیه و آلودگی آبخانهای کارستی استفاده شده است. زیرا اولاً مدل‌سازی عددی بر اساس قوانین فیزیکی در سازندهای کارستی حتی در صورت وجود آمار بسیار دشوار بوده و همچنین استفاده از تئوری خطی دوگ در تعیین روابط پاسخ خطی چشمه‌های کارستی جهت تعیین برخی از خصوصیات هیدرودینامیک آبخان کارستی امکان‌پذیر است. اگر رفتار یک سیستم کارستی به صورت خطی باشد می‌توان بین ورودی‌های متغیر در زمان پیوسته آن (تغذیه از حفره‌های آهکی، رودخانه یا سطح بارش) یعنی $x(\tau)$ و خروجی‌های آن (دبی چشمه) یعنی $y(t)$ رابطه انتگرال پیچشی $y(t)=\int_{-\infty}^{\infty} h(t-\tau)\,x(\tau)\,d\tau$ را که همان مفهوم هیدروگراف واحد لحظه ای(فصل مدل‌سازی سیل) است، را استفاده نمود. در اینجا نیز $h(t-\tau)$ تابه کرنل است.

- ذخیره و انتقال آلودگی در آبخان‌های کارستی

آلودگی ممکن است توسط بارش(تغذیه درجا)، رواناب پایه، سیلاب رودخانه، رسوب در رواناب و دریاچه‌ها، جریان فاضلاب، نشت از پسماندها و پمپ‌های بنزین، بخار یا گاز آلوده و غیره وارد زمین و یا از آن خارج گردد.

لذا درک فرایندهای انتقال در سایر زیرسیستم‌های همسایه آب زیرزمینی ناگزیر است(فصل سیل و بندهای پیشین). همچنین درک فرایندهای تصفیه طبیعی خاک و اثرات بیولوژیکی، شیمیایی و فیزیکی محیط غیراشباع منطقه تهویه روی سطح سفره نیز ضروری است. مفاهیم آلودگی و اصول فرایندهای انتقال در آبخان‌های آبرفتی در اینجا نیز حاکم است با این وجود تفاوت‌هایی نیز به شرح زیر وجود دارد. جهت مطالعه آلودگی‌ها ممکن است آنها را از دیدگاه منشاء شکل‌گیری و هندسه انتشار به گروه‌های آلودگی نقطه‌ای، خطی و یا پهنه‌ای تقسیم کنند اما این تقسیم‌بندی مناسب آبخانه‌های کارستی نیست زیرا این آبخانه‌ها ذاتاً به دلیل وجود درزه‌ها و شکاف‌های موجود در زمینه سخت خود باعث انتشار نقطه‌ای آلودگی می‌شوند. به طورکلی می‌توان انتشار آلودگی را در سازندهای سخت خرد شده و یا کارستی شامل انتشار از نوع ریزش (Spills) و انتشار از نوع نشت (Leaks) تقسیم نمود. در نوع اول حجم زیادی از آلودگی با سرعت زیاد از طریق شکاف و یا چاله‌های آهکی مستقیم وارد سازند می‌گردد(واژگون شدن کامیون حامل نفت). در نوع دوم این نوع آلودگی به صورت تدریجی و با مقدار کم در واحد زمان وارد زمین می‌شود. البته ممکن است مقدار کل آلودگی در طول دوره زیاد باشد (نشت از پمپ بنزین، قبرستان، سپتیک تانک، نشت لوله و کانال فاضلاب).

حرکت آلودگی به خصوصیات آلاینده و سیال حمل کننده و همچنین خصوصیات درزه و شکاف‌ها وابسته است. خصوصیات مربوط به سازند و هیدرولیک جریان پیشتر ارائه شد. آلاینده ممکن است با توجه به دمای محیط و سیال حمل کننده، PH، و خصوصیات آلاینده در فاز جامد، مایع، گاز و یا به صورت تبدیل حالت‌ها وارد سیال آب گردد. وقتی آلاینده از نوع مایع باشد ۳ خصوصیت اصلی که باید ابتدا روی آلاینده بررسی شود شامل ۱- قابلیت انحلال یا حلالیت آلاینده در آب، ۲-دانسیته و ۳-فشار بخار است. بعضی از آلاینده‌های مایع مانند الکل‌های با وزن مولکولی پایین با هر نسبتی در آب حل می‌شوند و برخی با غلظت معینی محلول در آب هستند(کمتر محلول و یا محلول نسبی). برخی نیز با حلالیت پایین در آب به عنوان مواد امتذاج‌ناپذیر(Immiscible) شناخته می‌شوند. پارامتر دانسیته برای مواد نامحلول یک فاکتور کلیدی جهت تفسیر و تحلیل روند انتقال و محاسبات است. متغیر فشار بخار نیز جهت تفکیک مایعات آلی به مواد بخار شدنی (Volatile organic compound) و نیمه‌بخار شدنی (SVOC) است. فشار بخار مرزی ممکن است برابر ۵ تور (۰,۶۶۷Kpa) و یا مقدار دیگری با توجه به آلاینده و شرایط مسئله لحاظ شود. می‌باسیت توجه نمود اگرچه جهت حل مسائل نیاز به تعیین مرزهای قابلیت حل‌پذیری و فشار بخار هستیم اما در عمل هیچ ترکیبی کاملاً انحلال‌ناپذیرو بخار نشدنی نیست. این موضوع به ویژه در آبخانهای کارستی اهمیت دارد(شکل۵-۳۷).



شکل۵-۳۷: دیاگرام سه بعدی متغیرهایی که حالت آلودگی‌های آب را تعیین می‌کنند

با توجه به مطالب مذکور و سایر موارد ذکر شده در این کتاب می‌توان منابع آلودگی، چگونگی ذخیره و انتقال در آبخانه‌های سخت به ویژه از نوع کارستی را به صورت زیر برای ۶ کلاس مجزا بررسی نمود. لازم به ذکر است مثال‌ها و گروه‌بندی زیر بسیار کلی بوده لذا ممکن است در یک منطقه خاص تحلیل‌ها متفاوت باشند:

۱-ترکیبات و آلودگی‌های محلول در آب(Water soluble contaminants):

این دسته از مواد به دلیل حل‌پذیری بالاتر نسبت به سایر آلاینده‌ها در این گروه قرار می‌گیرند. برخی از این مواد شامل ترکیبات غیرآلی محلول در آب مانند یون نیترات، یون کلراید، سولفات، محلول آمونیاک و بسیاری از مواد غیرآلی مربوط به پسماندهای انسانی (یون سیانید ماده‌ای سمی از صنایع) و حیوانی هستند. برخی از مواد آلی (اگرچه عمده آنها چربی دوست هستند) نیز رفتار نابهنجار داشته و همچون الکل‌ها، اسید کربوکسیلیک (مانند اسید فرمیک (اسید مورچه) و اسید استیک)، فنل‌ها و برخی از مواد آلی شیمیایی کشاورزی در آب به میزان قابل توجهی حل می‌شوند. همان‌طور که در خصوص سیل آلوده نیز ذکر شد این نوع آلودگی‌ها با سرعتی معادل رواناب در جریان رودخانه و مجاری بزرگ کارستی حرکت نموده (رفتار خطی) و لذا زمان پیک سیل با زمان پیک ماده عمدتاً یکسان است. این مسئله با مقایسه هیدروگراف چشمه و تغییرات نیترات چمشه‌های کارستی در زمان سیلابی شدن تایید شده است. در این حالت اگر منبع آلودگی ثابت و محل نمونه‌گیری نزدیک به منبع باشد، غلظت آلاینده روی باروگراف (Chemograph) وقتی به اوج برسد، موازی محور زمان کشیده می‌شود و این حالت تا زمانی که آلودگی از منبع کاهش یابد، ادامه خواهد داشت. علاوه بر این باید توجه نمود که نوسان آلودگی چشمه‌هایی که از مجاری بزرگ تغذیه می‌شوند بیشتر بوده و متناسب با

پالس‌های جریان سیلابی و رگبار نوسان نشان می‌دهند اما چشمه‌هایی که از درزه‌های کوچک تغذیه می‌شوند دارای کیفیت و دبی ثابت‌تری هستند. تحت این شرایط شار آلودگی از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$Flux = \int Q(t)C(t)dt \qquad ۱۱۶-۵$$

البته در برخی از موارد به دلیل جمع شدن مواد جامد آلوده همچون ماده جامدی مانند آترزین (Atrazine) که در کشاورزی استفاده می‌شود، ممکن است با شروع رگبار این ماده از خاک شسته شده و وارد جریان کارستی گردد. در این حالت نیز رفتار مشابهی بین افزایش غلظت ماده و شدت رگبار دیده می‌شود به طوری که شدت پالس رگبار باعث کنده شدن این مواد و افزایش آن در جریان می‌گردد.

۲-ترکیبات آلی کمتر محلول و سبک (LNAPLs):

این مواد با توجه به میزان دانسیته ممکن است شناور و یا غوطه ور در آب باشند. در این مورد موادی چون بنزین، سوخت‌های دیزلی و خانگی، ترکیبات و هیدروکربن‌های نفت قابل ذکر هستند. بنزین یک هیدروکربن اشباع با وزن مولکولی پایین و ماده‌ای نسبتاً فرار (بخار شدنی) است. در این مواد اغلب ترکیباتی چون هیدرکربن‌های حلقوی بو دار، بنزن، تولوئن، اتیل بنزن و زیلن (BTEX) وجود دارد که حالت سمی بودن بنزین نیز از این ترکیبات است. این مواد اغلب تا عمق ۲ متری سفره‌های آبرفتی ایجاد مسئله می‌کنند. اگرچه ممکن است با مواد سنگین و یا تحت شرایط خاص جریان کانالی و لوله‌ای در آبخان‌های کارستی به اعماق بیشتر (۲۰۰ متر یا بیشتر) نیز وارد شوند. این مواد در آبخانه‌های کارستی به صورت شناور با رودخانه‌های زیرسطحی به حرکت خود ادامه می‌دهند تا این‌که پشت یک مانع جمع شوند. در زمان وقوع سیلاب، با توجه به سبک بودن این مواد، وقتی جریان مجرایی آزاد به جریان لوله‌ای تحت فشار تبدیل می‌شود ممکن است در اثر فشار پیستونی به سمت بالا هدایت شوند. البته با توجه به دما و فشار بخار مواد نیز، فرایند بخار آلاینده نیز وجود دارد. در هر صورت اگر سقف مجاری دارای ترک و درز نباشد، مواد شناور به سقف مجاری فشرده می‌شوند و بخشی از این مواد در منافذ قرار می‌گیرند که به تدریج با جریان خارج می‌گردند. لذا اگر ماده‌ای از نوع LNAPLs به طور ناگهانی وارد کارست شود، الزاماً نباید انتظار داشت که تمام آن به طور آنی از چشمه‌های منطقه ظاهر شوند. از طرف دیگر اگر سقف مجاری درز و شکاف داشته باشد این مواد به صورت بخار (Fume) و بوی مشخص به سمت بالا و زیر سازه‌ها و منازل روی زمین رسیده و ایجاد مسائل مختلفی همچون ایجاد بوی زننده و یا انفجار، آتش سوزی و یا خفگی (به ویژه افرادی که با خود چراغ‌های کاربیدی دارند) می شوند(Hazard). حلالیت برخی از مواد سبک در جدول ۵-۳ جهت مقایسه ارائه شده است.

جدول۵-۳: حلالیت برخی از هیدروکربن‌های حلقوی سبک (Ferrer,1993)

ماده	حلالیت در آب (میلی گرم بر لیتر)
Benzene	1780
Toluene	500
O-Xylene	170
Ethyl Benzene	150

۳-ترکیبات آلی کمتر محلول و سنگین (DNAPLs):

این مواد با توجه به وزن خود به سمت پایین و در جهت مجراها و درزه‌ها، کشیده (Sink) می‌شوند و اغلب مربوط به ترکیبات کلر و برم با وزن مولکولی پایین و نسبتاً فرار همچون حلال‌های متیلن کلراید (CH_2CL_2)،تری کلرواتیلن ($C_2HCL_2(TCE)$)، $C_2CL_4(PCE)$ ، پاکننده‌های گریس و... هستند. این مواد اغلب توسط تانکرها حمل شده و یا در تانک‌های ذخیره زیرزمین نگهداری می‌شوند. علاوه براین، ترکیبات دیگر از خانواده پلی کلرو بیفنل‌ها (PCBs) مانند مایعات چرب و روغنی که غیرفرار نیز هستند، در گروه DNAPLs قرار دارند. این مواد اغلب در مبدل‌های الکتریسیته استفاده شده‌اند. این مبدل‌ها پس از خراب شدن جهت استخراج مس، اوراق می‌شوند که نتیجه بازیافت مس خروج مایعات چرب و روغنی و آلودگی سفره‌ها بوده است. محل تجمع این مواد ممکن است در منطقه تهویه خاک، مسیرها و مجاری انتقال، شکاف‌ها، دریاچه‌های کارستی و رسوبات موجود در آب باشد که تحت شرایطی ممکن است از رسوبات جدا شده و یا با آنها حمل شده و یا از چشمه‌ها خارج گردند. جهت جریان کلیDNAPLs الزاماً هم جهت با گرادیان کلی جریان نیست و اغلب حرکت به سمت مجاری بزرگ‌تر و شکاف‌ها صورت می‌گیرد. بین حرکت این گروه و LNAPLs شباهت و تفاوت‌هایی نیز وجود دارد. به عنوان نمونه مواد فرار گروه DNAPLs به دلیل این‌که زیر آب هستند، از یک پوشش طبیعی برخوردار بوده و لذا امکان بخار شدن کمتر را در شرایط برابر دارند. حلالیت و فشار بخار برخی از مواد گروه DNAPLs در جدول ۵-۴ ارائه شده است.

جدول۵-۴: حلالیت و فشار بخار برخی از هیدروکربن‌های کلری (Ferrer,1993)

ماده	فشار بخار ($20^{\circ}C$,Torr)	حلالیت در آب (میلی گرم بر لیتر)
Methylene chloride	349	20000
Carbon tetrachloride	90	800
Vinyl chloride	2660	1.1
Trichloroethylene(TCE)	60	1100
Tetrachloroethylene(PCE)	14	150

به طورکلی ترکیبات LNAPLs به طور دائم تحت تاثیر جریان هستند اما اغلب، ترکیبات DNAPLs به دلیل قرارگرفتن در زیر رسوبات داخل مجاری از اثر مستقیم جریان آب در حفاظت نسبی برخوردار هستند. علاوه براین خروج DNAPLsهایی که زیر رسوبات مجاری به تله افتاده‌اند اغلب آهسته‌تر از DNAPLsهایی است که در دریاچه‌های زیر سطح زمین به دام افتاده‌اند. همچنین ترکیبات DNAPLs در اثر واکنش‌های شیمیایی با آب به آهستگی تخریب می‌شوند. یک واکنش ساده از ازتری کلرواتیلن به صورت زیر است:

$$2C_2HCL_2 + 3O_2 + 2H_2O \Leftrightarrow 4CO_2 + 6H^+ + 6CL^-$$

همان‌طور که مشخص است ترکیبات نهایی این واکنش دی اکسید کربن و اسیدکلرید است. این واکنش در آب اکسیژنه انجام شده و اگراکسیژن به مقدار فراوان در دسترس باشد رابطه به شکل ساده زیر خلاصه می‌شود:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -kC_0^n \qquad ۱۱۷-۵$$

بر اساس تحقیقات آزمایشگاهی (Knauss et al, 1999) مقدار n=0.85 و مقدار $k = 5.8\times10^{-7}\ \mathrm{sec}^{-1}\ at\ 100^{\circ}C$ به دست آمده است. موضوع دیگر که باید در نظر داشت تجمع رسوبات در مجاری یا شکاف‌هاست که ممکن است پس از مدتی باعث بسته شدن (Clog) مجاری شود. لذا در اینجا نیز همانند رودخانه‌ها ممکن است حرکت ترکیبات DNAPLs چسیده به ذرات رسوب وابسته به یک حداقل آستانه نیروی برشی ناشی از جریان مجاری باشد.

۴-ترکیبات فلزی (Metals)

واژه فلز کلمه‌ای پر از ابهام است. حدود دو سوم عناصر جدول تناوبی فلز است اما بیشتر این فلزات به دلیل کمیاب بودن در طبیعت و همچنین استفاده ناچیز توسط انسان، اساساً مسئله‌ای برای محیط زیست ایجاد نمی‌کنند. در اینجا فلزات مهم که خصوصیات سایر فلزات را نیز پوشش می‌دهند معرفی می‌شود. دو فلز آهن و منگنز بیشترین عناصر طبیعی هستند. این دو فلز و هیدرواکسید و اکسیدهای آنها در رسوبات صخره‌ها و ته نشست‌های آنها وجود دارند. نیکل و کروم نیز به عنوان مواد سمی و سرطان زا در رده‌های بعدی ممکن است از صنایع و یا از سایر ترکیبات آهنی و سازندهای طبیعی ایجاد شوند. روی نیز با همین خواص شیمیایی از صخره و معادن آهکی تولید می‌شود اما کادمیوم موجود در روکش ظروف گالوانیزه آشپزخانه، مواد ساختمانی و دیگر مواد مشابه در هنگام بازیافت تیز قابل ذکر هستند که سمی‌تر نیز هستند. در مطالعه کارست ممکن است فلزات را به سه گروه تقسیم کنند: ۱-گروه فلزات قلیایی خاکی که از صخره‌های آهکی تولید می‌شوند. فلزات عمده این گروه شامل کلسیم و منیزیوم به مقدار بیشتر و استرانسیوم و باریوم به مقدارکمتر قابل ذکر هستند. گروه دوم شامل فلزات سنگین مانند آلومینیوم، آهن، منگنز به مقدار بیشتر و سایر فلزات سنگین جدول به مقدار کمتر در طبیعت یافت می‌شوند. گروه سوم شامل فلزاتی هستند که در اثر دخالت‌های بشر به عنوان آلاینده وارد آبخان می‌شوند. مطالعه گروه فلزات قلیایی در شاخه علم ژئوشیمی (Geochemistry) قرار دارد(بند کیفیت، فصل حاضر). موضوع غلظت و انتقال دو گروه دیگر در اینجا تا حدی بحث شده است. اساساً فلزات ممکن است توسط ذرات رس، رسوبات، مواد آلی و یا اکسیدهای آهن و منگنز حمل شوند. همچنین بین قطر و ابعاد ذرات و قدرت جریان نیز رابطه

معنی‌داری وجود دارد به طوری که در زمان رگبار میزان بیشتری از این مواد حمل می‌شوند. همچنین رگبارهای شدید باعث کنده شدن و معلق شدن مجدد ذرات فلزی ته نشست کرده در مجاری کارستی می‌شود. علاوه براین انحلال برخی فلزات مانند ($Ni^{2+}, NiOH^{+}, Ni(OH)_2$) تحت تاثیر PH سیال ممکن است زیاد یا کم شود. مثلاً دو فلز $Ni^{2+}, NiOH^{+}$ با افزایش PH حلالیت کم و فلز $Ni(OH)_2$ حلالیت ثابت را نشان می‌دهد. لذا فلزات رفتار متفاوتی دارند به طوری که برخی آب دوست و برخی چربی دوست نیز هستند. در حال حاضر مطالعات کمی روی انتقال فلزات صورت گرفته است.

۵-میکروارگانیسم‌های بیماری زا (Pathogens):

با توجه به عدم وجود فرایند فیلتراسیون و یا فیلتراسون ضعیف در آبخانه‌های کارستی و خردشده بدیهی است که عمده باکتری‌ها، ویروس‌ها، انگل‌ها و حتی موجودات درشت‌تر در حد دانه ماسه می‌توانند با یک دوره عمر طولانی‌تری در مجاری کارستی حرکت و رشد کنند. بیشتر این آلودگی‌ها مربوط به کلیفرم‌های مدفوعی هستند که حضور آنها شاخصی از وجود فاضلاب و پسماندهای حیوانی در آب است. به جز باکتری E.Coli می‌توان به تک یاخته‌ای به نام Giarida lamblia اشاره کرد که به صورت کیست (Cyst) از مدفوع حیوانات دفع شده و وارد آب سطحی می‌گردد. سپس این آب می‌تواند وارد آب‌های زیرسطحی مناطق کارستی شده و به سادگی آنها را آلوده کند. این ارگانسیم‌ها می‌توانند به صورت معلق، چسبیده به ذرات رسوب، فلزات، و یا مواد آلی انتقال یابند. سوال اساسی این است که این ارگانیسم‌ها تا چه زمانی می‌توانند زنده بمانند. تحقیقات (۱۹۹۴) میکروبیولوژی غار (Cave microbiology) نشان داده است که این موجودات می‌توانند در اعماق سازند به خوبی رشد و توسعه یابند. لذا این ارگانیسم‌ها می‌توانند باعث رخداد اپیدمی‌های بزرگی نیز برای انسان شوند(Hazard). اگرچه برخی از مطالعات نیز خلاف این موضوع را نشان داده است لذا تحقیقات بیشتری در این زمینه نیاز است.

۶-آت و آشغال (Trash):

از زمان‌های گذشته تا به امروز چه در مناطق شهری و روستایی اغلب زباله‌ها و پسماندهای مناطق مسکونی را در چاله‌های آهکی و سپتیک تانک‌ها تخلیه می‌کردند. حتی برخی از روستاییان حیوانات مرده و یا مواد بازمانده شیمیایی کشاورزی خود را مستقیم داخل این گودال‌ها رها می‌کردند. با توجه به خواص این آبخانه‌ها بدیهی است که این مواد ممکن است فواصل دوری را پیموده و مناطق وسیعی را نیز آلوده کنند. در واقع این گودال‌ها مانند یک سطح زباله یا مناطق دفع پسماند (Landfill) بدون آستری استفاده شده‌اند. برخی از این مواد در اثر بارش به صورت مایع وارد مجاری شده و برخی به صورت مواد معلق یا جامد درشت توسط آب حمل گشته و برخی نیز به ذرات زیر دیگر می‌چسبند.

مطالب فصول گذشته جهت درک فرد هیدرولوژیست در طراحی مدل مفهومی (Conceptual model) برای مدل‌سازی آب زیرزمینی در فصل بعدی ارائه شده است. جهت مطالعه بیشتر مفاهیم پایه به مراجع آخر فصول مربوطه مراجعه شود.

۵-۷- کاربرد تکنیک‌های ایزوتوپ و ردیابی

امروزه از ایزوتوپ‌های دوتریم و تریتیوم در هیدرولوژی مناطق خشک بسیار استفاده می‌شود. همچنین وقتی این مواد با جریان آب سطحی وارد آب‌های زیرزمینی می‌شود نیمه عمر آنها پس از خروج اندازه‌گیری می‌شود که بر اساس آن سن آب(آب جوان و آب فسیل) و یا بیلان آبخانه مشخص می‌گردد. سن آب چشمه یا آبخانه به ویژه در آبخانه‌های کارستی، معرف مناسبی از آسیب‌پذیری سیستم تغذیه به منابع آلودگی است. زیرا هرچه آب جوان‌تر از چشمه بیرون آید معرف زمان ماند پایین‌تر سیستم و تصفیه طبیعی ناقص‌تر و لذا احتمال به آلودگی بیشتر است. این مفهوم در تعیین حریم کیفی آب‌های زیرزمینی نیز استفاده می‌شود. علاوه بر این استفاده از رادیوایزوتوپ‌ها در تعیین مرز هیدروژئولوژیکی مناطق کارستی کاربرد دارد. همچنین می‌توان از مواد ردیابی رنگی مانند فلوئورسین سدیم یا مواد رادیواکتیو و یا نمک (در صورتی که آبخانه خیلی شور باشد از کلرید کلسیم استفاده می شود) و یا ذرات آلودگی موجود در سیستم ابتدا سرعت واقعی موثر(V'') محدوده‌های مشخصی از آبخانه را با توجه به فاصله(L) دو چاه (باتوجه به سرعت آب مجبور به تزریق در فواصل کم می باشد) و زمان (t) رسیدن اوج ردیاب از چاه اول به چاه دوم بر اساس رابطه سرعت – زمان برآورد و سپس با توجه به تخلخل مفید(n_e) محدوده مورد نظر آبخانه که با آزمایش نمونه یا روابط تجربی قابل برآورد است سرعت ظاهری دارسی V یا هدایت هیدرولیکی (K) محدوده را با توجه به افت دو چاه (h) محاسبه نمود:

$$V = V''.n_e \quad \textbf{or} \quad K\frac{h}{L} = V''.n_e \quad \& \quad V'' = L/t \qquad ۱۱۸-۵$$

برای این منظور ابتدا مقداری ماده ردیاب در آب چاه یا منطقه مورد نظر ریخته و سپس با توجه به منحنی ردیاب نگار و روش ردیابی، زمان متناظر با تغییر غلظت و یا در بعضی از روش‌ها اوج غلظت را از شروع آزمایش تعیین کرده و با داشتن فاصله دو نقطه سرعت واقعی موثر (سرعت منفذی یا سرعت متوسط خطی) آب را محاسبه و سپس سرعت دارسی را از رابطه بالا به دست آورد. عملیات ردیابی برای بررسی پخشودگی آلاینده‌ها نیز انجام می‌گیرد. توصیه می‌شود در استفاده از ردیاب‌ها موادی استفاده شود که امکان ردیابی آنها با غلظت‌های کم نیز به آسانی وجود داشته باشد، در آبها وجود نداشته باشند، با آب و ذرات خاک ترکیب نشده، رسوب نکرده و قیمت مناسب نیز داشته باشند. اندازه‌گیری با توجه به نوع ردیاب ممکن است از روش‌های غلظت سنجی، کلریمتری، و یا رادیواکتیویته متری استفاده شود. سایر نمونه‌های مرسوم شامل نمک‌های محلول کرومات و رنگ‌های آلی است. به عنوان مثال با تزریق آب شور در یک آبخانه و قراردادن یک الکترود در چاه پایین دست و برقراری جریان الکتریسیته امکان ردیابی به کمک آمپرمتر نیز فراهم می‌شود به طوری که هنگام رسیدن آب شور به نقطه دوم، آمپرمتر شدت جریان بیشتری را نشان می‌دهد که می‌توان زمان شروع آزمایش و تغییر مکان عقربه آمپرمتر را یادداشت کرده و سرعت واقعی موثر را به دست آورد. می‌بایست توجه نمود در برخی از مدل‌های آب زیرزمینی، سرعت حرکت یا زمان پیمایش ماده آلاینده بر اساس سرعت واقعی (V_a) تعیین می گردد که در این صورت تخلخل کل جایگزین تخلخل موثر می‌شود. در این شرایط ممکن است هدف محاسبه سرعت واقعی بین دو چاه تزریق و پمپاژ باشد. برای این منظور می‌توان تحت شرایط ماندگار از رابطه زیر برای آبخانه‌های آزاد و تحت فشار استفاده نمود:

$$t = \frac{n\pi b}{Q}(R^2 - r^2) \qquad ۱۱۹-۵$$

t: زمان پیمایش سرعت واقعی از R تا r (ثانیه)، Q: دبی چاه پمپاژ(مترمکعب بر ثانیه)، n:تخلخل محیط بین R و r (متر)، b: ضخامت متوسط بین R و r (متر)، R: فاصله شعاعی شروع حرکت مواد تا محل مورد نظر یا مرکز چاه مشاهده‌ای تا مرکز چاه پمپاژ (متر) و r: فاصله شعاعی نسبت به یک نقطه مرکزی یا شعاع چاه پمپاژ(متر). سرعت واقعی نیز از نسبت فاصله به زمان یا رابطه $V_a = x/t$ و سرعت ظاهری دارسی از $V = V_a n$ تعیین می‌گردد. عیب روش تزریق در چاه بالا دست و ردیابی در پایین دست این است که ممکن است جهت جریان تمام یا بخشی از مواد ردیابی را از چاه دوم دور نماید. همچنین در آبخانه های چند لایه که دارای هدایت هیدرولیکی متفاوت هستند مقداری از ردیاب ممکن است زودتر مشاهده شود. در این شرایط ضمن افزایش هزینه های برداشت نمونه، نتایج آزمایش نمی تواند معرف خوبی از سیستم باشد. یک روش جایگزین ممکن است روش رقیق سازی نقطه ای باشد. در این تکنیک ردیاب با آب یک چاه کاملاً مخلوط شده و سپس منحنی تغییرات غلظت همان چاه نسبت به زمان تهیه می شود. همچنین روش جدید طراحی آزمایش ردیابی هیدرولوژیکی کارا (EHTD) توسط EPA توسعه داده شده است.

یکی دیگر از کاربردهای ردیابی، مطالعه آبخانه‌های کارستی با آبدهی بالاست. عدد رینولدز جریان در برخی از آنها بیش از ۴۰۰۰ است. در این خصوص امکان تعیین بسیاری از مشخصات هیدرولیکی آبخانه‌های کارستی مانند سرعت، جهت جریان، شناخت مسیرهای مرتبط غارهای آهکی و تعیین محدوده اثر چشمه‌ها قابل ذکر است. محدوده اثر چشمه‌های آبرفتی نیز با روش ردیابی ممکن است تعیین شود. همچنین یکی از روش‌های تعیین ارتباط هیدرولیکی آبخانه - رودخانه و تعیین حجم آب‌های پنهان سرگردان که از دسترس بیلان کل کشور خارج می‌گردند به جز استفاده از نقشه‌های آب زیرزمینی(بند مدیریت آبخانه) استفاده از تکنیک‌های ردیابی است.

آنالیز انواع ردیاب‌های طبیعی ($^{18}O/^{16}O$)، کربن آلی محلول (DOC)، مواد شیمیایی و کیفی آب در آبخانه و چشمه‌ها می‌تواند جهت تعیین خصوصیات سیستم‌های کارستی و آبرفتی کمک نماید. به عنوان مثال رابطه سن آب چشمه و زمان ماند آبخانه با اکسیژن محلول (DO) و غلظت NO3-N معکوس است زیرا با گذشت زمان و عمل دنیتریفیکاسیون، NO3 به صورت گاز خارج شده و همچنین اکسیژن محلول آب کم می‌شود. البته این روش‌ها عدم قطعیت‌هایی نیز در ارتباط با تغییر کاربری، تغییر اقلیم، بارش اسیدی و رسوب گرد و غبار از اتمسفر به ویژه در آبخانه‌های کارستی دارند. به عنوان نمونه تغییر در مصرف انواع کودهای حیوانی آلی و کودهای معدنی باعث نوسانات پارامترهای کیفی می‌گردد. لذا در تحلیل و برنامه‌ریزی‌ها می‌بایست به اینگونه اندرکنش‌های پیچیده سیستم توجه شود. بعضی وقت‌ها ممکن است سن آب مربوط به دامنه‌ای از آب‌های جوان و پیر باشد. همچنین ممکن است مقدار یک آلاینده مانند نیترات از منبع به طور قابل توجهی کاهش یابد اما سال‌ها وقت نیاز است تا مقدار آن در سیستم به صفر نزدیک شود(تاخیر زمانی). به طورکلی تلفیق اطلاعات ردیابی، هیدروژئوشیمی، مدل‌سازی عددی و برداشت‌های میدانی مناسب‌ترین روش جهت درک اندرکنش آب‌های سطحی و آب‌های زیرزمینی به ویژه در آبخانه‌های با سازند سخت است.

۵-۸-تمرین

۱-آب تجدید شونده را تعریف و روش محاسبه آن را ارائه نمایید؟

۲-تحقیق کنید چرا آبخانه‌های با بافت خیلی سبک برای پروژه‌های تغذیه مصنوعی و پخش سیل مناسب نیستند، و بهترین بافت تشکیلات را تعیین نمایید؟

۳-تحت چه شرایطی جریان آب زیرزمینی ممکن است بر خلاف شیب سطح زمین شکل بگیرد؟

۴-هیدرولیک چشمه‌های سیفونی را بررسی کرده و همچنین تحقیق کنید روش‌های شیمیایی چگونه جهت اندازه‌گیری دبی چشمه‌ها قبل از تجهیز با لوله یا پارشال فلوم کاربرد دارد؟

۵-چاهی به قطر ۳۲ سانتی‌متر با دبی ثابت ۴۱٫۵ لیتر بر ثانیه پمپاژ شده است. مقادیر افت در چاه مشاهده‌ای به فاصله ۳۰ متری در زمان‌های مختلف به صورت جدول زیر اندازه‌گیری شده است:

t_{hr}	۱	۲	۴	۶	۸	۱۰	۱۲	۱۸	۲۴
Δ_m	۰٫۱۸	۰٫۴۳	۰٫۸۸	۱٫۲۲	۱٫۵۹	۱٫۸۹	۲٫۲۹	۲٫۷۷	۳٫۲۰

ضرایب هیدرودینامیکی سفره را محاسبه کرده و مشخص کنید بعد از ۲۴ روز از گذشت پمپاژ، میزان افت در چاه مشاهده‌ای چقدر است؟

۶-تحقیق کنید چگونه تجهیز ساختمان چاه ممکن است روی آبدهی و ظرفیت مخصوص چاه تاثیر داشته باشد؟

۷-تحقیق کنید چرا بارش‌های اسیدی حتی پیش از فراوان شدن گازهای انسان ساخت اتفاق افتاده است؟ نقش بارش‌های اسیدی در انحلال صخره‌ها و آلودگی رودخانه و سفره‌های زیرزمینی چگونه است؟

۸-مقدار جابجایی سه بعدی آلاینده بنزن در آکیفری را حساب کنید که دارای جریانی معادل ۱۰ $m^3 s^{-1}$ و غلظت آلودگی بنزن حدود $5 \cdot 10^{-3}$ $\mu g\, L^{-1}$ باشد؟ (فرض کنید جابجایی همگن باشد)

۹-نقشه‌های ایزوپاش چگونه در توسعه منابع آب زیرزمینی در حالت بیلان مثبت آبخانه کاربرد دارند؟

۱۰-دبی بحرانی و حداکثر مجاز فنی چاه را چگونه تعیین می‌کنند و این دو پارامتر چه کاربردی در تعیین حد مجاز بهره‌برداری از آبخانه دارند؟

۱۱-چگونه می‌توان از روی نقشه‌های ایزوپیز به صورت اجمالی مناطق مناسب پخش سیل، حفر چاه و تزریق فاضلاب را تعیین نمود؟

۱۲-تحقیق کنید جهت مکان‌سنجی پروژه‌های پخش سیل و تغذیه مصنوعی می‌بایست چه پارامترهایی را ارزیابی نمود؟

۱۳-آنالیز هیدروگراف واحد معرف آبخانه‌ای با سطح ۵ کیلومتر مربع و ضریب تخلخل موثر ۰٫۳ نشان داده است مقدار تغذیه سال‌های خشک برابر ۸ متر در سال است. همچنین مقدار آب‌های پنهان سفره از روش نقشه‌های ایزوپاش برابر ۳ میلیون مترمکعب در دوره خشک تعیین شده است. اگر سایر محدودیت‌های آبخانه بر اساس معادله توسعه داده شده آبدهی مجاز دلیری برابر ۲۰ درصد آب موجود باشد، برداشت مجاز آبخانه را تعیین کنید؟

۱۴-چگونه می‌توان با عملیات تغذیه واداری باعث تخفیف سیلاب و بهره‌برداری آب زیرزمینی در یک مکان و زمان مناسب دیگر شد؟

۱۵- ارتفاع دهنه دو چاه ۱ و ۲ با فاصله ۳۰۰ متر نسبت به سطح دریا به ترتیب ۱۲۵۵ و ۱۲۵۱٫۵ مشخص شده است. همچنین با توجه به عملیات عمق یابی، عمق سطح سفره در چاه ۱ برابر ۵۰ و در چاه ۲ برابر ۶۰ متر است. با فرض این‌که ضریب تخلخل معادل n_e و زمان انتقال ردیاب از چاه ۱ تا چاه ۲ برابر ۲ روز باشد: گرادیان هیدرولیکی و سرعت ظاهری آبخانه را محاسبه کنید؟

۱۶-تحقیق کنید چگونه می‌توان نشست زمین را بر اساس نتایج یک مدل ریاضی و ضرایب تجربی به صورت سال به سال پیش‌بینی نمود؟ همچنین اگر امکان مدل‌سازی فراهم نباشد چگونه می‌توان با روابط همبستگی نشست زمین را به صورت سالانه و برای چند سال آینده پیش‌بینی کرد؟

۱۷-تحقیق کنید اگر محدوده آبخانه مورد نظر از تشکیلات مختلف آبرفتی، درزه و شکافدار و مجرایی (از نوع Karst Aquifer) باشد، چگونه می‌توان مقدار مناسب پارامترهای هیدرولیکی مدل مورد نظر را از روش‌های آزمایش پمپاژ، ردیابی و تئوری خطی دوگ برآورد نمود؟

۱۸-در خصوص روش‌های محاسبه و پیش‌بینی آلودگی رودخانه و دریاچه‌ها تحقیق نموده و عمده‌ترین روش‌های مدیریت کیفی رودخانه و دریاچه را نام ببرید؟ آیا جهت مدیریت آلودگی آب زیرزمینی نیازی به در ک این روش‌ها و همچنین سایر زیر سیستم‌های موثر همچون منطقه تهویه و غیر اشباع است؟

۱۹-مدیریت یکپارچه منابع آب را بر اساس متن توضیح داده و فرق آن را با مدیریت منطقه‌ای، تلفیقی و توسعه پایدار ذکر کنید؟ روابط و معادلات IWRM را تشریح کنید؟

۵-۹-مراجع

1. Todd, D. K., Mays, L. w. (2005)" Ground-Water hydrology," Wiley. New York, 2d ed.

2. Bear, J.(1979)" Hydraulics of groundwater," McGraw-Hill, New York.

3. Linsley, R. k., Kohler, MAX A and Paulhus, J L.H. 1982. " Hydrology for Engineers" . Third Edition, McGraw-Hill.

4. Hagen, G.(1839)"Bewegung des wassers in engen cylindrischen Rohren" Pogg. Ann., vol.47.

۵. دلیری، فرهاد (۱۳۸۲)،"اندازه‌گیری دبی چشمه کارستی" میان جنگل فسا، روش‌نیوتن، جسم شناور و حجمی، مشاور ورزبوم.

۶. علیزاده،امین (۱۳۸۰)، "اصول هیدرولوژی کاربردی" آستان قدس، دانشگاه امام رضا، چاپ سیزدهم.

۷. مهدوی، محمد (۱۳۸۵)، "جزوه پلی کپی آب‌های زیرزمینی"، گروه آبخیزداری دانشگاه تهران

۸. Hantush, M.S. "Hydraulics of wells," Advan. Hydrosci., vol. 1, 1964.

۹. پ. کروسمن (۱۳۶۰)، "تجزیه و ارزیابی نتایج حاصل از: آزمایش‌های پمپاژ،" مترجم: داریوش دانشور، افست پارت مشهد.

10. Theis, C. V.(1935)"The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground water storage" Trans. Am. Geophys. Union, vol. 16, pp. 519-524.

11. Linsley, K. R., Franzini, J.B., Freyberg, D.L., Tchobanoglous, G. (1992). Water–Resources Engineering. 4th ed, McGraw-Hill, Inc, ISBN 0-07-112689-9. 843pp.

12. Vallero, D. A. (2004). Environmental contaminants. Elsevier, Academic Press. 801pp.

۱۳. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "آب زیرزمینی"، ارزیابی اثرات زیست محیطی(EIA) میدان نفتی تالاب آزادگان شمالی،(اهواز)، فاز تفصیلی- شرکت نفت، مهندسین مشاور فن آوران آب سازه.

۱۴. فرهاد دلیری (۱۳۹۰)، " برنامه‌ریزی آب با مدل‌سازی (شبیه‌سازی و بهینه‌سازی)"، جزوه کارگاه تخصصی- آموزشی: اصول برنامه‌ریزی در مدیریت منابع آب، دانشگاه صنعت آب و برق.

۱۵. پاتریک جی. پاورز (۱۳۷۹)،"هیدروژئولوژی کاربردی در ساختمان‌سازی یا خشکه‌اندازی کارگاهی"، مترجم: حبیب‌الله بیات، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)، چاپ اول .

16. Strack, O. D. L. 1989. "Groundwater mechanics", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J,.

17. Chow, V. T. 1952. "On the determination of transmissivity and storage coefficient from pumping test data", Am. Geopys. Union Trans., Vol. 33: 397-404.

18. Suresh, R., 2005. "Watershed hydrology"Lomus Offset Press, Delhi., ed 2., ISBN81-8014-056-3.

۱۹. لطفی، احمد (ترجمه) (۱۳۸۱)، "مدیریت آب در کشاورزی، پیامدهای اقتصادی-اجتماعی" گروه کار زهکشی، کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران.

۲۰. کوره پزان دزفولی، امین (۱۳۸۷)، "اصول تئوری مجموعه‌های فازی و کاربرد آن در مدل‌سازی مسائل مهندسی آب"، واحد صنعتی امیرکبیر، جهاد دانشگاهی، چاپ دوم.

۲۱. ژان بیز و همکاران (۱۳۶۹)، "تغذیه مصنوعی سفره‌های آب زیرزمینی"، مترجم: جلال حیدرپور، مرکز نشر دانشگاهی، تهران، چاپ اول.

۲۲. سید جمال الدین هاشمیان، مهدی فاتح‌راد، مسعود تجریشی، فرهاد دلیری و جمعی از نخبگان آب کشور (۱۳۹۱)، "تدوین پیش‌نویس سند ملی توسعه فناوری آب کشور"، کارگروه آب، انستیتو آب و انرژی دانشگاه صنعتی شریف.

23. Sophocleous, M., 2000. “From safe yield to sustainable development of water resources: The Knasas experience.Journal of hydrology 235, 27-43.

24. Sophocleous, M., 1997. “Managing water resources systems—why “safe yield” is not sustainable”. Ground water 35(4), 561.

25. Bear, J ., Levin, O., 1966. “Optimal utilization of an aquifer as an element of a water-resources system”, Hydraulic laboratory technical report P.N. 5/66. The technion, Israel institute of technology.

26. Alley, W.M., Leake, S.A., 2004. “The journey from safe yield to sustainability”. Ground water, Vol. 42, No. 1, p. 12-16.

27. Balleau, W.P., 1988. “Water approximation and transfer in a general hydrogeologic system. Natural Resources Journal 29 (2), 269-291.

۲۸. دلیری، فرهاد (۱۳۸۸)، "بررسی تاثیر پخش سیل و تغذیه روی جریان دینامیک آبخانه‌های کارستی با توابع مرکب تبدیل(CTF)،" مجله مهاب قدس، شماره ۴۷.

۲۹. کوثر سید آهنگ (۱۳۷۴)، " مقدمه‌ای بر مهار سیلاب‌ها و بهره‌برداری بهینه از آنها: آبیاری سیلابی، تغذیه مصنوعی، بندهای کوتاه خاکی". موسسه تحقیقات جنگل‌ها و مراتع، وزارت جهاد سازندگی.

30. Ferris, J. G. and Brater, E. F., 1959. “Groundwater in C.O. Wisler and Hydrology, Wiley, New York.

31. Dooge, J. C. I., 1973. “Linear theory of hydrologic systems”, Tech. Bull. No. 1468, Agric. Res. Serv., pp.117-124, October, U.S. Department of Agriculture, Washington, D. C.

۳۲. م. دیویس و د.کورنول (M.Davis, 1941)، "مدیریت کیفیت آب در دریاچه‌ها و رودخانه‌ها"، مترجم: سیمین ناصری و محمد تقی قانعیان، موسسه علمی فرهنگی.

۳۳. ب. ماس (B.Moss et al, 1943)، "راهنمای احیای دریاچه‌های کم‌عمق تغذیه‌گرا"، مترجم: برهان ریاضی، سازمان حفاظت محیط زیست.

34. Loucks.D. P., & et.al., 2005.“Water resources systems palnning and management” UNESCO Publishing, Delft hydraulics, Studies and reports in hydrology.

۳۵. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، آب زیرزمینی، سیلاب و آب سطحی، ارزیابی اثرات زیست محیطی (EIA) میدان نفتی یادآوران ،(اهواز)، فاز تفصیلی- شرکت نفت"، مهندسین مشاور فن‌آوران آب سازه.

۳۶. دلیری، فرهاد (۱۳۸۶)، "آب زیرزمینی، سادات امام‌زاده علی، طرح جنگلداری چند منظوره کهکیلویه و بویراحمد، ۱۳۸۰۰ هکتار"، مهندسین مشاور سامان سبز آرین.

۳۷. دلیری، فرهاد (۱۳۸۴)، "ژئوهیدرولوژی (هیدرولیک و هیدرولوژی آبهای زیرزمینی)، دشت شمال نیشابور ، ۵۰۰۰۰: ۱ ، ۲۴۰۰۰۰ هکتار "، مهندسین مشاور نشتاک.

۳۸. دلیری، فرهاد (۱۳۹۱)، " مطالعات پایه و مدل‌سازی ریاضی جریان و آلودگی آب‌های زیرزمینی (آبرفتی و سازند سخت)"، جزوه کارگاه تخصصی- آموزشی: آب زیرزمینی پیشرفته، دانشگاه صنعت آب و برق.

39. Harr, M. E. (1990). "Groundwater and seepage" McGraw-Hill.

۴۰. دلیری فرهاد، سخنرانی در ساختمان سازمان نظام مهندسی خراسان رضوی، "بررسی علل نوسانات آب زیرزمینی و کنترل آن"، کارگاه روش های اجرایی در پی های اشباع و آب بندی آن ها، مهر ۱۳۹۲.

۴۱. دلیری فرهاد، داوری طرح مطالعه آب زیرزمینی، گزارش نهایی مطالعات منابع آب و تاثیر بهره برداری از معادن مس علی آباد و دره زرشک بر روی سفره های زیرزمینی و سایر منابع آب منطقه، سازمان توسعه و نوسازی معادن و صنایع معدنی ایران، مجری مهندس مشاور، داور: موسسه تحقیقات آب و انرژی، دانشگاه صنعتی شریف(آقای دکتر ترکیان)، ۱۳۹۰.

۴۲. دلیری فرهاد، بررسی کننده مطالعات کف شکنی مناطق اشتهاد و هشتگرد، آب منطقه ای البرز، مشاور آبسام (همکار)، ۱۳۹۴.

۴۳. دلیری فرهاد، گزارش فنی "صحت سنجی روش راداری INSAR جهت برآورد فرونشست آبخانه های البرز و شهرستان فردیس، شرکت آب منطقه ای استان البرز و مهندسین مشاور آبسام (همکار)، ۱۳۹۵.

۴۴. دلیری.فرهاد.کارشناس مسئول مطالعات و نظارت بر آزمایش پمپاژ ضرائب S و T هیدرودینامیک سفره ها، چهارمحال و بختیاری، آب منطقه ای چهارمحال، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷.

۴۵. دلیری.فرهاد. کارشناس مسئول آب زیرزمینی مطالعات حد بستر و رودخانه های تالاب های غربی و پروژه رودخانه دریک و زولا، آب منطقه ای آذربایجان غربی، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷.

۴۶. دلیری.فرهاد. مدیر پروژه نظارت آزمایش پمپاژ و نقشه برداری پیزومترها و مطالعات ضرائب S و T هیدرودینامیک سفره ها،چهارمحال و بختیاری، آب منطقه ای چهارمحال، شرکت مهندسین آبسام (همکار)، ۱۳۹۷.

۴۷. دلیری.فرهاد. ناظر فنی شرکت مشاور گاماسیاب، مطالعات ضرائب S و T هیدرودینامیک سفره های فلات مرکزی، استان های یزد، سمنان، خراسان جنوبی، کرمان و اصفهان، شرکت مدیریت منابع آب ایران۱۳۹۸.

۴۸. فرهاد دلیری و حسن سیدسراجی. "تراکم سیستم آبخانه و فرونشست زمین" (اندازه گیری، آنالیز و شبیه سازی)، چاپ اول ۱۴۰۰. دانلود از سایت www.absam.ir.

فصل ۶: مدل‌سازی آب زیرزمینی

****

کاربرد مدل‌های تحلیلی ساده شده به ویژه در طراحی مناسب مدل‌های مفهومی و تعیین شرایط مرزی مصنوعی آبخان‌های وسیع اهمیت دارد. این موارد و روش‌های تعیین پارامترهای ورودی مدل در فصل پیش ارائه گردیده است. در فصل حاضر به طور عمده به بررسی روش‌های حل عددی معادلات جریان و انتقال در محیط‌های متخلخل پرداخته شده است. شناخت این مفایم در تفسیر نتایج و درک روش موثر خواهد بود. همچنین جهت کاهش خطاهای ذاتی مدل و سایر عدم قطعیت‌های روش‌های حل نیاز به برنامه‌نویسی در محیط‌های مناسب است که در این فصل مورد توجه قرارگرفت. در خصوص مدلسازی شبکه جریان، مدلسازی غیراشباع، جریان چند فازه، مدلسازی کارست، جریان های دانسیته امتزاج پذیر(انواع شوری) و غیر امتزاج پذیر(نفت، سموم و..) به طور خلاصه اشاره شده که می بایست به منابع مربوط مراجعه شود.

****

٦-١-مراحل شبیه‌سازی

مفاهیم پایه‌ای جریان و انتقال آلاینده آب‌های زیرزمینی در فصل مطالعات پایه ارائه شد. در این فصل به طور خاص به معرفی معادلات لاپلاسی جریان، معادلات اصلی انتقال آلاینده و روش‌های حل عددی آنها پرداخته شده است. عامل انتقال آلاینده در زیر زمین، سیال (Fluid) است که می‌تواند آب، گاز یا هوا باشد. همچنین مراحل تهیه مدل عددی و ملاحظات فنی ضروری در مدل‌سازی ریاضی- کامپیوتری آب‌های زیرزمینی در این فصل ارائه شده است. هدف از تهیه مدل یک سفره آب زیرزمینی، شبیه‌سازی تغییرات خصوصیات کمی و کیفی آبخانه جهت بررسی و پیش‌بینی کوتاه‌مدت یا بلندمدت عمل و عکس العمل‌های هیدرودینامیک زیرسیستم‌ها و اثر سناریوهای بهره‌برداری در مدیریت و توسعه پایدار آبخانه‌هاست.

جهت تحلیل مسائل آب‌های زیرزمینی می‌توان سیستم را بر اساس برداشت نمونه از سیال و اندازه گیری‌های ساختاری(پایش کمی-کیفی)، آنالیز و سپس بر اساس شرایط مرزی مشخص مدل نمود. مراحل مدل‌سازی (شبیه‌سازی) به شرح زیر است:

۱-بررسی مشخصات مسئله که از مطالعات پایه و نیاز طرح تعیین می‌شود. بدیهی است که آنالیز مسئله، هدف ما را از تهیه مدل تعیین می‌کند.

۲-تهیه مدل توصیفی مسئله بر اساس بررسی نتایج مطالعات پایه که در مشخص شدن هدف، انتخاب مدل و روش حل بسیار کمک می‌کند. مدل توصیفی یا مفهومی در واقع ترسیم ۲ یا ۳ بعدی گرافیکی خصوصیات سیال و محیط با توجه به زمان و مکان و دقت اطلاعات موجود است. هرچه اطلاعات پایه دقیق‌تر و لذا مدل مفهومی مناسب‌تر

تهیه شده باشد امکان شناخت بهتر مسئله فراهم می‌شود. به عنوان نمونه اگر جریان آبخانه توربلانس، آلودگی خطی آلی و شرایط مرزی خاص، حاکم بر سیستم باشد، مدل و تکنیک‌های مورد نظر متفاوت خواهد بود.

۳-انتخاب و تهیه یک مدل کمی و کیفی بر اساس مدل توصیفی و هدف طرح. در این مرحله با توجه به این‌که هدف مطالعه، محدودیت‌ها، دقت اطلاعات موجود و خصوصیات آبخانه مشخص شده است امکان انتخاب یک مدل مناسب فراهم می‌گردد. البته جهت انتخاب یک مدل نهایی مناسب علاوه بر موارد ذکر شده، شناخت تئوری معادلات پایه به کاررفته در مدل، روش‌های حل عددی و کارایی آنها برای شرایط مسئله خاص و آبخانه ضروری است. لذا ممکن است مدل مناسب به کمک تکنیک‌های تصمیم‌گیری چند معیاره (MCDM) انتخاب گردد. این تکنیک‌ها خود به دو روش اصلی چند هدفه (MODM) و چند شاخصه (MADM) تقسیم می‌شوند. روش‌های چند شاخصه خود دارای روش‌های کلاسیک و فازی همچون روش‌های AHP, DSM, UTA, TOPSIS و غیره هستند(بخش آب سطحی). در این خصوص ابتدا می‌بایست معیارهای مناسب کمی-کیفی(بیانی) انتخاب و سپس ارزش گذاری گردند. بدیهی است که هر معیار، دارای وزن مشخصی است. برخی از معیارهای مهم انتخاب مدل شامل سازگاری فرایندهای کلیدی سیستم با معادلات مدل، بعد جریان، مدل کیفی، حجم اطلاعات ورودی مورد نیاز، سادگی و سهولت فهم مدل، قابلیت‌های خاص مدل، قیمت مدل، پذیرش بین مهندسان، دسترسی به مدل، سال تکمیل، روش حل، حافظه مورد نیاز در زمان حل و.. هستند. در این خصوص باید توجه نمود که علاوه بر تعدد روش‌های حل تحلیلی، عددی، تجربی و آزمایشی معادلات مدل‌ها، مدل‌هایی چون MODPATH ، PMWIN, AQUIFEM-N, GWFL3D,USGS-3D-FLOW و ... نیز به جز مدل MODFLOW وجود دارند. پس از انتخاب مدل، ابتدا می‌بایست مدل ریاضی جریان تهیه و سپس مدل کیفی اجرا گردد.

۴-حل مسئله با تکنیک مناسب در چارچوب دستورالعمل‌های استاندارد مدل‌سازی. در این خصوص با توجه به ورود اطلاعات مورد نیاز تکنیک یا تکنیک‌های انتخابی مدل، تعیین شرایط مرزی و اولیه برای شرایط دائم و غیردائم، مدل‌سازی و مراحل واسنجی - صحت‌سنجی انجام می‌گردد. در این رابطه دستورالعمل‌های استاندارد از سایت سازمان‌های معروف همچون بخش هیدرولوژی سازمان زمین‌شناسی امریکا و یا از ASTM و بخش هیدرولوژی مهندسی ارتش امریکا قابل دستیابی است.

۵-تفسیر نتایج. با توجه به تئوری و مفاهیم پایه آب‌های زیرزمینی و تجربه شخص مدلساز، گزارش فنی و دستورالعمل‌های مورد نیاز تهیه می‌گردد.

۶-تدقیق و بررسی مدل در آینده. در این خصوص با توجه به کاستی‌های آماری و انواع عدم قطعیت‌های موجود در سیستم و محاسبات، می‌بایست به کمک نتایج پایش سیستم، پارامترها و حتی تابع مدل در آینده نیز بازرسی و اصلاح گردد.

به طورکلی مهم‌ترین نیاز مدل‌سازی شامل بررسی شکل و خصوصیات آبخانه و سیال، شرایط مرزی و اولیه، مقدار پارامترها و توزیع آنهاست. اصول گام های مدلسازی در پیوست بند ۲۳ ترسیم شده است.

٦-٢-طبقه‌بندی مدل‌ها

طبقه‌بندی مدل‌های هیدرولوژی ارائه شده در فصل مدل‌سازی سیلاب، در اینجا نیز قابل تکرار است. همچنین مدل‌های آب زیرزمینی ممکن است شامل ۳ گروه اصلی مدل‌های فیزیکی، مدل‌های متشابه و مدل‌های ریاضی باشند. گروه مدل‌های فیزیکی فقط در مقیاس‌های کوچک آزمایشگاهی و مطالعه موضوعات خاص توجیه دارد. همچنین انتقال نتایج مدل فیزیکی به محیط طبیعی با خطای بسیار و صرف وقت و هزینه هنگفت همراه است. مدل‌های متشابه شامل مدل‌های الکتریکی، مدل هله-شاو و مدل جعبه شنی هستند. مدل‌های ریاضی شامل روش‌های حل تحلیلی (Analytical) مانند انواع روش‌های حل تحلیلی تداخل آب شور و شیرین و حل ترسیمی فرمول تایس بوده که در فصل مطالعات پایه ارائه شد. حل تحلیلی روش‌هایی مشابه روش تایس یا وجود ندارد و یا بسیار پیچیده است. گروه دیگر از مدل‌های ریاضی شامل روش‌های حل عددی(Numerical) هستند. روش‌های ریاضی با حل عددی به دو گروه مدل‌های عددی دترمینستیک(قطعی) و مدل‌های عددی احتمالاتی یا استوکستیک(تصادفی) تقسیم می‌شوند. مدل‌های ریاضی عددی با توجه به دقت و هزینه پایین‌تر نسبت به سایر مدل‌ها و به ویژه در سال‌های اخیر به دلیل وجود کامپیوترهای با سرعت خیلی بالا، در اکثر مراکز دانشگاهی، تحقیقاتی و شرکت‌های مهندسی مشاور دنیا از رواج بیشتری برخوردار شده‌اند. مدل‌های تصادفی همیشه معطوف به حل تصادفی(روش قدم‌های تصادفی) معادلات پایه نمی‌شوند. به طوری که ممکن است پارامترها یا تشکیلات آبخانه را به صورت تصادفی شبیه‌سازی کرده (روش مونت کارلو) و سپس حل تصادفی یا دترمینستیک را داخل تشکیلات آبخانه اعمال کنند. علاوه براین ممکن است مدل‌های تصادفی، نتایج حل را با روش‌های احتمالاتی ارائه دهند. در این حالت امکان انجام آنالیز ریسک و مدیریت احتمالاتی فراهم می‌شود. به طوری که مانند نقشه‌های استوکاستیکی پهنه‌بندی سیل، نقشه‌های با احتمال ریسک مختلف انتقال آلودگی آبخان، نسبت به زمان و مکان جهت مدیریت احتمالاتی و ریسک معین تولید می‌شود. علاوه براین می‌توان مدل‌های آزاد (شبکه عصبی مصنوعی)، مدل‌های فازی و مدل‌های ترکیبی یا هیبرید (فازی-شبکه عصبی، شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک) را که در محاسبه و پیش‌بینی سطح سفره‌های زیرزمینی نیز قابلیت دارند، نام برد. به طورکلی سیستم‌هایی را که دارای پیچیدگی کم (شناحت ما از جنبه خاصی از علوم در آنها بیشتر شده است) و عدم قطعیت کمتر هستند، می‌توان با معادلات ریاضی (تحلیلی، آزمایشی، عددی، تجربی) و دقت بالاتر مدل‌سازی نمود. همچنین سیستم‌های را که پیچیدگی آنها مقداری از گروه اول بیشتر است به شرطی که به اندازه کافی داده از آنها وجود داشته باشد می‌توان با استفاده از روش‌های مدل آزاد (شبکه عصبی)، مدل‌سازی نمود. در نهایت منطق فازی برای مدل‌سازی سیستم‌هایی که دارای پیچیدگی زیاد بوده، داده‌های آنها مبهم و غیر صریح و یا کیفی است و یا داده‌های کافی از آنها موجود نیست، در حال حاضر بهترین ابزار معرفی می‌شوند. با این وجود در این حالت دقت مدل کاهش می‌یابد.

٦-٣-معادلات پایه جریان

رابطه دارسی برای جریان ورقه‌ای (Laminar) و یک بعدی صادق است. چنین جریان‌هایی اغلب در زهکشی جاده‌ها، فرودگاه‌ها، زیر سدها، زهکشی زمین‌های کشاورزی، سیلاب رودخانه‌ها، فاضلاب روها و کانال‌ها ممکن است تاحدی

قابل قبول باشد. در این حالت با توجه به نوع مسئله ممکن است از معادلات سنت ونانت (فصل سیل)، دارسی (فصل پایه آب زیرزمینی) یا بوسینسک تحت شرایط مشخص به کمک معادلات پیوستگی و مومنتوم مقدار دبی، تراز و سرعت جریان نسبت به مکان و زمان شبیه‌سازی گردد. شناخت معادلات پایه جریان سطحی و زیرزمینی اهمیت زیادی برای یک هیدرولوژیست دارد که در بخش‌های پیش و در ادامه به برخی از آنها اشاره شده است. یکی دیگر از دلایل اهمیت این موضوع مربوط به درک اثر حذف یا اضافه نمون یک ترم به معادلات پایه است. حذف یک ترم از معادلات ممکن است باعث خطای بیشتری نسبت به حذف دو ترم داشته باشد. به عنوان نمونه ترم $\frac{\partial V}{\partial t}$ (شتاب نقطه ای) و $\frac{\partial V}{\partial x}$ (شتاب انتقالی) در معادلات سنت-ونانت هم اندازه و در جهت مخالف یکدیگر هستند.

جهت تحلیل سطح وسیعی از آبخانه به کمک مدل‌های ریاضی نیاز است تا رابطه دارسی برای شرایط مختلف آزاد، تحت فشار، جریان‌های دائم یا غیردائم و سایر ضوابط هیدرولیکی به شکل مناسب‌تری و سه بعدی نوشته شود. به طورکلی معادلات دیفراسیل پایه‌ای این شرایط ممکن است به صورت سهمی، بیضی و هذلولی نوشته شوند. شکل کلی ترکیب معادله دارسی با معادله پیوستگی جرم از معادله کلی دیفرانسیل پاره‌ای مرتبه دوم زیر مشتق شده است:

$$A\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2}+B\frac{\partial^2\phi}{\partial x\partial y}+C\frac{\partial^2\phi}{\partial y^2}+D\frac{\partial\phi}{\partial x}+E\frac{\partial\phi}{\partial y}+F\phi+G=0 \qquad ۱-۶$$

اگر در معادله ۶-۱ شرط $B^2-4AC\prec 0$ برقرار باشد، معادله کلی دیفرانسیل پاره‌ای مرتبه دوم در ناحیه بیضوی قرار می‌گیرد. معادله دیفرانسیل پاره‌ای بیضوی منحنی مشخصه واقعی ندارد. به طوری که اغتشاش ایجاد شده در نقطه‌ای از سیستم در تمام جهات منتشر می‌شود. اگر مرز یک پلی گن بسته فرضی شرایط مرزی و داخل پلی گن جواب‌های ممکن R باشد با مشخص کردن شرایط مرزی، جوابی در داخل قلمرو R برای معادله دیفرانسیل پاره‌ای بیضوی به دست می‌آید. لذا جهت حل معادله می‌بایست بر روی مرز بسته R مقادیر متغیر وابسته و یا گرادیان عمودی آنها و یا ترکیب خطی این دو مشخص شوند. معادله لاپلاس مثالی از معادلات دیفرانسیل پاره‌ای بیضوی است که معادله اساسی جریان آب زیرزمینی در محیط متخلخل بوده و تمامی شرایط نیز می‌تواند از آن مشتق شود. در ایجا شکل دو بعدی معادله لاپلاس به عنوان نمونه ارائه شده است:

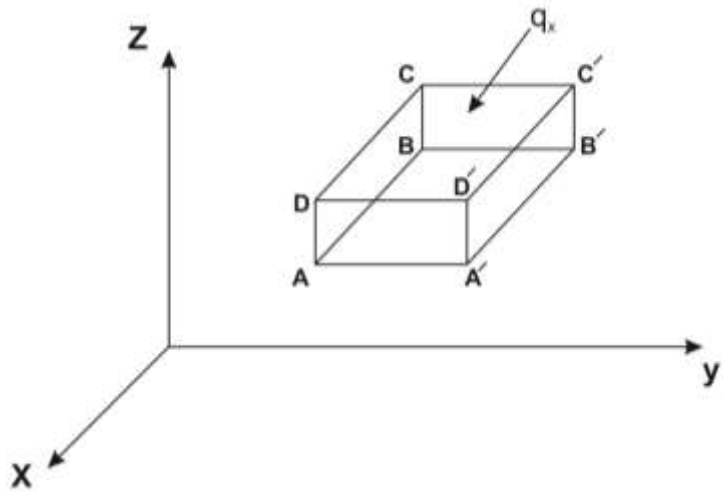
$$\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\phi}{\partial y^2}=0 \qquad ۲-۶$$

لازم به ذکر است اگر شرط سهموی بودن معادله بالا برقرار باشد معادلات اساسی جریان در سیستم‌های مربوط به آب سطحی تشکیل می‌گردد(فصل دوم). با این وجود وقتی که انتقال غالب آلاینده آبخانه از نوع جابجایی باشد (فرضی که اغلب وجود دارد) معادله اصلی سیستم نوع شبه هذلولی را تقریب می‌زند. این معادله جهت تشریح رفتار انتشار موج سیل و پیشانی انواع سرژ و شوک نیز استفاده می‌شود. همچنین اگر سرعت آبخانه پایین باشد به طوری که در انتقال آلودگی آبخانه، فرایند پخشودگی مولکولی غالب شود، معادله اساسی سفره به سمت معادله سهمی پیش می رود. این معادله برای جریان‌های غیرماندگار آبخان نیز مفید است. لازم به ذکر است که روش‌های حل عددی که

برای حل معادلات دیفرانسیل جزئی نوع سهمی مناسب هستند ممکن است برای نوع هذلولی مناسب نباشند. در یک آبخانه حتی همگن ممکن است سرعت منفذی در نقاط مختلف بسیار متفاوت باشد. مثلاً در مناطق با آبگذری کم، سرعت کند شده و یا حتی در نقاط ایستا (Stagnation point) و یا روی مرزها سرعت از مقدار زیاد به مقدار کم کاهش یابد. نتیجه چنین شرایطی، تغییر رفتار سیستم انتقال آبخانه از حالت غالب بودن فرایند جابجایی به پخشودگی مولکولی است. در واقعیت اغلب آبخانه‌ها بسیار ناهمگن و غیرایزوتوپ هستند. لذ این شرایط شدیدتر نیز است. اگر استرس‌ها مصنوعی و طبیعی مانند پمپاژ، تغذیه از رودخانه و... نیز به موضوع اضافه گردد مشخص می‌شود که معادلات حاکم بر سیستم در زمان و مکان تغییر می‌کنند. لذا روش‌های یک مدل توسعه داده شده برای یک سفره خاص ممکن است در زمان خاص برای سیستم معتبر باشد. همچنین بسیاری از روش‌ها و معیارهای همگرایی که در مدل‌های کامپیوتری جهت حل معادلات سیستم نوشته شده‌اند ممکن است جواب معادله را تعیین کنند اما طبق مطالب مذکور چنین جوابی لزوماً بهترین جواب نیست. واسنجی چنین مدل‌سازی که معادلات و یا روش حل عددی نامتناسب با شرایط غالب سیستم دارد نیز ممکن است به جواب مناسب منتهی نشود.

٦-٣-١-اثبات معادلات لاپلاسی

آبهای زیرزمینی اغلب ۲ یا ۳ بعدی مطالعه می‌شوند. در حالت ۳ بعدی اگر دبی جریان بر واحد سطح و واحد زمان برابر q_x مشابه شکل ۶-۱ فرض شود، می‌توان معادله ریچارد را در محور مختصات متعامد به صورت زیر اثبات نمود:

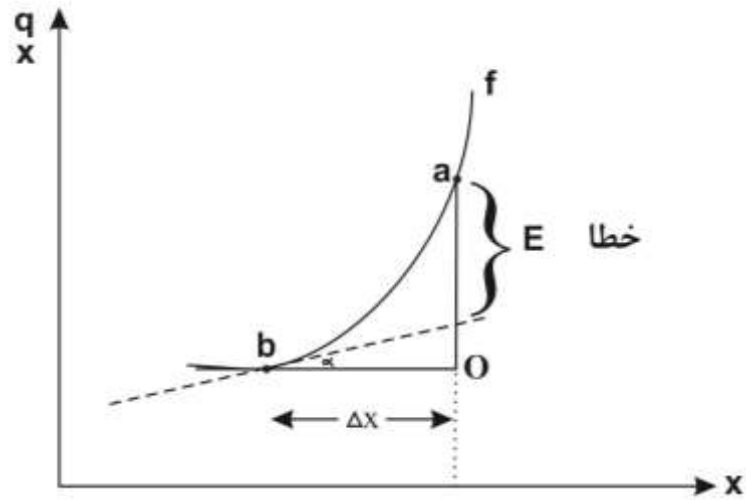


شکل۶-۱: عبور جریان q_x از المان فرضی

می دانیم که تغییرات آب از معادله پیوستگی $I - O = \pm ds$ محاسبه می‌شود. لذا:

$$Input = I = q_x.\Delta z.\Delta y \qquad ۳-۶$$

همچنین با توجه به جهت جریان، درجه تغییرات q_x در جهت محور x برابر $\frac{\partial q_x}{\partial x}$ خواهد بود. منحنی تغییرات جریان یا سرعت q_x در جهت محور x را جهت محاسبه سرعت جریان در نقطه b رسم می‌کنیم(شکل۶-۲). فرض کنید تابع مورد نظر f باشد.



شکل۶-۲: برآورد سرعت جریان در نقطه ***b*** *(خطای روش حل)*

با توجه به شکل۶-۲ مقدار سرعت در نقطه b به کمک روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$V_b = \tan\alpha = \frac{\partial q_x}{\partial x} = \frac{oa}{ob} \Rightarrow oa = ob(\frac{\partial q_x}{\partial x}) \Rightarrow oa \approx \frac{\partial q_x}{\partial x}\Delta x \qquad ۴-۶$$

oa برابر تغییرات سرعت در جهت محور x و در فاصله Δx است. لذا جریان خروجی سیستم:

$$Output = I = (q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x}\Delta x)\Delta z.\Delta y \qquad ۵-۶$$

لذا باقی مانده جریان:

$$Netflow(x) = \pm ds = q_x.\Delta z.\Delta y - (q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x}\Delta x)\Delta z.\Delta y = -\frac{\partial q_x}{\partial x}\Delta x.\Delta z.\Delta y \qquad ۶-۶$$

این مقدار آب در منطقه جریان (Flow region) باقی می‌ماند. برای سایر محورها نیز به طور مشابه داریم:

$$Netflow(y) = -\frac{\partial q_y}{\partial y}\Delta x.\Delta z.\Delta y \qquad ۷-۶$$

$$Netflow(z) = -\frac{\partial q_z}{\partial z}\Delta x.\Delta z.\Delta y \qquad ۸-۶$$

اگر این ۳ معادله را جمع کنیم می‌توانیم حجم آبی را که در المان فرضی باقی مانده و یا خارج می‌شود را از معادله زیر محاسبه کنیم:

$$-(\frac{\partial q_x}{\partial x}+\frac{\partial q_y}{\partial y}+\frac{\partial q_z}{\partial z})\Delta x.\Delta z.\Delta y=\frac{\partial c}{\partial t}\Delta x.\Delta z.\Delta y \qquad ۹-۶$$

سمت چپ رابطه بالا برابر حجم آب المان بوده و لذا **c** برابر نسبت حجم آب باقی مانده به حجم خاک است. رابطه بالا به سادگی می‌تواند جهت محاسبه جرم آب ($m=\rho q_x$) نیز با افزودن جرم مخصوص استفاده گردد:

$$-(\frac{\partial \rho q_x}{\partial x}+\frac{\partial \rho q_y}{\partial y}+\frac{\partial \rho q_z}{\partial z})\Delta x.\Delta z.\Delta y=\frac{\partial \rho c}{\partial t}\Delta x.\Delta z.\Delta y \qquad ۱۰-۶$$

q_x در واقع همان سرعت دارسی یا سرعت ظاهری یا سرعت نفوذ یا سرعت کلی (Bulk velocity) در مدل‌هاست. طبق معادله دارسی داریم:

$$q_x=-K_x\frac{\partial H}{\partial x}, q_y=-K_y\frac{\partial H}{\partial y}, q_z=-K_z\frac{\partial H}{\partial z}$$

H بار هیدرولیکی یا بار کل از رابطه برنولی و K هدایت هیدرولیکی سیستم در جهات معین است. اگر این معادلات در دو معادله قبلی جایگزین شوند، معادله ریچارد (۱۹۳۸) حاصل می‌شود:

$$\frac{\partial}{\partial x}K_x\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}K_y\frac{\partial H}{\partial y}+\frac{\partial}{\partial z}K_z\frac{\partial H}{\partial z}=\frac{\partial c}{\partial t} \qquad ۱۱-۶$$

این معادله مربوط به شرایط غیرهمگام (Unsteady)-تحت فشار ۳ بعدی با جرم مخصوص ثابت است. اگر محیط همسان (Isotropic) و حالت همگام (Steady) فرض شود، معادله اساسی جریان آب زیرزمینی (معادله لاپلاس) به شکل زیر به دست می‌آید:

$$K_x=K_y=K_z$$

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}=0 \qquad ۱۲-۶$$

در این حالت اگر $\nabla=\frac{\partial}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}+\frac{\partial}{\partial z}$ باشد، معادله لاپلاس به صورت زیر ساده می‌شود:

$$\nabla^2 H=0 \qquad ۱۳-۶$$

اگر شرایط سیستم غیردائم-تحت فشار با جرم مخصوص متغیر باشد، می‌بایست فشار $p=\gamma h$ و ضریب ذخیره S به همراه جرم مخصوص ρ و ضخامت سفره b وارد محاسبات گردد:

$$\frac{\partial c}{\partial t}=\frac{\rho S}{\gamma b}\frac{\partial p}{\partial t} \qquad ۱۴-۶$$

در حالتی که جرم مخصوص ثابت باشد رابطه ۶-۱۴ به صورت زیر ساده می‌شود:

$$\frac{\partial c}{\partial t}=\frac{S}{T}\frac{\partial h}{\partial t} \qquad ۱۵-۶$$

معادله اساسی لاپلاس ممکن است به طرق مختلفی اثبات گردد و سپس سایر شرایط سیستم از این معادله توسعه یابد. این موضوع به همراه برخی از شرایط سیستم در ادامه ارائه شده است:

-آبخانه همگن- همسان و جریان دائم(steady state).

اگر جریان در تمام ابعاد یک آبخانه ناهمگن برقرار باشد طبق معادله دارسی :

$$V_x = K_x \frac{\partial h}{\partial x},\ V_y = K_y \frac{\partial h}{\partial y},\ V_z = K_z \frac{\partial h}{\partial z} \qquad ۱۶-۶$$

ابتدا جهت سادگی فرض می‌شود هدایت هیدرولیکی در تمام جهات یکسان باشد لذا K در روابط بالا بدون اندیس بعد نوشته می‌شود. همچنین تمام جریان‌های زیرزمینی در محیط‌های متخلخل باید از رابطه پیوستگی زیر تبعیت کنند(فصل اول-مکانیک هیدروسیستم):

$$-\left[\frac{\partial(\rho V_x)}{\partial x}+\frac{\partial(\rho V_y)}{\partial y}+\frac{\partial(\rho V_z)}{\partial z}\right]=\frac{\partial(\rho n)}{\partial t} \qquad ۱۷-۶$$

ρ :جرم مخصوص سیال

n: تخلخل تشکیلات

t: زمان

در شرایطی که جریان دائم باشد زمان حذف شده و لذا ترم راست معادله ۶-۱۷ حذف می‌شود. همچنین قابلیت فشردگی آب ناچیز است لذا جرم مخصوص نیز حذف می‌شود. لذا معادله ۶-۱۷ تنها با سرعت دارسی در جهات مختلف تعریف می‌گردد. حال سرعت ظاهری دارسی را برابر ϕ قرار می‌دهیم. ϕ با مکان و زمان تغییر می‌کند. لذا:

$$\phi = -Kh \qquad ۱۸-۶$$

$$V_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x},..... \qquad ۱۹-۶$$

اگر رابطه ۶-۱۷ تنها با معادله دارسی و در شرایط دائم بیان شود با توجه به روابط ۶-۱۸ و ۶-۱۹ به صورت زیر تغییر می کند:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2}=0 \qquad ۲۰-۶$$

در معادله ۶-۲۰ هدایت هیدرولیکی با فرض یکسان بودن در تمام ابعاد حذف می‌شود. لذا معادله عمومی دیفرانسیلی جریان همسان و همگن برای حالت دائم(Steady) در آبخانه‌های متخلخل تحت فشار مجدداً به شکل معادله لاپلاس به دست می‌آید:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=0 \qquad ۲۱-۶$$

شکل خلاصه رابطه ۶-۲۱ به صورت $\nabla^2 h = 0$ توسط لاپلاس نوشته شده است. معادله عمومی جریان آب‌های زیرزمینی برای سایر شرایط در آبخانه‌های آزاد، تحت فشار و حالت‌های غیر دائم و... بر اساس رابطه ۶-۲۱ قابل توسعه و به شرح زیر است:

-آبخانه همگن و همسان تحت فشار غیردائم(Unsteady).

در این حالت باید فشارپذیری لایه آبدار (Aquifer compressibility) و ضریب ذخیره S در معادله پیوستگی لحاظ شود. همچنین در این شرایط به دلیل وجود جریان غیردائم، پارامتر زمان و لذا ضریب ذخیره با توجه به معادله تایس در ترم راست معادله ۶-۱۷ باقی می‌ماند:

$$-\left[\frac{\partial(\rho V_x)}{\partial x}+\frac{\partial(\rho V_y)}{\partial y}+\frac{\partial(\rho V_z)}{\partial z}\right]=\frac{\rho S}{\gamma H}\frac{\partial p}{\partial t} \qquad ۲۲-۶$$

γ: وزن مخصوص سیال، S: ضریب ذخیره، H: ضخامت لایه آبدار، P: فشار لایه. با توجه به این‌که جرم مخصوص ثابت فرض می‌شود و با توجه به روابط ۶-۱۸ و ۶-۱۹ رابطه اساسی دیگری از جریان به دست می‌آید:

$$K[\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}]=\frac{S}{\gamma H}\frac{\partial P}{\partial t} \qquad ۲۳-۶$$

همان‌طور که از معادله ۶-۲۳ نیز مشخص است هدایت هیدرولیکی در این حالت هرچند در تمام ابعاد یکسان بوده است اما حذف نمی‌گردد زیرا ضخامت لایه نیز در رابطه وجود دارد که می‌توان آن را بر حسب قابلیت انتقال و فشار معادل ارتفاع بازنویسی کرد:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=\frac{S}{T}\frac{\partial h}{\partial t} \qquad ۲۴-۶$$

رابطه ۶-۲۴ را پیشتر از رابطه $\frac{\partial c}{\partial t}=\frac{S}{T}\frac{\partial h}{\partial t}$ به دست آوردیم.

