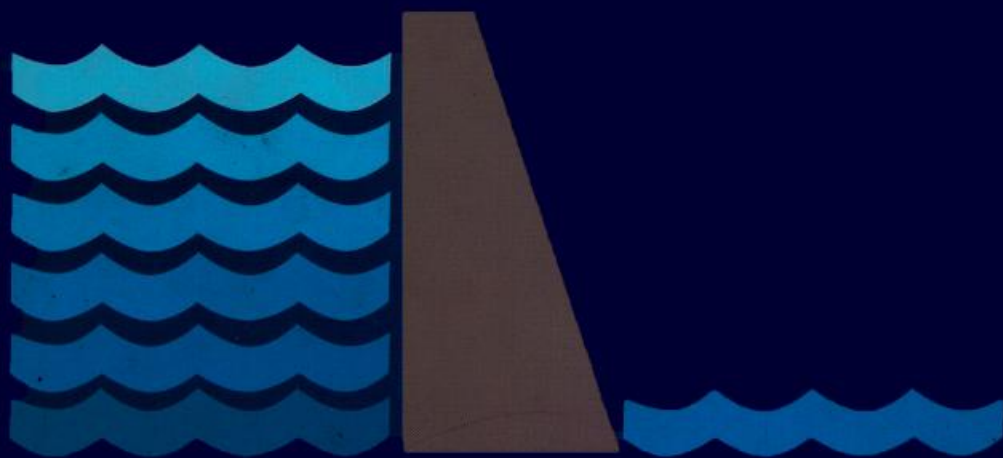




اصول مهندسی سدهای خاکی

دکتر علی قنبری



اللَّهُمَّ صَلِّ عَلَى مُحَمَّدٍ



اصول مهندسی سدهای خاکی

دکتر علی قنبری

عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران

دانشگاه خوارزمی

تهران ۱۳۹۳

سرشناسه	: قنبری، علی، ۱۳۴۸ -
عنوان و نام پدیدآور	: اصول مهندسی سدهای خاکی/ علی قنبری.
مشخصات نشر	: تهران: دانشگاه خوارزمی، ۱۳۹۳.
مشخصات ظاهری	: ۳۴۶ ص: مصور، جدول، نمودار.
شابک	: ۱۲۰۰۰۰ ریال: ۳-۹۰-۶۷۰۶-۹۶۴-۹۷۸
وضعیت فهرست‌نویسی	: فیپا
یادداشت	: واژه‌نامه.
یادداشت	: کتاب‌نامه.
موضوع	: سدهای خاکی
موضوع	: سدهای خاکی -- طرح و ساختمان
موضوع	: سد و سدسازی
شناسه افزوده	: دانشگاه خوارزمی
رده‌بندی کنگره	: TC۵۴۳/ق۹الف۶ ۱۳۹۳
رده‌بندی دیویی	: ۸۳/۶۲۷
شماره کتاب‌شناسی ملی	: ۳۶۴۹۸۹۸



عنوان کتاب	: اصول مهندسی سدهای خاکی
نویسنده	: دکتر علی قنبری
ویراستار	: دکتر حسین بیات
طراح جلد	: شراره فلاحتی
صفحه‌آرا	: صادق عزیزخانی
ناشر	: دانشگاه خوارزمی
چاپ و صحافی	: دانشگاه خوارزمی
نوبت چاپ	: اول، ۱۳۹۳
شابک	: ۳-۹۰-۶۷۰۶-۹۶۴-۹۷۸
شمار	: ۱۰۰۰ نسخه
قیمت	: ۱۲۰۰۰۰ ریال
نشانی	: تهران، خیابان مفتح، شماره ۴۳، کد پستی: ۱۴۹۱۱-۱۵۷۹۰
مرکز پخش	: ۸۸۳۱۱۸۶۶

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.

پیش‌گفتار

طراحی سد قبل از آن‌که یک دانش مستقل باشد، مسئله‌ای از مسائل مهندسی عمران است که تخصص‌های گوناگونی در آن مشارکت دارند. بر همین اساس نگارش یک کتاب جامع برای سدسازی کاری بسیار دشوار است. هم‌اکنون چندین کتاب بین‌المللی با حجم بیش از ۱۰۰۰ صفحه در دسترس علاقه‌مندان قرار دارد، باین‌حال نمی‌توان ادعا کرد که با وجود هر یک از آن‌ها می‌توان از کتاب‌های دیگر بی‌نیاز شد. از سوی دیگر در دوره کارشناسی مهندسی عمران در قالب درس‌های «اصول مهندسی سد» و «سدهای کوتاه» لازم است مقدمات دانش سدسازی به دانشجویان آموزش داده شود.

نگارنده با توجه به تجربه کاری خود به‌عنوان مهندس طراح سد و مدرس درس‌های سدسازی در مقاطع کارشناسی و تحصیلات تکمیلی به این نتیجه رسیده است که هرچند تسلط بر کتاب‌های مرجع بین‌المللی برای مهندسان طراح به‌عنوان اصلی‌ترین ابزار ضرورت دارد، ارجاع دانشجویان کارشناسی به این کتاب‌ها نتیجه چندان موفقیته آمیزی نخواهد داشت. اغلب دانشجویان به نگارش جزوه‌های کلاسی بسنده می‌کنند و فرصت کافی برای مطالعه کتاب‌های قطور را ندارند.

با توجه به دو مقدمه بالا، نگارنده تصمیم گرفت کتابی کم‌حجم و مقدماتی برای آشنایی علاقه‌مندان به طراحی سد تدوین کند. درعین‌حال نویسنده اذعان دارد که این اثر، مرجعی برای طراحان

سد محسوب نمی‌شود. هرچند در این کتاب همه انواع سد معرفی شده‌اند و مطالعات پایه برای همه آن‌ها به اجمال بیان شده است، تمرکز اصلی کتاب بر طراحی سدهای خاکی است. بدیهی است برای طراحی سدهای بتنی و سدهای بزرگ دیگر در مقاطع کارشناسی ارشد و دکتری درس‌های مرتبطی ارائه و مراجع مناسب معرفی می‌گردد.

در اینجا لازم است از دوستان عزیزم آقایان دکتر جلال بازرگان (دانشگاه زنجان)، دکتر علی نورزاد (دانشگاه شهید بهشتی)، دکتر محسن صابرمآهانی (دانشگاه علم و صنعت ایران)، دکتر امیرحسین صادق‌پور (دانشگاه کاشان)، دکتر میثم فدایی (پژوهشگاه بین‌المللی زلزله)، دکتر رضا مهین‌روستا (دانشگاه تربیت مدرس) و دکتر مجتبی مهرآیین (دانشگاه خوارزمی) که نگارنده را در تدوین این اثر یاری نمودند، تشکر و قدردانی نمایم. همچنین از دانشجویان عزیز دانشگاه خوارزمی که با مطالعه متن اولیه کتاب اشکالات آن را برطرف نمودند کمال تشکر را دارم. نهایتاً مراتب تشکر خود را از دکتر عطاء شاکری (دفتر ارتباط با صنعت دانشگاه خوارزمی) و دکتر محمد شادروی‌منش (مرکز نشر دانشگاه خوارزمی) اعلام می‌دارم و از خداوند متعال برای همه این عزیزان، سلامتی و توفیق عبادت مسئلت دارم.

از خوانندگان محترم استدعا دارم اشکالات و خطاهای احتمالی در ویرایش، محاسبات و بیان مطالب علمی را به این جانب گوشزد نمایند.

علی قنبری - بهار ۱۳۹۳

فهرست مطالب

فصل اول

کلیاتی درباره انواع سدها

۱۵	۱-۱-مقدمه
۱۶	۲-۱-انواع سدها
۱۷	۱-۲-۱-سدهای خاکی
۱۸	۲-۲-۱-سدهای بتنی
۲۱	۳-۲-۱-سدهای لاستیکی
۲۲	۴-۲-۱-سدهای مخزنی
۲۲	۵-۲-۱-سدهای تنظیمی
۲۳	۶-۲-۱-سدهای انحرافی
۲۴	۷-۲-۱-سدهای باطله یا رسوب گیر
۲۵	۸-۲-۱-سدهای تفریحی
۲۵	۹-۲-۱-سدهای تبخیری
۲۶	۱۰-۲-۱-سدهای زیرزمینی
۲۷	۳-۱-تاریخچه سدسازی در ایران و جهان
۳۷	۴-۱-اهداف موردنظر در ساخت سد
۳۷	۱-۴-۱-تأمین آب شرب و کشاورزی

۳۹ ۲-۴-۱- توليد برق و جايگاه نيروگاه‌هاي برق‌آبي

فصل دوم

پلان كلي يك پروژه سدسازي

۴۵	۱-۲- مقدمه
۴۶	۲-۲- سيستم انحراف آب
۴۶	۱-۲-۲- فرازبند و نشيببند
۴۸	۲-۲-۲- تونل‌هاي انحراف آب
۴۹	۳-۲-۲- خشکه اندازي گودال پي
۵۰	۳-۲- سيستم آب‌بندی پي
۵۱	۴-۲- سازه‌هاي هيدروليكي
۵۱	۱-۴-۲- سيستم آبيگيري
۵۳	۲-۴-۲- سيستم سرريز
۵۷	۳-۴-۲- حوضچه‌هاي آرامش
۵۷	۵-۲- ساير اجزاي طرح سدسازي
۵۹	۶-۲- مراحل طراحي در يك پروژه سدسازي
۶۰	۷-۲- انتخاب ساختگاه براي سد
۶۱	۸-۲- عوامل مؤثر در انتخاب نوع سد

فصل سوم

مطالعات پايه در طرح‌هاي سدسازي

۶۵	۱-۳- مقدمه
۶۶	۲-۳- عوامل انساني در يك پروژه سدسازي
۶۷	۳-۳- تركيب گروه مشاور طراح سد
۶۸	۴-۳- مطالعات زمين‌شناسي
۶۸	۵-۳- مطالعات لرزه‌خيزي
۶۹	۶-۳- مطالعات نقشه‌برداري
۷۰	۷-۳- مطالعات منابع آب

۷۳	۸-۳- مطالعات منابع قرضه
۷۳	۹-۳- مطالعات اجتماعی
۷۵	۱۰-۳- مطالعات ارزیابی زیست محیطی
۷۶	۱۱-۳- مطالعات ارزیابی اقتصادی طرح

فصل چهارم

طراحی هندسی مقطع سدهای خاکی و بتنی

۷۸	۱-۴- مقدمه
۷۹	۲-۴- محاسبه رقوم چهارگانه سد
۸۰	۳-۴- محاسبه ارتفاع آزاد مخزن
۸۳	۱-۳-۴- محاسبه طول آزاد دریاچه (Fe)
۸۴	۲-۳-۴- محاسبه ارتفاع موج (Hw)
۸۵	۳-۳-۴- محاسبه ارتفاع بالا زدگی آب (Rs)
۸۵	۴-۳-۴- محاسبه ارتفاع برآمدگی سطح آب (S)
۸۶	۵-۳-۴- محاسبه ارتفاع لازم برای جبران نشستها
۸۷	۴-۴- طراحی اولیه هندسه سدهای خاکی
۹۰	۵-۴- طراحی اولیه هندسه سدهای سنگریز با رویه بتنی
۹۴	۶-۴- طراحی اولیه هندسه سدهای بتنی - وزنی
۹۶	۷-۴- طراحی اولیه هندسه سدهای هسته آسفالتی

فصل پنجم

مصالح برای ساخت سد

۱۰۱	۱-۵- مقدمه
۱۰۲	۲-۵- روش های شناسایی منابع قرضه
۱۰۴	۳-۵- مصالح برای ساخت سدهای بتنی
۱۰۴	۱-۳-۵- شن و ماسه برای ساخت بتن
۱۰۵	۲-۳-۵- پوزولان برای سدهای بتن غلطکی
۱۰۷	۴-۵- مصالح برای ساخت هسته سدهای خاکی

۱۰۸	۵-۵- مصالح برای پوسته سدهای خاکی
۱۰۹	۵-۶- مصالح سنگریز
۱۱۰	۵-۷- مصالح لایه سنگچین
۱۱۱	۵-۸- مصالح فیلتر
۱۱۱	۵-۹- مصالح برای هسته های آسفالتی
۱۱۱	۵-۱۰- مصالح ژئوسنتتیک برای سدها
۱۱۲	۵-۱۱- مصالح شن و ماسه سیمانی شده
۱۱۴	۵-۱۲- مصالح دیگر برای ساخت سدها

فصل ششم

خاک های مشکل آفرین

۱۱۷	۶-۱- مقدمه
۱۱۸	۶-۲- انواع خاک های مشکل آفرین
۱۱۹	۶-۲-۱- خاک های تورم پذیر
۱۲۰	۶-۲-۲- خاک های فروریزی
۱۲۱	۶-۲-۳- خاک های شور و انحلال پذیر
۱۲۳	۶-۲-۴- خاک های آلی
۱۲۳	۶-۲-۵- خاک های آلوده و زمینهای دفن زباله
۱۲۴	۶-۲-۶- خاک های دستی
۱۲۴	۶-۳- خاک های واگرا
۱۲۶	۶-۴- روش های آزمایشگاهی شناسایی خاک های واگرا
۱۲۷	۶-۴-۱- آزمایش سوراخ سوزن (پین هول)
۱۲۸	۶-۴-۲- آزمایش تجزیه شیمیایی
۱۳۲	۶-۴-۳- آزمایش هیدرومتری دوگانه برای شناسایی واگرایی
۱۳۳	۶-۴-۴- آزمایش کرامب برای شناسایی واگرایی
۱۳۴	۶-۵- روش های صحرائی شناسایی خاک های واگرا

فصل هفتم

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها

- ۱۳۸ ۱-۷- مقدمه
- ۱۴۱ ۲-۷- روش‌های مختلف تحلیل تراوش در سدها
- ۱۴۳ ۳-۷- روش‌های آب‌بندی پی سد
- ۱۴۷ ۴-۷- محاسبه نشت از پی یک سد بدون آب‌بند
- ۱۴۸ ۵-۷- محاسبه نشت از پی باوجود بلانکت رسی
- ۱۴۹ ۶-۷- محاسبه نشت از پی باوجود ترانشه رسی
- ۱۵۱ ۷-۷- محاسبه نشت از پی باوجود دیوار آب‌بند
- ۱۵۳ ۸-۷- محاسبه نشت در سیستم‌های ترکیبی
- ۱۵۴ ۹-۷- حل دو مسئله نمونه از محاسبه نشت برای پی سد
- ۱۵۸ ۱۰-۷- محاسبه نشت از بدنه سد
- ۱۶۱ ۱۱-۷- تحلیل تراوش با نرم‌افزار
- ۱۶۳ ۱۲-۷- حل یک نمونه با استفاده از نرم‌افزار Seep/w
- ۱۶۵ ۱۳-۷- مثال نمونه از محاسبه نشت برای بدنه سد همگن
- ۱۶۷ ۱۴-۷- مثال نمونه از محاسبه نشت برای بدنه سدهای خاکی هسته‌دار
- ۱۶۸ ۱۵-۷- تحلیل تراوش با ترسیم شبکه جریان
- ۱۷۲ ۱۶-۷- نشت و گرادیان هیدرولیکی مجاز
- ۱۷۲ ۱۷-۷- پدیده‌های مخرب ناشی از گرادیان هیدرولیکی بالا