-معادله بوسینسک (Boussinesqe)

بوسینسک از فرضیات دوپویی (Dupuit) و فورشهایمر (Forchehiemer) برای حل مسائل مربوط به تغییر سطح آب استفاده نمود. در این فرض وقتی که شیب سفره آب ناچیز باشد، شیب هیدرولیکی نقاط لایه زیرین نیز برابر با شیب سطح آب فرض می‌شوند. از معادله بوسینسک برای حل مسائل غیرهمگام مانند افت سفره آب زیرزمینی در زهکشی استفاده می‌شود.

$$S\frac{dh}{dt}=Kh\frac{d^2 h}{dx^2} \qquad ۲۵-۶$$

-آبخانه تحت فشار با فرض وجود منبع (Source) و زهکش(Sink)

اگر یک المان مکعب مربعی شکل با ابعاد $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ در نظر گرفته شود حاصلضرب $\rho V_x \Delta x \Delta y$ معادل دبی جرمی ورودی از یک ضلع سیستم خواهد شد. بر اساس معادلا پیوستگی و فرض ثابت بودن جرم مخصوص سیال تغییرات سیستم(ΔS) محاسبه می‌شود:

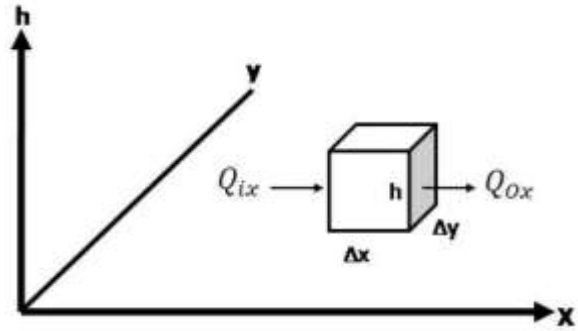
$$\Delta S = \frac{\partial(V_x)}{\partial x} + \frac{\partial(V_y)}{\partial y} + \frac{\partial(V_z)}{\partial z} = \frac{\pm Q}{\Delta x \Delta y \Delta z} \pm q \qquad ۲۶-۶$$

که Q دبی حجمی سیستم است. با توجه به معادله $\nabla^2 h = 0$ و فرض همگنی و همسانی سیستم می‌توان ترم چپ معادله ۶-۲۶ را جایگزین نمود:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \pm \frac{q}{K} \qquad ۲۷-۶$$

-آبخانه همسان، آزاد با جریان دائم دو بعدی

سطح آب زیرزمینی در آبخانه‌های آزاد به صورت سهمی(Parabolic) بوده و لذا تغییرات بار با توان درجه دوم توام خواهد شد. معادله عمومی آبخانه‌های آزاد بر اساس فرضیات دوپوئی و فورشهایمر(D-F) به صورت زیر ثابت می شود. اگر المان کوچکی از آبخانه آزاد در نظر گرفته شود(شکل ۶-۳) به طوری که مقدار دبی ورودی به یک سطح المان($h \cdot \Delta y$) در جهت x (Q_{ix}) با دبی خروجی از المان در جهت x (Q_{ox}) برابر باشد یعنی جریان دائم است.



شکل ۶-۳: المان آزاد سفره آزاد

(سطح سفره ممکن است با کاهش طول المان، بدون شیب فرض شود)

بر اساس معادله دارسی دبی در جهت x برابر $Q_x = h\Delta y(-K_x \frac{\partial h}{\partial x})$ بوده که با استفاده از بسط سری تیلور و مفهوم معادله انتقال رینولدز (بند مکانیک هیدروسیستم) به دست می‌آید:

$$Q(x + \Delta x) = Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} \Delta x \qquad ۲۸-۶$$

که با جایگزینی دبی در معادله ۶-۲۸ رابطه زیر تشکیل می‌شود:

$$Q_x - Q_{x+\Delta x} = \Delta x \Delta y \frac{\partial}{\partial x}(K_x h \frac{\partial h}{\partial x}) \qquad ۲۹-۶$$

معادله بالا برای جهت y نیز صادق است. اگر معادله بالا با جهت y خود جمع شود نتیجه برابر صفر می‌گردد. البته در جریان‌های غیردائم برابر صفر نخواهد شد.

$$\Delta x\Delta y\frac{\partial}{\partial x}(K_x h\frac{\partial h}{\partial x})+\Delta x\Delta y\frac{\partial}{\partial y}(K_y h\frac{\partial h}{\partial y})=0 \qquad ۳۰-۶$$

اگر از معادله ۶-۳۰ نسبت به $\Delta x\Delta y$ فاکتور گرفته شود با توجه به تساوی زیر:

$$\frac{\partial h^2}{\partial x}=2h\frac{\partial h}{\partial x}\rightarrow h\frac{\partial h}{\partial x}=\frac{1}{2}\frac{\partial h^2}{\partial x} \qquad ۳۱-۶$$

و فرض این‌که محیط همسان(Isotropic) است: $K_x=K_y=Cons\tan t$، معادله ۶-۳۲ به دست می‌آید:

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2}=0 \qquad ۳۲-۶$$

-آبخانه آزاد با جریان غیردائم(Transient flow) دو بعدی

معادله پیوستگی ۶-۱۷ که اساس بیشتر معادلات مذکور نیز بود بدون اثبات رها شد. اگر تغییرات ذخیره همان‌طور که در بالا نیز ذکر شد با ΔS نشان داده شود با توجه به تخلخل آبخانه(**n**) داریم:

تغییرات حجم ذخیره سیستم= $\frac{\partial}{\partial t}(\rho n)\Delta x\Delta y\Delta z$

و لذا در شرایط غیردائم برای لایه آبدار تحت فشار با سیال تراکم‌ناپذیرمی‌توان نوشت:

$$\left[\frac{\partial(V_x)}{\partial x}+\frac{\partial(V_y)}{\partial y}+\frac{\partial(V_z)}{\partial z}\right]=\frac{1}{\rho}\frac{\partial(\rho n)}{\partial t} \qquad ۳۳-۶$$

با توجه به رابطه دارسی($V_x=-K\frac{\partial h}{\partial x}$) و معادله خلاصه شده لاپلاس داریم:

$$K\nabla^2 h=\frac{-1}{\rho}\frac{\partial}{\partial t}(\rho n) \qquad ۳۴-۶$$

با توجه به روابط ریاضی داریم:

$$\frac{\partial(\rho n)}{\partial t}=n\frac{\partial\rho}{\partial t}+\rho\frac{\partial n}{\partial t} \qquad ۳۵-۶$$

از سمت راست رابطه ۶-۳۵ مشخص است که ترم اول، تغییرات حجم سیال را با زمان و ترم دوم، تغییرات حجم محیط تشکیلات را با زمان بررسی می‌کند. اگر رابطه ذخیره ژاکوپ S و ذخیره ویژه $S_s=S/b$ را به خاطر بیاوریم و تراکم‌پذیری محیط متخلخل را یک بعدی فرض کنیم:

$$K\nabla^2 h=\rho g(\alpha+n\beta)\frac{\partial h}{\partial t}=S_s\frac{\partial h}{\partial t} \qquad ۳۶-۶$$

$n\beta$ درجه تراکم‌پذیری سیال و α درجه تراکم‌پذیری محیط است. α ممکن است به کمک نمونه‌برداری و یا از تحلیل آزمایش پمپاژهای طولانی محاسبه شود.

معادله ۶-۳۶ را می‌توان به صورت زیر نیز نوشت:

$$\nabla^2 h = \frac{S}{T}\frac{\partial h}{\partial t} \qquad ۳۷-۶$$

در لایه‌های آبدار آزاد چنانچه ضخامت لایه آبدار ثابت فرض شود (Tabular aquifer) معادله ۶-۳۷ با توجه به معادله ۶-۳۲ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial}{\partial x} Kh \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} Kh \frac{\partial h}{\partial y} = S_y \frac{\partial h}{\partial t} \qquad ۳۸-۶$$

که در آن S_y آبدهی ویژه (تخلخل موثر) است.

اثبات سایر شرایط در لایه‌های آبدار آزاد و تحت فشار همچون پروفیل سطح آب زیرزمینی در لایه آزاد با جریان یک بعدی و همگام، فرمول دبی در لایه‌های آبدار آزاد تغذیه شونده و یا با در نظر گرفتن منابع و زهکش به عنوان تمرین رها می‌شود.

٦-٤-معادلات پایه انتقال آلاینده

آلاینده‌های آب‌های زیرزمینی ممکن است حل شدنی (Miscible) یا غیرامتزاج‌پذیر یا نامحلول(.Im) باشند. ورودی شورابه‌ها و آب‌های کشاورزی مثالی از مواد امتزاج‌پذیر و مواد نفتی و برخی از آفت کش‌ها غیرامتزاج‌پذیر هستند. آلودگی آب‌های زیرزمینی بین۳ فاز هوا، آب و سنگ و خاک توزیع می‌شود. بدیهی است انتقال در فاز سیال سریع‌تر از فاز جامد است. وقتی ماده آلاینده وارد سیستم می‌شود تحت تاثیر خودپالائی طبیعی یعنی فرآیندهای فیزیکی، بیولوژیکی و ژئوشیمیایی شروع به تغییر می‌کند. این تغییر ممکن است همیشه به سمت احیای سیستم نباشد. در هر صورت این فرآیندها باعث حرکت ذرات از منبع آلودگی و تغییرات فیزیکوبیوژئوشیمیایی می‌شوند(فصل۵).

-فرآیندهای فیزیکی:۱-انتقال(جابجایی)، ۲-پخشودگی مکانیکی،۳-انتشار(مولکولی و آشفته)،۴-گازی شدن، ۵-ترکیبی.

-فرآیندهای بیولوژیکی: شامل فرآیندهای تبدیل و تجزیه بیولوژیکی

-فرآیندهای ژئوشیمیایی: ۱-جذب سطحی، ۲-رسوب گذاری شیمیایی، ۳-جذب توسط کربن آلی، ۴-واکنش‌های اکسیداسیون و احیا، ۵-انحلال، ۶-تبادل یونی، ۷-تجزیه رادیواکتیو، ۸-تجزیه غیربیولوژیکی. دو کلاس اخیر در یک کلاس بیوژئوشیمیایی قرار می‌گیرند.

با توجه به مفاهیم مذکور حرکت مواد آلاینده محلول در آبخانه متخلخل توسط ۴ عامل کنترل می‌شود:

۱-انتقال توسط جریان آب زیرزمینی، ۲-انتقال توسط پخشودگی مواد محلول و ۳-تغییرات ذخیره ورودی و خروجی آلاینده‌ها در سیستم. اگر آلاینده‌هایی از نوع نامحلول مانند مواد نفتی، آلاینده‌های رادیواکتیو و مشابه نیز

حضور داشته باشند، سرعت حرکت آنها کمتر تحت تاثیر فرآیندهای انتقال است و می‌بایست عامل ۴ یا ترم تبادل شیمیایی نیز به محاسبات اضافه گردد. لذا بیلان کیفی آبخانه (تغییرات ذخیره غلظت در کل سیستم) از مولفه‌های مذکور به دست می‌آید. لازم به ذکر است اثر برخی از فرآیندها مانند انتشار که در فصل مطالعات پایه تشریح شد ممکن است به دلیل کوچکی تاثیر نسبت به سایر فرآیندها مطالعه نشود و یا برخی از فرآیندها اساساً با توجه به نوع آلاینده و شرایط آبخانه اهمیت کمتری داشته باشند که خود به خود در معادله لحاظ می‌گردد. به عنوان مثال فرآیند انتشار در انتقال جرم برای مسافت‌های طولانی موثر نیستند بویژه اگر فرآیند انتقال مطرح باشد. و یا در خاک‌های با تراوایی پایین فرآیندهای گازی شدن ممکن است مهم‌تر شود. در ادامه این بند عمده‌ترین فرآیندهای موثر در آلودگی محیط متخلخل بر اساس معادله اصلی انتقال مواد ارائه می‌شود.

معادله کلی انتقال مواد در آبخانه‌های متخلخل بر اساس تلفیق معادلات مشتق شده از انتقال رینولدز (فصل اول) شامل پیوستگی(بقای جرم)، مومنتوم(بقای اندازه حرکت) و برنولی(بقای انرژی) به صورت یک بعدی زیر نوشته شده است:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - V_m\frac{\partial c}{\partial x} - \frac{p_d}{\theta_m}\frac{\partial c^*}{\partial t} + \left(\frac{\partial c}{\partial t}\right)_{r_{xn}} \qquad ۳۹-۶$$

$\frac{\partial c}{\partial t}$: تغییرات غلظت ماده آلاینده به زمان در فاز مایع. فاز گازی در سطح سفره و محیط غیر اشباع اتفاق می‌افتد که در صورت وجود چنین واکنش‌هایی می‌بایست مورد توجه باشد. ترم‌های سمت راست معادله کلی انتقال مواد ۶-۳۹ از ابتدا شامل پخشودگی هیدرودینامیک(انتشار و پخش مکانیکی)، جابجایی(انتقال)، جذب و تجزیه هستند:

D: ضریب پخش، V_m :سرعت خطی میانگین آب زیرزمینی، p_d :دانسیته کل محیط متخلخل، θ_m :مقدار رطوبت حجمی، c^*: مقدار ماده جذب شده بر واحد زمان بر ماده جامد، r_{xn} :شاخص واکنش‌های بیولوژیکی و شیمیایی.

شکل کامل‌تر معادله اصلی ۶-۳۹ برای غلظت مواد محلول c با بعد ML^{-3} برای سیستم ۳ بعدی و در حالت ناپایدار به صورت معادله اساسی انتقال مواد در می‌آید:

$$R\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i}\left(D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x_j}\right) - \frac{\partial}{\partial x_i}(v_i c) + \frac{q_s}{\theta}c_s - \lambda\left(c + \frac{\rho_b}{\theta}\bar{c}\right) \qquad ۴۰-۶$$

R: فاکتور تاخیر

x_i: ابعاد مختلف سیستم مختصات کارتزینی(L)

D_{ij} ضریب پخشودگی هیدرودینامیکی(L^2T^{-1}) که شامل مجموع اثر مکانیکی و مولکولی است.

v_i سرعت حرکت آب در محیط متخلخل(LT^{-1}).

q_s خالص خروجی جریان، دبی ورودی (منفی) و خروجی (مثبت) در واحد حجم سیستم (T^{-1})

c_s غلظت آب ورودی و خروجی(ML^{-3})

θ تخلخل (در برخی مدل‌ها، منظور تخلخل موثر است که سرعت منفذی مورد نظر است)

ρ_b چگالی خاکدانه‌ها(ML^{-3})

λ ضریب ثابت فروپاشی آلاینده رادیواکتیو یا ضریب ثابت تبادل شیمیایی(T^{-1})

$\bar{c}$ غلظت مواد جذب شده در محیط متخلخل(MM^{-1})

v_i همچنین معادله انتقال از طریق رابطه زیر با معادله جریان مرتبط می‌شود:

$$v_i = -\frac{K_{ii}}{\theta}\frac{\partial h}{\partial x_i} \qquad ۴۱-۶$$

K_{ii} تانسور هدایت هیدرولیکی (LT^{-1}). این پارامتر در سیستم ۳ بعدی ۹ مولفه دارد.

٦-٤-١-ترم انتقال یا جابجایی (Advection)

فرآیند انتقال(جابجایی) اغلب مهم‌ترین ترم انتقال جرم برای آلاینده‌های محلول در آب است. ترم دوم سمت راست معادله ۶-۴۰، $-\frac{\partial}{\partial x_i}(v_i c)$ ترم انتقال است. جهت و سرعت انتقال مواد، معادل سرعت موثر واقعی آب زیرزمینی است. لذا در این نوع مکانیسم، مواد محلول منتقل می‌شوند بدون آنکه جذب جرم صورت بگیرد. البته باید شرایط خاص بعضی از مواد آلی نامحلول با دانسیته‌های مختلف را مانند مواد نفتی استثنا دانست. فرآیند انتقال در تشکیلاتی مثل ماسه و گراول غالب بوده و مهم‌ترین فرآیند انتقال آلودگی محسوب می‌شود. اگر آلاینده فقط تحت مکانیزم انتقال قرار داشته باشد آنگاه معادله دیفرانسیلی تغییرات غلظت آلاینده در داخل حجم کنترل و در واحد زمان با فرض یک بعدی بودن جریان به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -v\frac{\partial c}{\partial x} \qquad ۴۲-۶$$

٦-٤-٢-ترم پخشودگی هیدرودینامیک (Hydrodynamic Dispersion)

ترم پخشودگی هیدرودینامیک نتیجه اثر مولفه پخشودگی مکانیکی (برآیند اثر سرعت و محیط متخلخل) و مولفه انتشار (انتشار مولکولی یا آشفته) است. لذا اگر سرعت صفر باشد پدیده انتشار(Diffusion) با اهمیت می‌شود. در معادله اساسی، ترم $\frac{\partial}{\partial x_i}\left(D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x_j}\right)$ مسئول پخشودگی هیدرودینامیک انتقال است. لذا ضرایب انتشار و پخش مکانیکی در D ترکیب شده است.

$$\frac{\partial}{\partial x_i}\left(D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x_j}\right) = D_x\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + D_y\frac{\partial^2 c}{\partial y^2} + D_z\frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \qquad ۴۳-۶$$

تحقیقات روی ترم پخشودگی هنوز نیز در حال ادامه است و شکل‌ها و تئوری‌های مختلفی برای آن ارائه شده است که ممکن است در آینده معادله ۶-۴۳ تغییر کند. البته در حال حاضر این معادله و معادله ۶-۴۰ به عنوان معادله اساسی آلودگی آب‌های زیرزمینی شناخته می‌شود.

-پخش مکانیکی

وقتی که یک ماده امتزاج‌پذیر وارد سیستم آبخانه می‌شود به علت تغییرات سرعت موضعی در سرعت جریان نسبت به سرعت میانگین، به تدریج پخش می‌شود و بخش وسیعی از منطقه سفره را در برمی گیرد. به این پدیده که در اثر محیط و سرعت به صورت توام اتفاق می‌افتد پخشودگی مکانیکی(Mechanical) می‌گویند. این مسئله از منظر میکروسکوپی نیز توجیه دارد زیرا سرعت آب در وسط منافذ بیشتر است(سرعت واقعی موثر) و یا برخی از ذرات ماده، مسیر خطی و برخی مسیر طولانی‌تر منحنی شکل را طی میکنند. همچنین برخی از منافذ بزرگ‌تر و با توزیع تصادفی(کاربرد مدل‌های تصادفی و حل عددی استوکاستیکی) در آبخانه توزیع شده‌اند. مسئله عدم هموژن و همگن نبودن آبخانه در سطح و لایه‌های عمودی از منظر ماکروسکپی موثر است. پخش مکانیکی به دو صورت طولی(اختلاط در جهت مسیر جریان) و عرضی (اختلاط در جهت عمود بر مسیر جریان) صورت می‌گیرد. در حالت بسیار ساده این دو ضریب به شکل زیر هستند:

$$D_L = \alpha_L . v_x \qquad ۴۴-۶$$

$$D_T = \alpha_T . v_x \qquad ۴۵-۶$$

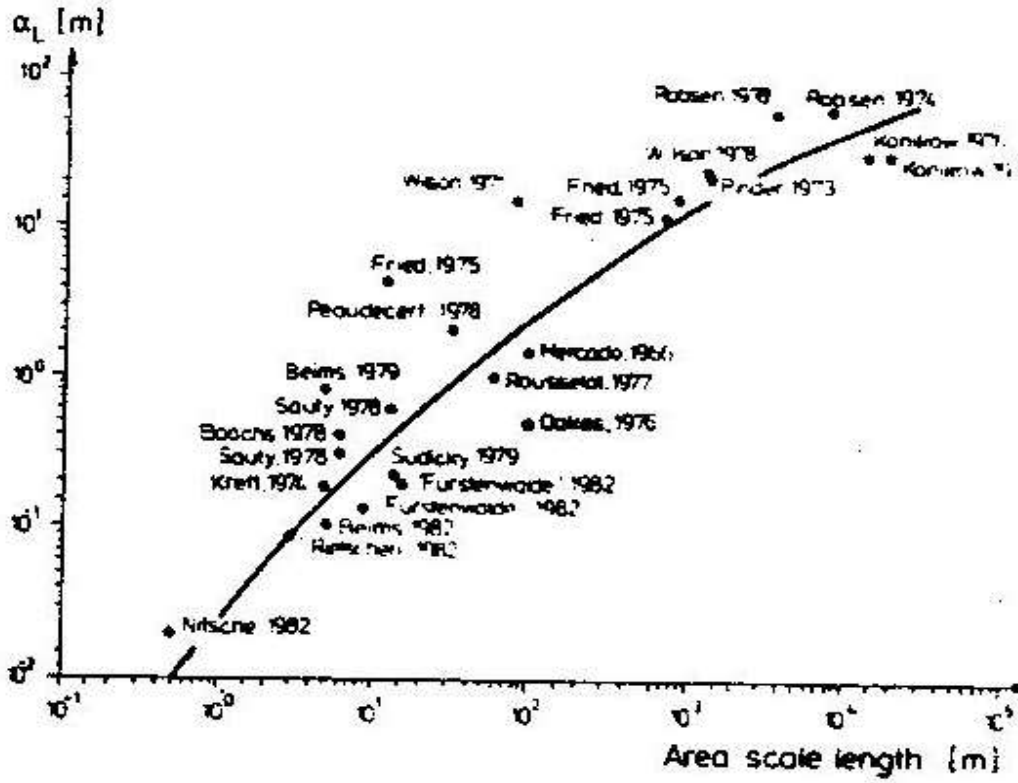
D_L و D_T به ترتیب ضریب پخشودگی طولی و عرضی.

α_L و α_T به ترتیب قابلیت پخشودگی طولی و عرضی و v_x میانگین سرعت خطی.

با توجه به این‌که سرعت از مدل کمی محاسبه می‌شود، لذا مجهول معادلات مذکور مربوط به قابلیت پخشودگی است. α_L بین ۵ تا ۱۰۰ برابر بزرگ‌تر از α_T است. همچنین طبق نتایج آزمایشگاهی α_L بین ۰٫۱ تا ۱۰ میلیمتر متغییر است. درحالیکه بر اساس نتایج صحرایی α_L بین۱ تا ۱۰۰ متر و حتی بیشتر متغیر بوده است. به طوری که نتایج صحرایی حدود 10^5 برابر نتایج آزمایشگاهی به دست آمده است. لذا پخشودگی به شدت تحت تاثیر مقیاس اندازه گیری، اثرات بافت، مواد تشکیل دهنده محیط آزمایش و نوع آلاینده قرار دارد(شکل۶-۴).

همچنین α_L با افزایش مقیاس رابطه مستقیم دارد. منظور از مقیاس، فاصله بین منبع آلاینده تا نقطه کنترل یا محل نمونه‌برداری است. همچنین با توجه به این‌که اندازه‌گیری ضرایب قابلیت پخشودگی به سادگی امکان‌پذیر نیست به طوری که لازمه انجام آن انجام عملیات گسترده، وقت‌گیر و پرهزینه ردیابی است، لذا در مدل‌سازی کیفی آبخان ابتدا از نتایج تحقیقات گذشته، قابلیت پخشودگی طولی استخراج و در صورت نیاز بازبینی و اصلاح می‌شود. نسبت بین قابلیت پخشودگی عرضی به طولی معمولاً بین ۰٫۱ تا ۰٫۵ و در اکثر مواقع ۰٫۱ در نظر گرفته می‌شود. لذا در تعیین

اولیه این پارامتر نمی‌توان مانند سایر پارامترها جدولی از مقادیر عددی از این ضریب را با توجه به بافت‌های مختلف ارائه کرد اما می‌توان برآوردی اولیه از روی منحنی‌های ارائه شده بین مقیاس طولی و قابلیت پخشودگی، انجام داد، سپس در مرحله واسنجی مقدار آن را تدقیق نمود.



شکل۶-۴: رابطه بین مقیاس و قابلیت پخشودگی طولی **Bemis,1983**

ضرایب پخش طولی(D_L) و عرضی(D_T) تحت تاثیر سرعت، شکل خلخل و فرج و محیط تشکیلات هستند و ممکن است به صورت تجربی و مستقیم برای آبخانه تعیین شوند. به عنوان نمونه:

D_L برای شن با ابعاد بین ۱,۴ تا ۰,۴۵ میلیمتر و سرعت ۰,۰۰۸ تا ۰,۱۲ سانتی‌متر بر ثانیه در یک جهت، دارای دامنه‌ای بین ۰,۰۰۰۲ تا ۰,۰۱۵ $\frac{cm^2}{\sec}$ است.

D_T برای ابعاد بین ۰,۴۸ تا ۱,۶۷ میلیمتر و سرعت‌های مختلف خطی، دارای دامنه‌ای بین ۰,۰۰۰۱ تا ۰,۰۱۵ $\frac{cm^2}{\sec}$ است.

-پخش هیدرودینامیکی در یک بعد-آبخانه همگن

با توجه به این‌که دو فرآیند مکانیکی و انتشار را نمی‌توان از یکدیگر جدا نمود لذا این دو را با یکدیگر لحاظ می‌کنند. در این شرایط واژه پخش هیدرودینامیک را به کار می‌برند. معادلات ساده شده فرآیند پخش هیدرودینامیک برای یک آبخان ایزوتروپ حداقل با دو ثابت زیر محاسبه می‌شود:

$$D_L = \alpha_L . v_i + D^* \qquad ۴۶-۶$$

$$D_T = \alpha_T . v_i + D^* \qquad ۴۷-۶$$

D_L و D_T به ترتیب ضریب پخش هیدرودینامیکی طولی(Longitudinal) و عرضی یا اریب (Transverse).

α_L و α_T به ترتیب قابلیت پخشودگی طولی و اریب (L) و v_i میانگین سرعت خطی در جهت i.

D^* ضریب انتشار مولکولی موثر برای ماده حل شده(L^2T^{-1}).

معادله دیفرانسیلی حاکم بر پخش هیدرودینامیکی در یک جریان یک بعدی معادل ترم اول سمت راست معادله زیر است:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + v\frac{\partial c}{\partial x} = D\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \qquad ۴۸-۶$$

D ضریب انتشار مولکولی و پخش مکانیکی است که با هم ترکیب شده‌اند.

ترم دوم سمت چپ معادله ۶-۴۸ همان فرآیند جابجایی در حالت یک بعدی است.

-پخش هیدرودینامیکی در چند بعد-آبخانه همگن و ناهمگن

جهت تفکیک ضریب D در معادله ۶-۴۳ چند بعدی می‌بایست دو مولفه انتشار و پخشودگی مکانیکی را در آن مانند حالت یک بعدی مشخص نمود. مولفه‌های ضریب پخشودگی هیدرودینامیکی در یک محیط متخلخل یکنواخت به صورت زیر برای جهت‌های مختلف نوشته می‌شود:

$$D_{xx} = \alpha_L \frac{v_x^2}{|v|} + \alpha_T \frac{v_y^2}{|v|} + \alpha_T \frac{v_z^2}{|v|} + D^* \qquad ۴۹-۶$$

$$D_{YY} = \alpha_L \frac{v_y^2}{|v|} + \alpha_T \frac{v_x^2}{|v|} + \alpha_T \frac{v_z^2}{|v|} + D^* \qquad ۵۰-۶$$

$$D_{ZZ} = \alpha_L \frac{v_z^2}{|v|} + \alpha_T \frac{v_x^2}{|v|} + \alpha_T \frac{v_y^2}{|v|} + D^* \qquad ۵۱-۶$$

$$D_{xy} = D_{yx} = (\alpha_L - \alpha_T)\frac{v_x v_y}{|v|} \qquad ۵۲-۶$$

$$D_{xz} = D_{zx} = (\alpha_L - \alpha_T)\frac{v_x v_z}{|v|} \qquad ۵۳-۶$$

$$D_{yz} = D_{zy} = (\alpha_L - \alpha_T)\frac{v_y v_z}{|v|} \qquad ۵۴-۶$$

$|v|$ برآیند سرعت مولفه‌های x,y,z ($|v| = \left(v_x^2 + v_y^2 + v_z^2\right)^{0.5}$). ($LT^{-1}$).سایر پارامترها پیشتر ارائه شده‌اند.

وقتی محیط همگن باشد تانسور پخشودگی ۳ مولفه دارد لذا معادلات فوق از نظر تئوری برای محیط همگن صادق هستند به طوری که در محیط ناهمگن باید ۲ مولفه دیگر به این تانسور اضافه شود. در عمل چنین کاری به دلیل پیچیده شدن و غیرکاربردی شدن مدل‌ها میسر نیست لذا در صورت نیاز دقت بیشتر به ویژه در پروژه‌های تحقیقاتی ممکن است از شکل ساده‌تر معادلات زیر برای محیط ناهمگن استفاده شود. در این معادلات قابلیت پخشودگی عرضی را به دو پارامتر ضریب پخشودگی عرضی افقی(α_{TH}) و عمودی(α_{TV}) تقسیم کرده اند:

$$D_{xx} = \alpha_L \frac{v_x^2}{|v|} + \alpha_{TH} \frac{v_y^2}{|v|} + \alpha_{TV} \frac{v_z^2}{|v|} + D* \qquad ۵۵-۶$$

$$D_{YY} = \alpha_L \frac{v_y^2}{|v|} + \alpha_{TH} \frac{v_x^2}{|v|} + \alpha_{TV} \frac{v_z^2}{|v|} + D* \qquad ۵۶-۶$$

$$D_{ZZ} = \alpha_L \frac{v_z^2}{|v|} + \alpha_{TH} \frac{v_x^2}{|v|} + \alpha_{TV} \frac{v_y^2}{|v|} + D* \qquad ۵۷-۶$$

$$D_{xy} = D_{yx} = (\alpha_L - \alpha_{TH}) \frac{v_x v_y}{|v|} \qquad ۵۸-۶$$

$$D_{xz} = D_{zx} = (\alpha_L - \alpha_{TV}) \frac{v_x v_z}{|v|} \qquad ۵۹-۶$$

$$D_{yz} = D_{zy} = (\alpha_L - \alpha_{TV}) \frac{v_y v_z}{|v|} \qquad ۶۰-۶$$

-ترکیب پخش هیدرودینامیکی و جابجایی(Advection-Dispersion)

پیشتر نیز ذکر شد اگر حرکت آب زیرزمینی وجود نداشته باشد، انتقال آلاینده تحت تاثیر فرآیند انتشار(Diffusion) صورت می‌گیرد. به عنوان نمونه این فرآیند وقتی که یک زباله دان یا یک قبرستان بالاتر از سطح سفره ایستایی قرار دارد حاکم می‌گردد. اما وقتی حرکت وجود دارد، فرآیندهای حاکم ترکیبی از مکانیزم جابجایی و پخشودگی هستند. معادله دیفرانسیلی ۳ بعدی این دو فرآیند با توجه به معادله ۶-۴۸، مفروضات زیر و معادله پیوستگی جرم به صورت زیر بر روی یک حجم کنترل نوشته می‌شود:

-هموژن و ایزوتوپ بودن محیط

-اشباع بودن محیط

-معتبر بودن قانون دارسی

معادل۶-۶۱:

$$\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(D_x \frac{\partial c}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(D_y \frac{\partial c}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(D_z \frac{\partial c}{\partial z}\right)\right] - \left[\frac{\partial}{\partial x}(v_x c) + \frac{\partial}{\partial y}(v_y c) + \frac{\partial}{\partial z}(v_z c)\right] = \frac{\partial c}{\partial t}$$

ترم‌ها پیشتر توضیح داده شده‌اند. معادله ۶-۶۱ یک معادله ۳ بعدی انتقال جرم برای یک ماده محلول پایدار(Conservative solve) است. ماده پایدار ماده‌ای است که با محیط واکنش نداشته لذا تجربه بیولوژیکی و رادیواکتیو ندارد. با فرض یک بعدی بودن جریان می‌توان D را به مولفه‌های آن تفکیک نمود:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + D_T \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial c}{\partial x} \qquad ۶۲\text{-}۶$$

در این حالت می‌توان معادله انتقال را به شکل زیر نوشت:

$$\frac{\partial c}{\partial T} + \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{1}{p_e} \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \qquad ۶۳\text{-}۶$$

فرآیند جابجایی (انتقال همرفت) به واسطه عدد پکلت (.Peclect No) با فرآیند پخشودگی هیدرودینامیکی مرتبط می شود:

$$p_e = \frac{|v|L}{D} \qquad ۶۴\text{-}۶$$

L طول مشخصه. می‌توان برابر عرض شبکه (Δx) با بعد (L) در نظر گرفت.

$|v|$ قدر مطلق سرعت آب یا نشت. LT^{-1}

D ضریب پخشودگی. L^2T^{-1}

همچنین : $X = \frac{x}{L}, \quad T = \frac{tv}{L}$

عدد پکلت اهمیت نسبی مکانیزم انتقال را نسبت به پخشودگی تعیین می‌کند. اگر عدد پکلت بزرگ باشد یعنی فرآیند انتقال مهم‌تر از فرآیند پخشودگی است. در این شرایط معادله انتقال به فرم هیپربولیک است($\frac{\partial c}{\partial T} + \frac{\partial c}{\partial x} = 0$). بر عکس اگر عدد پکلت کوچک‌تر شود مکانیسم غالب مربوط به فرآیند پخشودگی است. در این حالت معادله با فرم پارابولیک است($\frac{\partial c}{\partial T} = \frac{1}{p_e} \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$). لذا در این شرایط ممکن است پدیده انتقال از نوع انتشار فرآیند دیفیوژن مهم شود. لازم به توضیح است معادله انتقال(جابجایی) شامل هر دو شکل هیپربولیک و پارابولیک است. در مسائل انترفاز مانند پدیده‌های تداخل آب شور و شیرین و یا پدیده‌هایی که فقط فرآیند انتقال وجود دارد مقدار D به سمت صفر میل می کند. عدد پکلت تحت تاثیر عرض شبکه بوده که در مدل‌های اولرین جهت کاهش پخشودگی عددی کاربرد دارد.

٦-٤-٣-ترم خالص خروجی سیستم

ترم سوم معادله اساسی، $\frac{q_s}{\theta} c_s$ معرف خالص خروجی(تغییرات سیستم) مواد محلول ورودی و خروجی سیستم آبخانه است. انواع منابع ورودی و خروجی در فصل مطالعات پایه به تفصیل تشریح شد. لازم به ذکر است که غلظت منابع

ورودی می‌بایست مشخص شود اما غلظت منابع خروجی می‌تواند روی مرزهای خروجی معادل غلظت سیستم در محل مرز در نظر گرفته شود. البته شرایط خاص نیز ممکن است حاکم باشد. مانند وقتی که غلظت آب خروجی در اثر وجود یک سازند خاص یا شرایط هیدرولوژیکی خاص و تبخیر تغییر قابل توجهی داشته باشد.

٦-٤-٤-عکس‌العمل بیوژئوشیمیایی

در معادله اساسی۶-۴۰، ترم $-\lambda\left(c+\frac{\rho_b}{\theta}\bar{c}\right)$ و فاکتور تاخیر R مسئول رفتار سیستم در خصوص تجزیه بیولوژیک و رادیواکتیو و همچنین تبدیل‌های شیمیایی هستند. لذا علاوه بر فرآیندهای فیزیکی، فرآیندهای بیولوژیکی و شیمیایی نیز در اضمحلال مواد آلاینده در طول مسیر موثر بوده و باعث تغییر غلظت آلاینده نسبت به زمان و حذف یا تغییر آنها می‌شوند. فرآیند تجزیه به ویژه در آلودگی‌های نفتی مورد توجه است. اگر فرآیند جذب فعال باشد مقداری از مواد متوقف شده و یا با سرعت کمتری مسیر را طی می‌کنند. این اثر را تاخیر(Retardation) می‌نامند. در معادله ۶-۲۶ ترم چهارم سمت راست را می‌توان با ترم زیر نیز نشان داد:

$$\sum_{K=1}^{N} R_K = -\frac{\rho_b}{\theta}\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} - \lambda\left(c+\frac{\rho_b}{\theta}\bar{c}\right) \qquad ۶۵\text{-}۶$$

ترم بیوشیمیایی $(ML^{-3}T^{-1})$

پیشتر پارامترها ارائه شده است. در صورتی که ترم اول سمت راست معادله ۶-۶۵ بازنویسی شود:

$$\frac{\rho_b}{\theta}\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} = \frac{\rho_b}{\theta}\frac{\partial c}{\partial t}\frac{\partial \bar{c}}{\partial c} \qquad ۶۶\text{-}۶$$

لذا معادله ۶-۶۵ به شکل زیر در می‌آید:

$$\sum_{K=1}^{N} R_K = \frac{\rho_b}{\theta}\frac{\partial c}{\partial t}\frac{\partial \bar{c}}{\partial c} - \lambda\left(c+\frac{\rho_b}{\theta}\bar{c}\right) \qquad ۶۷\text{-}۶$$

اگر فاکتور تاخیر به صورت زیر نوشته شود:

$$R = 1 - \frac{\rho_b}{\theta}\frac{\partial \bar{c}}{\partial c} \qquad ۶۸\text{-}۶$$

با جایگذاری معادله ۶-۶۸ در ۶-۶۷ ترم چهارم معادله اساسی ۶-۴۰ و فاکتور تاخیر R حاصل می‌شود. در ادامه به تفکیک ترم جذب شیمیایی و تخریب رادیواکتیو معادله ۶-۶۵ پرداخته می‌شود.

۱-واکنش‌های شیمیایی

بخش عمده‌ای از واکنش‌های شیمیایی مربوط به فرآیندهای جذب هستند. فرآیندهای جذب(Sorption processes) و برگشت‌پذیری جذب (Desorption) در آب‌های زیرزمینی شامل موارد اصلی زیر هستند:

-جذب سطحی(Adsorption): فرآیند پیوستن یک ماده حل شده به سطح جامد مواد آکیفر است.

-جذب شیمیایی(Chemisorption): واکنش‌های شیمیایی باعث پیوستن مواد آلاینده به سطح مواد جامد آکیفر می‌شوند.
-جذب ساختاری(Absorption): وقتی سطح ذرات تشکیلات آبخانه متخلخل و شیاردار باشد ممکن است ماده حل شده به درون ذرات رفته و جذب سطح داخلی مواد جامد شود.
همچنین ظرفیت یک جامد جهت جذب یک ماده حل شده، بستگی به غلظت ماده حل شده، تبادل‌های کاتیونی-آنیونی(Ion exchanges) و بسیاری از فرآیندهای انحلال، اکسیداسیون-احیا و حتی ناشناخته دیگر دارد. به طورکلی اگر فرآیند جذب در مقایسه با سرعت جریان در محیط متخلخل سریع‌تر باشد، آنگاه ماده حل شده با فاز جذب شده به یک شرایط تعادلی می‌رسد. چنین فرآیندی توسط ایزوترم جذب تعادلی(Equilibrium Sorption Isotherm) شرح داده می‌شود. برعکس اگر فرآیند جذب در مقایسه با سرعت جریان در محیط متخلخل آهسته‌تر باشد، ماده حل شده نمی‌تواند با فاز جامد جذب شده به تعادل برسد. چنین فرآیندی توسط مدل جذب جنبشی(Kinetic.S.M) شرح داده می‌شود. معمولاً در مدلهای کیفی آب زیرزمینی عکس العمل شیمیایی به صورت جذب خطی و یا غیرخطی پایه‌ریزی شده است. لذا پدیده جذب در فرآیند انتقال، بین انحلال ماده آلوده در آب زیرزمینی(فاز تحلیلی) و جذب ماده آلوده در محیط آبخانه(فاز جذب) فرض درستی است. همچنین اغلب فرض می‌شود که شرط تعادل بین این دو فاز برقرار بوده و عکس العمل جذب، سریع و تقریباً با سرعت آب زیرزمینی تناسب و همخوانی دارد. ارتباط غلظت‌های محلول و جذبی را اصطلاحاً جذب ایزوترم می‌نامند. جذب ایزوترمی در مدل‌سازی اغلب با بکارگیری فاکتور تاخیرR ($R=1+K_d\rho_b/n_e$) در محاسبه حرکت آلودگی جذبی ($V=V'/R$) اعمال می‌گردد. در این خصوص اکثر مدل‌ها ۳ نوع جذب ایزوترمی خطی، فرندلیچ (Freundlich) و لانگمیر (Langmuir) را در نظر می‌گیرند.

الف-جذب خطی(در اینجا حد بالای جذب وجود ندارد)

ایزوترم خطی زمانی فرض درستی است که غلظت جذبی($\bar{c}$) با تناسب خطی به غلظت محلول(**c**) تبدیل شود.

$$\bar{c}=K_d c \qquad ۶۹-۶$$

K_d ضریب توزیع است(L^3M^{-1}). دراین شرایط فاکتور تاخیر به صورت زیر است:

$$R=1+\frac{\rho_b\partial\bar{c}}{\theta\partial c}=1+\frac{\rho_b}{\theta}K_d \qquad ۷۰-۶$$

ب-جذب غیرخطی

ایزوترم فرندلیچ یک معادله از نوع جذب غیرخطی است که به صورت زیر نوشته شده است:

$$\bar{c}=K_f c^a \qquad ۷۱-۶$$

K_f ثابت فردندلیچ L^3M^{-1}.

a توان بی‌بعد فرندلیچ (ضریب شیمیایی) بوده و در شرایط نرمال بین ۰٫۷ تا ۱٫۱ قرار دارد. فاکتور تاخیر در این شرایط:

$$R = 1 + \frac{\rho_b \partial \bar{c}}{\theta \partial c} = 1 + \frac{\rho_b}{\theta} a K_f c^{a-1} \qquad ۷۲-۶$$

ج-ایزوترم جذب لانگمیر (در اینجا حد بالای جذب وجود دارد)

$$\bar{c} = \frac{K_L \bar{S} c}{1 + K_L c} \qquad ۷۳-۶$$

K_L ضریب ثابت لانگمیر، $\bar{S}$ غلظت کل موجود در سایت جذبی(MM^{-1}).

فاکتور تاخیر در ایزوترم لانگمیر:

$$R = 1 + \frac{\rho_b \partial \bar{c}}{\theta \partial c} = 1 + \frac{\rho_b}{\theta} \left[\frac{K_L \bar{S}}{(1 + K_L c)^2} \right] \qquad ۷۴-۶$$

۲-واکنش‌های تجزیه و تخریب

در معادله اساسی انتقال، ترم $-\lambda(c + \frac{\rho_b}{\theta} \bar{c})$ مسئول تجزیه و تخریب توده مواد در فاز محلول(c) و فاز جذبی($\bar{c}$) با نسبت ثابت فروپاشی λ است. پدیده‌های تجزیه بیولوژیکی، تخریب رادیواکتیو و رسوب گذاری باعث کاهش غلظت مواد حل شده می‌شوند اما الزاماً باعث کاهش نرخ حرکت آلاینده نمی‌شوند. لذا پدیده تجزیه به صورت یک عبارت واکنش نرخی برگشت‌پذیر مرتبه اول در معادله حاکم بر انتقال آلودگی آب زیرزمینی وارد می‌شود.

$$\lambda = \frac{Ln2}{t_{1/2}} \qquad ۷۵-۶$$

$t_{1/2}$ نیمه عمر رادیواکتیو یا قابل تجزیه بیولوژیکی یا مدت زمان لازم برای آن که غلظت آلاینده به نصف برسد.

٦-٤-٥-تاثیر آلودگی و حرارت روی جریان

معادلات اساسی جریان و انتقال در بندهای پیش برای شرایط اشاره شده صادق هستند. به عنوان نمونه ممکن است مسئله رسوب گذاری(Precipitation) یا موارد دیگر مورد توجه باشد. که در این صورت باید تاثیر مربوطه با اصلاح یا اضافه شدن ترم مناسب بر طرف گردد. یکی دیگر از مسائل با اهمیت، مسئله تاثیر حرارت (Heat) در خصوصیات سیال است که خود باعث تغییر در فشار، لزجت و بویژه تبدیلات شیمیایی می‌شود. در این حالت می‌بایست عواملی چون گرمای ویژه آب و مواد جامد، دما، تولید حرارتی، هدایت گرمایی، چگالی آب و مواد جامد وارد معادلات شود. در این زمینه و برای آبخانه‌های حرارتی کدهای مناسبی نوشته شده است که با توجه به شباهت فرآیندهای حرارتی و غلظت می‌توان برای تجزیه تحلیل غلظت آلاینده‌ها نیز استفاده گردد. با توجه به روابط حرارتی مشخص است که جهت مدل کردن دقیق‌تر جریان در آبخانه باید به اثر متقابل خصوصیات کمی– کیفی روی یکدیگر توجه داشت. این مسئله یکی از ضعف‌های معادلات لاپلاسی و انتقال ذکر شده است. تاثیر متقابل کمیت و کیفیت روی یکدیگر ممکن است به ۳ صورت باشد. در حالت اول دبی و

سرعت با گذشت زمان تغییر نمی‌کنند اما کیفیت تغییر می‌کند لذا دبی معلوم بوده و تغییرات غلظت مجهول معادله است. در حالت دوم سرعت و دبی جریان تغییر کرده و روی غلظت شیمیایی اثر می‌گذارند. در این حالت فرض می‌شود تغییر در کمیت جریان است که باعث تغییر در غلظت شیمیایی می‌شود و نه بر عکس. لذا ابتدا معادله جریان و سپس معادله انتقال شیمیایی مربوطه حل می‌گردد. در حالت سوم فرآیندهای شیمیایی انتقال روی کمیت جریان تاثیر دارد. شکل این تاثیر ممکن است به دو صورت باشد. شکل نخست وقتی است که به دلیل انحلال بالای مواد (مانند برخی مواد سمی، انحلال سازندهای نمکی)، چگالی به طور قابل توجهی تحت تاثیر تغییر غلظت شیمیایی باشد. نمونه بارز این شرایط تداخل آب بسیار شور و شیرین(Intrusion) است که انتشار مولکولی بین دو سطح صورت می‌گیرد. شکل دوم این شرایط وقتی است که مواد شیمیایی روی خصوصیات سیال و محیط آبخانه تاثیر می‌گذارند. به طوری که باعث تغییر هدایت هیدرولیکی، تخلخل و فرج یا رسوب گذاری می‌شوند. در این حالت معادلات جریان و انتقال می‌بایست به طور هم‌زمان حل شوند. در این خصوص دانشمندان در حال تحقیق و بررسی هستند. به طورکلی تحت شرایط عادی ممکن است تاثیر حرارت بیشتر و با اهمیت‌تر از تاثیر مواد شیمیایی باشد.

٦-٥-حل عددی معادلات پایه جریان

اگرچه فرمول دارسی و یا برخی معادلات ساده را می‌توان به صورت روش‌های ریاضی از نوع تحلیلی(Analytical) حل نمود ولی می‌بایست یادآور شد روش‌های تحلیلی صرفاً جهت حل شرایط ساده زیر کاربردی هستند:

-هندسه محیط می‌بایست ساده باشد.

-محیط تا حد امکان همگن و همسان باشد و یا با فرض همگنی و همسانی خطای زیادی تولید نشود.

در شرایطی که محیط از وضعیت پیچیده‌ای برخوردار است و یا نیاز به شبیه‌سازی عوامل مختلف اثرگذار به سیستم در حجم وسیع باشیم مدل‌سازی بر اساس روش‌های ریاضی عددی(Numerical methods) ناگزیر است. زیرا برای معادلات پیچیده و با پارامترهای زیاد اغلب یا حل تحلیلی بسیار دشواری وجود دارد و یا اساساً وجود ندارد. لذا حل عددی امکان برآوردی تقریبی از مسئله را در اختیار قرار می‌دهد که البته با روش‌های واسنجی و در نظر گرفتن ملاحظات فنی ارائه شده در بند آخر این فصل امکان تدقیق نتایج تا حد خطای قابل قبول فراهم می‌گردد. همچنین شناخت روش‌های محاسبات عددی به دلایل دیگری نیز برای کارشناس هیدرولوژیست اهمیت دارد:

-جهت انتخاب اولیه مدل و همچنین انتخاب روش و تکنیک مناسب در مدل‌های کامپیوتری می‌بایست معادلات و روش حل را شناخت تا امکان تفسیر نتایج و انتخاب روش مناسب و عیب‌یابی جهت واسنجی امکان‌پذیر شود.

-تحت شرایطی ممکن است نیاز به تغییر کدهای برنامه برای نوع خاصی از شرایط منطقه باشد. در این شرایط علاوه بر شناخت روش عددی می‌بایست به ساختار مدل مربوطه نیز آشنا بود. در حال حاضر عمده کدهای نرم افزارهای مهم آب زیرزمینی بر اساس Fortran نوشته شده است. هرچند تعداد معدودی نیز بر اساس Basic و Visual Basic نوشته شده است.

-تحت بسیاری از شرایط کاربردی نیازی به نوشتن کامل کدها نیست اما ممکن است نیاز باشد تا با تغییری در کدها که به وسیله کاربر تعیین می‌شود(User define) اصلاحات مربوط به کد خاص انجام پذیرد.
-در بسیاری از تحقیقات آب زیرزمینی نیاز به اصلاح و کدنویسی کامل جهت توسعه برنامه ضروری است.
-شناخت خطاهای عددی شامل خطای برش و رند کردن و چگونگی کاهش آنها ضروری است(فصل سیل).
-حجم محاسبات عددی ممکن است تحت شرایطی زیاد و وقت‌گیر شود در این حالت با تسلط به محاسبات عددی و بهبود روش حل، امکان کاهش وقت و هزینه فراهم می‌گردد.
به طورکلی حل معادلات دیفرانسیلی جزئی جریان(لاپلاسی) تنها به صورت عددی امکان‌پذیر است. امروزه تکنیک‌های حل تصادفی یا استوکاستیک نیز داخل روش‌های حل عددی شده‌اند. همچنین تکنیک‌ها و ابزارها استوکاستیک مدل ممکن است در تعیین محیط و تشکیلات آبخانه به حل عددی کمک کنند سپس مناسب‌ترین تشکیلات آبخانه تولید شده تصادفی با توجه به شواهد انتخاب می‌گردد. بدیهی است در این روش‌ها هرچه قدر نقاط داده‌های واقعی از تشکیلات آبخانه بیشتر باشد محیط متخلخل بهتر الگوبرداری می‌شود. به طورکلی روش‌های حل عددی جریان شامل روش‌های تفاضل محدود و اجزاء محدود هستند.

٦-٥-١- شرایط مرزی و اولیه

جهت حل معادلات دیفرانسیل جزئی در مدل‌های ریاضی جریان آب‌های زیرزمینی، تعیین و درک شرایط مرزی (Boundary condition) از نظر میزان یا تغییر دبی یا بار در محدوده و یا داخل سفره و همچنین شرایط اولیه سیستم (Initial condition) جهت مدل‌سازی رژیم ناپایدار ناگزیر است. به طورکلی باید مقادیر بار هیدرولیکی و یا گرادیان هیدرولیکی در مرزهای منطقه و عوامل موثر در آبخانه جهت تعیین مقدار و خصوصیات جریان در سایر نقاط آبخانه مشخص باشد.
شرایط اولیه
شرایط اولیه جهت مدل‌سازی غیردائم جریان آب زیرزمینی نیاز می‌شود زیرا وضعیت و حالت اولیه سیستم، جهت شبیه‌سازی شرایط غیردائم ضروری است. در این حالت جهت شبیه‌سازی غیردائم آبخانه، ابتدا مدل برای شرایط پایدار تهیه می‌شود و پس از تدقیق، می‌توان مدل پایدار را به عنوان شرایط اولیه مدل ناپایدار لحاظ نمود. لذا شرایط اولیه در حالت ناپایدار منتج شده از شبیه‌سازی حالت پایدار است. در یک مسئله مشخص، شرایط اولیه حالتی معلوم در یک لحظه معین است، که معمولاً این لحظه بر زمان شروع مساله منطبق است. در این خصوص می‌بایست به آمار مناسب در زمان موجود و سال آبی منطقه نیز توجه شود. اساساً سه نوع شرط اولیه ممکن است در طبیعت بر اساس آنالیز آمار پایه ملاحظه شود:
-شرایط دائم یا استاتیک (Static state) که در این حالت سطح سفره نسبت به زمان و مکان در طول گام زمانی شبیه سازی ثابت است(بدون شیب).

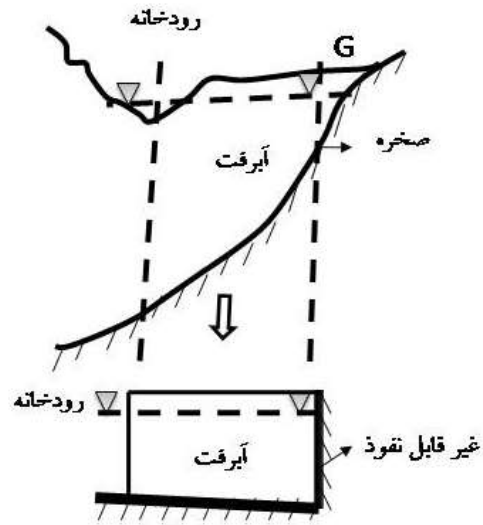
-شرایط دائم غیریکنواخت یا دینامیک (Dynamic state) که سطح سفره در یک نقطه نسبت به زمان ثابت اما در طول مکان متغییر می باشد(شیب دار)

-شرایط غیردایم غیریکنواخت یا سینوسی (Cycle dynamic) که سطح سفره در زمان و مکان گام شبیه سازی متغییر می باشد.

توضیحات تکمیلی در بند ملاحظات فنی مدل‌سازی ارائه شده است.

شرایط مرزی

یکی از حساس‌ترین و مشکل‌ترین مراحل مدل‌سازی تعیین شرایط مرزی است. لذا درک مفهوم فیزیکی و ریاضی شرایط مرزی جهت اجرای صحیح مدل‌های عددی الزامی است. با این وجود اگرچه برخی از شرایط مرزی به سادگی درک می‌شوند اما ممکن است اغلب ابهاماتی نیز وجود داشته باشد. شرایط مرزی، وضعیت مرزهای جریان را بیان می کند. به طورکلی شرایط مرزی ممکن است مربوط به مرزهای محدوده آبخان و یا سازه‌های موجود در سطح آبخان باشد. لذا مرزهای سیستم ممکن است نامنظم باشد اما می‌توان با تقریب، آنها را به کمک خطوط مستقیم و ساده نشان داد که در این حالت یافتن راه حل‌های ریاضی امکان‌پذیر می‌شود(بدون جریان، هد ثابت، دبی مشخص)(شکل۶-۵).



شکل۶-۵: تبدیل شرایط مرزی پیچیده به شرایط مرزی ساده

لذا شناخت انواع سازه‌های هیدرولیکی به لحاظ مقاطع تیپ، بارگذاری سازه، نیروهای بالابر (Uplift) و شکل احتمالی گرادیان آنها، روش اجرا و فیلتربندی و ... ضروری است. برخی از مهم‌ترین این نوع از سازه‌ها شامل سدهای بتونی، سدهای خاکی، خاکریزها و دایک کنار رودخانه‌ها، کانال، چاه، چشمه و رودخانه‌ها قابل ذکر هستند که پیشتر در این کتاب مشخصات فنی هریک در فصل مربوطه ارائه شده است. همچنین درک مفهوم توسعه شرایط مرزی در

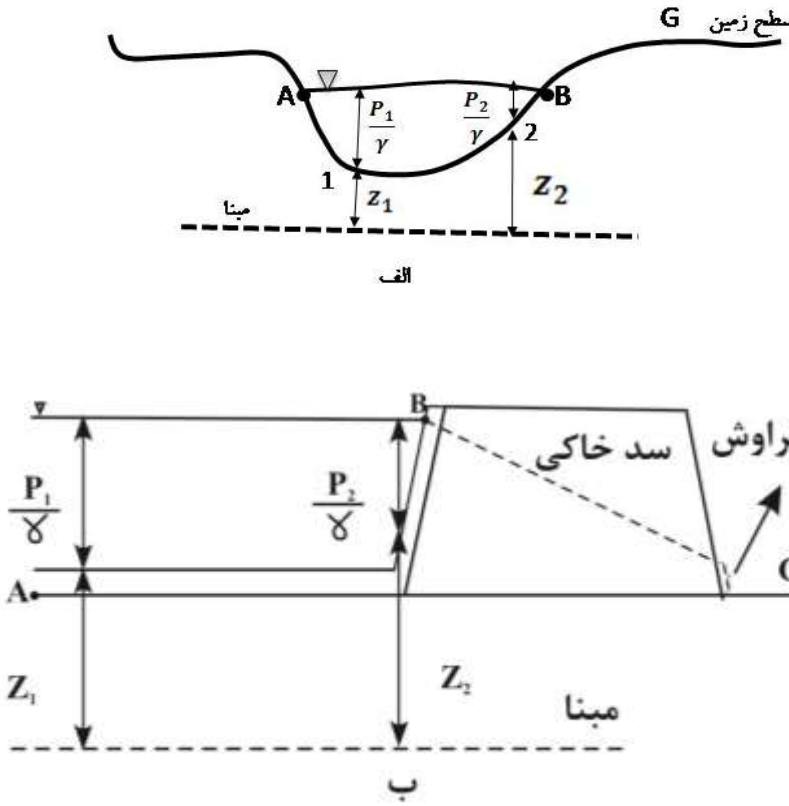
برخی از سازه‌ها مانند لوله،کانال و رودخانه‌ها و همچنین نشت (leakage) در چاه و رودخانه نیز ممکن است در تعیین شرایط مرزی مفید باشد.

شرایط طبیعی سفره مانند مرزهای غیرقابل نفوذ و مناطق تغذیه-تخلیه که در اغلب موارد خیلی دورتر از محدوده اصلی مدل هستند یکی از انواع شرایط مرزی هستند. شاید نخستین فکر این باشد: "توسعه محدوده مدل تا سرحدهای طبیعی سفره"، اما این فکر نیز در اکثر موارد به دلیل حجیم شدن عملیات اضافی، شدنی نیست و اگر هم عملی شود اغلب، اطلاعات مورد نیاز در چنین سطحی وجود ندارد و توسعه محدوده مدل جز افزایش عدم قطعیت و کاهش دقت خروجی مدل نتیجه‌ای در بر نخواهد داشت. لذا در اکثر موارد محدوده بیلان، وسیع‌تر و با محدوده مدل متفاوت است. علاوه بر این، مرزهای طبیعی سفره عموماً به صورت خطوط مستقیم و منظم نیستند بنابراین مرز شبکه‌های منظم مدل با مرز طبیعی سفره کاملاً منطبق نمی‌شوند. این مسئله وقتی شرایط خاص مرزی به لحاظ زمین‌شناسی حاکم شود پیچیده‌تر نیز می‌شود. یکی از شرایط مرزی که ممکن است در شبیه‌سازی جریان آب‌های زیرزمینی استفاده شود، مرز با دبی معلوم است. در این حالت باید دبی آب هر یک از شبکه‌های مرزی از قبل محاسبه و یا در حین فرآیند شبیه‌سازی محاسبه و به مدل داده شود. این دبی در واقع تعریف کمی تبادل جریان بیرون مرز با داخل سفره است. این دبی اگر صفر نباشد، در هر دوره تنش(T) ثابت است اما از یک دوره به دوره دیگر متفاوت خواهد بود. دوره تنش دوره‌ای است که در آن یک ارتباط هیدرولیکی معین مانند برداشت، تغذیه و ..روی سفره صورت می‌گیرد. اغلب راحت‌تر است به جای دبی از بار یا پتانسیل هیدرولیکی در مرز استفاده شود. دبی تبادل در این حالت بر اساس اختلاف هد در دو طرف مرز توسط مدل برآورد می‌شود. حالت خاص دیگر، مرز با دبی صفر است. در این حالت دبی تبادل صفر است. همچنین ممکن است حتی در صورت وجود گرادیان هیدرولیکی ناچیز، اثر پخشودگی، در مرز صفر فرض شود. با این وجود تحت شرایط خاص زمین‌شناسی، باید توجه نمود همیشه مرز با دبی صفر به معنی مرز با غلظت ورودی صفر نیست. زیرا در برخی از سازندهای تبخیری ممکن است حتی با مرز با دبی صفر، تبادل شیمیایی بین آب و مرز جامد ایجاد شود. در این شرایط باید با برداشت نمونه تصمیم گرفت و در صورت مهم بودن، دبی غلظت معلوم در مرز مدل کیفی را تعیین نمود. وقتی جریان مرزی وجود دارد تغییر جریان در مکان و زمان مرز نیز وجود دارد. همچنین متناسب با تغییر جریان، تغییر غلظت و تبادل با داخل محدوده مدل وجود خواهد داشت. بنابراین اگرچه امکان ارائه یک دستورالعمل ثابت برای تمامی حالات وجود ندارد با این وجود در ادامه با تشریح چند مثال کلی سعی می‌شود تا مفهوم فیزیکی شرایط مرزی بیشتر روشن شود. در این خصوص مسائل بیشتر و همچنین ۳ نوع شرط مرزی جریان شامل دیریکله، نیومن و کشی در بند شرایط مرزی مدل‌های کیفی به دلیل بررسی اثرات متقابل شرایط مرزی کمی-کیفی ارائه شده است.

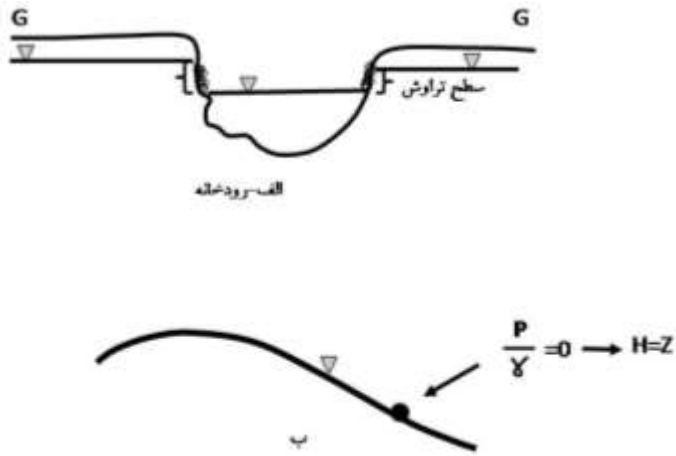
-سطح آب انباشته شده روی زمین (Ponded soil surface)

این حالت ممکن است مربوط به آب پشت مخازن سد، دریاچه‌های طبیعی و امثال آن باشد. در دریاچه فرضی شکل ۶-۶ شرایط مرزی نقاط ۱ و ۲ به ترتیب برابر $H_1 = z_1 + \frac{p_1}{\gamma}$ و $H_2 = z_2 + \frac{p_2}{\gamma}$ طبق معادله برنولی است.

همان‌طور که از شکل۶-۶ مشخص است در این حالت بار هیدرولیکی نقاط مختلف سطح خاک، ثابت است زیرا در هر نقطه، مجموع بارهای موجود ثابت است. در این صورت سطح خاک را یک سطح هم پتانسیل (Equipotential) نامیده و لذا شرایط مرزی برابر H و ثابت است (H=Constant). اینگونه مرزها را مرزهای باز جریان نیز می‌گویند زیرا ورود و خروج آب از دو زیرسیستم آب‌های سطحی و آب‌های زیرزمینی امکان‌پذیر است. در شکل ۶-۷ دیواره‌ها و کف رودخانه مرز باز هستند. در این مرزها بار هیدرولیکی یا توزیع جریان را می توان با توابعی از مکان و زمان نیز نشان داد.



شکل۶-۶: تعیین شرایط مرزی آب ساکن انباشته شده روی زمین، الف-رودخانه، ب-مخزن سد



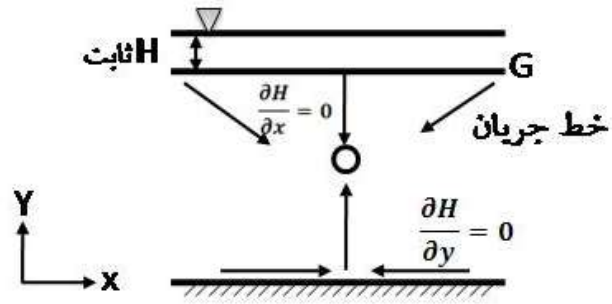
شکل ۶-۷: تعیین شرایط مرزی: الف- سطح تراوش، ب- در امتداد سطح آزاد آب

-سطح تراوش (Surface seepage) و سطح آزاد آب (Free water surface)

با یادآوری مفهوم فشار نسبی، مطلق، خلاء و کشش می‌توان ذکر نمود در شرایطی که مرز جریان با جو در تماس است و تاثیر نیروی مویینه‌ای نیز ناچیز است، می‌توان سطح فشار سفره را که در معرض تغذیه عمودی و یکنواخت قرار داشته باشد را یک سطح فشار اتمسفری محسوب نمود. در این حالت خطوط جریان، سطح سفره آب زیرزمینی را تحت زوایای مختلف قطع می‌کند به طوری که خطوط جریان با سفره آب زاویه‌ای برابر $90^\circ - \theta - \varepsilon$ را ایجاد می کنند. در صورتی که تراوش و نفوذ عمودی جریان صفر باشد، زاویه انکسار خطوط جریان از خط عمودی یا θ به سادگی از رابطه $\theta = 90^\circ - \varepsilon$ محاسبه می‌شود. ε معادل زاویه سطح سفره آب آزاد با سطح افقی است. رابطه θ تحت شرایط تغذیه می‌تواند از برابر قرار دادن معادله شدت جریان در منطقه تهویه با شدت جریان در منطقه اشباع محاسبه شود و از آنها مقدار θ برای شرایط وجود تراوش عمودی محاسبه گردد. با این وجود در اغلب موارد شدت تراوش نسبت به ضریب هدایت هیدرولیکی آنقدرکوچک است که تراوش عمودی به سمت پایین تقریباً بطور کامل در جهت شیب سفره آب، انکسار می‌یابد. بنابراین می‌توان فرض نمود که جریان آب عمودی به سطح سفره آب وصل شده و با آن جریان می‌یابد. اگر فشار جو برابر صفر فرض شود، مقدار بار در سطح اتمسفری برابر صفر می‌شود. یک سطح آزاد در مرز جریان، سطحی است که در آن فشار ثابت و برابر فشار اتمسفر باشد. سفره آب زیرزمینی نمونه‌ای از یک سطح آزاد است. لذا بار هیدرولیکی هر نقطه از سطح آبخانه، ثابت و برابر بار ارتفاعی **z** است. این موضوع در مورد سطح تراوش نیز صادق است. در واقع تابع بار هیدرولیکی ϕ به صورت $\phi(x,y,z,t) = \frac{p}{\gamma}(x,y,z,t) + z$ بوده که مقدار آن برابر مقدار ثابت H=Z است. موضوع تراوش در چاه‌ها، انهار، کانال زهکشی، قنوات، چشمه‌ها و سدها هر یک پیشتر با توجه به نوع مساله مربوطه بررسی و ارائه شده است.

-لایه غیر قابل نفوذ (Impermeable layer) یا شرایط مرزی بدون جریان (No-flow)

لایه‌ای که جریان عمودی از آن عبور نکند، مرز بسته و یا باصطلاح لایه غیرقابل نفوذ نامیده می‌شود. صخره‌ها، لایه‌های رسی کف آبخانه و سطح آزاد آب نمونه‌ای از اینگونه مرزها هستند. در این حالت سرعت سیال در جهت عمود بر این لایه‌ها صفر است. زیرا اگر n جهت عمود بر این لایه‌ها باشد، $\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$ و لذا $V_n = K\partial\phi/\partial n = 0$ می‌شود. علاوه بر این هیچ جریانی، خطوط جریان را قطع نمی‌کند. این موضوع در هنگام حرکت آب به سمت زهکش‌های زیرزمینی از زمینی که هد آب روی آن با ارتفاع ثابت برقرار است نیز قابل بررسی است(شکل ۶-۸).



شکل ۶-۸: جریان آب به سمت زهکش زیرزمینی

-عوامل تغذیه و تخلیه

چگونگی محاسبه این عوامل در فصل مطالعات پایه ارائه شد. این عوامل می‌توانند به عنوان شرایط مرزی خارجی و داخلی لحاظ شوند. در حالت خارجی منظور مقدار آبی است که از مرزهای محدوده سیستم وارد یا خارج می‌شود. که ممکن است بر اساس۳ نوع شرایط مرزی شامل: بار هیدرولیکی معلوم، بده معلوم و یا بده تابع بارهیدرولیکی، معلوم شود. در حالت شرط مرزی داخلی منظور این است که جریان از سطح سیستم وارد یا خارج می‌شود. به عنوان مثال برداشت از طریق چاه، زهکش، تغذیه طبیعی از بارندگی، آبیاری، تبخیر و اندرکنش‌های رودخانه-سفره و زهکشی که دو حالت اخیر با شرط مرزی بده تابع بار تعیین می‌شوند. رابطه تبخیر نیز ممکن است به کمک بررسی‌های آماری و میدانی تعیین شوند. این موارد ممکن است در فرآیند تهیه بیلان، مدل‌سازی و یا واسنجی اصلاح گردند. شناخت و آگاهی از مقدار عوامل تغذیه و تخلیه علاوه براینکه در تهیه مدل کمی ضروری است در تهیه مدل‌های کیفی نیز جهت بررسی غلظت مواد محلول ورودی و خروجی لازم می‌شود. البته مقادیر غلظت و سایر پارامترهای کیفی نیز در حین فرآیند مدل‌سازی و واسنجی تصحیح می‌شوند. در شبیه‌سازی ۳ بعدی می‌توان سطح آبخانه را نیز یک شرط مرزی جهت محاسبات تغذیه-تخلیه در نظر گرفت.

- سایر شرایط مرزی

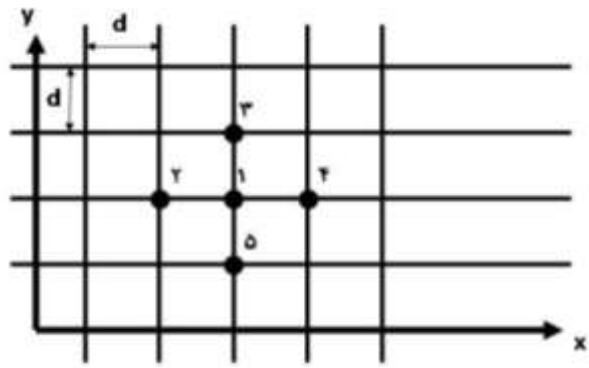
شرایط مرزی در یک حوضه بسیار متنوع بوده به طوری که در برخی از موارد ممکن است پیچیده نیز باشد. به عنوان مثال شرایط مرزی بین مرزهای دو محیط لایه با ضرائب هیدرولیکی مختلف باعث انکسار خطوط جریان از مرز لایه‌های مختلف می‌شود. در این حالت نسبت هدایت هیدرولیکی ۲ لایه با نسبت تانژانت زاویه خطوط جریان با جهات عمودی، مستقیم و به شکل $\frac{K_1}{K_2}=\frac{\tan\theta_1}{\tan\theta_2}$ بوده به طوری که با میل کردن $\frac{K_1}{K_2}$ به سمت صفر برای مقدار معینی از K_1 زاویه θ به مقدار $\frac{\pi}{2}$ میل می‌کند. علاوه براین ممکن است بخشی از شعاع منطقه چاه با دیواره‌های نفوذناپذیر و رودخانه‌های تغذیه کننده و یا زهکش مرتبط باشد. جهت درک بهتر شرایط مرزی هریک از این مرزها می‌بایست ابتدا روابط تحلیلی آنها درک و سپس وارد مدل مفهومی شود. در این خصوص ترسیم شبکه جریان در محدوده سازه‌ها، مناطق برداشت و تغذیه و امثال آن ممکن است مفید باشد. یک شبه جریان از رسم مجموعه‌ای از خطوط هم پتانسیل (Equipotentials) و خطوط جریان (Streamlines) به دست می‌آید. در هر نقطه واقع بر یک خط پتانسیل، بار هیدرولیکی ثابت است. در محیط‌های تک گاشت و همگن، خطوط جریان بر خطوط پتانسیل عمود و منظم هستند اما در محیطهای غیرتک گاشت و غیرهمگن این حالات صادق نیست. شبکه جریان را می‌توان به روش ابداعی فورش هایمر (۱۹۳۰) ترسیم نمود.

٦-٥-٢-روش تفاضل‌های محدود(Finite difference)

تجزیه و تحلیل عددی (Numerical analysis)

روش تفاضل‌های محدود (فصل سیل) معمولاً سطح آبخانه با استفاده از دو دسته خطوط موازی و عمود بر هم به تعدادی شبکه مربعی یا مستطیلی تقسیم می‌شود. به عنوان مثال جهت حل معادله زیر می‌توان سطح منطقه را مانند شکل ۶-۹ تقسیم‌بندی نمود.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}=\frac{S}{T}\frac{\partial h}{\partial t} \qquad ۷۶-۶$$



شکل۶-۹: شبکه‌بندی سطح آبخانه برای حل عددی معادله ۱ با روش تفاضل‌های محدود

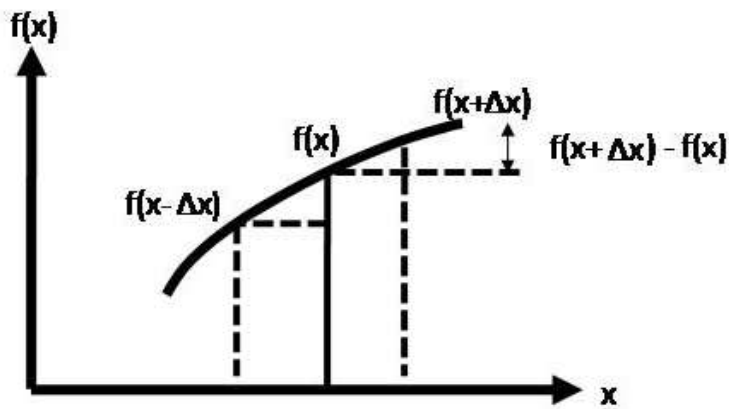
سپس با توجه به یکی از روش‌های حل عددی و شکل ۶-۱۰، معادله ۶-۷۶ به صورت زیر در می‌آید:

$$\frac{h_2+h_4-2h_1}{d^2}+\frac{h_3+h_5-2h_1}{d^2}=\frac{h_2+h_4+h_3+h_5-4h_1}{d^2}=\frac{S}{T}\frac{T}{\partial t} \qquad ۶-۷۷$$

ابعاد شبکه به طبیعت مسئله و ملاحظات فنی بستگی زیادی دارد. هرچه خصوصیات آبخانه در مدل مفهومی بهتر تشریح شده باشد انتظار نتایج بهتر، بیشتر می‌شود. جهت حل معادله ۶-۷۷ نیاز به اطلاعاتی چون ضخامت آبخانه، هدایت هیدرولیکی و ضریب ذخیره است. اگر این اطلاعات دقیق نباشد نمی‌توان انتظار جواب‌های منطقی از روش حل عددی مذکور داشت. علاوه براین جهت حل معادلات دیفرانسیل جریان می‌بایست ابتدا شرایط مرزی معادلات مشخص باشد. در روش تفاضل‌های محدود می‌توان شرایط مرزی را به صورت مرز جریان (Flow boundary) و یا به صورت مرز مشخصی از بار(Head) لحاظ نمود. منظور از مرز جریان مشخص، یعنی دبی جریان در نقاط مرزی شبکه مشخص است. البته در روش‌های حل عددی آب زیرزمینی، تعیین شرایط مرزی با بار معلوم راحت‌تر از دبی معلوم است. همچنین در جریان‌های غیردائم مانند معادله ۶-۷۶ لازم است تا شرایط اولیه نیز مشخص شود. به عنوان مثال ممکن است بار در زمان t و مکان یعنی $h(x,t)$ معلوم باشد. لذا تنها مجهول مسئله، بار در محلx و زمان $t+\Delta t$ است. روش‌های مختلف حل تقریبی تفاضل‌های محدود و همچنین روش‌های صریح و ضمنی در روش تفاضل‌ها وجود دارد. این روش‌ها به تفصیل در فصل مدل‌سازی عددی سیلاب و حل معادلات دیفراسیل سیل ارائه شده است. در اینجا نیز موضوع برای چند مسئله فرضی آب زیرزمینی برای روش‌های مختلف حل تفاضل محدود بررسی می گردد.

الف-تفاضل محدود

تابع $f(x)$ و تغییرات آن را در شکل ۶-۱۰ در نظر بگیرید:



شکل۶-۱۰: منحنی تغییرات تابع فرضی

اگر مشتق تابع فرضی را جهت حل پیشرو (Forward direction) با توجه به سری تیلور بنویسیم، داریم:

$$\frac{\partial f(x)}{\partial x} = \frac{f(x+\Delta x) - f(x)}{\Delta x} + \varepsilon \qquad ۷۸-۶$$

ε باقی مانده اشتباه روش حل یا عدم قطعیت روش حل دیفرانسیل است. در روش تفاضل محدود این اشتباه صرف نظر می‌شود. شیب منحنی بالا در جهت عقب (Backward) به صورت زیر است:

$$\frac{\partial f(x)}{\partial x} = \frac{f(x) - f(x-\Delta x)}{\Delta x} \qquad ۷۹-۶$$

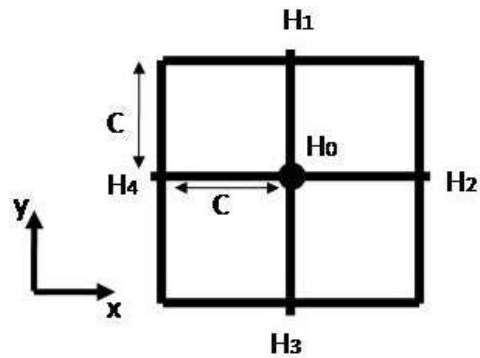
مشتق دوم تابع:

$$\frac{\partial^2 f(x)}{\partial x^2} = \frac{\partial f(x)/\partial x|_{forward} - \partial f(x)/\partial x|_{backward}}{\Delta x} \qquad ۸۰-۶$$

لذا:رابطه ۶-۸۱:

$$\frac{\partial^2 f(x)}{\partial x^2} \approx \frac{f(x+\Delta x) - f(x) - \left[f(x) - f(x-\Delta x)\right]}{\Delta x^2} \approx \frac{f(x+\Delta x) + f(x-\Delta x) - 2f(x)}{\Delta x^2}$$

شکل ۶-۱۱ را در نظر بگیرید:



شکل۶-۱۱: شبکه جریان در محدوده آبخان فرضی

اگر در شکل ۶-۱۱ رابطه $\Delta x = \Delta y = c$ برقرار باشد، و $H_{\circ}$ بار هیدرولیکی در وسط منطقه (مجهول) و همچنین x=c و تابع فرضی $f(x) = H_{\circ}$ باشد، با توجه به تکنیک تفاضل محدود داریم:

در جهت محور x ها:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} = \frac{H_2 + H_4 - 2H_{\circ}}{c^2} \qquad ۸۲-۶$$

در جهت محور y ها:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = \frac{H_1 + H_3 - 2H_{\circ}}{c^2} \qquad ۸۳-۶$$

اگر شبکه مستطیلی باشد باید اصلاح مربوطه وارد کسر معادلات بالا گردد. طبق معادله لاپلاس همگام ۲ بعدی داریم:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial y^2}=0 \qquad ۸۴\text{-}۶$$

که داریم(از بسط سری تیلور نیز این رابطه به دست می‌آید):

$$\frac{H_2+H_4-2H_\circ}{c^2}+\frac{H_1+H_3-2H_\circ}{c^2}=0\Rightarrow H_\circ=\frac{1}{4}(H_1+H_2+H_3+H_4)$$

لذا اگر بار (Head) در مرز منطقه مشخص باشد، امکان برآورد بار در مرکز منطقه ۲ روش اصلی زیر وجود دارد:

۱-روش تکرار (Iteration method) که در شبیه‌سازی حرارت نیز کاربرد دارد زیرا بار هیدرولیکی و حرارت، حالت متشابهی دارند.