فصل هشتم

طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی

- ۱۷۷ ۱-۸- مقدمه
- ۱۷۸ ۲-۸- طراحی ضخامت فیلتر
- ۱۸۱ ۳-۸- طراحی دانه‌بندی فیلتر
- ۱۸۱ ۱-۳-۸- طراحی دانه‌بندی فیلتر بر مبنای روش ترزاقی
- ۱۸۲ ۲-۳-۸- طراحی دانه‌بندی فیلتر بر مبنای روش USBR

۱۸۵	۳-۳-۸- طراحی دانه‌بندی فیلتر بر مبنای آزمایش NEF
۱۸۶	۴-۳-۸- نکاتی پیرامون طراحی فیلتر
۱۸۷	۴-۸- طراحی زهکشها
۱۸۸	۱-۴-۸- طراحی ابعاد زهکشها
۱۹۰	۲-۴-۸- طراحی دانه‌بندی زهکشها
۱۹۱	۵-۸- طراحی پوشش شیروانیهای سد
۱۹۲	۱-۵-۸- طراحی لایه سنگچین بر اساس رکوردهای اجرایی
۱۹۳	۲-۵-۸- طراحی لایه سنگچین بر اساس روابط تجربی
۱۹۴	۳-۵-۸- طراحی فیلتر زیر لایه سنگچین
۱۹۵	۴-۵-۸- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح مناسب برای سنگچین
۱۹۶	۵-۵-۸- طراحی پوشش شیروانی پایبندست
۱۹۶	۶-۸- مثال از طراحی فیلتر و زهکشها در یک سدخاکی

فصل نهم

تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی

۲۰۶	۱-۹- مقدمه
۲۰۸	۲-۹- بارهای وارد بر سدهای وزنی
۲۱۷	۳-۹- ترکیب بارگذاری
۲۱۸	۴-۹- معیارهای ارزیابی پایداری سدهای وزنی
۲۱۹	۵-۹- روش‌های تحلیل سدهای وزنی
۲۲۲	۶-۹- مسائل حل شده

فصل دهم

تحلیل پایداری شیروانیها در سدهای خاکی

۲۳۰	۱-۱۰- مقدمه
۲۳۱	۲-۱۰- روش‌های مختلف تحلیل پایداری
۲۳۳	۳-۱۰- تعریف ضریب اطمینان
۲۳۵	۴-۱۰- انواع روش‌های تعادل حدی

۲۳۵	۱-۴-۱۰- شیب‌های نامحدود:
۲۳۷	۱-۴-۲- روش دایره سوئدی
۲۳۸	۱-۴-۳- روش سطح لغزش صفحه‌ای
۲۳۸	۱-۴-۴- روش چندگوه‌های:
۲۳۹	۱-۴-۵- روش‌های مبتنی بر قطعات قائم
۲۴۳	۱-۵- انتخاب روش مناسب تحلیل
۲۴۵	۱-۶- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری
۲۴۶	۱-۷- انتخاب نوع تحلیل
۲۴۹	۱-۸- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری برای یک سدخاکی
۲۴۹	۱-۸-۱- پایان ساخت
۲۵۱	۱-۸-۲- تراوش پایدار - مخزن پر
۲۵۲	۱-۸-۳- تراوش پایدار - مخزن نیمه‌پر
۲۵۴	۱-۹- پارامترهای مصالح بدنه و پی
۲۵۴	۱-۹-۱- روش‌های تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح پی
۲۵۶	۱-۹-۲- روش‌های تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح بدنه
۲۵۸	۱-۱۰- استفاده از نرم‌افزار برای تحلیل پایداری شیبها
۲۵۸	۱-۱۰-۱- تحلیل شبه‌استاتیک سد نمونه شماره یک
۲۶۵	۱-۱۰-۲- تحلیل شبه‌استاتیک سد نمونه شماره ۲
۲۶۹	۱-۱۱- نمودارهایی برای تخمین سریع و تقریبی ضریب اطمینان شیبهای ساده
۲۷۱	۱-۱۲- مسائل حل شده:

فصل یازدهم

تحلیل تنش-کرنش سدهای خاکی

۲۷۸	۱-۱۱- مقدمه
۲۷۹	۱۱-۲- تحلیل تنشهای اولیه در ساختگاه
۲۸۰	۱۱-۳- تحلیل لایه به لایه
۲۸۱	۱۱-۴- تحلیل آبگیری اولیه

۲۸۲	۵-۱۱- تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی با استفاده از نرم افزار
۲۸۳	۶-۱۱- قوس زدگی
۲۸۶	۷-۱۱- ترک خوردگی در سدهای خاکی
۲۸۸	۸-۱۱- نشستهای اختلافی در بدنه سد
۲۸۹	۹-۱۱- شکست هیدرولیکی
۲۹۲	۱۰-۱۱- توصیه‌هایی برای جلوگیری از وقوع شکست هیدرولیکی
۲۹۴	۱۱-۱۱- شکست ذرات در مصالح سنگریز

فصل دوازدهم

تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی

۲۹۷	۱-۱۲- مقدمه
۲۹۹	۲-۱۲- تحلیل شبه‌استاتیک
۳۰۰	۱-۲-۱۲- محدودیتها و مزایای روش شبه‌استاتیک
۳۰۱	۲-۲-۱۲- ضریب شتاب شبه‌استاتیک (ضریب زلزله)
۳۰۳	۳-۲-۱۲- ضریب شتاب شبه‌استاتیک قائم
۳۰۴	۳-۱۲- تحلیل دینامیکی
۳۰۷	۴-۱۲- تحلیل تغییر مکان‌های ماندگار
۳۰۸	۱-۴-۱۲- روش بلوک لغزشی نیومارک
۳۱۲	۲-۴-۱۲- روش سید و مکدیسی
۳۱۵	۵-۱۲- محدوده کاربرد روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای بر اساس نشریه ۶۲۴
۳۱۷	۱-۵-۱۲- درجه‌بندی اهمیت سد بر اساس پتانسیل خطر
۳۱۸	۲-۵-۱۲- تحلیل‌های موردنیاز در طرح لرزه‌ای سدها
۳۲۰	۶-۱۲- روانگرایی در سدهای خاکی
۳۳۱	مراجع
۳۳۷	واژه‌نامه

فصل اول

کلیاتی دربارهٔ انواع سدها

۱-۱- مقدمه

آب یکی از نعمت‌های خداوند متعال است که نقش قابل‌ملاحظه‌ای در آبادانی و پیشرفت کشورها دارد. تأمین آب برای مصارف خانگی از اولین مسئولیت‌های هر دولتی محسوب می‌شود. علاوه بر این، برای دستیابی به یک کشاورزی موفق لازم است آب به‌صورت کنترل‌شده و برنامه‌ریزی‌شده به مزارع انتقال یابد. برای تأمین این دو نیاز اصلی (یعنی آب مصارف خانگی و کشاورزی) از هزاران سال پیش سدسازی مرسوم بوده است. در قرن‌های اخیر تولید برق از طریق انرژی برق‌آبی در شمار دیگر مزایای سدسازی قرار گرفته است. در واقع دسترسی به انرژی ارزان یکی از کلیدی‌ترین عوامل موفقیت صنعت است. کارخانه‌های سیمان، ذوب‌آهن و تولید فولاد، صنایع خودروسازی، پالایشگاه‌های نفت، صنایع معدنی و موارد دیگر همه نیاز به برق دارند و سدسازی می‌تواند بخشی از انرژی موردنیاز صنعت را با نیروگاه‌های برق‌آبی تأمین کند. مقدمهٔ مذکور حاکی از آن است که سدسازی یکی از نقاط اجباری در طرح جادهٔ توسعه و پیشرفت هر کشوری محسوب می‌شود.

این فصل دربارهٔ تاریخچهٔ سدسازی و اصول کلی طرح‌های سدسازی بحث واقع می‌شود. در اطلاعات این فصل برای آن‌که دانشجویان تصویر درستی از جایگاه سدسازی در مهندسی عمران بیابند، ضروری است. ضمن آن‌که موقعیت فعلی پروژه‌های سدسازی کشور نیز روشن شده است.

۱-۲- انواع سدها

پروژه‌های سدسازی به‌منظور مهار آب و استفادهٔ بهینه از آن طراحی می‌شوند. گرچه یک پروژهٔ سدسازی مشتمل بر سد، سرریز، سیستم آبیگری و احتمالاً تصفیه‌خانهٔ آب یا نیروگاه برق‌آبی است، ولی طراحی سد مهم‌ترین بخش این پروژه را تشکیل می‌دهد. سدها از لحاظ مصالح مورد استفاده در ساخت بدنهٔ سد، شکل هندسی سد و عملکرد سد باهم تفاوت دارند. بر همین اساس چند تقسیم‌بندی مختلف برای بیان انواع سدها وجود دارد که تفاوت آن‌ها در معیار تقسیم‌بندی است. معیار تقسیم‌بندی سدها می‌تواند جنس بدنهٔ سد و یا نوع عملکرد آن باشد. در گذشته سدها با مصالح بنایی ساخته می‌شدند، ولی از ابتدای قرن نوزدهم، ساخت سدهای خاکی و بتنی جدید در تمام کشورها معمول گردیده است. سدها بر اساس جنس بدنه به سه دستهٔ زیر تقسیم می‌شوند:

• سدهای خاکی (شامل سدهای همگن، هستهٔ رسی، سنگریز با رویهٔ بتنی، هستهٔ آسفالتی و

ناحیه‌بندی شده)

• سدهای بتنی (شامل سدهای وزنی، پشت‌بنددار، بتن غلطکی، بتنی قوسی)

• سدهای لاستیکی

همچنین سدها از نظر نوع عملکرد به هفت دستهٔ اصلی زیر تقسیم می‌شوند:

• سدهای مخزنی

• سدهای تنظیمی

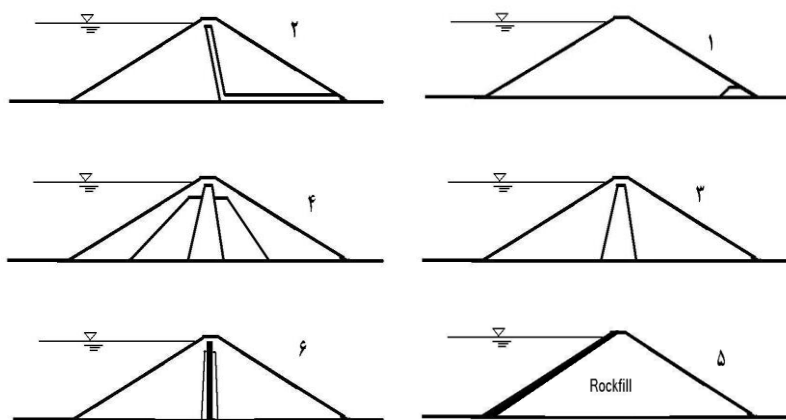
• سدهای انحرافی

• سدهای باطله یا رسوب‌گیر

- سدهای تفریحی
- سدهای تبخیری
- سدهای زیرزمینی

۱-۲-۱- سدهای خاکی

سدهای خاکی قدیمی‌ترین نوع سدها هستند که از ارتفاع‌های کم (در حد ۳ متر) تا ارتفاع‌های بیشتر از ۳۰۰ متر ساخته شده‌اند. این سدها از دو قسمت اصلی هسته و پوسته تشکیل شده‌اند. هسته وظیفه آب‌بندی و پوسته وظیفه تأمین پایداری سد را به عهده دارد. هسته می‌تواند از خاک رس، آسفالت یا بتن باشد. اخیراً هسته‌هایی از مواد پلیمری (ژئوسینتتیک) هم ساخته شده است. در سدهای رویه بتنی هسته در وجه بالادست سد قرار دارد و از جنس بتن است. در شکل (۱-۱) به صورت شماتیک مقطع انواع سدهای خاکی نشان داده شده است.



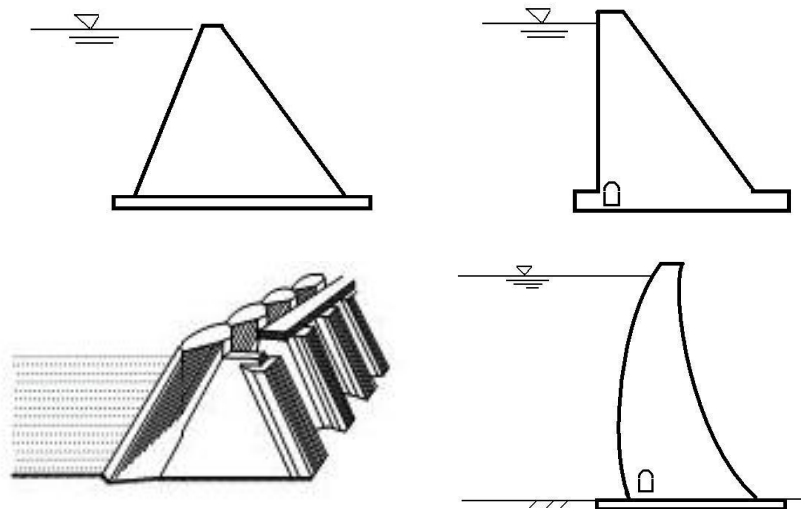
شکل (۱-۱): مقطع شماتیک انواع سدهای خاکی

- ۱- سد همگن با زهکش پنجه ۲- سد همگن با زهکش دودکشی ۳- سد خاکی با هسته رسی
- ۴- سد سنگریز با هسته رسی (ناحیه‌بندی شده) ۵- سد سنگریز با رویه بتنی ۶- سد خاکی با هسته آسفالتی

پوسته از شن و ماسه یا سنگ درست می‌شود. منابع اصلی تأمین شن و ماسه، رودخانه‌ها هستند، ولی مصالح سنگی در بسیاری از مواقع با انفجار در معادن کوهی تأمین می‌شوند. در هر صورت مصالح پوسته باید زاویه اصطکاک داخلی بالایی داشته باشند. سدهای خاکی ناحیه‌بندی شده، علاوه بر هسته رسی، یک ناحیه انتقالی از شن و ماسه و یک پوسته از سنگریز دارند.

۲-۲-۱- سدهای بتنی

سدهای بتنی از بتن غیرمسلح یا بتن مسلح ساخته می‌شوند. حجم بدنه این سدها کمتر از سدهای خاکی است، ولی معمولاً نیاز به ساختگاه با مقاومت بالایی دارند. در شکل (۲-۱) مقطع انواع سدهای بتنی به صورت شماتیک نشان داده شده است. در ادامه چهار گروه اصلی سدهای بتنی معرفی می‌گردد.