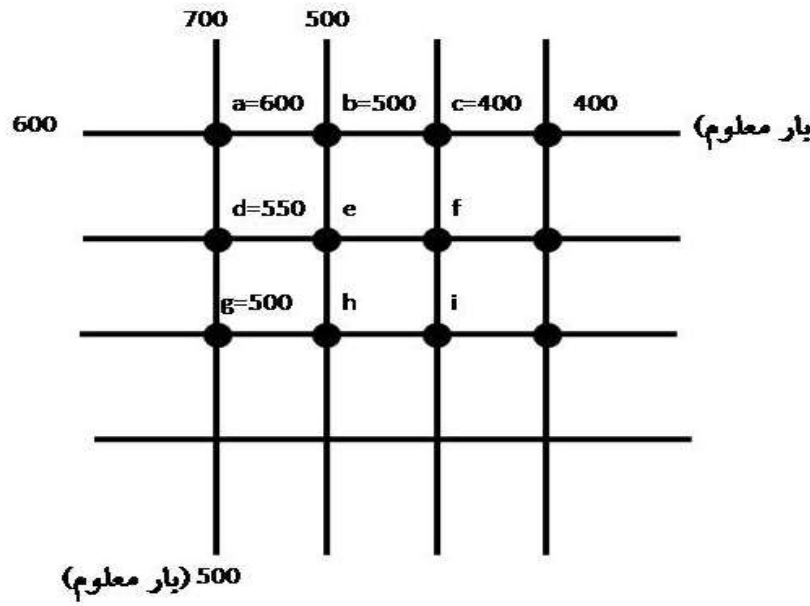
۲-روش باقی مانده یا استراحتی (Residual or relaxation method)

-روش تکرار:

مثال: با توجه به شکل ۶-۱۲ بار هیدرولیکی در مرز زمین مشخص است. مقدار بار را در سایر نقاط با روش تکرار در تفاضل محدود برآورد کنید؟

ابتدا باید مقدار بار نقاط داخلی مجهول مانند نقاط a,b,c,d,... را با توجه به بار معلوم مرزها، حدس زد. فرض کنید بار در نقاط c,b,a به ترتیب برابر ۶۰۰، ۵۰۰ و ۴۰۰ و سایر نقاط داخلی حدس زده شود. حال باید مقدار بار در نقطه a که پیشتر حدس زده شده است به کمک سایر نقاط مرز معلوم و حدس زده شده و روش تفاضل محدود محاسبه شود:

$$H_a=H_\circ=\frac{700+500+550+600}{4}=587.5$$



شکل۶-۱۲: مقادیر شرایط مرزی بار معلوم

این عمل برای تمام نقاط انجام می‌شود و سپس فرایند حل در تکرار دوم برای ارقام اصلاح شده از گام اول، تکرار می‌گردد. فرایند حل آنقدر ادامه می‌یابد تا ارقام محاسبه شده در ۲ تکرار متوالی برای تمام نقاط داخلی شبکه مساوی و یا کمتر از یک مقدار بسیار کوچک (مثلاً ۰,۰۰۰۰۱) شود. باید توجه نمود روش تفاضل محدود ذکر شده در اینجا، یک روش پایه‌ای است و در حال حاضر روش‌های حل بسیار توسعه و بهبود یافته‌ای وجود دارند به طوری که نگرش‌های مختلفی نیز چون اولرین-لاگرانژین و حل‌های استوکستیکی توسعه یافته‌اند. همچنین خطای مربوط به گردکردن از شبکه‌ها و سایر خطاها ممکن است باعث تولید عدم فطعیت‌های حل گردد که در روش‌های حل جدید ممکن است کاهش یابند. باید توجه نمود کوچک شدن سلول شبکه‌ها همیشه باعث افزایش دقت نتایج نمی‌شود زیرا باید میزان و دقت داده‌های مناسب نیز به طور متناسب افزایش یابد(بند ملاحظات مدل‌سازی و کدنویسی).

-روش باقی مانده:

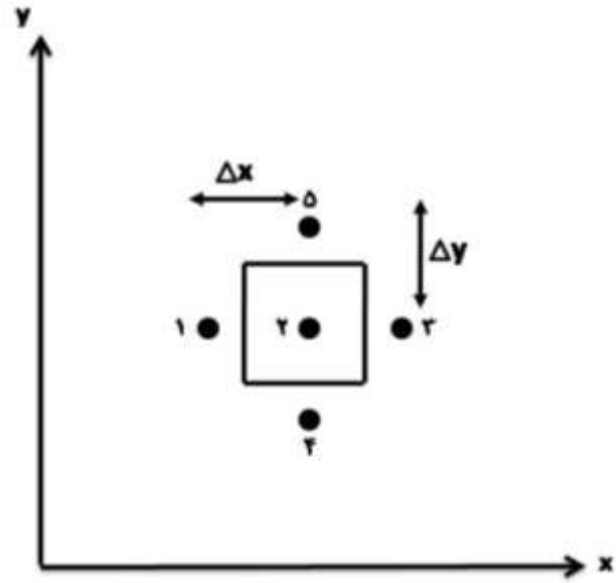
در این روش ابتدا مقدار بار در داخل شبکه با توجه به بار معلوم مرزها حدس زده می‌شود و سپس مقدار باقی مانده محاسبه شود. در مثال قبل داریم:

$$R_\circ = \mathrm{Re}\,sidual = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 - 4H_\circ$$
$$R_a = 700 + 500 + 550 + 600 - 4(600) = -50$$

به همین ترتیب مقدار باقی مانده برای بقیه نقاط محاسبه می‌شود($R_b, R_c, \ldots$). سپس از یک نقطه شبکه (مثلا a) شروع کرده و برای آن نقطه مقدار ΔR_aرا با علامت منفی و با توجه به مقدار R_a به نحوی تعیین می‌نماییم که تا حد امکان به R_a نزدیک بوده و به ۴ نیز قابل قسمت باشد. مثلاً اگر $R_a = 330$ باشد، $\Delta R_a = -340$ می‌تواند باشد. حال مقدار ΔH_a از رابطه $\Delta H_a = -\frac{\Delta R_a}{4} = -\frac{(-340)}{4} = +85$ محاسبه می‌شود. مقدار ۸۵+ برای تصحیح بار نقطه a و نقاط همسایه آن یعنی b و d استفاده می‌شود.این عمل برای نقاط b,d,c و تمام شبکه انجام می‌شود. پایان فرایند حل وقتی است که مقدار R از یک مقدار حدی مورد نظر کوچک‌تر و یا برابر صفر باشد.

ب-تقریب تفاضل‌های محدود

جهت حل معادله لاپلاس $\nabla^2 h = 0$ می‌توانیم معادله پیوستگی یا جرم را برای دبی معلوم یا بار معلوم برای شبکه ۶-۱۳ حل نماییم:



شکل ۶-۱۳تقسیم‌بندی نقاط شبکه در روش تقریب تفاضل‌های محدود (منطقه تاثیرگره ۲)

$$Q_I - Q_O = 0 \qquad ۸۵\text{-}۶$$

رابطه ۶-۸۵ دبی ورودی و خروجی هر گره (Node) را برای برای شرایط دائم نشان می‌دهد. سپس به کمک رابطه دارسی، می‌توان بار را از دبی معلوم محاسبه نمود. اگر مقدار K در نقاط مختلف یکسان باشد می‌توان از روش تکرار یا باقی مانده، استفاده کرد. در غیر این صورت باید تغییرات K (هدایت هیدرولیکی) و H (بار هیدرولیکی) که دارای تغییرات غیرخطی نیز هستند، وارد محاسبات شوند.

ج-تقریب تفاضل‌های محدود در شرایط وجود منبع یا زهکش

در صورت وجود شرایط تغذیه طبیعی یا مصنوعی و یا زهکش‌هایی چون چشمه، قنوات، پمپاژ چاه و غیره، رابطه لاپلاس ممکن است به صورت $T\nabla^2 h + q = 0$ نوشته شود. که در آن h بار، T ضریب انتقال‌پذیری لایه آبدار و q دبی ورودی یا خروجی از واحد سطح است. این رابطه ممکن است ۱، ۲ و یا ۳ بعدی حل شود. رابطه همگام فوق اغلب ممکن است به صورت غیردائم $\nabla^2 h = \frac{S}{T}\frac{\partial h}{\partial t}$ نوشته و حل شود(S ضریب ذخیره). در این حالت روش تفاضل محدود به جای این‌که برای فضا (Space) نوشته شود برای زمان (Time) نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{h(x,y,t+\Delta t) - h(x,y,t)}{\Delta t} \qquad ۸۶\text{-}۶$$

در این شرایط روش‌های حل در حالت غیرهمگام ممکن است به صورت صریح و یا ضمنی باشند:

-روش صریح (Explicit scheme)

جهت حل معادلات در شرایط غیردائم علاوه بر شرایط مرزی به شرایط اولیه نیز نیاز است. معادله $\nabla^2 h = \frac{S}{T}\frac{\partial h}{\partial t}$ در طرح صریح به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{h(x-\Delta x,t)-2h(x,t)+h(x+\Delta x,t)}{(\Delta x)^2}=\frac{S}{T}\frac{h(x,t+\Delta t)-h(x,t)}{\Delta t} \qquad ۸۷-۶$$

در این حالت مقدار بار در زمان t یعنی h(x,t) معلوم است و هدف، محاسبه مقدار بار در زمان $t+\Delta t$ یعنی مقدار $h(x,t+\Delta t)$ است. در فورمول فوق کلیه عوامل به جز عامل $h(x,t+\Delta t)$ در زمان بعدی معلوم است. لذا می‌توان معادلات تک مجهولی را به صورت صریح حل نمود. در روش طرح صریح از روش تفاضل‌های محدود در جهت جلو نسبت به زمان استفاده می‌شود. چنانچه تغییرات h(x,t) نسبت به زمان t رسم شود، جوابهای متعددی به دست می‌آید. لذا راه حل به صورت شرطی پایدار است. در این خصوص رابطه $\frac{\Delta t}{\Delta x^2} \le 0.5$ پایداری را کنترل می‌کند. لذا مقدار Δt باید کم انتخاب شود. در غیر این صورت اغتشاشات عددی ممکن است باعث انتشار خطاهای بیشتر در گام‌های محاسباتی بعدی شوند. اگر زمان مورد نیاز محاسبات به واسطه کاهش گام زمانی، زیاد شود، باید حافظه کامپیوتر نیز متناسب گردد. سرانجام مقادیر $h(x,t+\Delta t)$ بر حسب مقادیر معلوم h در زمان t محاسبه می شود.

-روش ضمنی (Implicit scheme)

معادله غیرهمگام لاپلاس برای طرح ضمنی به صورت رابطه ۶-۸۸ زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{h(x-\Delta x,t+\Delta t)-2h(x,t+\Delta t)+h(x+\Delta x,t+\Delta t)}{(\Delta x)^2}=\frac{S}{T}\frac{h(x,t+\Delta t)-h(x,t)}{\Delta t}$$

در معادله فوق تنها عامل معلوم h(x,t) است. بقیه عوامل در معادله مجهول بوده که باید آنها را نیز داشته باشیم. معادلات با پنج مجهول (مثلاً تراز) در زمان حال و یک معلوم در زمان قبل (مثلاً تراز) برای هر شبکه تشکیل می‌شود. لذا از آنجایی که معادلات مشتقات مکانی برای زمان حال نوشته می‌شود، هر گره (Node) از شبکه (Grid) دارای یک معادله تفاضل با پنج مجهول خواهد بود. لذا حل صریح (حل پیشرو) معادلات امکان‌پذیر نیست. هدف تعیین مقدار بار در نقطه x و در زمان مثلاً $t+\Delta t$ یعنی $h(x,t+\Delta t)$ است(حل پسرو). لذا نیاز به n معادله هستیم. برای حل این معادلات باید از شرایط مرزی مشخص نیز استفاده نمود. اگر معادله فوق برای هرگره نوشته شود، ماتریسی با n در n ردیف و ستون به دست می‌آید(N گره). طرح ضمنی بر اساس تقریب تفاضل‌ها در جهت عقب در رابطه با زمان $t+\Delta t$ نوشته می‌شود.

روش حل تلویحی اگرچه پیچیده‌تر از روش حل صریح است اما معمولاً بدون شرط در جواب پایداری (Stability) است. با این وجود۳ حالت ممکن است مشاهده شود:

-ابتدا تغییرات بار با زمان ناپایدار است اما پایداری در جواب پس از مدت زمان t مشاهده می‌شود.

-جواب پایدار است اما باید بر اساس آمار واقعی کنترل گردد.

-جواب پایدار است اما دقت کافی نداشته و یا حتی غلط است.

٦-٥-٣-روش اجزاء محدود(Finite elements)

روش تفاضل‌های محدود و اجزای محدود در مسائل آب‌های زیرزمینی به نسبت برابر استفاده می‌شود. همچنین تفاوت عمده این دو تکنیک در روش تقسیم‌بندی منطقه مطالعه است. در روش اجزاء محدود یا احجام محدود(Finite volumes)، سطح منطقه به تعدادی جز که معمولاً مثلی شکل هستند تقسیم می‌شود. این نوع تقسیم‌بندی باعث افزایش دقت روی مرزهای نامنظم و داخلی سیستم نسبت به روش تفاضل محدود می‌شود اما نیاز اطلاعات و سختی کار را نیز به همراه دارد. در روش اجزاء محدود محیط (Domain) در داخل نقاط یا گره‌ها (Node) مانند تفاضل‌های محدود مشخص می‌شود. تهیه و طرح (Scheme) وضعیت نقاط و اجزاء ممکن است به کمک ابزار کامپیوتر انجام شود. اساساً تجزیه محیط‌های غیر همگن در روش اجزاء محدود مناسب‌تر است. زیرا المان‌ها به وسیله گره‌هایی تعریف می‌شوند که ممکن است مشخصات یکسان نداشته باشند. پس از شبکه‌بندی باید مسئله مورد نظر را با توجه به معادله مناسب آن مسئله، در روش اجزاء محدود فرمول‌بندی نمود. ۳ روش عمده برای این مقصود شامل روش گالرکین، تغییر متغیر و روش سختی مستقیم وجود دارد.

روش سختی مستقیم (Direct stiffness)

ابتدا یک سیستم، تک بعدی فرض می‌شود و معادله مربوطه برای یک جز نوشته می‌شود. باید این رابطه حداقل برای ۲ گره نوشته شود. برای تصور بهتر فرض کنید این سیستم تک بعدی، لوله‌ای است که گره ورودی آن از سمت چپ با عدد ۱ و گره خروجی آن از سمت راست با عدد ۲ مشخص شده است. سطح مقطع، بار و سایر متغیرهای دارسی نیز با اندیس ۱ و ۲ مشخص می‌شوند. دبی ورودی به هرگره مثبت فرض می‌شود. فاصله طولی بین دو گره، **x** در نظر گرفته می‌شود. نکاتی که باید برای هر جز قبل از نوشتن رابطه دارسی لحاظ نمود به صورت زیر است:

-باید سطح ۱ و ۲ برابر باشد. اگر این طور نیست آنقدر فاصله را کم می‌کنیم تا شرط برقرار شود. بدیهی است که برای سطح متفاوت باید جز جدید تعریف شود.

-هدایت هیدرولیکی در کل تک جز یکسان است.

معادله مورد نظر(در اینجا دارسی) را برای دو نقطه ۱ و ۲ می‌نویسیم:

$$Q1 = -K(\frac{h2-h1}{x})A \qquad ۸۹-۶$$

$$Q2 = -K(\frac{h1-h2}{x})A \qquad ۹۰-۶$$

جهت حل ماتریسی، معادلات را آماده می‌کنیم:

$$Q1 = \frac{KA}{x}h1 - \frac{KA}{x}h2 \qquad ۹۱-۶$$

$$Q2 = -\frac{KA}{x}h1 + \frac{KA}{x}h2 \qquad ۹۲-۶$$

شکل ماتریسی:

$$\frac{KA}{x}\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} h1 \\ h2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q1 \\ Q2 \end{bmatrix} \qquad ۹۳-۶$$

$\frac{KA}{x}\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$ ماتریس هدایت هیدرولیکی المان یا جز

$\begin{bmatrix} h1 \\ h2 \end{bmatrix}$ ماتریس هد یا بار

$\begin{bmatrix} Q1 \\ Q2 \end{bmatrix}$ ماتریس حاوی بار یا دبی–ماتریس سمت راست(RHS)

اگر ماتریس هدایت هیدرولیکی از نظر ریاضی مثبت و معین باشد می‌توان ماتریس ۶-۹۳ را حل نمود. که در بالا این طور است. جهت تعمیم این مسئله ابتدا اجزاء لوله را افزایش می‌دهیم. فرض کنید ۴ گره داریم. اگر طول لوله با ۴ گره تقسیم شود ۳ جز به دست می‌آید. لذا مراحل بالا را ۳ بار تکرار می‌کنیم. ۳ ماتریس هدایت هیدرولیکی به دست می آید که اگر آنها را یکی کنیم نتیجه یک ماتریس ۴*۴ زیر می‌شود:

$$\begin{bmatrix} s11 & s12 & 0 & 0 \\ s21 & s22 & s23 & 0 \\ 0 & s32 & s33 & s34 \\ 0 & 0 & s43 & s44 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} h1 \\ h2 \\ h3 \\ h4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \end{bmatrix} \qquad ۹۴-۶$$

ماتریس بالا ماتریس سختی کل اجزاء است که از جمع ۳ ماتریس هدایت هیدرولیکی و با علامت جایگزین s به دست آمده است. این ماتریس از نظر ریاضی مثبت و متقارن است. نقاط مرزی در این حالت جهت تعریف شرایط مرزی شامل نقاط ۱ و ۴ هستند که می‌بایست در این نقاط دبی یا بار مشخص باشد. کدهای مسئله ساده یک بعدی مانند بالا نوشته شده است. لذا می‌توان از کدهای نوشته شده مدل‌های کامپیوتری جهت حل مسئله‌های چند بعدی نیز

استفاده نمود. اما برای مسائل جدید و ارائه روش‌های تازه یا اصلاح آنها در شرایط خاص و کاهش خطای عددی نیاز به نوشتن کد خواهد شد.

٦-٦-حل عددی معادلات پایه انتقال

حل معادلات انتقال ممکن است بر اساس روش‌های حل تفاضل محدود و اجزاء محدود که پیشتر برای مدل‌سازی جریان ارائه شد به ویژه وقتی که انتقال پخشودگی به انتقال جابجایی غالب است به کارگرفته شود. در این خصوص برخی از مشکلات مدل‌سازی جریان نیز تشریح شد. همچنین حل عددی معادلات انتقال ممکن است بر اساس روش قدم‌های تصادفی، ردیابی ذره، خطوط مشخصه، شبکه‌های سازگار، اولرین-لاگرانژین و... پایه‌ریزی شود. در روش‌های مذکور به ویژه روش‌های تفاضل و اجزاء محدود ممکن است خطاهای قابل توجهی در اثر وجود پخشودگی و نوسانات حل عددی در برخی از مسائل انتقال مشاهده گردد. زیرا در اینجا معادلات پیچیده‌تر بوده به طوری که می‌بایست علاوه بر حجم کنترل جریان به ذرات در حال حرکت و اضمحلال سیستم نیز توجه گردد. البته معمولاً اینگونه خطاهای عددی با کوچک کردن گام‌های زمانی و مکانی بهبود می‌یابد(بند ملاحظات فنی). با این وجود مطالعات جهت بهبود و توسعه روش‌های حل عددی سازگارتر همچنان ادامه دارد. علاوه بر این فرایند انتقال محلول به طورکامل بر اساس قانون فیک که در اکثر مدل‌ها پایه‌ریزی شده است صورت نمی‌گیرد (Fickian model) بلکه عمده پخشودگی مکانیکی در اثر نوسان سرعت جریان نسبت به میانگین سرعت (Advective based process) ایجاد می‌شود. علاوه بر این قانون فیک در سفره‌های لایه‌بندی شده (Stratified) صادق نیست. لذا توابع انتقال نیز اغلب به درستی سیستم را تشریح نمی‌کنند. خطاهای تابع سیستم به همراه خطاهای روش حل می‌بایست با درک توابع و روش‌های حل تا حد امکان کنترل شوند. به طورکلی مدل و روشی که توزیع سرعت را بهتر شبیه‌سازی کند، عدم قطعیت‌های فرایند پخشودگی را کمتر می‌کند. پیچیدگی و عدم قطعیت‌های حل عددی معادلات انتقال با غیرخطی شدن فرایندهای شیمیایی و افزایش وابستگی‌های درونی بین مواد بیشتر نیز می‌شود. با توجه به این پیچیدگی‌ها در حال حاضر معادلات اساسی انتقال سفره‌ها، ترم‌های ساده واکنشی را به صورت خطی و تحت شرایط تعادلی شبیه‌سازی می کنند. فرضیاتی که در واقعیت کمتر محتمل است. با این وجود اغلب محدودیت‌های مربوط به شناخت فرایندها و کمبود داده‌های کیفی جهت واسنجی بیشتر از محدودیت‌های ریاضی مسئله بوده است. در اینجا عمده روش‌های اصلی در ۳ کلاس و نگرش ۱-اولرین، ۲-لاگرانژین، ۳-اولرین-لاگرانژین جهت حل عددی معادلات دیفرانسیلی انتقال آلاینده محیط متخلخل آب‌های زیرزمینی معرفی می‌شود که پس از ذکر شرایط حل عددی، روش‌های مذکور ارائه می‌گردد.

٦-٦-١-شرایط مرزی و اولیه

همان‌طور که برای حل معادلات جریان نیز ذکر شد، معادله اساسی انتقال از نوع معادله دیفرانسیل جزئی درجه دوم بوده که جهت حل آن نیاز به مشخص کردن شرایط مرزی و اولیه است. همچنین در انتها نقش غلظت آب ورودی به

سیستم و شرایط مرزی مدل کمی در حمل مواد که باید در تعیین شرایط مرزی مدل کمی-کیفی به صورت توام لحاظ شود ارائه شده است.

شرایط اولیه

شرایط اولیه به معنی معلوم بودن مقدار متغیر وابسته در یک حالت اولیه(مانند زمان) است. معادله انتقال، تغییرات غلظت را نسبت به زمان ارائه می‌دهد لذا می‌بایست مقدار غلظت آلاینده در زمان ورود به آبخان مشخص شود. غلظت در زمان شروع ممکن است صفر یا غیر صفر باشد. شرایط اولیه برای یک سیستم آبخانه به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$C(x,y,z,t) = C_{\circ}(x,y,z) \qquad t \geq 0 \qquad ۹۵\text{-}۶$$

$C_{\circ}(x,y,z)$: توزیع غلظت اولیه بوده که برای زمان معین جزو معلومات مسئله است.

در مدل‌های آلودگی آب‌های زیرزمینی، تعیین شرایط اولیه بستگی به اهداف مدل‌سازی دارد. به عنوان مثال ممکن است هدف از مدل‌سازی، ارزیابی تغییرات کیفی برخی از پارامترهای آبخانه در سال‌های آتی باشد. در این حالت شرایط اولیه می‌تواند با توجه به دسترسی داده‌ها و میزان دقت مورد نظر چند سال جلوتر برای همان پارامترها لحاظ شود. البته با توجه به این‌که معمولاً اطلاعات در سطح مکان و زمان آبخانه ناچیز است می‌بایست به کمک روش‌های آماری و درون‌یابی نقشه‌های کیفی(فصل مطالعات پایه) تهیه شوند. همچنین ممکن است هدف بررسی روند یک آلودگی موجود خاص در گذشته تا حال و آینده باشد. لذا شرایط اولیه هریک با توجه به هدف ممکن است ماه یا سال و حتی روز متفاوتی باشد.

شرایط مرزی

شرایط مرزی به معنی این است که مقدار متغیر وابسته و یا مشتق‌های آن در مرزهای قلمرو حل معادله دیفرانسیل پاره‌ای، معلوم بوده است. این شرایط ۴ مورد هستند که در آب‌های زیرزمینی برای مدل‌های جریان و آلودگی به ۳ دسته تقسیم شده‌اند:

۱- شرط مرزی دریشله(.Dirichlet Boud) یا غلظت ثابت مشخص با تلفیق دبی ثابت یا هد ثابت جریان

اگر مقدار متغیر وابسته روی مرزهای سیستم مشخص شده باشد، شرط مرزی دیریکله برقرار است. در مدل‌های انتقال، متغیر وابسته همان مقدار غلظت در روی مرز است. این غلظت در مرزها با تغییر گام زمانی تغییر نکرده و ثابت است. لذا در این حالت یک منبع آلاینده با غلظت معین و ثابت در ورودی سیستم وجود دارد و یا برعکس یک مخزن دریافت کننده آلاینده با غلظت معین در خروجی سیستم وجود دارد. همان‌طور که در بند تاثیر متقابل کمیت و کیفیت سیال نیز ذکر شد اگر دبی یا بار ثابت باشد ممکن است تغییرات غلظت همرفتی و پخشودگی وجود داشته باشد.

$$C(x,y,z,t) = C_{\circ}(x,y,z) \qquad ۹۶\text{-}۶$$

به عنوان نمونه در اراضی کشاورزی تحت آبیاری با کودشیمیایی و یا نشت مخازن نفتی، سطح فوقانی آبخانه را مرز با غلظت مشخص در نظر می‌گیرند. همچنین اگر آبخانه با چاه جذبی آلوده شود می‌توان با توجه به نوع آلاینده و تعیین غلظت، مدل را با مرز غلظت معلوم اجرا نمود. این شرط اغلب به دلیل سادگی در مدل‌سازی توصیه می‌شود.

۲- شرط مرزی نیومن(Neumann) تحت شرایط شار پخشودگی

اگر مشتق عمودی متغیر وابسته در مرزها معلوم باشد، شرط مرزی نیومن برقرار است. در اینجا گرادیان یا تغییرات غلظت روی مرز مشخص است. در این شرایط جرم در نقطه ورودی سیستم با یک نرخ ثابت وارد می‌شود و به سیستم اجازه داده می‌شود تا جرم به همان صورتی که در پایین دست منتشر می‌شود، در بالا دست نیز صرفاً (فرایند پخش) گردد.

$$D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x}=q(x,y,z,t)\quad t\geq 0 \qquad ۹۷\text{-}۶$$

$q(x,y,z,t)$ دبی با غلظت مشخص که وارد سیستم و یا از سیستم خارج می‌شود. اگر مرز سیستم غیرقابل نفوذ باشد بدیهی است که $q(x,y,z,t)=0$ خواهد شد. در این نوع شرط مرزی با توجه به معادله ۶-۹۷ مقدار جریان پخشودگی مشخص است اما در عمل با توجه به این‌که پخشودگی مواد یا تغییرات غلظت در حین ورود و خروج از یک گره، بسیار ناچیز است، لذا در فرآیند مدل‌سازی این نوع شرط کمتر استفاده می‌شود.

۳-شرط مرزی کشی(Cauchy)

تلفیقی از شرایط نوع ۱ و ۲ است. در این حالت یک شار ثابت و معلوم از مقدار و گرادیان غلظت وجود دارد. به طوری که به معادله ۶-۹۷ مقدار غلظت ورودی و خروجی نیز اضافه می‌شود(شار همرفتی و پخشودگی).

$$D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x}-v_i c=\omega(x,y,z,t)\quad t\geq 0 \qquad ۹۸\text{-}۶$$

در شرط کشی باید تغییرات غلظت نسبت به مکان تعیین شود. همچنین اگر مدل غیردائم اجرا شود باید تغییرات غلظت با زمان نیز وجود داشته باشد که در عمل با توجه به فقدان داده، اغلب شرط نوع اول انتخاب می‌شود.

اگر شرط مرزی اعمال شده ترکیب خطی دو شرط نیومن و دریشله باشد، شرط رابین برقرار است. در پاره‌ای موارد، شرایط مرزی در قسمتی از مرز، شرط دریشله و در قسمتی دیگر شرط نیومن است، این نوع شرط مرزی را شرط مختلط می‌نامند. لذا این دو نوع شرط را می‌توان در شرط کشی قرار داد.

۴-شرط نفوذناپذیر(Noflow): نوع خاصی از شرط نیومن یا کوشی در جایی که شار همرفتی و پخشودگی صفر باشد.

نقش شرایط مرزی مدل کمی در حمل مواد و مقایسه شرایط مرزی کمی-کیفی

-در صورتی که مرز مدل جریان با مدل انتقال در حالت شرط مرزی دبی و غلظت معلوم باشد، میزان مواد محلول ورودی و خروجی هر گره برابر حاصلضرب آنها خواهد بود.

-اگر غلظت روی مرز مشخص نباشد: سفره یا در حال تغذیه و یا در حال تخلیه است. که در هر دو حالت، دبی خروجی و تغذیه یا از قبل معلوم است و یا حین مدل‌سازی محاسبه و مشخص می‌شود. غلظت نیز در شبکه مورد نظر از

قبل تعیین می‌شود. در هر دو حالت میزان ورود یا خروج مواد محلول به محدوده داخلی مدل سفره، برابر حاصلضرب دبی و غلظت متناظر شرایط است.

-مرز با غلظت معلوم در معادلات کیفی مشابه مرز با دبی معلوم در معادلات جریان است. اما فرآیند ورود مواد محلول از ناحیه مرزی در بررسی انتقال به مراتب پیچیده‌تر است. زیرا مواد محلول تحت تاثیر فرآیندهای فیزیکی، بیولوژیکی و شیمیایی منتقل می‌شوند. حال آنکه این تشابه تنها در مولفه دبی و فرآیند فیزیکی انتقال وجود دارد.

-مرز با تغییرات غلظت معلوم در معادلات کیفی مشابه مرز با بار هیدرولیکی معلوم در معادلات کمی است. اما در مدل کیفی فقط بخشی از فرآیند پخشودگی توسط گرادیان غلظت محاسبه می‌شود. لذا شرط مرزی در حمل مواد، به تنهایی نمی‌تواند مقدار کامل مواد محلول ورودی یا خروجی از سیستم محدوده مدل را مشخص کند. جهت تعیین دقیق این مقدار باید شرط مرزی دیریکله در مدل جریان و شرط مرزی کشی در مدل انتقال برقرار شود تا امکان تعیین کامل و دقیق ورودی و خروجی مواد محلول در فرآیند شبیه‌سازی فراهم شود.

غلظت آب ورودی-خروجی

این دو پارامتر بر اساس حاصلضرب غلظت آب در محل بحرانی(تخلیه یا تغذیه) در دبی برداشت یا تغذیه محاسبه می شوند. مدل نیز به همین شکل بیلان کیفی محدوده سیستم را تعیین می‌نماید. البته موضوع به این سادگی نیست. به عنوان نمونه غلظت آب نفوذی از سطح زمین به سفره مانند غلظت ورودی از زباله‌های دفن شده، آب آبیاری، نشت از مخازن نفتی، رودخانه‌ها، بارندگی و.. به دلیل وجود انواع فرآیند در زمان و مکان تغییر می‌کند. لذا با توجه به سطح سفره اغلب این آلاینده‌ها قبل از برخورد به آب زیرزمینی، از محیط غیر اشباع نیز گذر کرده‌اند که باید اثر انواع جذب، توزیع در سایر زیرسیستم‌ها و انواع فرآیندهای شیمیایی، بیولوژیکی و فیزیکی (فصل مطالعات پایه) نیز در محیط غیر اشباع مورد توجه باشد. علاوه بر این با توجه به منبع آلاینده، مقدار غلظت ورودی به سیستم نیز ممکن است ذاتاً نسبت به زمان متغیر باشد. در این حالت نمی‌توان غلظت ورودی را ثابت فرض نمود.

٦-٦-٢-نگرش اولرین

مهم‌ترین روش‌های این نگرش روش‌های تفاضل‌های محدود(F.D.M) و اجزاء محدود(F.E.M) است. لذا حل عددی معادلات انتقال مانند جریان بر اساس طراحی شبکه (Grid) ثابت مکانی انجام می‌پذیرد. اساس کار به این صورت است که در هر گره و المان مقدار متغیر وابسته(غلظت و تغییرات آلاینده) بر اساس روش‌های عددی و معلومات مسئله مانند ضرایب و متغیرهای مستقل معادله مورد نظر در سایر نقاط مکانی-زمانی تعیین می‌شود. روش‌های نگرش اولرین کاربرد بیشتر و رضایت بخشی در حل عددی معادلات جریان دارند زیرا معادلات جریان ساده‌تر بوده و نتایج به دست آمده نیز عمدتاً رضایت بخش هستند. اما روش‌های این نگرش در حل معادلات انتقال همراه با خطاهایی از قبیل نوسانات مصنوعی ناشی از روش حل و پخشودگی عددی در ترم جابجایی هستند. اگرچه در روش‌های نگرش اولرین می‌توان با کوچک‌تر کردن ابعاد شبکه و یا گام‌های زمانی (با آنالیز حساسیت یا اعداد

پکلت و کورانت) تا حدودی مشکلات مذکور را برطرف کرده و در حل معادلات انتقال استفاده نمود. عمده مشکل روش‌های این نگرش در حل عددی ترم جابجایی معادله انتقال است. لذا روش‌های با نگرش اولرین عمدتاً در حل معادلات ترم پخشودگی معادله انتقال و جریان مناسب و کاربرد دارند. با توجه به این‌که دو روش این نگرش در حل معادلات جریان آب زیرزمینی و سیلاب پیشتر ارائه شده است در اینجا از تکرار آنها خودداری می گردد(مدل: SUTRA, CFEST, SWIFT).

٦-٦-٣-نگرش لاگرانژین

در نگرش لاگرانژین به جای این‌که در یک شبکه ثابت رفتار خود ذره مورد بررسی قرار گیرد(نگرش اولرین)، مسیر حرکت ذره و نه خود ذره در یک مختصات متحرک مطالعه می‌شود. این مسئله امتیازات و البته دشواری‌هایی را نیز به دنبال دارد. معادله انتقال در شبکه مکانی تغییر شکل یافته(Deforming grid) و یا مختصات تغییر یافته، حل می‌شود. لذا شبکه‌ها امکان تغییر شکل دارند. در این حالت با مشخص شدن مسیر روند ذره می‌توان مقدار متغیر وابسته را در نقاط دیگر تعیین نمود. در این نگرش تعداد زیادی ذرات وجود دارد لذا تحلیل انتقال ذره آلاینده به واقعیت نزدیک‌تر است. البته وقتی که ترم‌های جابجایی و پخشودگی هم‌زمان حل می‌شوند در حل معادله بویژه در ترم پخشودگی مشکلاتی پیش می‌آید زیرا در این نگرش شبکه یا مختصات‌ها، ثابت نیستند. همچنین اساس این روش به حرکت ذرات پایه‌ریزی شده است و این مسائل باعث ایجاد ناپایداری حل عددی در سیستم می‌گردد. ناپایداری حل عددی در این نگرش وقتی سهم ترم پخشودگی زیاد می‌شود به ویژه وقتی که ورودی یا خروجی‌های مختلف با شرایط مرزی پیچیده با مرزهای غیر یکنواخت در سیستم آبخانه حاکم باشد بیشتر نیز می‌گردد. این مسائل در مناطق نزدیک به منابع تغذیه و تخلیه نیز صادق است. در این شرایط از کارایی روش‌های این نگرش کاسته می‌شود. با این وجود با توجه به این‌که روش‌های حل عددی با نگرش اولرین دارای مشکلاتی در حل ترم جابجایی املاح است، روش‌های جایگزینی برای آن نیاز شد. هرچند روش‌های با نگرش لاگرانژین نیز در حل عددی معادلات توام انتقال(جابجایی و پخشودگی) کارایی کمتری دارند اما در حل عددی ترم جابجایی معادلات انتقال موفق هستند به طوری که با درنظر گرفتن تعداد زیادی ذرات متحرک، معادله انتقال را مستقیم حل نکرده و دچار پخشودگی عددی مانند نگرش اولرین نمی‌شوند و لذا برای حل ترم معادله جابجایی املاح موثرتر هستند. همچنین اگر ترم پخشودگی در معادله انتقال آلاینده بزرگ و مهم شود کارایی این روش نیز کم می‌گردد(مدل: PLASM, INTERTRANS).

۱-روش قدم‌های تصادفی

عمده‌ترین تکنیک در نگرش لاگرانژین، روش قدمهای تصادفی (Random Walk Method) است. این روش بر اساس قراردادن تعداد زیادی ذره که به هر یک جرمی نسبت داده شده و همچنین بر اساس الگوی تعقیب ذارت (Particle tracking Technique) پایه‌ریزی شده است. سپس حرکت ذره دنبال می‌شود. پدیده جابجایی ذره (Δx) بر اساس حرکت و سرعت متوسط آب زیرزمینی v و در جهت عمومی جریان صورت می‌گیرد. سپس اثر عمل پخشودگی مواد با

اضافه شدن یک تغییر مکان تصادفی(r) به جابجایی اولیه شبیه‌سازی می‌گردد. فرآیند جذب سطحی نیز با اصلاح سرعت و جرم ذرات لحاظ می‌گردد. مدل ساده کلی به صورت زیر است:

$$x_p^{d+1} = x_p^d + \Delta x + r \qquad ۹۹-۶$$

x_p^{d+1} موقعیت ذره بعد از یک گام انتقال.

توزیع ذرات محلول را می‌توان گوسی یا نرمال فرض نمود. مطالعات نشان داده است که مقدار میانگین توزیع نرمال، متناسب و برابر جابجایی املاح بوده و انحراف از معیار توزیع متناسب با ترم تصادفی معادل پخشودگی است. لذا معادله ۶-۹۹ در تحلیل یک بعدی و برای یک گام زمانی Δt برای r به شکل زیر تبدیل می‌شود:

$$r = N(0, \sigma^2) \qquad ۱۰۰-۶$$

$$x_p^{d+1} = x_p^d + \Delta x + N(0, \sigma^2) \qquad ۱۰۱-۶$$

که $N(0, \sigma^2)$ همانند ترم تصادفی روش تولید تصادفی MIUDRN (فصل خشکسالی)، یک عدد تصادفی با توزیع نرمال N، میانگین صفر و انحراف از معیار زیر است:

$$\sigma_L = \sqrt{2\alpha_L vt} \qquad ۱۰۲-۶$$

اگر حرکت در دو بعد باشد می‌بایست جابجایی تصادفی را برای دو بعد اصلاح نمود زیرا پخشودگی هم در طول و هم در عرض اتفاق می‌افتد. در حالت ۲ بعدی علاوه بر رابطه ۶-۱۰۲ رابطه ۶-۱۰۳ نیز به همان صورت اما در عرض توجیه می‌شود:

$$\sigma_T = \sqrt{2\alpha_T vt} \qquad ۱۰۳-۶$$

لذا معادله ۶-۹۹ با توجه به حرکت ذرات در دو جهت x,y مانند شکل ۶-۱۴ بازنویسی می‌شود:

$$x_p^{d+1} = x_p^d + \Delta x + r_L \sin\theta + r_T \cos\theta$$

$$= x_p^d + \Delta x + r_L \frac{\Delta x}{\Delta l} + r_T \frac{\Delta y}{\Delta l} \qquad ۱۰۴-۶$$

$$y_p^{d+1} = y_p^d + \Delta y + r_L \cos\theta + r_T \sin\theta$$

$$= y_p^d + \Delta y + r_L \frac{\Delta y}{\Delta l} + r_T \frac{\Delta y}{\Delta l} \qquad ۱۰۵-۶$$

$$\Delta x = v_x \Delta t,\ \ \Delta y = v_y \Delta t,\ \ \Delta l = \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2}$$

θ زاویه بین جابجایی و محور عرض‌ها.

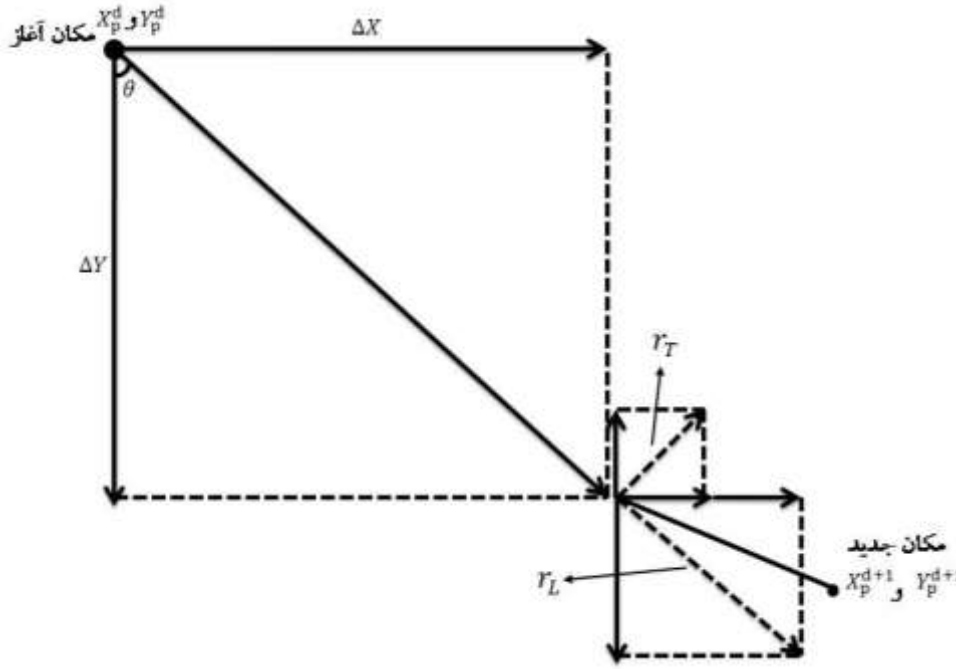
این روابط بر اساس تشابه با تابع چگالی احتمال با توزیع نرمال متغیر تصادفی، یک معادله تقریبی هستند. وقتی که تعداد زیادی ذره با مشخصات مشابه هم‌زمان حرکت کنند، تابع چگالی آنها (f) از معادله $Fok\,\ker - Planck$ تبعیت می‌کند. در حالت یک بعدی این تابع و شکل استاندارد معادله پخشودگی-جابجایی وقتی که ضریب پخشودگی طولی ثابت باشد، مشابه می‌شوند. در این حالت جهت حل معادله انتقال از روش RWM می‌بایست برای محاسبه سرعت حرکت ذرات از

سرعت نشت به اضافه مشتق مکانی ضریب پخشودگی استفاده نمود. لذا اگر این مشتق کوچک باشد می‌توان از آن صرف نظر نمود. در غیر این صورت درجائیکه ضریب پخشودگی نسبت به مکان به مقدار زیادی مانند نزدیک منابع تغذیه و تخلیه تغییر کند خطای حاصل از حذف این عامل و لذا روش RWM افزایش می‌یابد(نقطه ضعف روش). در روش RWM غلظت با توجه به جرم ذرات متحرک هر سلول و در یک زمان مشخص به کمک میانگین حسابی محاسبه می‌شود. اگر کل ذرات سلول $s1$ در لحظه t برابر P_T باشد، غلظت هر سلول از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$c_{s1}(t) = \frac{1}{nV_s}\sum_{p=1}^{P_T} m_p \qquad ۱۰۶-۶$$

m_p جرم مربوط به ذره p داخل سلول $s1$، و n تخلخل و V_s حجم سلول $s1$

جرم کل از جمع کل جرم سلول‌ها محاسبه می‌شود. ذرات جدید نیز در اثر ورود املاح از منابع ورودی اضافه و از منابع تخلیه خارج می‌شوند. در روش RWM پخشودگی عددی تحت شرایط کوچک بودن سهم انتقال پخشودگی هیدرودینامیک، حذف می‌شود. در این روش علاوه بر ارضای قانون بقای جرم، اعمال آن جهت تهیه برنامه‌های شبیه‌سازی راحت است. همچنین از نظر محاسباتی راندمان بالایی دارد به طوری که توزیع و پراکنش جرم را می‌توان با تعداد مناسبی از ذرات معرفی نمود. عمده مشکل و خطای این روش مربوط به گسستگی بالای ذاتی این روش است. زیرا غلظت بر اساس جرم حمل شده توسط ذرات محاسبه می‌شود. بدیهی است که این روش در شرایط مرزی حاد و فرآیند پخشودگی ضعیف باشد.



شکل۶-۱۴: جمع‌برداری مولفه جابجایی مربوط به سرعت و پخشودگی تصادفی ذرات در حالت ۲ بعدی

٦-٦-٤-نگرش اولرین-لاگرانژین

با توجه به مشکلاتی که در حل عددی معادله انتقال با نگرش لاگرانژین عنوان شد روش تلفیقی اولرین-لاگرانژین با هدف حفظ مزایای دو نگرش و ایجاد یک روش حل موثر با خطای محاسباتی و ناپایداری‌های حل عددی کمتر به وجود آمد. در این نگرش ترم انتقال معادله آلودگی بر اساس نگرش لاگرانژین و ترم پخشودگی بر اساس نگرش اولرین حل می‌گردد. جهت تعیین الگوریتم اصلی اولرین-لاگرانژین ابتدا معادله اساسی انتقال را به شکل اولرین در می‌آوریم. برای این کار می‌بایست سرعت تاخیر یافته ذره آلوده ($\bar{v}_i = \frac{v_i}{R}$) را وارد معادله اساسی انتقال کنیم. لذا ابتدا ترم انتقال را بازنویسی می‌کنیم:

$$\frac{\partial}{\partial x_i}(v_i c) = c\frac{\partial v_i}{\partial x_i} + v_i\frac{\partial c}{\partial x_i} = v_i\frac{\partial c}{\partial x_i} + c\frac{q_s}{\theta} \qquad ۱۰۷\text{-}۶$$

اگر معادله ۶-۱۰۷ در معادله اساسی انتقال جایگزین شود و فاکتور تاخیر R از طرف چپ معادله اساسی، ساده شود معادله اساسی از نوع اولرین به دست می‌آید:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{1}{R}\frac{\partial}{\partial x_i}\left(D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x_j}\right) - \bar{v}_i\frac{\partial c}{\partial x_i} - \frac{q_s}{R\theta}(c - c_s) - \frac{\lambda}{R}\left(c + \frac{\rho_b}{\theta}\bar{c}\right) \qquad ۱۰۸\text{-}۶$$

$\frac{\partial c}{\partial t}$ تغییرات غلظت را در مکان معین نشان می‌دهد. اگر مقدار تغییرات غلظت روی مسیر حرکت ذره یا روی منحنی مشخصه پیشروی سرعت ذره آلوده به صورت دیفرانسیل معمولی و با $\frac{Dc}{Dt}$ نشان داده شود، داریم:

$$\frac{Dc}{Dt} = \frac{\partial c}{\partial t} + \bar{v}_i\frac{\partial c}{\partial x} \qquad ۱۰۹\text{-}۶$$

با جایگزینی ۶-۱۰۹ در ۶-۱۰۸ معادله اساسی انتقال به فرم لاگرانژین زیر تبدیل می‌شود:

$$\frac{Dc}{Dt} = \frac{1}{R}\frac{\partial}{\partial x_i}\left(D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x_j}\right) - \frac{q_s}{R\theta}(c - c_s) - \frac{\lambda}{R}\left(c + \frac{\rho_b}{\theta}\bar{c}\right) \qquad ۱۱۰\text{-}۶$$

با توجه به الگوریتم تفاضل‌های محدود و با دیفرانسیل پیشرو می‌توان مشتق $\frac{Dc}{Dt}$ را به صورت زیر نوشت:

$$\frac{Dc}{Dt} = \frac{c_i^{n+1} - c_i^n}{\Delta t} \qquad ۱۱۱\text{-}۶$$

c_i^{n+1} و c_i^n به ترتیب مقدار غلظت متوسط مواد محلول در زمان **t+1** و t

Δt فاصله زمانی بین t و **t+1**

با توجه به رابطه ۶-۱۱۱ رابطه ۶-۱۱۰ به شکل الگوریتم اصلی روش تلفیقی اولرین-لاگرانژین که در اکثر مدل‌های توسعه یافته نیز وجود دارد، تبدیل می‌گردد.

$$c_i^{n+1} = c_i^n + \Delta t\,\Phi \qquad ۱۱۲\text{-}۶$$

Φ بیانگر تقریب تفاضل محدود یا جز محدود در ترم‌های سمت راست معادله ۶-۱۱۰ است. در معادله ۶-۱۱۲ ترم C_i^n به عنوان بخش انتقال بوده و لذا به روش لاگرانژین حل می‌شود. ترم دوم نیز مربوط به سایر پدیده‌های انتقال است که پدیده‌های پخشودگی و خالص ورودی-خروجی‌ها از روش تلفیقی اولرین-لاگرانژین و پدیده مربوط به عکس العمل‌های شیمیایی نیز بر اساس روش تفاضل‌های محدود با شبکه‌بندی اولرین حل می‌شود. بدیهی است اگر از روش صریح(Explicit) تقریب تفاضل‌های محدود حل شود می‌بایست مقدار غلظت در زمان t یعنی C_i^n استفاده شود. در غیر این صورت اگر از روش ضمنی(Implicit) استفاده شود، مقدار غلظت در زمان **t+1** ، یعنی C_i^{n+1} خواهد بود. در این خصوص تکنیک‌های مختلف جهت تقریب زدن ترم انتقال به روش تلفیقی اولرین-لاگرانژین به ۳ صورت عمده زیر است:

۱-روش خطوط مشخصه(Method of characteristic (MOC

۲-روش اصلاح شده خطوط مشخصه(Modified method of characteristic (MMOC

۳-روش هیبرید خطوط مشخصه(Hybrid method of characteristic (HMOC

در روش MOC تعدادی ذره مشخصه (نشانه دار) با توزیع تصادفی و یا الگوی مشخص شده‌ای در داخل سلول‌های شبکه مدل، توزیع می‌گردد. بر اساس تجربه حدود ۴ تا ۹ ذره نشانه جهت مدل‌سازی انتقال در سیستم ۲ بعدی مناسب است. موقعیت هر ذره به وسیله مختصات آن، غلظت و پارامترهای مربوطه تعیین می‌شود. مسافت طی شده هر ذره متناسب با سرعت آن و مدت گام زمانی است. این ذرات در جهت آب زیرزمینی به حرکت خود ادامه داده و در هر فاصله زمانی کوتاه، مشخصات آنها تعیین میشود. با توجه به معادله ۶-۱۱۲ و مقدار غلظت وزنی ذرات هر سلول، محاسبات تعیین غلظت تا آرین گام در نظر گرفته شده انجام می‌گیرد. این روش برای مدل کردن شرایطی که فرآیند انتقال کند باشد بویژه در حالت ۳ بعدی به دلیل حجم زیاد محاسبات ذرات متحرک، مناسب نیست. همچنین با توجه به مبنای این روش، آزادی بیش از حد در تولید محاسبات باعث ایجاد پخشودگی عددی می‌گردد. علاوه براین در این روش مانند سایر روش‌های نگرش اولرین-لاگرانژین در بعضی حالات اختلاف معنی‌داری در بیلان یک سلول ایجاد می‌شود.

در روش MMOC فقط از یک ذره برای هر سلول تفاضل‌های محدود و یا تنها در نقاط گره‌ها از ذرات متحرک استفاده می‌شود. لذا حجم عملیات بسیار کم شده و می‌توان این روش را در آبخانه‌های وسیع به صورت ۳ بعدی نیز به کاربرد. در این روش ذره به عقب برگشته تا موقعیت خود را در زمان t پیدا کند. مقدار غلظت در نقاط مشخص بر اساس میانیابی نقاط مجاور تعیین می‌شود. بدیهی است که روشMMOC می‌تواند برای توده‌های آلاینده بطئی به خوبی استفاده شود.

روش‌های فوق بر اساس الگوریتم اولرین-لاگرانژین حل می‌شوند و هر کدام مزایا و معایبی دارند. روش HMOC تلفیق دو روش مذکور است. در این روش سعی شده است تا با یک تطبیق خودکار بر اساس این‌که جبهه آلاینده سریع است یا کند روش مناسب MOC یا MMOC انتخاب شود. در روش هیبرید وقتی عکس العمل شیمیایی و یا پدیده پخشودگی ناپدید شود، عملیات پیشروی قطع می‌شود. همچنین جهت انتخاب دو روش خطوط مشخصه و اصلاح شده می‌توان از معیار کمی عدد پکلت نیز استفاده نمود(مدل: MT**3**D, BIOPLUME, MOCDENSE, MOC).

٦-٧-سایر ملاحظات فنی مدل‌سازی

پس از مطالعات پایه و تهیه مدل مفهومی کمی-کیفی، مدل مناسب کمی-کیفی انتخاب می‌شود. در این گام منطقه مطالعاتی به شبکه‌هایی با ابعاد مناسب تقسیم می‌شود. سپس شرایط مرزی و داده‌های ورودی مورد نیاز جهت حل معادلات پایه تعیین می‌شود و مدل کمی برای حالت پایدار اجرا می‌گردد. سپس مدل برای این شرایط واسنجی می گردد. پس از واسنجی باید شرایط اولیه مشخص شود و مدل برای شرایط غیردائم اجرا و کالیبره گردد. سپس مشابه فرآیند بالا بر اساس مدل مفهومی کیفی، مدل کیفی آماده و مراحل بالا دنبال می‌شود. واسنجی مدل، فرایندی تکراری است که باید از مدل کیفی دوباره مدل کمی ارزیابی و نهایی گردد. در این مرحله مدل برای مدیریت سفره آماده شده است. در ادامه نکات فنی مراحل مدل‌سازی که در بخش‌های پیش ارائه نشده است گام به گام ارائه می‌شود.

٦-٧-١-تهیه پایگاه مدیریت داده

برخی از مناسب‌ترین ابزار تولید پایگاههای داده که در مدیریت حجم داده‌های بسیار زیاد کاربرد دارند شامل برنامه‌های SQL ، Orachel و Access هستند. این ابزار با فرمت‌های مناسب امکان برقراری ارتباط با محیط GIS,RS را نیز دارند. همچنین امکان ذخیره، آنالیز، مدیریت و انتقال داده‌ها به محیط‌های مختلف از جمله مدل‌های هیدرولوژیکی سیلاب و آب زیرزمینی نیز فراهم می‌شود. مدیریت داده‌ها قبل از تهیه مدل و بعد از آن جهت ارائه و همچنین توسعه در آینده بسیار اهمیت دارد. شاید بخش مهمی از مدل‌سازی مربوط به مدیریت داده‌های بسیار زیاد و دسترسی سریع به آنها باشد. یکی از کاربردهای نقشه‌های رقومی، مقایسه راحت و سریع‌تر نتایج تولید شده مدل در مراحل ارزیابی نتایج واسنجی و تفسیر و نمایش نتایج است. در این خصوص برخی از مهم‌ترین نقشه‌ها و اطلاعات خروجی که ممکن است ارائه شوند به شرح زیر هستند:

-نقشه‌های هم تراز بار و یا هم غلظت

-مقایسه مقادیر باقی مانده نتایج بار و غلظت واسنجی شده با نقاط شاهد

-هیدروگراف و منحنی غلظت در چاه‌های مختلف

-بیلان جریان و مواد محلول در نقاط خاص

-مسیر جریان و آلاینده و زمان عبور آنها

-.....

٦-٧-٢-شبکه‌بندی مکانی

جهت حل معادلات دیفرانسیل جزئی آب‌های زیرزمینی نیاز به شبکه‌بندی آبخانه است. در این خصوص منطقه و محورهای مختصات متناظر آن به فواصل با ابعاد مناسب $\Delta x, \Delta y,$ در حالت ۲ بعدی(شبکه‌بندی افقی) و $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ در حالت ۳ بعدی(شبکه‌بندی عمودی) تقسیم‌بندی می‌شود. این شبکه ها (Grid) ممکن است در حل تفاضل محدود به صورت گره های متمرکز در بلوک یا گره های روی ضلع های شبکه و در حل اجزای محدود روی

ضلع های اجزا قرار گرفته و انواع شبکه با روش های حل مختلف درون یابی را تشکیل دهد. اساساً بهتر است روند این شبکه ها طوری طراحی شود که موازی با محورهای مختصات و سنسورهای پارامترهای همگن ساختار زمین باشند. همچنین شرایط مرزی شبکه تفاضل محدود تا حد ممکن بهتر است روی گره ها مستقر شود. ویژه ینکه اثر تنش ها یا شرایط مرزی روی یکدیگر مهم باشد. البته در حل اجزای محدود به دلیل ساختار این نوع از شبکه به صورت خودکار شرایط مرزی شار یا مرز ههای بدون جریان روی گره ها می افتد. همچنین بهتر است شبکه ها طوری طراحی شوند که تعداد سلول های غیر فعال کمتر و فضای محاسباتی مورد نیاز کمتر شود.

۱-شبکه‌بندی افقی

همان‌طور که پیشتر نیز مشاهده شد در روش‌های عددی جهت حل گام به گام معادلات از نقطه شروع (شرایط مرزی) تا مرز مقابل می‌بایست منطقه را به یکسری شبکه تقسیم‌بندی نمود. به عنوان نمونه در روش تفاضل‌های محدود، منطقه توسط دو دسته خطوط عمودی و افقی و در اجزاء محدود منطقه به تعدادی المان یا جز مثلثی شکل تقسیم شد. به طورکلی معیارهای زیر ابعاد شبکه‌ها را کنترل می‌نمایند:

-مقیاس مسئله و اهداف مدل‌سازی

-ظرفیت کامپیوتر

-عدد پکلت

-سایر معیارهای فنی روش حل و منطقه

اگر محدودیت ذخیره کامپیوتر وجود نداشته باشد ابعاد کلی شبکه‌ها تحت تاثیر مقیاس مطالعه هستند. به عنوان مثال اگر قرار باشد اثر دفع زباله شهری را روی مخزن یا رودخانه‌ای به فاصله ۳۰۰ متری آن بررسی کنیم قطعاً ابعاد شبکه باید کمتر از ۳۰۰ متر باشد و یا برعکس اگر این فاصله چندین کیلومتر دورتر باشد می‌بایست با توجه به زمان، هزینه و داده‌های موجود، ابعاد را به حد کفایت انتخاب کنیم. در این حالت کوچک گرفتن ابعاد نیاز به داده‌های مناسب و بیشتر نیز خواهد داشت. همچنین در صورتی که این داده‌ها وجود نداشته باشد و زمان و هزینه‌ها نیز اجازه تهیه چنین داده‌هایی را ندهد، می‌بایست ابعاد شبکه بزرگ‌تر و منطقی انتخاب شود. به طورکلی اگر داده‌های مناسب وجود داشته باشد ابعاد کوچک‌تر شبکه‌ها باعث افزایش دقت نتایج و همچنین، حجم محاسبات می‌شود. جهت افقی شبکه‌ها ممکن است یکنواخت و یا متغیر باشد. از نظر فنی شکل متغیر شبکه عمدتاً در مرزهای هیدرولوژیکی جهت پوشش دادن کامل منطقه در مدل استفاده می‌شود. به لحاظ فنی بهتر است شکل شبکه و ابعاد آن تا حد ممکن یکنواخت باشد زیرا خطاهای محاسباتی در شبکه‌های یکنواخت و منظم کمتر اتفاق می‌افتد. همچنین بسیاری از مدل‌ها، پارامترهای مدل را به صورت نقاط شاهد دریافت کرده و سپس با ابزار میانیابی و استوکاستیکی مقدار پارامتر را برای سایر نقاط تعمیم می‌دهند که عملیات میانیابی اغلب برای شبکه‌های یکنواخت برنامه‌ریزی شده‌اند. علاوه براین انتقال داده‌ها از محیط مدل به GIS یا سایر برنامه‌ها ممکن است در حالت شبکه متغیر دچار خطا و مسئله گردد. با این وجود اگر به دلیل مسائل فنی مجبور به کوچک یا بزرگ کردن ابعاد شبکه در نقاط مرزی بحرانی هستیم و همچنین از روش تفاضل‌های محدود استفاده می‌شود، مناسب است تا عمل بزرگ یا کوچک کردن بر اساس نسبت‌های ۱,۵ یا ۲ نسبت

به شبکه قبلی تغییرکند. اگر از روش‌های کلاسیک تفاضل‌های محدود یا اجزاء محدود استفاده می‌شود می‌توان به کمک معیار عدد پکلت تا حدودی مسئله را ارزیابی نمود. بر اساس معادله پکلت $p_e = \frac{v_x \Delta x}{D_{xx}}$ هرچه قدر ابعاد شبکه بزرگ‌تر باشد، پخشودگی عددی نیز بیشتر می‌شود. در این خصوص معمولاً معیار $p_e \leq 2$ توصیه شده است. البته این معیار نیز ممکن است پاسخگو نباشد زیرا تعیین پخشودگی در رابطه مذکور خود مسئله‌ای پچیده است. به طور تجربی و در عمل ابعاد شبکه‌ها ممکن است با توجه به مقیاس و اهداف مدل‌سازی بین ۵۰۰ متر تا ۲ کیلومتر به صورت منظم یا متغیر، در نظر گرفته شود و یا در نقاط خاص بحرانی و درصورت وجود داده حتی به کمتر از ۱۰۰ متر نیز کاهش یابد. لذا می‌توان اظهار نمود مجموعه‌ای از مسائل مذکور در کنار تجربه کارشناس می‌بایست مورد توجه قرارگیرد. علاوه براین سایر نکات فنی اضافی به شرح زیر قابل ذکر است:

-حتی الامکان شبکه‌ها طوری طراحی شوند که تمام محدوده مطالعاتی را در برگیرند.

-در اهداف تحقیقاتی و یا نقاط بحرانی مانند نقاط برداشت آب، آلودگی، رودخانه یا چاه با ارتباط هیدرولیکی مشخص، پدیده بالازدگی آب شور، خط مرزی تداخل آب شور، و ... باید ابعاد شبکه تا حد ممکن کوچک باشد.

-بهتر است ابعاد شبکه در مناطقی که پارامترهای هیدرودینامیکی و کیفی مدل تغییر محسوسی و یا گرادیان تند دارند کوچک‌تر باشد.

-بهتر است هنگام تعیین ابعاد شبکه مدل کمی به مدل کیفی نیز در صورتی که قرار است اجرا شود توجه نمود. لذا باید شبکه‌بندی را طوری انجام داد که برای هر دو مدل مناسب باشد.

۲-شبکه‌بندی عمودی

تقسیم‌بندی عمودی زمانی نیاز می‌شود که آبخانه غیرهمگن بوده و دارای لایه‌های متفاوت عمودی از نظر هدایت هیدرولیکی و خصوصیات مشخص تشکیلات باشد. در این شرایط از نظر تئوری باید اطلاعات بیلان، ضرایب هیدرودینامیک، پارامترهای حمل مواد هر شبکه مشخص شود. همچنین ارتباط و پیوستگی جرم شبکه‌های عمودی برقرار باشد. همچنین در این شرایط همیشه باید لایه بالایی اشباع باشد که در عمل نه چنین اطلاعاتی وجود دارد و نه معادله پیوستگی به این صورت برقرار است. زیرا شبکه لایه بالایی ممکن است در اثر برداشت یا خروج جریان زیرزمینی به طور ناگهانی خشک شود. لذا اینگونه موارد باعث ورود خطا در محاسبات و تکثیر آن در مکان و زمان‌های بعدی می‌شود. به همین دلیل در اکثر مدل‌ها مانند MT3D,MODFLOW مدل‌سازی به طور شبه ۳ بعدی صورت می‌گیرد. در این نگرش هر لایه به صورت مستقل به عنوان یک سفره عمل می‌کند.

٦-٧-٣-شبکه‌بندی زمانی

مدل‌های ناپایدار، تغییرات متغیر وابسته مانند سطح آب یا غلظت را نسبت به زمان در طول دوره تنش T ارائه می‌کنند. لذا لازم است جهت حل عددی معادلات در رژیم غیردائم، دوره تنش به یکسری گام‌های زمانی(Δt) مناسب تقسیم گردد. مدل‌های جریان ممکن است پایدار یا ناپایدار شبیه‌سازی شوند اما اکثر مدل‌های انتقال حتی در صورت جریان پایدار ممکن است در شرایط غیردائم شبیه‌سازی شوند مگراینکه آلاینده‌ای به صورت پایدار و ثابت وجود داشته

باشد. انتخاب Δt الزاماً نمی‌تواند کوچک باشد. لذا گام زمانی مناسب باید در فرآیند حل، بر اساس تامین شرایط پایداری، قیود و معیارهای سازگاری معادلات تعیین شود. در مدل‌های جریان به ویژه وقتی که از اسلوب‌بندی ضمنی جهت حل معادلات استفاده می‌شود، فرآیند حل معادلات، بدون قید و شرط پایدار است. در شبیه‌سازی کیفی حالت ناپایدار، فرض این است که در زمان کوتاه و سازگار Δt، مقدار دبی جریان و غلظت ورودی به محدوده مدل‌سازی ثابت خواهد ماند. گام زمانی در مدل کیفی کوتاه‌تر از مدل کمی است و اگر از روش تفاضل‌های محدود و یا اجزاء محدود استفاده شود عدد کورانت معیاری جهت انتخاب گام زمانی است:

$$C_r = v_x \frac{\Delta t}{\Delta x} \qquad ۱۱۳-۶$$

اگر عدد کورانت یک فرض شود گام زمانی با توجه به طول شبکه در مسیر جریان و سرعت آب محاسبه می‌شود. اگر مدل ۳ بعدی بوده و ترم نگهداشت جذب خطی R نیز وجود دارد:

$$\Delta t = RC_r Min(\frac{\Delta x}{v_x}, \frac{\Delta y}{v_y}, \frac{\Delta z}{v_z}) \qquad ۱۱۴-۶$$

اگر از روش‌های لاگرانژین یا تلفیقی اولرین-لاگرانژین در شبیه‌سازی کیفی استفاده می‌شود معمولاً مقدار گام زمانی مسئله‌ای را در ایجاد خطای محاسبات به وجود نمی‌آورد با این وجود با توجه به این‌که اغلب تعقیب مسیر ذره آلوده به عنوان تقریب ترم جابجایی در معادله آلودگی استفاده می‌گردد، بهتر است گام‌های زمانی به گونه‌ای انتخاب شوند که باعث ناسازگاری در حل معادلات نشوند. در این خصوص وقتی از اولر رده ۱ برای حل معادله دیفرانسیل معمولی استفاده می‌شود، عدد کورانت معمولاً نباید از ۱ بیشتر باشد در صورتی که با استفاده از روشهایی با رده بالاتر مانند رانگ کوتا رده ۴، عدد کورانت بین ۱ تا ۲ مناسب خواهد بود. وقتی که معادلات انتقال از روش‌های کاملاً صریح حل می‌شوند باید گام‌های زمانی کوچک‌تر انتخاب شوند. به عنوان نمونه در روش اولرین-لاگرانژین مانند روش خطوط مشخصه و یا در مدل‌های دیگر ممکن است ترم جابجایی از روش تعقیب ذره و ترم پخشودگی از روش تفاضل‌های محدود صریح یا اجزاء محدود حل شود. در چنین شرایطی باید گام زمانی پایداری حل معادلات را تضمین نماید. برای مثال حداکثر گام زمانی برای یک حل پایدار در شبیه‌سازی ۳ بعدی وقتی که پخشودگی با روش بلوک مرکزی تفاضل‌های محدود حل می‌شود از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta t \le \frac{0.5R}{D_{xx}/(\Delta x)^2 + D_{yy}/(\Delta y)^2 + D_{zz}/(\Delta z)^2} \qquad ۱۱۵-۶$$

لذا گام زمانی در فرمول‌بندی صریح شبیه‌سازی ۳ بعدی، باید به مراتب کوچک‌تر از گام زمانی در شبیه‌سازی ۲ بعدی باشد. همچنین گام زمانی با ضرایب پخشودگی رابطه برعکس دارد. به طورکلی علاوه بر ترم پخشودگی اگر سایر ترمهای معادله اصلی انتقال به صورت صریح حل شوند، می‌بایست شرایط پایداری با رعایت قیودات حل عددی رعایت گردد.

٦-٧-٤-کاربرد روش زمین آمار(Geostatistic)

روش‌های زمین آمار ممکن است در مدل‌های ریاضی به عنوان ابزار تهیه یک آبخانه درون‌یابی شده و یا روش‌های استوکاستیکی بر اساس نقاط مشاهده‌ای تشکیلات با توزیع مناسب استفاده شود. روش‌های استوکستیکی ممکن است در حل معادلات دیفرانسیل جزئی تصادفی نیز استفاده شود. همچنین با توجه به این‌که باید در مدل‌های عددی، پارامترهای مورد نیاز معادله مربوطه در تمام گره‌ها و شبکه‌ها مشخص شوند، بدیهی است که حتی یک سیستم متراکم پیمایش(Monitoring) نیز نمی‌تواند جوابگوی تمام نیازهای هر شبکه باشد. در این حالت روش‌های ریاضی و آماری فراوانی با اهداف مختلف توسعه داده شده‌اند. به عنوان مثال می‌توان بر اساس نقاط اندازه‌گیری شده هدایت هیدرولیکی در نقاط شاهد، مقدار این ضریب را برای سایر شبکه‌ها با استفاده از میانگین موثر داده‌های شاهد و اعمال این میانگین به کلیه نقاط برآورد نمود. ضریب هدایت هیدرولیکی اغلب از توزیع احتمالاتی لوگ-نرمال تبعیت می‌کند. اگرچه این روش در مدل جریان جوابگو است اما در مدل‌های کیفی استفاده از این هدایت هیدرولیکی توصیه نمی‌شود. در این خصوص روش‌های زمین آمار معروفی چون کریگینگ، میانگین متحرک وزنی و TPSS وجود دارند. روش کریگینگ در واقع یک روش میانیابی است که برخلاف روش‌های دیگر، میتواند ساختار و ارتباط مکانی متغیر را با یک نیم تغییرنما (Semi-Variogram) وارد محاسبات نماید. لذا همبستگی مکانی بین نقاط اندازه‌گیری شده را با توجه به فاصله و جهت آنها نشان می‌دهد. در روش وزنی اساس کار بر پایه فاصله نقطه مجهول از نقاط معلوم است لذا مقدار عددی نقطه مجهول بیشتر متمایل به نقاط نزدیک به خود می‌شود. روش TPSS به جای نیم تغییرنما در روش کریگینگ نیاز به برآورد یک پارامتر پیرایش دارد که بتواند بهترین سازگاری را بین داده‌های واقعی و تابع اسپلاین برازش شده، منطبق نماید. در انتها باید متذکر شد نتایج روش‌های برونیابی بویژه در مناطق ناهمگن باید با احتیاط و حتی اصلاح کارشناسی وارد مدل شوند.

٦-٧-٥-تطابق مدل جریان و انتقال

به طورکلی اغلب مدل‌های جریان در پهنه وسیع‌تری و در مقیاس‌های منطقه‌ای (Regional scale) یا در دشت‌های وسیع تهیه می‌شوند اما مدل‌های انتقال با توجه به هدف برای یک مقیاس موضعی یا محلی(Local scale) مورد نیاز هستند. بدیهی است که افزایش شبکه مدل‌های کیفی مطابق با مدل کمی ضرورتی نداشته و اغلب انجام این کار همراه با صرف هزینه و وقت بوده که نتیجه‌ای جز افزایش عدم قطعیت نتایج مدل را نیز به دنبال نخواهد داشت. جهت رفع این مشکل در برخی از مدل‌ها مانندMT3D معادلات آلودگی فقط برای منطقه آلوده اجرا می‌شوند و مرز غلظت معلوم را در موضع مورد نظر برابر صفر لحاظ می‌کنند. در این حالت مدل برای سایر مناطق بیرونی مدل جریان، در محدوده و داخل آلودگی تهیه می‌شود. همچنین در برخی از مدل‌ها، می‌توان مدل جریان را با شبکه‌های بزرگ‌تر در محدوده آلودگی طراحی نمود و زیرشبکه‌هایی را نیز با دقت بیشتر در مناطق خاص مورد نظر ایجاد کرد تا معادلات انتقال در آنجا حل شوند. در اکثر مدل‌های پیشرفته می‌توان ابتدا یک مدل منطقه‌ای جریان که شرایط مرزی آن ممکن است تا منتهی الیه مرزهای طبیعی منطقه بسط داده شود، تهیه نمود. سپس یک مدل موضعی جریان با شرایط مرزی میانیابی شده از مدل منطقه‌ای تهیه می شود. سرانجام با ایجاد یک مدل موضعی انتقال که منطبق با مدل موضعی جریان است، معادلات آلودگی حل می‌گردد.

٦-٧-٦-مراحل کالیبراسیون

پس از اجرا و حل پیشرو معادلات جریان و انتقال، خروجی‌هایی چون تغییرات بار، مقدار غلظت سفره، جهت جریان و بیلان تولید می‌گردد. وقتی نتایج مدل را با نقاط کنترل یا چاه‌های مشاهده‌ای مقایسه می‌کنیم اغلب، نتایج غیر واقعی و غیرقابل تطابق بوده و نمی‌توان در فرآیند مدیریت و سناریوسازی سفره که هدف اصلی مدل‌سازی نیز هست، استفاده نمود. به طورکلی مدل‌سازی بدون عملیات واسنجی ارزش نداشته و به هیچ عنوان قابل استناد نیست. عمده‌ترین دلایل این عدم تطابق‌ها به شرح زیر است:

۱-عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی(ذاتی) و منابع طبیعی.

۲- عدم قطعیت‌های مربوط به ساختار توابع و روش حل عددی مانند اثر پخشودگی عددی در نتایج محاسبات انتقال

۳- عدم قطعیت‌های مربوط به میانیابی و برآورد پارامترهای ورودی.

۴- عدم شناخت مناسب ضرایب هیدرودینامیک مدل کمی و پخشودگی مدل کیفی

۵-کمبود نقاط مکانی – زمانی در تهیه مدل مفهومی مناسب

۶- عدم شناخت مناسب منابع آلاینده در سطح سفره

۷-عدم تعریف مناسب شرایط مرزی و اولیه

۸-عدم دقت داده‌های ورودی تغذیه و تخلیه سیستم و....

اصلاح نتایج مدل بر اساس تدقیق پارامترهای ورودی در فرایند پالایش (Refinement) یا واسنجی قرار می‌گیرد. در این مرحله ابتدا باید موارد مطرح شده مذکور مجدداً کنترل شوند. به طوری که اگر مشکل مربوط به موارد بالاست و امکان اصلاح آن نیز وجود دارد، مورد برطرف شود. پس از این گام باید با روش‌ها و ابزار خودکار موجود در مدل یا روش‌های سنتی دستی و تکیه به تجربه و قضاوت کارشناسی و همچنین نتایج آنالیز حساسیت (Sensitivity Analysis)، پارامترهای حساس و مشکوک را تعیین و بر اساس نقاط شاهد کنترلی، پارامترهای مذکور را با منطقه تطبیق داد تا کمترین خطای مجموع بین داده‌های مشاهده‌ای و شبیه‌سازی شده به دست آید. این عملیات را واسنجی یا کالیبراسیون (Calibration) مدل می‌نامند. در واقع کلیه فرآیند مدل‌سازی، مرحله واسنجی مدل است. عمده مفاهیم موارد مذکور در فصل حاضر و مطالعات پایه آب زیرزمینی و موارد ۱ و ۲ و ۳ در فصل مدل‌سازی سیل و مطالعات پایه سیل ارائه شده است.

عملیات واسنجی

در این مرحله عمده‌ترین پارامترهایی که ممکن است مورد توجه باشند شامل هدایت هیدرولیکی، ضریب ذخیره، مقادیر تغذیه و تخلیه، ضرایب پخشودگی و شیمیایی هستند. علاوه بر این ممکن است پارامترهایی چون داده‌های سطح سفره، غلظت در چاه‌های نمونه برداری، دبی پمپاژ یا تزریق، زمان پیمایش ذره آب آلوده از منبع آلاینده تا محل مورد نظر، بیلان، جهت جریان و....در واسنجی مورد توجه باشد.

روش سعی و خطا

یکی از عملیات تطبیق واسنجی مدل شامل مراحل سعی و خطا در روش‌های دستی است. در روش‌های سنتی با توجه به وجود همبستگی‌های بین پارامتری همیشه مراحل واسنجی طولانی و خسته کننده می‌شود. حتی ممکن است هیچگاه مقادیر بهینه پارامترها مشخص نشود. لذا این روش توصیه نمی‌گردد.

روش خودکار

عملیات تطبیق واسنجی مدل در این روش ممکن است بر اساس آنالیز روش‌های شیب تک یا چند متغیر ه و... پایه‌ریزی شود(عمدتاً در سیل). همچنین ممکن است در روش‌های خودکار از مهندسی معکوس حل معادلات دیفرانسیل جزئی استفاده شود. به طوری که پارامترهایی چون ضرایب هیدرودینامیک، پخشودگی و مولفه‌های بیلان بر اساس غلظت در زمان و مکان معلوم تعیین می‌شود. سپس با این پارامترهای برآوردی، غلظت سیستم در مکان و زمان مورد نظر شبیه‌سازی می‌شود. مراحل مهندسی معکوس زیر نظر کاربر آنقدر تکرار می‌شود تا کمترین اختلاف بر اساس مقادیر بهینه پارامترهای سیستم به دست آید. با این وجود استفاده از مهندسی معکوس محدودیت‌هایی نسبت به حل پیشرو دارد. در حل پیشرو شرایط طوری است که مسئله سرانجام دارای یک جواب منطقی است. در واقع شرایط حل ریاضی پیشرو، وجود جواب، یکتایی جواب و پایداری را تضمین می‌کند. اما حل معکوس ممکن است هرگز به جواب منطقی و قابل قبول از نظر فیزیکی منجر نشود و یا ممکن است تعداد زیادی جواب تولید شود. به عنوان مثال تعداد زیادی عدد برای پارامتر پخشودگی سفره که معنی ندارد. با توجه به این نقص، روش حل معکوس و خودکار باید در واسنجی مدل‌های آب زیرزمینی بویژه در مدل‌های کیفی که دارای پارامترهای بیشتر و حساس‌تری نیز هستند، با احتیاط صورت بگیرد. واسنجی مدل کیفی در دو مرحله صورت می گیرد. ابتدا در شرایط دائم جریان کلیه تنظیمات انجام می‌شود و سپس در شرایط ناپایدار عمل تطبیق ادامه می‌یابد. بدیهی است که عمل واسنجی در مدل کیفی باعث تغییر و تنظیم مجدد مدل کمی نیز می‌شود. در روش‌های مذکور اغلب معیارهای کمی آماری نیز جهت تصمیم‌گیری بهتر به کمک تولید منحنی‌هایی چون میانگین اختلاف بین مقدار شاهد و محاسبه شده، واریانس بین مقدار شاهد و محاسبه شده، همبستگی بین مقدار شاهد و محاسبه شده، ... و مقادیر آماری چون مجموع مربعات خطا در کنار قضاوت کارشناس کمک شایانی می‌کنند. پس از مرحله واسنجی بالا می‌بایست مدل واسنجی شده را ارزیابی و صحت سنجی(Validation) نمود. برای این منظور باید یک سری مناسب با شرایطی بحرانی مورد نظر انتخاب گردد. فرض کنیم ۲۴ سری متوالی ماهانه از تغییرات غلظت، بار و پارامترهای مورد نظر که انواع آزمون‌های صحت سنجی(فصل اول) را پشت سر گذاشته‌اند تهیه شده است. حال باید از ۱۲ ماه به صورت یکی در میان جهت واسنجی و از ۱۲ ماه دیگر همین سری ۲۴ ماهه جهت صحت‌سنجی استفاده گردد. متاسفانه در بسیاری از مطالعات دیده شده است که جهت واسنجی، از سری‌های زمانی متوالی در دوره‌های بحرانی مشخص استفاده می‌شود که این مسئله ایجاد خطا در اثر نوسانات فصلی خواهد نمود. یا اینکه جهت شبیه‌سازی آینده آبخانه و سناریوسازی، ورودی مدل را مشابه داده‌های تاریخی در نظر می گیرند در حالیکه می‌بایست از روش‌های پیش‌بینی(فصل خشکسالی) سری استفاده شود. پس از مرحله صحت‌سنجی در صورت موفق بودن نتایج شبیه‌سازی در این گام، می‌توان از مدل جهت برنامه‌ریزی و مدیریت آبخانه استفاده نمود. همچنین از نتایج آنالیز حساسیت پارامترها که در مرحله‌ای از واسنجی برای تعیین عدم قطعیت و خطای پارامترها انجام می‌شود می

توان پارامترهای حساس را (عدم قطعیت بالا) به ترتیب حساسیت کلاسه نمود تا در مدیریت آبخانه نیز مورد توجه باشد. هرچه عدم قطعیت و حساسیت بیشتر باشد، تعیین پارامتر سخت‌تر و مهم‌تر خواهد بود.

برخی از نکات و مشکلات واسنجی

-یکی از مشکل‌ترین مراحل واسنجی مربوط به شبیه‌سازی ماتریس پخشودگی آلاینده‌ها به ویژه در بافت‌های ریز و جریان‌های بطئی است. اکثر مدل‌های موجود توانایی شبیه‌سازی دقیق ماتریس پخشودگی و در نتیجه واسنجی مناسب این شرایط را ندارند.

-یکی دیگر از موارد در مدل‌سازی و واسنجی معادلات انتقال مربوط به تعیین دقیق و مناسب سرعت و زمان پیمایش ماده آلوده از منبع به سایر نقاط آبخانه است زیرا تشخیص منبع آلاینده مشکل بوده و در اکثر اوقات قابل تشخیص نیست مگر این‌که منبع آلاینده یک چاه جذبی در یک سطح معین و مشخص باشد.

-واسنجی آبخانه‌های بسته که خروجی ندارند و همچنین دارای سازندهای واکنش‌پذیر با جریان هستند بسیار پیچیده‌تر است. این مسئله در خشکسالی‌ها به همراه تغذیه سفره از حجم عظیمی از فاضلاب‌ها مشکل‌تر نیز می‌شود. علاوه براین پمپاژ از سطح آبخانه و حرکت جریان باعث تشدید واکنش‌های بین سازند و جریان می‌گردد که این شرایط در برخی از دشت‌ها مانند قزوین وجود دارد. مدل‌های موجود توانایی لحاظ تمامی این شرایط را ندارند که می‌بایست در انتخاب مدل با تطابق بیشتر و یا حتی لحاظ قضاوت کارشناسی مورد توجه باشد. چنین شرایطی در آبخانه‌ها اغلب باعث تباه و فاسد شدن منابع زیرزمینی یا به اصطلاح قانقاریای آبخانه (Aquifer Gangrene) می‌گردد.

-در صورت عدم واسنجی، یا باید مدل مفهومی اصلاح گردد و یا مدل دیگری انتخاب و بررسی شود.

-هیچگاه واسنجی مناسب و تطابق فعلی نتایج مدل دلیل قاطعی جهت شبیه‌سازی مناسب آینده مدل نخواهد بود.

-تحت شرایطی می‌توان با تغییر یک پارامتر نتایج مدل را با داده‌های صحرایی منطبق نمود. اما آیا ارزش این پارامتر با واقعیت زمانی-مکانی محیط تناسب دارد؟ آیا این تغییر با ساختار مدل مفهومی سیستم متناسب است؟

٦-٧-٧-برنامه‌نویسی با Fortran

یکی از دلایل اهمیت آموزش کدنویسی، در مطالعه و کاهش عدم قطعیت‌های مدل شامل خطاهای ناشی از گرد کردن و برش توابع است که در مدل‌های سیلاب نیز یکسان است. اگرچه کدهای برخی از مدل‌های سیل و آب زیرزمینی در محیط‌های Basic,Matlab,Visual Basic,C++ و غیره نیز نوشته شده و یا قابل توسعه است با این وجود بسیاری از برنامه‌های هیدرولوژی سیل(فصل مدل‌سازی سیل) و آب زیرزمینی در محیط فرترن نوشته شده‌اند که ممکن است نیاز به اصلاح، بهبود و وارسی (Verification) داشته باشند. وارسی شامل تاید کدهای روش‌های حل و معادلات مدل می‌شود. در حال حاضر محیط گرافیکی فرترن و همچنین نسخه‌های توسعه یافته آن نیز وجود دارد(۲۰۱۱) اما با توجه به این‌که عمده کدهای مدل‌های مورد نظر کتاب، مربوط به فرترن‌های با نسخه‌های پایین هستند (بند مدل‌های کامپیوتری) لذا در این مبحث نسخه ۹۰/۹۰ Compaq Visual Fortran با نسخه ۶ یا ۶,۵ توصیه می‌گردد. با این وجود انتخاب محیط برنامه‌نویسی به تخصص شخص مرتبط است. هریک از این محیط‌ها مزایا و معایب خود را داشته و در صورت نیاز می‌توان به کمک مترجم‌های (Compiler) موجود آنها را به یکدیگر تبدیل

نمود. چارچوب برنامه‌نویسی در محیط Fortran با دو مثال در مورد تعیین ریشه و آنالیز عدم قطعیت ارائه می‌شود. همان‌طور که در فصل سیل نیز ذکر شد تحت شرایطی نیاز است تا خطای روش‌های عددی در یک منطقه، و یا توابع مدل اصلاح و یا توسعه داده شود. لذا فرد مدل کار (Modeler) می‌بایست به موارد زیر آشنا باشد:

-دسترسی به فایل‌های اجرایی مدل مورد نظر

-توسعه و یا نوشتن کدهای جدید در یک محیط مناسب برنامه‌نویسی

-ترجمه کدهای جدید(در صورت نیاز) و لینک آن با مدل مورد نظر

-کنترل مدل (Verification) با ترسیم (Take plot)، حل تحلیلی، کدهای موجود و یا آزمایش در محیط صورت می‌پذیرد.

فرترن نخستین زبان برنامه‌نویسی سطح بالایی است که در طی چند دهه اخیر، توسط بسیاری از متخصصین علوم و مهندسین استفاده شده که بسیار موفق نیز بوده است. در سال‌های اخیر با وجود زبان‌های قدرتمندی چون پاسکال، C و C++ همچنان برنامه فرترن مورد توجه بوده است. این مسئله با توجه به ارتقاء محیط فرترن و مترجم‌های آن شاهد صدق ادعای فوق است. اصل این زبان سیستمی، تحت عنوان IBM formula translation system نامیده می‌شود که به طور خلاصه FORmula TRANslation بیان می‌گردد. این نرم افزار قدرتمند علاوه بر قابلیت بالای خود در محاسبات ریاضی و بررسی خطاهای عددی، قابلیت‌های مختلف دیگری در محاسبات ریاضی فازی، اعداد منطقی، مختلط (موهومی) و غیره نیز دارد با این وجود ممکن است فرد مدل کار با توجه به نیاز خود از محیط‌های مناسب دیگر نیز با توجه به نقاط ضعف و قوت فرترن استفاده نماید. به طورکلی مراحل برنامه‌نویسی در محیط فرترن ۶,۵ به صورت زیر است:

-پس از نصب نرم افزار ابتدا Developer studio را از نوار برنامه ویندوز انتخاب و اجرا می‌کنیم.

-پس از بازشدن محیط نرم افزار باید از مسیر File گزینه New را انتخاب کرده تا پنجره New ظاهر شود. در این حالت گزینه Files را انتخاب و سپس آیتم Fortran Free Format Source File را انتخاب و OK می‌کنیم که نتیجه آن ظاهر شدن یک صفحه سفید جهت نوشتن کدهای مورد نظر است. در این مرحله باید ۵ گام به ترتیب مثال زیر برداشته شود تا امکان اجرایی شدن کدها وجود داشته باشد:

مثال: ریشه‌های معادله درجه دوم $x^2 + 2x = 0$ را به کمک برنامه‌نویسی در محیط فرترن تعیین نمایید؟

پس از بازشدن صفحه سفید برنامه‌نویسی، ۵ گام کدنویسی را همان‌طور که در شکل ۶-۱۵ نیز مشخص است انجام می‌دهیم: ابتدا نام برنامه را که در اینجا Solve_equ است، انتخاب می‌کنیم. در اغلب محیط‌های برنامه‌نویسی علامت ! به معنی توضیح بوده (رنگ سبز) و لذا برنامه آن را رها کرده و تاثیری در نتایج ندارد. ضرایب a,b,c نیز مربوط به معادله اصلی درجه ۲ است ($ax^2 + bx + c = 0$). همچنین برخی از کلمات که از قبل برای برنامه به عنوان یک دستور خاص مشخص شده‌اند با رنگ آبی به صورت خودکار نشان داده می‌شوند. در این چند خط کلمات و یا دستورات Program, real,print,read,sqrt, و end program آبی هستند. در گام دوم می‌بایست متغیرها، نوع آنها و ورودی داده‌ها که مجهول هستند مشخص شود. در گام سوم روش حل عددی و در گام‌های ۴ و ۵ به ترتیب نتایج و اتمام برنامه مشخص می‌شود. پس از اتمام کدنویسی، می‌بایست ابتدا کدها را Compile و سپس اگر خطایی وجود نداشت، کدها را Build نمود. سپس علامت ! را جهت اجرا انتخاب کرد.

step **1**: name of your program !

program solve_equ

step **2**: Declare variables !

real a, b, c, d, root1, root**2**
print*,'a,b,c please'
read*, a,b,c

step **3**: Algorithm !

d= sqrt(b*b-**4.0***a*c)
root**1**=(-b+d)/(**2.0***a) ! first root
root**2**=(-b-d)/(**2.0***a) ! second root

step **4**: Display results !

print*,'roots are', root**1**, 'and', root**2**

step **5**: Must finish with End!

end program solve_equ

کدهای فوق در محیط فرترن به صورت زیر است:

```
! step 1: name of your program

program solve_equ

! step 2: Declare variables

real a, b, c, d, root1, root2
print*,'a,b,c please:'
read*, a,b,c

! step 3: Algorithm

d= sqrt(b*b-4.0*a*c)
root1=(-b+d)/(2.0*a) ! first root
root2=(-b-d)/(2.0*a) ! second root

! step 4: Display results

print*,'roots are', root1, 'and', root2

!step 5: Must finish with End

end program solve_equ
```

شکل۶-۱۵: محیط برنامه‌نویسی فرترن و حل ریشه‌های یک معادله درجه ۲

جواب: Root**1**=**0.000000**E+**00** , Root**2**= -**2.000000**. دقت محاسبات قابل افزایش است. در این خصوص کتاب برنامه‌نویسی به زبان Fortran **90/95**، موسوی ندوشنی جهت مطالعه بیشتر توصیه می‌شود.

مثال: فرض کنید تابع مدل یک سیستم فرضی $f(x)=\frac{1}{x}$ باشد. به کمک فرایند برنامه‌نویسی در یک نسخه مناسب فرترن، کدهای مربوط به تعیین خطاهای عدم قطعیت مدل و خطای گرد کردن را در نقطه x=**0.15** جهت تعیین $\frac{d}{dx}f$ نوشته و توصیه نمایید در چه شرایطی و کدام خطا را می‌توان کاهش داد؟

جواب: در صورتی که فرترن ۹۵/۹۰ نسخه **6.5** Compaq Visual Fortran روی یک کامپیوتر **P4** نصب شود می‌توان دقت‌های تا ۱۵ رقم اعشار و دامنه توان ۳۰۷ با پایه ۱۰ را اجرا نمود(در فرترن با دستور selected_real_kind(p=**15**,r=**307**) میزان این نوع قابلیت تعیین می‌شود). در این شرایط ابتدا مقدار تحلیلی تابع مدل حساب می‌شود. سپس مقادیر مختلف تابع به کمک مشتق‌گیری عددی برای دقت‌های معمولی و مضاعف در محدوده دیفرانسیل‌های جزئی مقدار ۰,۱۵ (فرضاً: از 10^{-1} تا 10^{-9}) محاسبه می‌شود. سپس مقدار خطای نسبی برای دیفرانسیل‌های جزئی نسبت به جواب تحلیلی تعیین و توصیه‌های لازم با توجه به نتایج روند تغییر خطا برای دقت‌های مختلف ارائه می‌شود. کدهای لازم ممکن است به صورت زیر نوشته شود:

```
Daliri - example - programming:  Analysis for Model uncertainty and rounding errors
numeric derivation of f(x)= 1/x in x=0,15 !

program derivation
declare of constans !

integer,parameter::sgl=selected_real_kind(p=6,r=40)

integer,parameter::dbl=selected_real_kind(p=15,r=307)
declare of variables !

real(kind=dbl)::ans

real(kind=dbl)::d_x=0,15

real(kind=sgl)::s_x=0,15

integer:: i

real(kind=sgl)::s_dx

real(kind=sgl)::s_fxdx

real(kind=sgl)::s_fx

real(kind=sgl)::s_ans

real(kind=sgl)::s_error

real(kind=dbl)::d_dx
```

```
real(kind=dbl)::d_fxdx

real(kind=dbl)::d_fx

real(kind=dbl)::d_ans

real(kind=dbl)::d_error
algorithm!

analytic solution !

ans=-(1,0/d_x**2)
Numerical solution: ordinary precision !

do i=1,10

s_dx=1,0/10,0**i

s_fxdx=1,0/(s_x + s_dx)

s_fx=1,0/s_x

s_ans=(s_fxdx-s_fx)/s_dx
(٪)Numerical solution: ordinary precision !

s_error=(s_ans-ans)/ans * 100
Numerical solution: high precision !

d_dx=1,0/10,0**i

d_fxdx=1,0/(d_x + d_dx)

d_fx=1,0/d_x

d_ans=(d_fxdx-d_fx)/d_dx
(٪)Numerical solution: high precision !

d_error=(d_ans-ans)/ans * 100

print*,'s_ans=',s_ans, 's_error=',s_error,'d_ans=',d_ans,'d_error=',d_error

end do
results !

print*, 'ans=',ans, "s_ans=", s_ans,'s_error=',s_error,'d_ans=',d_ans,'d_error=',d_error
end up programming !

end program derivation
```

در صورتی که کدهای مذکور اجرا شوند مشخص می‌شود که برای دقت‌های معمولی اعشاری(حدود ۶ تا ۸ رقم)، با کاهش مقدارdx تا مقادیر معینی، اختلاف بین مقدار عددی مشتق و مقدار تحلیلی آن کاهش می‌یابد اما وقتی مقدار dx بیشتر کاهش یابد نقش خطاهای ناشی از گردکردن مشخص می‌گردد به طوری که با کوچک‌تر شدن dx نتایج دقت‌های مضاعف اعشاری (حدود ۱۲ تا ۱۵ رقم) در بهبود نتایج بیشتر می‌شود. این مسئله در نتایج دقت‌های اعشاری معمولی ممکن است برعکس نیز باشد.

٦-٧-٨-سناریوسازی و مدیریت آبخانه بر پایه مفهوم MAS

بدیهی است که قبل از تهیه مدل، هدف مشخص شده است. بر این اساس مدل مناسب و دقت مورد نیاز تعیین می‌شود. هدف از تهیه مدل ممکن است تحقیقاتی و یا کاربردی باشد. در اهداف کاربردی ممکن است هدف تامین آب، کنترل آلودگی، مطالعه رفتار تغذیه و تخلیه در کل سفره یا نقاط خاص، تعیین نقاط مناسب بهره‌برداری با استفاده از سازه چاه، مطالعه روند نشست زمین، رژیم خصوصیات آبخانه، تاثیر پروژه‌های انتقال آب و فاضلاب، مطالعات رفع آلودگی(Decontamination)، تعیین ضرایب خودپالایی، طراحی سیستم پایش، پیش‌بینی اثرات تغییر اقلیمی، انسانی و... باشد. پس از مراحل واسنجی امکان اجرای مدل در راستای اهداف طرح فراهم می‌شود. بر اساس تحقیقات مشخص شده است که در طرح‌های کاربردی نباید بیش از ۲ برابر سال‌های واسنجی، اقدام به شبیه‌سازی و پیش‌بینی در مدل‌های آب زیرزمینی نمود. در اهداف تحقیقاتی ممکن است تعیین یا بررسی برخی ضرایب، توسعه و آزمون روش‌های حل جدید، توسعه درک مفاهیم خاص همچون توسعه درک پایداری و اندرکنش‌های سیستم و ... مورد توجه باشد. در این گونه طرح‌های تحقیقاتی نیاز به پیش‌بینی‌های بلندمدت (۵۰۰ سال و حتی بیشتر) به ویژه در مطالعات بهره‌برداری و توسعه پایدار است. در این شرایط می‌بایست عملیات واسنجی تکراری (Re-calibration) را بر اساس آمار پایش‌های سالانه پس از توسعه مدل به صورت دوره‌ای ادامه داد. به طورکلی در تمامی موارد مذکور مسئله مدیریت پایدار و یا حفاظت (Protection) از منابع آب بر اساس پیش‌بینی شرایط آینده مطرح می‌شود. اگر در یک دشت مدل کمی–کیفی مناسب تهیه شده باشد، قطعاً این مدل می‌تواند در برنامه‌ریزی‌های بلندمدت و در شرایط اضطراری نیز مورد استفاده قرار گیرد. در این خصوص اگر منطقه‌ای فاقد یک مدل مناسب ریاضی باشد می‌توان در شرایط بحرانی جهت تصمیم‌گیری و ارائه برنامه‌های کوتاه‌مدت مدیریتی، از روش‌هایی مانند روابط تجربی یا تعیین سرعت تقریبی جریان آب، مسیر و حرکت آلاینده را تا حدودی پیش‌بینی و تصمیمات مناسب را اتخاذ نمود. مدیریت با مدل آبخانه‌ها به موارد بالا ختم نمی‌شود. به طوری که می‌توان ارزیابی پروژهای آبخانداری، تغذیه مصنوعی و پخش سیل را که در مطالعات آبخیزداری انجام می‌شود، جهت بررسی رفتار و عکس العمل‌های موضعی و حتی منطقه‌ای سفره مثال زد. این مسئله می‌تواند با بهبود بیلان در یک زون خاص و ایجاد مشکلات در زون دیگر نیز همراه باشد به طوری که باعث تغییر مکان و یا عدم اجرای پروژه گردد. علاوه بر موارد بالا ممکن است مدیریت آبخانه بر اساس بهینه‌سازی توابع هدف سیستم همچون کاهش مصرف انرژی پمپ یا افزایش بازده اقتصادی به عنوان تابع هدف در کنار قیود مصرف بر اساس روش‌های مختلف برداشت مجاز برنامه‌نویسی شود. اینچنین مسائل بهینه‌سازی ممکن

است به صورت تلفیقی بین منابع آب زیرزمینی و سطحی مانند افزایش بهره‌برداری از آب سطحی(سیلاب) به عنوان تابع هدف و محدودیت‌های مناسب دیگر برنامه‌نویسی شود. یکی از محیط‌های مناسب برنامه‌نویسی خطی و غیرخطی و همچنین فازی، محیط برنامه‌نویسیLingo است(فصل خشکسالی).

سیستم‌های چند عامله (Multi-Agent Systems) همچون تکنیک هوش مصنوعی ابتدا در شاخه علوم کامپیوتری منشاء و نمو پیدا کرده و از حدود سال ۲۰۰۴ به تدریج در سایر علوم فنی و غیر فنی همچون اقتصاد، مدیریت شهری، منابع طبیعی، آبخیزداری و منابع آب، علوم اجتماعی و هواشناسی توسعه و شناخته شده‌اند. در هیدرولوژی آب سطحی از حدود سال ۲۰۰۱ (نفوذ و رواناب) و کم کم در آب زیرمینی(شبیه‌سازی و مدیریت) نیز کارهایی به تدریج آغاز شد و در حال حاضر در کنار مدل‌های همه منطق (Anylogic models) و با ترکیب مدل‌های شبیه‌سازی و برنامه‌ریزی منابع آب و نرم افزارهای GIS,RS کاربرد گسترده‌ای در مدیریت یکپارچه ارزش‌های عددی(سطح سفره، آلودگی، تامین آب، رگبار، خشکسالی، مدیریت پایدار سیلاب شهری، مدیریت رسوب، تامین انرژی، امنیت غذایی، و...) و غیرعددی (لحاظ ذینفعان، مسائل و کنش‌های منفعت شخصی و عمومی، شبیه‌سازی حرکت مسیر جمعیت در خیابان، اثرات اجتماعی-سیاسی بهره‌برداری بالادست به پایین دست و..) پیدا کرده است. این مفاهیم در آبخیزداری سال‌های ۱۹۹۷ به بعد به نام آبخیزداری یکپارچه (Integrated Watershed Management) معروف شده است(Brooks, et al, **2003**). این مفاهیم توسط دلیری (۱۳۸۵) به مدیریت یکپارچه سیستم (ISM) نیز توسعه یافت. ترکیب این مدل‌ها با مدل‌های DSS (Decision support system) که در سناریوسازی شرایط آینده نیز کاربرد دارند قابل توجه است. به طورکلی سیستم‌های چند عامله ممکن است از نگرش سخت افزاری (robot)، نگرش با مبنای فیریکی در جهان هستی و یا با نگرش نرم افزاری (مورد بحث حاضر) بررسی شود. در نگرش اخیر منظور از عامل(Agent) ممکن است یک انسان، گروهی از انسان‌ها، یک موسسه و یا یک کشور باشد. این عوامل بر اساس مشخصات خود با محیط وابسته خود واکنش‌هایی نشان می‌دهند. همچنین این واکنش‌ها ممکن است بین خود عامل‌ها نیز صورت بگیرد. سرچشمه این سیستم‌ها که در شبیه‌سازی‌های هیدرولوژیکی، اجتماعی و همه چیز(Anylogic) کاربرد دارند، از هوش مصنوعی(Artificial Intelligence) است لذا عامل در واقع یک مفهوم مجازی –کامپیوتری دارد. جزئیات بیشتر در مورد تکنیک‌های MAS در قسمت مراجع ارائه شده است.

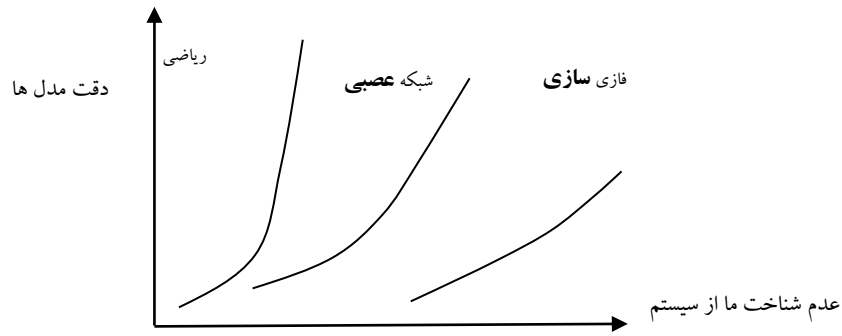
علاوه براین در حال حاضر مدل‌های شبیه‌سازی و برنامه‌ریزی همچون WEAP (Water Evaluation And Planning) که قابلیت توسعه با مدل‌های تخصصی آب زیرزمینی(Modflow)، کمی-کیفی رودخانه-مخزن(Cequal2e)، مدل‌های بهینه‌سازی، محاسبات رواناب حوضه و غیره را نیز دارند در مدیریت یکپارچه منابع آب و حوزه آبخیز مورد توجه است. استفاده از مدل‌های یکپارچه در کنار مدل‌های بزرگ مقیاس اقلیمی (GCM) جهت لحاظ تغییرات اقلیمی (Climate change) به واسطه برآورد سینوپتیکی بارش، دما و غیره باعث مدیریت دینامیکی از نظر خصوصیت ورودی سیستم و بهبود بهره‌برداری می گردد. در این خصوص می‌بایست به عدم قطعیت‌های مختلف زیر توجه نمود:

-در تکنولوژی حاضر پارامتر و متغییرهای هواشناسی در سلول‌های بزرگ ۳۰۰ در ۳۰۰ کیلومتر و یا کمتر به کمک روش‌هایی چون سری فوریه، هبستگی‌های آماری کلاسیک یا فازی و غیره به کمک آمار ایستگاه‌های جو بالا و زمینی محاسبه و تبدیل می‌شود. خطاهای مربوط به محاسبات و پیش‌بینی‌های مذکور نیاز به تحقیق بیشتر دارد.
-بررسی بهبود بیلان پیش‌بینی شده مدل‌های عددی آب زیرزمینی و مدیریت سیستمی در اثر لحاظ و پیش‌بینی ورودی سیستم کمتر مورد توجه بوده که در سال‌های اخیر مورد توجه قرارگرفته است.

٦-٨-انتخاب بین نگرش‌ها

از نظر نویسنده روش‌های محاسباتی در هیدرولوژی را می‌توان در ۳ گروه زیر قرار داد:
-روش‌های سیستمی (هیدرولیک غیرصریح)
-روش‌های فیزیکی (هیدرولیک صریح)
-روش‌های پیشرفته و نوین (فازی، شبکه عصبی و هوش مصنوعی، استوکستیک). روش‌های هیبرید بین این نگرش‌ها و با ترکیب آنها به دست می‌آید.

ادعای این‌که می‌توان یک روش را برای تمام شرایط برنامه‌ریزی و شبیه‌سازی مورد تایید یا استفاده قرار داد امکان‌پذیر نبوده به طوری که می‌بایست پس از شناخت روش و درک شرایط، بر اساس معیارهای مهندسی تصمیم مناسب گرفته شود. از نظر کلمز(۱۹۷۲) این نگرش‌ها علاوه براینکه از یکدیگر جدا نیستند بلکه مکمل یکدیگر نیز هستند و تمایلی نیز به دفاع از برتری یکی بر دیگری یا سنجیدن امکانات یکی با معیارهای دیگری وجود ندارد. در حقیقت برای ادامه پیشرفت هیدرولوژی، لازم است که این نگرش‌ها به طور صحیح تعبیر، تاکید و پیگیری شوند و قطعاً این طرز فکر در علوم محض و کاربردی متداول است. به طورکلی از نظر نویسنده بهترین تکنیک، ساده‌ترین مدل یا روشی است که جواب مسئله ما را در دامنه خطای مورد نظر تامین می‌کند لذا نمی‌توان برای حل مسائل طبیعی نسخه‌ای ثابت پیچید.
همان‌طور که از شکل ۶-۱۶ پیداست هرچه پیچیدگی سیستم بیشتر می‌شود، درک معادلات ریاضی، فیزیکی و شیمی ما از سیستم کاهش یافته و کاربرد مدل‌های آزاد همچون شبکه عصبی، فازی و مفاهیم عدم قطعیت بیشتر و بیشتر می گردد اما با همان روند دقت مدل‌ها کم و کم‌تر می‌شود.



شکل ۶-۱۶: ارتباط بین پیچیدگی یک سیستم و دقت مدل (کوره پزان، ۱۳۸۷) [19]

به عنوان نمونه روابط هیدرولیکی انتقال رسوب اینشتین (Einstein) در روخانه‌ها جواب نداد به طوری که امروزه عمده مطالعه انتقال رسوب رودخانه‌ها با روش‌های آماری، تجربی و در صورت وجود آمار فراوان از روش‌های شبکه عصبی و در مخازن با روش‌های تجربی صورت می‌گیرد. لذا این قواعد در مسائل شبیه‌سازی و برنامه‌ریزی همیشه از یک روند ثابت پیروی نمی‌کند به طوری که ممکن است روش‌های شبکه عصبی و یا در برخی شرایط روش‌های فازی در برنامه‌ریزی هیدروسیستم‌ها و یا ترکیب روش‌ها (هیبرید) کارآمدتر باشند. لذا بهتر است نگرش مناسب بر اساس معیارهای مهندسی که توسط (Dawdy,1969) ارائه و توسط نویسنده اصلاح شده به صورت زیر تعیین گردد:

۱-توسعه تابع بر اساس تکنیک مورد نظر، ۲-تعیین معیارهای برازش و مبنا بر اساس آنالیز آمار حوضه‌های معرف و کنترل‌های میدانی،۳-آنالیز حساسیت پارامترهای مهم،۴-آنالیز خطای تابع توسعه داده شده برای پارامترهای مورد نظر و واسنجی در صورت نیاز بر اساس داده‌های تاریخی و میدانی و صحت‌سنجی نتایج، ۵-انتخاب روش مناسب. این نگرش‌ها و مراحل کار هم از دیدگاه تحقیقات نظری و هم کاربردهای عملی مهم بوده که در فصول مربوطه ارائه شده‌اند.

علاوه بر مسائل مذکور ممکن است کارشناس درگیر انتخاب روش‌های مناسب حل عددی در مدل سیل یا آب زیرزمینی باشد. به عنوان نمونه اگر روش‌های حل عددی به دو گروه مستقیم و تکراری تقسیم شود هر یک دارای مزایا و معایب خاص خود هستند. در اغلب مدل‌های کامپیوتری روش‌های حل مستقیم معادلات دیفرانسیل گره‌های شبکه یا شامل تکنیک‌های ماتریس‌های بسیار عظیم، دترمینان و یا روش‌های حذفی پی در پی مقادیر مجهول هستند. تمامی این روش‌ها در مسائل بزرگ اغلب نیاز به زمان و فضای زیاد حافظه بوده و همچنین دارای خطای تجمعی گرد کردن می‌شوند (بند برنامه‌نویسی فرترن). در روش‌های تکراری همچون روش استراحتی پی در پی، روش تلویحی مستقیم متناوبی و روش به شدت تلویحی اگرچه مسئله فضا و زمان کمتر شده و می‌توان مجهولات بیشتری را وارد محاسبات نمود اما اغلب نیاز به حدس اولیه مقادیر وابسته (تراز، غلظت، فشار و..) و تعیین یک معیار یا ارزش تولرانس جهت توقف محاسبات می‌شویم. در اینجا کارایی روش‌های تکراری به شدت به حدس اولیه وابسته می‌شود. علاوه بر این تعیین معیار و تولرانس توقف محاسبات اغلب ساده نیست. اگر این دامنه زیاد انتخاب شود ممکن است جواب بهینه عددی به دست نیاید. اگر این دامنه بسیار کوچک انتخاب شود ممکن است بی‌دلیل زمان زیادی جهت محاسبات تلف شده و نتایج بیشتر از دقت مورد نیاز میدانی تعیین گردد و یا هیچ گاه محاسبات همگرا نشوند. جهت حل این مشکلات پیشتر معیارهایی ذکر شد. همچنین روش‌های نیمه‌تکراری همچون روش شیب-توام توسعه یافته‌اند که دیگر نیازی به تعیین پارامترهای تکرار نیست.

٦-٩-تمرین

۱-ثابت کنید معادله جریان محیط متخلخل در لایه آبدار تحت فشار در حالت یک بعدی و دائم(همگام) به صورت $\frac{d^2h}{dx^2}=0$ است؟

۲-ثابت کنید معادله جریان محیط متخلخل در لایه آبدار آزاد در حالت یک بعدی و همگام به صورت $\frac{\partial^2(h^2)}{\partial x^2}=0$ است؟

۳-در مورد تشابه و تفاوت‌های روش‌های حل تفاضل محدود سیلاب(فصل۲) و مسائل آب‌های زیرزمینی تحقیق کنید؟

۴-تحت چه شرایطی تاثیر خصوصیات شیمیایی و فرآیندهای انتقال باعث تغییر دبی و خصوصیات جریان در محیط متخلخل می‌شود؟ آیا این موضوع در آبخانه‌های با تشکیلات خرد شده (Fractured) و کارستی (Karstic) نیز صادق است؟

۵- تشریح کنید چرا شبکه‌بندی عمودی آبخانه در حالت ۳ بعدی واقعی امکان‌پذیر نیست و یا بسیار پیچیده است؟

۶-توضیح دهید چگونه واسنجی مدل آب زیرزمینی بر اساس استفاده از سری‌های زمانی متوالی در دوره‌های بحرانی مشخص، ممکن است باعث ایجاد خطا در اثر نوسانات فصلی گردد؟

۷-فرض کنید می‌توان با تغیر ساده‌ای در یکی از روش‌های حل معادلات پاره‌ای و یا بهبود تابع سیستم، شبیه‌سازی مناسب‌تری را اجرا نمود. اما این روش در حال حاضر به دلیل تفاوت شرایط خاص کشور با کشورهای پیشرو در مدل GMS وارد مدل‌های موجود در بازار نشده است. چگونگی انجام فرایند اصلاح کدها و تعریف مدل (User define) را تحقیق کنید؟ این موضوع در خصوص مدل‌سازی سیلاب نیز صادق است.

۸-در خصوص تاثیر مقیاس (روش‌های تعیین خصوصیات مورد نیاز مدل) در نتایج شبیه‌سازی آبخانه‌های کارستی تحقیق کنید؟

۹-منابع تولید عدم قطعیت در مدل‌سازی آب زیرزمینی را نام برده و روش‌های اندازه‌گیری و کاهش آنها را همچون کدنویسی با توجه به تمرین موجود در کتاب بررسی کنید؟

۱۰- به جز مدل Modflow سایر مدل‌های مناسب مدل‌سازی در محیط‌های کارستی و متخلخل را با ذکر توانایی و ضعف‌ها نام ببرید؟ معیارهای کلیدی انتخاب مدل بر اساس روش‌های تصمیم‌گیری چند معیاره را بشمارید؟ در خصوص یکی از تکنیک‌های تصمیم‌گیری تحقیق کنید؟

۱۱-در صورتی که هدف بهره بردای تلفیقی از منابع آب سطحی و زیرزمینی باشد، تابع کنترل سیل و محدودیت‌های برنامه‌ریزی برداشت از آبخانه را جهت حل خطی در یک محیط برنامه‌نویسی بنویسید؟(بیلان سفره منفی فرض شود).

۱۲- کاربرد مفهوم آبخیزداری یکپارچه (IWM) را بر اساس کارهای آقای Brooks و همکاران ایشان مطالعه و با مفهوم ارائه شده توسط دلیری (کتاب حاضر، فصل ۴) مقایسه و تحقیق نمایید؟

٦-١٠-مراجع

۱. دلیری، فرهاد (۱۳۸۴)، "ژئوهیدرولوژی(آب‌های زیرزمینی)، دشت شمال نیشابور، طرح توجیهی آبخیزداری، ۱:۵۰۰۰۰، ۲۴۰۰۰۰ هکتار،" مهندسین مشاور نشتاک.

۲. دلیری، فرهاد؛ خلقی، مجید؛ سید سراجی، حسن (۱۳۸۸)، "کاربرد هیدرولوژی استوکاستیک در مطالعات ژئوهیدرولوژی و آبخیزداری-مهندسی آب،"(مطالعه موردی: شمال نیشابور)، مجله مهاب قدس، شماره ۴۹.

۳. دلیری، فرهاد (۱۳۸۸)، "بررسی تاثیر پخش سیل و تغذیه روی جریان دینامیک آبخانه‌های کارستی با توابع مرکب تبدیل(CTF)،" مجله مهاب قدس، شماره ۴۷.

۴. ابوالفضل، شمسایی (۱۳۸۱)، "هیدرولیک جریان آب در محیط‌های متخلخل- مهندسی آب‌های زیرزمینی"، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، چاپ دوم.

۵. ابوالفضل، شمسایی (۱۳۸۳)، "هیدرولیک جریان آب در محیط‌های متخلخل-کاربرد مدل‌های ریاضی-کامپیوتر"، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، چاپ دوم.

۶. خلقی، مجید (۱۳۸۲)، "کارگاه مدل‌های ریاضی در آلودگی آب‌های زیرزمینی" آموزشی- تخصصی، دانشگاه تهران.

۷. ک.ا.هافمن و اس.تی.چانگ (۱۳۷۶)، "دینامیک سیالات محاسباتی-جلد اول"، مترجم: احمدرضا عظیمیان، دانشگاه صنعتی اصفهان،چاپ دوم.

۸. ک.ا.هافمن و اس.تی.چانگ (۱۳۷۷)، "دینامیک سیالات محاسباتی- جلد دوم"، مترجم: احمدرضا عظیمیان، دانشگاه صنعتی اصفهان،چاپ دوم.

۹. فضل‌اولی، رامین؛ شریفی فرود؛ بهنیا، عبدالکریم (۱۳۸۵)، "بررسی تاثیر پخش سیلاب در تغذیه مصنوعی سفره آب زیرزمینی دشت موسیان(استان ایلام)، مجله منابع طبیعی دانشگاه تهران، جلد ۵۹ شماره ۱، ۱۳۱۶-۱۰۲۵.

10. ASTM, 1986. “Standard guide for sub-surface flow and transport modeling”, D5880.

11. Pinder, G.F., and W. G. Gray,.1977. “Finite element simulation in surface and subsurface hydrology”, Academic Press, New York.

12. Todd, D. K., Mays, L. W. 2005. “Groundwater hydrology,” 3d., Wiley, New York.

13. Strack, O. D. L. 1989. “Groundwater mechanics”, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J,.

14. Remson, I., G. M. Hornberger, and F.V. Molz.1971.” Numerical methods in subsurface hydrology,” Wiley-Interscience, New York.

15. Gunkel, A., 2005. “The application of Multi-Agent Systems for water resources research-possibilities and limits.

۱۶. موسوی ندوشنی، سید سعید،.(۱۳۸۸)، "برنامه‌نویسی به زبان FORTRAN 90/95 برای رشته‌های علوم و مهندسی"، دانشگاه صنعت آب و برق (شهید عباسپور)، چاپ اول.

۱۷. لری و. میز، یئوکانگ تانگ (۱۳۹۰)، "مهندسی و مدیریت سامانه‌های آبی"، مترجم: امید بزرگ حداد، یاسمن بلوری یزدلی، پریسا سادات آشفته، دانشگاه تهران.

۱۸. دلیری، فرهاد (۱۳۹۰)، "برنامه‌ریزی آب با مدل‌سازی (شبیه‌سازی و بهینه‌سازی)"، جزوه کارگاه تخصصی- آموزشی: اصول برنامه‌ریزی در مدیریت منابع آب، دانشگاه صنعت آب و برق.

۱۹. کوره پزان دزفولی، امین (۱۳۸۷)، "اصول تئوری مجموعه‌های فازی و کاربرد آن در مدل‌سازی مسائل مهندسی آب"واحد صنعتی امیرکبیر، جهاد دانشگاهی، چاپ دوم.

۲۰. دلیری، *فرهاد* (۱۳۹۱)، " مطالعات پایه و مدل‌سازی ریاضی جریان و آلودگی آب‌های زیرزمینی (آبرفتی و سازند سخت)"، جزوه کارگاه تخصصی- آموزشی: آب زیرزمینی پیشرفته، دانشگاه صنعت آب و برق.

21. Brooks, K. N., Ffolliott, P. F., Gregersen, H. M., Debano, L. F., 2003. “Hydrology and the management of watersheds” ed 3., Iowa State University Press.

22. Anderson, M.P. & Woessner, W.W., 1992. Applied Groundwater Modelling. San Diego:
23. Academic Press.
24. Bear, J & Verruijt, A., 1987. Modelling Groundwater Flow and Pollution. D Riedel,Dordrecht. 414 pp.
25. Zheng, C. & Bennett, G.D., 1995. Applied Contaminant Transport Modelling - Theory and Practice. Van Nostrand Reinhold. 440 pp.
26. Halek, V., Svek, J. 1979. "Groundwater hydraulics" Elsevier, New York.
27. Bear, J., H.D.C. Alexander. 2010. "Modeling groundwater flow and contaminant transport" Springer.

سوگندنامه مهندسی ارزش

اگرچه در ظاهر هیدرولوژیست‌ها تنها درگیر مسائل فنی طرح می‌شوند اما مسئولیت اجتماعی و اخلاقی آنها در ارتباط با مفاهیم ارزشی کم اهمیت نیست. لذا درک مهندسی ارزش(Value Engineering) و جنبه‌های ارزشی(Value issues) که امروزه سهم عمده‌ای از مطالعات طرح‌ها را به خود اختصاص می‌دهد، ضروری است. بحث‌های نسبتاً کاملی در دو کتاب ۱- مهندسی ارزش و چالش‌های عظیم بشر در قرن ۲۱ تالیف کامران امامی(۱۳۸۷) به همراه معرفی منابع انگلیسی مفید و همچنین ۲- اصول هیدرولوژی کاربردی امین علیزاده (۱۳۸۰-چاپ۱۳) ارائه شده است که به هیدرولوژیست‌ها مطالعه این منابع توصیه می‌گردد. در مرجع نخست به نقش و کاربرد مدیریت ارزش در حل مشکلات مهندسی که ممکن است مربوط به حفر تونل، مدیریت بلایای طبیعی و غیره باشد در کنار مفاهیم هوش مصنوعی و عاطفی، خلاقیت، محورهای مهندسی ارزش که اغلب در حل مسائل مهندسی و مهندسی دوباره کاربرد دارند پرداخته شده است. در انتهای هر یک از این فصول از جملات قصار برگزیده‌های جهان که مرتبط با مفاهیم آن فصل است نیز استفاده شده است تا خواننده با پی‌آمدهای عدم رعایت مسائل اخلاقی و یا فوائد لحاظ مهندسی ارزش، آشنا گردد. در انتهای این کتاب با توجه به این‌که در زمان تالیف، قوانین خاص نظام مهندسی همچون نظام پزشکی به عنوان ضمانت اجرایی وجود نداشت، ضمانت لحاظ بسیاری از مسائل ارزشی در هیدرولوژی صرفاً مسائل اخلاقی و معنوی فرد مسئول فرض شده است. لذا متن کتاب حاضر را با ارائه سوگندنامه مهندسی ارزش، به امید رعایت مسائل ارزشی توسط هیدرولوژیست‌ها به پایان می‌رسانیم.

۱-جنبه‌های اخلاقی و حرفه‌ای گرایی در هیدرولوژی

اگر شما هیچگونه تجربه‌ای در محاسبات خاص هیدرولوژی مانند PMP و یا موارد مشابه ندارید و مدیر مستقیم شما این مورد را جهت جلوگیری از تحمیل هزینه کارشناس جدید، از شما بخواهد چه کار انجام می‌دهید؟ اگر او از شما کاری را که ۳ ماه وقت نیاز دارد اما در ۲ روز به صورت غیردقیق بخواهد چه تصمیمی می‌گیرید؟! اگر اطلاعی از واژه سیلاب گل‌آلود ندارید و محاسبه آن باعث افزایش احتمال شکست سدهای انحرافی آن هم ۲ بار پی در پی شود، چه تصمیمی می‌گیرید؟ آیا پس از ۲۰ سال کار، شهامت آن را دارید که بگویید، دانش انجام آن را ندارید؟ و یا ترجیح می‌دهید در رقابت با افراد دانش آموخته در این زمینه سعی بر حذف آنان و فراموش کردن اخلاق حرفه‌ای شوید؟ در هیدرولوژی وقتی صحبت از واژه حرفه‌ای می‌شود، حرفه گرائی ابعادی وسیع‌تر از تجمع دانش و مهارت‌های خاص فنی پیدا می‌کند به طوری که یکی از مهم‌ترین مشخصه‌های یک هیدرولوژیست حرفه‌ای این است که معیارهای قانونی را نیز محترم شمرده و بدون تجربه و علم وارد این حرفه نشود. چنین فردی الزاماً معتقد به استانداردهای اخلاقی نیز است. لذا دانش، شرف و راستی، سه ارزش مهم در هر حرفه و بویژه هیدرولوژی به شمار می‌رود. به عنوان نمونه استفاده از مدل‌های کامپیوتری در طراحی‌ها توسط هیدرولوژیست‌هایی که فاقد پایه علمی و تئوری هستند، به لحاظ اخلاقی و فنی عواقب مادی و معنوی به همراه دارد. در ابتدا مدیر مستقیم و طرح نمی‌بایست چنین تصمیم اشتباهی را بگیرد. اگر شما یک زمین شناس(Geologist) هستید و از شما خواسته شود تا یک مدل آب زیرزمینی یا آب سطحی را که مربوط به تخصص آبشناسی (Hydrologist) است، اجرا کنید و در حال حاضر فعالیت‌های مرتبط با رشته شما وجود نداشته باشد و یا از شما

خواسته شود مدیریت یک بخش منابع آب را به عهده بگیرید و این در حالی است که شما واقف هستید اطلاعات و دانش پایه شما به مسائل آبیاری و نه حوزه آبخیز معطوف بوده است، آیا این کار و مسئولیت را می‌پذیرید؟! بدیهی است که اگر مدیر شما این اشتباه را انجام داد و شما نیز این مسئولیت را پذیرفتید نتیجه آن، مشاهده بخشی از مشکلات آب آن کشور خواهد بود. زیرا محاسبه زمان تمرکز، محاسبه بیلان، و.. را ساده فرض کردیم و ... . چنین مسائلی به عنوان برخی از چالش‌های موجود هستند که نتیجه آن وجود مشکلات متعدد موجود در صنعت آب جهان است که عمده آنها نیز با رعایت مسائل اخلاقی و مهندسی ارزش حل می‌شود. در واقع متدولوژی ارزش می‌گوید، مهندسان با این تفکر در جایگاه مخترعان و نوآوران می‌نشینند و یا برچند کار معدود و مهم تمرکز کردن بهتر از تمرکز بر چندین کار کم اهمیت است.

۲-مهندسی ارزش ابزاری کارآمد در حل مشکلات قرن ۲۱

مهندسی ارزش در سطوح گسترده‌تری همچون ارتقاء روش فکر کردن، استفاده از تمام نیمکره مغز، خلاقیت در مسائل مهندسی، نگاه جدید به مسائل قدیم و غیره به حل چالش‌های موجود می‌پردازد. در این خصوص انیشتین می گوید: "صورت یک مسئله اساساً مهم‌تر از حل آن است. حل مسئله ممکن است فقط مستلزم مهارت‌های تجربی و یا ریاضی باشد، حال آنکه طرح پرسش‌های نو و بررسی مسائل قدیمی از دیدگاهی تازه نیازمند ذهنی خلاق و مبین آزمودگی فرد در علوم است". در رابطه با مهندسی ارزش آقای فردریکسن(Ferderiksen) مقاله مهمی را در خصوص بحران آب جهان در ژورنال برنامه‌ریزی منابع آب عمران آمریکا منتشر کرده است که در قسمتی از این مقاله آمده است:

"مهم‌ترین عامل محدودکننده جهت حل بحران آب، زمان است. زمان بسیار کمی برای تامین آب ۱ میلیارد نفری که در دهه آینده به دنیا می‌آیند وجود دارد. مطالعات و تحقیقات باید محدود به راه حل‌هایی شود که در ۲۰ سال آینده کارایی خود را نشان دهد. اگر جامعه علمی، مهندسی مشاور و سازمان‌ها شجاعت کافی برای پذیرش و حمایت از راه حل‌های نوآورانه ولی جنجالی یک کارشناس را ندارند باید کنار روند و اجازه دهند تا کشورها و افراد دیگر که برای تمدید حیات خود و دیگران ناگزیر از تبیین استراتژی‌های تازه هستند، اقدامات لازم را انجام دهند." این مسئله تاکید می‌کند که ارائه یک روش جدید باید چالش برانگیز نیز باشد. در حال حاضر مجلات معتبر دو دسته از مقالات را می پذیرند.۱-آنهایی که نوآوری دارند و ۲-آنهایی که مسائل قدیمی را به چالش کشیده و یا موضوعات چالش برانگیز را ارائه می‌کنند. لذا ارائه یک روش جدید غلط، باعث ایجاد انگیزه تفکر دیگران در بهبود و یا رد آن شده که ممکن است حاصل آن تولید روش‌های جدید علمی باشد. در این خصوص انیشتین در ۷۰ سالگی می‌گوید: "نمی‌دانم به دستاوردهایم چگونه می‌نگرید، ولی از دیدگاه خودم حتی یک مفهوم از نتایج تحقیقاتم وجود ندارد که مطمئن باشم کاملاً درست است. برای من مهم نیست که نتایج تحقیقاتم حتماً درست باشد، ولی دوست دارم بدانم که آیا درست هستند یا نه؟" و یا ایشان می‌گوید:" اگر ایده‌ای در ابتدا مسخره به نظر نرسد، نمی‌توان به آن امیدی داشت." و یا *"زمانی که همه با من هم عقیده می‌شوند تازه حس می‌کنم که اشتباه کرده‌ام"*

به طورکلی مهندسی ارزش در بسیاری از تخصص‌ها از جمله حمل و نقل، معماری، مهندسی سازه و آب، اجرا و غیره به طور فزاینده‌ای در حال رشد و توسعه است.

۳-سوگندنامه مهندسی ارزش

اکثر چالش‌های بزرگ بشر در قرن ۲۱ است لذا عمده فرصت‌های خلاقیت نیز در این دوران است. بدیهی است که انگیزه اصلی عمده نوآوران و دانشمندان، خدمت به کشورشان و بشریت بوده است. لذا یک مهندس که با ایده‌ای نو و خلاقانه موجب بهبود کارکرد یا کاهش هزینه‌ها و یا بهبود نتایج می‌گردد مانند یک قهرمان بزرگ است، زیرا اگر هزینه‌های صرفه‌جویی شده درست مصرف شود، پتانسیل نجات جان صدها کودک و انسان فقیر و یا آرامش خاطر ناشی از احداث یک سازه فراهم شده است. در این راستا سوگندنامه مهندسی ارزش به زیبایی روح حاکم بر این متدولوژی را به کلام، تبدیل کرده است.

سوگندنامه مهندسی

اگر فضیلت دانشمندان کشف و تدوین قانون نهفته‌های جهان پیرامون است، منزلت مهندسان به کار گرفتن این قوانین برای تغییر و بهبود شرایط زیست انسان است و تلاش پیوسته مهندسان در مسیر حل مشکلات جوامع بشر بهترین و شایسته‌ترین راه تکامل و تعالی آنان است.

من به عنوان "مهندس ارزش" آگاهانه سوگند یاد می‌کنم که:

۱. زمین را که زادگاه و مادر انسان‌هاست فراموش نکنم و کاری انجام ندهم که ذره‌ای از امکانات و منابع آن بیهوده صرف شود یا به طبیعت خدشه‌ای وارد آید.

۲. از کشورم و منابع مادی و معنوی آن که پرورنده هستی من است، پاسداری کنم و آبادانی، سربلندی و توسعه پایدار سرزمینم را سرلوحه کار خود قرار دهم.

۳. امین و خدمتگزار مردم باشم و از منافع آنان چون چشم خویش نگاه‌داری کنم.

۴. اخلاق حرفه‌ای را رعایت کنم و منافع جمعی را قربانی منافع فردی خود نسازم.

۵. در کشتزار دانش و اندیشه، نهال خلاقیت و نوآوری بپرورم و در مسیر یافتن رهکارهای نوین همه توان و تلاش خود را به کار گیرم باشد که با پایداری و پایبندی به سوگند خویش بتوانم به عنوان "مهندس ارزش" در میان مردم سربلند باشم و شادی‌های راستین را در پیشگاه حقیقت تجربه کنم.

پیوست

In the developing countries
The critical issue is water, and the critical location is
farm

۱-مطالعه موردی: کنترل سیل نیروگاه سد رودبار لرستان: مربوط به فصل های ۱، ۲ و ۳ کتاب

مسئله کنترل سیلاب ۱۰ هزارساله نیروگاه سد رودبار لرستان در سال ۱۳۹۳ می باشد.

مرجع گزارش طراحی و اجرای کنترل سیل پروژه اجرایی نیروگاه سد رودبار لرستان، فرهاد دلیری ۱۳۹۳، مشاور سکو، آب نیرو.

الف-مطالعات پایه سیلاب ایستگاه الکن

هدف طراحی و اجرای سیل بند در محدوده مناسب نیروگاه بدون لحاظ اثر سد بالادست و سایر روش های کنترل سیل می باشد.

محدوده محتمل به خسارات سیلاب ۱۰ هزار ساله-شکل۱

در این پروژه می بایست نیروگاه سد رودبار در موقعیت های با تراز ۱۳۱۸,۱ به بالا از سیلاب با احتمال وقوع ۰,۰۰۰۱ که به طور متوسط هر ۱۰ هزار سال احتمال رخداد دارد حفاظت گردد.

شکل۱: تصویر ماهواره ای از محدوده سیلگیر نیروگاه سد رودبار و بازه بحرانی

دبی سیلاب ۱۰ هزارساله بر اساس گزارشات موجود

-گزارش هیدرولوژی، مطالعات بازنگری مرحله اول (نهایی)، شرکت مشاور قدس نیرو آبان ۸۳:

بر اساس این گزارش مقدار سیلاب حداکثر محتمل (Q_{PMF}) و ۱۰ هزار ساله (Q_{p10000}) در محل سد رودبار به ترتیب ۳۴۹۱ و ۱۹۸۴ مترمکعب بر ثانیه برآورد شده است.

-گزارش طراحی تندر ۲۰۰۶ :

بر اساس این گزارش مقدار سیلاب حداکثر محتمل (Q_{PMF}) و ۱۰ هزار ساله (Q_{p10000}) در محل سد رودبار به ترتیب ۳۷۳۴ و ۲۹۰۰ مترمکعب بر ثانیه برآورد شده است. مقدار دبی سیل ۱۰ هزار ساله تحت شرایط نرمال و اثر تخفیف ذخیره موقت مخزن سد معادل ۲۸۷۰ مترمکعب بر ثانیه گزارش شده است(۱,۰۷ درصد تخفیف سیل). همچنین مقدار Q_{p10000} در محل نیروگاه معادل ۴۲۶۶ m^3/s تعیین شده است.

-گزارش هیدرولوژی به روز شده شرکت پویری ۲۰۰۸:

بر اساس این گزارش سیلاب ۱۰ هزار ساله در محل سد رودبار برابر با ۳۳۴۲ متر مکعب بر ثانیه با حجمی معادل ۵۵۹ میلیون مترمکعب خواهد بود.

دبی سیلاب ۱۰ هزارساله بر اساس گزارش سکو

باتوجه به فاصله ایستگاه هیدرومتری جدید التاسیس الکن (نیروگاه) که به فاصله ۲ کیلومتری بالادست نیروگاه تجهیز شده (اشل، پل تلفریک و لیمنوگراف) امکان برآوردی منطقی از سیلاب های بازه بحرانی نیروگاه بواسطه تحلیل های آماری با ۲ ایستگاه هیدرومتری سراب سد رودبار لرستان (ایستگاه قلیان، کاظم آباد) فراهم می باشد. این ایستگاه جدید التاسیس ۹ سال آمار موثق داشته که توسط مشاور سکو کنترل و گزارش شده است. مشخصات عمده ایستگاه های محدوده به شرح جدول ۱ می باشد.

جدول۱: مشخصات ایستگاههای هیدرومتری محدوده طرح

ردیف	کد ایستگاه	نام ایستگاه	نام رودخانه	طول دقیقه درجه	عرض دقیقه درجه	ارتفاع متر	مساحت کیلومترمربع	تجهیزات ایستگاه	استان	درجه ایستگاه	کیفیت آمار برداری	ایستگاه داخل حوضه آبریز می باشد
1	21-285	سپید دشت	سزار	53 -48	13 -33	970	7115	اشل، لمینوگراف، پل تلفریک	خوزستان	1	خوب	-
2	21-287	سپید دشت	زاز	53 -48	13 -33	970	680	اشل، لمینوگراف، پل تلفریک	خوزستان	1	خوب	-
3	21-291	تنگ پنج	سزار	45 -48	56 -32	600	9410	اشل، پل تلفریک	خوزستان	2	متوسط	-
4	21-293	تنگ پنج	بختیاری	46 -48	56 -32	523	6439	اشل، ، پل تلفریک	خوزستان	2	بد	+
5	21-295	تله زنگ	دز	46 -48	49 - 32	440	16213	اشل، پل تلفریک	خوزستان	2	خوب	-
6	21-968	قلیان	قلیان	39 -49	04 -33	1873	414	اشل، لمینوگراف، پل تلفریک	لرستان	1	خوب	+
7	21-400	کاظم آباد	کاکلستان	41 -49	08 -33	1920	438	اشل، ، پل تلفریک	لرستان	2	خوب	+
8	21-402	زردفهره	وهرگان	48 -49	00 -33	2000	744	اشل، لمینوگراف، پل تلفریک	اصفهان	1	خوب	+
9	*	سد رودبار	رودبار	41 -49	53 -32	1615	2255	اشل، پل تلفریک	لرستان	2	خوب	+
10	*	کیش (نیروگاه)	الکن	40 -49	53 -32	1360	3230	اشل، لمینوگراف، پل تلفریک	لرستان	1	خوب	+

* این ایستگاه متعلق به آب و نیرو و توسط شرکت مهندسین مشاور طرح بهره برداری می شود

جهت برآورد سیلاب ۱۰ هزارساله ورودی بازه نیروگاه، تکنیک های زیر در کنار مقایسه با ظرفیت انتقال بازه به عنوان روش کنترلی در طرح حاضر انجام پذیرفت:

الف-آنالیز آمار سیلاب ایستگاه الکن (نیروگاه)

ب-آنالیز منطقه ای سیلاب

ج-سیل پروژه از PMF

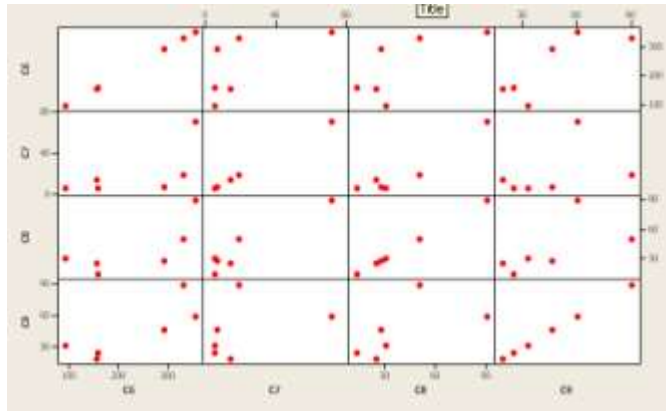
"کنترل ظرفیت انتقال دبی طرح انتخابی در محل بازه، در بند هیدرولیک با روش آنالیز دبی-اشل انجام شد"

آنالیز آمار سیلاب ایستگاه الکن (نیروگاه)

به لحاظ تجربی در اقلیم های مرطوب، حداقل طول دوره آماری قابل برازش ۳۰ تا ۵۰ سال می باشد. اگرچه این موضوع برای هر دوره بازگشت خاص بسیار متفاوت است نمی توان بدون تطویل آمار ۹ ساله ایستگاه الکن انتظار برازش مناسب توزیع های آماری را داشت. همچنین باتوجه به ارتباط هیدرولیکی ۳ ایستگاه بالادست (قلیان، کاظم آباد و زردفهره) سد و ایستگاه الکن (کیش یا نیروگاه) پس از فرایند اصلاح داده های خام (جدول ۲) تطویل آمار الکن اعمال شد.

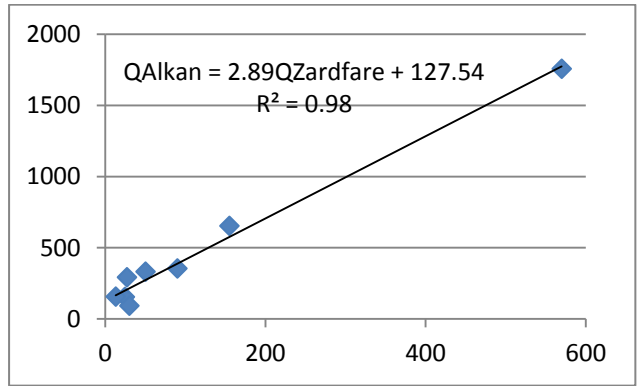
الف-گام های اصلاح و تطویل آمار ایستگاه الکن:

ابتدا داده های اوج لحظه ای ۴ ایستگاه مذکور با دبی اوج ۲۴ ساعته ایستگاه مورد بررسی و سایر ایستگاه ها کنترل و پس از آزمون پرت بواسطه قضاوت چشمی و نرم افزار Minitab ارقام مشکوک حذف و نواقص آماری بر اساس بالاترین همبستگی، بازسازی شد. همانطور که از شکل ۲ نیز مشخص است بین تمامی ۴ ایستگاه سراب و الکن رابطه هیدرلیکی و هیدرولوژیکی منطقی قابل انتظار است.



شکل۲: ماتریس همبستگی c6 ...الی c9 به ترتیب الکن، کاظم آباد، زردفهره و قلیان

محاسبات همبستگی نیز بالاترین ضریب را بین ایستگاه الکن و ایستگاه زردفهره نشان داده است(شکل ۳).

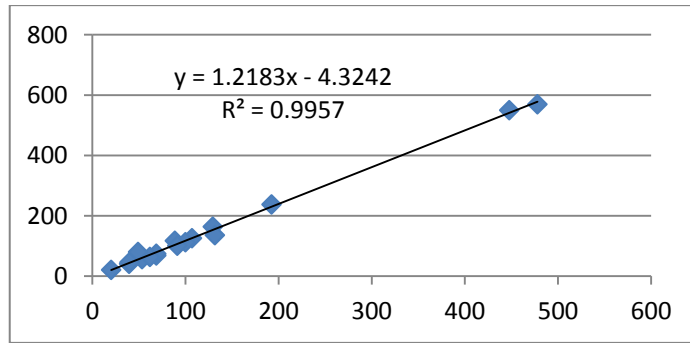


شکل۳: توسعه دبی سیل الکن بر اساس ایستگاه زردفهره با ضریب همبستگی ۰,۹۸ در سطح ۱۰ درصد اعتماد

جدول۲: داده های خام دبی اوج لحظه ای ایستگاههای هیدرومتری محدوده طرح(m^3 / s)

سال	ایستگاه			
	الکن	کاظم آباد	زردفهره	قلیان
1360				
1361			68.4	223.2
1362		57.6	74.35	112.55
1363		52	56.4	
1364				170.7
1365		108.2		122.8
1366		100.2	125.7	126.82
1367		26.87		88.82
1368		31.1	117.22	43.7
1369		11.22	41.09	53.56
1370		63.6	112.8	73.7
1371		114	164	65.4
1372		69.66	49.4	65
1373			175	
1374		40.8	136	81
1375		14.5	63.8	54.2
1376		145	550	310
1377		10.75	46.4	
1378		27.75	80.4	28
1379		13.46	20.7	33
1380		47.25	237.5	61.5
1381		80.4		84.5
1382		52.5	101	81
1383	1758		570	
1384	654		155	
1385	354.6	71.8	90	60
1386	154.5	13.6	24.5	18.9
1387	156.2	4.7	13	25
1388	331.5	18.3	50.2	90.31
1389	292.9	6.09	27	46.5
1390	92.3	5.19	30	32.57
1391	165.6			

پیش از توسعه ایستگاه الکن ابتدا نواقص ایستگاه زردفهره بواسطه رابطه همبستگی با داده های حداکثر سالانه تکمیل (شکل ۴) و سپس داده های دبی سیلاب ایستگاه الکن تکمیل شد (جدول ۳).



شکل۴: رابطه همبستگی بین دبی اوج ۲۴ ساعته با دبی اوج لحظه ای ایستگاه زردفهره

جدول۳: داده های دبی اوج لحظه ای ایستگاههای هیدرومتری الکن و زرد فهره پس از تطویل (m^3 / s)

سال	زردفهره	الکن
1361	68.4	325.2
1362	74.35	342.4
1363	56.4	290.5
1364	178.9	644.5
1365	161.9	595.4
1366	125.7	490.8
1367	92.5	394.8
1368	117.22	466.3
1369	41.09	246.3
1370	112.8	453.5
1371	164	601.5
1372	64	312.5
1373	293	974.3
1374	136	520.5
1375	63.8	311.9
1376	550	1717
1377	46.4	261.6
1378	80.4	359.8
1379	20.7	187.3
1380	237.5	813.9
81	119	471
1382	101	419.4
1383	570	1758
1384	155	654
1385	90	354.6
1386	24.5	154.5
1387	13	156.2
1388	50.2	331.5
1389	27	292.9
1390	30	92.3
91	-	165.6

تفسیر داده های توسعه داده شده الکن جهت برآورد سیلاب

بر اساس گزارش های شفاهی و کتبی متصدی ایستگاههای هیدرومتری رودبار (بلافاصله پس از سد) و الکن از مشاور سکو، مشخص شد که سال ۸۳ شرایط سیلابی در رودخانه های بالادست سد(زردفهره)، ایستگاه رودبار و الکن مشاهده شده است. دبی ایستگاه رودبار حدود ۹۰۰ مترمکعب بر ثانیه برآورد شده بود. این دبی به لحاظ منطقی می بایست بین دبی ایستگاه های زردفهره و الکن قرار گیرد. لذا داده های ایستگاه های مورد تحلیل همگنی لازم را نیز دارند. همچنین بررسی ها حاکی از آن است که دبی سیلاب ایستگاه الکن به طور میانگین با ۲- درصد خطا نسبت به دبی های واقعی برآورد شده است که از نظر هیدرولوژیکی و آماری بسیار مناسب می باشد. با این وجود می توان خطاهای زیر را نیز به عنوان ضعف روش آماری در طرح حاضر برشمرد:

-ترکیب ذوب برف و بارش. در این خصوص اگرچه جهت آنالیز ترکیبی در توزیع های آماری می بایست ذوب برف و رگبار را تفکیک نمود اما عدم تفکیک در مواردی چون طرح حاضر باعث برآوردی بیشتر از واقعیت خواهد شد. این مقدار افزایش قابل توجه نبوده به طوریکه می تواند با میانگین خطا که در سری آماری ۲- درصد می باشد بالانس گردد. در هر صورت باتوجه به عدم وجود داده های هیدرومتری و همچنین توزیع نامناسب برداشت های هواشناسی امکان تفکیک مناسب وجود ندارد.

- سری آماری ایستگاه الکن پس از بازسازی ۳۱ سال می باشد لذا از نظر تئوری می بایست منحنی توزیع های آماری را به کمک داده های تاریخی اصلاح نمود. این موضوع به ویژه برای دوره بازگشت های بیش از ۵۰۰ سال الزامی است. در این خصوص می بایست بر اساس آنالیز داده های

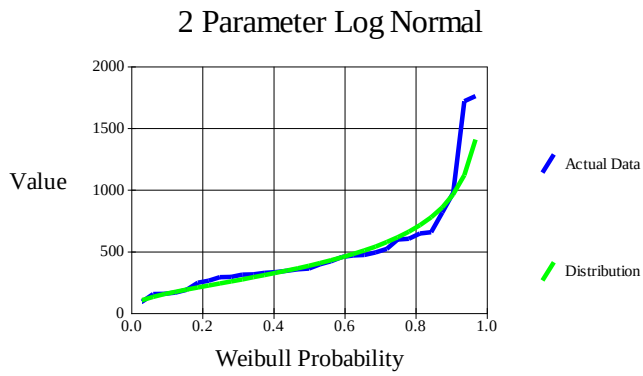
مربوط به فسیل، مواد رادیواکتیو و یا داغاب های منطقه اقدام به برداشت و اصلاح هیدرولیکی دبی سیلاب نمود. متاسفانه در بازه بحرانی به دلیل برداشت های شن و ماسه چنین شواهدی از بین رفته است. این خطا عمده ترین خطای محاسباتی بوده بطوریکه نمی توان به برآوردهای بیشتر از ۱۰۰ سال باتوجه به طول دوره آماری اعتماد نمود. لذا نیاز به اصلاح دبی و تراز بر اساس آنالیز عدم قطعیت همانطورکه در ادامه تشریح شد ضروری است. باتوجه به نقاط ضعف و قوت آنالیز آمار در ایستگاه الکن و همچنین باتوجه به روابط با همبستگی بالای هیدرومتری می توان اذعان نمود نتایج برازش آماری می تواند معیاری جهت انتخاب و تصمیم گیری سیلاب طرح نیروگاه باشد.

ب-برازش آماری سیلاب ایستگاه الکن

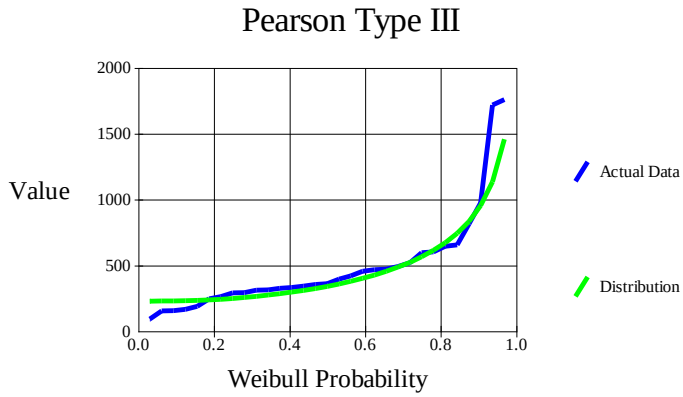
در این خصوص پس از کنترل داده های پرت، همگنی و تناسب بین دبی های حداکثر سالانه ایستگاه ها اقدام به برازش داده های ایستگاه الکن با توزیع های تئوری مختلف به کمک نرم افزار SMADA شد. توزیع های مورد نظر شامل توزیع های لوگ نرمال، ۲ و ۳ پارامتری لوگ نرمال، پیرسون و لوگ پیرسون ۳ پارامتری بودندکه بر اساس تطابق گرافیکی بهترین توزیع (Best fit) انتخاب شد. بررسی ها حاکی از آن است که سری آماری از یک توزیع خاص پیروی نکرده بطوریکه بخش پایینی سری (احتمال وبیول ۰,۶ به پایین) از توزیع ۲ پارامتری لوگ نرمال (شکل ۵) و بخش بالایی سری (احتمال وقوع کم) از توزیع پیرسون نوع ۳ پیروی می کند(شکل۶).

ج-مقدار سیلاب ۱۰ هزار ساله در محل نیروگاه بر اساس آنالیز آمار هیدرومتری ایستگاه الکن:

در این خصوص سیلاب ۲ و ۱۰ هزار ساله رودخانه رودبار در محل ایستگاه الکن (کیش) که به فاصله حدود ۱۰۰۰ متری بازه نیروگاه می باشد به ترتیب ۳۸۴ و ۴۷۸۷ متر مکعب بر ثانیه با عدم قعطت به ترتیب ۵۳ و ۳۵۹۵ مترمکعب بر ثانیه تعیین شد(جدول۴).



شکل۵: برازش داده های حد پاین سیلاب ایستگاه الکن(نیروگاه) روی رودخانه رودبار لرستان



شکل۶: برازش داده های حد بالای سیلاب ایستگاه الکن(نیروگاه) روی رودخانه رودبار لرستان

تفسیر نتایج

عدم قطعیت ذکر شده متناسب با انحراف معیار بوده که تا حدودی معرف فاصله منحنی تئوری از تجربی می باشد. با این وجود میزان آن برای سیلاب ۱۰ هزار ساله زیاد می باشد. بطوریکه با احتمال بسیار کم سیلاب ۱۰ هزارساله نیروگاه ممکن است تا حدود ۸۳۸۲ نیز اتفاق بیافتد. لذا روش توزیع آماری نمی تواند با خطای قابل قبول سیلاب ۱۰ هزار ساله حوضه را برآورد کند اما به طور مشخص باتوجه به نتایج سایر روش ها انتظار است میزان سیلاب طرح با احتمال زیاد، ارزشی بین دامنه ۱۱۹۲ تا ۸۳۸۲ مترمکعب بر ثانیه داشته باشد. محاسبات عدم قطعیت در ادامه آمده است.

جدول ۴: نتایج تحلیل فراوانی سیلاب رودخانه رودبار در محل ایستگاه الکن (نیروگاه)-مترمکعب بر ثانیه

توزیع	۲	۱۰	۲۵	۱۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰۰
پیرسون ۳ پارامتری	۳۸۴	۹۲۷	*۱۳۳۹	۲۰۳۴	۳۳۳۶	۴۷۸۷

*این دوره بازگشت صرفاً جهت تعیین حد بستر و حریم رودخانه برآورد شده است.

آنالیز منطقه ای سیلاب

باتوجه به مطالعات هیدرولوژی بازنگری نهایی مشاور قدس نیرو-آبان ۸۳ و نتایج تحلیل منطقه ای ایستگاه های زیر مقدار دبی سیلاب با دوره بازگشت های مورد نظر در محل نیروگاه بر اساس دبی بی بعد شده ($q = Q_{\circ} / Q_{2}$) به شرح ذیل در جدول ۵ محاسبه شد:

-آنالیز منطقه ای بر اساس ۱۰ ایستگاه محدوده طرح: تله زنگ، تنگ محمد، تنگ پنج (سزار)، سپیددشت، مروک، چم چیت، قلیان، زردفهره، کاظم آباد، تنگ پنج (بختیاری) با حدود ۴۰ سال آمار بازسازی شده

-آنالیز منطقه ای بر اساس ۳ ایستگاه سراب سد رودبار لرستان: قلیان، کاظم آباد و زردفهره

-آنالیز منطقه ای بر اساس ۱ ایستگاه سراب سد رودبار: کاظم آباد (کاکلستان)

جدول۵: نتایج تحلیل منطقه ای سیلاب رودخانه رودبار در محل ایستگاه الکن (نیروگاه)-مترمکعب بر ثانیه

توزیع	۲	۱۰	۱۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰۰
آنالیز با ۱۰ ایستگاه	۳۸۴	۷۶۸	۱۳۴۴	۲۱۸۹	۳۱۸۷
آنالیز با ۳ ایستگاه	۳۸۴	۷۶۸	۱۵۳۶	۲۵۳۴	۳۹۱۷
آنالیز با ۱ ایستگاه	۳۸۴	۹۹۸	۲۴۵۸	۴۶۴۶	۷۹۱۰

-تفسیر نتایج

دامنه دبی سیلاب ۱۰ هزار ساله روش منطقه ای بسیار زیاد می باشد. یکی از دلایل این امر، مربوط به عدم انتخاب مناسب توزیع آماری ایستگاه های محدوده در مقادیر حد بالای سری توسط مشاورین می باشد. همانطور که در طرح حاضر نیز مشاهده شد یک سری ممکن است از ۲ توزیع آماری پیروی نماید. به عنوان مثال اگر در طرح حاضر به جای توزیع پیرسون نوع ۳ از توزیع لوگ پیرسون نوع ۳ به اشتباه بهره گرفته می شد دبی سیل ۱۰ هزارساله تا ۸۰۰۰ نیز برآورد می گشت. این موضوع احتمالاً در خصوص ایستگاه کاظم آباد نیز صادق باشد. همچنین علت کم شدن مقادیر آنالیز منطقه ای با تعداد ایستگاه بیشتر نیز به دلیل برازش خط از متوسط ابر نقاط می باشد. در محاسبات سیلاب، پهنای این خط باید بسیار کم باشد. حتی آزمون لانگبین نیز اغلب نمی تواند این دامنه را به خوبی تعریف کند بطوریکه لازم است بر اساس کنترل های میدانی و یا حداقل تفسیر تصاویر ماهواره یا دبی ویژه، ابتدا ایستگاههای همگن انتخاب و سپس آنالیز منطقه ای صورت پذیرد. بر این اساس نتایج آنالیز منطقه ای گزارشات پیشین تنها محدوده ای از ارقام منطقی سیلاب طرح

را برآورد می کند. علاوه بر این شیب حوضه ۳ ایستگاه سراب سد کمتر از بخش عمده ای از شیب حوضه ایستگاه الکن می باشد. مقدار شیب در رفتار سیلخیزی و ایجاد هیدروگراف های با قله تیز بسیار موثر می باشد. لذا انتظار است مقدار سیل ۱۰ هزارساله الکن از حدود ۳۹۰۰ بیشتر باشد.