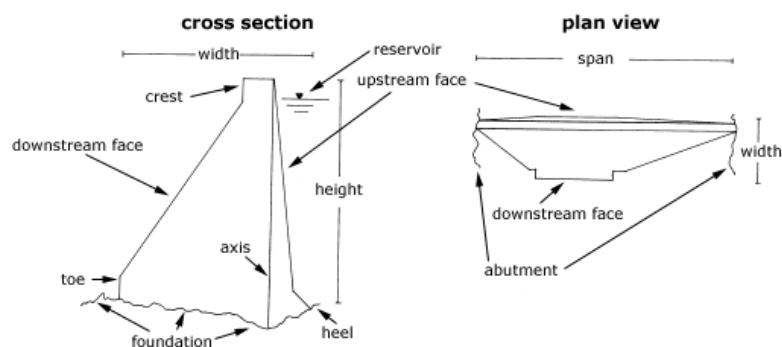


شکل (۲-۱): مقطع شماتیک انواع سدهای بتنی

بالا راست: سد وزنی؛ بالا چپ: سد بتن غلطکی؛ پایین راست: سد بتنی قوسی؛ پایین چپ: سد پشت‌بنددار

کلیاتی درباره انواع سدها — ۱۹

سدهای بتنی وزنی^۱ که نیروهای ثقلی در آنها مقاومت لازم برای حفظ تعادل و پایداری سد را تأمین می‌نمایند و عموماً تاج آنها در راستای یک خط مستقیم است. در قدیم سدهای کوتاه بتنی از نوع وزنی طراحی می‌شدند. این سدها از بتن غیر مسلح ساخته می‌شدند و مقطع عریضی داشتند. به عبارت دیگر شبیه یک دیوار وزنی عمل می‌کردند و حجم بتن مصرفی آنها خیلی زیاد بود. امروزه از این سدها کمتر استفاده می‌شود و جای خود را به سایر گزینه‌های بتنی داده‌اند.



شکل (۱-۳): مقطع (سمت چپ) و پلان (سمت راست) برای یک سد بتنی وزنی

سدهای پشت‌بنددار^۲ که در آنها ممان اینرسی مقطع با استفاده از پشت‌بندها تأمین می‌شود و بر همین اساس حجم بتن مصرفی آنها از سدهای وزنی کمتر است. در بسیاری از پروژه‌های سدسازی طی سال‌های ۱۹۴۰ تا ۱۹۸۰ در سطح دنیا از این روش استفاده شده است. در ایران سد لتیان تهران و چندین سد دیگر که قبل از انقلاب ساخته شده‌اند از این نوع هستند. در سال‌های اخیر با وجود سدهای بتنی قوسی، سدهای پشت‌بنددار کمتر به‌عنوان گزینه برتر سد بتنی معرفی می‌شوند.

سد بتن غلطکی^۳ نوعی از سد بتنی است که در آن بتن مصرفی دارای مصالح شن درشت با ابعاد تا ده سانتی‌متر است. علاوه بر این درصد زیادی پوزولان باسیمان مصرفی مخلوط می‌شود تا حرارت بتن کاهش یابد. همچنین برای جاگیری مناسب بتن آن را مانند خاک غلطک می‌زنند و در

^۱gravity dams

^۲buttress dams

^۳rcc

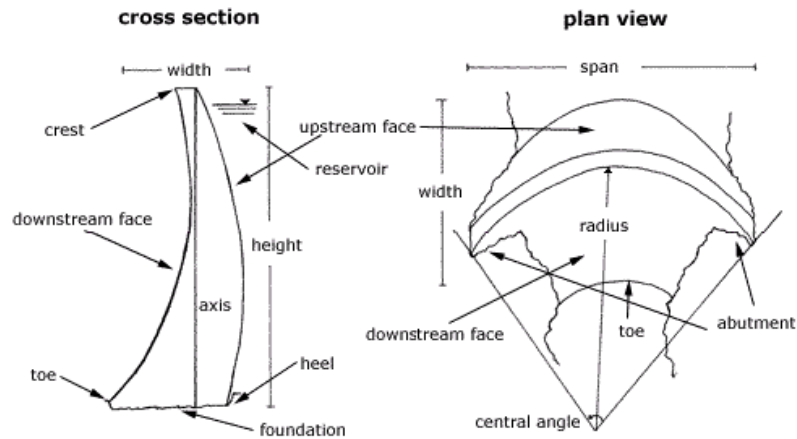
لایه‌های نیم تا یک متری اجرا می‌کنند. بتن غلطکی بتنی است که اسلامپ آن صفر است و به‌منظور حمل پخش و تراکم آن از ماشین‌آلات عملیات خاکی استفاده می‌شود. بتن غلطکی باید آن‌قدر خشک باشد که بتواند تقریباً نظیر دانه‌های خاک به‌راحتی پخش شود و به‌وسیله ماشین‌آلات متراکم‌کننده نظیر غلطک متراکم گردد. بتن غلطکی مقاومت کمتری نسبت به بتن معمولی دارد و معمولاً مقاومت فشاری تک‌محوری نمونه‌های آن بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع است. بر همین اساس مقطع سدهای بتن غلطکی عریض‌تر از سدهای وزنی است. البته از سدهای خاکی عریض‌تر نیست و درواقع حجم بدنه یک سد بتن غلطکی بین سدهای خاکی و سد بتنی قرار دارد. قابل‌ذکر است که در برخی از سدهای بتنی بخشی از مقطع سد از بتن غلطکی و بخش دیگری از آن از بتن معمولی ساخته می‌شود.

سدهای قوسی^۱ نازک‌ترین نوع سد و کم‌حجم‌ترین سدها هستند. بر همین اساس سطح مقطع

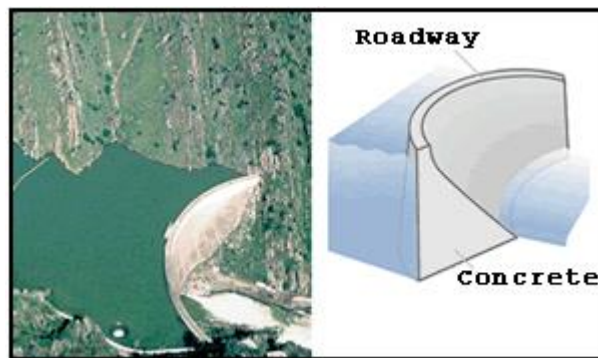
کمتری دارند و تنش در زیر این سدها بسیار بیشتر از سایر انواع سدهاست. سدهای قوسی به‌صورت انحنادار ساخته می‌شوند تا توزیع تنش‌ها در بدنه سد بهتر باشد و از طرف دیگر نیروی برشی در تکیه‌گاه سد به نحو مناسب‌تری انتقال یابد. معمولاً سدهای بتنی قوسی هم در مقطع و هم در ارتفاع انحنادارند، لذا به آن‌ها بتنی دو قوسی گفته می‌شود. این نوع سدها که برای دره‌های تنگ مناسب هستند، عموماً بیشترین نیروهای وارده بر سد را به جناحین و قسمت کمی از آن‌ها را به سنگ کف در بستر رودخانه منتقل می‌کنند.

^۱arch dams

کلیاتی درباره انواع سدها — ۲۱



شکل (۴-۱): پلان (سمت راست) و مقطع شماتیک (سمت چپ) برای یک سد بتنی دو قوسی



شکل (۵-۱): مقطع شماتیک (سمت راست) و تصویر (سمت چپ) برای یک سد بتنی یک قوسی

۳-۲-۱- سدهای لاستیکی^۱

سدهای لاستیکی در واقع سدهایی کوچک با ارتفاع کمتر از ۶ متر هستند که کاربرد محدودی دارند. سد لاستیکی از ورقه‌های لاستیکی با مقاومت کششی بالا ساخته شده که به صورت مانعی جلو آب

^۱rubber dams

قرار می‌گیرد. در واقع قسمت میانی این ورقه‌های لاستیکی با آب یا هوا پر می‌شود و به این صورت یک دیوار در مقابل آب ساخته می‌شود.

۱-۲-۴- سدهای مخزنی^۱

این نوع سدها مهم‌ترین نوع سد هستند و بیشترین کاربرد را دارند. عملکرد اصلی سد مخزنی، ذخیره آب است، بنابراین ارتفاع این سدها به نحوی طراحی می‌شود که مخزن سد بتواند حجم آب مورد نظر را ذخیره کند. از آب ذخیره شده ممکن است برای تأمین آب شرب، کشاورزی یا رفع نیاز نیروگاه برق‌آبی استفاده شود. سدهای بلند دنیا غالباً سد مخزنی هستند. در ایران هم اکثر سدهای بزرگ نظیر مارون، مسجدسلیمان، گتوند و لار، سد مخزنی هستند. سد خاکی کرخه بزرگ‌ترین مخزن در میان سدهای ایران را دارد.

۱-۲-۵- سدهای تنظیمی^۲

سدهای تنظیمی برای تنظیم دبی آب رودخانه احداث می‌شوند. به عبارت دیگر این سدها حجم کمی از آب را در خود ذخیره می‌کنند، سپس آن را به صورت تنظیم شده به پایین دست ارسال می‌کنند. معمولاً این سدها در پایین دست سدهای مخزنی احداث می‌شوند. در سدهایی که نیروگاه برق‌آبی دارند، معمولاً نیروگاه فقط ۸ ساعت برق تولید می‌کند، در حالی که مزارع پایین دست به صورت ۲۴ ساعته به آب نیاز دارند. در این حالت آب خروجی از نیروگاه در پشت سد تنظیمی جمع‌آوری، و به صورت منظم به مزارع پایین دست ارسال می‌گردد.

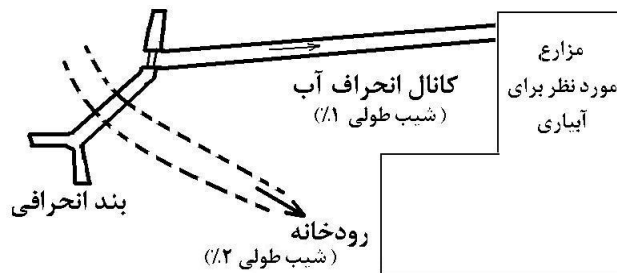
سد تنظیمی دزفول به منظور کنترل و تنظیم مجدد آب خروجی از سد مخزنی دز و تأمین آب ورودی به شبکه بر مبنای ۲۰۰ متر مکعب بر ثانیه در شبانه‌روز و عبور جریان سیلابی معادل ۶۰۰۰ متر مکعب بر ثانیه طراحی شده است.

^۱reservoir dam

^۲regulatory dam

۱-۲-۶- سدهای انحرافی^۱

وقتی ارتفاع مزارع بالاتر از سطح آب رودخانه است، برای آن که به اصطلاح آب بر مزارع سوار شود لازم است آب رودخانه از بالادست منحرف شود و با شیبی کمتر از شیب رودخانه به مزارع منتقل گردد. این کار در پروژه‌های کوچک توسط بند انحرافی انجام می‌شود که ارتفاع کمی دارد. برای پروژه‌های بزرگ سد انحرافی احداث می‌شود. در شکل (۱-۶) به صورت شماتیک عملکرد یک سد انحرافی نمایش داده شده است.



شکل (۱-۶): نحوه عملکرد یک سد انحرافی در رساندن آب به مزارع مشرف به رودخانه

در بسیاری از موارد سدهای انحرافی بزرگ را به نحوی طراحی می‌کنند که هر دو وظیفه تنظیم و انحراف آب را انجام دهند. این گونه سدها را سد انحرافی- تنظیمی می‌نامند. سد انحرافی- تنظیمی پای پل در پایین دست سد مخزنی کرخه یکی از بزرگ‌ترین سدهای انحرافی کشور است. این سد باهدف انحراف آب به کانال پای پل به میزان ۸۲ مترمکعب در ثانیه برای آبیاری ۶۵ هزار هکتار از زمین‌های دشت‌های پای پل، تنظیم آب خروجی از سد مخزنی کرخه و تولید انرژی برق‌آبی به میزان هشت مگاوات ساخته شده است.

^۱diversion dam



شکل (۷-۱): سد انحرافی تنظیمی پای پل در خوزستان

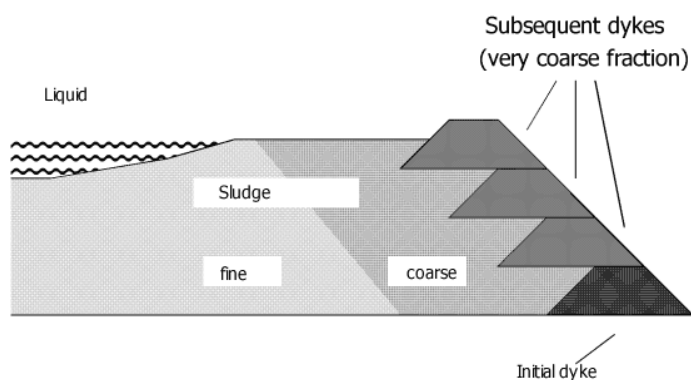
۷-۲-۱- سدهای باطله یا رسوب گیر

سدهای باطله^۱ مخازن بزرگ مصنوعی یا طبیعی هستند که برای انباشت و نگهداری پسماند حاصل از فعالیت‌های معدنی مورداستفاده قرار می‌گیرند. در واقع مواد زائد یک کارخانه که به صورت سیال هستند در مخزن این سدها ذخیره می‌شوند و به این وسیله از آلودگی محیط‌زیست توسط این مواد زائد جلوگیری می‌شود. ارتفاع سد باطله معمولاً با افزایش عمر معدن تولیدکننده پسماند افزایش می‌یابد. بر همین اساس معمولاً یک سد اصلی^۲ احداث می‌شود و ارتفاع آن با افزایش حجم پسماندها افزایش می‌یابد. برای تأمین مصالح بدنه سد در بسیاری از موارد از همان ضایعات سنگی معدن استفاده می‌شود. نمونه‌ای از سدهای باطله در معادن مس سرچشمه و مس سونگون احداث شده است.

^۱tailing dams

^۲starter dam

Typical construction of a tailings dam



شکل (۸-۱): نحوه افزایش ارتفاع و ساخت سدهای باطله

۸-۲-۱- سدهای تفریحی

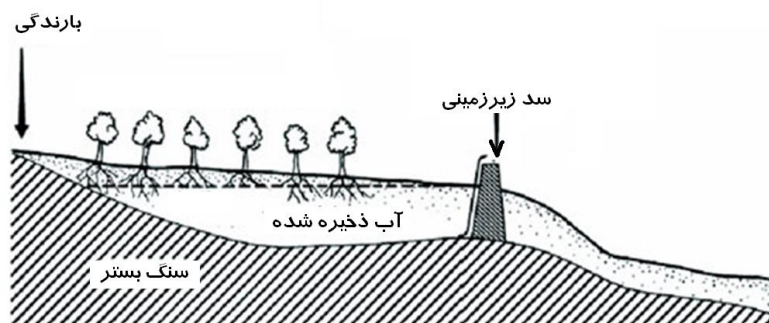
سدهای تفریحی برای ایجاد یک دریاچه مصنوعی به منظور شنا، قایقرانی و دیگر اهداف تفریحی احداث می‌گردند. سدهای دریاچه کیو خرم‌آباد و دریاچه چیتگر تهران در شمار سدهای تفریحی هستند. در سد تفریحی دریاچه چیتگر تهران از ژئوممبرین برای آب‌بندی استفاده شده است.

۹-۲-۱- سدهای تبخیری

سدهای تبخیری که گاهی حوضچه‌های تبخیری هم نامیده می‌شوند، برای جلوگیری از ورود آب‌های نامطلوب به محدوده سایر منابع آب احداث می‌گردند. تفاوت این سدها با سدهای باطله در آن است که در اینجا اساس طراحی حجم مخزن بر تعادل بین حجم آورد ورودی و حجم تبخیر از سطح مخزن سد است. در اطراف تبریز چندین سد تبخیری برای جلوگیری از ورود آب‌های شور به دریاچه سد شهید مدنی احداث شده است. در واقع در مخزن این سدها آب‌های شور جمع‌آوری و به‌مرور زمان تبخیر می‌شوند.