سیل پروژه از PMF

محاسبه PMP سینوپتیکی با مدل های جوی و تبدیل آن به PMF با مدل های توزیعی جهت تعیین سیل پروژه یکی از روش های تعیین سیلاب طرح می باشد. اجرای مدل های مذکور نیاز به زمان داشته و از اهداف طرح نمی باشد. لذا در گزارش حاضر مقدار PMF از روش های ساده تر صرفاً جهت مقایسه ای سریع با سایر روش ها بهره گرفته می شود. سیل پروژه یا سیل استاندارد حدود ۵۰ تا ۶۰ درصد سیل حداکثر محتمل می باشد. این مقدار سیل معمولاً معیاری جهت کنترل سیل ۱۰ هزار ساله خواهد بود.

بر اساس مطالعات مهدوی (آبخیزداری-دانشگاه تهران، ۱۳۸۶) و همچنین نمودار معروف کریگر مشخص شده است که اغلب سیلاب های دنیا با ضریب سیلخیزی ۱۰۰ کریگر پوشش داده می شود. مقدار ۲۰۰ این ضریب، تمامی سیلاب های دنیا را پوشش می دهد. در ایران ضریب سیلخیزی ۱۰۵ بیشترین سیلاب های حداکثر را پوشش می دهد. ضریب سیلخیزی کریگر از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$C_T = \frac{Q_T}{46\,A^{(0.894A^{-0.048})}}$$

باتوجه به مساحت حوضه و ضریب ۱۰۵ مقدار دبی حداکثر احتمالی بازه نیروگاه حدود ۱۲۶۳۱ مترمکعب بر ثانیه برآورد می گردد. درصورتیکه نسبت سیل طرح حاضر به PMF مطالعات گذشته بررسی شود مشخص می گردد این نسبت از ۵۷ تا ۷۷ درصد متغیر بوده و ارزش متوسط معادل ۰,۶۷ درصد دارد. بر این اساس سیلاب استاندارد نیروگاه در جدول ۶ برآورد شد.

جدول۶: سیلاب استاندارد نیروگاه رودخانه رودبار لرستان در محل ایستگاه الکن با ضرائب مختلف

سیل پروژه	ضریب سیل پروژه
۷۱۹۹	۰,۵۷ (شرکت قدس نیرو، ۸۳)
۹۷۲۶	۰,۷۷ (شرکت تندر، ۲۰۰۶)
۸۴۶۳	۰,۶۷ (متوسط)
۶۳۱۵	۰,۵ (استاندارد)

تفسیر نتایج

باتوجه به مقدار PMF سد رودبار (۳۷۳۴) به لحاظ نظری و منطق کارشناسی مقدار PMF روش کریگر در محل نیروگاه بسیار بالا برآورد شده است. لذا انتظار نمی رود مقدار سیلاب ۱۰ هزار ساله نیروگاه از ارزش استاندارد ۶۳۱۵ مترمکعب بر ثانیه فراتر باشد.

مقایسه نتایج و انتخاب سیلاب طرح

همانطور که مشخص است دامنه سیلاب ۱۰ هزارساله نیروگاه با روش ها و عدم قطعیت های مختلف از مقدار ۱۱۹۲ تا ۸۳۸۲ مترمکعب برثانیه متغیر می باشد.

$$8382 \rangle 7910 \rangle 6315 \rangle 4787 \rangle 3917 \rangle 1192$$

مقدار دبی ۳۹۱۷ به دلیل شیب نسبی کمتر ۳ ایستگاه سراب سد نسبت به ایستگاه الکن تنها معیاری از حد پایین سیلاب ۱۰ هزارساله نیروگاه خواهد بود لذا ارزش ۱۱۹۲ ناشی از عدم قطعیت توزیع آماری برآوردی، پرت محسوب می گردد. مقادیر دبی ۸۳۸۲ و ۷۹۱۰ نیز باتوجه به ضریب استاندارد ۵۰ درصد PMF قطعاً ارزش هایی بزرگ محسوب می شوند. لذا با احتمال زیاد سیل ۱۰ هزارساله طرح نیروگاه یکی از دو ارزش ۴۷۸۷ و ۶۳۱۵ و یا مابین این دو عدد قرار خواهد گرفت. علاوه بر این با توجه به مقدار PMF در محل سد (گزارش تندر ۲۰۰۶) و تعمیم آن به محل نیروگاه مشخص می گردد مقدار سیل حداکثر محتمل حدود ۵۳۴۸ مترمکعب بر ثانیه می باشد. لذا ارزش ۶۳۱۵ نیز حذف و مقدار پیشنهادی سیلاب ۱۰ هزارساله نیروگاه در بازه الکن معادل ۴۷۸۷ مترمکعب بر ثانیه خواهد بود. (جدول۷).

جدول۷: مقایسه سیلاب ۱۰ هزارساله، استاندارد و PMF نیروگاه با روش های مختلف و انتخاب روش مناسب (m^3/s)

دبی اوج	ماخذ	روش
۵۳۴۸ (PMF)	گزارش حاضر بر اساس گزارش تندر –۲۰۰۶	تعمیم PMF سد به محل نیروگاه
۴۲۶۶	گزارش تندر –۲۰۰۶	آنالیز آمار
۴۷۸۷	گزارش حاضر بر اساس گزارش پویری–۲۰۰۸	تعمیم سیل ۱۰ هزارساله سد به محل نیروگاه
۴۷۸۷	گزارش حاضر	آنالیز آمار ایستگاه الکن–توزیع آماری
۱۱۹۲ الی ۸۳۸۲	گزارش حاضر	عدم قطعیت توزیع آماری–ایستگاه الکن
۳۹۱۷	گزارش حاضر بر اساس قدس نیرو–۸۳	آنالیز منطقه ای ۳ ایستگاه سراب سد
۶۳۱۵ (سیل استاندارد)	گزارش حاضر	برآورد PMF در محل نیروگاه
*۴۷۸۷	سیلاب منتخب	

*کنترل ظرفیت انتقال دبی طرح از بازه الکن در قسمت هیدرولیک سیل ارائه شد.

ب–مدلسازی و محاسبات پهنه بندی سیل –مقاطع ساده.

در این قسمت مراحل زیر جهت احراز اهداف طرح به شرح زیر دنبال می گردد:

–بررسی ظرفیت انتقال بازه الکن در مقطع ایستگاه هیدرومتری برای سیلاب ۱۰ هزارساله

–بررسی و آنالیز ضریب زبری سیل مشاهده شده مقطع الکن و تعمیم نتایج به مقطع نیروگاه

–برآورد تراز ۱۰ هزارساله مقطع الکن و نیروگاه جهت تعیین شرایط مرزی، کنترل نتایج مدل و تراز ۱۰ هزارساله نیروگاه در شرایط طبیعی(بدون دست خوردگی و تغییر مسیر و هندسه رودخانه در اثر برداشت شن، بازه نیروگاه در اثر برداشت شن کاملاً تغییر کرده بود)

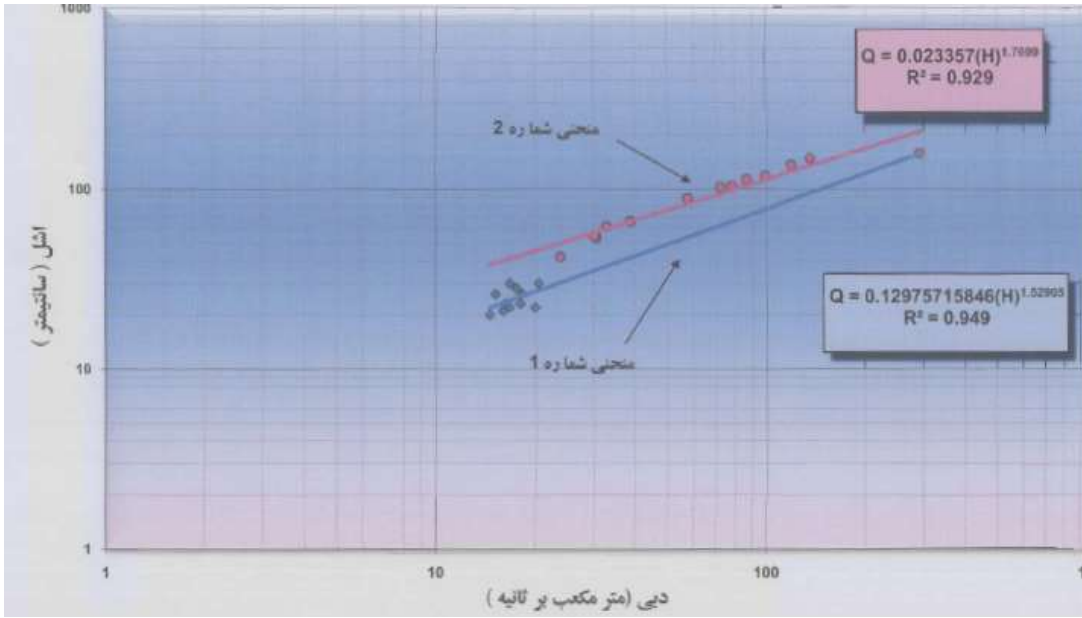
–اجرای مدل هیدرولیکی تک بعدی –دائم در محل نیروگاه و تعیین تراز ۱۰ هزارساله بازه نیروگاه در شرایط دست خورده حاضر

–بررسی ظرفیت انتقال دبی طرح در بازه مقطع الکن

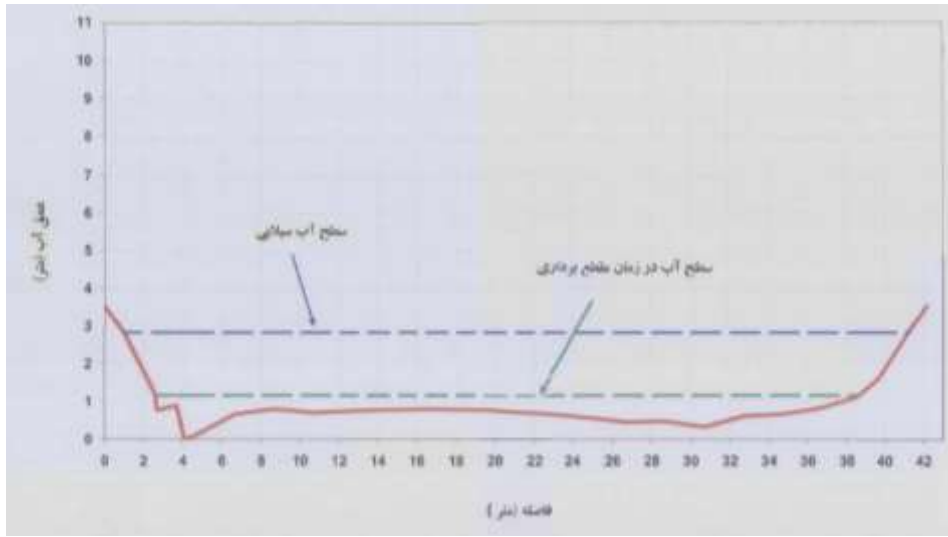
در این خصوص نیاز است تا اشل متناظر دبی طرح (در اینجا ۱۰ هزارساله) برآورد گردد. سپس اشل مذکور باتوجه به تراز متناظر و واقعیت های محلی کنترل شده تا به لحاظ فیزیکی امکان انتقال سیل طرح ارزیابی گردد. در این خصوص باتوجه به اشل بالاترین دبی در دسترس وضعیت منحنی دبی–اشل مقطع برای دو کلاس جریان تعیین و در شکل ۷ ترسیم شد.

همانطورکه در متن کتاب نیز ذکر شد جهت ترسیم منحنی دبی–اشل در رودخانه های آبرفتی می بایست اثر تغییر رسوب و زبری لحاظ گردد. در اینجا فرض شرایط مسیر غیرآبرفتی با زبری ثابت امکان پذیر بود. نتیجه بررسی اختلاف تراز دبی طرح از تراز جریان پایه حدود ۹ متر و از کف بستر حدود ۹٫۱ متر برآورد می شود. بدیهی است اختلاف تراز حاصل بدون لحاظ اثر تغییر عمودی سطح مقطع هیدرولیکی و زبری بوده و صرفاً بر اساس معادله مذکور برون یابی شده است. لذا این رقم با تقریب زیاد از ارزش واقعی بزرگ تر خواهد بود. همانطور که از شکل ۷ و

۸ نیز مشخص است ارتفاع کف بستر تا تراز سیلابی سال ۸۹ که دارای دبی معادل ۲۹۳ مترمکعب بر ثانیه می باشد تا عمق حدود ۳ متر صعود کرده است. از عکس شماره ۱ و کنترل تصاویر ماهواره ای نیز مشخص می شود که دیواره های کناری رودخانه در گذشته اثر فرسایشی تا حدود ۷ متر را از کف بستر تجربه کرده است. بدیهی است که در ترازهای بالاتر سرعت آب کانالی بیشتر و دشت سیلابی کمتر، شیب انرژی کمتر یا بیشتر، سطح مقطع و شعاع هیدرولیکی بیشتر شده که باعث افزایش ظرفیت تخلیه بازه می گردد. لذا باتوجه به پهن شدن عرض بالایی کانال و کاهش بیشتر زبری، عبور سیل طرح از این مقطع با عمق های فرسایش کناری موجود رودخانه امکان پذیر می باشد.



شکل۷: منحنی دبی-اشل رودخانه رودبار لرستان در محل ایستگاه الکن، سیلاب با اشل حداکثر ۱۵۷، سال آبی ۹۰-۱۳۸۹



شکل ۸: مقطع عرضی رودخانه رودبار در محل ایستگاه الکن-تاریخ ۸۹/۱۲/۲۳، اشل ۱۵۷

عکس۱: نمایی از هندسه مقطع ایستگاه هیدرومتری الکن

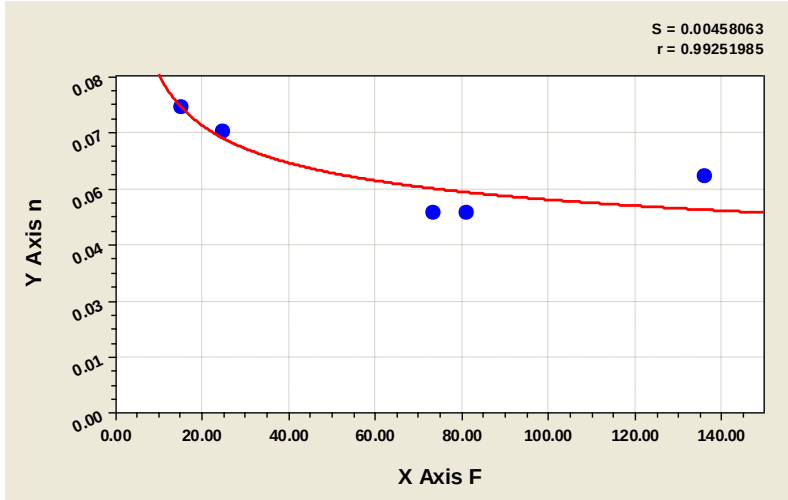
-بررسی و آنالیز ضریب زبری مقطع الکن

یکی از حساس ترین پارامترهای محاسبه تراز، تعیین ضریب زبری بستر و کناره های بازه بحرانی می باشد. در اینجا رودخانه غیر آبرفتی است. باتوجه به اینکه این ضریب با تغییر سطح مقطع و شکل مقطع، درجه ماندری بودن، ابعاد مصالح، پوشش گیاهی و موانع در نوسان می باشد و همچنین در فصول و سال های مختلف نیز اغلب این پارامترها تغییر می کند لذا از آمار چند سال اخیر ایستگاه الکن و در فصول سیلابی (اسفند، فروردین و اردیبهشت) که در آن سرعت آب بر اساس مولینه نیز تعیین شده بود استفاده شد. با این وجود اغلب آمار موجود در شرایط غیر سیلابی اندازه گیری شده است لذا ضریب زبری محاسبه شده مربوط به شرایط جریان پایه و بستر بازه بوده و می بایست ضریب زبری ترازهای سیلابی از منحنی برازش شده برون یابی شود. لذا ضریب زبری برآوردی می تواند مبنای جهت برآورد زبری مقطع الکن و همچنین بازه سیلگیر نیروگاه باشد. در این خصوص از بین ۷ مدل رگرسیون، مدل هاریس (Harris) بهترین برازش را نشان داد. نتایج آنالیز در جدول ۸ و شکل ۹ ارائه شده است.

جدول ۸: محاسبات واسنجی ضریب زبری (n) رابطه مانینگ بر اساس آنالیز هیدرومتری الکن (نیروگاه)

تاریخ	دبی (Q) cms	اشل (cm)	سرعت (V) متر بر ثانیه مولینه	زبری واسنجی (n)	شعاع هیدرولیکی (R) متر	سطح مقطع (A) متر مربع	فاکتور سطح (F) $A.(R)^{2/3}$
84/01/31	219.91	245	2.58	0.059	2.03	85.18	136
89/11/29	16.72	100	0.86	0.076	0.700	19.42	15.3
89/12/10	32.77	132	1.12	0.07	0.77	29.35	24.7
89/12/22	133.6	218	2.12	0.05	1.47	62.75	80.91
93/01/23	135.4	205	2.3	0.05	1.40	58.84	73.47

*شیب هیدرولیکی i برابر شیب سطح آب و معادل ۰,۰۰۴ تا ۰,۰۰۹ در رابطه مانینگ $Q = V.A = \frac{1}{n} i^{0.5} R^{2/3} A$ اندازه گیری شده است.



شکل ۹: منحنی تغییرات زبری مقطع الکن (n) در مقابل فاکتور سطح (F)،

معادله شکل ۹ : $$n = \frac{1}{(-231.308 + 236.51x^{0.012})}$$

همانطور که از نتایج نیز مشخص است زبری مانینگ بستر الکن حدود ۰٫۰۷ و در شرایط سیلابی و ترازهای بالاتر کمی کمتر از ۰٫۰۵ اندازه گیری می شود (شکل ۹).

اختلافات مشاهده شده در ترزاهای قدیم تا سال ۸۹ به دلیل تغییرات هندسی مقطع فرسایشی الکن می باشد. همچنین این موضوع به دلیل احداث جاده برداشت شن و ماسه نیز از سال ۸۹ تا به حال تشدید شده است.

–تراز ۱۰ هزارساله بازه نیروگاه سد رودبار بر اساس تراز مشاهده ای تاریخی–شرایط طبیعی

این روش بر اساس آثار داغاب و گزارشات محلی پایه ریزی شده است. لذا صرفاً شرایط طبیعی بازه را قبل از احداث نیروگاه و تغییر مسیر رودخانه به دلیل برداشت شن و ماسه و خاکریزی های دستی نشان می دهد. با این وجود تراز طراحی محاسباتی این روش با توجه به اینکه از رخدادهای واقعی تبعیت می کند جهت کنترل و تدقیق نتایج ارزشمند می باشد. در این خصوص طی بازدید مورخ ۹۳/۰۷/۰۸ الی ۹۳/۰۷/۰۹ ابتدا مقاطع و مشخصات زبری بالاترین تراز سیلاب دوره آماری (سال ۸۳) نقشه برداری و مشخصات لازم هیدرومتری تعیین شد. سپس باتوجه به شواهد و گزارشات محلی تراز متناظر سیل مذکور در محل نیروگاه برای شرایط طبیعی رودخانه (دست نخورده) تعیین شد. بر این اساس و باتوجه به اختلاف سطح آب به دلیل اتلاف انرژی مسیر، نسبت مذکور محاسبه و جهت تبدیل سیل ۱۰ هزارساله مقطع الکن (کیش) به تراز ۱۰ هزارساله بازه نیروگاه استفاده شد. مراحل و نتایج محاسبات به شرح زیر می باشد:

A: مقطع هیدرومتری الکن:

–برداشت بالاترین تراز مشاهده ای در مقطع ایستگاه الکن (کیش)

این تراز با اشل ۸۰۲ مربوط به سیل سال ۸۳ می باشد. تراز متناظر این اشل معادل ۱۳۲۷٫۵۸ msl محاسبه شد.

–هیدرومتری بر اساس روابط هیدرولیکی

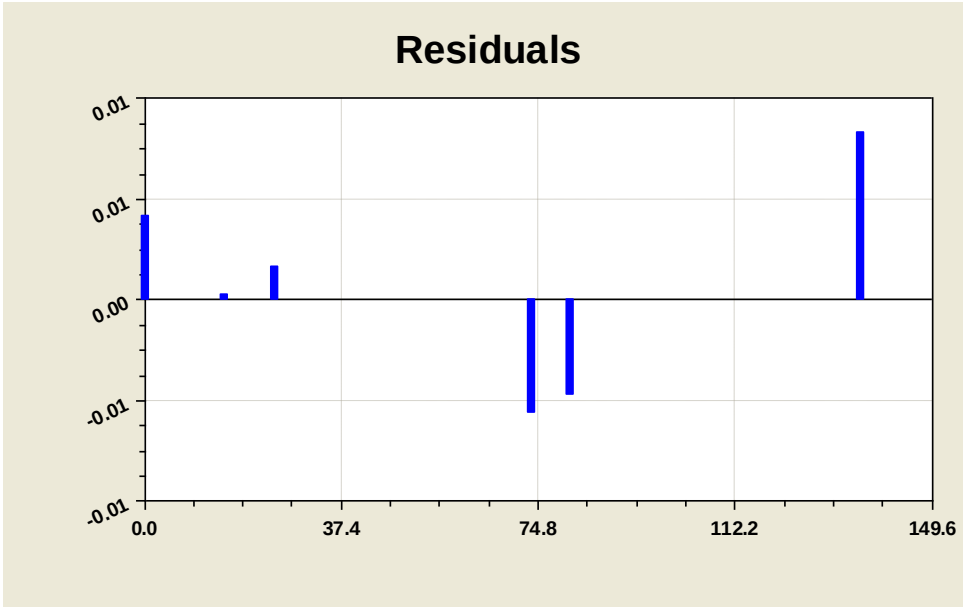
معادله مورد نظر رابطه مانینگ است. لذا شیب انرژی و زبری مانینگ نیاز می باشد. همچنین جهت برآورد دوره بازگشت سیل تاریخی می بایست دبی سیل مشخص باشد.

: شیب هیدرولیکی: این شیب اغلب به ویژه در سیلاب های بزرگ و دره های تنگ و زبر بیشتر از شیب سطح آب و کف بستر می شود. شیب سطح آب در جریان پایه حدود ۰,۰۰۳ متر بر متر اندازه گیری شد. بر اساس تجربه سایر کارشناسان طرح، شیب هیدرولیکی از دامنه ۰,۰۰۴ تا ۰,۰۰۹ در این مقطع انتخاب شده است.

: زبری مسیر: ضریب زبری از ۳ روش شامل روش ۱-استفاده از رابطه فاکتور سطح-زبری توسعه داده شده در گزارش حاضر، ۲-مقایسه با عکس استاندارد و ۳-استفاده از رابطه استاندارد به شرح زیر برآورد شد:

الف-رابطه آنالیز زبری:

باتوجه به فاکتور سطح سیلاب سال ۸۳-۸۴ که حدود ۱۱۴۰ می باشد مقدار زبری مقطع از رابطه شکل ۹ که بر اساس آمار اندازه گیری سرعت با مولینه در این گزارش به دست آمده حدود ۰,۰۳۸ برآورد می شود. تراز این سیلاب حدود ۲ متر کمتر از تراز سیل ۱۰ هزارساله می باشد.



شکل ۱۰: خطای باقی مانده برآورد زبری از رابطه شکل ۹

ب-مقایسه با عکس استاندارد

همانطور که از مقایسه عکس های ۲ و ۳ با جداول (کتاب هیدرولیک کانال چو) و عکس استاندارد شماره ۴ نیز مشخص است زبری مانینگ در محل ایستگاه و ترازهای مختلف بسیار متنوع است به طوریکه زبری کف حدود ۰,۰۵ تقریب زده می شود. زبری ساحل چپ که به دلیل جاده سازی حالت دشت سیلابی نیز پیدا کرده نیز حدود ۰,۰۳ تقریب زده می شود. زبری ساحل راست به ویژه در ترازهای بالاتر به دلیل موانع سنگی و پوشش گیاهی بیش از ۰,۰۵ است اما به دلیل باز شدن سطح مقطع این افزایش نمی تواند خیلی زیاد باشد. لذا زبری ساحل راست ممکن است بین ۰,۰۳۵ تا ۰,۱ و متوسط ۰,۰۶۷ تغییر کند.

عکس ۲: نمایش جهت جریان، ساحل چپ و مقطع برداشت رودخانه رودبار در محل ایستگاه الکن (کیش)

عکس ۳: نمایش جهت جریان و ساحل راست رودخانه رودبار در محل ایستگاه الکن (کیش)

عکس ۴: عکس استاندارد زبری مانینگ محاسباتی معادل ۰,۰۵ در رودخانه کلیر کلرادو
(زبری مانینگ محاسباتی ۰,۰۵ ، کانال غیرمنظم با تخته سنگ های به بزرگی ۲ فوت)

-استفاده از رابطه استاندارد

این رابطه دارای ۶ مولفه به ترتیب رابطه زیر، شامل جنس مسیر در شرایط نرمال مسیر، درجه بی نظمی فرسایش، نوسان سطح مقطع، اثر موانع (سنگ های بزرگ، پل و..)، پوشش گیاهی و درجه ماندری بودن بازه می باشد که بر اساس شواهد محلی بازه و جدول استاندارد ارزیابی و سپس مقدار زبری نهایی به شرح زیر انتخاب می گردد.

$$n = (n_{\circ} + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

جنس مسیر: ۰,۰۲۴

درجه بی نظمی: ۰,۰۰۵

نوسان سطح مقطع: ۰,۰۰۰

اثر موانع: ۰,۰۱۲۵

پوشش گیاهی: ۰,۰۰۵

درجه ماندری: ۱,۱

زبری محاسباتی متوسط مقطع: ۰,۰۵۱

-انتخاب روش نهایی زبری

روش اول اگرچه بر اساس اندازه گیری پایه ریزی شده اما به دلیل برداشت در ترازهای پایین، اثر پوشش گیاهی در تراز سیلاب مشاهداتی را نشان نمی دهد لذا قطعاً زبری کمی بیشتر از مقدار ۰,۰۳۳ خواهد بود. روش دوم مقطع را به سه زیر مقطع تقسیم کرده و همچنین اثر پوشش گیاهی و دشت سیلابی مقطع را نیز لحاظ نموده بطوریکه مقدار زبری به صورت منطقی بیشتر از روش اول شده است. لذا زبری روش سوم نیز منطقی است. مقدار نهایی زبری در آنالیز حساسیت مدل قابل ارزیابی است. اما در اینجا هدف از ارزیابی روش ها تعمیم اولیه ای نتایج زبری الکن به بازه سیلگیر نیروگاه و همچنین تعیین زبری دبی طرح می باشد.

مشخصات هندسی مقطع: این مشخصات شامل سطح مقطع، محیط و شعاع هیدرولیکی در مدل HEC-RAS محاسبه شد.

- دبی و تراز سیلاب مشاهده ای سال ۸۴-۸۳ ایستگاه الکن:

مقدار دبی سیل مشاهده ای با اشل ۸۰۲ در تراز ۱۳۲۷٫۵۸ با زبری ۰٫۰۴۲ و شیب انرژی ۰٫۰۰۴۲ حدود ۱۷۵۸ مترمکعب بر ثانیه برآورد شده است. لذا دوره بازگشت این سیلاب با توجه به آنالیز فراوانی هیدرومتری الکن تقریباً ۶۰ ساله گزارش می گردد.

B: بازه سیلگیر نیروگاه:

-تراز، سرعت و افت انرژی سیلاب مشاهده ای سال ۸۴-۸۳ ایستگاه الکن در بازه مقابل نیروگاه تحت شرایط دست نخورده:

بر اساس شواهد محلی و پرسش و پاسخ مشخص شد که دبی سال ۸۴-۸۳ که حدود ۶۰ ساله بوده با دبی ۱۷۵۸ و سرعتی معادل ۴٫۹ متر بر ثانیه دارای ترازی حدود ۱۳۱۵٫۳۰ در فاصله ۲۰ متری از پل فلزی پایین دست نیروگاه می باشد. این تراز در شرایط طبیعی و قبل از تغییر مسیر جریان رودخانه معتبر می باشد(عکس ۵).

عکس ۵: وضعیت رودخانه رودبار لرستان در محل نیروگاه سد رودبار پیش از تغییر مسیر –شرایط طبیعی

همچنین بر اساس رابطه برنولی و فاصله مقطع الکن تا پل فلزی نیروگاه (حدود ۲۲۸۰ متر)، افت کلی بازه (H) و سرعت متوسط سیلاب مذکور نزدیک پل فلزی نیروگاه (V) به شرح زیر برآورد می شود:

-تراز سیل: ۱۳۱۵٫۳ متر در نقطه شاخص: x=373671 , y=3639755

-سرعت متوسط سیل: ۴.۸ متر بر ثانیه

$$z_1 + h_1 + V_1^2/2g = z_2 + h_2 + V_2^2/2g + H_t$$

$$1327.58 + 1.2 = 1315.3 + V_2^2/2g + 12.28$$

-شیب تلفات کل هیدرولیکی: ۰٫۰۰۵۵ از مقطع هیدرومتری الکن تا نقطه شاخص

$$S_f = \frac{H_t}{Dis\tan ce} = \frac{12.28}{2230.6} = 0.0055$$

- سطح آب سیلاب مشاهده ای سال ۸۴-۸۳ در شرایط طبیعی-روش افت انرژی

با فرض جریان متغیر تدریجی و تعمیم اتلاف انرژی کل بازه به زیر بازه ها امکان تعمیم و برآورد نیمرخ و تراز آب در طول رودخانه رودبار –محل نیروگاه فراهم می گردد. نتایج در جدول ۹ و پهنه سیلاب ۶۰ ساله در نقشه توپوگرافی با اتصال ترازهای متناظر هر مقطع قابل نمایش است.

جدول ۹: تراز سیلاب ۶۰ ساله مشاهداتی به موازات رودخانه رودبار در شرایط قبل از تغییر مسیر و احداث نیروگاه

مقطع الکن از داغاب و نقشه برداری	ابتدای نیروگاه بر اساس افت انرژی	مقابل نیروگاه بر اساس افت انرژی	نقطه شاخص از حافظه محلی و نقشه برداری
فاصله مبنا	۲۰۶۳,۳	۲۰۸۰ متر از الکن	۲۲۳۰,۶ متر از مبنا
۱۳۲۷,۵۸	۱۳۱۶,۲۳	۱۳۱۶,۱۴	۱۳۱۵,۳

-تراز ۱۰ هزارساله محدوده نیروگاه تحت شرایط طبیعی رودخانه پیش از احداث نیروگاه-روش افت انرژی

پس از نقشه برداری از سراب ایستگاه هیدرمتری الکن از یک مقطع مناسب، مشخصات هندسی مقطع وارد مدل شد. سپس مشخصات هیدرولیکی مقطع باتوجه به نتایج آنالیز سیلاب مشاهده ای بندهای پیش و بازدیدهای میدانی به شرح زیر برآورد و سپس مدل هیدرولیکی اجرا و نتایج به شرح ۲ گام زیر گزارش می شود:

۱-محاسبه تراز سیلاب ۱۰ هزارساله در مقطع الکن با مدل HEC-RAS:

در این خصوص باتوجه به سیلاب ۱۰ هزارساله مقطع الکن محاسبات جهت تعمیم به محل نیروگاه به شرح زیر انجام شد. مهمترین و حساس ترین پارامترهای هیدرولیکی شامل ضریب زبری و شیب انرژی هستند. باتوجه به نتایج آنالیز بزرگترین سیلاب مشاهداتی ارائه شده در بندهای پیش پارامترهای لازم ارزیابی و نتایج به شرح زیر گزارش شد.

دبی:

جهت مقایسه و ارزیابی نتایج مدل از دبی روز نقشه برداری با اشل ۸۸ (۱۵,۳۴ متر مکعب بر ثانیه) با تراز سطح آب حدود ۱۳۲۰,۴۴ و دبی سیل مشاهداتی ۶۰ ساله با تراز داغاب ۱۳۲۷,۵۸ استفاده شد. لازم به یادآوری است که تراز سیل ۶۰ ساله وقتی نقشه برداری شده است (83/12/22) که جاده فعلی، سطح مقطع را در تراز های بالای ۱۳۲۱ ساحل چپ، پهن تر نکرده بود(جدول ۱۰).

جدول ۱۰: محاسبات دبی های سیلاب بر اساس داغاب و رابطه مانینگ- هیدرومتری الکن (نیروگاه)

تاریخ	دبی (Q) cms	اشل (cm)	سرعت (V) متر بر ثانیه	زبری برآوردی (n)	محیط تر متر	شعاع هیدرولیکی(R) متر	سطح مقطع (A) متر مربع	فاکتور سطح (F) $A.(R)^{2/3}$
83/12/22	1758	802	4.9	0.042	64.7	5.6	361.6	1139.5
84/11/20	654*	360	4.9	0.045	45.9	3.6	165.4	388.5
89/06/29	293*	224	4.1	0.045	32.8	3	98.2	204.1

* اصلاح شده -هیدرومتری، ۱۳۹۳، اشل مشکوک.

شرایط مرزی:

در این خصوص از شرط مرزی منحنی تداوم جریان در اشل سیل ۸۰۲ جهت تدقیق سیل ۱۰ هزارساله و اشل ۸۸ جهت تدقیق جریان پایه استفاده شد. همچنین جهت مقایسه شرایط مرزی با فرض جریان فوق بحرانی سایر شرایط مرزی بحرانی، نرمال و سطح آب معلوم نیز کنترل شد.

شیب بستر: باتوجه به اندازه گیری نقشه برداری معادل ۰,۰۰۳ تعیین شد. بدیهی است که شیب انرژی به ویژه در سیلاب های بزرگ متفاوت خواهد شد. مقدار اولیه برابر ۰,۰۰۵۵ از سیلاب مشاهداتی فرض شد.

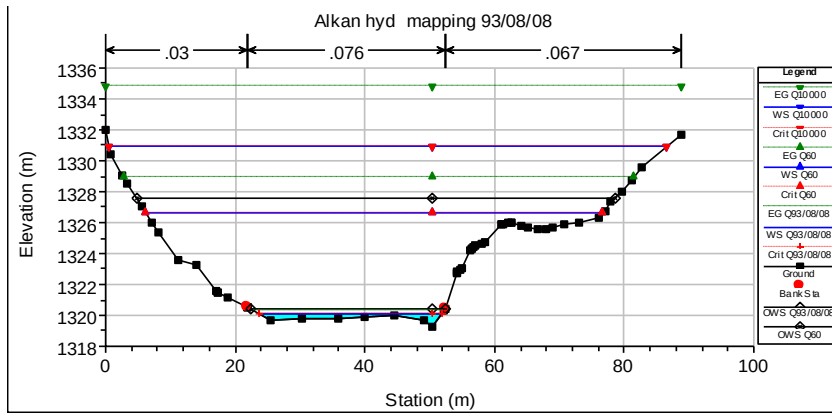
ضریب زبری:

بر اساس مقایسه با عکس استاندارد و آنالیز بزرگترین سیل، زبری کانال اصلی ۰,۰۷، ساحل چپ ۰,۰۳ و ساحل راست ۰,۰۶۷ تعیین شد.

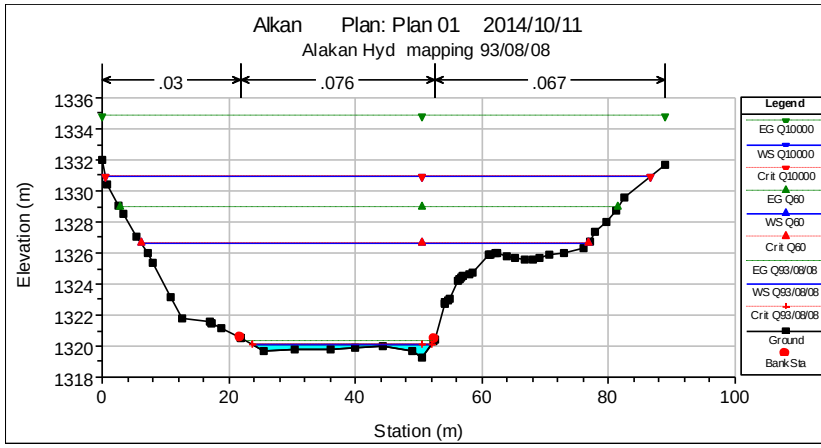
تدقیق پارامترهای مدل

جهت تدقیق زبری، شیب انرژی و سایر پارامترهای هیدرولیکی، مدل الکن برای شرایط قبل از جاده سازی نیز اجرا و با ترازهای مشاهداتی تدقیق شد تا پارامترهای هیدرولیکی مدل در شرایط حاضر تا حد امکان واسنجی گردد. همانطور که از شکل ۱۱ نیز مشخص است تراز مشاهده ای (۱۳۲۷,۵۸) و تراز شبیه سازی سیل مشاهداتی شده (۱۳۲۶,۶۱) حدود ۰,۹۷ اختلاف دارند بطوریکه امکان تطابق بیشتر این دو تراز نیز مقدور نشد. علت این امر مربوط به تغییرات سطح مقطع در طول دهه اخیر (از سال ۸۴) تا به امروز و همچنین عدم قطعیت های برآورد دبی، تراز، اختلاف نظر کارشناسی و تغییر زبری بستر و غیرو باشد. با این وجود سرعت سیل شبیه سازی و اندازه گیری شده مشاهداتی به ترتیب برابر ۵,۳۳ و ۴,۹ متر بر ثانیه می باشد که نتیجه قابل قبولی است. همچنین اختلاف تراز محاسباتی سیل ۱۰ هزارساله در طراحی نهایی با آنالیز عدم قطعیت و تعیین ارتفاع آزاد ایمن محاسبه و تراز طراحی تعیین می گردد. لذا پارامترهای مدل مذکور جهت شبیه سازی در مقطع حاضر الکن (مهر ماه سال ۹۳) استفاده شد. بر این اساس زبری ساحل چپ، کانال اصلی و ساحل راست به ترتیب ۰,۰۳، ۰,۰۷۶ و ۰,۰۶۷ بهینه شد. همچنین شرایط مرزی سیلاب پایه و سیل مشاهداتی با تراز آب معلوم و سیل ۱۰ هزارساله با عمق نرمال و ضریب ۰,۰۰۷ در مدل اجرا شد.

نتایج شبیه سازی:



شکل ۱۱: شبیه سازی سیل ۶۰ ساله مشاهداتی در محل ایستگاه الکن (کیش) قبل از احداث جاده



شکل ۱۲: شبیه سازی تراز سیل ۱۰ هزارساله در محل ایستگاه الکن (کیش) در شرایط حاضر معادل ۱۳۳۰,۹۵

-محاسبه تراز ۱۰ هزارساله نیروگاه قبل از احداث نیروگاه و بهم ریختگی رودخانه-روش افت انرژی

جدول ۱۲: تراز سیلاب ۱۰ هزارساله به موازات رودخانه رودبار در شرایط قبل از تغییر مسیر و احداث نیروگاه-روش افت انرژی

مقطع الکن از مدل هیدرولیکی	ابتدای نیروگاه بر اساس افت انرژی	مقابل نیروگاه بر اساس افت انرژی	نقطه شاخص از افت انرژی
فاصله مبنا	۲۰۶۳,۳	۲۰۸۰ متر از الکن	۲۲۳۰,۶ متر از مبنا
۱۳۳۰,۹۵	۱۳۱۹,۶	۱۳۱۹,۵۱	۱۳۱۸,۶۷

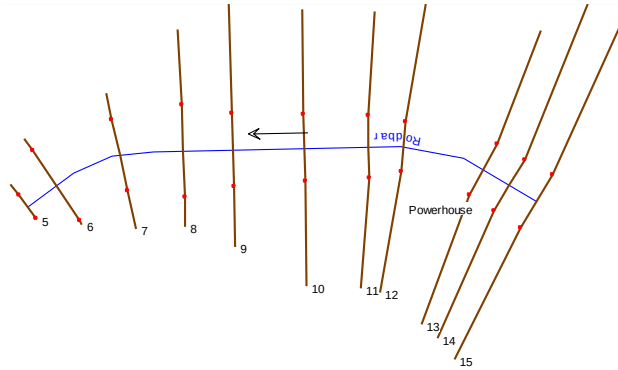
-تراز سیل ۱۰ هزارساله نیروگاه با مدل هیدرولیکی در شرایط دست خورده و فرض پایداری دیواره-شرایط حاضر

دو نکته در اینجا حائز اهمیت است:

-اول آنکه در شرایط حاضر وضعیت هندسه رودخانه در حین ساخت نیروگاه به دلیل وجود خاکریزهای دستی در زمان نقشه برداری مورخ ۹۳/۰۷/۰۸ تغییر کرده است. به طوریکه ساحل راست رودخانه مجاور با نیروگاه، بیش از ۵۰ متر عقب نشینی دارد. البته ساحل چپ نیز در همین راستا به طول بیش از حدود ۵۰۰ متر در حال بهره برداری از شن و ماسه می باشد. لذا نتایج مدل حاضر پایه ای برای سناریوسازی گزینه کنترل سیل در شرایط نهایی توپوگرافی خواهد شد. در این خصوص گودال جلوی نیروگاه تا تراز ۱۳۱۸در محاسبات پر منظور شده است.

-نکته دوم این است که خاکریزهای ساحل راست بازه سیلگیر نیروگاه بسیار سست بوده و لذا در اثر تنش ناشی از یک سیلاب ۱۰۰ ساله نیز به راحتی گسیخته و شسته خواهد شد. لذا مدل هیدرولیکی فعلی با فرض پایداری شیب شیروانی ها معتبر است. فرضی که در عمل قابل قبول نبوده و لذا می بایست موضوع تحکیم و کنترل سیل بازه نیروگاه سریع تر عملیاتی شود.

از مدل HEC-RAS جهت تعیین مرز پیشرفت سیلاب طرح پس از ورود داده های ژئومتری و مقاطع نقشه برداری به شرح زیر استفاده شد. مقاطع نقشه برداری با کد ایستگاه های ۱۵ الی ۵ به ترتیب برای مقاطع ۵ الی مقطع ۱۴ و مقطع پل فلزی در پایین دست نیروگاه به شرح شکل ۱۳ مشخص شد.



شکل ۱۳: مقاطع نقشه برداری بازه سیلگیر نیروگاه در شرایط حاضر –۹۳/۰۷/۰۸، (ایستگاه های ۱۲ تا ۹ محدوده نیروگاه می باشند)

-تعیین شرایط مرزی مدل

به منظور تعریف شرایط مرزی مدل و کنترل تراز سیل نیروگاه ابتدا منحنی دبی-اشل سیلاب های بزرگ مشاهده ای و مولینه خورده ایستگاه الکن ترسیم و آنالیز شد(بندهای پیش). سایر موارد به شرح زیر اجرا شد:

-تعیین شرایط مرزی با تراز مشخص در مقطع ۵ بازه مدل-با فرض جریان فوق بحرانی سیلاب طرح بر اساس افت انرژی

-کنترل سایر شرایط مرزی بحرانی و نرمال با ضریب ۰,۰۰۷

-اثر برگشت آب پل، ضریب زبری و شرایط غیر منشوری-تلفات

پل: باتوجه به اینکه هدف طرح حاضر مدلسازی پل فلزی پایین دست نیروگاه نبوده و تنها اثر برگشت آب اهمیت دارد لذا اثر پل فلزی به کمک اثر تلفات بازشدگی-جمع شدگی بازه به ترتیب ۰,۵ و ۰,۳ و زبری مانینگ ۰,۱ اجرا شد.

- زبری مانینگ: به طورکلی ضریب زبری در ترازهای بالاتر به ابعاد هندسی و دانه بندی سازند، تراکم و نوع پوشش گیاهی، شکل سطح مقطع و انحناء بازه بستگی پیدا می کند. جهت برآورد ضریب زبری مانینگ نیروگاه در شرایط پرآبی و همچنین اثر شکل و سطح مقطع بازه، ابتدا بر اساس منحنی ضریب زبری-فاکتور سطح مقطع الکن (شکل ۹) مقدار اولیه ای با توجه به عکس های میدانی و روش های تجربی تعیین شد. بر این اساس مقدار زبری ساحل راست و چپ معادل ۰,۰۳ و کانال اصلی ۰,۰۳۷ فرض شد. این فرض بر اساس نتایج آنالیز هیدرومتری مقطع الکن پایه ریزی شده است. مقدار نهایی زبری مانینگ با آنالیز حساسیت نسبت به تغییر تراز بازرسی سیلاب مشاهده ای برگزیده شد.

رابطه جاریت (Jarrett) نیز علاوه بر محاسبات آنالیز ایستگاه الکن جهت کنترل زبری مانینگ مقطع نیروگاه استفاده شد:

$$n = 0.39S^{0.38}R^{-0.16}$$

به طورکلی زبری بازه نیروگاه بین ۰,۰۳۷ تا ۰,۰۵ در نوسان بوده و مدل نیز در این بازه حساسیت نشان نمی دهد.

-شرایط غیر منشوری: اثر جمع شدگی و بازشدگی در طول بازه های مقابل نیروگاه به ترتیب ۰,۱ و ۰,۳ لحاظ شد. تلفات این فرایند در ابتدای بازه ورودی مدل (مقطع ۵) به ترتیب ۰,۲ و ۰,۴ وارد مدل شد تا اثر برداشت شن و ماسه ورودی محاسبه شود.

شرایط مرزی ۲ شاخاب ورودی و کالورت نیروگاه (Junction): با توجه به اینکه در مسیر بازه سیلگیر نیروگاه، آبخیز ۲ شاخاب فرعی کمتر از چند هکتار می باشد لذا اثر آنها وارد محاسبات مدل نشد. همچنین نسبت دبی کالورت های ورودی نیروگاه - رودخانه به دبی طرح بسیار ناچیز و کمتر از ۲ درصد می باشد. البته در صورتیکه هدف بررسی اثر جریان ناشی از خروجی نیروگاه در تراز پایین دست رودخانه باشد می بایست محاسبات برای سناریوهای مختلف در نقاط بحرانی روندیابی گردد.

-کنترل نتایج مدل

بدون شک اجرای مدل بدون کنترل ترازهای خروجی با ریسک همراه خواهد بود. همچنین تدقیق نهایی ضرائب زبری، تلفات و شرایط مرزی نیاز به آزمون و خطا در بازه های فاقد آمار دارد. لذا از روش های زیر جهت واسنجی مدل بهره گرفته شد:

-تعمیم تراز ۱۰ هزارساله الکن با لحاظ جریان غیر یکنواخت ($\partial h / \partial x \neq 0$) و تلفات انرژی تا محل بازه نیروگاه.

-تراز مشاهده ای سیلاب ۶۰ ساله و تراز جریان پایه روز نقشه برداری با دبی ۱۵ متر مکعب بر ثانیه

-داده های اندازه گیری به عنوان کنترل کلی منحنی ها و سایر پارامترهای هیدرولیکی مدل (سرعت، زبری و..) استفاده شد.

-تفسیر نتایج شبیه سازی-آیا نیروگاه در شرایط حاضر سیلگیر می باشد؟

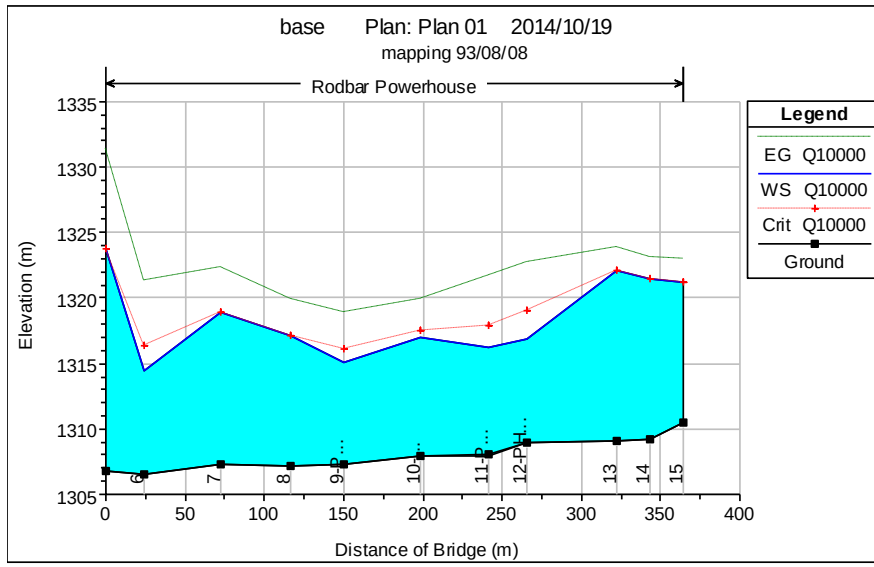
بلی. حتی با فرض پر بودن گودال مقابل نیروگاه به دلیل دور زدن جریان سیلاب از بالادست مسیر و همچنین شسته شدن خاکریزهای ساحل راست با سیلاب های کمتر از طراحی نیز نیروگاه تهدید به خطر سیلگیر شدن می باشد. این موضوع بر اساس مقایسه و تفسیر نقشه پهنه بندی سیلاب ۱۰ هزارساله گزارش حاضر، نمودار تنش برشی جریان و پروفیل تراز سیلاب ۱۰ هزارساله به شرح زیر تایید می گردد:

باتوجه به شکل ۱۴ تراز سیلاب ۱۰ هزارساله نیروگاه که در متراژ ۲۵۰ (ایستگاه ۱۲) تا ۱۵۰ (ایستگاه ۹) نمودار قرار دارد در بالاترین مقدار، معادل ۱۳۱۷ می باشد. لذا در شرایط حاضر و فرض پایداری دیواره ها، نیروگاه از سیلاب ۱۰ هزارساله ظاهراً ایمن می باشد اما این موضوع با توجه به توپوگرافی محل و تراز سیلاب ایستگاه ۱۳ (فاصله ۳۲۲ متری از پل فلزی) که معادل ۱۳۲۲ می باشد (نقشه های پهنه بندی) و همچنین نمودار تغییرات تنش برشی سیلاب ۱۰ هزارساله (شکل ۱۵) که قدرت شستن خاکریزهای ساحل راست را خواهد داشت (تنش حداکثر احتمالی غیر اشباع خاکریزهای ساحل راست حدود ۵۰۰ نیوتن بر متر مربع تا عمق ۶۰ سانتی متر تخمین زده می شود) تحت تاثیر قرار گرفته به طوری که نیاز به اجرای تمهیدات ساماندهی رودخانه به موازات طراحی و اجرای دیوار سیل بند (گابیونی یا CFRD) جهت محافظت از نیروگاه در برابر سیلاب ناگزیر است.

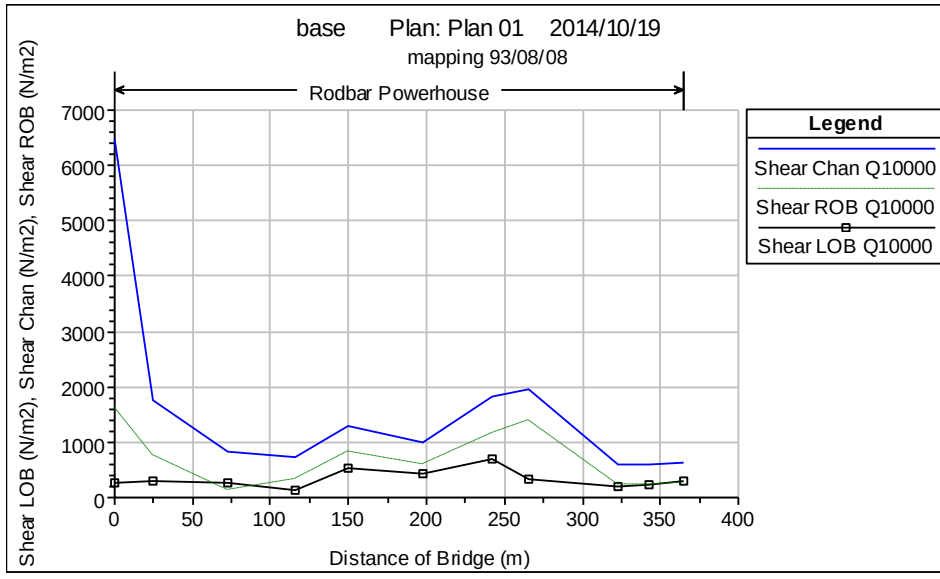
-بررسی سناریوها و انتخاب گزینه برتر کنترل سیل

در این قسمت با توجه به کمبود زمان و اطلاعات در دسترس امکان آنالیزهای اقتصادی همراه شبیه سازی گزینه ها جهت مقایسه اثرگذاری و راندمان اقتصادی هریک با جزئیات وجود ندارد. همچنین عدم قطعیت توپوگرافی شرایط حاضر باعث افزایش پیچیدگی محاسبات می شود. لذا در چنین شرایطی انتخاب گزینه ها به شرح زیر بر اساس قضاوت کارشناسی و سایر تجارب اجرایی داخلی و بین المللی پایه ریزی شده است.

تکنیک های کنترل سیل حدود ۱۰ تا ۱۲ کلاس هستند که در اینجا باتوجه به اینکه شرایط سیستم بهتر درک شده گزینه های اجرایی مذکور به تفکیک بر اساس قضاوت کارشناسی آنالیز و بهترین گزینه جهت طراحی در گام بعدی انتخاب می گردند:



شکل ۱۴: پروفیل انرژی، تراز سیلاب ۱۰ هزارساله و بحرانی در شرایط حاضر، (ایستگاه های ۱۲ تا ۹ محدوده نیروگاه می باشند)



شکل ۱۵: نمودار تغییرات تنش برشی سیلاب ۱۰ هزارساله در محدوده بازه نیروگاه سد رودبار لرستان

۱-انحراف آب از طریق تونل

اگرچه این گزینه اجرایی است اما باتوجه به جنس سازندهای دامنه ساحل چپ که اغلب سست هستند به نظر نیاز به تکنولوژی پیشرفته با صرف هزینه های زیاد باشد. همچنین باتوجه به اینکه تراز سیل ۱۰ هزارساله در حال حاضر به دلیل تغییر توپوگرافی پایین تر از نیروگاه می باشد امکان مهار سیلاب از طریق روش های کم هزینه تر نیز وجود دارد.

۲-احداث خاکریز (دایک همگن یا ناهمگن)

عرض قاعده دایک ها بسیار زیاد است. بطوریکه اغلب عرض مقطع دایک باتوجه به زاویه داخلی مصالح بدنه، شیب شیروانی ها و ارتفاع دایک بیشتر از ۵۰ متر می شود. فاصله بین نیروگاه تا ساحل راست بازه سیلگیر نیز حدود ۵۰ تا ۸۰ متر است. البته اجرای خاکریز با روش CFRD نیز می تواند عرض قاعده را برای ارتفاع ۳ متر بین ۸ تا ۱۵ متر به ترتیب با شیب جانبی ۱:۱ و ۲:۱ کاهش دهد با این وجود مسئله تخریب پوشش بتنی بدنه بالادست در اثر نشست بدنه و هزینه های نگهداری خاکریزها پس از هر سیلاب زیاد بوده و همچنین جزئیات فنی اجرای کلیه دایک ها مشابه یک سد خاکی پیچیده است. موضوع دیگر حریم دایک می باشد لذا گزینه دایک در صورتیکه فضای کافی در اختیار باشد ممکن است مناسب شرایط طرح حاضر باشد. به طورکلی محدودیت های سیل بند از نوع CFRD در منطقه طرح به شرح زیر خلاصه می شود:

- عدم انعطاف پذیری بدنه و روکش بتونی به دلیل نشست خاستگاه بویژه در سازندهای انحلالی
- هزینه نگهداری بواسطه کنترل پوشش و اصلاح بلانکت
- حداقل عرض تاج ۳ متر
- مستعد به شکست در اثر پدیده روگذری و لذا نیاز به ارتفاع آزاد بیشتر
- اجرای سخت نسبت به گزینه های ممکن دیگر

۳-احداث دیواره سیل بند (حلقوی و طولی) T و I شکل

زمانی از دیوار سیل بند استفاده می شود که فضا کم بوده و ارزش چیزی که قرار است حفاظت شود زیاد باشد. باتوجه به عمر بهره برداری نیروگاه و سیلاب ۱۰ هزارساله طرح به نظر هزینه دیوار سیل بند توجیه پذیر باشد. همچنین امکان مهار چنین سیلابی با روش های غیر سازه ای یا مدیریتی کم هزینه اگر مقدور باشد در حال حاضر زمان کافی جهت مطالعه و اجرا وجود ندارد. گزینه دیواره سیل بند در منطقه ممکن است منطقی تر باشد. این دیواره ها می توانند در منطقه به صورت طولی در فاصله ای مناسب از موقعیت های خاص رودخانه و یا به صورت متمرکز در اطراف نیروگاه احداث شوند. جنس بتونی این دیواره ها به شدت هزینه ساخت را تحت تاثیر قرار می دهد و لذا باتوجه به ارزش ریالی نیروگاه و عمر بهره برداری، طراحی دیوار سیل بند می تواند توجیه داشته باشد. بویژه اینکه طول مورد نظر کمتر از ۲۰۰ متر می باشد. با توجه به موقعیت تراز سیل ۱۰ هزارساله (نقشه پهنه بندی) می توان دیواره حلقوی را صرفاً در محدوده نیروگاه احداث نمود تا هزینه های ساخت کاهش یابد. با این وجود مسئله نیاز به پی و سازندهای منطقه محدودیت اساسی این گزینه است.

۴-گابیون با بلنکت نفوذناپذیر(بتون، فلز، چوب و...):

مهمترین مزیت این گزینه نسبت به CFRD انعطاف پذیری بدنه سازه نسبت به نشست بویژه در سازندهای انحلالی، عرض قاعده کمتر از ۶ متر و اجرای ساده سازه می باشد. در صورتیکه مصالح مناسب نیز در منطقه وجود داشته باشد به لحاظ هزینه اجرایی نیز با تمامی گزینه ها رقابت می نماید.

۵-ساماندهی رودخانه و خاکریزها

با توجه به اینکه مسیر رودخانه قبل از تغییر دارای ماندر محدب به سمت نیروگاه بوده و در حال حاضر این ماندر محدب برش خورده و به عقب متمایل شده است (تراز ۱۰ هزارساله نیز پسروی کرده است) این احتمال وجود دارد که سیستم رودخانه به سمت نیروگاه پیشروی کرده و مرز سیلاب شرایط طبیعی، پس از چند سال دوباره بر نیروگاه حاکم گردد. علت این امر باتوجه به ادله زیر توجیه می شود:

-اساساً تمامی سیستم های طبیعی به ویژه رودخانه ها میل به برگشت شرایط طبیعی خود دارند.

-یکی از دلایل ماندری شدن رودخانه ها سازند نرم ساحل کنار رودخانه ای است. باتوجه به سازند طبیعی بازه بحرانی نیروگاه و همچنین خاکریزهای دستی، چنین احتمالی دور از ذهن نیست.

لذا یکی از گزینه های مهار سیل نیروگاه می تواند حفظ شرایط دست خورده فعلی رودخانه بواسطه جانمایی و تحکیم مناسب خاکریزها و سواحل کنار رودخانه ای مسیر بحرانی باشد. در غیر اینصورت و عدم جانمایی مناسب و تحکیم سواحل رودخانه می بایست مانع سیل بند حلقوی از جنس و مقطع تیپ مناسب با فرض بدترین شرایط احتمالی مرز سیلاب ۱۰ هزارساله یعنی در شرایط طبیعی مسیر رودخانه طراحی گردد.

-گزینه منتخب و پیشنهادات نظارت

گزینه ۱: ساماندهی رودخانه و خاکریزها در کنار گزینه احداث مانع سیل بند (CFRD یا گابیون) متمرکز با ارتفاع بهینه

باتوجه به اینکه تراز سیل ۱۰ هزارساله رودخانه در شرایط دست خورده فعلی پایین تر از تراز ورودی نیروگاه می باشد احداث موانع سیل بند با ارتفاع ۳ متر منطقی نمی باشد. با این وجود ریسک پیشروی رودخانه بدون جانمایی و تحکیم مناسب خاکریزها عملاً احداث چنین سیل بندی را ناگزیر می کند.

گزینه ۲: طراحی سیل بند (CFRD یا گابیون) با فرض بدترین شرایط پیشروی سیل ۱۰ هزارساله- شرایط طبیعی

گزینه ۱ پیشنهاد می شود: ترکیب مناسب ساماندهی و طراحی بهینه مانع سیل بند حلقوی جهت کنترل سیل متمرکز نیروگاه

در این خصوص پیشنهاد نهایی به شرح زیر خلاصه می شود:

-تعیین خط پروژه سیل بند حلقوی نیروگاه بر اساس مرز سیلاب ۱۰ هزارساله حین ساخت

-اجرای سیل بند حلقوی بر اساس عدم قطعیت ارتفاع ایمن هیدرولیکی بعلاوه ارتفاع نشست (بدنه و ساختگاه)

-ساماندهی خاکریزهای ساحل راست و چپ بازه سیلگیر از مقطع ۱ تا بعد از پل فلزی حدود ۱۰۰۰ متر

--بازگشایی مقطع پل فلزی با حذف پل فلزی و جابجایی اهالی محدوده پل در صورت امکان

-طراحی گزینه های نهایی و تهیه نقشه های اجرایی

درا ین قسمت بر اساس آزمون و خطا و ملاحظات فنی طرح می بایست جنس بدنه سیل بند، مقاطع تیپ، طراحی هیدرولیکی و سازه ای، چگونگی اجرا، خط پروژه و همچنین شرایط خاکریزهای ساحل راست در مطالعات ساماندهی رودخانه مشخص گردد.

-آنالیز عدم قطعیت و تعیین ارتفاع آزاد

عدم قطعیت طراحی شامل مجموعه ای از عدم قطعیت های ذاتی (هیدرولوژیکی)، هیدرومتری، طراحی بدنه سازه، اجرا، موج ناشی از باد، نشست ساختگاه و بدنه، مسائل اجتماعی و ناشناخته های دیگر را شامل می گردد. روش های آنالیز عدم قطعیت ممکن است به دو گروه بسیار ساده و پیچیده شامل الف-استفاده از ضرائب تجربی حاشیه امن (S.F) و ب-آنالیزهای آماری و ریاضی تقسیم شود.

الف-بر اساس تجربه برخی از دایک های کنترل سیل موجود در امریکا، حاشیه امن حدود ۳۰ درصد تراز سیل طراحی لحاظ می گردد. لذا فرض بر این است که این ارتفاع آزاد مجموع عدم قطعیت های مذکور را پوشش می دهد. ارتفاع آزاد در کشورهایی چون ژاپن تا ۲ متر نیز لحاظ شده است. حاشیه امن به صورت تجربی توسط گزارشات سایر مشاوران معادل ۰,۵ متر لحاظ شده است.

ب-آنالیز عدم قطعیت

ب-۱-عدم قطعیت هیدرولوژیکی

-باتوجه به سیلاب ۱۰ هزارساله، ریسک مجاز شکست پروژه کمتر از ۰,۵ درصد می باشد. بطوریکه بر اساس رابطه زیر احتمال اینکه دبی سیلاب از میزان ۴۷۸۷ مترمکعب بر ثانیه در ۵۰ سال عمر مفید نیروگاه بیشتر شود حدود ۰,۴۹ درصد می باشد.

$$p(Q_{10000} \geq 4787) = 1-(1-p)^N = 1-(1-0.0001)^{50} = 0.0049$$

لذا احتمال یکبار شکست هرچند کم در طول عمر مفید پروژه به میزان ۰,۵ درصد وجود دارد. جهت کاهش چنین احتمال شکستی می بایست بزرگترین عدم قطعیت سیستم شناسایی و به عنوان فاکتور یا حاشیه امن وارد محاسبات طراحی گردد. یکی از مناسب ترین روش های آنالیز عدم قطعیت بررسی قابلیت اعتماد آنالیز فراوانی(Reliability of analysis) می باشد. در این روش احتمال وقوع سیل ۱۰ هزارساله از احتمال انتظار سیل ۱۰ هزارساله در دوره آماری موجود کمتر فرض می شود. رابطه زیر بر اساس توزیع نرمال به دست آمده و برای توزیع پیرسون نوع ۳ نیز قابل تقریب زدن است. ارزش احتمال انتظار $E(p_n)$ توزیع نرمال برای n تعداد سری داده از رابطه زیر محاسبه شد(فصل سیلاب):

$$E(p_n) = p[t_{n-1} > z(\frac{n}{n+1})^{1/2}]$$

که z متغیر نرمال استاندارد برای احتمال تجاوز مورد نظر و t_{n-1} آماره $t-Student$ با درجه آزادی $df = n-1$ است که باتوجه به جداول توزیع آماری مقدار آماره های مذکور تعیین و سپس احتمال انتظار سیل T ساله با n سال آمار تعیین می شود. بر این اساس دوره بازگشت سیل ۱۰ هزارساله طرح حاضر حدود ۲۰۰۰ ساله برآورد می شود.

لذا جهت لحاظ عدم قطعیت هیدرولوژیکی نیاز است تا باتوجه به انحراف معیار توزیع پیرسون نوع ۲ سیل ۱۰ هزارساله که حدود ۳۶۰۰ مترمکعب بر ثانیه است مقدار تراز سطح آب در مقاطع ۸، ۹، ۱۰ و ۱۱ (به ترتیب ایستگاه های ۱۲، ۱۱، ۱۰ و ۹) با مدل پایه هیدرولیکی برای دبی ۸۳۸۷ (مجموع دبی ۱۰ هزارساله و عدم قطعیت احتمالی طرح) جهت تعیین ارتفاع سیل بند محاسبه گردد.

ب-۲-عدم قطعیت سازه ای

در صورتیکه عملیات ساماندهی رودخانه صورت پذیرد سیل بند غالب اوقات خارج از محیط آب بوده و لذا تنها عدم قطعیت باقی مانده مربوط به نشست بدنه و ساختگاه می باشد.

-ارتفاع آزاد

الف: مشروط به اثربخشی عملیات ساماندهی:

در این خصوص پس از اعمال عملیات ساماندهی و بررسی موقعیت تراز آب در صورتیکه مرز پیشروی سیل طرح موازی پاشنه سیل بند باشد، ارتفاع سیل بند معادل عدم قطعیت سیل طرح لحاظ شده و ارتفاع آزاد صرفاً مربوط به نشست بدنه و ساختگاه می باشد. در غیر انصورت لازم است ارتفاع آزاد تدقیق گردد.

-طراحی هیدرولیکی روش های کنترل سیل منتخب

در این قسمت اصول طراحی دو گزینه الف- ساماندهی و ب- مشخصات هیدرولیکی سیل بند به شرح زیر ارائه می گردد.

۱- مشخصات هیدرولیکی سیل بند با شرط عملیات ساماندهی

محاسبات بر اساس توپوگرافی ۹۳/۰۷/۰۸ –وضعیت حین ساخت نیروگاه و قبل از ساماندهی.

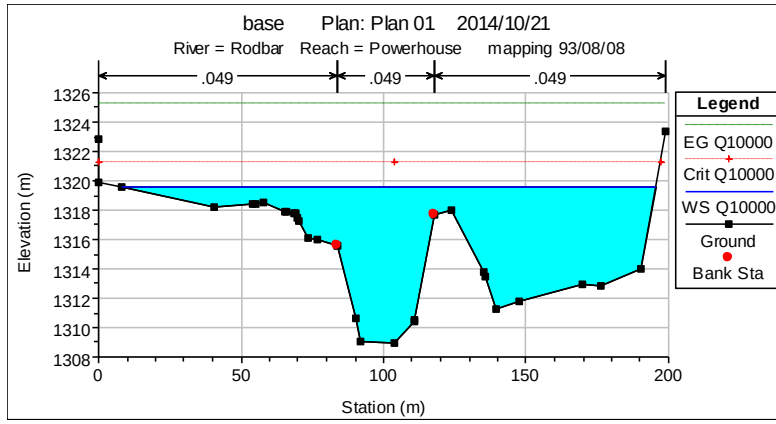
توجه: (نتایج این بند پس از نهایی شدن توپوگرافی منطقه طرح دوباره کنترل و تدقیق می شود)

خط پروژه:

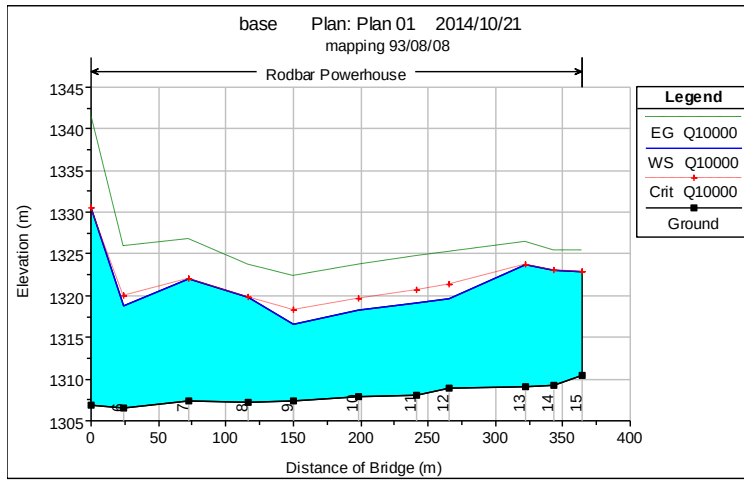
خط پروژه باتوجه به توپوگرافی شرایط حاضر و بر اساس مرز سیلاب ۱۰ هزارساله حین ساخت مطابق با نقشه پهنه بندی یا پیشروی سیل مورد نظر تعیین می شود. بر اساس این نقشه فاصله متوسط مرز سیل طرح از نیروگاه حدود ۲۰ متر و از رودخانه حدود ۸۰ متر می باشد. بطوریکه می توان سیل بند را به موازات و مقابل نیروگاه حدود ۱۲۰ متر روی مرز سیلاب ۱۰ هزارساله حین ساخت و از طرفین تا جایی که امکان برگشت آب نباشد با زاویه مناسب به داخل امتداد داد.

ارتفاع سیل بند:

باتوجه به بی نظمی توپوگرافی رودخانه و همچنین فضای مابین نیروگاه و رودخانه انتظار می رود که ارتفاع سیل بند از تغییرات پستی و بلندی محلی تبعیت نموده و نظم خاصی نداشته باشد. بر این اساس باتوجه به نتایج آنالیز عدم قطعیت تراز مقاطع ۸، ۹، ۱۰ و ۱۱ به ترتیب معادل ۱۳۱۹,۵، ۱۳۱۹,۱، ۱۳۱۸,۲ و ۱۳۱۶,۶ و لذا ارتفاع پیشنهادی سیل بند بدون لحاظ ارتفاع آزاد مربوط به نشست (بدنه و ساختگاه) و از تراز ۱۳۱۸ به ترتیب ۱,۵، ۱,۱، ۰,۲ و ۰ متر می باشد(شکل ۱۶ و ۱۷).



شکل ۱۶: مقطع سیل ۱۰ هزارساله با عدم قطعیت دبی ۳۶۰۰ –مقطع ۸ابتدای بالادست نیروگاه–۱۳۱۹٫۵



شکل ۱۷: پروفیل سطح آب از مقطع ۵الی پل فلزی با عدم قطعیت دبی ۳۶۰۰

۲ –ساماندهی رودخانه و خاکریزها

در صورت عدم ساماندهی رودخانه و خاکریزهای تغییر کرده محدوده بازه سیلگیر نیروگاه نیاز به طراحی سیل بندهایی با ارتفاع حدود ۳ متر و حتی بیشتر در فاصله نزدیک نیروگاه و لحاظ جزئیات فنی بیشتر جهت حفاظت فرسایش، بارگزاری، ضربه و غیرو خواهد شد. در غیر اینصورت با جانماعی و تغییر مناسب شکل و ابعاد خاکریزهای ساحل راست و در صورت نیاز ساحل چپ رودخانه بر اساس ظرفیت انتقال سیل ۱۰ هزارساله و باتوجه به روش های تحکیم سازی کنار رودخانه (توجه به اثر زبری و محدود سازی سطح مقطع) بواسطه گابیون بندی یا راهکارهای مناسب دیگر ناگزیر است. بدیهی است که پس از اصلاح و ساماندهی خاکریزها، توپوگرافی محل تغییر کرده و نیاز است تا خط پروژه و ارتفاع سیل بند مجدداً تدقیق و نهایی گردد.

مراحل اجرای کار:

مراحل اصلی ساماندهی بازه سیلگیر نیروگاه به شرح ذیل می باشد:

الف-جانمایی خاکریزها و سواحل رودخانه باتوجه به ظرفیت مورد نیاز سیل ۱۰ هزارساله

ب-تحکیم و حفاظت سواحل رودخانه

ج-سایر عملیات مهندسی رودخانه در صورت امکان (لایروبی، حذف ماندر و سایر موانع)

پس از مراحل فوق، نقشه برداری و محاسبات هیدرولیکی جهت کنترل نهایی طراحی سازه ای نیروگاه می بایست صورت بگیرد.

الف-جانمایی خاکریزها و سواحل رودخانه باتوجه به ظرفیت مورد نیاز سیل ۱۰ هزارساله

باتوجه به نتایج مدل در حال حاضر به دلیل برداشت شن و ماسه ظرفیت انتقال مسیر رودخانه جهت عبور سیل ۱۰ هزارساله نسبتاً مناسب است لذا توصیه می شود ابعاد هندسی رودخانه کمتر از شرایط فعلی نشود. همچنین می بایست به اثر تنگ شدگی و تغییر زبری مربوط به عملیات تحکیم نیز توجه گردد. لذا مناسب است عملیات ساماندهی با کمترین تغییر و یا با افزایش سطح مقطع همراه باشد. علاوه بر این مسئله دور زدن آب از سواحل بالادست ساحل راست نیروگاه به دلیل توپوگرافی خاکریزهای موجود محتمل می باشد. لذا جانمایی خاکریزها می بایست طوری صورت پذیرد که در صورت صعود تراز سیل تا ساحل راست بالادست، جریان سیل به دلیل پایین تر بودن تراز سطح زمین، مسیر را دور نزده و آب وارد نیروگاه نگردد.

علاوه بر نکات مذکور می بایست جریان آب در رودخانه از یک سیستم مشخص منتقل گردد. در حال حاضر مسیر بازه به ویژه در مقابل نیروگاه منشعب می باشد.

ب-تحکیم و حفاظت سواحل رودخانه-بازه سیلگیر نیروگاه

در این خصوص می بایست ابتدا علت تخریب ساحل و همچنین موقعیت های بحرانی و فرسایش پذیر در فواصل طولی و عمودی ساحل مشخص و سپس راهکارهای حفاظت ارائه گردد:

فاصله طولی بازه:

این فاصله از مقطع ۵ یا ۴ در بالادست نیروگاه تا پل فلزی در پایین دست نیروگاه پیشنهاد می گردد. با این وجود مناسب است شروع موقعیت عملیات ساماندهی در بررسی میدانی نهایی گردد. همچنین اگرچه اثر برگشت آب پل فلزی در شرایط توپوگرافی حاضر اثر چندانی روی نیروگاه ندارد اما قطعاً بررسی حذف پل فلزی و امکان بررسی جابجایی اهالی بخشی از کنترل سیل یکپارچه بازه محسوب می گردد.

-فاصله عمودی بازه:

فاصله عمودی را می توان با توجه به موقعیت تراز طراحی به ۳ قسمت به ترتیب ساحل پایین (Lower bank)، ساحل بالا و مجرای فرعی سیلابی (در اینجا دشت سیلابی) تقسیم نمود. عمده فعالیت های کنترل فرسایش و تحکیم نیز در این دامنه ها متمرکز می شود.

ساحل پایین: از تراز حداقل جریان تا میانه رودخانه قرار می گیرد(پاشنه سواحل).

ساحل بالا: بین تراز حداقل تا تراز حداکثر موازی لبه مجرای اصلی (Bank full) قبل از دشت سیلابی قرار می گیرد.

مجرای فرعی یا جانبی رودخانه (دشت سیلابی): موقعیت این بخش از رودخانه پس از مجرای اصلی و لذا بالای دیواره ساحل رودخانه قرار می گیرد.

بدیهی است که اثر مقاومت برشی و نیروهای موثر تخریب و لذا راهکارهای ارائه در هر بخش متفاوت باشد.

-علت های احتمالی تخریب و فرسایش دیواره در پروژه حاضر که می بایست در هنگام عملیات ساماندهی توجه گردد:

ضربه موج

جنس سست دیواره و خاکریزها

ناپایداری دیواره ساحل بالا در تراز حداکثر و جریان های گردابی

آبشستگی پاشنه ساحل پایین در اثر تداوم جریان یکنواخت و جریان های گردابی

تنش بیش از حد مجاز دیواره و خاکریزها

تداوم جریان

مواد محموله سیل

ماندری بودن بازه

لغزش و بارگذاری سربار دیواره در اثر صعود و برگشت جریان سیل

اشباع شدن

شیب ناپایدار دیواره

پدیده لغزش

زیرشویی در اثر نوسان آب زیرزمینی

-پایداری پاشنه خاکریزها با ریپ رپ

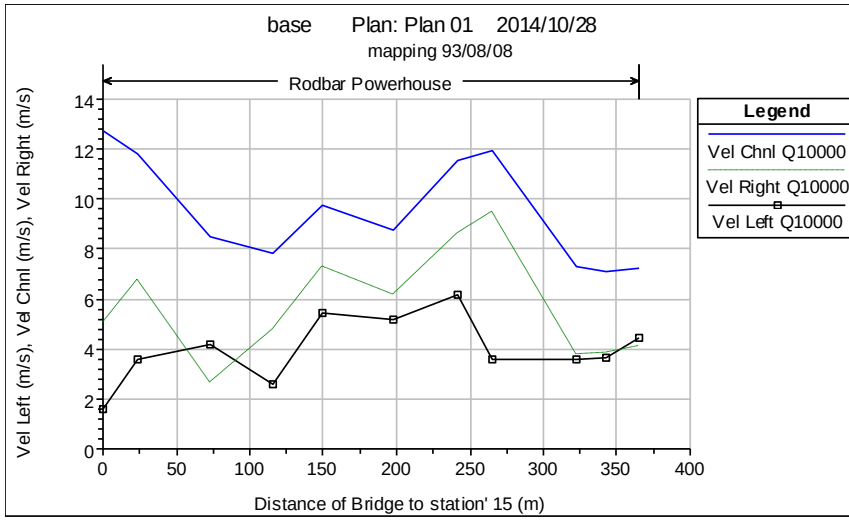
در صورتیکه به دلیل مسائل اجرایی امکان ادامه دادن پوشش گابیونی از پنجه تا عمق مناسب آبشستگی فراهم نباشد استفاده از ریپ رپ قابل توصیه می باشد.