۱-۲-۱۰- سدهای زیرزمینی

سدهای معمولی برای مهار آب‌های سطحی و آب‌های جاری در رودخانه‌ها احداث می‌شوند. در مقابل، سدهای زیرزمینی^۱ برای مهار آب‌های زیرزمینی و ذخیره آب در لایه‌های زیرزمین طراحی می‌گردند. در واقع این سدها یک المان آب‌بند در داخل خاک هستند که سطح آب زیرزمینی در پشت آن بالا می‌آید و حجم زیادی از آب‌های زیرزمینی در درون زمین ذخیره می‌گردد. آب ذخیره‌شده را می‌توان به صورت تقلی و یا با پمپاژ آب از چاه به مقاصد موردنظر رساند. در برخی موارد سدهای زیرزمینی برای جلوگیری از ورود آب‌های آلوده زیرزمینی به حریم آب‌های باکیفیت مناسب طراحی می‌گردند. در شکل (۹-۱) نمونه‌ای از سدهای زیرزمینی نشان داده شده است. محل احداث سدهای آب زیرزمینی بهتر است در دره‌های باریک انتخاب شود، چراکه در این صورت حجم بدنه سد کاهش می‌یابد و هزینه ساخت آن زیاد نمی‌شود.



شکل (۹-۱): مقطع شماتیک از یک سد زیرزمینی

سدهای زیرزمینی نسبت به روش‌های متداول ذخیره سطحی آب، از مزایای زیر برخوردار

هستند:

- برخلاف سدهای روزمینی، حجم مخزن در اثر رسوب‌گذاری کاهش نمی‌یابد.
- برخلاف سدهای روزمینی، بخشی از زمین برای مخزن اشغال نمی‌شود.

^۱underground dam / underground barrier

- سدهای زیرزمینی در معرض تبخیر و خرابی ناشی از طغیان‌های شدید نیستند.
- آب ذخیره‌شده نسبت به سدهای روزمینی کمتر آلوده می‌شود.
- هزینه ساخت این نوع سدها بسیار پایین‌تر از سایر سدهاست.

۱-۳- تاریخچه سدسازی در ایران و جهان

سدسازی و دانش مهندسی آب در ایران، سابقه درخشان چند هزارساله دارد. بررسی‌های تاریخی نشان می‌دهد که ساخت بندهای انحرافی، شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب و قنات‌ها در ایران بیش از ۲۰۰۰ سال قدمت دارد و ایران در این زمینه پیش‌تاز صنعت آب بوده است. در حفاری‌های باستان‌شناسی به بقایای آبگیر، مخازن آب سدها با سرریزها و مجاری تخلیه و حتی شبکه‌های فاضلاب دست‌یافته‌اند که عمر آنها به ۶۰۰ تا ۱۵۰۰ سال قبل از میلاد می‌رسد. علاوه بر این اختراع قنات توسط ایرانی‌ها و بیش از هزار سال قبل از میلاد صورت گرفته است. (فرهنگی، ۱۳۸۳)

سد کبار، قدیمی‌ترین سد قوسی جهان با قدمت هزارساله در ۲۵ کیلومتری جنوب قم همچنان پابرجاست. این سد در دوره ساسانیان پایه‌ریزی شده و همچنان دشت کبار را آبیاری می‌کند و کشاورزی منطقه را رونق بخشیده است. مخزن سد ۴۵۰ هزار مترمکعب ظرفیت دارد و ارتفاع آن از کف رودخانه ۲۵ متر و طول تاج آن نیز ۵۵ متر است. همچنین سد کریت در طبرستان با ارتفاع ۶۰ متر تا اوایل قرن بیستم بلندترین سد جهان بود (فرهنگی، ۱۳۸۳) که اهل فن آن را بارزترین و البته ناشناخته‌ترین دستاورد صنعت سدسازی ایران در گذشته می‌دانند. سد کریت که هم‌اکنون حدود ۶۶۰ سال قدمت دارد، با عرض تاج یک متر هنوز هم نازک‌ترین سد جهان است، Kuros and Khaneiki (2007).

چندین پل در اصفهان در دوره صفویه (اوایل قرن یازدهم) ساخته شده است که هم کارآیی یک‌بند آبگیر را دارند و هم نقش پل را ایفاء می‌نمایند. علاوه بر این، معماری زیبای آنها نشان از تأکید مهندسين ایرانی بر تلفیق هنر و مهندسی را در ساخت بناهای مذکور دارد. در ارتباط با طراحی شبکه‌های آب، حدود ۴۲۰ سال پیش شیخ بهایی تقسیم صحیح و طریقه مهندسی آب زاینده‌رود به

محلها و باغات شهر اصفهان را ارائه کرده است. او با محاسبه دقیق و به دست آوردن آمار بارندگی مناطق مختلف اصفهان، حومه و کوهستان‌های اطراف و همچنین سرچشمه زاینده‌رود، طرح دقیق نهرها و شیب و عرض جویبارها و سهم استفاده آب هر باغ و محله و منزل، به اختلاف چندین ساله مردم این منطقه پایان داد. آثار تاریخی موجود نشان می‌دهد که در گذشته حداقل ۶۰ بند و یا سد در نقاط مختلف کشور وجود داشته است (وفائیان، ۱۳۸۲). علاوه بر این، ایرانیان در سایر نقاط دنیا نظیر یمن، مصر، هندوستان، ... نیز سازه‌های آبی متعددی ساخته‌اند.

در دوره معاصر، احداث سد در ایران از سال ۱۹۵۰ آغاز شد. سیزده سد بزرگ ایران با کمک مهندسان و مشاوران خارجی در طول دو دهه قبل از انقلاب اسلامی ساخته شده است. در سال‌های ۱۳۵۷ تا ۱۳۶۷ به علت درگیر شدن ایران در جنگی ناخواسته سدسازی رشد چندانی نداشت و فقط ۷ سد بزرگ به بهره‌برداری رسید. در دوران پس از جنگ، در ایران ظرفیت و توان سدسازی به میزان قابل توجهی افزایش یافت. هم‌اکنون حدود ۲۰۰ شرکت پیمانکاری، ۷۰ شرکت مشاور و ۳۰ شرکت بزرگ در زمینه سدسازی فعالیت دارند. آمارها نشان می‌دهد که تا سال ۱۳۹۱ حدود ۱۷۰ سد بزرگ در ایران ساخته شده است و دو برابر این تعداد هم همچنان در دست مطالعه است.



شکل (۱-۱۰): بند- پل خواجه در اصفهان تلفیقی از مهندسی و هنر (مربوط به اوایل قرن یازدهم هجری)

کلیاتی دربارهٔ انواع سدها — ۲۹

در میان سدهای ایرانی، هم‌اکنون سد بتنی دو قوسی کارون چهار با ارتفاع ۲۳۰ متر عنوان بلندترین سد و سد خاکی کرخه با حجم مخزن بیش از ۸ میلیارد مترمکعب و ارتفاع ۱۲۷ متر عنوان بزرگ‌ترین مخزن سد کشور را به خود اختصاص داده است. همچنین سد بتنی دو قوسی بختیاری که به ارتفاع ۳۱۵ متر در حال ساخت است، در صورت اتمام موفقیت‌آمیز عنوان بلندترین سد دنیا را دوباره به ایران برخواهد گردانید. هم‌اکنون عنوان بلندترین سد دنیا در اختیار سد سنگریز نورک (به معنی نور کوچک) در تاجیکستان به ارتفاع حدود ۳۰۰ متر است که در زمان حکومت شوروی سابق بر این کشور ساخته شده است. قابل ذکر است که کشور تاجیکستان برنامه ساخت یک سد به ارتفاع حدود ۳۳۰ متر را در دست اقدام قرار داده است. در جدول (۱-۱) مشخصات برخی از سدهای ایران که ارتفاع آن‌ها بیش از ۳۰ متر است آورده شده است.



شکل (۱-۱): سد جگین در استان هرمزگان از نوع بتن غلطکی به ارتفاع ۷۸ متر



شکل (۱-۱۲): سد بتنی دو قوسی دز در شمال خوزستان به ارتفاع ۲۰۳ متر در سال ۱۳۴۲ ساخته شده است.

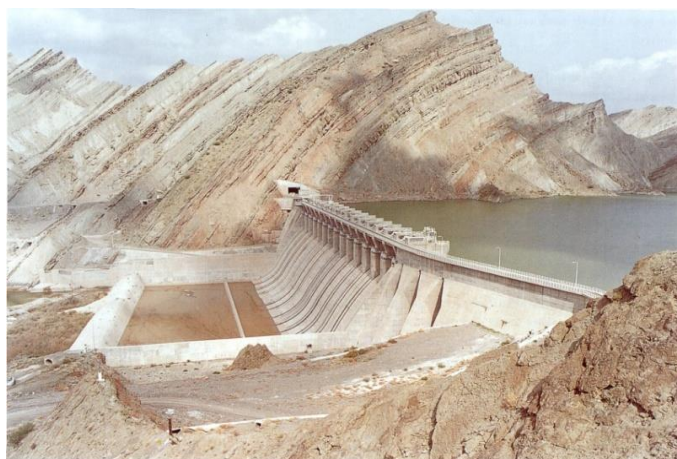


شکل (۱-۱۳): سد سنگریز با هسته رسی مسجدسلیمان به ارتفاع ۱۷۷ متر

کلیاتی درباره انواع سدها — ۳۱



شکل (۱۴-۱): سد سنگریز با رویه بتنی سیاه‌پیشه به ارتفاع ۸۵ متر در میانه جاده کرج - چالوس



شکل (۱۵-۱): سد استقلال میناب از نوع بتنی وزنی پشت بنددار



شکل (۱۶-۱): سد لتیان از نوع بتنی وزنی پشت بنددار به ارتفاع ۱۰۷ متر در اطراف تهران



شکل (۱۷-۱): سد خاکی با هسته رسی گتوند در استان خوزستان به ارتفاع ۱۸۰ متر



شکل (۱-۱۸): سد طالقان از نوع خاکی با هسته رسی به ارتفاع ۱۰۳ متر در استان البرز

عنوان بزرگ‌ترین سد دنیا (ازلحاظ حجم مخزن و طول دریاچه) در اختیار سد سه دره^۱ است که بر روی رودخانه یانگ تسه کیانگ در چین در سال‌های اخیر ساخته شده است. ۲۸ میلیون مترمکعب بتن و نزدیک پانصد هزار تن فولاد در این سد به کارگیری شده است. برای ساخت این سد ۱۱۰ میلیون مترمکعب خاک جابه‌جا گردیده است. نیروگاه این سد هم‌اکنون قریب ۲۳ هزار مگاوات (۱۱ برابر سد کارون ۳) برق تولید می‌کند. این سد ۱۸۵ متر ارتفاع، ۱۱۵ متر عرض و ۲۳۰۹ متر طول دارد. سه دره بزرگ‌ترین نیروگاه آبی جهان هم هست و با داشتن ۲۶ توربین در مجموع ۸۵ میلیارد کیلووات ساعت برق تولید می‌کند. برای ساخت این سد حدود سه میلیون نفر از ساکنان مناطق اطراف مجبور شده‌اند محل زندگی خود را ترک کرده و به جاهای دیگر بروند.

هم‌اکنون عنوان بلندترین سد بتنی دنیا در اختیار سد گرند دیکسنس^۲ در کشور سوئیس است. این سد با ارتفاع ۲۸۴ متر و طول تاج ۶۷۰ متر در سال ۱۹۶۱ ساخته شده است. علاوه بر این، سد بتنی قوسی هوور نیز یکی از بزرگ‌ترین سدهای ایالات متحده است که بر روی رودخانه کلرادو در جنوب شرقی شهر لاس وگاس در ایالت نوادا بسته شده است. این سد تا سال ۱۹۴۵ میلادی، بزرگ‌ترین

^۱three gorges dam

^۲grand dixence

۳۴ —◆— اصول مهندسی سدهای خاکی

سازه بتنی و بزرگ‌ترین نیروگاه برق‌آبی در جهان بود. ارتفاع این سد ۲۲۱ متر، طول تاج ۳۷۹ متر، طول دریاچه ۱۸۰ کیلومتر، حجم مخزن ۳۵۲۰۰ میلیون مترمکعب و ظرفیت تخلیه سرریزهای آن ۱۳۳۰۰ مترمکعب در ثانیه است. ساخت این سد در سال ۱۹۳۶ به پایان رسیده است.



شکل (۱-۱۹): سد هوور در آمریکا از نوع بتنی دو قوسی (یک پل کابلی هم در اطراف آن در دست‌ساخت است)

جدول (۱-۱): جدول مشخصات برخی از سدهای کشور با ارتفاع بیش از ۱۰۰ متر

مساحت شبکه پایین دست (هکتار)	ظرفیت نیروگاه (مگاوات)	حجم نرمال مخزن (میلیون مترمکعب)	ارتفاع سد (متر)	نوع سد	نام سد	
-	۱۰۰۰	۲۱۹۰	۲۳۰	بتنی قوسی	سد کارون ۴	۱
-	۲۰۰۰	۲۷۵۰	۲۰۵	بتنی قوسی	سد کارون ۳	۲
	۵۲۰	۳۳۴۰	۲۰۳	بتنی قوسی	سد دز	۳
	۲۰۰۰	۳۱۳۹	۲۰۰	بتنی قوسی	سد شهید عباسپور (کارون ۱)	۴
	۱۵۰	۱۲۰۰	۱۶۵	سنگریز با هسته رسی	سد مارون	۵
-	۲۰۰۰	۲۲۸	۱۷۷	سنگریز با هسته رسی	سد مسجد سلیمان	۶
	۲۰۰۰	۴۰۹۷	۱۸۰	سنگریز با هسته رسی	سد گتوند	۷
	۴۰۰	۵۶۰۰	۱۲۷	خاکی با هسته رسی	سد کرخه	۸
	۹۰	۲۰۵	۱۸۰	بتنی قوسی	سد امیرکبیر کرج	۹
	۱۱۵	۹۶۰	۱۰۷	خاکی با هسته رسی	سد لار (تهران)	۱۰
۳۳۰۰۰	۱۱	۵۵۰	۱۳۶	سنگریز با هسته رسی	سد گاوشان کردستان	۱۱
۲۵۰۰۰	-	۱۱۰	۱۱۳	سنگریز با رویه بتنی	گلورد نکا	۱۲
	۸۷	۱۸۰۰	۱۲۰	بتنی پشت بنددار	سد سفیدرود (منجیل)	۱۳

۱۴	سد ساوه	بتنی قوسی	۱۲۸	۲۹۰	۱۵
۱۵	سد شهید مدنی تبریز	سنگریز با هسته رسی	۱۰۰	۳۶۱	-
۱۶	سد کوثر	بتنی وزنی	۱۴۴	۵۸۰	۷۰
۱۷	سد نساء کرمان	سنگریز با رویه بتنی	۱۱۱	۱۶۸	۵
۱۸	سد شهریار (استور)	بتنی قوسی	۱۳۵	۷۰۰	۱۶۴
۱۹	سد تهم زنجان	خاکی با هسته رسی	۱۲۳	۸۸	-
۲۰	سد جیرفت	بتنی قوسی	۱۳۳	۳۶۹	۳۲
۲۱	سد رئیس علی دلواری	بتنی قوسی	۱۰۲	۶۸۵	۲۰
۲۲	سد راهمزمز- جره	خاکی با هسته رسی	۱۱۳	۲۶۰	۹
۲۳	سد سلمان فارسی	بتنی قوسی وزنی	۱۲۵	۱۴۰۰	۱۳
۲۴	سد سیمره	بتنی قوسی	۱۸۰	۳۲۱۵	۴۸۰
۲۵	سد شفارود گیلان	بتن غلطکی	۱۵۹	۹۸	۸
۲۶	سد شهرچای ارومیه	سنگریز با هسته رسی	۱۱۸	۲۲۰	-
۲۷	سد طالقان	خاکی با هسته رسی	۱۰۳	۴۲۰	۱۸
۲۸	سد شهید رجایی ساری	بتنی قوسی	۱۳۸	۱۶۲	۱۳
۲۹	سد رودبار لرستان	سنگریز با هسته رسی	۱۵۶	۲۲۸	۲۵۰

۱-۴- اهداف موردنظر در ساخت سد

مهم‌ترین هدف در احداث سد یکی از سه مورد تأمین آب شرب، تأمین آب کشاورزی و تولید برق است. باین‌حال معمولاً در سدهای بزرگ هر سه هدف در یک طرح هم دیده می‌شوند. علاوه بر این، اهداف فرعی دیگری از قبیل کنترل سیلاب‌های فصلی، اهداف تفریحی، اشتغال‌زایی، تغذیه سفره‌های آب زیرزمینی و موارد مشابه هم گاهی در شمار اهداف احداث سدها نام‌برده می‌شود. در ادامه درباره اهداف اصلی احداث سدها (تأمین آب و تولید برق) توضیحات بیشتری ارائه می‌گردد.