الف-مولفه های طراحی ابعاد ریپ رپ

جهت طراحی قطر ریپ رپ می بایست دانسیته مصالح، سرعت جریان و شیب کناری مشخص شود.

-سرعت جریان

در این خصوص می بایست سرعت جریان ساحل بالا (ساحل راست) و پاشنه (نزدیک بستر یا کانال اصلی) در طول بازه تعیین گردد. با توجه به مدل هیدرولیکی بازه تحت شرایط توپوگرافی حین ساخت و قبل از ساماندهی نمودار تغییرات سرعت در شکل ۱۸ نمایش داده شد.



شکل ۱۸: پروفیل تغییرات سرعت سیل طراحی از مقطع ۵ (کیلومتر ۳۶۵) الی پل فلزی قبل از ساماندهی –حین سخت

ساحل بالا:

بیشترین سرعت در ساحل راست بازه مربوط به ایستگاه ۱۲ (مقطع ۸) حدود ۹٫۵ متر بر ثانیه می باشد. حداقل سرعت برای بازه بحرانی مماس با نیروگاه حدود ۶٫۲ متر بر ثانیه (مقطع ۱۰) می باشد.

پاشنه: بیشترین و کمترین سرعت در محدوده باز بحرانی به ترتیب ۱۲ و ۹ متر برثانیه برای مقاطع ۸ و ۱۰ گزارش می شود.

-دانسیته مصالح (Grain Density)

دانسیته مصالح حدود ۲٫۶۵ فرض شد. در صورتیکه ارزش مذکور از دانسیته مصالح اجرایی کمتر و یا خیلی بیشتر باشد نیاز است تا محاسبات بر اساس وزن سنگ مبنا برابر با دانسیته ۲٫۶۵ مجدداً تدقیق و سپس قطر نهایی ریپ رپ تعیین گردد. به طورکلی دانسیته سنگ ها باتوجه به کانی های آن نیز قابل برآورد است. اگر مواد اصلی سنگ از کواترتز باشد دانسیته دانه ای حدود ۲٫۶۵، اگر از مواد غالب گرانیت و سنگ آهک متراکم باشد ۲٫۷ تا ۲٫۸ و اگر از مواد غالب بازالت باشد تا ۳ نیز متغیر می باشد.

-شیب کناری

در حال حاضر شیب سواحل تا ۱۰۰ درصد و حتی بیشتر در ساحل راست دیده می شود. معمولاً شیب پایدار حدود ۳:۱ بوده که با توجه به زاویه آرامش مصالح قابل ارزیابی است.

ب-قطر پیشنهادی ریپ رپ

بر اساس نمودارهای تجربی سرعت – شیب-وزن مخصوص مقدار حداکثر قطر با فرض شیب ۳۵ درصد ساحل حدود ۱٫۵ متر برای سیلاب ۱۰ هزارساله می باشد. اما اغلب اجرای چنین ابعادی از ریپ رپ دشوار می باشد. همچنین لازم نیست تمامی ریپ رپ با قطر یکسان اجرا گردد لذا باتوجه به اثر مثبت قرارگیری سنگ ها نسبت به یکدیگر نیز این قطر می تواند به صورت منطقی

کاهش و حدود ۰٫۸ متر اجرا گردد. چنین قطری می تواند بر سرعت های حداکثر زیر ۸ متر بر ثانیه را که اغلب در مسیر جریان نیز حاکم است غلبه نماید.

-پایداری شیب سواحل با گابیون بندی یا ریپ رپ

پس از ساماندهی خاکریز و سواحل می بایست اقدام به پایدار سازی شرایط برای سیل طرح نیز مدنظر قرار گیرد. در این خصوص پس از بررسی پایداری شیب سواحل و اصلاح شیب به میزان مناسب می بایست بواسطه مصالح ریپ رپ و یا گابیون بندی از خاکریزها و سواحل ساحل راست در محل ماندرها و مسیر مستقیم حفاظت نمود. باتوجه به اینکه سرعت آب در برخی از مقاطع زیاد می باشد لذا ابعاد ریپ رپ زیاد شده که این موضوع هزینه و اجرای ریپ رپ را متاثر می کند. لذا توصیه مشاور استفاده از محافظ گابیون می باشد.

-مولفه های طراحی گابیون

مهمترین پارامترهای طراحی شامل محاسبه شیب پایداری، محاسبات طول و عمق آبشستگی، حداکثر تراز مجاز (اثر رسوب و تلفات)، زهکشی در صورت نیاز، شسته شدن رسوبات ریز پشت سازه، نگهداری، قطر سنگها و مقاطع تیپ و ابعاد اجرایی گابیون می باشد.

-بررسی حذف ماندر مقابل نیروگاه

گزینه حذف یا کاهش انحناء ماندر می تواند به موازات ساماندهی و احداث سیل بند باتوجه به رعایت مسائل فنی همچون افت مجاز و احتمال بازگشت ماندر بررسی گردد. این افت نباید از مقدار شرایط طبیعی خیلی متفاوت باشد.

-لایروبی

اگرچه ایجاد آستر (Lining) پس از حذف تعریض و تعمیق بواسطه لایروبی باعث کاهش قابل توجه ترازسیل می گردد با این وجود لایروبی گسترده در بازه مذکور ضرورتی ندارد. لذا صرفاً با حذف سطحی جزایر شنی، پله های کناری برداشت شن و خاکریزهای موضعی فعلی با تکنیک های مکانیکی جهت بازگشایی و اصلاح بازه سیلگیر توصیه می گردد. موضوع لایروبی می بایست به صورت یکچارچه صورت پذیرد تا باعث ایجاد برگشت آب و یا فرسایش های گردابی نگردد. مواد جمع آوری شده نیز می تواند در محل سایت برای ساحل سازی و یا دیواره سیل بند استفاده گردد.

-حذف موانع

مهمترین مانع در بازه سیل گیر پل فلزی است. اگرچه اثر برگشت آب این پل در مدل اولیه مهم نبود با این وجود نیاز است تا اثر برگشت پس از ساماندهی نیز بررسی گردد.

-طراحی سیل بند نیروگاه پس از ساماندهی

-انتخاب نوع سیل بند

پیشنهاد اولیه سیل بند حلقوی با عرض قاعده حداقل می باشد. لذا طراحی گابیون توصیه می شود.

-طراحی هیدرولیکی و سازه ای

بدون شک پس از اصلاح و جانمایی خاکریزها هندسه مسیر تغییر خواهد نمود. همچنین اجرای ریپ رپ یا گابیون باعث تغییر زبری می گردد. لذا نیاز است تا محاسبات سیل بند و ساماندهی درصورت تغییر قابل توجه پارامترهای هیدرولیکی مجدداً تدقیق گردد.

-تهیه نقشه های اجرایی و دستورالعمل های لازم

در این مرحله می بایست نقشه های اجرایی را به نحوی تهیه نماید که کلیه جزئیات و دستورالعمل های اجرایی حین کار مشخص شده باشد. علاوه بر این لیستی از دستورالعمل های نگهداری، بازسازی بعد از سیلاب و ملاحظات فنی بویژه لایروبی بازه سیلگیر همچون موقعیت و ابعاد لایروبی باتوجه به ملاحظات هیدرولیکی تعیین گردد.

۲-مطالعه موردی: جمع آوری رواناب شهر سنگان، فصل ۲،۱ و ۳ کتاب

هدف از ارائه این مثال توجه به این نکته است که اساساً افزایش سطح در داخل یک حوضه آبخیز همیشه با افزایش حجم و دبی رواناب همراه نیست. عدم توجه به این موضوع توسط کارشناس در پروژه مذکور باعث محاسبه دبی ۱۶ مترمکعب بر ثانیه به جای دبی ۳ متر مکعب برثانیه سیلاب با دوره بازگشت معین شده بود. دلیل این امر در این حوضه خاص مربوط به تغییر نفوذ پذیری و افزایش آن در پایین دست حوضه همراه اثر کاهش شیب و پخش سیل بود.

۳. روش های نظارتی بر محاسبه رسوب حوضه و نظام رسوب سد رودبار لرستان، فصل ٤

محاسبات رسوب کل :گزارش نظارتی رسوب حوضه و سد رودبار لرستان، دلیری،فرهاد. مشاور سکو، ۱۳۹۳.

الف-مسئله محاسبات بار معلق و لحاظ رسوبات سیلاب هایی که هیدرومتری نشده اند.

-روش های مختلفی جهت محاسبه بار معلق وجود دارد. اغلب در این روش ها بین رسوب لحظه ای بر حسب تن بر روز و دبی متوسط آن روز رابطه ای به نام منحنی سنجه رسوب که اغلب روی کاغذ لگاریتمی است ترسیم می گردد. سپس در صورتیکی یک خط مستقیم رسم نشود کلاسه ای از دبی ها تعیین و چند منحنی جهت کاهش ابر نقاط محاسبه می شود. سپس دبی های روازنه تبدیل به تونآژ رسوب در هر سال می گردد. اما همیشه این نگرانی وجود دارد که سیلاب هایی از مقطع عبور کرده و رسوب آنها تعیین نشده است. لذا مولف روش ساده زیر را که اغلب جنبه نظارتی دارد معرفی می کند. بدیهی است که روش های دقیق تر جهت محاسبات بار معلق و طراحی احجام و تراز مرده سدها اغلب بر اساس آنالیز هیدروگراف سیل و رسوب می بایست پایه ریزی گردد. در صورتیکه اطلاعات این روش ها موجود نباشد می توان از مفهوم تکنیک زیر و بهبود آن جهت مطالعات و طراحی نیز بهره برد.

ابتدا مقدار دبی حداکثر ۱۲ ماه هر ایستگاه در سری آماری موجود بررسی و بزرگترین آن به عنوان دبی شاخص انتخاب می شود. سپس با کنترل دبی های روزانه آن ایستگاه تعداد دبی هایی که بیشتر از این دبی شاخص هستند شمارش می گردد. عدد شمارش شده بر طول سری آماری تقسیم و متوسط رخدادهای سیلاب رسوبدار برآورد می گردد. جهت محاسبه دبی سیلاب رسوبدار از سری دبی لحظه ای متوسط گرفته می شود. سپس مقدار تونآژ این دبی از منحنی سنجه رسوب برآورد و در تعداد متوسط رخداد ضرب و نتیجه به تونآژ آورد سالانه اضافه می گردد. تونآژ آورد سالانه می تواند بر اساس انتقال دبی متوسط روزانه و یا ماهانه روی نمودار سنجه رسوب (شکل ۷ و ۱۱) و جمع ۱۲ ماه برای هر سال طی یک دوره ۳۰ ساله و یا از سایر روش های معروف USBR, FAO و غیره محاسبه گردد. نتیجه این روش در ایستگاه های قلیان، کاکلستان و زردفهره در سراب سد رودبار لرستان با سایر روش های طراحی قابل رقابت بود.

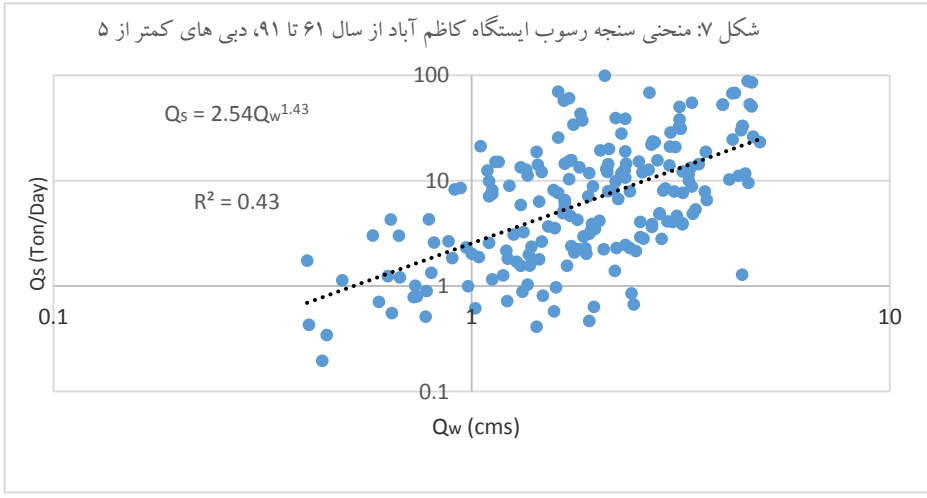
مطالعه موردی:

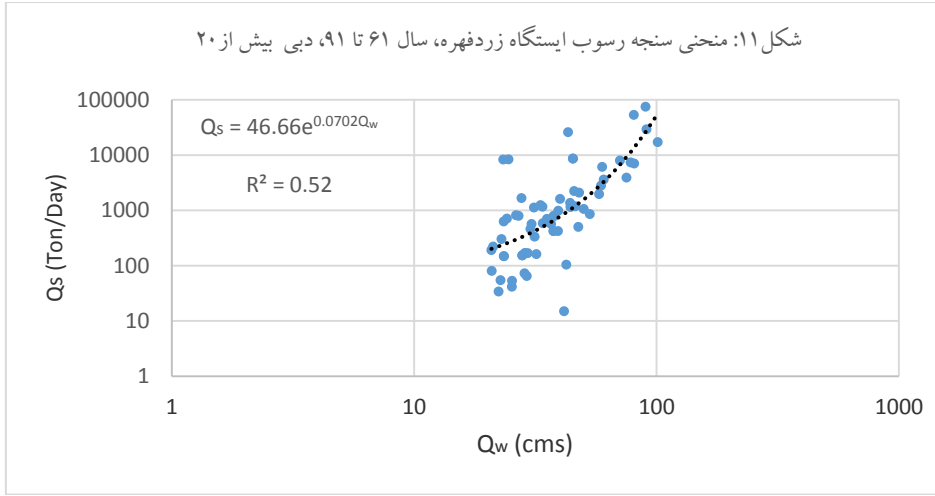
مسئله چیست؟ گزارش حاضر باتوجه به حساسیت موضوع رسوب جهت اطمینان از برآورد و نظارت بر مطالعات پیشین و نه طراحی تهیه و تدوین شده است. علاوه براین، نتیجه مقایسه گزارش حاضر با سایر مطالعات می تواند به عنوان راهنمایی از ضرورت یا عدم ضرورت ایجاد سیستم لایروبی هیدرولیکی شرکت SEDI CO AS و مدیریت رسوبدهی مخزن و حوضه کاربرد داشته باشد.

تصویر ماهواره از حوضه و محل سد و ایستگاه های هیدرومتری طرح سد و نیروگاه رودبار لرستان

بر این اساس مقدار متوسط رخداد و ارزش سیلاب رسوبدار ایستگاه های قلیان، کاظم آباد و زردفهره به ترتیب حدود ۳ رخداد با دبی سیل متوسط ۸۶ مترمکعب برثانیه (۱۶ درصد افزایش تناژ)، ۲ رخداد با دبی سیل متوسط ۴۷ مترمکعب بر ثانیه (۴۱۸ درصد افزایش تناژ) و ۱,۵ رخداد با دبی سیل متوسط ۱۲۴,۴ مترمکعب بر ثانیه (بیش از ۸۰۰ درصد افزایش تناژ) می باشد. افزایش تناژ بار معلق در اثر سیل به این معنی است که جریان پایه حوضه اغلب صاف و لذا رسوب عمده حوضه در هنگام سیلاب ها و احتمالاً از نوع بار کف منتقل می شوند. همچنین جهت کاهش خطای برازش آماری باتوجه به درصد خطای توزیع، مقدار تناژ رسوب اصلاح و بار معلق نهایی پیشنهاد گردید(دلیری،۱۳۹۳). بر این اساس متوسط درازمدت بار معلق ویژه ایستگاه های مذکور به ترتیب معادل ۲۰۱، ۱۳۸ و ۷۵۰ تن برکیلومتر مربع در سال گزارش می شود.

شکل ۷: منحنی سنجه رسوب ایستگاه کاظم آباد از سال ۶۱ تا ۹۱، دبی های کمتر از ۵





جدول: مقادیر بار معلق سالانه در محل ایستگاه های رسوب سنجی حوضه سد رودبار لرستان

ایستگاه رسوبسنجی	قلیان	زردفهره	کاظم آباد
بار معلق (Ton/y)	۶۵۱۵۴ بدون اثر سیل ۷۵۵۴۹ با اثر سیل	۵۳۰۹۹ بدون اثر سیل ۴۸۷۲۸۵ با اثر سیل	۱۰۳۳۸بدون اثر سیل ۶۰۲۸۵ با اثر سیل
بار معلق ویژه $(Ton/Km^2/Y)$	۱۵۷ بدون اثر سیل ۱۸۳ با اثر سیل	۷۱ بدون اثر سیل ۶۵۵ با اثر سیل	۲۴ بدون اثر سیل ۱۲۵ با اثر سیل
دوره آماری*	۱۳۶۱ تا ۱۳۹۱	۱۳۶۱ تا ۱۳۹۱	۱۳۶۱ تا ۱۳۹۱
احتمال خطای همبستگی	٪۲۰	٪۳۲	٪۴۱
نوع همبستگی	چند جمله ای	خطی و نمایی	نمایی، توانی و خطی
بار معلق پیشنهادی سکو با لحاظ کاهش خطای همبستگی*			
بار معلق *(Ton/y)	۸۳۱۰۴	۵۵۸۴۹۶	۶۰۶۴۲
بار معلق ویژه* $(Ton/Km^2/Y)$	۲۰۱	۷۵۰	۱۳۸
قدس نیرو، آبان ۸۳	۱۴۱	۵۶۷	۶۹
پویری، ۲۰۰۸	۱۹۳	۴۲۱	۱۷۹
مهاب قدس، ۹۱	۸۲۶	۹۰۵	۴۰۴
مساحت (km^2)	۴۱۴	۷۴۴	۴۳۸
شیب رودخانه ٪	۱,۳	۱,۴	۰,۷
رواناب سالانه(cms)	۹,۸۲	۱۱,۰۶	۳,۹۱

ب-بار معلق مخزن سد

بدین منظور می بایست رسوب ایستگاهی تا مخزن سد، روندیابی و پس از محاسبه و لحاظ رسوب میان حوضه بین ایستگاه ها تا سد، بار معلق کل حوضه سد به شرح بندهای زیر محاسبه گردد.

-محاسبه رسوب میان حوضه ای

در این خصوص ابتدا معادله ترکیبی دلیری ۱۳۹۳ واسنجی و سپس مقدار رسوب میان حوضه سد رودبار لرستان به شرح زیر محاسبه شد:

: توسعه معادله ترکیبی رسوب معلق دلیری ۱۳۹۳

از نظر دلیری (۱۳۹۳) تعمیم رسوب در یک سیستم آبخیز حداقل به ۶ فاکتور اصلی مساحت، دبی، شیب رودخانه اصلی، شیب حوضه، پتانسیل فرسایش و تراکم تاج پوشش گیاهی مرتبط می شود. در این خصوص ایشان با تلفیق رابطه تجربی رسوب فلمینگ (۱۹۶۹)، مدل هیدروفیزیکی و رابطه تجربی سیل کریگر معادله عمومی زیر را برای اولین بار در گزارش حاضر توسعه و سپس ضرایب رابطه مذکور را باتوجه به نتایج آنالیز ایستگاهی بند پیشین به صورت گرده ای (Lump) در حوضه سد رودبار لرستان به شرح زیر واسنجی نمود:

$$SY = C(SY') \pm B$$

$$SY = C(A^s.S.E.[\alpha Q^n]) \pm B$$

SY' معادله ترکیبی رسوب معلق دلیری، ۱۳۹۳ پیش از واسنجی(T/y).

SY معادله ترکیبی رسوب معلق دلیری، ۱۳۹۳ پس از واسنجی(T/y). این رابطه صرفاً جهت تعمیم بار معلق ایستگاهی پس از تعیین ضرائب واسنجی C و B بر اساس آنالیز رسوب ایستگاه های منطقه معرف معتبر است.

A عامل کمی مساحت (km^2) و نمایه آن s که بین ۰٫۶ تا ۱ تغییر می کند. مقدار آن با توجه به رابطه کریگر برای هر حوضه از رابطه زیر محاسبه می شود. این عامل روی رسوبدهی و تبدیل فرسایش به رسوب موثر است.

$$s = A^{(0.894A^{-0.048})}$$

S عامل کمی شیب که به شیب خالص رودخانه (S') و شیب حوضه یا پستی و بلندی (S'')که با رابطه $S = S' + S''$ به یکدیگر مرتبط می شوند. (٪)

E عامل توصیفی فرسایش پذیری متوسط حوضه که بین ۱ تا ۲۵ در نوسان است. این عامل در روش مذکور توصیفی از ۳ پارامتر شامل پتانسیل یا حساسیت فرسایش سازندها، رخساره ژئومورفولوژی و کاربری اراضی می باشد. جهت تعیین ارزش توصیفی حساسیت سازندها می بایست بر اساس جدول مقاومت سنگهای تهیه شده در کشور توسط فیض نیا، ۱۳۷۴ مجله منابع طبیعی شماره ۴۷ مقادیر ۱ را برای سازندهای با حساسیت ناچیز و ارزش حدکثر ۱۷ را برای سازندهای با حساسیت بالا نسبت به فرسایش تعیین نمود. سپس هر یک از مقادیر توصیفی سازند می بایست در واحدهای همگن کاری (احمدی، آبخیزداری دانشگاه تهران) باتوجه به رخساره ژئومورفولوژی و کاربری اراضی تا حداکثر عدد ۲۵ با قضاوت کارشناسی به صورت نسبی اصلاح گردد. به عنوان مثال اگر در منطقه ای سازند سخت بدون رخساره کانالی و در واحد همگن دیگر همین سازند سخت با رخساره کانالی دیده می شود بدیهی است که ارزش این عامل به شرطی که مربوط به انحلال سازند نباشد در واحد دوم بیشتر می شود. به همین صورت سطوح با کاربری آیش یا کشاورزی نیز به معنی تولید خاک و رسوب بیشتر که می بایست نسبت به شرایط یکسان اما دست نخورده (طبیعی) ارزش بیشتری از نظر کاربری اراضی داشته باشد. در این خصوص با توجه به جدول مقاومت سنگها (فیض نیا، ۱۳۷۴) و رخساره های فرسایش (کتاب ژئومورفولوژی، حسن احمدی) به همراه کاربری های موجود در حوضه سد رودبار ارزش عامل E محاسبه شد.

Q عامل کمی رواناب که در این جا به صورت سالانه لحاظ شد (cms). همچنین ضرایب این عامل معادل ضرایب رابطه فلمینگ که معرف وضعیت پوشش گیاهی حوضه می باشند از جدول زیر لحاظ می شود.

جدول: مقادیر ضرائیب Q در معادله ترکیبی رسوب معلق دلیری، ۱۳۹۳*

نوع پوشش گیاهی	N	α
جنگل مخلوط پهن برگ و سوزنی برگ	۱,۰۲	۴۰۰۰
جنگل سوزنی برگ با مراتع انبوه	۰,۸۲	۵۹۰۰۰
مراتع تنک همراه با بوته های خار	۰,۶۵	۱۷۷۰۰۰
مناطق بیابانی و فقیر از پوشش	۰,۷۲	۴۴۶۰۰۰

*سایر شرایط که در جدول وجود ندارد بین کلاس ها قابل درون یابی هستند.

: واسنجی رابطه

ابتدا ارزش مجهولات رابطه مذکور در حوضه ایستگاه های هیدرومتری محاسبه و مقدار SY' تعیین می گردد. سپس باتوجه به ارزش های رسوبسنجی ایستگاه های معرف منطقه، ضرایب اصلاحی معادله مذکور تعیین و معادله به شکل زیر نوشته می شود:

SY معادله رسوب معلق واسنجی شده حوضه سد رودبار (T/y)

$$SY = 0.0002\,(SY')^{\,0.9607} \pm \%24$$

: رسوب معلق میان حوضه بر اساس معادله ترکیبی دلیری ۱۳۹۳

در این خصوص با توجه به روابط توسعه و واسنجی شده فوق الذکر و پارامترهای حوضه میانی، مقدار رسوب معلق حوضه میانی معادل ۷۹۲۸۳,۱۷ تن در سال با دبی ویژه معلق ۱۲۰ تن در سال در کیلومتر مربع به شرح زیر محاسبه شد:

عامل فیزیوگرافیک: مساحت یکی از مهمترین این فاکتورها می باشد. مساحت میان حوضه معادل ۶۵۹ کیلومتر مربع است. لذا محدودیت سطح در معادلات بالا وجود ندارد. لذا توان S معادل ۰,۶۵۴ محاسبه و عامل سطح معادل ۶۹,۷ گزارش می گردد.

عامل توپوگرافیک: پستی و بلندی و شیب از عوامل اصلی این فاکتور هستند. در اینجا تک عامل شیب از نوع شیب مسیرهای حرکت رسوب شامل مخزن تا سد، گلیان تا مخزن، کاظم آباد تا مخزن و زردفهره تا مخزن معادل ۱,۰۳ درصد به عنوان متوسط مسیرهای اصلی انتقال رسوب و شیب حوضه معادل ۵,۴ درصد و عامل شیب معادل ۶,۴ درصد تا مخزن لحاظ شدند.

عامل هیدرولوژیک: پاسخ هیدرولوژیکی جریان حوضه به ویژه معرف شرایط نفوذ، شیب حوضه، بارش و تبخیر حوضه می باشد. مقدار این عامل در میان حوضه سد بر اساس گزارش بازنگری آبدهی شرکت سکو طی سری ۵۷ ساله رودخانه رودبار در محل سد معادل ۳,۷۹ cms گزارش شده است.

عامل پوشش زنده: در این خصوص باتوجه به جدول فلمینگ و تصاویر ماهواره مقدار ضرایب برای نمای معادله ۰,۷۳ و ضریب آن ۱۱۸۰۰۰ منظور شد.

عامل پتانسیل فرسایش:

عمده رخساره های حوضه میانی از نوع کانالی و شیار، توده سنگی، ریزش های رودخانه ای و مخروط افکنه می باشد. مقدار سطوح آیش و فرسایش پاشمانی که در تولید بار معلق حوضه نقش دارند نیز بسیار اندک می باشد. برعکس حدود ۵۰ درصد رخساره ها مربوط به توده های سنگی است که در تولید بار کف حوضه میانی نقش دارند. لذا انتظار می رود پتانسیل فرسایش در حدود سراب ایستگاه های کاظم آباد و قلیان بوده و عمده پتانسیل بارکف مخزن نیز به حوضه میانی مرتبط باشد. همچنین توده های سنگی عمدتاً نزدیک مخزن قراردارند. مقدار توصیفی عامل حساسیت میان حوضه معادل ۶,۴ لحاظ شد.

-روندیابی رسوب ایستگاهی

انتقال رسوب از نقاط ایستگاهی تا ورودی مخزن سد ممکن است با روش های هیدرولیک رسوب یا سایر مدل های تجربی و ریاضی با پارامترهای متعدد برآورد گردد. در این خصوص باتوجه به اینکه اغلب ماندرهای طول مسیر غیرساختمانی هستند لذا موضوع رسوبگذاری رسوبات در طول مسیر رودخانه های اصلی نیز قابل توجه می باشد. همچنین در روندیابی رسوب می بایست اثر کاهشی یا افزایشی سایر تاسیسات موجود در منطقه را بر رسوب ورودی سد محاسبه نمود. باتوجه به هدف نظارتی گزارش حاضر و نیاز به برداشت های میدانی عمده و همچنین جهت اطمینان از عدم برآورد دست پایین، فرض شد تمامی رسوبات وارد مخزن سد می شوند.

جدول: محاسبه رسوب معلق میان حوضه با روش ترکیبی دلیری، ۱۳۹۳

عامل مساحت (km^2)	۶۹,۷
شیب مسیر ٪	۱,۰۳
شیب حوضه ٪	۵,۴
رواناب سالانه(cms)	۳,۷۹
پوشش گیاهی (n)	۰,۷۳
پوشش گیاهی (α)	۱۱۸۰۰۰
پتانسیل فرسایش	۶,۴
بار معلق ویژه ($T / km^2 / y$)	۱۲۰
بار معلق (T/Y)	۷۹۲۸۳
احتمال خطای همبستگی٪	± 24

-بار معلق حوضه سد

در این خصوص با توجه به نتایج بند حاضر تونآژ متوسط درازمدت رسوب معلق ورودی به مخزن سد معادل ۸۶۰ هزار تن بر سال (۰,۸۶ میلیون تن بر سال) با بار ویژه ۳۸۱ تن بر کیلومتر مربع در سال گزارش می گردد.

جدول: بار معلق حوضه سد روبار لرستان*

مساحت (km^2)	۲۲۵۵
رواناب سالانه(cms)	۲۸,۵۸
بار معلق ویژه قبل از اصلاح ($T / km^2 / y$)	۳۴۶,۵
بار معلق قبل از اصلاح (T/Y)	۷۸۱۵۲۵,۲
خطای تجربی محاسباتی٪	$\pm \leq 10$
بار معلق پیشنهادی (T/Y)	۸۶۰۰۰۰
بار معلق ویژه اصلاح شده ($T / km^2 / y$)	۳۸۱
تونآژ ۵۰ ساله (MT)	۴۳

بار کف مخزن سد

باتوجه به نسبت حمل رسوبات حاصل از شرایط سیلابی حوضه در بند پیش این احتمال وجود دارد که عمده رسوبات سد یا بخش قابل توجهی از آنها مربوط به رسوبات بار کف در شرایط سیلابی باشد. اگر چه این نسبت اغلب بین 5 تا 25 درصد بار معلق فرض می شود اما مطالعات نشان داده که این نسبت می تواند بین ۲ تا ۱۵۰ درصد نیز متغیر باشد. لذا باتوجه به نتایج بند پیش جهت تدقیق و برآورد این نسبت از روش های هیدرولیک رسوب در هیدرولوژی استفاده می شود. در این خصوص روش های مختلفی چون روش انشتین، روش تصادفی، و... توسعه یافته اما اغلب این روش ها ضمن اینکه نیاز به برداشت های صحرایی متعدد دارند نتایج بسیار متفاوتی در رودخانه های دنیا نشان داده اند. با این وجود می توانند در قضاوت های مهندسی راهنمای مناسبی باشند.

در این گزارش باتوجه به نقش نظارتی مشاور، روش ساده تر مادوک (۱۹۷۵) که بر اساس مشخصات کمی مواد بستر، بافت مواد معلق و غلظت مواد معلق پایه ریزی شده، درصد بار کف نسبت به مواد معلق ۴ حوضه زردفهره، کاکلستان، قلیان و حوضه میانی سد رودبار و مقدار بار کف منطقه و زیرحوضه ها در جدول زیر ارائه شده است.

جدول: بار کف حوضه سد روبار لرستان*

نام حوضه	درصد بار کف مادوک	درصد بار کف تجربی	درصد بار کف پیشنهادی	تونآژ بار کف TON/Y	بار ویژه کف $Ton/km^2/y$
زردفهره	۱۲	۲۵	۱۸	100530	۱۳۵
کاکلستان	۱۲	۱۵	۱۳	7884	۱۸
قلیان	۱۲	۲۵	۱۸	14959	۳۶
حوضه میانی	۲۳	۲۲	۲۳	18235	۲۸
حوضه سد	-	-	۱۷	141608	۶۳

*محاسبات جهت نظارت و مقایسه مطالعات گذشته انجام شده و لذا دقت محاسبات طراحی را ندارد.

نظام رسوبگذاری بار کل مخزن سد

بار کل رسوب ورودی به مخزن سد معادل ۱ میلیون تن در سال برآورد می شود بطوریکه حدود ۱۷ درصد این بار مربوط به رسوبات درشت تر بار کف می باشد. جهت طراحی تراز دریچه های مختلف سد و همچنین منحنی های بهره برداری فرمان تامین آب، کنترل سیل، نیاز زیست محیطی و غیره می بایست ابتدا توزیع رسوب با روش های تجربی کاهش سطح، حداقل توان جریان یا سایر روش های عددی برآورد گردد. این کار توسط مشاور محترم طراح انجام شده است. در این گزارش جهت کنترل نتایج از منظر نظارتی محاسبات زیر انجام شد:

ابتدا بر اساس محاسبات و فرضیات آنالیز رسوبات منطقه فرض شد که توزیع رسوبات ورودی به مخزن سد شامل ۸۳ درصد رسوبات ریز و عمدتاً لای و رس و مابقی شن هستند. لذا دانسیته حجمی (Bulk Density) یا وزن مخصوص رسوبات با فرض لای-رس و بهره برداری با افت تراز متوسط برای سال اول معادل ۹۶۶ و برای شن ۱۴۹۷ با متوسط وزنی ۱۰۵۶ کیلوگرم بر متر مکعب لحاظ شد. باتوجه به اینکه هدف این گزارش برآورد تراز عمق مرده سد می باشد لذا وزن مخصوص برای ۱۰ سال بهره برداری باتوجه به ضریب سفت شدن و بار رسوبات به عدد معادل ۱۱۴۶ کیلوگرم بر متر مکعب اصلاح شد. حال مقدار متوسط حسابی وزن مخصوص های وزنی سال اول و سال آخر به میزان ۱۱۰۱ وارد محاسبات به کمک رابطه زیر شد:

$$Loss_{Annual} = \frac{T_c S_{ed}}{V_i} \times 100$$

رابطه بالا درصد حجم سالانه غیریکپارچه از دست رفته مخزن را بواسطه رسوب ورودی (S_{ed}) و حجم اولیه مخزن (V_i) برای راندمان رسوبگذاری (T_c) نشان می دهد. بدیهی است که جهت افزایش دقت این رابطه، می بایست محاسبات برای گام های زمانی کوچک باتوجه به شدت متغیر بودن پارامترها محاسبه شود. در اینجا رسوب ورودی حدود ۱ میلیون تن برآورد شد. لذا باتوجه به دانسیته حجمی معادل ۱۱۰۱ مقدار حجم رسوبات ورودی حدود ۰,۹ میلیون مترمکعب در سال برآورد می شود. باتوجه به حجم مخزن سد در تراز پر که حدود ۲۲۰ میلیون متر مکعب می باشد و همچنین ضریب تله اندازی مخزن معادل ۰,۹۴ مشخص می شود که سالانه ۰,۳ درصد از حجم مخزن معادل ۷۳۸۰۰۰ مترمکعب به صورت غیریکپارچه از رسوب پر می شود. اگر تمام این رسوب معلق فرض شود، احتمالاً ۷۰ درصد آن باتوجه به شکل باریک مخزن معادل ۵۱۷۰۰۰ مترمکعب پشت سد و به صورت یکپارچه قرار می گیرد. لذا احتمالاً تراز کف دریچه های تحتانی (۱۶۴۵) و اصلی(۱۶۵۰) باتوجه به حجم تراز متناظر آنها (حدود ۳ و ۴,۵۹ میلیون مترمکعب) به ترتیب پس از ۶ و ۱۰ سال از رسوب پر خواهند شد. اگر محاسبات برای شرایط و فرضیات مختلف با فرض بدون عملیات لایروبی و فلاشینگ نیز تکرار شود بطوریکه به جای ۷۰ درصد ارزش ۳۰ درصد و وزن مخصوص های مختلف برای ورودی های متفاوت رسوب نیز امتحان گردد در خوشبینانه ترین حالت تراز کف این دو دریچه پس از ۱۵ تا ۲۰ سال با احتمال زیاد از رسوب پر خواهد شد. جهت کنترل نتایج بالا از رابطه تجربی مورتی نیز به شرح زیر استفاده شد:

- رابطه مورتی

مورتی معادله زیر را برای تعیین مقدار تخمینی ته نشست گل و لای در منطقه ذخیره مخزن توصیه می کند.

$$Q_s = kc^n$$

Q_s درصد کل سیلت در ذخیره مرده

c درصد نسبت رسوب ورودی به ظرفیت کل برای y سال

ضرایب معادله از جدل مورتی.

جدول مورتی: ارزش‌های n و k در معادله مورتی

کد مخزن	شکل مخزن	k	N
I	دریاچه	۳/۳۹	۰/۷۸
II	تپه و دشت سیلابی	۹/۳۳	۰/۵۶
III	تپه	۲۵/۱۲	۰/۳۵
IV	دره تنگ و باریک	۳۲/۳۶	۰/۳

در این خصوص شکل مخزن سد رودبار باتوجه به قضاوت کارشناسی دره ای می باشد. لذا باتوجه به ارزش سایر پارامترها ارزش معادله مورتی حدود ۷۴ درصد می شود. همانطور که ذکر شد حجم کل بار ورودی باتوجه به وزن مخصوص وزنی ۱,۱ معادل ۹۰۸۲۶۵ مترمکعب برای ۱ تا ۱۰ سال بهره برداری محاسبه شد. لذا بر اساس رابطه مورتی انتظار می رود حدود ۶۷۲۱۱۶ مترمکعب در هر سال به طور متوسط از حجم ذخیره مرده کاهش یابد. لذا پس از ۵۸ سال بهره برداری، حجم مرده سد رودبار (تراز ۱۶۸۶) در شرایط تراز با نوسان عادی بهره برداری و بدون هیچگونه عملیات مدیریتی رسوب حوضه و مخزن از رسوب سیلتی و گل و لای به همراه مقداری شن و ماسه پر خواهد شد. عمر مفید پروژه نیز ۵۰ سال می باشد. بر همین اساس اگر نرخ پر شدن رسوب بر اساس رابطه مورتی فرض شود لذا احتمالاً تراز کف دریچه های تحتانی (۱۶۴۵) و اصلی(۱۶۵۰) به ترتیب پس از ۵ و ۷ سال از رسوب پر خواهند شد. اگر تمامی مواد رسوبی حجم مرده از لای و سیلت فرض شود با افزایش وزن مخصوص می توان انتظار داشت که سال های مذکور کمی بیشتر شوند اما به نظر بیشتر از ۲ برابر یعنی به ترتیب ۱۰ و ۱۴ سال نخواهند شد.

مقایسه سوابق، عدم قطعیت ها و پیشنهاد روش منتخب

به طورکلی می توان عنوان نمود محاسبات رسوب ورودی مشاور طراح (پویری) نسبت به سایر محاسبات به واقعیت نزدیک تر باشد. همچنین اگرچه در این گزارش محاسبات توزیع رسوب مخزن انجام نشد اما کنترل نتایج با روش های تجربی مورتی و قضاوت کارشناسی تراز ۱۶۸۶ حجم مرده را پس از حدود ۵۰ سال توسط قدس نیرو تایید می کند. عمده عدم قطعیت های موجود که باعث تفاوت در محاسبات مشاوران مختلف شده است:

-محاسبه اشتباه وزن مخصوص رسوبات و لحاظ دانسیته ذرات به جای دانسیته حجمی

-محاسبات اشتباه رسوب معلق میان حوضه و برآورد بیش از اندازه رسوب به دلیل عدم توجه به سازند، شیب و رخساره ژئومورفولوژی

-استفاده از دبی رسوب ویژه ایستگاه های نامناسب همچون تنگ پنج

علاوه بر عدم قطعیت های محاسباتی بالا برخی از عدم قطعیت ها همچون عدم قطعیت های ذاتی نیز وجود دارند. به عنوان نمونه ممکن است در ۵ سال اول بهره برداری سد اساساً سیل مهمی رخ نداده و یا برعکس در طی ۲ سال پی در پی سیلاب های مهم مشاهده شوند. لذا نتایج بر اساس شرایط متوسط ارائه شده اند. جهت کاهش ریسک های اخیر باید از روش های آنالیز عدم قطعیت استفاده شود.

آیا سد رودبار لرستان نیاز به عملیات لایروبی مخزن و مدیریت رسوب حوضه ای دارد؟

اگرچه رسوب ورودی و همچنین رسوبگذاری مخزن سد رودبار نسبت به بسیاری از سدهای کشور از وضعیت مناسب تر و پیچیدگی کمتری برخوردار می باشد (برخی از سدهای کشور سالانه حدود ۱٫۵ درصد حجم خود را از دست می دهند) اما باتوجه به موقعیت تراز کف دو دریچه تحتانی (۱۶۴۵) و اصلی (۱۶۵۰) قطعاً این دو دریچه بسیار زود تر از عمر مفید سد با رسوب مماس می گردند. این موضوع با کنترل اسناد طراحی قبل از جایگزینی سد RCC که تراز دریچه تحتانی را در رقوم حجم مرده حدود ۱۶۷۰ تا ۱۶۸۰ محاسبه کرده بود نیز همخوانی دارد. بررسی گزارش هالکرو و دیگر اسناد حاکی از آن است که مناسب ترین تراز فنی-اقتصادی عملیات شاسینگ در رقوم حدود ۱۶۵۵ می باشد. این تراز متناظر با محور دریچه اصلی (Main) می باشد. لذا موقعیت دریچه اصلی سد خاکی رودبار باتوجه به محدودیت های فنی بدنه سد پس از تغییر نوع سد جهت عملیات فلاشینگ تعبیه و اجرا شده است. با این وجود جهت عملیات شاسینگ می بایست همیشه جلوی دریچه و طولی از مخزن با ابعاد مناسب خالی از رسوب باشد تا سفت شدن آن بین هر نوبت عملیات تخلیه جریان غلیظ سیل گل آلود دچار اختلال نگردد. اینکه آیا مسئله زیر رسوب رفتن دریچه تحتانی نیز با فلاشینگ دریچه اصلی به تنهایی و یا همزمان به لحاظ هدر رفت آب خالی از اشکال نیست بدیهی است اما قطعاً این موضوع نیز در کنار سایر سناریوهای فنی پیشتر توسط مشاور محترم طراح (پویری) در مراحل طراحی، کنترل و ارزیابی شده است. لذا می توان نتیجه پاسخ بند حاضر را به شرح زیر خلاصه نمود:

-نیاز قطعی عملیات تخلیه رسوب با جریان غلیظ سیل سرد و گل آلود جهت حفظ بهره برداری از دریچه های اصلی و تحتانی

-نیاز لایروبی فضای جلوی دریچه هایی که قرار است عملیات شاسینگ را انجام دهند.

-از نظر مشاور هالکرو مبنی بر محاسبات انجام شده، اجرای فلاشینگ ترجیحاً پس از ۵۰ سال یا ضرورت در طی بهره برداری توصیه شده است. در این خصوص پیشنهاد هالکروه یکبار در هر ۱۰ سال و ترجیحاً پس از ۵۰ سال بوده است. مشکل اصلی این رویکرد احتمال سفت شدن رسوبات می باشد. لذا نیاز به عملیات لایروبی هیدرولیکی در این رویکرد نیز محسوس است.

-از نظر این مشاور باتوجه به اینکه سد رودبار بر پایه بهره برداری با فلاشینگ پایه ریزی شده است در صورت تایید مشاور طراح مبنی بر عدم تاثیر منفی تخلیه آب بواسطه لایروبی و شاسینگ روی بهره برداری سد، اجرای عملیات کنترل رسوب حوضه ای و احداث سد رسوب گیر ضروری نمی باشد. در غیر اینصورت جهت کاهش تلفات آب و درصد تضمین برق، احداث سد رسوبگیر و عملیات آبخیزداری به ویژه در حوضه زردفهره قابل بررسی و مطالعه است.

٤. مطالعه موردی: لایروبی و امکان سنجی تخلیه رسوب سد رودبار لرستان: مربوط به فصل ٤ کتاب

مسئله تمهیدات لازم کنترل رسوب مخزن سد رودبار لرستان در سال ۱۳۹۳ و حین ساخت.

بررسی پروپوزال Tom Jacobsen هیدرولوژیست از شرکت SEDI CO AS نروژی و ارزیابی گزارشات رسوب مشاوران و پیمانکاران، فرهاد دلیری ۱۳۹۳، مشاور سکو، آب نیرو.

عمده ترین روش های مدیریت رسوب کوتاه مدت سدها شامل شاسینگ و لایروبی و مدیریت درازمدت رسوب شامل بهره برداری صحیح مخزن و آبخیزداری حوضه سد می باشد. اگرچه شرایط فنی شاسینگ در سد رودبار امکان پذیر بود اما موضوع لایروبی نیز جهت افرایش عمر اقتصادی و باز ماندن مسیر کانال شاسینگ ضروری است.

لایروبی ممکن است مکانیکی یا هیدرولیکی باشد. در اینجا هدف لایروبی هیدرولیکی از نوع مکش بدون صرف انرژی (Gravity) بود. هدف اصلی کنترل رسوبات دهنه آبگیرها و دریچه تحتانی جهت حفظ اجرایی ماندن عملیات فلاشینگ در سال های آتی بود. مشخصات سیستم پیشنهادی:

-شناور یا رفت (Raft)

روی شناور معمولاً ۲ تا ۳ نفر کارگر مسقر شده که عملیات را طی دستورالعملی معین انجام می دهند.

-مکنده (Suction head)

مکنده دو قطعه اصلی جهت مکش رسوبات و ایجاد فشار یا جت آبی جهت شل کردن رسوبات دارد.

-لوله های انعطاف پذیر شناور

این لوله ها اغلب بین شناور و محل کوپل ها و در مخزن آب قرار می گیرند.

-لوله های HDPE که اغلب جهت کارگذاری و تحمل فشارهای بالا مناسب هستند.

در این سیستم می بایست باتوجه به رابطه برنولی و افت های مسیر فشار لازم تامین گردد. هرچه فشار بیشتر شود راندمان سیستم بالاتر رفته اما ملاحظات مقاومت سیستم نیز ضروری می شود. لذا تنها مصرف انرژی، در زمان روشن کردن جت بوده که نیاز به برق دارد. قدرت جت اغلب

مناسب کندن رسوبات چسبنده تا 50Kpa می باشد. این سیستم می تواند رسوباتی با قطر تا ۳۵۰ میلیمتر را لایروبی کند. ظرفیت سیستم ۳۰۰ تا ۴۰۰ مترمکعب در ساعت بوده و عموماً محدودیت عمق ندارد. غلظت رسوبات خروجی ممکن است بین ۴۰ تا ۹۰ گرم بر لیتر باشد. این سیستم در شرایط ایده آل و روشن بودن ۸ ساعت در روز ممکن است تا ۱ میلیون مترمکعب رسوب در سال توانایی لایروبی داشته باشد.

جدول ۱۳مصرف آب با تخلیه ۱ میلیون مترمکعب رسوب در سال با غلظت های مختلف رسوب در عملیات لایروبی

غلظت-گرم بر لیتر	حجم هدر رفت آب –مترمکعب	نسبت به متوسط آورد رودخانه٪	ملاحظات
۹۲ ایده آل	۱۱ میلیون	۲	امکان پذیر است
۴۰ جهت مقایسه	۲۵ میلیون	۴	امکان پذیر است
۱۰ جهت مقایسه	۱۰۰ میلیون	۱۷	امکان پذیر نیست

بر اساس جدول مذکور و همچنین مقایسه غلظت های یک رودخانه طبیعی غلظت ۱۰ درصد یعنی هیج لذا انتظار است که سیستم مذکور در دامنه ۴۰ تا ۹۰ درصد بهره برداری شود. همچنین باتوجه به متوسط آورد بیش از ۶۰۰ میلیونی حوضه، تخلیه رسوبات با این روش کم هزینه و مصرف آب کاملاً منطقی است. در عملیات شاسینگ آب بیشتری تلف می شود. بعلاوه خسارات فنی و معضلات زیست محیطی با تنش بیشتری سیستم را تحت تاثیر قرار می دهد.

۵- فلاشینگ، فصل ٤

مسئله محاسبه اثر فلاشینگ روی تلفات آب مخزن و اقتصادی بودن شاسینگ و سایر ملاحظات فنی.

اگر به دلایل فنی امکان تعبیه دریچه های سد در بالای تراز مرده فراهم نشود و یا محاسبات برآورد رسوب ورودی و نظام رسوب اشتباه باشد و همچنین امکان تعبیه دریچه های لازم در حین یا پس از ساخت سد امکان پذیر نباشد شاید یک را ه حل عملی تخلیه رسوبات با عملیات فلاشینگ که همان تخلیه رسوبات با جریان چگال است باشد.

به طورکلی حداقل شرایط امکان پذیری شاس رسوب (تخلیه رسوبات) به شرح زیر می باشد:

-پایین بودن نسبت حجم مخزن به جریان ورودی (خالی بودن نسبی مخزن). در آبشویی با روش سیلاب دانسیته نیاز به افت تراز کمتر می باشد.

-جریان های فصلی سیلاب با دانسیته و نیروی کافی. دانسیته سیلاب ممکن است در اثر وجود رسوب با دانه بندی مناسب، وجود املاح و نمک، دما یا تمامی موارد ایجاد شود.

-شیب تند و دره باریک مخزن.

درصورت وجود حداقل شرایط مذکور می بایست با مدلسازی رفتار مخزن در سناریوهای مختلف اثر شاسینگ روی کارائی تخلیه رسوب (توصیه می شود حداقل ۵۰ درصد باشد) و شرایط بهره برداری ارزیابی گردد. شرایط بهره برداری شامل تغییر در ترازهای مورد نیاز و درصد تضمین تامین های چندگانه طرح می باشد. بدیهی است که با اجرای عملکرد مخزن می توان بهره وری عملیات شاسینگ را ارزیابی و نسبت به اجرای آن تصمیم گیری نمود. ضمناً اگر قرار باشد دریچه تحتانی روی تراز بهینه شاسینگ اجرا گردد می بایست موارد زیر توجه شود:

-باتوجه به اینکه در این شرایط تراز مرده ممکن است بسیار بالاتر از تراز دریچه شاسینگ باشد می بایست زمان مناسب فلاشینگ باتوجه به تحکیم رسوبات و آورد رسوب رودخانه تعیین و عملیاتی شود.

- در طی هر عملیات فلاشینگ کانالی به نام کانال شاسینگ (فلاشینگ) در محور میانی رودخانه –مخزن ایجاد می شود. این کانال بین هر عملیات تخلیه رسوب از گل و لای و رسوبات درشت تر پر شده و لذا عملیات لایروبی کانال شاسینگ یا تناوب بیشتر فلاشینگ نیز می بایست مورد توجه باشد.

-در صورتیکه سیلاب های مورد نیاز در زمان مناسب فراهم نباشد می توان با احداث سد و ایجاد سیلاب های مصنوعی عملیات شاسینگ را انجام داد.

-اگر عملیات شاسینگ و لایروبی مکانیکی به هر دلیلی فراهم نشود تنها راه حل باقی مانده به شرطی که دیر نشده باشد آبخیزداری و احداث سدهای روسبگیر و چکدم می باشد. لذا بهتر است عملیات آبخیزداری قبل از احداث سد، مطالعه و در صورت نیاز اجرا شده باشد. همچنین چکدم نوعی سد وزنی بتونی از سازه های آبخیزداری است. اگرچه احداث این نوع سازه به کاهش رسوب دهی حوضه کمک می کند اما نباید تصور نمود که می بایست پشت این سدها را همچون سدهای رسبوگیر باید از رسوب لایروبی کرد. زیرا هدف اصلی از احداث این سازه ها کاهش شیب دامنه های مشرف به رودخانه اصلی و لذا پرشدن از رسوبات می باشد.

جریان های لایه بندی شده-جریان دانسیته

جریان های لایه بندی بر حسب مورد و هدف متفاوت هستند. مثلاً بین آب و هوا، بین لایه های آب و سایر آلاینده ها از منظرهای مختلف تغیر فاز وجود داشته و خصوصیات فیزیکی لایه های مختلف ایجاد می گردد. در خصوص موضوع تخلیه رسوب یک مخزن فرضی می توان فرض نمود دانسیته آب مخزن ρ_a و دانسیته جریان سنگین تر کف مخزن که ممکن است در اثر رسوب، دما یا جریان با املاح بیشتر باشد برابر ρ_b باشد. در این حالت در مخزن فرضی یک شرایط لایه بندی با نسبت $\Delta\rho / \rho = (\rho_b - \rho_a) / \rho_b$ ایجاد شده است. البته حتی اگر مخزن بدون لایه باشد همیشه می توان بالای سطح آب (هوا) و زیر سطح آب (مخزن) دو لایه سیال با دانسیته مختلف را لحاظ نمود. در شرایط بدون لایه بندی مخزن عدد فرود ($F = \frac{V}{(gy)^{0.5}}$) می باشد. اما وقتی مخزن دارای دو لایه باشد می بایست مقدار شتاب گرانشی بر اساس رابطه $g' = (\Delta\rho / \rho)g$ اصلاح و مقدار عدد فرود چگالیمتر F_D وارد محاسبات گردد. این موضوع به مفهوم دیگر در هیدرولیک رسوب رودخانه به نام عدد رسوب معروف است. با نوشتن معادله انرژی بین دو مقطع کف مخزن می توان مقدار سرعت آب را در محیط چگالتر محاسبه نمود. در این خصوص جهت مدلسازی می توان از مدل MIKE3 یا GSTAR3 کمک گرفت یا از کدهای CFD مناسب بهره برد.

٦-شمارش درختان مخزن سد روبار لرستان فصل ٤

-دلیری ۱۳۹۳، مشاور سکو

قبل از آبگیری باتوجه به اینکه اغلب درختان در زیر تراز نرمال، غرقاب خواهند شد اکثر منابع علمی و همچنین ملاحظات زیست محیطی توصیه بر قطع و در شرایطی ریشه کنی درختچه و درختان و در مواردی بوته ها را دارند. کنده شدن درختان در زمان سیلاب می تواند باعث حرکت و برخورد آنها به بدنه سد شده و یا برگ های آنها به ویژه در زمان کم آبی تولید مواد شیمیایی- بیولوژیکی و تغییر رنگ آب که اغلب هزینه های تصفیه را بویژه با اهداف تامین آب شرب بیشتر می کند به همراه داشته باشد. حذف درختان نیز ممکن است باعث ریزش دیواره ها شود. با این وجود بهتر است به ویژه در مرز نوسانات مخزن سد، درختان جهت حفظ پایداری باقی مانده و سایر درختان در زیر تراز نرمال حذف شوند. اگر شیب دیواره ها زیاد باشد ممکن است سوزاندن آنها تنها را حل باشد زیرا حمل و انتقال به دلیل مسیرهای دسترسی نیز از موارد محدود کننده حذف درختان باشد. علاوه بر این درختان روی لبه مرز آب غالب مخزن ممکن است اثرات مثبت یا منفی داشته باشند. لذا توصیه می شود قبل از هر اقدامی مطالعات لازم صورت پذیرد. در مخازن بزرگ با حوضه های وسیع و بارش زیاد اغلب توصیه می شود درختان حاشیه مخزن باقی بمانند. زیرا اثر تبخیر درختان ناچیز است و حتی این درختان ممکن است باعث کاهش سرعت باد و تبخیر نیز شوند. روش های زیر معمول ترین روش های محاسبه شمارش درختان می باشد:

۱-آنالیز طیفی تصاویر ماهواره ای در کنار تفسیر عکس های هوایی به صورت نظارت شده و نظارت نشده. این روش شامل آنالیز طول موج تصاویر با سلول های با ابعاد مناسب به کمک ترکیب باندهای ماهواره ای و نرم افزارهایی چون ERDAS Imaging و یا Pci Geomatica و یا ILWIS قابل توصیه می باشد.

۲-ترانسکت و پلات گذاری

مثال زیر روش دوم را که در طرح پیمایش مخزن سد رودبار به کار رفت تشریح کرده است.

-ابتدا نقاط معرف در دو نقطه از محدوده مخزن انتخاب و سپس در ترانسکت های ۱ هکتاری اقدام به شمارش درختان شد.

-شمارش درختان مجدداً در تصویر ماهواره های لندست با ابعاد سلولی ۱۵ متری به صورت تفسیر چشمی و قضاوت کارشناسی نیز برآورد گشت.

-رابطه شمارش درختان و درختچه های مخزن باتوجه به پارامترهای میدانی و محاسباتی ستادی به شرح زیر توسعه داده شد:

-A مساحت سطح مخزن در ترازهای مورد نظر در محدوده سد تا قبل از انشعاب مسیر اصلی رودخانه

- $A_{\circ}$ مساحت های فاقد پوشش گیاهی که شامل مجموع سطح مخزن حدود ۷۰ هکتار روی دامنه ها و 34 هکتار شامل سطح متوسط آب و در مجموع 104 هکتار .

- A_P مساحت های پوشش دار از رابطه $A - A_{\circ} = A_P$

-نمونه های ترانسکت میدانی و برآوردی به شرح زیر:

- تعداد اصله درخت در ترانسکت داخل مخزن و حاشیه مخزن به ترتیب ۲۷۲ و ۲۲۹ اصله شمارش شده است(تصویر زیر). تعداد درختان با شمارش تجربی (آنالیز چشمی ماهواره) در پلات های مذکور نیز به ترتیب ۲۷۷ و ۱۸۱ اصله برآورد شده است. علاوه بر این ۲ ترانسکت اضافی نیز در نقاط معرف دیگر از روی تصویر ماهواره انتخاب و شمارش تجربی آنها نیز به ترتیب ۹۰ و ۹۷ اصله محاسبه شد.

-معادله تعداد متوسط احتمالی درختان و درختچه های مخزن(X_{avr}):

$$x_{avr} = (A - 104) \times 250$$

-معادله تعداد حداکثر احتمالی درختان و درختچه های مخزن($X_{\max}$):

$$x_{\max} = (A - 104) \times 286$$

A مساحت زمین مخزن در تراز مورد نظر از بدنه سد تا نقطه انشعاب رودخانه(هکتار).

ضرایب روابطه بالا به ترتیب از متوسط ترانسکت گذاری محدوده مخزن و معادله زیر محاسبه شده اند:

$$\mathrm{Re}\,alNumber = -(0.104EST) + 295.85$$

EST شمارش تجربی درختان و درختچه ها از ماهواره در یک محدوده ۱ هکتاری

سطح زمین مخزن در تراز نرمال حدود ۴۷۴ هکتار و تا محل انشعاب حدود ۳۸۰ هکتار می باشد لذا مقدار حداکثر احتمالی درختان معادل ۷۹۰۰ هزار اصله و مقدار متوسط احتمالی معادل ۶۹۰۰ هزار اصله می باشد. با توجه به اینکه سطح کاربری مراتع اغلب به صورت ناچیز مابین درختان و درختچه ها هستند لذا پلات گذاری مراتع انجام نشد. انتظار می رود این پوشش نیز بین ۵ تا ۱۵ درصد درختان قرار گیرد.

۷-طراحی هیدرولوژیکی مخزن سد-آبدهی قطعی، سد Winters Elm Texaz, 1981 فصل ٤

در این خصوص ابتدا می بایست نیاز آبی بر اساس رشد جمعیت شهری یا/و روستایی و توسعه کشاورزی و ... به صورت سال به سال تا سال هدف مشابه روش های فصل ۴ پیش بینی یا برآورد گردد. همچنین باید فاکتور مصرف (Demand factor) که معادل نسبت برداشت هر ماه به حجم برداشت سالانه است برای هر ۱۲ ماه به تفکیک ماه های فروردین تا اسفند بر اساس آنالیز مصارف موجود و همچنین برنامه های فرهنگی صرفه جویی آب، توسعه تکنولوژی، رفاه آینده و ... مشخص شود. معمولاً این فاکتور برای هر ماه خاص در طول دوره شبیه سازی n ساله ثابت است با این وجود در صورتیکه که نسبت کاشت محصولات یا رفتارهای جمعیتی تغییر کند می بایست این عامل نیز به صورت پویا وارد محاسبات شود. بدیهی است که اطلاعات ارتفاع-سطح-حجم مخزن و همچنین محاسبات رسوب ورودی و نظام رسوب مشابه مثال ۴ جهت اصلاح هندسه مخزن در فواصل زمانی منطقی باتوجه به شدت رسوبگذاری نیاز خواهد بود. ارتفاع رسوب یکپارچه نیز، ارتفاع حجم مرده را تعیین می کند. معمولاً تراز حداقل بهره برداری کمی بالاتر از تراز رسوب مرده قرار می گیرد($S_{\min}$). این تراز می تواند بر اساس حداقل حجم آب موجود در مخزن پس از برداشت نیازها در یک دوره بحرانی که متناظر با آبدهی قطعی است تدقیق گردد. همچنین اگر از سد کنترل سیل نیز انتظار باشد ارتفاع و حجم طراحی ذخایر دائم و موقت مشابه روش های فصل ۲ و ۳ تعیین می شود. در این مثال به طور خاص تعیین حجم نرمال بر اساس شبیه سازی بیلان مخزن مورد توجه می باشد. با محاسبه حجم نرمال و ارتفاع متناظر آن و اضافه کردن سایر احجام، ارتفاع مخزن طراحی می گردد. سرانجام با اضافه کردن نشست بدنه در صورت نیاز و سایر ملاحظات فنی همچون ارتفاع موج ناشی از باد و زلزله و ارتفاع آزاد مربوط به سایر ریسک های موجود ارتفاع کل سد تا تراز تاج تعیین می شود. جزئیات محاسبات آبدهی قطعی سد وینترز در تکزاس که در سال ۱۹۸۱ شروع به بهره برداری کرده ارائه شده است.

محاسبات ممکن است برای ۳۰ سال آمار موجود و با فرض تکرار آن در آینده و یا پیشگویی سری جریان ورودی و بارش و یا برخی از پارامترهای مجهول (جمعیت و نیازها، تغییر و نوسان اقلیم و...) بر اساس روش های استوکستیک یا مدلسازی دترمینستیک و یا روش های مبتنی بر مدل های بزرگ مقیاس، مفاهیم النینو و غیرو (فصول مربوطه) تعیین گردد. این موضوع در مورد نیازها و مصارف و سایر عوامل موثر مانند تبخیر و نیاز زیست محیطی نیز صادق بوده و حتی ممکن است اثرات بینابینی پارامترها نیز لحاظ شوند. فواصل محاسبات می تواند ساعتی، روزانه یا ماهانه انجام پذیرد. بدیهی است که برای نیازهای حساس مثلاً کشت انواع خاصی از محصولات یا صنایع خاص مقیاس های کوچکتر مناسب تر می باشد. در مثال حاضر محاسبات، ماهانه دنبال شده است. هر سال دارای ۱۲ ماه می باشد. لذا اگر ۳۰ سال آمار موجود باشد ۱۲* ۳۰ سری ماهانه جهت شبیه سازی وجود دارد(۳۶۰ ماه). البته می توان با روش های پیش گویی سری موجود آماری را توسعه داد تا دوره های بحرانی خشک تر که در سری مشاهداتی اغلب وجود ندارد نیز ظهور کنند. چنین دوره های بحرانی شدید اغلب از مطالعه حلقه رشد درختان، فسیل ها یا سایر مطالعات دیرینه شناسی قابل محاسبه است. در این حالت احتمال شکست سیستم نیز کمتر می شود. در عمل شروع ماه آبگیری و زمان بهر برداری پس از اتمام تجهیزات کلیدی مرتبط می شود. اما در محاسبات می توان از ماه آبی آغاز نمود(مهر ماه). اساساً مقدار آبدهی مخزن تحت تاثیر ظرفیت فعال مخزن، میزان جریان ورودی و توالی (Sequence) جریان می باشد. همچنین ممکن است محاسبات را با مخزن پر یا خالی آغاز نمود. اگر حجم ذخیره اولیه مخزن پر فرض شود مقدار آبدهی در شرایط یکسان بیشتر می شود. در اینجا مخزن پر فرض شد. ارزش حجم پر مخزن را می توان برابر آبدهی قطعی از روش های ساده تر قرار داد. محاسبات بر اساس رابطه بیلان زیر در جدول عملیاتی انجام شده است:

$$S_t = S_{t-1} + I_t - Yd_t - A_t e_t - o_t \quad t = 1,2,....T$$

مقدار T معادل ۱۲ ماه هر سال در طول سری که در اینجا ۳۰ سال است تعیین می گردد. مقدار S_t معادل حجم ذخیره در انتهای ماه t و S_{t-1} ذخیره در ابتدای ماه t می باشد. در اینجا مقدار حجم پر مخزن معادل ۸۳۷۴ ایکر فوت از روش ریپل محاسبه شده است. d_t ضریب بی بعد فاکتور مصرف هر ماه که جمع آن در هر سال واحد می شود. مقدار Y ارزشی است که به عنوان آبدهی قطعی می بایست محاسبه شود. در این کتاب روش های مختلف محاسبه آن ارائه شده است. در روش حاضر ابتدا مقداری بر اساس روش های ساده تر همچون روش اوج متوالی محاسبه و سپس به عنوان ارزش اولیه وارد محاسبات می شود. در اینجا فرض می شود مقدار اولیه Y برابر ۱۲۴۰ ایکر-فوت بر سال به صورت ثابت در تمام ۳۰ سال باشد. البته در روش های پیچیده تر می توان این ارزش را نیز پویا محاسبه نمود. e_t تبخیر خالص هر ماه که معادل تبخیر هر ماه منهای بارش روی سطح مخزن است. مقدار o_t برابر سرریز بوده که می توان با مدیریت برداشت ها یا بزرگ کردن ابعاد سد مقدار آن را کم نمود. اگر مخزن پر فرض شود لذا ذخیره و حجم مخزن از منحنی هندسه مخزن مشخص می شود. در اینجا حجم پر معادل ۸۳۷۴ (ایکر-فوت) می باشد. لذا $S_0 = S_{Max} = 8374$ خواهد شد. معادله ساده بیلان مخزن:

$$S_1 = 8374 + 0 - 76 - 102 - 0 = 8196$$

در گام بعد نیز:

$$S_2 = 8196 + 191 - 68 - 51 - 0 = 8268$$

محاسبات به همین صورت مطابق جدول ادامه پیدا می کند. سطح متوسط ماه اخیر از $(8374 + 8196)/2 = 8285$ و انتقال آن روی نمودار حجم-سطح-ارتفاع معادل ۶۳۸ ایکر انترپوله می گردد. البته مقدار سطح ها ابتدا حدس زده می شود و سپس با تکرار محاسبات سطح و حجم نهایی به ارزش مقادیر منحنی سطح-حجم مخزن نزدیک و تدقیق می گردد. زمانی که در شرایط سیلابی مقدار حجم بیشتر از مقدار ۸۳۷۴ شود مقدار سرریز از رابطه $Q_t = S_t - S_{\max}$ محاسبه و ارزش جدید ذخیره برابر مقدار حداکثر مخزن یعنی ۸۳۷۴ لحاظ می گردد. مقدار آبدهی قطعی باید در طول سری آماری همیشه از مقدار نیاز مورد انتظار بیشتر باشد و تنها حداکثر یک بار از آن در دوره بحرانی و سری مشاهداتی کمتر شود. بدیهی است که در صورت عدم ارضای این شرایط می بایست مقدار Y یا سایر پارامترهای طراحی مخزن را تغییر داد تا آبدهی قطعی مشخص شود. علاوه براین می توان جهت کاهش عدم قطعیت های سری مشاهداتی از روش های آنالیز عدم قطعیت نیز مقادیر طراحی را اصلاح نمود. همچنین می توان روش های بهینه سازی را نیز با روش شبیه سازی مذکور تلفیق کرد. همانطور که از جدول زیر نیز پیدا می باشد مقدار آبدهی قطعی ۱۲۴۰ ایکر-فوت در سال در محاسبه ردیف ۱۳۶، حجم مخزن را تنها یک بار طی دوره آماری حداقل کرده است. لذا می توان آن را به عنوان آبدهی قطعی و ابعاد این شرایط را به عنوان ابعاد طراحی تراز و حجم نرمال لحاظ نمود. در صورتیکه مقدار نیاز بر حسب حجم در روز بر روی محور عمودی متناظر با سال مربوطه بر روی محور افقی رسم شود می توان با تبدیل مقدار آبدهی قطعی به واحد حجم در روز که خطی موازی محور عرض ها می باشد مقدار عمر سرویس (Service life) سد را که در محل برخورد با منحنی نیاز تمام می شود تعیین نمود. عمر سرویس سد معادل طول دوره ای است که همیشه آبدهی قطعی بالاتر از منحنی نیاز می باشد. محل برخورد این دو منحنی پایان عمر سرویس سد لحاظ می شود. واحدها ممکن است هکتار-متر یا مترمکعب نیز انتخاب شوند. همچنین معادله بیلان مخزن بالا بسیار ساده نوشته شده است. زیرا ممکن است فرار آب در دیواره های مخزن، نفوذ یا تغذیه از سفره، انتقال آب بین حوضه ای، ورودی از مخازن بالادست و ... نیز وارد محاسبات شوند.

شبیه سازی بیلان مخزن سد وینترز تکزاس برای یک مقدار برداشت سالانه ۱۲۴۰ ایکر-فوت در سال طی ۳۰ سال آمار مشاهداتی

ماه(t) t=1 is Jan	ورودی acre.ft I_t	برداشت acre.ft Yd_t	مساحت* acres A_t	تلفات تبخیر acre.ft $A_t e_t$	سرریز acre.ft O_t	ذخیره acre.ft S_t
						۸۳۷۴
۱	0	۱۲۴۰*۰,۰۶۱	۶۳۸	۱۰۲	0	۸۱۹۶
۲	۱۹۱	۱۲۴۰*۰,۰۵۵	۶۳۵	۵۱	0	۸۲۶۸
۳	0	۱۲۴۰*۰,۰۶۸	۶۲۶	۲۸۲	0	۷۹۰۲
۴	۷۰۶	۱۲۴۰*۰,۰۷۵	۶۲۵	۳۰۶	0	۸۲۰۹
۵	۱۳۳۴	۱۲۴۰*۰,۰۸۹	۶۴۳	۳۴۷	۷۱۱	۸۳۷۴
۶	۷۷۰	۱۲۴۰*۰,۱۱۴	۶۴۳	۳۳۴	۲۹۵	۸۳۷۴
	.	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.	.
۱۳۶	0	۱۲۴۰*۰,۰۷۵	۳۷	۱۵	0	۴۸(حداقل)
۱۳۷	۲۴۱۱	۱۲۴۰*۰,۰۸۹	۱۹۸	۷۱	0	۲۲۷۷
.	.	.	.	.	.	.
الی سری ۳۶۰	.	.	.	.	.	.

۸-مطالعات آبگیری و ریسک سیلاب فصل ٤

شاید حساس ترین مرحله ساخت سدها در گام آبگیری باشد. زیرا در این مرحله عیب های بدنه ناشی از فشار منفذی، بارگذاری، مخزن شامل فرار آب و ریزش دیواره ها، ساختگاه و دیگر سازه های بهره برداری همچون پنستاک ها و نیروگاه نمایان می گردد. به طورکلی زمان آبگیری سدها به مجموعه ای از پارامترهای زیر وابسته است. با این وجود می توان پارامترهای آبگیری بهنگام را در دو دسته کلی الف-اصلی و ب-ثانویه به شرح زیر تقسیم نمود:

الف-پارامترهای کلیدی

- آماده بودن سازه های هیدرولیکی تخلیه کننده سیلاب های اضطراری بویژه و تخلیه کننده های تحتانی جهت کنترل نرخ آبگیری
- داشتن اطلاعات کافی از نتایج تست خشک و تر بدنه سدهای خاکی و رفتارهای دینامیکی سدهای بتونی و عملکرد دریچه ها
- محاسبات ریسک هیدرولوژیکی در خصوص آورد روزانه و سیلاب ها، ذوب برف و سرعت صعود و نزول تراز آب مخزن (نرخ آبگیری)

ب-پارامترهای فرعی

سایر پارامترهای جنبی شامل کنترل چک لیست هایی همچون اطلاعات پیمایش مخزن در خصوص لغزش، جابجایی آبادی و قبرستان، فرار آب، وجود غار (البته این موضوعات می بایست در زمان تعیین محور سد نیز به دقت کنترل شده باشند)، تکمیل ساخت سازه های وابسته، مسائل زیست محیطی، آت و آشغال حین ساخت و... می باشد. اساساً شروع آبگیری در فصل خشک بهتر است زیرا احتمال رخداد سیلاب ها کمتر است.

به طور کلی در فعالیت های منابع آب، اغلب دستورالعمل ها و استانداردها کلی بوده (General) و لذا می بایست موضوعات به صورت موضعی (Spcific Site) مطالعه و طراحی شود. در ادامه سرفصل های کلی یک گزارش دستورالعمل آبگیری و منحنی های ریسک فرمان ارائه شده است:

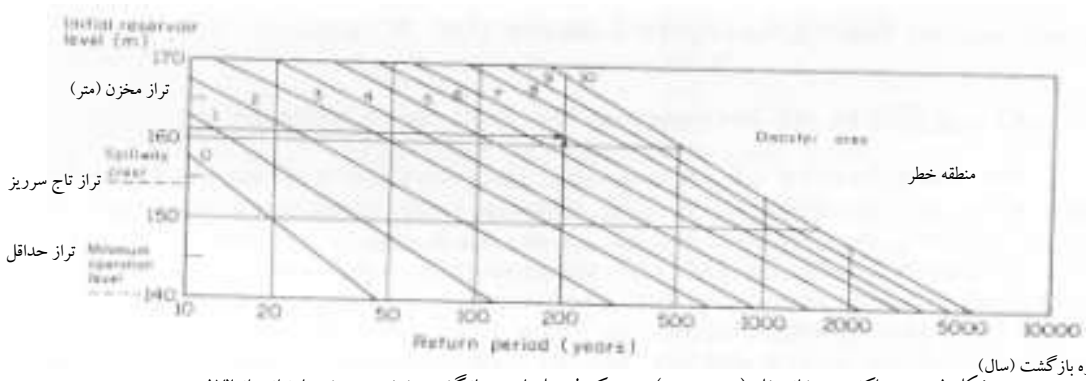
- سیمای طرح شامل مولفین و عوامل کلیدی و موقعیت و مشخصات اصلی طرح در ۱ تا ۲ صفحه
- موضوعات منابع آب شامل محاسبات ریسک ورودی و خروجی جریان آب، رفتار سازه های هیدرولیکی تخلیه کننده و شبیه سازی عملکرد مخزن به صورت خلاصه و کاربردی شامل جداول و گراف ها برای سناریوهای محتمل و تعیین منحنی فرمان آبگیری قطعی، آنالیز ریسک و تهیه منحنی های تراز-ریسک-تخلیه مخزن
- محاسبات و جداول مربوط به حداکثر تغییر مجاز تراز مخزن و سرعت مجاز تخلیه باتوجه به مشخصات بدنه سد و سایر سازه های وابسته.

-تعریف شرایط مرزی بحرانی باتوجه به سناریوهای مختلف و محتمل باتوجه به ظرفیت سرریزهای اظطراری، روگذری سد، خشکی و غیره.

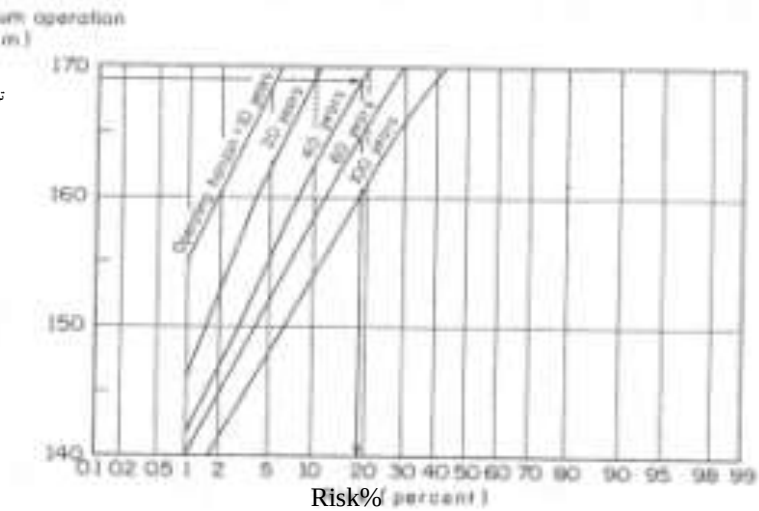
-ارائه برنامه عملیات اضطراری(EAP) به تفکیک تحت شرایط مختلف بحران (شکست سد).

-ارائه منحنی های فرمان که اپراتور تحت هر شرایطی می بایست چه اقدامی انجام دهد(منحنی فرمان آبگیری-فصل ۴ و شکل های ۱ و ۲).

مثال: فرض کنید تا اتمام سرریز تونلی تخلیه سیلاب یک سد خاکی حدود ۱۱ ماه زمان باقی مانده است. اما به دلایل سیاسی می بایست آبگیری سد را در فصل تر که احتمال سیلاب نیز وجود دارد آغاز نمود(آبگیری زودهنگام شاید هم آبگیری بی موقع). تراز آبگیری مخزن در شروع فصل تر (در اینجا فروردین) در کدام تراز باید باشد؟ در این خصوص می توان از روابط آنالیز ریسک ارائه شده در فصل های ۲ و ۳ و یا یکی از روابط تابع چگالی احتمال توزیع ناپیوسته دو جمله ای که جهت بیان احتمال وقوع یک پدیده هیدرولوژیکی کاربرد دارد (کتاب: مهدوی، هیدرولوژی کاربردی) استفاده و منحنی هایی مشابه شکل های زیر جهت تعیین موقعیت مناسب تراز مخزن تهیه نمود. به عنوان مثال باتوجه به شکل ۱ مقدار دبی تخلیه لازم جهت عبور سیل با دوره بازگشت مثلاً ۲۰۰ ساله با تراز مخزن ۱۶۱ متر، بدون آنکه سیلاب واقعه از تراز حداکثر کنترل سیل (در اینجا تراز ۱۷۲ متر) سد عبور کرده و ایجاد شکست سد شود حدود ۷۰۰۰ مترمکعب بر ثانیه می باشد. منحنی شکل ۱ نوعی منحنی فرمان نیاز کنترل سیل سدها نیز می باشد. این منحنی ها را میتوان به منحنی های آنالیز ریسک و احتمال شکست سیستم نیز همچون شکل ۲ تبدیل کرد. به عنوان مثال با توجه به شکل ۲ مقدار ریسک شکست سد با یک سیلاب ۴۰ ساله وقتی تراز مخزن ۱۶۹ متر باشد حدود ۱۹ درصد می باشد.



شکل ۱: دبی حداکثر مورد نیاز تخلیه (روی منحنی) جهت کنترل سیل با دوره بازگشت مشخص بدون تجاوز از تراز ۱۷۲ متر سد



شکل ۲: ترازهای حداکثر عملکرد مخزن بر اساس ریسک های مختلف سیل و دوره بازگشت مختلف (روی منحنی) و تراز حداکثر کنترل سیل سد

سپس می توان به کمک مدل های برنامه ریزی همچون WEAPیا مدل های شبیه سازی عدم قطعیت MIKE یا WMS مانند شکل ۳ رفتار مخزن را تحت ریسک مناسب که از منحنی های بالا طی چند رفت و برگشت از همین مرحله محاسبه شده تدقیق و مناسب ترین تصمیم را بر اساس روابط بهینه سازی فصل ۴ اتخاذ نمود.