۱-۴-۱- تأمین آب شرب و کشاورزی

کشور ایران با وسعت ۱۶۴۸۰۰۰ کیلومترمربع (۱۶۴ میلیون هکتار)، دارای میانگین بارندگی سالانه حدود ۲۵۰ میلی‌متر است که کمتر از میانگین بارندگی آسیا و حدود یک‌سوم میانگین جهانی است. به‌عبارت‌دیگر سالانه ۴۱۲ میلیارد مترمکعب باران رحمت بر کشور ایران می‌بارد. بخشی از این بارندگی به‌صورت بخار وارد هوا می‌شود. بخش دیگر بانفوذ در زمین وارد آب‌های زیرزمینی می‌گردد. بخش دیگری هم به‌صورت روان‌آب وارد رودخانه می‌شود، که درصدی از آن در مخزن سدها جمع‌آوری شده و به مصرف شرب و کشاورزی می‌رسد.

میانگین آب مصرفی سرانه جهان حدود ۵۸۰ مترمکعب برای هر نفر در سال است. این رقم در ایران حدود ۱۳۰۰ مترمکعب است، که این امر بیانگر اتلاف منابع آب و اسراف بیش‌ازحد منابع حیاتی است. البته میزان هدر رفت آب در ایران ۲۸ تا ۳۰ درصد است درحالی‌که این مقدار اتلاف در دنیا ۹ تا ۱۲ درصد گزارش شده است که یکی از عوامل اصلی اتلاف آب برداشت‌های غیرمجاز از شبکه آب‌رسانی و فرسودگی تأسیسات آب است. در جدول (۱-۲) مصرف سرانه آب در کشورهای مختلف نشان داده شده است. باید گفت در شرایط فعلی بیش از ۹۰ درصد کل منابع آبی کشور به مصرف کشاورزی می‌رسد و تنها درصد کمی در بخش خانگی صرف می‌شود. در جدول (۱-۳) توزیع آب قابل تنظیم در بخش‌های مختلف نشان داده شده است.

جدول (۲-۱): جدول مقایسه‌ای سرانه مصرف خانگی آب در ایران و سایر کشورها (برحسب لیتر)

کویت	آلمان	آمریکا	عربستان	ایران	چین	مالزی	
۱۸۰	۱۳۰	۲۴۰	۱۳۵	۱۵۰	۱۱۵	۹۰	مصرف سرانه یک نفر در روز

جدول (۳-۱): نحوه توزیع آب قابل تنظیم در بخش‌های مختلف

نیاز محیط‌زیست (میلیارد مترمکعب)	مصرف کشاورزی (میلیارد مترمکعب)	مصرف شرب (میلیارد مترمکعب)	مصرف صنعت (میلیارد مترمکعب)	آب قابل تنظیم سالیانه (میلیارد مترمکعب)
۲	۳۲	۴/۳	کمتر از ۱	۵۰

از کل سطح زیر کشت ایران، تا پایان سال ۱۳۹۰ فقط یک و نیم میلیون هکتار (حدود یک درصد مساحت کشور) تحت پوشش شبکه‌های آبیاری و زهکشی قرار داشته است. این کار توسط حدود ۹۵ شبکه آبیاری و زهکشی صورت می‌گیرد. البته تعداد زیادی شبکه هم در دست‌ساخت، طراحی یا مطالعه است.

سد امیرکبیر کرج یک سد بتنی با ارتفاع ۱۸۰ متر است که هدف اصلی آن تأمین آب شرب بخش‌هایی از تهران است. سطح حوزه آبریز این سد که در سال ۱۳۴۰ ساخته شده، ۷۶۴ کیلومتر مربع و جریان آب سالانه آن به‌طور متوسط ۴۷۲ میلیون مترمکعب است. هدف از ساخت این سد تأمین آب شرب تهران به میزان ۳۴۰ میلیون مترمکعب در سال، کنترل سیلاب‌های بهاره و جلوگیری از خسارت‌های ناشی از سیل، تنظیم آب برای مصارف آبیاری و کشاورزی اراضی حومه کرج به میزان ۱۳۰ میلیون مترمکعب در سال و تولید انرژی «برق - آبی» برای کمک به شبکه سراسری برق به‌ویژه در ساعات اوج مصرف است. ظرفیت نیروگاه این سد ۹۰ مگاوات است.

سد کرخه و شبکه آبیاری آن یکی از بزرگ‌ترین طرح‌های آبیاری و زهکشی است که با ذخیره حدود هشت میلیارد مترمکعب آب در پشت سد کرخه، آب لازم برای ۳۲۰ هزار هکتار از اراضی پایین‌دست را تأمین می‌کند. البته سد کرخه علاوه بر تأمین آب برای آبیاری از وقوع سیلاب‌های مخرب هم جلوگیری می‌کند و ضمناً یک نیروگاه برق‌آبی به ظرفیت ۴۰۰ مگاوات هم دارد.

کلیاتی درباره انواع سدها — ۳۹

طرح آجی چای (تلخه رود) نمونه‌ای دیگر از طرح‌های سدسازی برای تأمین آب شبکه‌های آبیاری و زهکشی است. این طرح شامل ۳ پروژه بزرگ کنترل آب‌های شور به دریاچه سد، سد شهید مدنی (به ارتفاع حدود ۱۰۰ متر) و شبکه آبیاری و زهکشی دشت تبریز است که در سال‌های اخیر بخش‌هایی از آن افتتاح شده است. در این طرح حدود ۴۰۰۰۰ هکتار از اراضی دشت تبریز به زیر کشت برده خواهد شد. سد شهید مدنی فاقد نیروگاه برق‌آبی است.

۱-۴-۲- تولید برق و جایگاه نیروگاه‌های برق‌آبی

برای تولید الکتریسیته باید پره‌های توربین توسط یک عامل چرخاننده شود. این عامل می‌تواند سقوط آب از ارتفاع بالا و یا انرژی بخار، گاز، باد، خورشید و یا انرژی اتمی باشد. بر همین اساس نیروگاه‌ها دارای انواع دیزلی، گازی، بخاری، برق‌آبی، سیکل ترکیبی، هسته‌ای، تلمبه ذخیره‌ای، خورشیدی، زمین‌گرمایی و یا نیروگاه آبی جدر و مدی هستند.

در نیروگاه دیزلی نیروی محرکه ژنراتور توسط یک موتور درون‌سوز دیزلی تأمین می‌شود. امروزه از نیروگاه‌های دیزلی به‌عنوان یک نیروگاه پایه کمتر استفاده می‌شود و بیشتر برای مواقع اضطراری و احتمالاً تأمین بار حداکثر شبکه از این نیروگاه‌ها استفاده می‌گردد. در حال حاضر در مناطقی از ایران که به شبکه سراسری متصل نیستند، از نیروگاه‌های دیزلی استفاده می‌شود. در نیروگاه‌های گازی گاز پرفشار و داغ با سرعت زیاد به پره‌های توربین برخورد می‌کند و سبب چرخش روتور توربین می‌شود و حرکت دورانی روتور توربین نیز سبب چرخش ژنراتور و در نتیجه تولید برق می‌شود. سوخت این نیروگاه‌ها معمولاً مازوت، گاز و گازوئیل است.

در نیروگاه‌های بخاری از سوختن سوخت‌های فسیلی مثل نفت و گاز طبیعی و مازوت، حرارتی تولید می‌شود که توسط آن آب درون دیگ بخار می‌شود. این بخار وارد توربین‌ها می‌شود و روتور توربین‌ها را به چرخش درمی‌آورد. همچنین در نیروگاه‌های سیکل ترکیبی، برای سوخت از دو عامل گاز و بخار استفاده می‌شود.

روش تولید برق در نیروگاه‌های هسته‌ای مشابه روش تولید برق در نیروگاه‌های بخاری است. تنها تفاوت بین این دو نیروگاه در این است که در نیروگاه هسته‌ای برای تولید حرارت به‌منظور تبدیل آب به بخار به‌جای استفاده از سوخت‌های فسیلی از واکنش‌های هسته‌ای استفاده می‌شود. انرژی تولیدشده در اثر واکنش هسته‌ای، صرف تبدیل آب به بخار می‌گردد. بخار وارد توربین می‌شود و روتور را می‌چرخاند و با چرخش روتور توربین، ژنراتور به حرکت درمی‌آید و در نتیجه برق تولید می‌شود. در این حالت نیز مانند نیروگاه‌های بخاری، بخار خشک خارج شونده از توربین‌ها وارد کندانسور می‌شود و پس از تبدیل شدن به مایع، توسط پمپ به راکتور پمپاژ می‌شود.

در بعضی از مناطق که شرایط جغرافیایی مناسبی وجود داشته باشد از مبادله آب بین دو منبع در سطوح مختلف، می‌توان انرژی موردنیاز برای چرخاندن توربین‌ها را ایجاد نمود. در این نیروگاه‌ها آب از منبع در سطح پایین که می‌تواند یک دریاچه باشد، در ساعتی که مصرف انرژی الکتریکی پایین است به منبع بالایی پمپاژ می‌شود. سپس در مواقعی که به انرژی الکتریکی نیاز است آب را از منبع بالایی توسط لوله‌هایی به روی پره‌های یک توربین هدایت می‌کنند و با چرخش روتور توربین، ژنراتور شروع به چرخیدن می‌کند و برق تولید می‌شود. نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای سیاه‌بیشه در بین راه کرج به چالوس از این نوع است. در این نیروگاه با احداث دو سد، دو مخزن آب به وجود آمده است. یکی از مخزن‌ها که در بالادست است برق تولید می‌کند و دیگری که در پایین‌دست است برق را مصرف می‌کند تا آب را به مخزن بالایی پمپاژ کند.

انرژی تولیدی نیروگاه‌های خورشیدی، بادی و زمین‌گرمایی و انرژی نیروگاه‌هایی که توربین آن‌ها با استفاده از جذر و مد دریا می‌چرخد، در شمار انرژی‌های پاک است. در میان نیروگاه‌های نسل جدید، نیروگاه سیکل ترکیبی خورشیدی یزد به‌منظور تولید برق در سال ۱۳۸۸ به بهره‌برداری رسید. این نیروگاه، نخستین نیروگاه سیکل ترکیبی، با به‌کارگیری ترکیب انرژی خورشیدی و گاز طبیعی در جهان است. نیروگاه سیکل ترکیبی خورشیدی یزد، توان تولید ۴۶۷ مگاوات ساعت انرژی

کلیاتی درباره انواع سدها —◆— ۴۱

را دارد. همچنین نیروگاه اتمی بوشهر نیز با ظرفیت هزار مگاوات در جمع نیروگاه‌های فعال کشور قرار دارد.

در نیروگاه برق‌آبی از آب جمع شده در پشت سدها برای تولید برق استفاده می‌شود. آب جمع شده در پشت سدها با برخورد به پره‌های توربین سبب چرخش روتور توربین می‌شود. چرخش روتور توربین نیز سبب چرخش ژنراتور و در نتیجه تولید برق می‌شود. مهم‌ترین مزایای نیروگاه‌های برق‌آبی به‌قرار زیر است:

۱- آلودگی برای محیط‌زیست ندارد.

۲- هزینه سوخت ندارد.

۳- سرعت و قدرت مانور بالایی دارند. (می‌توان فقط در ساعات پیک مصرف آن‌ها را وارد مدار کرد)

۴- هزینه نگهداری این نیروگاه‌ها بسیار پایین است.

۵- باگذشت زمان بازده این نیروگاه‌ها تغییر نمی‌کند.

۶- تعداد کارکنان موردنیاز نیروگاه‌های برق‌آبی نسبت به بقیه نیروگاه‌ها بسیار کمتر است.

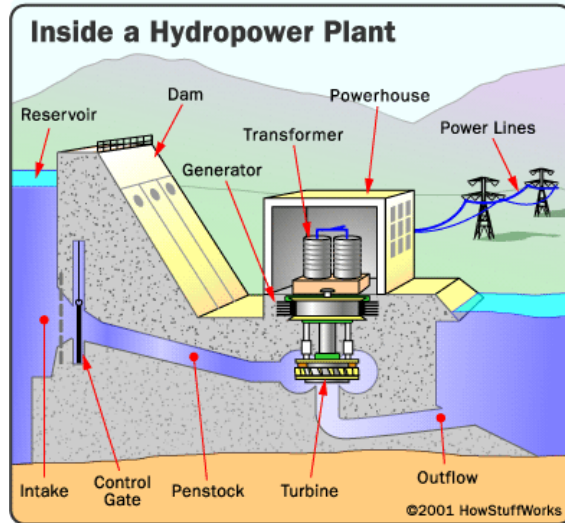
برای نیروگاه‌های برق‌آبی در مقایسه با سایر نیروگاه‌ها معایب زیر هم بیان می‌گردد:

۱- هزینه ساخت این نیروگاه‌ها بسیار زیاد است.

۲- در سال‌های کم‌آبی، میزان تولید این نیروگاه‌ها با مشکل همراه خواهد شد.

۳- مدت‌زمان موردنیاز برای ساخت سد خیلی زیاد است.

۴- مخزن نیروگاه‌های آبی، زمین‌های زیادی را زیر آب می‌برد.



شکل (۱-۲۰): چگونگی تولید برق در نیروگاه‌های برق‌آبی

نیروگاه برق‌آبی سد شهید عباسپور بر روی رودخانه کارون در جنوب غربی ایران ساخته شده است. ظرفیت تولید برق این نیروگاه، ۲۰۰۰ مگاوات است. ۴ واحد نیروگاهی آن در سال ۱۳۵۴ و ۴ واحد دیگر در سال ۱۳۸۱ ساخته شدند. توان تولیدی هرکدام از واحدها ۲۵۰ مگاوات و توان تولیدی کل آن‌ها ۲۰۰۰ مگاوات است. علاوه بر این نیروگاه‌های برق‌آبی سد مسجدسلیمان با ظرفیت ۲۰۰۰ مگاوات، سد کرخه با ظرفیت ۴۰۰ مگاوات و سد گتوند علیا با ظرفیت ۲۵۰۰ مگاوات از اصلی‌ترین نیروگاه‌های ایران هستند. نیروگاه سدهای کارون ۳ و ۴ و همچنین نیروگاه سد دز نیز سه نیروگاه برق‌آبی دیگر در استان خوزستان هستند. در مجموع نیروگاه‌های ایران تا پایان سال ۱۳۹۱ حدود ۷۵ هزار مگاوات ظرفیت تولید برق داشته‌اند، و بر این اساس نیروگاه‌های برق‌آبی حدود ۲۰ درصد کل برق کشور را تولید کرده‌اند.

۱-۵- آیین‌نامه‌ها و استانداردهای سدسازی

کشورهای مختلف برای طراحی سدها مقررات، آیین‌نامه‌ها، توصیه‌نامه‌ها و بولتن‌های گوناگونی ارائه کرده‌اند و یک‌نهاد رسمی بین‌المللی برای این کار وجود ندارد. با این حال کمیسیون جهانی سدهای بزرگ (ICOLD) یک‌نهاد معتبر و غیردولتی است که در بسیاری از کشورها کمیته‌های ملی را تحت پوشش دارد. در ایران کمیته ملی سدهای بزرگ (IRCOLD) عهده‌دار این مسئولیت است. کمیسیون جهانی و کمیته‌های ملی هر یک نشریاتی تدوین کرده‌اند که به‌عنوان راهنما (و نه آیین‌نامه اجباری) در دسترس هستند.

در بسیاری از کشورها آیین‌نامه‌های اجباری هم تدوین می‌گردد. به‌عنوان مثال در آمریکا دفتر عمران ایالات متحده (USBR) آیین‌نامه‌های طراحی و اجرای سدها را تدوین می‌کند. علاوه بر این نهاد، گروه مهندسين ارتش آمریکا (US Army) هم نشریاتی برای طراحی سازه‌های آبی منتشر کرده است. همچنین در برخی دیگر از کشورها از جمله هندوستان، چین و استرالیا آیین‌نامه‌ها و راهنماهایی برای طراحی سد ارائه شده است.

در ایران آیین‌نامه‌های اجباری برای طراحی سدها به‌طور کامل تدوین نشده است. با این حال در برخی موارد ضوابطی توسط معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ارائه شده است که از آن جمله می‌توان به دستورالعمل شماره ۶۲۴ اشاره نمود. این دستورالعمل به نحوه تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز اختصاص دارد.

سؤالات فصل اول:

- ۱- اهداف موردنظر از ساخت سد شامل چه مواردی می‌شود؟
- ۲- کدام عبارت صحیح است؟
 - الف) سدهای بتنی دوقوسی کمترین حجم بدنه را در میان انواع سدها دارند.
 - ب) سدهای مخزنی بیشترین حجم بدنه را در میان انواع سدها دارند.
 - ج) آب ذخیره‌شده در سدهای زیرزمینی نسبت به سدهای روزمینی بیشتر آلوده می‌شود.
 - د) سدهای تنظیمی برای کنترل شوری آب رودخانه احداث می‌گردند.
- ۳- کدام عبارت در شمار مزایای نیروگاه‌های برق‌آبی نیست؟
 - الف) آلودگی برای محیط‌زیست ندارند.
 - ب) به راحتی وارد مدار شده یا از مدار خارج می‌شوند.
 - ج) زمان ساخت آنها نسبت به سایر نیروگاه‌ها کمتر است.
 - د) هزینه نگهداری آنها کمتر است.
- ۴- برای هر یک از انواع سدهای خاکی و بتنی یک نمونه از سدهای ایران را نام ببرید.
- ۵- سدهای تنظیمی به چه منظور احداث می‌شوند؟
- ۶- در سدهای خاکی با رویه بتنی، آب‌بندی بدنه سد چگونه تأمین می‌شود؟
- ۷- بتن غلطکی چگونه اجرا می‌گردد؟
- ۸- بلندترین سد بتنی ایران و بلندترین سد بتنی جهان چه ارتفاعی دارند؟
- ۹- تحقیق کنید که به ازای هر نفر ایرانی، چند مترمکعب بارندگی سالانه وجود دارد؟
- ۱۰- تحقیق کنید که نیروگاه‌های برق‌آبی چه مزیت‌هایی نسبت به سایر نیروگاه‌ها دارند؟

فصل دوم

پلان کلی یک پروژه سدسازی

۲-۱- مقدمه

هرچند بدنه سد اصلی‌ترین سازه یک پروژه سدسازی است، سازه‌های مختلفی در این مجموعه وجود دارد که لازم است ارتباط آن‌ها باهم موردتوجه طراحان پروژه باشد. اصولاً یک طرح سدسازی هشت بخش اصلی دارد که در زیر به آن‌ها اشاره شده است:

- (۱) سیستم انحراف آب
- (۲) سیستم آب‌بندی پی
- (۳) سازه‌های هیدرولیکی (سیستم آبگیری، سرریز، حوضچه‌های آرامش)
- (۴) بدنه سد
- (۵) تأسیسات نیروگاه

۶) تأسیسات پایین دست سد (سد انحرافی، شبکه‌های آبیاری و زهکشی، تصفیه‌خانه آب)

۷) راه‌های دسترسی

۸) ساختمان‌های اداری (کمپ)

در این فصل هر یک از بخش‌های مذکور به اختصار معرفی می‌گردد.

۲-۲- سیستم انحراف آب

برای آن‌که بتوان گودبرداری سد را آغاز کرد، لازم است محدوده پی سد، خشک شود. برای این کار معمولاً جریان آب رودخانه از طریق یک گالری و یا تونل انحراف آب به پایین دست منحرف و از محل کار دور می‌شود. یک سیستم انحراف آب کامل شامل چهار بخش اصلی است:

الف) فراز بند

ب) نشیب بند

ج) تونل‌های انحراف

د) سیستم زهکشی و خشکه اندازی گودبرداری پی سد

۲-۲-۱- فرازبند و نشیب بند

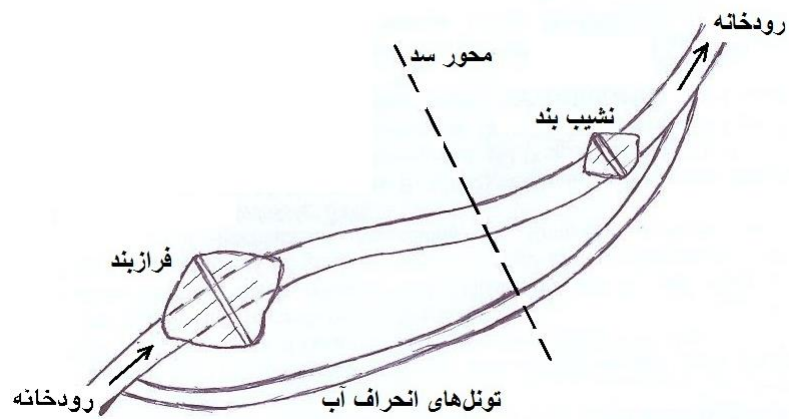
فراز بند^۱ در واقع یک سد کوچک است که در بالای گود احداث می‌شود و وظیفه آن ارسال آب به سوی تونل‌های انحراف است. نشیب بند^۲ نیز سدی است که معمولاً از فرازبند کوچک‌تر است و کار آن جلوگیری از بازگشت آب خروجی از تونل‌های انحراف به سوی کارگاه گودبرداری پی سد می‌باشد. این دو سد معمولاً طوری طراحی می‌شوند که پس از ساخت سد اصلی، بخشی از بدنه سد اصلی باشند. ارتفاع این سدها به نحوی طراحی می‌شود که سیلاب ۵۰ ساله از تاج آن‌ها عبور نکند.

^۱upstream cofferdam

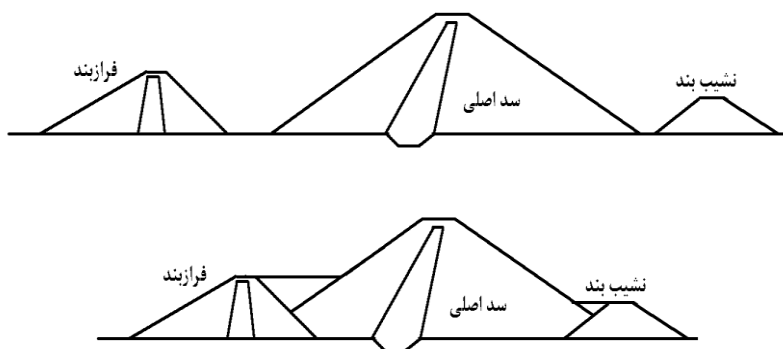
^۲downstream cofferdam

پلان کلی یک پروژه سدسازی —◆— ۴۷

معمولاً فراز بند و نشیب بند هر دو از نوع سدخاکی ساخته می‌شوند و در صورت لزوم بلانکت بالادست هم برای کنترل نشت از آنها طراحی می‌گردد. اگر ارتفاع آنها از ۱۵ متر تجاوز نکند، این سدها معمولاً از نوع همگن طراحی می‌شوند و یک زهکش دودکشی و یا زهکش پاشنه هم برای آنها در نظر گرفته می‌شود.



شکل (۱-۲): پلان سیستم انحراف آب یک سد



شکل (۲-۲): فرازبند و نشیب بند به‌عنوان جزئی از بدنه اصلی (شکل پایین) و یا جدا از آن (شکل بالا)

۲-۲-۲- تونل‌های انحراف آب

تونل‌های انحراف آب معمولاً در تکیه‌گاه سد حفاری می‌شوند. در بسیاری از پروژه‌های بزرگ سدسازی در ایران، تونل‌های انحراف به صورت دایره‌ای و به قطر ۶ متر حفاری شده‌اند. معیار طراحی سطح مقطع تونل‌ها و همچنین قطر آن‌ها سیلاب ۵۰ ساله رودخانه است. در واقع تونل‌ها باید به نحوی طراحی شوند که سیل ۵۰ ساله با سرعت مناسبی از آن‌ها عبور کند و موجب روگذری از تاج فراز بند نشود. قابل ذکر است که برای طراحی سرریز سد اصلی معمولاً از سیل ۲۰۰۰ ساله استفاده می‌شود، ولی تونل‌های انحراف، چون یک سازه موقت هستند و فقط یکی دو سال کارایی دارند، با سیل ۵۰ ساله طراحی می‌شوند.

مسیر تونل‌ها در پلان به نحوی طراحی می‌شود که از میان سنگ‌های هوازده عبور نکنند. ضمن این‌که حتی‌المقدور باید با کمترین طول به پایین دست برسند. در ورودی تونل‌ها دیوارهایی برای هدایت بهتر آب و در خروجی تونل‌ها یک حوضچه آرامش برای مستهلک شدن انرژی آب در نظر گرفته می‌شود. در اکثر پروژه‌ها تونل‌های انحراف آب به گونه‌ای طراحی می‌شوند که پس از ساخت سد اصلی بتوان از آن‌ها به عنوان مجرای برای آبیگری از مخزن سد استفاده کرد.

در پروژه‌های متوسط حفاری یک فقره تونل انحراف آب هم کفایت می‌کند. معمولاً وقتی یک تونل با قطر هفت متر کافی نیست از دو تونل استفاده می‌کنند. در سدهای کوچک احداث تونل انحراف آب اقتصادی نیست. در این سدها دبی آب رودخانه در تابستان مقدار قابل توجهی ندارد و می‌توان با طراحی یک گالری کوچک آن را به پایین دست گودال پی ارسال کرد. معمولاً این گالری‌ها بتنی و نعل اسبی شکل هستند و ابعاد آن‌ها با توجه به دبی رودخانه طراحی می‌گردد. اغلب این گالری در بدنه سد اصلی خواهد ماند و از آن برای آبیگری از مخزن سد استفاده می‌شود. باین حال، برای عبور این گالری از هسته باید تمهیدات خاصی در نظر گرفته شود. در واقع ممکن است هسته رسی در اطراف این گالری، به علت اختلاف سختی بتن و خاک رس، دچار ترک خوردگی گردد.

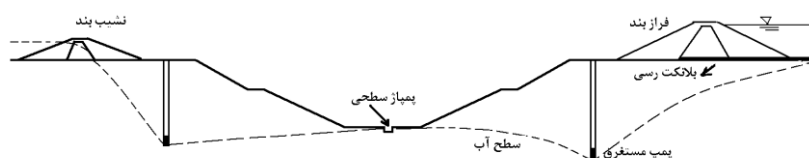
برای جلوگیری از این خطر معمولاً یک لایه رس با شاخص خمیری بالا (رس پلاستیک) در اطراف گالری اجرا می‌گردد.

۲-۲-۳- خشکه اندازی گودال پی

سدهای بتنی و هسته سدهای خاکی در اکثر موارد باید بر روی سنگ‌بستر قرار گیرد. بر همین اساس لازم است محل احداث سد تا سنگ‌بستر گودبرداری شود. در برخی از سدهای کوچک این پی‌کنی در حد ۵ تا ۱۰ متر است، ولی در برخی موارد سنگ‌بستر عمق زیادی دارد و عمق گودبرداری حتی به ۵۰ متر هم می‌رسد. در هر صورت گود مذکور با مشکل حمله آب‌های نفوذ یافته از زیر فرازبند و نشیب‌بند مواجه است. این نشت‌ها مانع کار در گود هستند و زمین را گل‌آلود و لجنی می‌کنند. عملیات جلوگیری از نفوذ آب‌های مذکور به پی و زهکشی آن‌ها اصطلاحاً خشکه اندازی^۱ نامیده می‌شود.

در یک طرح مناسب خشکه‌اندازی، ابتدا با احداث بلانکت رسی در بالادست فراز بند و نشیب بند، میزان زه به کمترین مقدار کاهش داده می‌شود. پس‌از آن یک ردیف چاه‌های پمپاژ عمقی بین فرازبند و گودال پی قرار می‌گیرند. این پمپ‌ها آب‌هایی را که به هر دلیل از فراز بند گذشته‌اند به مخزن فرازبند برمی‌گردانند. می‌توان نظیر همین سیستم را برای نشیب بند هم طراحی کرد. علاوه بر بلانکت و پمپاژ، در عمیق‌ترین نقاط گودال پی هم پمپ‌های کف‌کش قرار داده می‌شود تا آبی را که از بین پمپ‌ها فرار کرده و به درون گودرفته است از گودال خارج کنند. در شکل (۲-۳) مقطع یک طرح زهکشی نشان داده شده است.