- شرایط

دبی متوسط ماهانه توزیع شده طی روزهای یک سال

دریچه تحتانی آماده با ۵۰ درصد سرویس و دریچه اصلی بسته

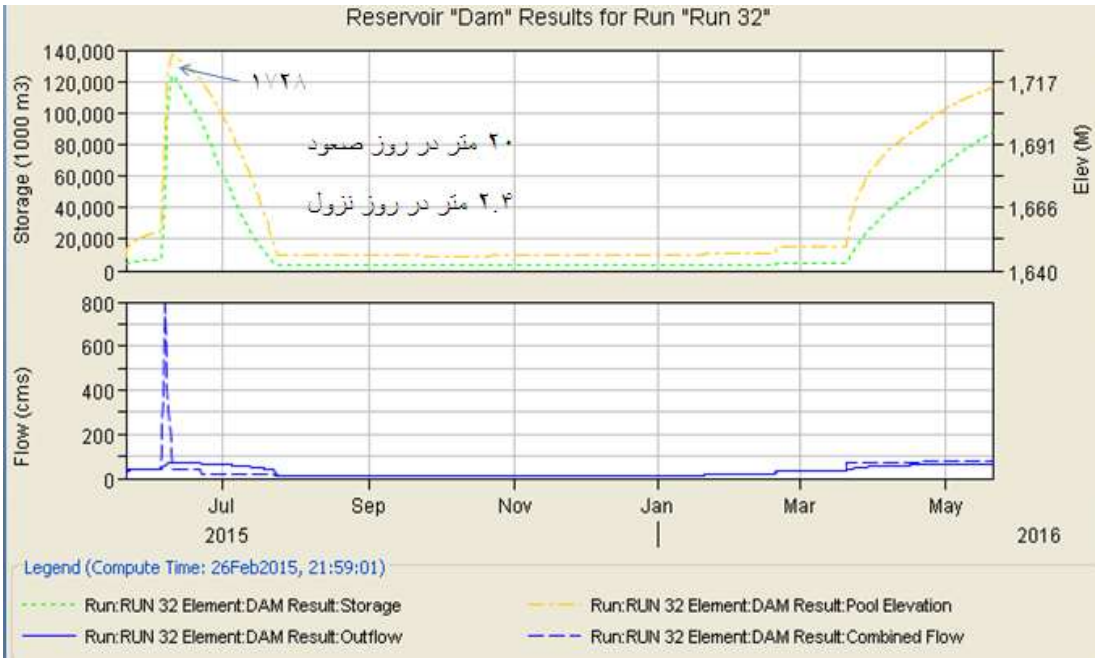
دو سرریز اضطراری در تراز ۱۷۵۸ کامل نشده و لذا همچون آبگیر برقابی بسته فرض می شوند

سیلاب ۱۰ ساله خرداد

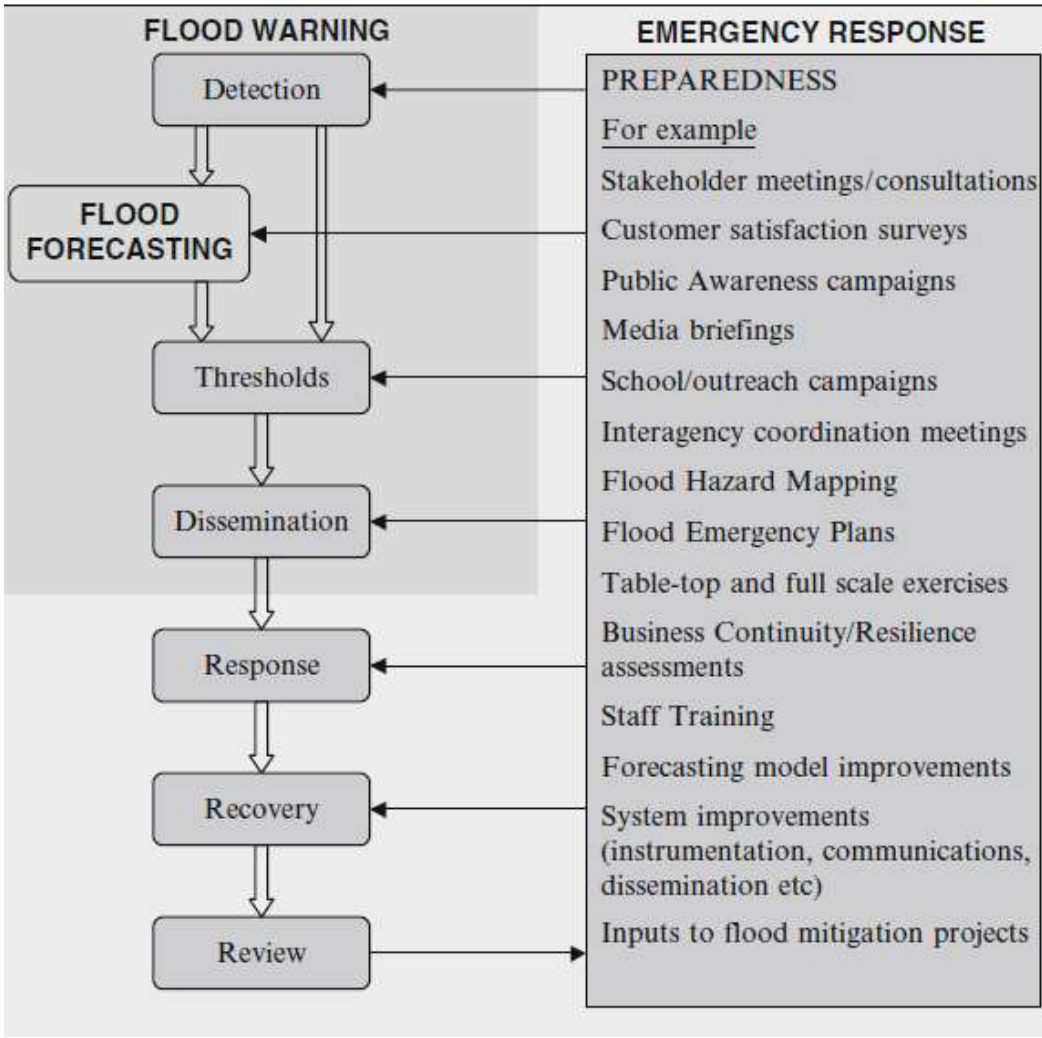
شرایط مرزی ۱۶۴۵

- هدف:

بررسی توان کنترل سیل و نرخ آبگیری و همچنین ارضای سایر معیارهای استاندارد جهانی



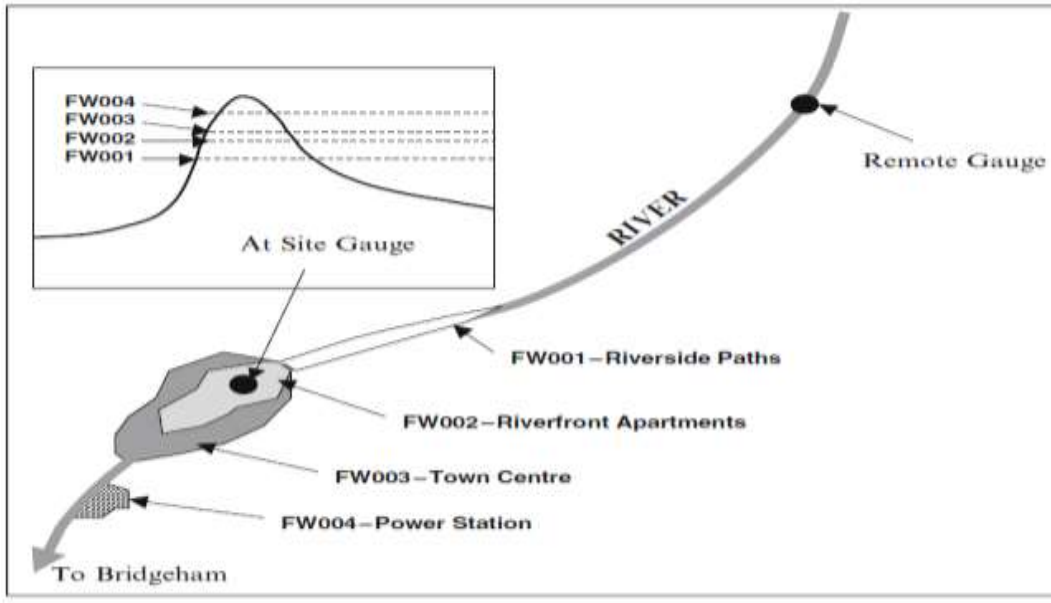
شکل۳: محاسبات شبیه سازی مخزن سد رودبار لرستان-سد خاکی با هسته مایل رسیGC



شکل۴: مولفه های اصلی مدیریت ریسک بلایای زلزله، سیل، شکست سد، رسوب مخزن، آلودگی و....

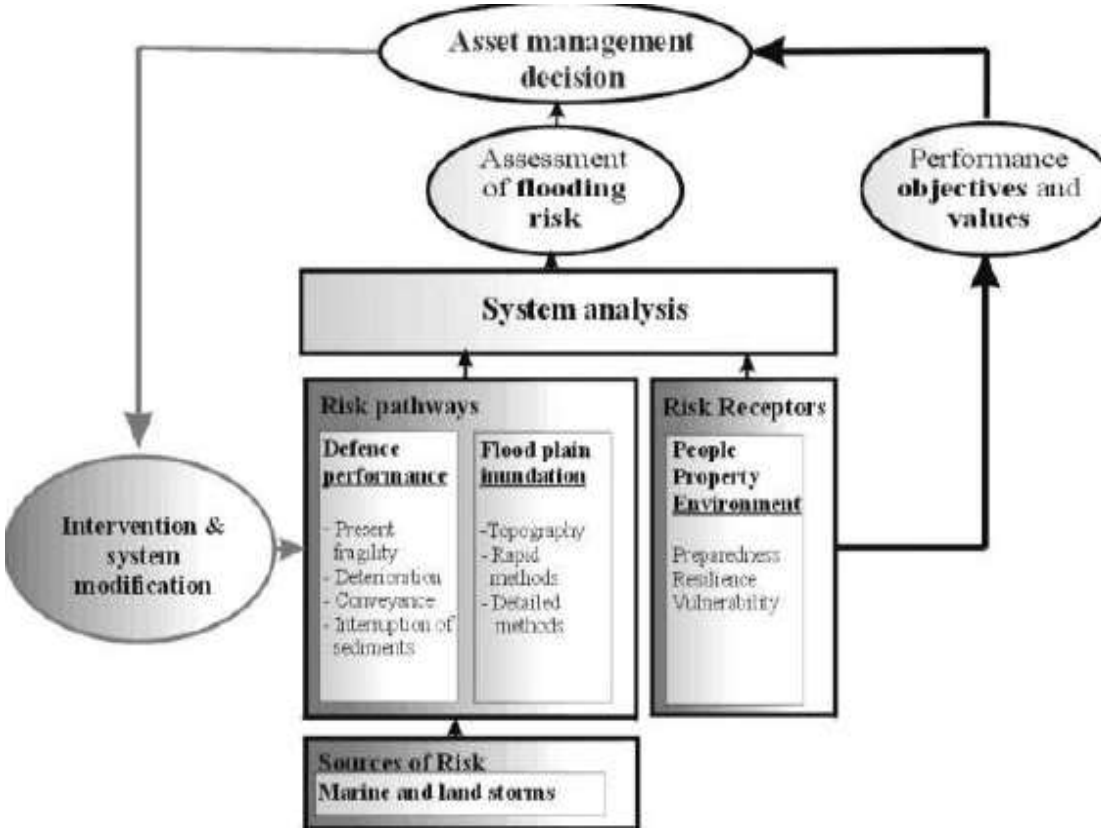
از شکل ۴ نیز مشخص است که جهت مدیریت بحران قبل، حین و پس از بحران چه مولفه هایی می باید مطالعه شود. گام اول شناسایی (Detection) بلایا می باشد. شناسایی می تواند بواسطه ایجاد سنسور در بدنه سد و بررسی پارامترهای موثر در پای پینگ و فشار منفذی بدنه خاکی سدها و لغزش دامنه کوه ها (Mass Movement) یا بررسی شرایط هواشناسی بواسطه رادار و ماهواره یا سیستم های پایش تراز مخزن و رودخانه صورت بگیرد. بر اساس یک قاعده کلی در سیستم رودخانه–حوضه اگر زمان تمرکز کمتر از ۳ ساعت باشد حتماً نیاز به پایش های هواشناسی در سیستم های هشدار نیاز می شود. برای زمان های بین ۳ تا ۹ ساعت مدلسازی بارش–رواناب و بیش از ۹ ساعت تنها مدل های روندیابی رودخانه اغلب کفایت می کند. گام بعدی مطالعه و تعیین آستانه های تبدیل خطر یا بلا (Hazard) به حادثه (Disaster) است. تعیین فنی آستانه هر نوع بلا به صورت تخصصی برای هر موضوع خاص متفاوت است. به عنوان نمونه اگر قرار است آبگیری زود هنگام صورت پذیرد قطعاً می بایست مسئله خفگی سرریزهای تونلی و آزاد و محدودیت های حین ساخت را لحاظ نمود. در

شرایط بهنگام آبگیری باتوجه به ظرفیت تخلیه کننده ها در تراز هدف می توان باتوجه به ریسک مشخص مقدار آستانه تراز را در یک فاصله مناسب پیش هشدار (Lead time) تعیین نمود (شکل ۵).



شکل۵: مثال فرضی تعیین آستانه ترازهای بحرانی سیل در نقاط مورد نظر

اگر بر اساس پایش سیستم، بلای خاص در سیستم بیش از حد بحرانی آستانه شد بر اساس سیستم تصمیم گیری (DSS) از قبل طراحی شده علامت مشخصی شامل آژیر، چراغ قرمز یا زرد یا دستورالعمل خاص برای سطحی از خطر تولید و به کمک تجهیزات الکترونیکی، مخابرات یا SMS اطلاعات به مراکز مدیریتی همچون اتاق بحران ارسال (Dissemination) می گردد. نوع پاسخ (Response) به سطح خطر بستگی دارد. ممکن است دستور تخلیه یا مقابله با بحران یا سازماندهی سطوح میانی خطر صورت پذیرد. اغلب در شرایط بحران تصمیم گیری به دلیل ابهام و کمبود اطلاعات دشوار است. در این شرایط کاربرد سیستم های GIS و RS و ارسال فیلم های هوایی حین بحران به اتاق فرماندهی که ممکن است مدیر سد یا رئیس اداره سازمان مدیریت بحران منطقه باشد ناگزیر است. اگر سطح بحران، شرایط اضطراری را اعلام کند دستورالعمل های اضطراری حین بحران (EAP) کاربرد خواهد داشت. بدیهی است که قبل از بحران می بایست آمادگی های لازم (Preparedness) بر اساس ارزیابی ریسک ها و روش های کاهش ریسک بواسطه مانورهای آزمایشی تمرین شده باشد. در این شرایط برگشت پذیری (Resilience) سیستم نیز ارزیابی می گردد. لذا آمادگی و پاسخ به بحران (Emergency Response) ممکن است در سطوح مختلف حادثه نیاز باشد. با این وجود به دلیل عدم قطعیت های ذاتی سیستم شامل قطع برق، ارتباطات، عدم قطعیت های محاسباتی و ذاتی هیدرولوژی و رفتار انسانی همیشه غافلگیری و ابهام بخشی از برنامه ریزی خواهد بود(Uncertainties). لذا همیشه تحمل خسارت(بیمه)، قاعده کلی مدیریت بحران می باشد اما انتظار است خسارات تحمیل شده از نمونه های مشابه در سطح ریسک مورد نظر کمتر باشد. در این شرایط احیای (Recovry) سیستم یکی از گام های پس از بحران محسوب می شود. هرچه سیستم برگشت پذیر تر طراحی شده باشد طبیعتاً با هزینه کمتر و سریع تر به شرایط قبل از بحران باز می گردد. گام بعدی پس از بحران درس گرفتن از حوادث و بررسی (Review) علت و معلول های رخداد عواقب حادثه است. حلقه فرایند مدیریت ریسک سیل در شکل ۶ نمایش داده شده است.



شکل۶: چرخه مدیریت ریسک سیل که ممکن است برای سایر بلایا نیز قابل توسعه باشد

جزئیات محاسبات عمده موارد مرتبط با سیل در فصل های ۱ تا ۳ کتاب ارائه شده است. جهت مطالعه بیشتر زمینه های مدلسازی بارش-رواناب و سیستم های پیش بینی و هشدار سیل و مدیریت بحران سیل به کتاب Flood warning, Forecasting and Emergency Response نوشته Kevin Sene در سال ۲۰۰۸ و همچنین کتاب Rainfall-Runoff Modelling نوشته Keith Beven سال ۲۰۱۲ مراجعه شود.

۹-محاسبات بیلان و کاربرد مدلسازی و ردیابی در برآورد مولفه های نشت آب زیرزمینی از دریاچه ها، فصل ۱، ۵ و ۶

کاربرد محاسبات بیلان اغلب در مدیریت برداشت مجاز منابع آب، مطالعه تغییرات کمی-کیفی هیدروسیستم ها، نشت دریاچه ها، تغذیه آب زیرزمینی، اندرکنش مخازن سد و دریاچه ها با آب زیرزمینی و ... توسعه یافته است. محاسبات بیلان ممکن است مربوط به ذرات آلودگی، جرم و حجم آب، انرژی و یا غیرو نوشته شود. در هر صورت ابتدا می بایست محاسبات بیلان جرمی یا حجمی آب محاسبه گردد. محاسبه بیلان هیدرولوژی یا بودجه آب (Water Budget) در هر سطح با مرز سیستم مشخص می تواند بر حسب حجم در واحد زمان یا ارتفاع در واحد زمان و سطح مشخص محاسبه شود. سیستم های هیدرولوژی باتوجه به چگونگی محاسبات و یا ماهیت سیستم ممکن است بسته یا باز باشند. در سیستم های بسته ورودی و خروجی با یکدیگر برابرند در غیر اینصورت سیستم باز بوده و لذا اختلاف ورودی از خروجی به عنوان باقی مانده (Residual) سیستم جهت محاسبات آماری و عدم قطعیت ها ممکن است استفاده شود (Grrubs درکتاب هیدرولوژی آب زیرزمینی ، Todd ۲۰۰۵). از فصل اول می دانیم که معادله زیر پایه اساس عمده معادلات بیلان هیدرولوژی در شرایط تراکم پذیر غیر دائم می باشد:

$$0 = \frac{d}{dt}\int_{cv} \rho.d\forall + \int_{cs} \rho v.dA$$

لذا معادله اساسی تغییر ذخیره در شرایط تراکم ناپذیر غیر دائم به شکل زیر است:

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t)$$

قبل از مطالعه بیلان می بایست مشخص نمود هدف از مطالعه بیلان تعیین کدام مولفه است. مطالعه بیلان در فرایند مدلسازی آب زیرزمینی نیز اهمیت دارد. همچنین می بایست زیرسیستم مورد نظر که ممکن است سطحی، زیرسطحی یا اتمسفر باشد انتخاب گردد. البته ممکن است هدف محاسبه بیلان کل سیستم (Global) نیز باشد. لذا سه معادله اصلی بیلان جرمی آب در هیدرولوژی بر حسب هدف که ممکن است مولفه های آن با قضاوت کارشناسی در هر منطقه زیاد یا کم شود به شرح زیر نوشته می شود:

-بیلان هیدرولوژی سیستم آب سطحی

$$P + Q_i + Q_{gi} - Q_o - E - E_{ts} - E_p - I = \Delta s$$

مولفه های ترم چپ رابطه بالا به ترتیب از چپ شامل نزولات، ورودی جریان سطحی، ورودی جریان زیرزمینی به بدنه آب سطحی مانند رودخانه یا دریاچه، خروجی جریان سطحی از سیستم، تبخیر خاک سطحی، تعرق، تبخیر پتانسیل و نفوذ می باشد. این نفوذ شامل جریان هایی است که می تواند به جریان سطحی به صورت دینامیک تبدیل شود لذا نفوذهای عمقی (Percolation) شامل این مولفه نمی باشد. ترم راست معادله نیز تغییرات ذخیره آب سطحی را در یک دوره معین ماهانه یا سالانه نشان می دهد. در صورتیکه هدف بررسی مولفه ها در مقیاس های دقیق تر روزانه یا ساعتی باشد می بایست مولفه های بیشتری وارد محاسبات شود. بدیهی است که چشمه ها در جریان آب سطحی یکبار لحاظ شده اند. البته باید توجه نمود بیلان برای چه شرایطی اقلیمی و توسعه سرزمین نوشته می شود. مثلاً ممکن است چشمه ها از سیستم طبیعی منحرف و جهت کشاورزی برداشت شده باشند و یا بخشی از آب سطحی با اجرای سیستم های پخش سیل، تغذیه مصنوعی شده باشند. لذا اصلاح نتایج بیلان به شرایط قبل و پس از توسعه نیز ضروری است. همچنین داده های مولفه بیلان ممکن است از داده های تاریخی گذشته و فرض تکرار آن در آینده، پیش بینی، برآورد یا محاسبه و یا پایش تعیین شده باشند.که هریک باعث خطا و عدم قطعیت های کم تا زیاد در محاسبه بیلان می گردد. در هرصورت در هر منطقه خاص ممکن است مولفه ها با توجه به دقت مورد نیاز یا داده های موجود تغییر کند. به عنوان نمونه ممکن است پارامترهای $E + E_P$ به مولفه E_s یا تبخیر از سطح سیستم خلاصه شود.

-بیلان هیدرولوژی سیستم آب زیر زمینی

$$I_p + G_i - G_o - Q_{gi} - E_g - E_{tg} - S_{pr} \pm O_p = \Delta g$$

مولفه های ترم چپ رابطه مذکور به ترتیب از چپ شامل نفوذ عمقی، جریان ورودی از مرزهای آبخانه آب زیرزمینی، جریان خروجی از مرزهای آبخانه آب زیرزمینی، جریان خروجی آب زیرزمینی به بدنه آب سطحی(به رودخانه، دریاچه و..)، به ترتیب تبخیر و تعرق از سفره که در صورت نزدیک بودن سطح سفره و باتوجه به ذرات خاک و نوع گیاهان منطقه ممکن است قابل توجه باشد، سایر خروجی های طبیعی با لحاظ برگشت آب در مسیر (چشمه ها)، عملیات مصنوعی مانند تغذیه سفره، برداشت آب از چاه و... و ترم راست نیز شامل تغییرات ذخیره آب زیرزمینی می باشد.

-بیلان کلی هیدرولوژی سیستم (Global)

با تلفیق دو رابطه فوق الذکر، معادله کلی هیدرولوژی برای شرایط طبیعی به شکل زیر نوشته می شود:

$$P - (Q_o - Q_i) - (G_o - G_i) - (E_s + E_g) - (E_{ts} + E_{tg}) = \Delta(g + s)$$

که شکل ساده شده و کلی تر آن به شکل زیر است:

$$P - Q - G - E - T = \Delta S$$

که مولفه های ترم چپ آن شامل بارش، جریان سطحی، جریان زیرزمینی، تبخیر، تعرق و ترم راست تغییرات ذخیره کل سیستم می باشد.
فرض کنید هدف تعیین اندرکنش یک دریاچه فرضی با آب زیرزمینی باشد. علاوه بر داده های تاریخی بارش، برداشت های میدانی شامل نوسانات سالانه (یا ماهانه) تراز دریاچه، نقشه برداری از هندسه دریاچه جهت توسعه روابط تراز-حجم-سطح، و غیره وجود دارد. در این مثال مقدار بارش یک سال خاص معادل ۴۳ واحد، تبخیر ۵۳ واحد، جریان سطحی ۱ واحد، جریان خروجی سطحی ۱۷۳ واحد و تغییر تراز همین سال دریاچه معادل ۲- واحد می باشد. جریان خالص سفره را که معادل $G_i - G_o = G$ می باشد، نسبت به دریاچه تعیین کنید؟ (جواب $G = 180$)

$$(43+1+G_i)-(53+173+G_o)+2=0$$

در مثال بالا G_i ورود جریان سفره به دریاچه و G_o جریان خروجی آب زیرزمینی از دریاچه یا نشت (Leakage) می باشد. در محاسبات خاص ممکن است تبخیر از بارش، تخلیه سفره به دریا، تخلیه رودخانه به دریا و ... نیز وارد محاسبات شود. علاوه بر این ممکن است اندرکنش دریاچه و سفره (نشت، واکنش های کیفی و...) به کمک عناصر ردیابی و یا تلفیقی از شبیه سازی عددی نیز محاسبه و با مطالعات بیلان کنترل و تلفیق شوند. همانطور که در فصل ۶ نیز تاکید شد قبل از کاربرد مدل می بایست مراحل مدلسازی از توسه مدل مفهومی تا واسنحی و اعتبار سنجی صورت پذیرفته شده است(محاسبات بیلان فصل ۱ و ۵ نیز مطالعه شود).

۱۰. نکات فنی جهت اجرای نصب اشل یا خط کش (Staff gauge) در مخازن سدها، مربوط به فصل٤

در این خصوص به تفکیک بر اساس تجربه نویسنده (دلیری،۱۳۹۳) و منابع هیدرومتری به شرح زیر ارائه می گردد:

الف-تجربه نویسنده

۱-جنس می تواند از چوب یا آهن باشد. آهن مناسب تر است.

۲-رنگ زمینه روشن. باتوجه به احتمال وجود co2 در آب منطقه بهتر است رنگ نسبت به خورندگی مقاوم باشد.

۳-رنگ مدرج سیاه و در فواصل حدود ۱۰ یا ۲۰ سانتی متر بهتر است قرمز باشد. اگر در ترازهای مشخص احتمال مه نیز وجود دارد بهتر است رنگ مناسب با شرایط مه انتخاب گردد.

۴-اشل ها برای هر ۱ تا ۵ متر یا هر متراژ مناسب اجرایی به صورت پله کانی نصب شوند. هر اشل معمولاً می تواند ۱ تا ۵ متر باتوجه به شرایط اجرایی انتخاب شود. اما تمامی اشل ها می بایست از یک متراژ یکسان برخوردار باشند.

۵-فواصل درج اشل برای دقت ۱۰ تا ۲۰ میلی متر تراز آب طبق معیارهای هیدرولوژی با سطح اطمینان ۹۵ درصد، سانتی متر به سانتی متر باشد. برای دقت بیشتر و در صورت عدم تشکیل موج و نوسان شدید می توان اشل را تا حد میلی متر مدرج نمود.

۶-ارتفاع صفر هر اشل روی هر پله باید به کمک بنچ مارک ها نسبت به سطح دریا تراز گردد.

۷-موقعیت نصب اشل ها باید طوری باشد که از سکوی رصد و تحت شرایط ابری، مه و همچنین طوفانی تا حد امکان به راحتی قابل قرائت باشد.

۸-اشل ها باید در دیواره و سکوهای پایدار و در غیر اینصورت پایدار شده نصب شوند.

۹-باتوجه به دمای منطقه و در صورت احتمال و امکان تشکیل لایه یخ بهتر است تا محافظ حلقه ای دور اشل ها به طوریکه باعث ایجاد تلاطم نشود در فواصل عمودی معین احداث گردد.

۱۰-ایجاد روشنایی جهت قرائت در شرایط اضطراری شب و همچنین تهیه سایر ادوات مانند دوربین و لباس کار مناسب برای مشاهده گر در شرایط سخت آب و هوایی

- ب-تجربه آقای هنری گانستون عضو انستیتو هیدرولوژی والینگفورد انگلستان در نقاط مختلف دنیا

Henry Gunston, Field Hydrology, planning and organization of field water engineering,1998

۱-ثبت موقعیت تراز در زمانی که اشل به هر دلیل خراب شده است. مثلاً برخورد یخ، سقوط اشل و ....

۲-کنترل صحت و روند انتقال یادداشت ها از بازدیدهای صحرایی به اداره مرکزی

۳-حفظ حسن نیت مشاهده گران با توجه به مسائل روانی، مالی و محیط کار توسط سرپرست

۴- در اختیار گذاشتن ادوات لازم برای مشاهده گران

۵-پرداخت به موقع حقوق به مشاهده گران

۶-اشل ها باید به پله یا تیرهای فولادی که در داخل دیوار محکم شده اند بسته شوند.

۷-اشل در جایی باشد که کمترین آشفتگی ناشی از برداشت یا ورود آب به مخزن را تجربه کند.

۸-صفر اشل اول در پایین ترین سطح احتمال آب قرار گیرد.

۹-ایجاد شرایط دسترسی به اشل جهت تمیز کردن اشل

۱۰-ارائه یک برنامه مناسب جهت ثبت منظم قرائت ها در زمان های متناظر سال آبی

۱۱. فرایند نفوذ آب و آلودگی (آب و هوا) - مدلسازی محیط غیراشباع با روش موج جنبشی، فصل ۱، ٦ و ۷

مرجع کتاب هیدرولوژی آب زیرزمینی Todd,2005

شناخت فرایندهای نفوذ سطحی آب و آلودگی در خاک و سپس نفوذ عمقی (حرکت عمودی و جانبی) و حرکت آب در زون هوادهی و غیراشباع قبل از رسیدن به محیط اشباع سفره های آب زیرزمینی اهمیت دارد. آلودگی ها ممکن است از هوا (So2، سرب، و ...) یا مواد محلول و غیر محلول رواناب و یا از بارش های اسیدی ناشی شود. فرایند ساده انتقال مواد محلول همان فرایند جابجایی است اما در واقع عوامل فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی متعددی در این فرایندها موثر هستند(Yaron & et., al, 1984). روابط آب- خاک محیط غیر اشباع بسیار پیچیده تر از محیط اشباع در مقیاس های کوچک هستند. زیرا مقدار هدایت هیدرولیکی در محیط غیر اشباع ثابت نبوده به طوریکه به دلیل اثر هیسترسیس (Hysteresis) هنگام نفوذ آب و طی اشباع شدن (Wetting) همراه ورود هوا و خشک شدن یا زهکشی (Draining) مقدار رطوبت خاک و فشار منفی مکش خاک تغییر کرده و لذا مقدار هدایت هیدرولیکی محیط غیراشباع که به این پارامترها وابسته است طی یک بارش و تغذیه مصنوعی با زمان تغییر می کند. اگر بین هد پتانسیل ماتریک یا فشار مکش منفی خاک(ψ) و مقدار آب خاک (θ) رابطه ای تعیین و منحنی تابع مکش $\psi(\theta)$ رسم شود مشخص می شود که منحنی تابع مکش در شرایط زهکشی با شرایط اشباع شدن با یکدیگر متفاوت هستند. علت این اختلاف ناشی اثر هیسترسیس و داخل شدن هوا هنگام پیشروی پیشانی موج آب ناشی از تغذیه می باشد. به همین دلیل جهت محاسبه هدایت هیدرولیکی محیط غیر اشباع (K_u) که همیشه کمتر از هدایت هیدرولیکی محیط اشباع (K) است اغلب از تابع $K_u(\theta)$ و رابطه زیر استفاده می شود:

$$\frac{K_u}{K} = \left(\frac{S_s - S_\circ}{1 - S_\circ}\right)^3$$

در این رابطه $S_\circ$ آستانه اشباع شدن خاک و S_s درجه اشباع بودن خاک می باشد. معادله حرکت جریان دارسی در محیط اشباع توسط ریچارد برای محیط غیراشباع اصلاح شده است. در محیط غیر اشباع علاوه بر اثر گراویتی اثر فشار منفی خاک نیز اهمیت دارد. لذا باتوجه به کم بودن سرعت و حذف اثر هد معادل سرعت در رابطه برنلی در هر دو محیط اشباع و غیر اشباع اثر فشار معادل ارتفاع (Z) وجود دارد. لذا شار دارسی در یک حرکت عمودی غیر اشباع به شکل زیر نوشته می شود:

$$q = -K_u(\theta)\frac{\partial(\psi + z)}{\partial z}$$

همچنین در محیط آب و خاک ضریب پخش (D) با بعد L^2/T به شکل زیر نوشته می شود:

$$D = K_u(\theta)\frac{d\psi}{d\theta}$$

لذا رابطه دارسی در محیط غیر اشباع به شکل زیر نیز نوشته می شود:

$$q = -\left(D\frac{\partial\theta}{\partial z} + K_u(\theta)\right)$$

باتوجه به رابطه پیوستگی می توان ثابت نمود معادله اساسی شرایط جریان غیراشباع غیردائم یک بعدی به شکل زیر می باشد:

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial z} = 0$$

لذا معادله دیفرانسیلی یک بعدی غیردائم در یک محیط متخلخل غیراشباع:

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D\frac{\partial\theta}{\partial z} + K_u(\theta)\right)$$

در مدل موج جنبشی که توسط Charbeneau و همکارانش توسعه داده شده است فرض شد که یک موج آب طی نفوذ با هندسه مستطیل شکل به صورت عمودی در جهت عمق (z) و افقی (θ) با هندسه مستطیل شکل در اثر گراویتی توسعه یابد. در این مدل از گرادیان فشار کاپیلاریته صرف نظر شده است و جهت سادگی مقدار فشار مکش خاک نیز ثابت فرض شده است. لذا ضریب پخش خاک صفر بوده و معادله شار دارسی بر اساس تئوری موج جنبشی به شکل زیر بازنویسی می شود:

$$q = -(K_u(\theta))$$

لذا معادله دیفرانسیلی غیر اشباع نیز به شکل زیر تغییر می کند:

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z}(K_u(\theta)) = 0$$

و یا:

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} + \frac{dK_u(\theta)}{d\theta}\frac{\partial\theta}{\partial z} = 0$$

حل تحلیلی مدل موج جنبشی مذکور جهت مدلسازی روابط آب-خاک و تغذیه سفره های زیرزمینی در محیط غیر اشباع وجود دارد. اغلب خروجی این محاسبات به عنوان شرایط مرزی مدل های اشباع آب زیرزمینی استفاده می شود. در محاسبات آلودگی می توان اثر محیط غیراشباع خاک را بر اساس نمونه برداری از پروفیل عمقی خاک و محاسبات آزمایشگاهی تعیین و سپس به عنوان شرایط مرزی وارد مدل انتقال محیط اشباع متخلخل نمود.

نفوذ (Infiltration) شامل فرایند داخل شدن آب به خاک می باشد که ممکن است با معادلات هورتن، scs، فیلیپ یا گرین-آمپت بررسی شود. شدت نفوذ آب در خاک (f) با بعد L/T به عواملی چون شرایط سطح خاک، پوشش گیاهی، خصوصیات خاک همچون پروزیته، مکش خاک،

هدایت هیدرولیکی، رطوبت خاک، لایه بندی خاک، تبخیر و خصوصیات سیال مانند ویسکوزیته مرتبط است. این معادلات اغلب پتانسیل نفوذ را که کمی بیشتر از نفوذ واقعی است محاسبه می کنند زیرا اثر جمع شدن آب (Ponding) را وارد محاسبات می کنند. فرایند نفوذ در مدل گرین- آمپت مانند مدل جنبشی دارای پیشانی یا جبهه هجوم آب (Wetting front) با مرز موازی محور عمودی به عنوان فاصله اشباع شده از سطح زمین تا عمق L و مرز موازی با محور افقی متناظر با محتوی رطوبت خاک برای شرایط مرزی و اشباع پس از t ساعت می باشد. در این شرایط اگر شار دارسی با نفوذ سطحی برابر فرض شود معادله دارسی به شکل زیر نوشته می شود:

$$f = K\left[\frac{\psi + L}{L}\right]$$

باتوجه به تابع نفوذ تجمعی F(t) و تغییرات رطوبت خاک $\Delta\theta$ و فرض عمق آب حوضچه نفوذ $h_\circ$ معادله گرین-آمپت به دست می آید:

$$f(t) = K\left[\frac{(\psi - h_\circ)\Delta\theta}{F(t)} + 1\right]$$

در هیدرولوژی آب سطحی باتوجه به اینکه آب جمع شده به رواناب تبدیل می شود مقدار $h_\circ$ معادل صفر فرض می شود اما در حوضچه های تغذیه یا حوضه هایی که اثر ذخیره گودالی مهم است می بایست مقدار آن وارد محاسبات گردد. از معادله مذکور می توان زمان جمع شدن آب یا (Ponding time) t_p را با رسم مقدار تجمعی بارش و نفوذ نسبت به زمان محاسبه نمود. معمولاً منحنی تجمعی نفوذ ابتدا بالای منحنی تجمعی بارش می باشد. اما پس از گذشت زمان این دو منحنی روی هم و سپس منحنی بارش روی آن قرار می گیرد. از این نقطه زمانی به بعد آب شروع به جمع شدن روی زمین می کند. لذا t_p فاصله زمانی بین شروع بارش و زمان آغاز جمع شدن آب روی خاک می باشد. معادله t_p برای یک بارش با شدت ثابت صورت زیر به دست می آید:

$$t_p = \frac{K\psi\Delta\theta}{i(i-K)}$$

FEMWATER یکی از مدل هایی است که قادر به شبیه سازی جریان و انتقال در محیط غیراشباع و اشباع به صورت ۲ و ۳ بعدی می باشد. همچنین این مدل می تواند اثر دانسیته و تداخل شوری را شبیه سازی نماید. علاوه بر موارد بالا وقتی سطح سفره نزدیک باشد بارش نفوذ کرده در آبخانه های آزاد همچون یک صفحه به پایین می رود و هوای مجوس در فضای هوادهی بین سطح سفره و بارش نفوذی فشرده می شود تا جایی که باعث افزایش تراز آب در چاه می شود. جهت مطالعه دستاوردهای جدید در زمینه حرکت جریان و انتقال در محیط غیراشباع به منبع زیر مراجعه شود:

Yaron, B., Dagan, G., Goldshmid, J,. (1984). "Pollutants in PorousMedia: The Unsaturated Zone Between Soil Surface and Groundwater", Ecological Studies, Vol 47, New York Tokyo.

۱۲. حل تحلیلی جریان آب زیرزمینی آبخانه بین مخزن سد رودبار لرستان و نیروگاه، فصل ۵ و ٦

فرهاد دلیری، ۱۳۹۴، گزارش نظارتی نشت و آب زیرزمینی نیروگاه سد رودبار لرستان، مشاور سکو، آب نیرو.

۱.مسئله چیست؟

پروژه سد مخزنی برقابی رودبار لرستان بر روی رودخانه رودبار از سرشاخه های رودخانه بختیاری احداث شده است. اختلاف هد موثر نیروگاه حدود ۴۵۰ متر و فاصله بین مخزن و نیروگاه حدود ۳,۵ کیلومتر است(تصویر ۱ مثال اول).

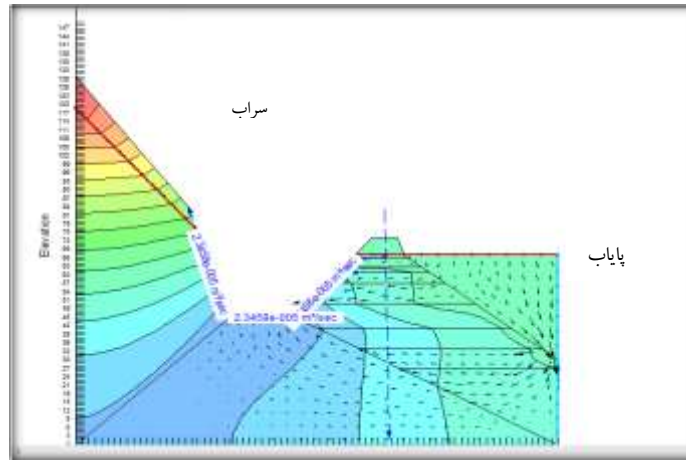
عکس از نمای نزدیک تر موقعیت نیروگاه در حال احداث و پنستاک ها به فاصله ۱۰۰ متری از ساحل راست رودخانه

مسئله اصلی این است که نشت ناشی از رودخانه و یا آب زیرزمینی بالادست نیروگاه باعث معضلات سازه ای و زهکشی در محل فونداسیون ساختمان نیروگاه و همچنین ناپایداری تکیه گاه پنستاک ها در اثر تشدید فرسایش های توده ای همچون سولیفلکسیون و لغزش می گردد.

ضمناً موضوع احتمال افزایش نشت نیروگاه و پدیده فرسایش لغزشی بواسطه آبگیری مخزن سد در سال های آتی نیز مورد توجه این گزارش نظارتی می باشد

۲.مدل مفهومی نشت و آب زیرزمینی نیروگاه

جهت پاسخ به سوالات مذکور می توان از ۳ تکنیک شامل مدلسازی و محاسبات n بعدی عددی، تحلیلی و ترکیب بازدیدهای میدانی استفاده کرد. در این گزارش باتوجه به هدف نظارتی از روش سوم یعنی تحلیلی با ترکیب بازدیدهای میدانی استفاده شده است. با این وجود در تمامی تکنیک ها ابتدا می بایست مدل مفهومی مورد نظر توسعه یابد. در این خصوص مدل کمی مفهومی مورد توجه می باشد. لذا باتوجه به شکل ۱ محدوده مرزی به شرح زیر لحاظ شد:



شکل۱: شماتیک مدل توصیفی مفهومی شرایط مرزی نشت و سفره آب زیرزمینی نیروگاه(ABAQUS Software)

پایاب:

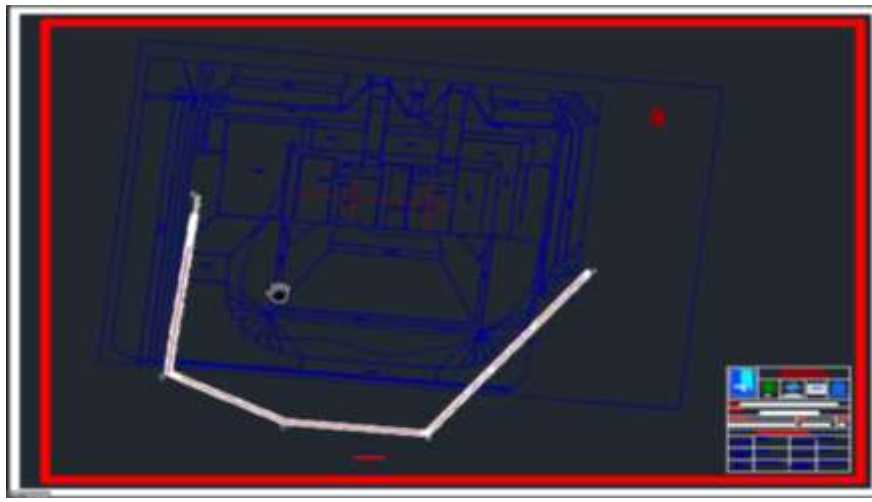
-پایاب گودال نیروگاه مقابل رودخانه می باشد. این گودال بواسطه پرده آب بند نیمه حلقوی به عمق ۴۰ متر از تراز ۱۳۱۲ تا ۱۲۸۰ از رودخانه به منظور کاهش نشت تفکیک شده است. جنس پرده از بتون پلاستیک می باشد(شکل ۲).

سراب:

باتوجه به بازدید میدانی، مرز هیدرولیکی سراب از حدود تراز ۱۲۸۷ باتوجه به حضور چشمه برآورد می شود.

چپ و راست:

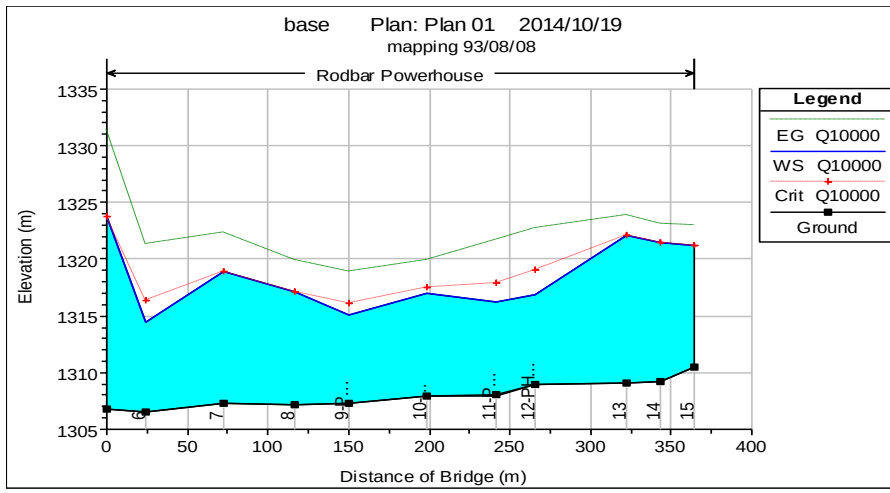
مرز محدوده طرفین گودال موازی خطوط جریان لحاظ شد.



شکل۲: موقعیت و پلان پرده حلقه آب بند نیروگاه

۳.آیا نشت از رودخانه به سمت گودال نیروگاه وجود دارد؟

خیر. این موضوع در شرایط بدون بارندگی و وجود جریان پایه رودخانه در تراز حدود ۱۳۰۸ باتوجه به بازید میدانی نیز تایید شد. همانطور که در مدل مفهومی نیز از نقشه های ازبیلت مشخص است این محدوده دارای پرده آب بند می باشد. لذا مقدار نشت از سمت رودخانه در صورت بیشتر شدن هد آب در شرایط تر نیز بسیار ناچیز و قابل چشم پوشی است(شکل۳).



شکل۳: تغییرات تراز کف و جریان دبی طرح رودخانه از پل فلزی تا مقطع ۱۵ بالای نیروگاه

۴.نشت گودال نیروگاه قبل از آبگیری

در این خصوص می بایست شرایط طبیعی سیستم بررسی شود. تراز آبخان سراب گودال نیروگاه حدود ۱۲۸۷ متر بر اساس بازدید میدانی گزارش می شود. باتوجه به مشخصات پرده آب بند میزان نشت نیروگاه عمدتاً تحت تاثیر نشت آب زیرزمینی و تشدید آن در زمستان بواسطه بارش به شرح زیر می باشد:

۱،۴.شرایط خشک-بدون بارش

با فرض شرایط دائم سطح سفره، مقدار نشت حدود ۳۹۰ لیتر بر ثانیه به کمک محاسبات میدانی دبی پمپاژ گزارش می شود. این میزان نشت در شرایط زمستان به شرح زیر تغییر می کند.

۲،۴.شرایط تر-بارندگی

شواهد حاکی از آن است که مقدار نشت در اثر افزایش بارش می تواند تا ۲۰ درصد افزایش دبی پمپاژ و به میزان ۴۷۰ لیتر بر ثانیه افزایش یابد.

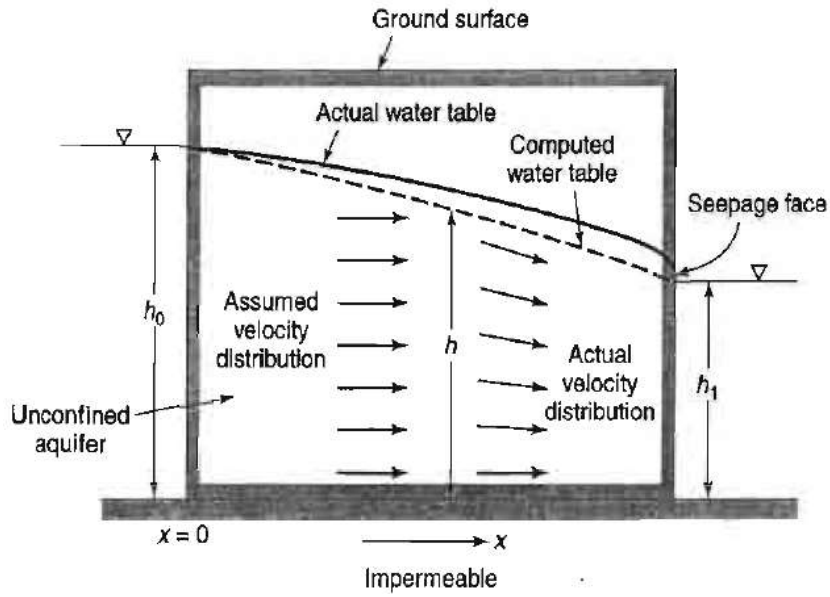
۵.نشت گودال نیروگاه پس از آبگیری

بدیهی است که ساختگاه مخزن و سد رودبار لرستان از جنس آهک غیر انحلالی و دولومیت با نفوذ پذیری بسیار کم تشکیل شده است. با این وجود همیشه مقداری تراوش از سازندهای نفوذ ناپذیر نیز وجود دارد. البته باتوجه به سرعت بسیار کم حرکت جریان آب زیرزمینی ممکن است اثر آبگیری با تاخیر قابل ملاحظه ای روی ساختمان نیروگاه مشخص شود. با این وجود افزایش نشت نیروگاه پس از آبگیری قطعی است. علاوه بر این خصوصیات و مقدار نشت در شرایط با بارندگی و بدون بارندگی متفاوت است. این موارد در ادامه بررسی شده است:

۱،۵.شرایط خشک-بدون بارش

مجهولات در اینجا میزان دبی نشت ناشی از مخزن و زمان رسیدن آن به نیروگاه است. بدیهی است که تراز مخزن سد پس از آبگیری و حین بهره برداری به طور دائم در حال نوسان است لذا نوسان سطح آبخانه بین مخزن و نیروگاه تحت شرایط غیردائم خواهد بود. اما جهت سادگی فرض شد حرکت و تراز سفره و لذا نشت محدوده نیروگاه در شرایط دائم و متوسط ارزیابی گردد. جهت بررسی شرایط غیردائم می بایست از مدل های عددی استفاده نمود. اما کاربرد این مدل ها در صورتیکه اطلاعات وجود داشته باشد نیاز به زمان حداقل ۶ ماهه جهت توسعه و اجرا خواهد داشت.

در این خصوص مدل مفهومی رفتار آبخانه آزاد (البته ممکن است به دلیل وجود عدسی های رسی متعدد، شرایط نشتی و تحت فشار نیز در آبخانه حاکم باشد) و مشابه شرایط مرزی شکل ۴ می باشد.



شکل۴: مدل مفهومی جریان دائم آب بین مخزن سد رودبار لرستان (چپ) و نیروگاه (سطح نشت) در یک آبخانه آزاد

جهت توسعه رابطه دارسی-ابولحاسب کرجی برای شرایط پروژه می بایست به شرایط زیر توجه شود:

-باتوجه به ریز بودن سازندهای مسیر جریان، قانون دارسی به لحاظ هیدرولیکی در اینجا حاکم نمی باشد. زیرا اثر بار یونی و کلوئیدی ذرات رس همچون شرایط آشفته باعث ایجاد رابطه غیر خطی افت و سرعت می شود.

-باتوجه به قوس سطح سفره در آبخان های آزاد نمی توان مستقیماً از رابطه دارسی استفاده نمود.

-در این خصوص جهت اصلاح رابطه معروف دارسی با توجه به شکل ۴ خطوط جریان افقی فرض شده است. البته در واقعیت اینطور نیست. لذا با فرضیات دوپویی و اصلاح نسبی خطاهای مذکور رابطه دوپویی (Dupuit Equation) دبی نشت را در واحد عرض ساختمان نیروگاه به شرح زیر محاسبه می کند:

$$q = \frac{K}{2x}\left(h_0{}^2 - h^2\right)$$

X: نزدیک ترین فاصله مخزن تا نیروگاه حدود ۳,۵ کیلومتر می باشد. البته این فاصله اگر از سراب مخزن لحاظ گردد بسیار بیشتر است. با این وجود در این طرح نزدیک ترین فاصله لحاظ شد تا زمان حرکت پیشانی هجوم نشت تا نیروگاه محاسبه گردد.

K: جهت محاسبه آبگذری یا هدایت هیدرولیکی (K) مقدار میانگین هندسی ضریب لایه های عمودی نیاز است. زیرا جریان، لایه بندی عمودی را قطع می کند. در این خصوص اطلاعات میدانی همچون شیب سنگ کف و لوگ چاه با نسبت مناسب وجود ندارد. با این وجود مشخصات سازندهای منطقه بین هدف، شامل سازند سروک، دالان، گرو، میلا و هرمز می باشندکه عمده این سازندها شامل سنگ آهک (Limestone) و دولومیت هستند. بر این اساس مقدار میانگین هندسی هدایت هیدرولیکی عمودی لایه های زیر تراز عمده سفره از رابطه زیر معادل ۰,۰۰۲۵ متر در روز محاسبه شد.

$$K_z = \frac{z_1 + z_2 + \cdots + z_n}{\frac{z_1}{K_1} + \frac{z_2}{K_2} + \cdots + \frac{z_n}{K_n}}$$

مقدار هدایت هیدرولیکی محاسباتی اغلب با واقعیت تطابق ندارد. لذا می بایست با آزمایش پمپاژ مقدار برآورد را تدقیق نمود. در این گزارش امکان چنین عملیاتی وجود نداشت. لذا می بایست با قضاوت کارشناسی اثر تراکم و چین خوردگی در صورت نیاز روی هدایت هیدرولیکی لحاظ گردد. لذا هدایت هیدرولیکی تجربی باتوجه به شواهد نشت نیروگاه و سازندهای موجود می تواند بین ۰,۴۸ تا ۰,۰۰۳ متر در روز نیز محتمل باشد. بر این اساس هدایت هیدرولیکی معادل ۰,۴۳ متر در روز برآورد شد.

h: تراز سفره در محدوده مخزن به صورت عمده در محدوده ۱۷۴۰ می باشد. لذا هنگام بارندگی و به ویژه در سال های تر احتمال نشت از مخزن به سمت نیروگاه کم تر می شود(شکل۵). البته اگر منطقه چند سال خشک را تجربه کند قوس تراز سفره افت کرده و باتوجه به تراز متوسط بهره برداری (۱۷۴۰) امکان ایجاد گرادیان مثبت به سمت نیروگاه پس از آبگیری فراهم می شود. تراز سفره نیروگاه بر اساس بازدید میدانی معادل ۱۲۸۷ متر لحاظ شد.

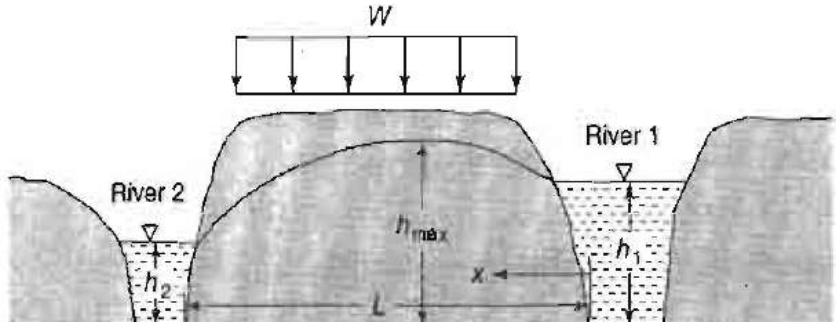
A: دبی متوسط نشت و زمان رسیدن جریان مخزن به نیروگاه پس از آبگیری-فصل خشک

دبی: بر این اساس مقدار نشت ناشی از آبگیری سد برای واحد عرض سفره مقابل نیروگاه حدود ۷۶ $m^3/daym$ معادل ۰,۸۷۹ لیتر بر ثانیه بر واحد عرض تعیین و گزارش می شود. لذا با احتساب عرض ۱۰۰ متر دیوار نیروگاه کل نشت ناشی از آبگیری حدود ۸۸لیتر بر ثانیه می باشد.

زمان: سرعت ظاهری آب حدود۰,۰۵ متر در روز می باشد. باتوجه به تخلخل موثر وزنی مسیر که حدود ۷ درصد لحاظ شد سرعت واقعی آب حدوداً ۰,۷ متر بر روز می باشد. لذا با احتمال زیاد ۱۰ تا ۱۵ سال پس از آبگیری سد، انتظار است تا نشت کل نیروگاه در شرایط خشک حدود ۴۷۸ لیتر بر ثانیه افزایش یابد.

۲٫۵.شرایط تر-بارندگی

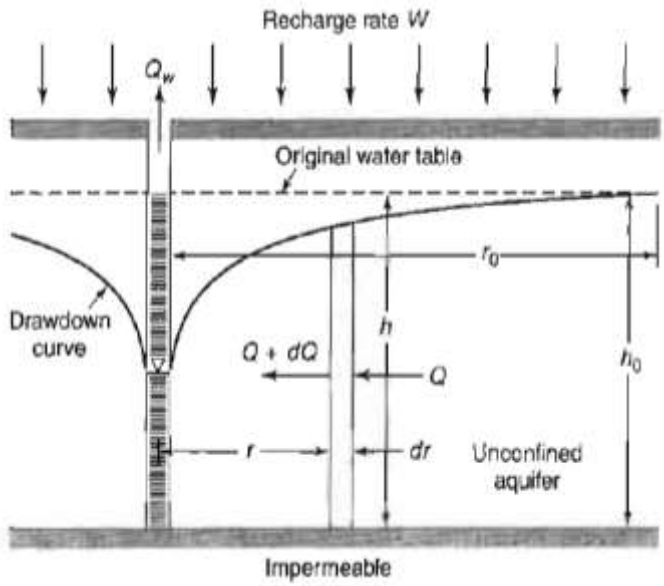
در صورتیکه فصل یا سال های تر در منطقه حاکم باشد پس از کسر تلفات، بخشی از بارش باعث تغذیه طبیعی و لذا ایجاد مخروط تغذیه می گردد. لذا خط تقسیم آب زیرزمینی باعث کاهش فاصله و تغییر x خواهد شد. بر اساس شواهد و شکل ۵ مقدار x برابر ۱ کیلومتر و تراز حداکثر در این موقعیت حدود ۱۷۷۰ می باشد. فاصله این تراز تا نیروگاه حدود ۲٫۵ کیلومتر است. تراز سفره نیروگاه بر اساس اطلاعات میدانی ۱۲۸۷ لحاظ شد.



شکل۵: مدل مفهومی جریان دائم آب بین مخزن سد رودبار لرستان (راست) و نیروگاه (چپ) در یک آبخانه آزاد با تغذیه یکنواخت

جهت محاسبه مقدار تغذیه ابتدا فرض شد محل نشت مانند محل دبی پمپاژ باعث مخروط افت (مخروط نشت) با دبی Q می شود. سپس با فرض بارش یکنواخت مقدار تغذیه را برابر dq برابر استوانه ای با شعاع r از محل نشت با ضخامت متغیر استوانه تغذیه به میزان dr از استوانه مخروط نشت فرض شد(شکل ۶). لذا مقدار تغییرات تغذیه از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$dq = -2\pi r dr W$$



شکل۶: جریان دائم به سمت چاه پمپاژ کامل در آبخانه آزاد فرضی در حال تغذیه یکنواخت(بارش، آبیاری یا رواناب)

سپس از رابطه بالا انتگرال می گیریم:

$$Q = -\pi r^2 W + C$$

اگر مقدار r برابر صفر باشد (یعنی به محل چاه یا نشت نزدیک باشیم) مقدار ثابت انتگرال برابر دبی پمپاژ (در اینجا نشت آبگیری در شرایط خشک) یا Q_w می گردد. با توجه به اینکه آبخانه بالای نیروگاه حدود ۰,۱۶ محیط استوانه است لذا دبی نشت آبگیری با اثر تغذیه یکنواخت برابر است با Q:

$$Q = \frac{1}{6}\pi r^2 W + Q_w$$

r فاصله شعاع تاثیر تغذیه است که در اینجا ۲,۵ کیلومتر لحاظ شد. هدایت هیدرولیکی مشابه شرایط خشک لحاظ شد(روابط توسط مولف توسعه یافته است).

B: دبی متوسط نشت و زمان رسیدن جریان مخزن به نیروگاه پس از آبگیری-فصل تر

دبی: بر اساس محاسبات بندهای پیش مقدار نشت ناشی از آبگیری در شرایط خشک (q_w) معادل ۷۶ مترمکعب در روز برای واحد عرض نیروگاه برآورد شد. بنابراین کافی است مقدار نشت ناشی از تغذیه سفره بر اساس رابط بالا یا روش های مناسب دیگر محاسبه و به این مقدار اضافه گردد. جهت محاسبه و برآورد تغذیه آب زیرزمینی مراحل زیر طی شد. باتوجه به آمار ایستگاه تبخیر سنجی رودبار لرستان –سال آبی ۱۳۹۲-۹۳ ، متوسط حداکثر بارش روزانه ۶۴ میلیمتر گزارش شده است. بارش موثر باتوجه به شرایط اقلیمی و در یک دوره بحرانی (در اینجا اسفند) حدود ۵۱ میلیمتر برآورد شد. اگرچه عمق سنگ کف و عمق تشکیلات غیراشباع بسیار زیاد است اما باتوجه به جنس سازندهای سطحی که اغلب دانه ریز هستند ضریب تغذیه ۰,۴ لحاظ شد. بنابراین مقدار W برای یک روز خاص ۰,۰۲ متر در روز محاسبه شد. لذا نشت ناشی از آبگیری در شرایط یک بارش خاص فصل تر (q) حدود ۷۳۰ مترمکعب در روز برای واحد عرض نیروگاه (845 لیتر بر ثانیه برای کل عرض نیروگاه) گزارش می شود. لذا با فرض ناچیز بودن تغیر سرعت آب (اگرچه انتظار است گرادیان شدید تر شده و سرعت نیز بیشتر شود) می توان انتظار داشت که بعد از حدود ۱۰ تا ۱۵ سال پس از آبگیری سد، کل نشت نیروگاه در فصل تر تحت شرایط بحرانی حداکثر به میزان 1315 لیتر بر ثانیه افزایش یابد. البته این دبی مقطعی بوده و اغلب اوقات از این مقدار کم تر می باشد. همچنین در شرایط استثنایی نیز ممکن است رگبارهای شدیدتر نیز ایجاد گردد که جهت اطمینان و باتوجه به نظارتی بودن گزارش توصیه می شود پارامترهای هدایت هیدرولیکی، تخلخل موثر، بارش طرح و تغذیه تدقیق و سپس در طراحی زهکش ها یا پمپاژ استفاده شود. در صورت عدم وجود اطلاعات بر اساس قضاوت کارشناس این گزارش می توان ۲۰ درصد به عدد ۱۳۱۵ اضافه و برای ۱۵۷۸ لیتر بر ثانیه تحت بدترین شرایط برنامه ریزی داشت. البته بخشی از این دبی باتوجه به هندسه و شیب نیروگاه ممکن است از طرفین و بخشی از زیر ساختمان عبور نماید. جهت تعیین مقدار دقیق این مقادیر می بایست از شبکه جریان یا محاسبات عددی استفاده نمود.

۶.کنترل عواقب ناشی از تشدید نشت آب زیرزمینی

در این خصوص می توان دو موضوع اصلی زیر را که در منطقه نیز حائز اهمیت است مورد توجه قرار داد:

۱,۶.تشدید پدیده لغزش و سولیفلکسون

تشدید دو پدیده لغزش و سولیفلکسیون که از رخساره های فرسایش توده ای منابع طبیعی هستند در سازندهای بویژه مارنی در صورتیکه آب فراوان باشد در منطقه طرح محتمل است. لذا موضوع پایداری مسیر پنستاک ها بویژه در شرایط پس از آبگیری و فصول تر از اهمیت ویژه ای برخوردار است. جهت کنترل این نوع رخساره فرسایشی می توان از روش های آبخیزداری همچون احداث دیوار حائل، ایجاد بانکت تخلیه جریان سطحی و زهکش های عمقی و یا روش های ژئوتکنیک استفاده نمود.

۲,۶.مسائل سازه ای ساختمان نیروگاه

عمده مسئله در این مورد مزاحمت های زهکشی و پایداری سازه ای می باشد. موضوع پایداری سازه ای مسئله گزارش حاضر نمی باشد با این وجود می بایست کارشناس سازه وضعیت پی ساختمان را از جنبه های مختلف نیرو و خوردگی بتون مد نظر قرار دهد و در صورت نیاز راهکارهای مختلف کاهش فشار و ناپایداری را بررسی نماید.

از جنبه مدیریت جریان های مزاحم می بایست باتوجه به دبی حداکثر طرح اقدام به طراحی و دفع جریان های نشتی نمود.

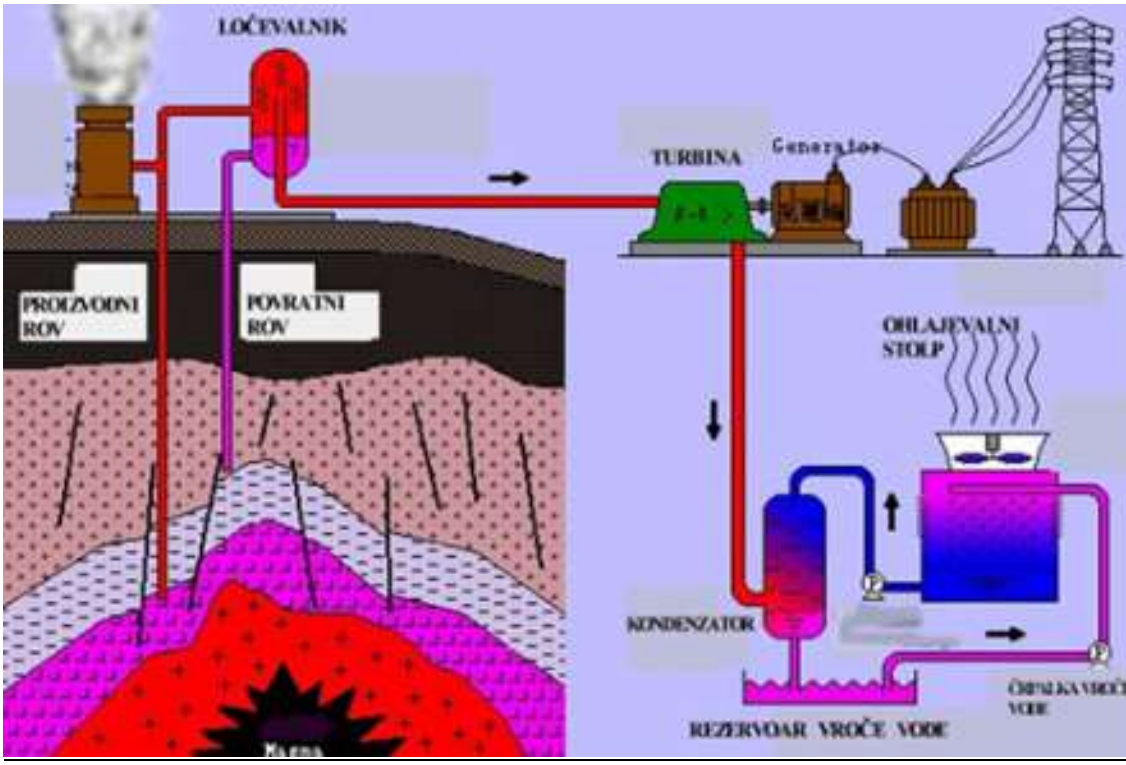
۱۳. مطالعات هیدرولوژی آب زیرزمینی با بهره برداری از انرژی زمین گرمایی، فصل ۵

مرجع جهت مطالعه بیشتر: White, D.E., Geothermal Energy, US. Geological Survey Circular. 519, 17 pp., 1965.-

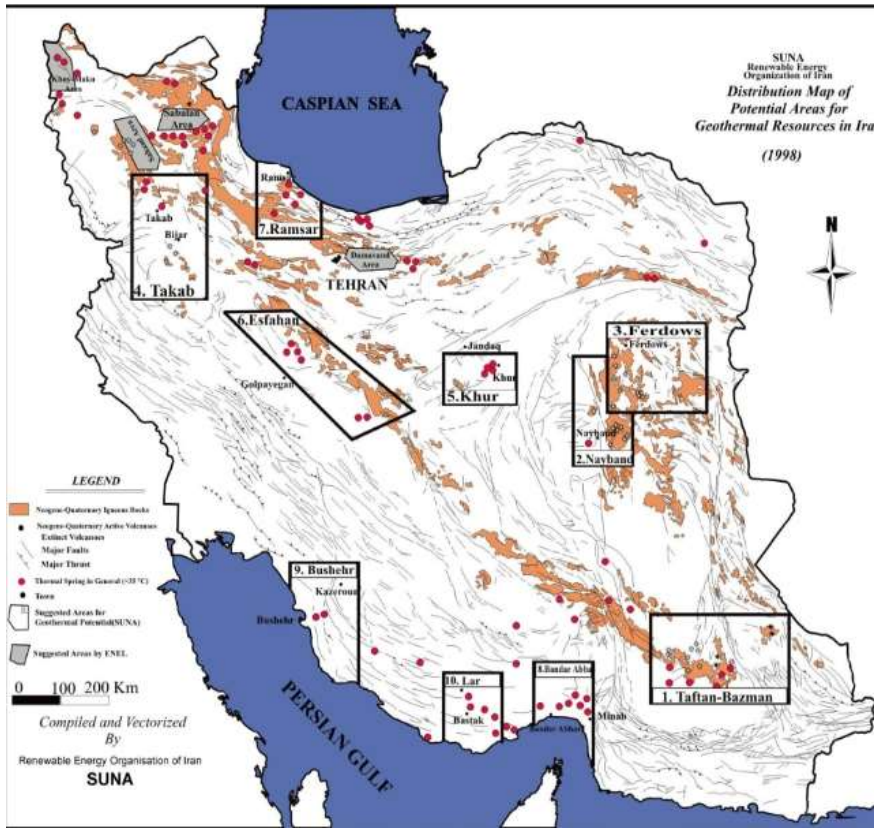
مقدمه: انرژی های هیدروترمال به دو بخش چشمه های آب گرم (Thermal springs) و انرژی زمین گرمایی (Geothermal Energy)تقسیم می شود.انرژی حرارتی ذخیره شده در ۱۱ کیلومتر فوقانی پوسته زمین معادل پنجاه هزار برابر کل انرژی به دست آمده از منابع نفت وگاز شناخته شده امروزجهان است.انرژی زمین گرمایی بر خلاف سایر انرژی های تجدید پذیر محدود به فصل، زمان وشرایط خاصی نبوده بدون وقفه قابل بهره برداری می باشد. همچنین قیمت تمام شده برق در نیروگاههای زمین گرمایی با برق تولیدی از سایر نیروگاههای متعارف(فسیلی) قابل رقابت بوده و حتی از انواع دیگر انرژیهای نو بمراتب ارزان تر و بسیار پاک تر می باشد. اصول کلی بهره برداری از این منابع به شرح شکل ۱ خلاصه می شود.

این مطالعات در ۱۰ منطقه کشور که شامل ۱۷۴ منطقه زمین گرمایی می باشد جهت ارزیابی وضعیت و پتانسیل منابع زمین گرمایی و اولیت بندی بهره برداری برنامه ریزی های کلان صورت می گیرد(شکل۲).

منطقهٔسبلان، مشکین شهر،سرعین و بوشلی - منطقهٔ دماوند،ناحیهٔ ناندل -منطقهٔ ماکو،ناحیهٔ سیاهچشمه- منطقهٔخوی، ناحیهٔ قطور - منطقهٔسهند -منطقهٔتفتان،بزمان -منطقهٔ نایبند -منطقهٔ بیرجند، فردوس -منطقهٔ تکاب، هشترود -منطقهٔ خور، بیابانک -منطقهٔاصفهان، محلات - منطقهٔرامسر - منطقهٔبندرعباس، میناب - منطقهٔ بوشهر،کازرون و منطقهٔ لاربستک.



شکل۱: شماتیکی از کنترل انرژی پاک زمین گرمایی جهت تولید برق و سیستم های گرمایشی



شکل۲: پراکنش مکان های ارزیابی وضعیت و پتانسیل منابع زمین گرمایی ایران

چشمه های آب گرم (Thermal springs)

چشمه های آب گرم شامل چشمه های گرم و داغ بوده که اغلب غنی از مواد معدنی هستند. این پدیده ها در مناطق ولکانیک در حضور آب و جایی که آبخانه های مناسب با عمق نفوذ ۱۵۰۰ تا ۳۰۰۰ متر حضور داشته باشد اتفاق می افتد.

انرژی زمین گرمایی (Geothermal Energy)

این نوع از انرژی بواسطه گرمای زمین که بسیار بیشتر از شرایط نرمال می باشد پایه ریزی شده است. انرژی زمین گرمایی، انرژی موجود در عمق زمین است که از انرژی خورشیدی که در طول هزاران سال در داخل زمین ذخیره شده و همچنین فروپاشی یا زوال ایزوتوپ های اورانیوم رادیو اکتیویته،توریم و پتاسیم در طی سالیان درازدرعمق، زمین نشات گرفته است که عمدتاً در نواحی زلزله خیز و آتشفشانی جوان و صفحات تکتونیکی زمین متمرکز شده است.از دیدگاه هیدرولوژی هدف استفاده از این نوع انرژی به کمک انتقال آب به صورت مایع یا بخار می باشد. در این خصوص ۴ نوع از این منابع اغلب شناسایی شده اند:

-میدان های با بخار خشک

این مناطق به دلیل وجود آبخان از نوع آکی تارد و یا آب کم، تنها دارای خروجی بخار بدون آب گرم می باشند.

-میدان های با بخار تر

در این حالت به دلیل وجود آب کافی خروج آب گرم همراه بخار مشاهده می شود.

-میدان های با دمای پایین

در اینجا دما در دامنه ۵۰ تا ۸۰ درجه سانتی گراد در سطح نزدیک زمین بوده و لذا برای اهداف تولید آب گرم ممکن است مناسب باشد.

-میدان های با صخره های خشک

در برخی مناطق دما در دامنه ۲۰۰ تا ۵۰۰ درجه سانتی گراد در عمق های حدود ۳۰۰۰ متر بدون آب وجود دارد. در این مناطق می توان طی تمهیداتی با ایجاد چاه های نفوذ با انتقال آبسطحی یا منابع دیگر، انرژی زمین را جهت تولید برق یا گرما کنترل و بهره برداری نمود.

مطالعه موضوع حاضر به سال های قبل از ۱۸۷۰ در دنیا بازمی گردد. با این وجود طراحی اجرایی چنین سیستم هایی در حال حاضر در اکثر نقاط دنیا از توجه ویژه ای برخوردار است. در این خصوص در امریکا اغلب چشمه ها و سازندهای آتش فشانی فعال و نیمه فعال شناسایی و برخی نیز در حال بهره برداری هستند. در ایران نیز شناسایی مقدماتی چنین معادنی از سال حدود ۱۳۵۴ شروع و حتی در مناطقی نیز در حال مطالعه یا بهره برداری می باشد.

چشمه های آب گرم در نقاط مختلف ایران و دنیا همچون ایسلند، نیوزیلند و امریکا مشاهده شده است. پارک ملی یلستون معروف ترین آنها می باشد. بطوریکه دارای چشمه هایی با دمای ۲۴۰ درجه سانتی گراد در ۳۰۰ متری زمین با تداوم بیش از ۶۰۰ هزار سال گزارش شده است. در ایران از سال ۱۳۵۴ مطالعات گسترده ای بمنظور شناسایی پتانسیل های منبع انرژی زمین گرمایی توسط وزارت نیر و با همکاری مهندسین مشاور ایتالیایی ENEL در نواحی شمال و شمال غرب ایران در محدوده ای به وسعت ۲۶۰ هزار کیلومتر مربع آغاز گردید. نتیجه این تحقیقات مشخص نمود که مناطق سبلان، دماوند، خوی، ماکو و سهند با مساحتی بالغ بر ۳۱ هزار کیلومتر مربع جهت انجام مطالعات تکمیلی و بهره برداری از انرژی زمین گرمایی مناسب می باشند. در همین راستا برنامه اکتشاف، مشتمل بر بررسیهای زمین شناسی، ژئوفیزیک و ژئوشیمیایی برنامه ریزی شد. در سال ۱۳۶۱ با پایان یافتن مطالعات اکتشاف مقدماتی در هر یک از مناطق ذکر شده، نواحی مستعد با دقت بیشتری شناسایی شده و در نتیجه در منطقه سبلان: نواحی مشکین شهر، سرعین و بوشلی، در منطقه دماوند ناحیه: نونال، در منطقه ماکو- خوی نواحی: سیاه چشمه و قطور و در منطقه سهند پنج ناحیه کوچکتر جهت تمرکز فعالیتهای فاز اکتشاف تکمیلی انتخاب شدند. پس از یک وقفه نسبتاً طولانی و با هدف فعال نمودن مجدد طرح، گزارشهای موجود مجدداً در سال ۱۳۶۹ توسط کارشناسان UNDP بازنگری شده و منطقه زمین گرمایی مشکین شهر بعنوان اولین اولویت جهت ادامه مطالعات اکتشافی معرفی شد. پیرو مطالعات ذکر شده پروژه انجام حفاری های اکتشافی، تزریقی، توصیفی به منظور شناسایی بیشتر پتانسیل در منطقه سرعین مشکین شهر در سال ۱۳۸۱تعریف گردید که عملیات حفر اولین چاه زمین گرمایی نیز در همان سال آغاز شد. فاز اول این پروژه در سال ۱۳۸۳ اتمام یافت که درمجموع سه حلقه چاه اکتشافی و دو حلقه چاه تزریقی در این مرحله حفر گردید و تست دوحلقه از سه حلقه چاه اکتشافی با موفقیت انجام گرفت که مهم ترین دستاورد این فاز از پروژه کسب دانش فنی مربوط به حفر چاههای زمین گرمایی بود . فاز دوم این پروژه در سال ۱۳۸۴ آغاز گردید.

توانمندی های حاصله در کشور در حوزه انرژی زمین گرمایی:

در پروژه توسعه میدان زمین گرمایی و ساخت نیروگاه مشکین شهر مراحل حفاری چاهها، بهره برداری از چاه ها در دوره تست،ساخت دستگاههای مربوط به تست در کشور کاملاً بومی شده و توسط متخصصان داخلی به انجام رسیده است. همچنین در زمینه استفاده از پمپ های حرارتی زمین گرمایی تا کنون تکنولوژی نصب کویل های زمینی به صورت کامل و ۱۰۰٪ در کشورمان ایران بومی شده است.

مهار انرژی زمین گرمایی در نقاط محدودی از جهان اجرایی شده است. به عنوان مثال عمده منازل در ایسلند با آب گرم مهار شده از این نوع سیستم پاک و ارزان، گرم می شوند. همچنین می توان از نیروگاه های تولید برق که از این سیستم توسعه یافته اند در ایالات متحده، ایتالیا و نیوزیلند نام برد.