^۱dewatering



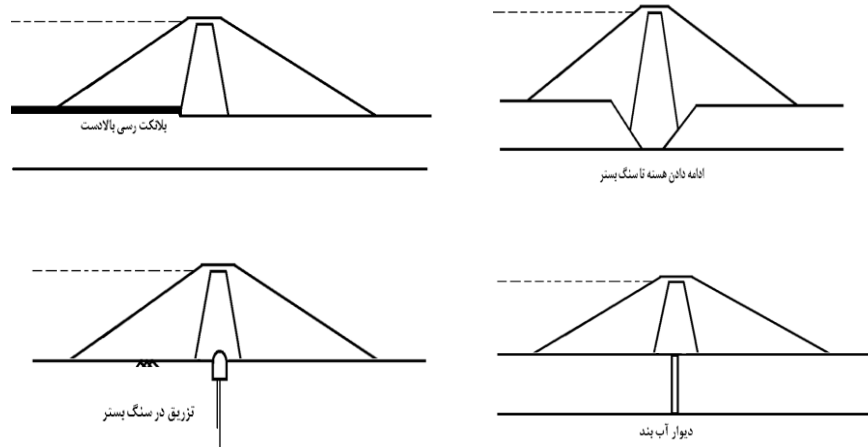
شکل (۲-۳): مقطع یک طرح زهکشی پی (خشکه اندازی گودال پی سد)

۲-۳- سیستم آب‌بندی پی

پی سد باید به اندازه کافی آب‌بند باشد. برای این منظور لازم است نفوذپذیری ساختگاه با آزمایش‌های صحرائی به دقت تعیین شود. اگر محاسبات نشان دهد که دبی عبوری از پی بیش از حد مجاز است، لازم است سیستم آب‌بندی مناسبی برای آن طراحی شود. در اکثر سدها پی نیاز به آب‌بندی دارد. معمولاً کنترل تراوش از پی سد از طریق یکی از روش‌های زیر انجام می‌شود:

- الف) ادامه هسته سد در سدهای خاکی تا سنگ‌بستر (نفوذ کامل هسته در پی)
- ب) ادامه هسته سد در سدهای خاکی در درون آبرفت پی (نفوذ ناقص هسته در پی)
- ج) اجرای بلانکت رسی در بالادست سد
- د) اجرای دیوار آب‌بند بتن پلاستیک در آبرفت پی
- ه) اجرای پرده تزریق در درون توده سنگ پی

در فصل ششم به تفصیل نحوه طراحی هر یک از سیستم‌های فوق‌الذکر ارائه می‌گردد. در مجموع نشت از پی سد باید در حد قابل قبولی باشد و گرادیان هیدرولیکی جریان نیز در هیچ نقطه‌ای از حد مجاز عبور نکنند. در شکل (۲-۴) گزینه‌های مختلف برای آب‌بندی در سدها نمایش داده شده است.



شکل (۲-۴): گزینه‌های مختلف برای کنترل تراوش از پی سدهای خاکی

۲-۴- سازه‌های هیدرولیکی

سازه‌های هیدرولیکی وظیفه آبیگری و انتقال آب از سد را به عهده دارند. در شرایط معمولی عملکرد سد، آبیگری از طریق برج آبیگیر انجام می‌شود. ولی در شرایط سیلابی سرریز برای خروجی آب‌های مخزن به کار گرفته می‌شود. در ادامه برای هر یک از بخش‌های مذکور و همچنین حوضچه آرامش مربوط به آن‌ها شرح کوتاهی ارائه شده است.

۲-۴-۱- سیستم آبیگری

هر سد باید یک سیستم برای آبیگری و تخلیه آب از مخزن داشته باشد. دهانه آبیگری در رقوم بالاتر از رقوم مرده سد قرار می‌گیرد و به سازه آن برج آبیگیر گفته می‌شود. برج آبیگیر معمولاً یک سازه بتنی است که چندین پنجره برای آبیگری از ارتفاع‌های مختلف بر روی آن طراحی شده است. این پنجره‌ها در اغلب موارد دریچه‌هایی هم دارند که امکان آبیگری از هر پنجره را فراهم می‌کند. برای جلوگیری از ورود مواد زائد جامد موجود در مخزن (مثل آشغال و تنه درخت و ...) به درون

سیستم آبیگری، معمولاً از آشغال‌گیر در ورودی‌های آبیگری استفاده می‌شود. این آشغال‌گیرها از شبکه‌های فلزی تشکیل شده‌اند.

برج آبیگری این قابلیت را ایجاد می‌کند که از هر عمقی از مخزن سد که مناسب باشد آبیگری انجام شود. در عمل آب در اعماق مختلف مخزن کیفیت‌های مختلفی دارد. این پدیده که به نام لایه‌بندی کیفی آب در مخزن شناخته می‌شود در اثر اختلاف دمای لایه‌های مختلف مخزن ایجاد می‌گردد.

نهایتاً برج آبیگری از طریق یک تونل یا گالری، آب را به پایین‌دست بدنه سد ارسال می‌کند. چون تونل‌هایی که برای انحراف آب ساخته می‌شوند پس از آبیگری مخزن کاربردی ندارند، می‌توان از آنها برای تونل آبیگری استفاده کرد. بر این اساس برج آبیگری از طریق یک تبدیل به تونل انحراف وصل می‌شود و از آنجا به پایین‌دست ارسال می‌شود. در شکل (۵-۲) سیستم آبیگری از مخزن یک سد نمایش داده شده است.



شکل (۵-۲): سیستم آبیگری از مخزن سد

۲-۴-۲- سیستم سرریز

حجم مخزن فقط گنجایش آورد رودخانه در شرایط معمولی را دارد. در سال‌های کم‌آبی مخزن نیمه‌پر می‌شود، ولی در سال‌های پُرآبی آورد رودخانه بیش از حجم مخزن است. بر این اساس لازم است یک سیستم برای سرریز آب مخزن در سال‌های پُرآبی طراحی گردد. سرریزها ممکن است توسط دریچه کنترل شوند و یا عبور آب از آن‌ها کاملاً آزاد باشد. به سرریزهای دریچه دار سرریز کنترل‌شده و به سرریزهای بدون دریچه سرریز کنترل نشده (آزاد) می‌گویند. ارتفاع تاج سرریز چند متر پایین‌تر از تاج سد است. بر این اساس روگذری سیلاب از تاج سد اتفاق نخواهد افتاد.

سرریزها بر اساس محل قرارگیری به سه دسته سرریز جانبی، سرریز روی بدنه و سرریز تونلی تقسیم می‌شوند. در سدهای بتنی سرریز می‌تواند بر روی بدنه سد قرار داشته باشد. باین‌حال در سدهای خاکی امکان روگذری آب از تاج سد و همچنین بدنه سد وجود ندارد و بنابراین اجباراً سرریز در تکیه‌گاه‌های سد قرار می‌گیرد. البته در سرریزهای تونلی آب اضافی مخزن از طریق یک سرریز که درون مخزن قرار دارد، به تونل منتقل شده و نهایتاً به پایین دست سد ارسال می‌شود. انواع سرریزهای مورد استفاده در پروژه‌های سدسازی در شکل (۲-۶) نشان داده شده است.



سرریز روی بدنه سد سرریز جانبی (در تکیه‌گاه) سرریز تونلی یا نیلوفری (در داخل مخزن)

شکل (۲-۶): انواع سرریزها با توجه به محل قرارگیری آن‌ها

سرریزهای جانبی با توجه به نحوه عملکردشان خود به انواع مختلفی تقسیم می‌شوند. در اینجا سه نوع اصلی بیان می‌گردد و علاقه‌مندان برای اطلاع از انواع دیگر می‌توانند به کتب تخصصی طراحی سازه‌های هیدرولیکی مراجعه نمایند.

الف) سرریز اوچی: این سرریزها یک تاج یا لبریز منحنی شکل دارند که عبور آب را تسهیل می‌کند و مانع ورود هوا به زیر سفره آب می‌گردد. آب پس از عبور از تاج سرریز به صورت مماسی در طول یک شیب ادامه می‌یابد و در انتهای شیب جریان به داخل حوضچه آرامش یا کانال تخلیه سرریز برمی‌گردد.

ب) سرریز شوت: در این سرریز آب از طریق یک کانال روباز تخلیه می‌شود. با توجه به توپوگرافی طرح، کانال مذکور می‌تواند در پلان به صورت قوسی شکل یا مستقیم باشد.

ج) سرریز پلکانی: وقتی شیب مسیر بسیار تند است، برای انتقال آب از سراب به پایاب از سرریز پلکانی استفاده می‌شود. در این سرریز پلکان‌ها برای کاهش انرژی جنبشی آب ساخته می‌شوند.

در صورتی که برای عبور سیلاب از تونل یا هر مجرای مدفون دیگری استفاده شود، سرریز حاصله را سرریز تونلی گویند. معمولاً این سرریزها ظرفیت محدودی دارند، زیرا مقطع تونل نمی‌تواند از یک مقدار معین بزرگ‌تر شود. سرریز تونلی در جاهایی به کار می‌رود که شیب دره و تکیه‌گاه‌ها زیاد است و امکان احداث سرریز جانبی وجود ندارد یا غیراقتصادی است. سرریز نیلوفری، نوعی سرریز تونلی است که مجرای ورودی آن نظیر آنچه در شکل (۲-۶) نشان داده شده است، شکل خاصی دارد. در سرریزهای نیلوفری سیلاب از طریق یک دهانه با مقطع دایره یا نیم‌دایره که در داخل مخزن قرار دارد، وارد تونلی می‌شود و به پایین دست سد ارسال می‌شود.



سرریز اوجی



سرریز شوت



سرریز پلکانی

شکل (۲-۷): تصاویری از چند نوع سرریز جانبی

معمولاً سرریزها به گونه ای طراحی می شوند که بتوانند سیل هایی با دوره بازگشت ۲۰۰۰ ساله را عبور دهند. در برخی پروژه ها حتی باید بتوانند سیل هایی با دوره بازگشت ۱۰۰۰۰ ساله را هم عبور دهند. در جدول (۱-۲) مشخصات سرریز سه سد بزرگ کشور ارائه شده است. همچنین در شکل (۲-۸) مقطع طولی یک سرریز جانبی به صورت شماتیک نشان داده شده و اجزای آن معرفی شده است.

جدول (۱-۲): مشخصات سرریز چند سد بزرگ داخل کشور

نام سد	نوع سد	ارتفاع سد	حجم مخزن	دبی طراحی سرریز	نوع سرریز
سد سفیدرود	بتنی پشت‌بند-دار	۱۰۶ متر	۱۷۵۶ میلیون متر مکعب	۵۰۰۰ متر مکعب بر ثانیه	دو سرریز نیلوفری و دو سرریز جانبی
سد ملاصدرا	سنگریزه‌ای با هسته رسی	۷۲ متر	۴۴۰ میلیون متر مکعب	۳۴۰۰ متر مکعب در ثانیه	آزاد بدون دریچه
سد مسجد سلیمان	سنگریزه‌ای با هسته رسی قائم	۱۷۷ متر	۲۲۸ میلیون متر مکعب	۲۱۷۰۰ متر مکعب در ثانیه	سرسره‌ای دریچه‌دار



شکل (۱-۲) مقطع طولی یک سرریز جانبی

۲-۴-۳- حوضچه‌های آرامش^۱

سیلاب خروجی از سرریز، انرژی جنبشی فراوانی دارد. در صورتی که انرژی آن مستهلک نشود ممکن است زمین پایین دست را به مرور زمان بشوید و خطراتی به بار آورد. برای مستهلک کردن انرژی آب، حوضچه آرامش در انتهای کانال سرریز طراحی می‌گردد. معمولاً در نظرگیری این حوضچه در همه انواع سرریزها ضرورت دارد. حتی در خروجی تونل آبیگری هم لازم است در نظر گرفته شود. در اکثر حوضچه‌های آرامش برای اتلاف انرژی از پرش هیدرولیکی استفاده می‌شود. معمولاً کف حوضچه‌ها افقی است اما گاهی برای صرفه‌جویی در هزینه خاک‌برداری کف آن را شیب‌دار می‌سازند. اغلب در ورودی حوضچه‌های آرامش یک ردیف بلوک تعبیه می‌کنند تا انرژی جریان را کاهش دهد. فاصله این بلوک‌ها را معمولاً با عرض آن‌ها برابر می‌گیرند. در انتهای حوضچه نیز معمولاً یک بلوک مثلثی یکپارچه یا دندانه‌دار قرار می‌دهند تا پرش هیدرولیکی را در حوضچه نگه دارد و طول لازم حوضچه را کوتاه‌تر نماید.

برای پوشش حوضچه، عیار بتن را زیاد در نظر می‌گیرند تا در اثر خوردگی مکانیکی و کاویتاسیون آسیب نبیند. در کف و دیواره حوضچه نباید بی‌نظمی وجود داشته باشد. اگر جنس بستر در پایین دست حوضچه سست باشد باید آن را خشکه‌چینی کرد.

۲-۵- سایر اجزای طرح سدسازی

در بندهای قبلی این فصل، سازه‌های جانبی یک طرح سد به‌طور اجمالی معرفی گردید. برای طراحی دقیق هر یک از سازه‌های مذکور لازم است به کتب تخصصی مربوط به آن مراجعه شود. علاوه بر سازه‌های مذکور نیروگاه، راه‌های دسترسی و کمپ هم از اجزای اصلی یک طرح سدسازی محسوب می‌شود. همه سدها نیروگاه ندارند. فقط سدهایی نیروگاه آبی دارند که به‌اندازه کافی ارتفاع داشته باشند و تولید انرژی برق آبی در آن‌ها صرفه اقتصادی داشته باشد. نیروگاه‌ها معمولاً بلافاصله

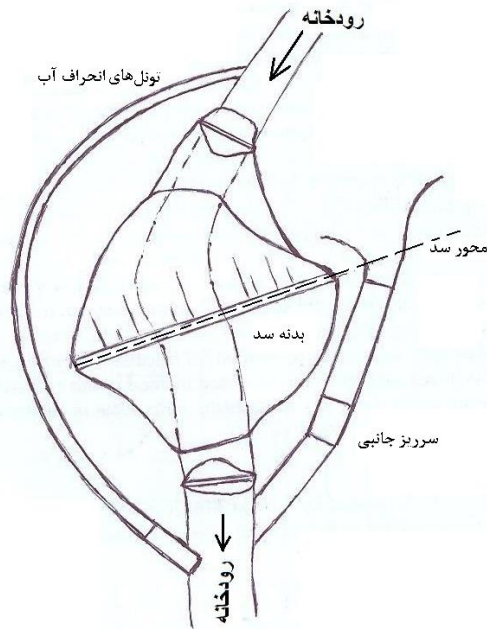
^۱stilling basin

در پایین دست سد قرار می‌گیرند. در برخی موارد برای افزایش ارتفاع آب روی توربین‌ها، نیروگاه را در مغارهای زیرزمینی می‌سازند.

اگر تأمین آب شرب در شمار اهداف ساخت سد باشد، معمولاً یک تصفیه‌خانه در پایین دست سد احداث می‌گردد. البته این تصفیه‌خانه نظیر نیروگاه کاملاً چسبیده به بدنه سد نیست و می‌تواند چند کیلومتر بعد از بدنه سد احداث گردد. اگر آب خروجی از نیروگاه برای شرب و کشاورزی ارسال شود، معمولاً یک سد کوچک تنظیمی بعد از نیروگاه احداث می‌شود. در بسیاری از طرح‌های سدسازی تأمین آب برای شبکه آبیاری پایین سد یکی از اهداف ساخت سد است. در این صورت نیز باید یک سد تنظیمی و نیز شبکه کانال‌های انتقال آب و سازه‌های هیدرولیکی آبیاری مزارع طراحی شود.

برنامه ساخت کمپ (ساختمان‌های اداری و مسکونی کارگاه) باید با دقت زیادی اجرا شود. در دوران ساخت سد برای اسکان کارگران و مهندسان طرح و همچنین برای مواردی نظیر دفتر فنی کارگاه نیاز است که ساختمان‌هایی در سایت احداث شود. این ساختمان‌ها را کمپ زمان ساخت یا کمپ موقت می‌نامند. علاوه بر این پس از ساخت سد هم ساختمان‌هایی برای پرسنل بهره‌بردار سد مورد نیاز است که به آن کمپ بهره‌برداری گویند. بهتر است کمپ زمان ساخت به نحوی طراحی شود که پس از ساخت سد در درون مخزن قرار نگیرد و به‌عنوان کمپ بهره‌برداری قابل استفاده باشد.