تاریخچه انرژی زمین گرمایی درجهان :

حفر اولین منابع زمین گرمایی در فاصله زمانی بین قرنهای ۱۶و ۱۷ میلادی

قرن هجدهم میلادی اولین اندازه گیریها در بلفورت فرانسه

اوایل قرن نوزدهم استخراج سیالات زمین گرمایی با هدف بهره برداری ا ز پتانسیل انرژی حرارتی در ایتالیا صورت گرفت.

۱۸۷۰ : استخراج بخارات طبیعی آب با هدف بهره برداری از انرژی مکانیکی آن انجام شد.

۱۹۰۴: تولید برق از این انرژی در لاردرلو ایتالیا

۱۹۲۰: نخستین چاهها ژئو ترمال در ژاپن و کالیفرنیا به طور همزمان

۱۹۲۸: استخراج سیال زمین گرمایی برای تامین گرمایش منازل در ایسلند.

پس از جنگ جهانی دوم در سال ۱۹۵۸ نیوزلند بعنوان دومین کشور فعال در این زمینه اقدام به تولید برق از انرژی زمین گرمایی نمود.

۱٤. تحلیل عددی روندیابی جریان غیر دائم سیلاب در یک بازه همگن رودخانه یا کانال منشوری فرضی، فصل ۲

فرض کنید جریان در مقطع مورد نظر (مقطع ۲ در پایین دست) یک رودخانه ۱۵ مترمکعب بر ثانیه با سرعت افزایشی تراز معادل ۰٫۱ متر بر ساعت اندازه گیری شود. اگر عرض سطح آب یا T در بازه ای همگن بالادست و پایین دست ۲۰ متر باشد دبی در فاصله ۱۰۰۰ متری بالادست یعنی در مقطع ۱ چقدر می باشد؟

ابتدا باید معادله پیوستگی را در شرایط غیردائم توسعه داد. اگر دبی در مقطع ۱ معادل $Q(x)$ و کمتر از دبی خروجی در مقطع ۲ باشد:

$$Q(x+\Delta x)-Q(x)=\frac{\partial Q}{\partial x}\Delta x$$

لذا حجم آب در حجم کنترل بین مقاطع ۱ و ۲ در حال کاهش است (تخلیه سیل از بازه) پس افت عمق نسبت به زمان t با علامت منفی وارد معادله می شود:

$$Q(x+\Delta x)-Q(x)=T\frac{-\partial y}{\partial t}\Delta x$$

با تساوی دو معادله مذکور معادله پیوستگی در شرایط غیر دائم محاسبه می شود:

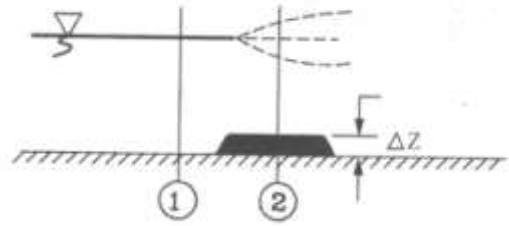
$$\frac{\partial Q}{\partial x}+T\frac{\partial y}{\partial t}=0$$

$$\frac{Q_2-Q_1}{1000}+20(0.1\times\frac{1}{3600})=0\Rightarrow Q_1=15+0.56=15.56\,cms$$

این معادله را می توان برای شرایط وجود جریان های جانبی نیز توسعه و جهت روندیابی دبی سیل تحت شرایط مجاز استفاده نمود.

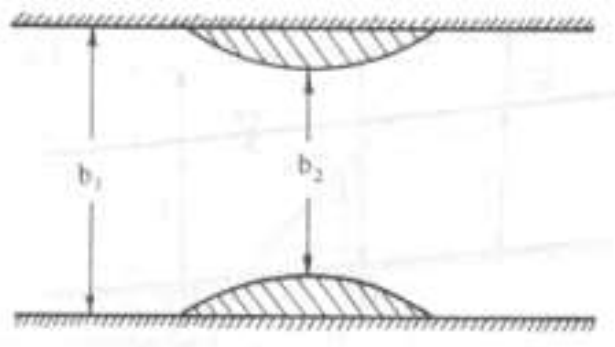
۱۵- یادآوری کاربردهای علم هیدرولیک در هیدرولوژی، اثر پل، برداشت شن و ایجاد پله روی تراز سیل، فصل ۲ و ۳

با توجه به تجربه نویسنده در مطالعات کنترل سیل متاسفانه اغلب مشاهده شده است که کارشناسان این علم موضوعات پایه ای هیدرولیک را فراموش کرده اند. در یکی از این موارد ذکر می شد که با ایجاد پله های ریپ رپ در کف رودخانه جهت مصلح کردن، تراز آب قطعاً افزایش می یابد! اما با یادآوری هیدرولیک پایه و شکل ۱ می دانیم که شرایط تراز آب روی پله به شرایط قبل و پس از پله با توجه به منحنی انرژی مخصوص بستگی دارد.



شکل ۱: پیش بینی تراز سیل روی پله ریپ رپ رودخانه بر اساس مفهوم انرژی مخصوص

این موضوع برای چگونگی برداشت شن و ماسه مسیر رودخانه، ایجاد پل، کالورت، جاده سازی و ایجاد خطوط راه آهن از جنبه های مختلف سیلاب و کنترل فرسایش – رسوب نیز حائز اهمیت است. بطوریکه با برداشت شن و ماسه یا ایجاد پل مانند شکل ۲ در مقطعی از رودخانه تبدیل ایجاد می گردد. لذا تراز آب با توجه به مفاهیم پایه انرژی و نیروی مخصوص می بایست تفسیر گردد.



شکل ۲: اثر تبدیل با تنگشدگی در اثر ایجاد پل

لذا توصیه می شود جهت یادآوری جریان های متغیر سریع کنار پل و همچنین قوس های رودخانه های پیچانرود هیدرولیک پایه مطالعه گردد.

۱۶-سایر کاربردهای هیدرولوژی، طراحی حوضچه خنک کننده - لینسلی ۱۹۸۲

در واقع بسیاری از علوم مانند مهندسی رودخانه یا مدل های آلودگی جریان و بهره برداری آب زیرزمینی، طراحی اصولی مخازن سد و کانال های شهری و سازه های کنترل سیل و بسیاری از پروژه های انتقال و تامین آب مدیون توسعه علم هیدرولوژی هستند که بعدها در شاخه منابع آب و امروزه به علم مهندسی هیدروسیستم های منابع طبیعی معروف شده اند. یکی دیگر از کاربردهای علم هیدرولوژی در طراحی حوضچه های خنک کننده (Cooling-Pond Design) می باشد. به عنوان نمونه دستگاه های تولید برق الکتریکی حرارتی اساساً نیاز به جریان خنک کننده ای مانند هوا یا آب جهت کنترل دما دارند. در این خصوص تامین جریان آب ممکن است از سفره های زیرزمینی یا رودخانه ها صورت پذیرد که با ایجاد دریچه آبگیر و اپی انحراف کننده در رودخانه و احداث حوضچه گردش و خنک کننده می توان به این هدف نائل شد. جهت طراحی مناسب این حوضچه ها نیاز به پارامترهای دبی و مشخصات دمای هوا و آب، نقطه شبنم، فشار اتمسفر، سرعت باد در ارتفاع ۴ متری، اثر جابجایی دما، تبخیر، تلفات حرارتی سیستم، بارش، نشت سیستم و سایر مشخصات هواشناسی و کیفی رودخانه می باشد. سرانجام با توجه به مشخصات تلفات تبخیر و نشت سیستم و همچنین تغییر مجاز دمای خروجی حوضچه به رودخانه با توجه به ملاحظات زیست محیطی مقدار دبی، سطح و ابعاد مناسب حوضچه طراحی می گردد. جزئیات طراحی این حوضچه ها در کتاب مذکور وجود دارد که مطالعه آن به خواننده گان توصیه می شود.

۱۷. آیا می توان سیل T ساله را متناظر بارش T ساله لحاظ کرد؟ فصل ۱ و ۲ (درک این سوال باعث شد تا مولف کتاب (ف.دلیری،۱۳۹۸) اولین بار تئوری اثر تابع سیستم را جهت برآورد ریسک سیلاب های هم دوره بازگشت به شرح زیر ارائه نماید)

اغلب در هیدرولوژی چنین فرضی لحاظ می شود اما از نظر نویسنده این فرض چندان درست نیست زیرا اگرچه ورودی سیستم ممکن است بارش فرضاً ۲۰ ساله داشته باشد اما شرایط تابع سیستم ممکن است در طول ماه و سال های مختلف، متفاوت باشد. بطوریکه در اوایل فصل بهار رطوبت پیشین خاک زیاد تر بوده و و یا دمای بالا در زمستان می تواند باعث یخ بستن خاک و کاهش نفوذ گردد بطوریکه بارش های برابر باعث سیلاب های با دوره بازگشت بیشتر یا کمتر ایجاد کند. لذا باید قبل از انتخاب پارامترها و مدل به ویژه در حوضه های کوچک، روابط و مولفه های اصلی

موثر در ایجاد سیل حوضه مطالعه شده باشد. این مفهوم هم در حوضه های شهری و هم در مناطق روستایی صادق است. در این خصوص علاوه بر شرایط تابع سیستم می توان به اثر توزیع زمانی- مکانی بارش و جهت بارش نیز اشاره نمود.
به عنوان نمونه اگر هدف برآورد سیل ۱۰۰ ساله باشد باید چندین سیل ۱۰۰ سال محتمل برای شرایط ممکن حوضه برآورد شود تا بر اساس توزیع سیل ۱۰۰ ساله و ریسک های موجود سیل ۱۰۰ ساله مناسب انتخاب گردد. این موضوع در بارش حداکثر محتمل یا PMP نیز صادق است.
جهت آنالیز ریسک می توان از روش های موجود در فصل ۲ و ۴ و برای مطالعه تابع سیستم از مطالب فصل ۲ کتاب حاضر بهره برد.

۱۸. جهت آنالیز فراوانی سیل کدام توزیع گمبل و لوگ پیرسون نوع ۳ را ترجیح می دهید؟ فصل ۱ و ٤

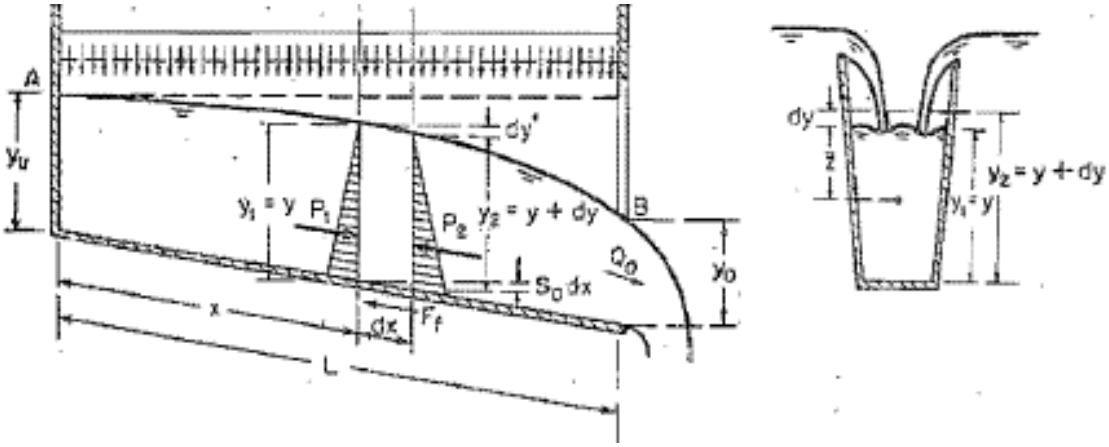
بر اساس تجارب جهانی هیدرولوژیست ها، توزیع لوگ پیرسون تحت تاثیر چولگی می باشد. اگر چولگی داده ها منفی باشد اغلب منحنی این توزیع برای دوره بازگشت های بیش از ۲۵ ساله شیب منفی پیدا کرده و نزدیک خط افق می گردد لذا در این شرایط نمی توان انتظار داشت تطابق مناسبی با سیل های بیش از ۲۵ ساله یا داده های تاریخی داشته باشد. بر عکس توزیع گمبل اغلب تطابق بهتری در این شرایط نسبت به توزیع لوگ پیرسون نوع ۳ نشان می دهد. اگر چولگی داده ها مثبت باشد توزیع لوگ پیرسون نوع ۳ تطابق بهتری نسب به داده های تاریخی و دوره بازگشت های بالاتر از خود نشان می دهد. البته در یک آنالیز کلی توزیع لوگ پیرسون نوع ۳ بهتر از توزیع گمبل بوده است اما توصیه می شود انتخاب توزیع به صورت موضوعی توسط هیدرولوژیست های حرفه ای برسی شود زیرا یک توزیع ممکن است فقط برای مکان خاص و فواصل معینی از دوره بازگشت مناسب باشد.

۱۹. زمان تمرکز متغیر درزمان مناطق شهری و روستایی و همچنین پیش بینی اثر شهرسازی را با رابطه ای توسعه دهید؟

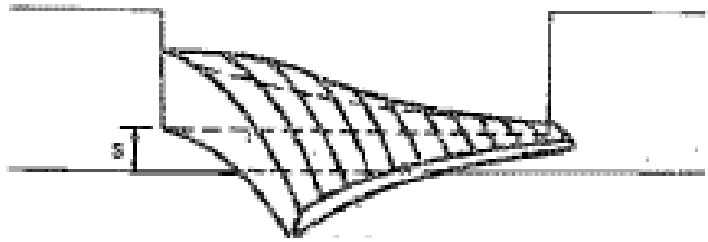
همانطور که مشخص است زمان تمرکز هر حوضه با تغییر دوره بازگشت و لذا شدت بارش تغییر می کند. این تغییر بین زمان تمرکز و یا زمان تا اوج (t_p) بر حسب دقیقه و شدت بارش موثر (r_e) بر حسب میلی متر بر ساعت روی منحنی لوگ-لوگ به صورت تابع نمایی و به شکل $t_p \propto r_e^{-c}$ می باشد. لذا مقدار c قبل از توسعه شهرسازی و پس از آن متفاوت می باشد که با تعیین آن بر اساس آنالیز هایتوگراف و هیدروگراف های سیلاب مشخص، قبل و پس از توسعه شهرسازی و مفهوم رابطه $r_e = 3.6\frac{Q_p}{A}$ می توان شرایط سیلاب آینده ناشی از شهرسازی را پیش بینی کرد. بطوریکه با تعیین بارش مازد در شرایط مشخص مقدار زمان تا اوج با رابطه توسعه داده شده فوق مشخص می گردد. سپس می توان به کمک مدل های موجود یا روابط تجربی ساده هیدروگراف واحد و شماره منحنی همچون $Q_p = \frac{2.083hA}{t_p}$ سایر مشخصات هیدروگراف همچون حجم و مقدار دبی اوج حوضه (Qp) بر حسب متر مکعب بر ثانیه برای سطح A به کیلومتر مربع، h ارتفاع بارش مازاد بر حسب سانتی متر و زمان تا اوج بر حسب ساعت را محاسبه نمود. بدیهی است که همین مفهوم می تواند با آنالیز بخش های ابتدایی و انتهایی شاخه صعودی و نزولی هیدروگراف مشخص، روابط نفوذ هورتون و تعیین ضرایب خشکیدگی، جریان پایه و جریان زیرسطحی صورت پذیرفته و علاوه بر بهبود نتایج هیدروگراف سیل بواسطه تاثیر جریان های زیرسطحی، مقدار جریان روزانه حوضه نیز در مطالعات و مدیریت خشکسالی شبیه سازی و پیش بینی گردد.

۲۰. مدلسازی بارش-رواناب مناطق شهری، فرودگاه ها و خیابان ها با تحلیل جریان کم عمق متغیر مکانی، فصل ۲

در جریان متغیر مکانی، دبی در طول مسیر اصلی بواسطه خروج یا ورود دبی از زیرسیستم دیگر، افزایشی یا کاهشی است. دبی ورودی یا خروجی زیر سیستم ممکن است نسبت به زمان نیز ثابت یا متغیر باشد که در این صورت به ترتیب جریان متغیر مکانی دائم یا غیردائم شکل می گیرد. شکل الف جریان متغیر مکانی افزایشی را در سرریز جانبی یک سد و شکل ب جریان متغیر مکانی کاهشی را از یک سرریز موازی کانال (سرریز کناری) نمایش می دهد.



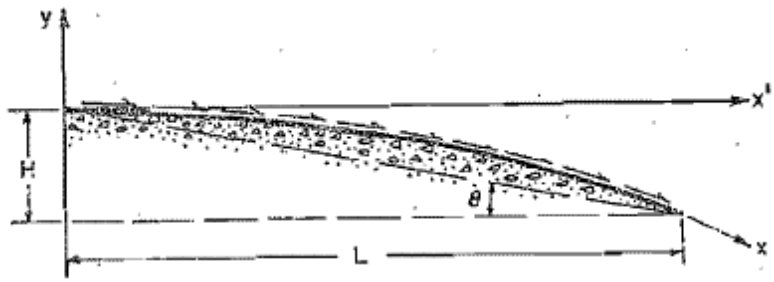
شکل الف-هیدرولیک Chow,1959



شکل ب-هیدرولیک Chow,1959

به عنوان مثال های بیشتر از جریان متغیر مکانی افزایشی می توان به آبروهای کنار جاده ها و پیاده روها، آبروی پشت بام ها و زهکش های فرودگاه ها در هنگام بارندگی(اثر اندازه حرکت بارش)، رودخانه های تغذیه شونده، سنگاب شستشو در تصفیه خانه ها و از جریان متغیر مکانی کاهشی به سرریزهای انحراف آب اضافی سیستم های رواناب و فاضلاب شهری، سرریزهای کنترل ارتفاع سیلاب، رودخانه های با کف نفوذ پذیر، شبکه های آشغالگیر افقی در حاشیه پیاده رو خیابان ها، کانال های خروج آب اضافی کشاورزی و آبروهای کنار جاده ها و پیاده روها، آبروی پشت بام ها و زهکش های فرودگاه ها در هنگام قطع بارندگی اشاره نمود. در سازه های هیدرولیکی معادله دینامیکی حالت افزایشی به دلیل اثر اندازه حرکت و قابل توجه بودن تلفات انرژی که محاسبه آن نیز دشوار است بر پایه معادله حرکت توسعه می یابد اما معادله دینامیکی حالت کاهشی به دلیل ناچیز بودن تلفات انرژی از معادله انرژی نشات می گیرد بطوریکه می توان شیب تلفات را نیز در مسیرهای کوتاه صفر و موازی بستر تلقی نمود. مراحل توسعه این معادلات در کتب هیدرولیک عمومی مرجع وجود دارد لذا در ادامه کاربرد این روابط به ویژه در مطالعات هیدرولوژی و رگبار شهری بحث می شود:

حرکت آب روی یک جاده با قوس میانی مشابه شکل ج در هنگام بارش از نوع جریان متغیر مکانی افزایشی ۳ بعدی و اغلب به دلیل نوسان بارش غیر دائم می باشد.



شکل ج-مقطع عرضی جاده جهت آنالیز جریان سطحی

آنالیز چنین جریانی اغلب پیچیده است. جهت سادگی در مسائل کاربردی، رابطه دبی واحد عرض جریان q با عمق آب y در محل تخلیه از نوع جریان دائم به شکل زیر فرض می شود:

$$q = ky^m$$

همچنین در شرایط متعادل مقدار دبی q در فاصله x از خط تقسیم زهکشی با رابطه زیر بیان می گردد:

$$q = xq_*$$

که q_* معادل جریان ورودی ثابت ناشی از بارش مازاد یا سیلاب سطحی در واحد سطح می باشد.

شرایط متعادل شرایطی است که دبی ورودی با دبی خروجی سیستم برابر می شود. حال با ترکیب و ساده سازی دو رابطه بالا داریم:

$$y = (\frac{xq_*}{k})^{1/m}$$

معادله بالا جهت تعیین پروفیل سطح آب جریان های سطحی مسطح وقتی که مقدار x خیلی بزرگ نباشد قابل استفاده است. مقدار k بر اساس مطالعات آزمایشگاهی تعیین می شود. این پارامتر به مشخصات سطح، شیب، نوع جریان و لزجت جریان (اگر لامینار باشد) بستگی دارد. مقدار m به نوع جریان وابسته بوده و مقدار آن برای جریان آشفته تقریبا " $\frac{5}{3}$ و برای جریان لامینار حدود ۳ می باشد.

معادله دیفرانسیلی جریان سطحی در حالت آشفته برای دبی مکانی افزایشی و کاهشی به ترتیب مشابه معادلات دینامیکی سریزهای جانبی و کناری است که پس از تعیین مقطع کنترل (که باتوجه به پیش بینی پروفیل جریان ممکن است عمق نرمال یا بحرانی باشد) با روش های عددی قابل حل می باشد. معادله دیفرانسلی ۳ بعدی جریان سطحی جاده در حالت لامینار توسط Iwagaki ، ۱۹۵۱ طی محاسبات گسترده ریاضی و ترکیب معادلات مومنتوم و پیوستگی توسعه یافت. ایشان با فرض کلی ثابت ماندن سرعت و عمق جریان در امتداد شیب جاده معادلات دیفرانسیلی پروفیل طولی جریان را به شکل $\frac{dy}{dx} = \frac{F_1}{F_2}$ توسعه داند. این توابع نیز به لزجت جریان υ، شیب سطح $S_\circ$و مقدار n و سایر مشخصات هندسی جاده مشابه شکل ج به صورت زیر مرتبط می شوند:

$$F_1 = \frac{gy^3 nS_\circ}{\upsilon^2}\left(\frac{x}{L}\right)^{n-1} - \frac{12q_*^2 xy}{5\upsilon^2} - \frac{3q_* x}{\upsilon}$$

$$F_2 = \frac{gy^3}{\upsilon^2} - \frac{6q_*^2 x}{5\upsilon^2}$$

معادلات مذکور به صورت عددی با روش ترسیمی ایزوکلینال (Werner,1941) قابل حل هستند(هیدرولیک Chow، ۱۹۵۹). پروفیل عرضی جریان سطح جاده نیز با رابطه $y = -H(\frac{x'}{L})^n$ مشخص می شود.

بر اساس این تحقیقات موارد زیر نیز مشخص شد:

-پروفیل جریان مستقل از شیب طولی سطح جاده می باشد.

-پروفیل رواناب های طبیعی باستثنای بخشی که نزدیک راس تحدب جاده می شود برابر منحنی $dy/dx = 0$ می باشد.

-وقتی پروفیل عرضی جاده سهمی شکل است از نظر تئوری عمق جریان با $n = 2$ ثابت است. اما وقتی که سطح جاده با خطوط موازی از راس تا لبه ها احداث شود عمق جریان با $n = 1$ در لبه ها بیشتر و در راس کمتر می شود.

- شیب طولی روی مشخصات سرعت اثر افزایشی دارد. بطوریکه با مقادیر n بیشتر این اثر در راس بیشتر شده و با nکوچکتر این اثر در لبه های جاده بیشتر می شود.

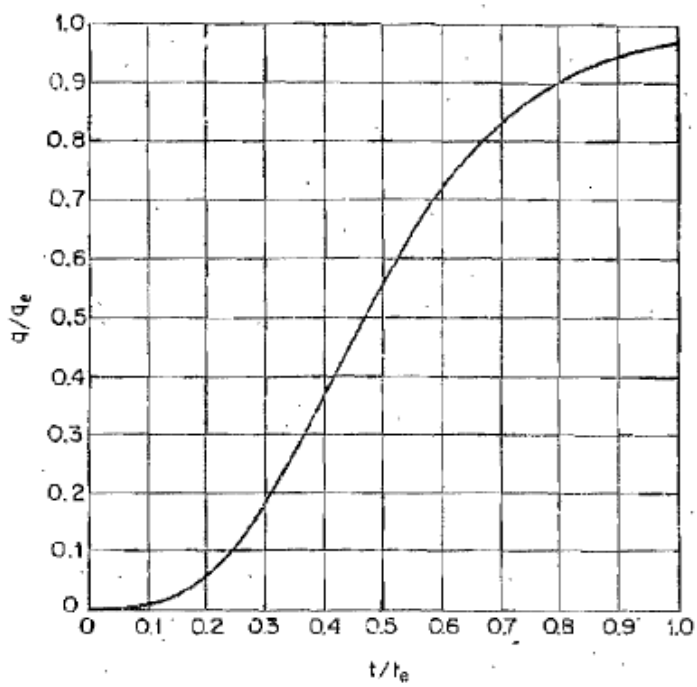
-تحت شرایط نرمال H/L=0.02 اثر شیب طولی وقتی شیب کم باشد ($Slop < 0.002$) قابل صرف نظر کردن است.

-جهت کاهش اثر فرسایشی قطرات بارش روی جاده های بدون سنگفرش، می بایست شیب طولی تا حد امکان کاهش یابد. جهت یکنواخت کردن اثر فرسایش، یک مقطع عرضی با مقدار n حدود ۱ مناسب است.

جهت لحاظ شرایط غیردائم جریان روزمینی ناشی از بارش در معادلات متغیر مکانی، می بایست اثر شتاب بواسطه رابطه $(1/g)(\frac{\partial V}{\partial t})\,dx$ را وارد معادلات متغیر مکانی در حالت دائم نمود. اما حل این معادلات حتی با روش تقریبات افزایش محدود نیز تا حدودی سخت می باشد. در واقع دبی رواناب از شروع بارش حتی با ثابت ماندن شدت بارش نسبت به زمان تغیر می کند. اما اگر مقدار بارش ثابت باشد پس از مدتی که زمان تعادل نامیده می شود دبی رواناب و بارش برابر می شود(شرایط تعادل سیستم). لذا پس از مدتی شرایط دائم ایجاد می گردد. وقتی بارش متوقف می شود مقدار رواناب شروع به کاهش یافته و دوباره شرایط غیردائم حاکم می گردد. مطالعه این موضوعات میتواند به کمک روش های تجربی برای دو حالت آشفته و لامینار به شرح زیر تقریب زده شود.

الف-شرایط: جریان لامینار و $i \times L < 500$

نوسان دبی رواناب با زمان معمولاً به کمک رسم هیدروگراف مشخص می شود. این هیدوگراف می تواند بین سرعت با زمان یا بین تراز با زمان نیز ترسیم شود. Izzard,1964 با آنالیز هیدروگراف های شبیه سازی شده از بارش با شدت ثابت، متوجه شد شکل شاخه صعودی هیدروگراف می تواند به صورت یک منحنی بدون بعد مانند شکل د تقریب زده شود.



شکل د: هیدروگراف بی بعد جریان روزمینی از Izzard, 1964

در این شکل داریم:

q: دبی جریان سطحی بر حسب فوت مکعب بر ثانیه برای هر یک فوت عرض از زمان t شروع بارش تا زمان تعادل t_e سیستم و q_e دبی جریان سطحی بر حسب فوت مکعب بر ثانیه برای هر یک فوت عرض در شرایط تعادل سیستم که به صورت منحنی مجانبی ظاهر می شود.

اگر i شدت بارش بر حسب اینچ بر ساعت و L طول جریان سطحی بر حسب فوت باشد دبی تعادلی سیستم از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$q_e = \frac{iL}{43200}$$

t: زمان بر حسب دقیقه از شروع بارش

t_e: زمان تعادل بر حسب دقیقه. این زمان با توجه به اینکه تحت شرایط مجانبی ایجاد می شود اغلب به صورت قراردادی لحاظ می گردد. در این جا (شکل د) زمان تعادل وقتی حاصل می شود که رابطه $q/q_e = 0.97$ به صورت قراردادی برقرار گردد. از منظر تجربی، حجم آب جریان سطحی روی یک نوار با عرض واحد در شرایط تعادل D_e (مساحت بالای منحنی) برابر حجم آبی است که در زمان مورد نیاز رسیدن سیستم به تعادل، تخلیه شده است. لذا:

$$t_e = \frac{2D_e}{60q_e}$$

D_e حجم نگهداشت در زمان تعادل بر حسب f^3 و لذا D نیز حجم نگهداشت جریان سطحی روی یک نوار با عرض واحد در زمان t از شروع بارش می باشد. شکل کلی تر رابطه بالا به صورت زیر می باشد:

$$D_e = KLq_e^{1/3}$$

توان رابطه بالا برای پیاده رو و خیابان های خیلی صاف حدود ۰,۲ و برای شرایط حالت چمنی تا ۰,۴ لحاظ می شود. ضریب رابطه K بالا به شیب سطحS، شدت بارش i و فاکتور زبری c به شرح زیر مرتبط است:

$$K = \frac{0.0007i + c}{S^{1/3}}$$

رابطه بالا برای شیب هایی که کمتر از ۰,۰۴ هستند توسعه یافته است. فاکتور زبری نیز به شرح زیر برآورد می شود:

خیابان پیاده رو پشت بام: آسفالت خیلی صاف ۰,۰۰۷

پوشش قیر و شن ۰,۰۰۷۵

سنگ خرد شده تا صاف ۰,۰۰۸۲

بتن در شرایط نرمال ۰,۰۱۲

پوشش قیر و گراول ۰,۰۱۷

حالت چمن کم پشت ۰,۰۴۶

حالت چمن متراکم ۰,۰۶

وقتی بارش متوقف می شود هیدروگراف نیز شروع به افت می کند. فاصله زمانی از شروع افت هیدروگراف t_r تا نقطه مورد نظر $q/q_e = r$ از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$t_r = \frac{D_\circ F(r)}{60q_e}$$

$D_\circ$ حجم نگهداشت مطابق با نگهداشت تعادلی سیستم پس از توقف بارش (i=0) که در ادامه تشریح می شود، و تابع F:

$$F(r) = \frac{1}{2}(r^{-2/3} - 1)$$

از نظر ریاضی نگهداشت شاخه خشکیدگی هیدروگراف با یک سوم توان دبی به صورت زیر رابطه دارد:

$$\frac{D}{D_\circ} = \left(\frac{q}{q_e}\right)^{1/3} = r^{1/3}$$

به کمک هیدروگراف بی بعد و روابط بالا می توان برای یک بارش با شدت و تداوم مشخص، هیدروگراف رواناب سطحی مناطق شهری را توسعه داد. روابط بالا بر اساس مطالعات آقای ایزارد تحت شرایط جریان لامینار و وقتی که حاصل ضرب شدت بارش i (in/h) در طول جریان سطحی L (ft) کمتر از ۵۰۰ شود معتبر خواهد بود. در غیر اینصورت از روابط مناسب دیگر (فصل ۱ و ۲) یا روش هایی که در ادامه ارائه شده است استفاده می شود.

ب-شرایط: جریان آشفته تا آرام

هورتون (Horton) جهت محاسبه دبی جریان سطحی در جریان های متغیر مکانی غیر دائم رابطه زیر را برای دامنه ای از شرایط جریان آرام تا کاملاً آشفته برای یک بارش مازاد ثابت توسعه داد:

$$q = \sigma \tanh^m \left[\frac{m+1}{m} (\sigma K)^{1/m} \frac{t}{60} \right]$$

q: دبی در انتهای نوار بر حسب فوت مکعب بر ثانیه بر واحد سطح ایکر یا اینچ بر ساعت

σ: بارش مازاد یا مقدار تامین(Supply rate) رواناب سطحی بر حسب اینچ بر ساعت که پس از کسر تبخیر، نفوذ و غیره از بارش کل به دست می آید.

m: نمایه حالت جریان که برای شرایط آرام برابر ۳ و برای کاملاً آشفته ۱,۶۶ لحاظ می شود.

t: زمان از آغاز بارش مازاد (Supply rate) بر حسب دقیقه

K: به خصوصیات سطح زهکشی بستگی دارد:

$$K = \frac{1020\sqrt{S}}{IcL}$$

S شیب سطح در جهت جریان، I فاکتور آشفتگی $I = 0.75(3-m)$، c فاکتور زبری، L طول مسیر نوار که ممکن است چمنی، لخت یا سنگفرش باشد (متر). بر اساس مطالعات هورتون معادلات بالا که برای طراحی زهکش های فرودگاه ها نیز استفاده شده است اغلب برای ۷۵ درصد جریان های آشفته با m=2 به سختی منطقی است. ایشان رابطه بالا را برای سطوح با شرایط متوسط فرودگاهی و حدود ۷۵ درصد آشفتگی جریان به شرح زیر توسعه داد:

$$q = \sigma \tanh^2 \left[0.922t \left(\frac{\sigma}{cL} \right)^{0.5} S^{0.25} \right]$$

که مقدار c به شرح زیر توصیه شده است:

خیابان پیاده رو پشت بام فرودگاه: سطح صاف ۰,۰۲

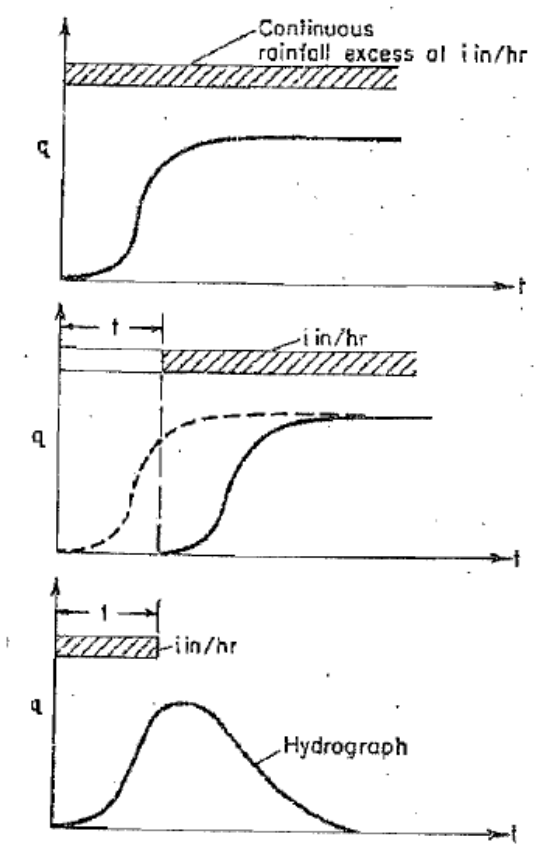
سطح لخت، خاک فشرده، بدون سنگ..... ۰,۱

پوشش فقیر گراس یا سطح لخت با زبری متوسط..... ۰,۲

پوشش متوسط گراس ۰,۴

پوشش متراکم گراس ۰,۸

معادله هورتون برای دبی های بالا و شرایطی که جریان غالب آشفته باشد مناسب تر است. از این معادله می توان هیدروگراف یک جریان روزمینی را برای یک بارش یکنواخت با تداوم بی نهایت تولید و سپس مشابه شکل ه یا تئوری سیستم های خطی هیدروگراف S، سایر هیدروگراف های با تداوم مشخص t را نیز استخراج نمود.



شکل ه- توسعه هیدروگراف جریان روزمینی t ساعته از هیدروگراف S

مثال: فرض کنید بزرگراهی با آسفالت صاف و طول عرضی ۷۲ فوت دارای شیب عرضی معادل ۰,۰۰۵ باشد. هدف تعیین هیدروگراف جریان سطحی در پایین دست جاده پس از وقوع بارشی ۱۰ دقیقه ای با شدت ۱,۸۹ اینچ بر ساعت می باشد؟

مراحل محاسبات به نقل از کتاب هیدرولیک Chow، ۱۹۵۹ در جدول زیر ارائه شده است:

بدیهی است که در این ۱۰ دقیقه تلفات تبخیر ناچیز است. لذا ابتدا شرط ایزارد کنترل می شود. $1.89\times72<500$ لذا روش ایزارد قابل کاربرد است. مقدار c نیز حدود ۰,۰۰۷ انتخاب می شود. به وسیله معادلات ایزارد سایر مقادیر ثابت نیز به شرح زیر محاسبه می شود:

$$t_e = 5.45 \text{ ،} D_e = 0.515 \text{ ،K=0.0487 ،} q_e = 0.00315.$$

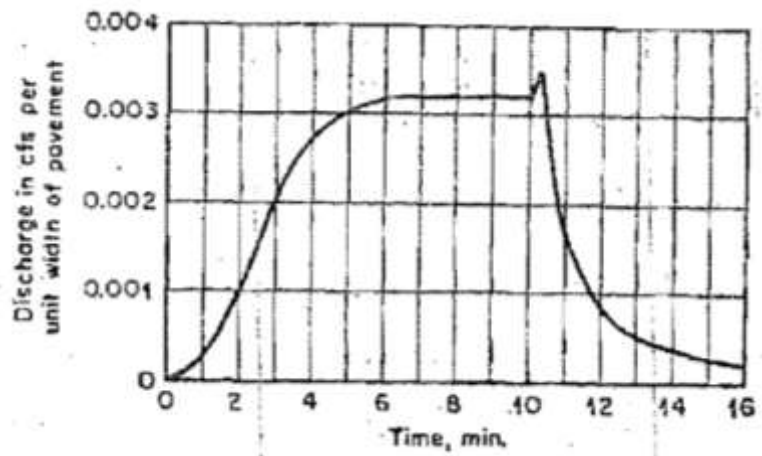
محاسبات عرض شاخه صعودی هیدروگراف در جدول و شکل زیر ارائه شده است.

در جدول مذکور مقادیر q/q_e و t/t_e از هیدروگراف بی بعد جریان روزمینی ایزارد استخراج می شود. همانطور که از جدول و شکل(و) نیز مشخص است در زمان تعادل سیستم (۵,۴۵ دقیقه پس از بارش مازاد) مقدار دبی واحد عرض بزرگراه معادل ۰,۹۷ دبی تعادل و برابر با ۰,۰۰۳۱۵ می شود. باتوجه به اینکه بارش مازاد تا ۱۰ دقیقه ادامه دارد لذا انتظار است مقدار دبی تعادل به صورت کامل شکل بگیرد. در صورت ثابت ماندن شدت رگبار مانند مثال حاضر، منحنی گراف نیز در زمان تعادل موازی محور زمان باقی می ماند اما اگر شدت رگبار تغییر کند بدیهی است که تعادل سیستم نیز بهم می خورد. لازم به ذکر است پس از توقف بارش در دقیقه ۱۰ یک نوسان افزایشی آنی و زودگذر روی دبی هیدروگراف حتی در شرایط ثابت ماندن بارش مشاهده شده و سپس منحنی خشکیدگی تا دبی صفر ادامه می یابد. علت این موضوع چیست؟ زیرا مقدار نگهداشت سطح چنین سیستم هایی در طول بارش بیشتر از نگهداشت در زمان توقف خواهد بود. در این شرایط با i=0 مقدار K کمتر شده و لذا مقدار توان

نگهداشت سیستم از ۰,۵۱۵ به ۰,۴۳۴ فوت مکعب می رسد. این اختلاف نگهداشت سیستم در زمان پس از توقف بارش حدود ۰,۰۸۱ فوت مکعب می باشد که در این شرایط این حجم کمبود نگهداشت سیستم با دبی برابر یا بیشتر از دبی تعادل (۰,۰۰۳۱۵) از سیستم خارج می شود. زمان مورد نیاز تخلیه کمبود نگهداشت سیستم برابر $0.081/0.00315 = 26\text{sec}$ یا ۰,۴۳ دقیقه می شود. لذا زمان خشکیدگی واقعی برابر ۰,۴۳+۱۰ با دبی ۰,۰۰۳۱۶ فوت مکعب بر ثانیه خواهد شد..

جدول محاسبات هیدروگراف جریان روزمینی یک بزرگراه فرضی از کتاب هیدرولیک Chow,1959

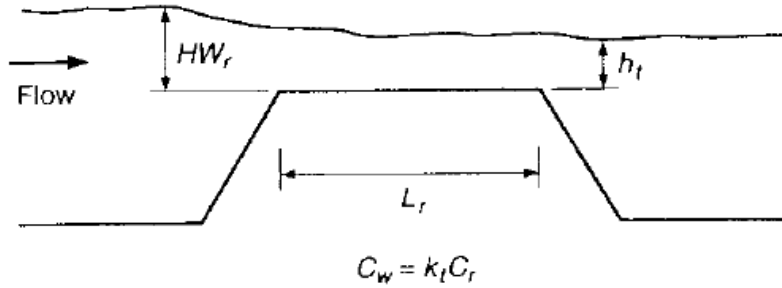
t	t/t_e	$q/q_e = r$	$F(r)$	t_r	q
1.00	0.183	0.05	....	....	0.0002
2.00	0.367	0.30	....	....	0.0010
2.50	0.458	0.48	....	....	0.0015
3.00	0.550	0.65	....	....	0.0021
4.00	0.733	0.85	....	....	0.0027
5.00	0.917	0.94	....	....	0.0030
5.45	1.000	0.97	....	....	0.0031
6.00	.....	1.00	....	....	0.0032
7.00	.....	1.00	....	....	0.0032
8.00	.....	1.00	....	....	0.0032
9.00	.....	1.00	....	....	0.0032
10.00	.....	1.00	....	....	0.0032
10.43	.....	1.00	....	....	0.0032
10.91	.....	0.60	0.21	0.48	0.0019
11.40	.....	0.40	0.42	0.97	0.0013
11.86	.....	0.30	0.62	1.43	0.0009
12.64	.....	0.20	0.96	2.21	0.0006
14.57	.....	0.10	1.80	4.14	0.0003



شکل و- هیدروگراف جریان روزمینی (Overland Flow) بزرگراه فرضی در یک شهر

۲۱. کاربرد هیدرولیک سرریزهای پهن در روگذری رواناب از جاده ها(Road Overtopping)، فصل ۲

هیدرولوژی جاده هایی که از روی رودخانه ها عبور کرده و یا به عنوان یک مانع همچون سرریز عمل می کنند مورد توجه هیدرولوژیست ها بوده است. این شرایط شبیه رفتار سرریزهای لبه پهن مشابه شکل ۱ می باشد.



شکل ۱: تشابه روگذری جاده با هیدرولیک سرریز لبه پهن(هیدرولیک Sturm,2001)

همانطور که از شکل نیز مشخص است بدنه خاکریز و جاده مشابه عرض تاج سرریز (L_r) و طول جاده به عنوان طول سرریز L که در صورت نیاز طول موثر جایگزین می شود خواهد بود. معادله کلی سرریزهای لبه پهن به صورت زیر است:

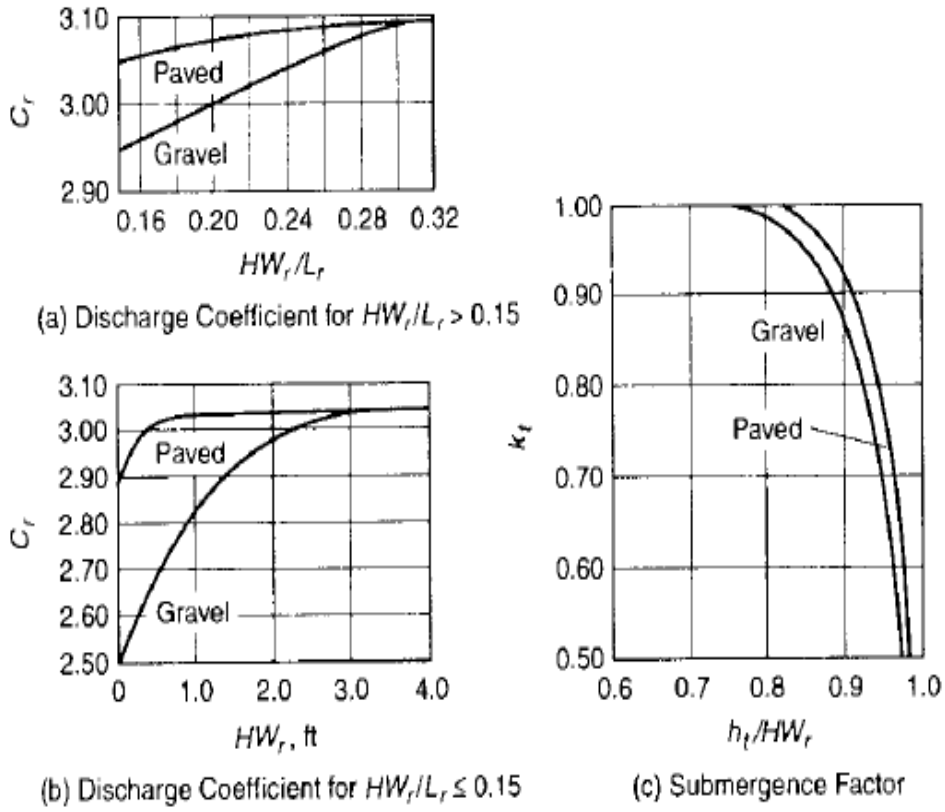
$$Q_w = C_w L H^{3/2}$$

مقدار H ممکن است ارتفاع معادل انرژی H_e یا هد آب H_d قبل از سرریز جایی که هنوز سطح آب وجود تاج سرریز را حس نکرده است لحاظ گردد. بر همین اساس ضریب سرریز C_w متناسب با شرایط اعمال می شود. اگر H_d معادل HW_r باشد باتوجه به نسبت $\frac{HW_r}{L_r}$ چهار نوع سرریز مستطیلی طبقه بندی می شود که دو نوع آن در گروه تاج باریک و لبه تیز قرار می گیرند و لذا در اینجا مورد توجه نیستند. اگر پهنای سرریز به اندازه کافی زیاد باشد ($\frac{HW_r}{L_r} \le 0.1$) خطوط جریان دارای انحنای کم و فشار هیدرواستاتیک خواهد بود. در این حالت پهنا یا عرض تاج سرریز به دلیل طولانی بودن باعث مقاومت سطح جریان شده که نقش عمده ای در تعیین ضریب سرریز دارد. عمق بحرانی نیز در ا نتهای پایین دست سرریز ایجاد می شود. اگر ($0.1 < \frac{HW_r}{L_r} \le 0.35$) عمق بحرانی در نزدیکی های گوشه بالا ایجاد شده و لذا تغییرات ضریب تدریجی است. این حالت نیز به عنوان لبه پهن حقیقی شناخته می شود. به طورکلی در این دو حالت جریان در بالادست سرریز زیربحرانی و در روی آن فوق بحرانی است و لذا یک مقطع کنترل بحرانی در کناره بالادست و احتمالاً در محل جدایی آب از کف سریز به وجود می آید. بر اساس نظر اداره فدرال بزرگراه ها (FHA,1985) می توان دبی عبور روگذری جاده ها را از رابطه زیر بر حسب فوت مکعب بر ثانیه محاسبه نمود:

$$Q_w = C_w L (HW_r)^{3/2}$$

L طول تاج جاده بر حسب فوت، HW_r هد آب روی جاده بر حسب فوت و شکل ۲ جهت تعیین ضریب تخلیه جاده باتوجه به نسبت هد آب به پهنای جاده (روگذری عمیق و باریک) و ضریب تصحیح غوطه وری k_t بر اساس تراز پایاب h_t ارائه شده است.

بر اساس تجربه نویسنده در مناطق توسعه شهری، منطقه عسلویه و رواناب شهر سنگان (خراسان رضوی) هیدرولوژیست ها اغلب با چنین شرایطی روبری می شوند. علاوه بر این ممکن است جاده دارای کالورت های لوله ای یا جعبه ای نیز باشند. در این خصوص می بایست با روش تکرار محاسبات، سهم دبی عبوری از کالورت و جاده تعیین شود. به طوریکه با ترازهای مختلف فرضی آب در بالادست جاده محاسبات آنقدر تکرار می شود تا جمع جریان کالورت و روگذری جاده برابر با دبی طرح گردند.



شکل ۲: ضرایب تخلیه روگذری جاده(Federal Highway Administration,1985)

۲۲. کف شکنی چاه جهت افزایش آبدهی، فصل ۵ و ٦

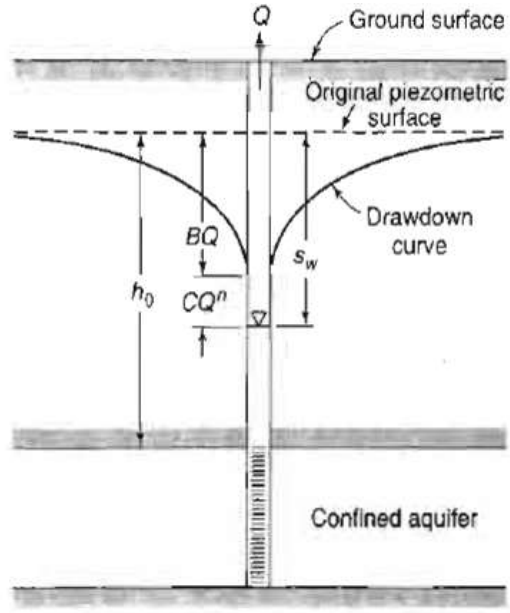
مرجع: دلیری ف.: بررسی کننده فنی گزارشات پایه و تخصصی مطالعات و طراحی تعیین سقف کف شکنی چاه های منطقه البرز مناطق اشتهارد و هشتگرد، آب منطقه ای البرز، مشاور آبسام (همکار)، ۱۳۹۴.

آیا نیاز به کف شکنی داریم؟

اساسا کف شکنی با ملاحظات زیست محیطی مغایر است زیرا باعث افت بیشتر سفره و نشست زمین، سیلگیر شدن و تخریب کیفی در کنار کاهش برگشت ناپذیر آبدهی مخصوص تشکیلات آبخان می گردد. با این وجود به دلایل سیاسی-امنیتی یا اجتماعی ممکن است دولت مردان تصمیم به این اقدام نمایند. وقتی آبدهی چاه کم یا صفر می شود قبل از اقدام به کف شکنی باید دید آیا علت کاهش آبدهی چاه ها مربوط به افت آب سفره است یا خیر؟ اگر جواب مثبت است لذا کف شکنی ناگزیر می شود. اما دلایل دیگر کاهش آبدهی چاه ممکن است گرفتگی روزنه های اسکرین چاه، مشکلات ناشی از پمپ یا تجهیزات وابسته، تخریب لوله و اسکرین یا گراول پک و بدنه چاه باشد. لذا بدون نیاز به کف شکنی می توان هریک از مشکلات مذکور را به کمک ویدئومتری بررسی و در صورت امکان احیا نمود. بطوریکه گرفتگی روزنه ها می تواند با روش های توسعه چاه یا مواد شیمیایی مناسب، تعویض لوله یا اصلاح گراول پک کنترل شود. البته روش های کمی نیز جهت بررسی شرایط آبدهی چاه وجود دارد که در این شرایط می توان ضرائب رابطه خطی زیر را با آزمایش پمپاژ پلکانی محاسبه و سپس ضریب افت چاه C را به عنوان معیار بررسی شرایط با توجه به جدول والتون مقایسه و ارزیابی نمود:

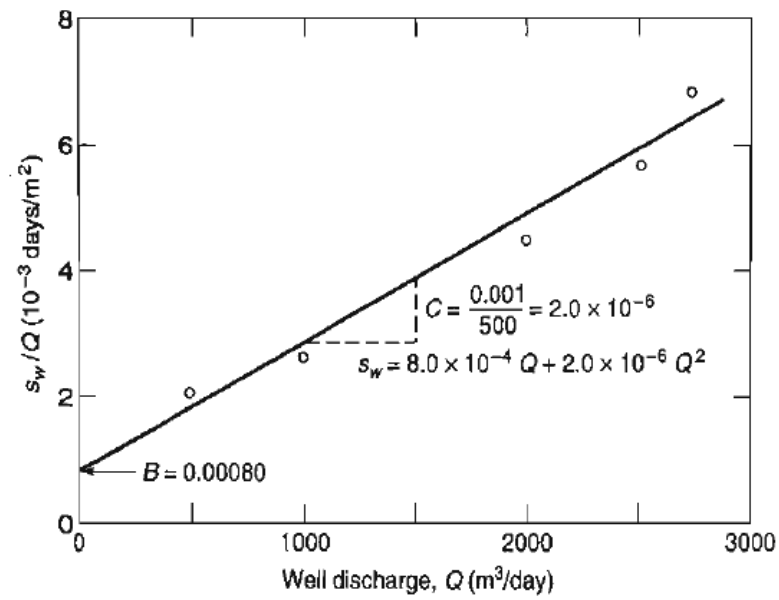
$$s_w = BQ + CQ^2$$

ضریب B مربوط به افت سازند و ضریب C افت چاه می باشد. درجه ۲ معادله می تواند n و از هر ارزش دیگری نیز باشد. شکل زیر تلفات کل سیستم را مجزا کرده است:



نمایش محل نشت متناظر با تلفات چاه، تلفات سازند و تلفات کل در آبخانه تحت فشار

در صورتیکه مقدار افت ویژه –دبی پلکانی معادل روی محور مختصات ترسیم شود در صورت خطی بودن رابطه می توان خطی را رسم و مقدار ضرائب رابطه بالا را مانند شکل زیر محاسبه نمود.



ترسیم افت ویژه–دبی پمپ جهت محاسبه ضرائب معادله تلفات سیستم

بر اساس مطالعات والتون می توان از روی ضریب C شرایط چاه را از جدول زیر ارزیابی نمود

مقایسه ضریب تلفات چاه C جهت ارزیابی کمی شرایط آبدهی چاه از والتون (Walton)

Well loss coefficient C (min^2/m^5)	Well condition
< 0.5	Properly designed and developed
0.5 to 1.0	Mild deterioration or clogging
1.0 to 4.0	Severe deterioration or clogging
> 4.0	Difficult to restore well to original capacity

لذا اگر علت کم شدن آبدهی چاه به یکی از موارد بالا مرتبط باشد نیازی به کف شکنی نخواهد بود. اگر نیاز به کف شکنی باشد قطعاً می بایست مطالعات بیلان و برداشت مجاز پایدار که در فصل ۵ و ۶ به تفصیل ارائه شده است مطالعه گردد. همچنین جهت محاسبه مقدار واقعی درجه n معادله افت ویژه تئوری برای هر آبخانه می توان با گرفتن لوگ از طرفین معادله افت ویژه مذکور به شکل زیر و ترسیم این معادله روی کاغذ لوگ-لوگ برای دبی(Q) روی محور عرض در مقابل افت های ویژه اندازه گیری شده ($\frac{s_w}{Q} - B$) با B های مختلف مثلاً یکبار برای صفر، ۰,۰۰۲، ۰,۰۰۳ و ... محنی های مربوطه ترسیم و مقدار B وقتی که خطی مستقیم ترسیم شد انتخاب گردد.

$$\log\left(\frac{s_w}{Q} - B\right) = \log(C) + (n-1)\log(Q)$$

شیب این خط مستقیم برابر n-1 می باشد. سپس برای یک دبی-افت متناظر از داده های پمپاژ می توان مقدار C را نیز از رابطه $s_w = BQ + CQ^n$ که مقدار n و B آن مشخص شده محاسبه نمود. سپس می توان مولفه های افت سیستم را برای سایر دبی ها شامل افت چاه و افت سازند تفکیک و محاسبه و رسم نمود. در این شرایط انتظار است افت های تئوری با افت های اندازه گیری شده یکسان باشند اما وقتی درجه معادله ۲ لحاظ شود اغلب کمی اختلاف مشاهده می شود که در مطالعات کاربردی ممکن است اهمیتی نداشته باشد.

در ادامه مثالی از واسنجی بیلان سفره در دشت اشتهارد ارائه می شود. یادآور می شود که روش های دیگر واسنجی بیلان سطحی در فصل ۱ و همچنین بیلان دریاچه در بخش پیوست نیز ارائه شده است:

۲۳-روش شناسی واسنجی بیلان سفره اشتهارد-دلیری ۱۳۹٤:

-معلومات: بارش محدوده آبخانه (P)، رواناب سطحی ورودی (R_i)، رواناب سطحی خروجی (R_o)، جریان ورودی زیرسطحی(g_i)، جریان خروجی زیرسطحی(g_o)، برداشت خالص از سیستم (q_w)،تغییرات سیستم (Δs)، سایر برداشت ها مثل چشمه ناچیز و آب پنهان صفر فرض می شود. سایر ورودی و خروجی ها مثل انتقال آب بین حوضه ای وجود ندارد. آب برگشتی کشاورزی، شهری و رودخانه و سایر برگشتی ها از مقدار برداشت سیستم کسر شده و برداشت خالص محاسبه می شود.

مجهولات: تبخیر و تعرق واقعی(E)، نفوذ (I)، برداشت مجاز سنتی، برداشت مجاز پایدار

ابتدا بیلان کل سیستم نوشته می شود تا مقدار E محاسبه شود.

$$\left(P + R_i + g_i\right) - \left(E + R_o + g_o + q_w\right) = \pm\Delta s$$

حال می توان به کمک بیلان سطحی زیر مقدار نفوذ یا I نیز محاسبه شود:

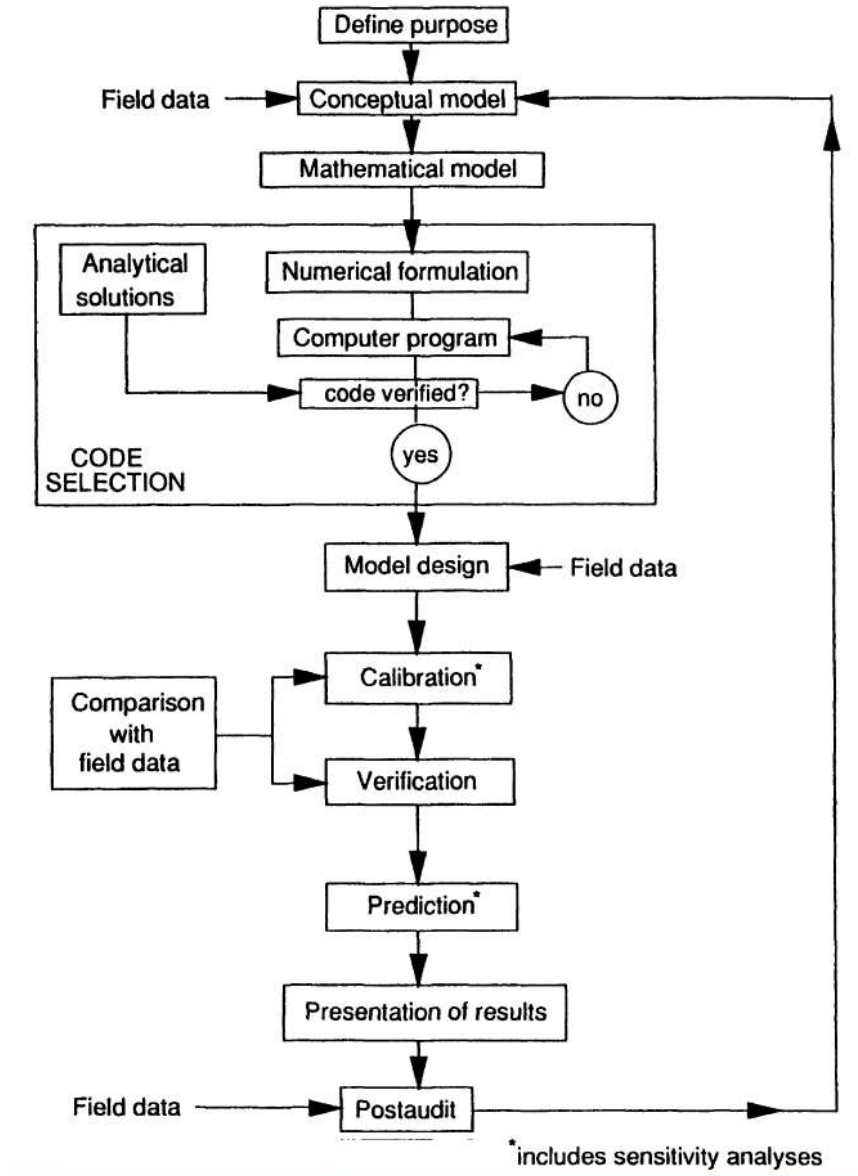
$$\left(P+R_i\right)-E-R_o=I$$

مقدار برداشت مجاز سنتی(تغذیه سفره):

$$I_{rech}=q_w\pm\Delta s$$

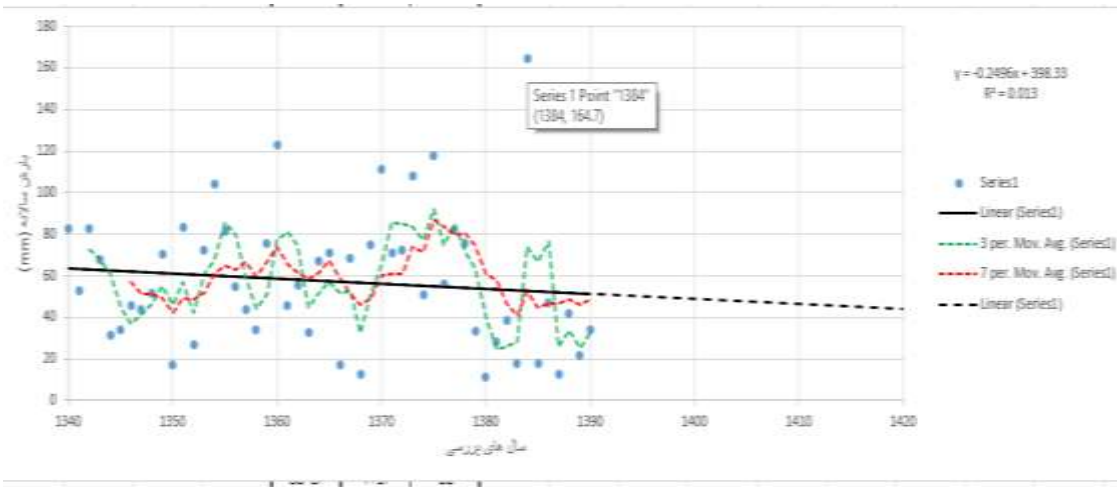
لازم به ذکر است که می توان به جای q_w مولفه های مقدار برداشت ناخالص $q'_w=q_w+x$ را قرار داد. در این حالت x معادل آب برگشتی به سیستم است که معمولاً مقدار آن به صورت تجربی از آمار موجود به عنوان درصدی از برداشت لحاظ می شود. اگر اطلاع دقیقی از مقدار x نباشد می توان رابطه مذکور را به شکل $q'_w-x=q_w$ در معادله بیلان کل سیستم جایگزین نمود. در این حالت می توان با یک روش مناسب (که یک نمونه آن در فصل ۱ ذکر شد) ابتدا بیلان سطحی را واسنجی و مقدار تبخیر واسنجی شده را محاسبه و سپس از بیلان کل سیستم مقدار آب برگشتی نیز تعیین گردد البته به دلیل احتمال وجود تبخیر پتانسیل در مولفه های بیلان زیرسطحی باید محاسبات مقدار آب برگشتی و تبخیر بیلان سطحی چندین بار تکرار شوند تا مقدار مولفه ها به صورت منطقی یکدیگر را ارضا کنند. سپس می توان مقدار برداشت مجاز سنتی را با دقت مناسب تعیین نمود. همچنین انتظار است مقدار نفوذ و تغذیه دو روش مذکور تقریباً نزدیک یکدیگر باشند اما تبخیر از معادله بیلان سطحی اغلب با تبخیر بیلان کل سیستم برابر نیست زیرا ممکن است در بیلان کل سیستم به دلیل حضور مولفه های زیرسطحی و نزدیک شدن سطح آب به سطح زمین مقدار تبخیر پتانسیل از سطح آزاد آب بیشتر شده و مقدار تبخیر در معادله کل بیشتر باشد. لذا همانطور که از مثال های متعدد بیلان کتاب حاضر مشخص می شود باید قبل از انتخاب روش و پارامترهای مجهول و معلوم بیلان به طور مناسب مدل مفهومی سیستم و اهمیت مولفه های موثر در بیلان درک شوند. همچنین یادآور می شود که در سفره های با بیلان منفی بهتر است برداشت مجاز سنتی را از روش هیل نیز کنترل نمود. بدیهی است که می بایست مقدار مجاز برداشت سنتی در یک ضریب کمتر از واحد (به شرطی که فرار آب زیرقاره ای یا آب پنهان وجود نداشته باشد) که روش شناسی محاسبه آن در فصل ۵ ارائه شده است ضرب شده و مقدار برداشت پایدار بر اساس اصول پایداری سیستم محاسبه و تعیین می گردد. در این مطالعه تنها به دو معیار کیفیت آب و نیاز شرب و صنعت در افق برنامه ریزی سال ۱۴۰۴ توجه شده است.

۲٤. اصول گام های مدلسازی، فصل ۲ و ٦، مرجع کتاب Groundwater Hydrology تالیف TODD سال ۲۰۰۵.



۲۵. مثال کاربری از تفسیر منحنی لغزان خشکسالی در مطالعات هواشناسی/دلیری، ف. گزارش فنی مطالعات هواشناسی حدبستر تالاب هامون بین المللی، ۱۳۹۷. آب منطقه ای سیستان و بلوچستان.

نوسانات زمانی بارش‌ها تحت تاثیر جو، لکه‌های خورشیدی، اثرات انسان ساخت، گرد و غبار، گلخانه، و موارد ناشناخته می باشد. با این وجود تحلیل دوره‌های موجود می‌تواند در پیش‌بینی شرایط آتی به منظور مدیریت تعیین حقابه و منابع آب تالاب‌ها کمک شایانی نماید. در این خصوص ایستگاه سینوپتیک زابل به عنوان معرف دوره‌های تر و خشک انتخاب و با روش میانگین لغزان ۳ و ۷ ساله به شرح زیر تفسیر می شود:



نمودار آنالیز روند و نوسانات خشکسالی محدوده تالاب ها همراه ۳۰ سال پیش بینی بارش ایستگاه معرف زابل تا افق ۱۴۲۰ شمسی

تفسیر استوکستیک (Stochastic Analysis)

پرش (Jump): پرش موجود در سال ۸۴-۱۳۸۳ کاملاً طبیعی بوده و لذا یک داده پرت نیست. این نوع بارش ها تاثیر قابل توجهی در اقلیم و برنامه ریزی های با هدف طرح حاضر نخواهند داشت.

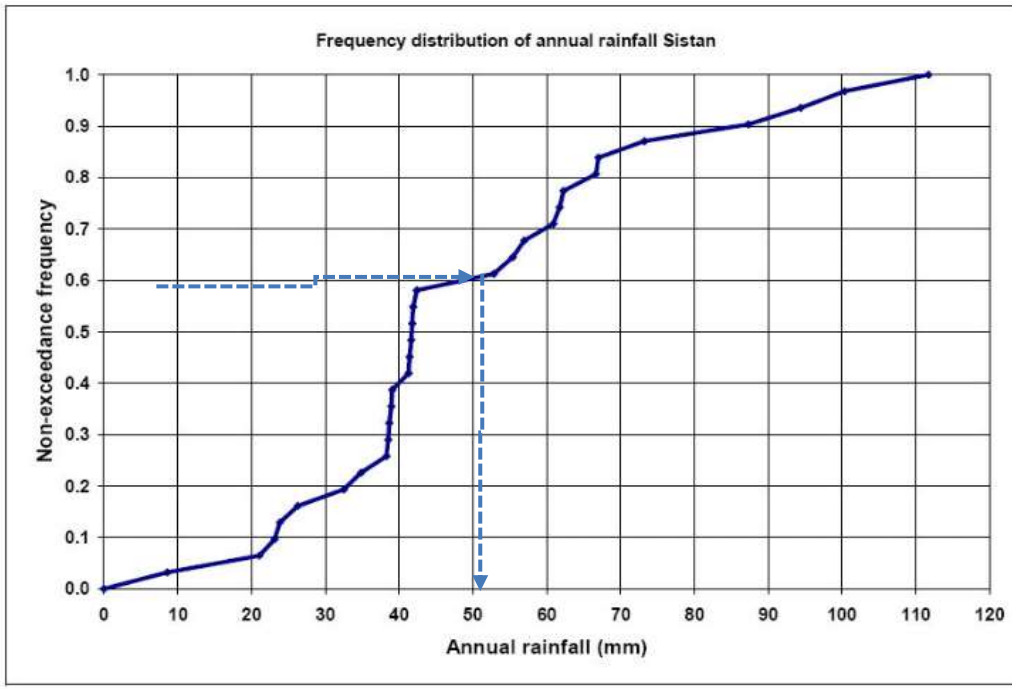
روند (Trend): روند داده های موجود منطقه گواهی شرایط خشکتر سال های آتی می باشد. شیب خط روند معادل $\tan\alpha$ بوده که از ضریب رابطه خط روند در نمودار برابر ۰,۲۵- میلیمتر محاسبه می شود. لذا به طور متوسط از بارش متوسط درازمدت محدوده تالاب ها به میزان ۰,۲۵ میلیمتر در سال کسر می شود.

پیش گویی (Predict): باتوجه به گرادیان روند ایستگاه معرف زابل می توان حدس زد تا افق سال ۱۴۲۰ شمسی میزان بارش سالانه محدوده ایستگاه زابل به حدود ۴۰ تا ۴۵ میلیمتر خواهد رسید. بدیهی است پیش گویی ها نیاز به آنالیز عدم قطعیت نیز دارند.

نوسان (Oscillation): نوسانات ممکن است فصلی، سالانه، ماهانه، روزانه و حتی ساعتی تفسیر شود. نوسانات مناسب اهداف طرح، سالانه با دامنه لغزان ۳ تا ۷ ساله می باشد. ضریب تغییرات سالانه زابل حدود ۵۸ درصد می باشد که حاکی بر اقلیم خشک با نوسان سالانه زیاد است.

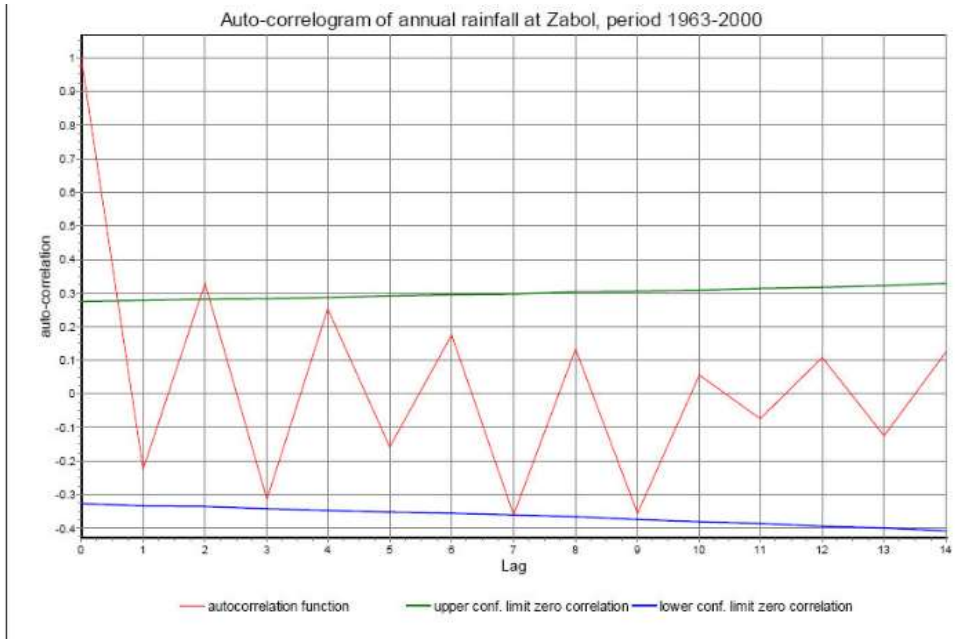
همانطور که مشخص است دهه سال ۷۰ تا ۸۰ دوران ترسالی و سپس آغاز یک دوره طولانی خشک حاکم بر منطقه می باشد. این شرایط کماکان در منطقه ملموس است.

جهت درک بهتر از خصوصیات آماری بارش محدوده تالاب های هامون در منطقه سیستان می توان نمودار زیر را برای درصد احتمال ۶۰ درصد تفسیر نمود. بر این اساس فقط ۴۰ درصد احتمال دارد که بارش متوسط کل محدوده تالاب ها از حدود ۵۳ میلیمتر در سال بیشتر شود.



نمودارآنالیز احتمال وقوع بارش سالانه محدوده تالاب های هیرمند-منطقه سیستان برای دوره ۳۰ ساله (۱۹۷۰ تا ۲۰۰۰)

علاوه بر این بر اساس مفاهیم هیدرولوژی استوکستیک و نمودار خود همبستگی زیر مشخص است که به جز چند همبستگی بارش با دو فاز تاخیر، هیچ همبستگی بین سال‌های دیگر وجود ندارد. که این خود به معنی ضریب تغییرات زمانی بالا در منطقه و توجه به اهمیت عدم قطعیت پیش‌بینی استوکستیک ورودی تالاب‌ها در برنامه‌ریزی‌های منابع آب دارد.



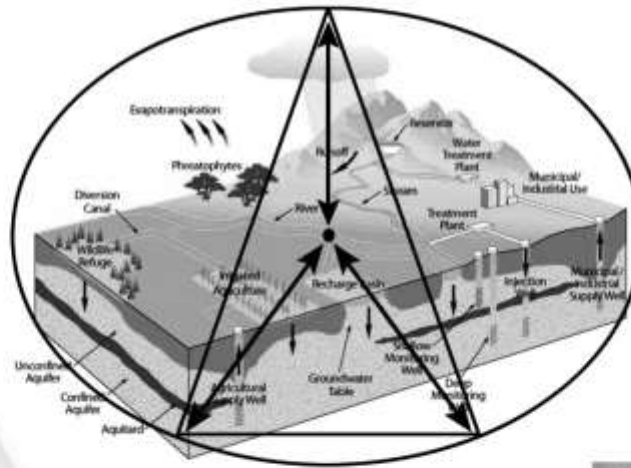
نمودار خودهمبستگی نگار بارش معرف سیستان برای دوره ۳۰ ساله (۱۹۷۰ تا ۲۰۰۰)

مهندسین آبسام
(طرح و ساخت)

مدلسازی آب و محیط زیست

کنترل سیل، تامین آب، مدیریت آب زیرزمینی

حوضه های شهری و روستایی | تاکید: محاسبات عددی |



مولفـــان:

دکتر فرهاد دلیری

مدرس دوره های تخصصی پردیس فنی مهندسی
آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

دکتر حسن سید سراجی

عضو هیئت علمی پردیس فنی مهندسی
آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

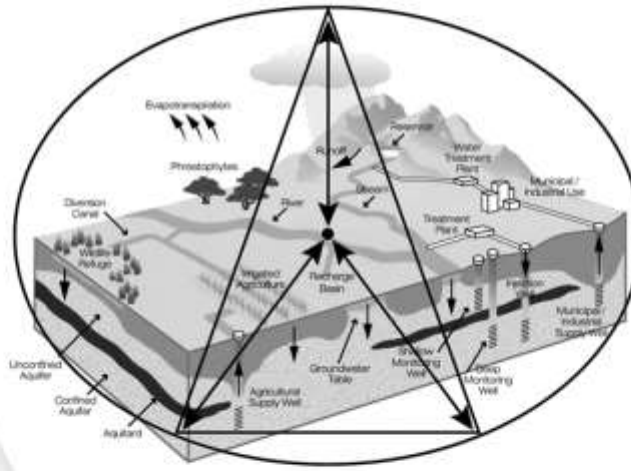
چاپ دوم با اضافات / ۱۳۹۸

مهندسین آبسام
(طرح و ساخت)

مدلسازی آب و محیط زیست

کنترل سیل، تامین آب، مدیریت آب زیرزمینی

حوضه‌های شهری و روستایی | تاکید: محاسبات عددی |



مولفـــان:

فرهاد دلیری

مدرس دوره های تخصصی پردیس فنی مهندسی
آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

حسن سید سراجی

عضو هیئت علمی پردیس فنی مهندسی
آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

چاپ اول/۱۳۹۳

AbSam
EPC Co.
Research, Design & Construction

www.absam.ir

Environmental & Water Modeling

(Flood control, water supply, Aquifer management)

Urban & Rural Watersheds
Emphasis: Numerical Analysis

1 th Print 2014
2 th Print 2019

BY:

Dr. Farhad Daliri , Dam Consultant & Hydrologist
Instructor
Water & Environment Eng. Campus of
Shahid Beheshti University

Dr. Hassan Seyed Seraji , Dam Consultant & Fluid Mechanics
Assistant Professor
Water & Environment Eng. Campus of
Shahid Beheshti University

AbSam EPC Co.

Research, Design & Construction

Environmental & Water Modeling

Flood Control, Water Supply, Aquifer Management
Urban & Rural Watersheds
Emphasis: Numerical Analysis

2th print 2019

By:

Dr. Farhad Daliri Dam Consultant and Hydrologist
Instructor Water & Environment Eng. Campus of
Shahid Beheshti University
info@absam.ir

Dr. Hassan Seyed Seraji Dam Consultant and Fluid Mechanics
Assistant Professor Water & Environment Eng. Campus of
Shahid Beheshti University
mhseraji@pwut.ac.ir

مدلسازی آب و محیط زیست

مولفان: دکتر فرهاد دلیری، دکتر حسن سید سراجی

شرکت مهندسین آبسام (طرح و ساخت)

شرکت مهندسین مشاور و پیمانکار آبسام (طرح و ساخت) از ترکیب شرکت مهندسین مشاور مهاب سیل کشتمان (سال ۱۳۸۵) با شرکت پیمانکار آبنگار کارون (سال ۱۳۷۵) در سال ۱۳۹۶ تاسیس شده است. زمینه های کاری:

۱. مشاور و پیمانکار آب - انرژی و محیط زیست (سد، رودخانه، نفت و گاز، آبیاری و ...)
۲. مشاور و پیمانکار راه و ساختمان
۳. نقشه برداری و GIS , IT
۴. تهیه، نصب و راه اندازی ادوات و ابزار و هوشمندسازی
۵. صدور خدمات فنی و مهندسی ارزش و روابط بین الملل

جزئیات در سایت رسمی شرکت www.absam.ir قابل دسترسی می باشد.

"کلیه حقوق مادی و معنوی این کتاب متعلق به شرکت مهندسین آبسام می باشد."

شابک: ۹۷۸-۶۰۰-۶۹۲۳-۲۱-۵

سایر کتب مولف۲ مورد انگلیسی و ۵ مورد فارسی دانلود رایگان از www.absam.ir

۱.تراکم سیستم آبخانه و فرونست زمین، چاپ اول، ۱۴۰۰.
۲.اصول مقدماتی هیدرولوژی شهری، چاپ اول، ۱۴۰۰.
۳. مدلسازی آب و محیط زیست (تخلیه رسوب سد)، چاپ اول ۱۴۰۱.
۴.آب و هواشناسی دینامیک، چاپ اول ۱۴۰۲.

5.Principle of damming, Rev. 1, 2020.
6.Uncertainty in flood forecasting, Rev.1 2020.