راه‌های دسترسی به محور سد، منابع قرضه و کمپ هم در شمار طراحی‌های یک پروژه سدسازی هستند. گاهی برای سدهای بلند در دره‌های تنگ هزینه راه‌های دسترسی بخش قابل توجهی از پروژه خواهد بود. در هر صورت طراحی این راه‌ها با دقت و توجه به اهداف درازمدت سد و توسعه منطقه باید صورت پذیرد. در طراحی این راه‌ها ضوابط طرح هندسی راه و آیین‌نامه‌های راه‌سازی ملاک عمل خواهد بود. در شکل (۲-۹) پلان کلی یک پروژه سدسازی ارائه شده است.



شکل (۲-۹) پلان کلی یک پروژه سدسازی

۲-۶- مراحل طراحی در یک پروژه سدسازی

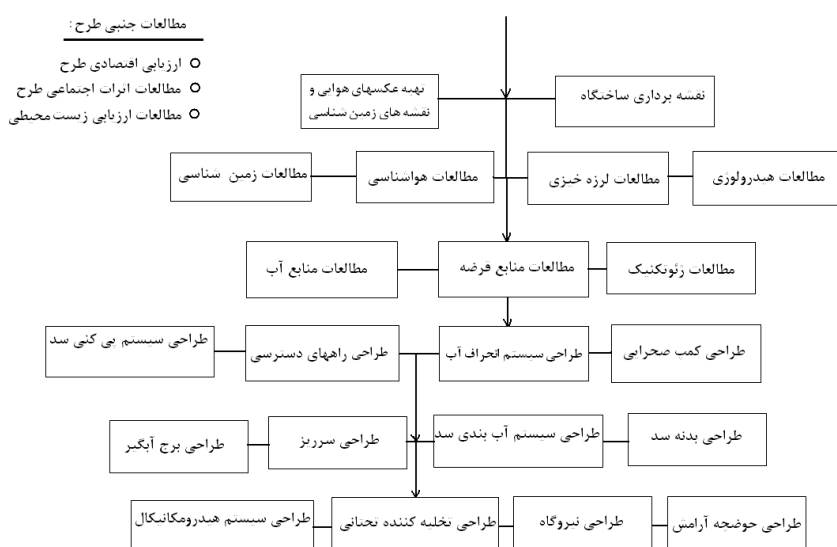
برای طراحی اجزای مختلف پروژه سدسازی، کارشناسان مشاور به دو گروه اصلی تقسیم می‌شوند:

الف) کارشناسان مطالعات پایه

ب) کارشناسان طراحی

گروه اول در واقع وظیفه گردآوری داده‌ها برای کارشناسان طراحی را دارند و از لحاظ زمانی زودتر وارد پروژه می‌شوند. کارشناسان مطالعات پایه وضعیت زمین‌شناسی، لرزه‌خیزی، منابع آب و ژئوتکنیک ساختگاه سد را گزارش می‌کنند. هرچند شروع طراحی‌ها مشروط به دریافت داده‌های مطالعات پایه است، در اغلب پروژه‌ها می‌توان به صورت موازی هم این کار را انجام داد. به عبارت دیگر طراحی‌ها با دریافت اطلاعات اولیه شروع و با نهایی شدن مطالعات پایه دقیق می‌شوند.

در شکل (۲-۱۰) نمودار روند انجام مطالعات و طراحی در یک پروژه سدسازی نمایش داده شده است.



شکل (۲-۱۰): مراحل طراحی و تهیه نقشه های اجرایی در یک پروژه سدسازی

معمولاً مطالعات پایه و طراحی ها در دو مرحله (فاز اول و فاز دوم) انجام می شود. در فاز اول طراحی ها به صورت اولیه ارائه می شوند، ولی در فاز دوم جزئیات اجرایی به تفصیل ارائه خواهد شد.

۲-۷- انتخاب ساختگاه برای سد

در فاز اول پروژه های سدسازی چندین محور در طول رودخانه برای احداث سد در نظر گرفته می شود. ساختگاه های مذکور از دیدگاه فنی، اجرایی و اقتصادی ارزیابی می شود و نهایتاً بهترین گزینه به عنوان ساختگاه سد انتخاب می گردد. به طور کلی ساختگاه مناسب باید دارای شرایط زیر باشد:

پلان کلی یک پروژه سدسازی — ۶۱ —

الف) یک مخزن بزرگ برای ذخیره‌سازی آب در پشت محور سد وجود داشته باشد.

ب) از لحاظ هندسی باید محور سد بر روی یک تنگه باشد تا ساخت سد کمترین حجم عملیات را داشته باشد.

ج) ساختگاه از لحاظ آب‌بندی پی و وقوع روانگرایی در پی در وضعیت مناسبی باشد.

د) تکیه‌گاه‌های ساختگاه مقاومت فشاری کافی برای تحمل بارهای بدنه سد را داشته باشند.

ه) یک محل مناسب برای احداث سرریز در تکیه‌گاه‌های سد وجود داشته باشد.

و) احداث سد کمترین خسارت مخزن را داشته باشد.

پس از انتخاب محور مناسب، زاویه محور با رودخانه به نحوی انتخاب می‌شود که سد کمترین طول تاج را داشته باشد. علاوه بر موارد مذکور، اصولاً ساختگاه‌های تنگ و باریک برای ساخت سدهای بتنی و ساختگاه‌های باز و وسیع برای ساخت سدهای خاکی توصیه می‌شوند. بنابراین شرایط هندسی ساختگاه در انتخاب نوع سد تأثیرگذار خواهد بود.

۲-۸- عوامل مؤثر در انتخاب نوع سد

در فاز اول پروژه چندین گزینه برای نوع سد مورد ارزیابی واقع می‌شود و نهایتاً بر اساس شرایط فنی (منابع قرضه، لرزه‌خیزی، هندسه دره، مقاومت سنگ، آب‌بندی پی) و شرایط اجرایی (تجربه اجرا، راه‌های دسترسی) و شرایط اقتصادی بهترین گزینه مناسب برای نوع سد معرفی می‌گردد. برخی از نکاتی که در انتخاب نوع سد مورد توجه است، در زیر ارائه شده است:

الف) سدهای خاکی همگن فقط برای ارتفاع‌های کمتر از ۲۰ متر قابل قبول هستند.

ب) وقتی ارتفاع سد خاکی بیش از ۵۰ متر است، بهتر است از سد خاکی ناحیه‌بندی شده استفاده شود.

ج) در نواحی لرزه‌خیز گزینه‌های انعطاف‌پذیر (سدهای خاکی) بر گزینه‌های صلب (سدهای بتنی) ترجیح دارند.

د) در دره‌های تنگ ساخت سد بتنی برساخت سد خاکی ترجیح دارد. سدهای خاکی در دره‌های تنگ ممکن است دچار قوس زدگی شوند.

ه) برای ساخت سد بتنی لازم است توده سنگ ساختگاه از مقاومت فشاری بالایی برخوردار باشد.

و) معمولاً سدهای بتنی بر روی سنگ‌بستر ساخته می‌شوند، درحالی‌که پوسته سدهای خاکی می‌تواند بر روی آبرفت هم بنا شود. بنابراین در جاهایی که ضخامت آبرفت زیاد است، بهتر است از سد خاکی استفاده شود.

ز) در مناطق سردسیر و پرباران که ساخت هسته در بخش زیادی از سال امکان‌پذیر نیست، می‌توان از سدهای هسته آسفالتی و یا رویه بتنی استفاده کرد.

ح) ساخت سد خاکی با هسته رسی در صورتی امکان‌پذیر است که فرضه ریزدانه حداکثر در فاصله ۳۰ کیلومتری ساختگاه باشد.

ط) سدهای بتن غلطکی از لحاظ سرعت اجرا سریع‌تر از سایر سدها ساخته می‌شوند. بر این اساس در مواردی که محدودیت زمان پروژه مطرح باشد، سد بتن غلطکی یکی از گزینه‌های مطرح است.

ی) در ساختگاه‌هایی که امکان ساخت سرریز جانبی در آن‌ها وجود ندارد، گزینه خاکی معمولاً از لحاظ فنی مردود شناخته می‌شود.

ک) ساخت سدهای رویه بتنی در نواحی لرزه‌خیز، به علت امکان ترک‌خوردگی رویه، باید با احتیاط صورت پذیرد.

سؤالات فصل دوم:

- ۱- رقوم کف تونل‌های انحراف آب بر چه اساسی انتخاب می‌شود؟
- ۲- برای انتخاب قطر تونل چه معیارهایی وجود دارد؟
- ۳- روش‌های مختلف آب‌بندی پی در سدها را نام ببرید. برج آبگیر و حوضچه آرامش هر یک چه عملکردی در سدها دارند؟
- ۴- انواع مختلف سرریز در سدهای خاکی و سدهای بتنی را نام ببرید و شرح کوتاهی برای هر یک بیان کنید.
- ۵- برای طراحی سرریز چه دوره بازگشتی برای سیل در نظر گرفته می‌شود؟ برای طراحی تونل انحراف آب، دوره بازگشت سیل چه قدر است؟ علت این اختلاف چیست؟
- ۶- پلان کلی یک پروژه سدسازی را ترسیم کنید.
- ۷- معیارهای انتخاب ساختگاه مناسب برای سدها را بیان کنید.
- ۸- تحقیق کنید که در مناطق زیر ساخت کدام گزینه ارجحیت دارد:
(الف) مناطق با بارندگی زیاد (نظیر استان‌های ساحل دریای خزر)
(ب) مناطق با دوره یخبندان طولانی (نظیر استان اردبیل)
(ج) در نزدیکی گسل‌های با فعالیت لرزه‌خیزی بالا
(د) در مناطق کویری (نظیر استان‌های جنوب شرق کشور)
- ۹- تحقیق کنید که پس از ساخت سد تونل‌های انحراف آب چه کاربردی خواهند داشت.
- ۱۰- تحقیق کنید که علاوه بر تونل انحراف آب، چه راه‌های دیگری برای خشکه‌اندازی کارگاه سدسازی وجود دارد.
- ۱۱- کدام نوع سد برای ساختگاه‌های مجاور گسل فعال مناسب‌تر است؟
(الف) سد خاکی با هسته رسی (ب) سد بتنی دو قوسی
(ج) سد بتن غلطکی (د) سد سنگریز با رویه بتنی

۱۲- برای یک ساختگاه با شرایط زیر کدام نوع سد را توصیه می‌کنید؟ ارتفاع سد ۴۰ متر است. فاصله قرضه رس ۲۰ کیلومتر، فاصله قرضه سنگ ۶ کیلومتر، فاصله قرضه شن و ماسه ۸ کیلومتر است. امکان احداث سرریز جانبی در تکیه‌گاه وجود ندارد. ساختگاه در منطقه اصفهان واقع است.

الف) سد خاکی با هسته رسی (ب) سد خاکی همگن

ج) سد بتنی غلطکی (د) سد سنگریز با رویه بتنی

۱۳- کدام گزینه در مورد انتخاب ساختگاه برای سد بتنی با ارتفاع ۸۰ متر صحیح است؟

الف) هر چه دره سد بازتر باشد بهتر است.

ب) باید سد بر روی سنگ نرم قرار گیرد.

ج) هر چه مخزن سطح بزرگ‌تری داشته باشد بهتر است

د) هر چه مخزن حجم بزرگ‌تری داشته باشد بهتر است

۱۴- برای یک ساختگاه با شرایط زیر کدام نوع سد را توصیه می‌کنید؟ ارتفاع سد ۶۰ متر است. فاصله قرضه رس ۳ کیلومتر، فاصله قرضه سنگ ۱۰ کیلومتر، فاصله قرضه شن و ماسه ۴ کیلومتر است. سنگ‌بستر در عمق ۸۰ متری است. ساختگاه در منطقه کم‌خطر لرزه‌ای واقع است. طول تاج سد ۷۰ متر است.

الف) سد خاکی با هسته رسی (ب) سد خاکی همگن

ج) سد بتنی وزنی (د) سد سنگریز با رویه بتنی

۱۵- سرریزهای جانبی دریاچه دار بیشتر در کدام نوع سد استفاده می‌شوند؟

الف) سدهای خاکی (ب) سدهای بتن غلطکی

ج) سدهای بتنی قوسی (د) فراز بندها

۱۶- رقوم کف تونل‌های انحراف آب چگونه محاسبه می‌گردد؟

الف) ۴ متر بالاتر از رقوم کف رودخانه

ب) معادل رقوم نرمال آب در مخزن فراز بند

ج) معادل رقوم رسوب ۵۰ ساله مخزن سد

د) معادل رقوم متوسط کف فرازبند و نشیب بند

فصل سوم:

مطالعات پایه در طرح‌های سدسازی

۳-۱- مقدمه

پیش از طراحی بخش‌های مختلف یک طرح سدسازی لازم است مطالعات پایه صورت پذیرد. هدف از مطالعات پایه شناخت ساختگاه، برآورد میزان آب رودخانه و همچنین بررسی طرح از لحاظ اقتصادی، اجتماعی و زیست‌محیطی است. در واقع در این مرحله باید نشان داده شود که کلیات طرح از جهات مختلف قابل قبول است. از طرف دیگر خصوصیات مصالح نیز باید در این مرحله تعیین شود تا در فاز دوم پروژه، طراح بتواند با کمک این اطلاعات نقشه‌های دقیق اجزای مختلف طرح را ارائه نماید. در این فصل بخش‌های مختلف مطالعات پایه در طرح‌های سدسازی به اختصار مورد بحث واقع می‌شود.

۳-۲- عوامل انسانی در یک پروژه سدسازی

مانند سایر طرح‌های عمرانی، عوامل مختلفی که در یک پروژه سدسازی باهم کار می‌کنند از این قرار هستند:

الف) کارفرما: سازمانی است که طرح را تعریف کرده و در واقع صاحب کار است. تأمین هزینه‌های طرح را بر عهده می‌گیرد و با سایر عوامل قرارداد می‌بندد تا درازای دریافت مبلغ قرارداد نقش خود را در پروژه ایفا نمایند. برای طرح‌های سدسازی در سطح ملی، کارفرما معمولاً سازمان آب و نیروی ایران است. در هر استان سازمان‌های آب منطقه‌ای و ادارات جهاد کشاورزی کارفرمای طرح‌های استانی محسوب می‌شوند.

ب) مشاور طرح: مشاور طرح وظیفه دارد گزارش‌ها و نقشه‌های اجرایی طرح را تهیه کند. پس از کارفرما، مشاور اصلی‌ترین رکن طرح محسوب می‌شود و سایر عوامل از شرکت مشاور دستور کار را دریافت می‌کنند.

ج) مشاور ژئوتکنیک: این شرکت در واقع وظیفه دارد که زیر نظر مشاور طرح با مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی، شامل حفاری، نمونه‌گیری و آزمایش، ساختگاه را شناسایی کند و اطلاعات را در اختیار مشاور طرح قرار دهد.

د) پیمانکار: شرکت پیمانکار نقشه‌های اجرایی را از مشاور طرح دریافت و اجرا می‌کند.

ه) دستگاه نظارت: دستگاه نظارت معمولاً در کارگاه مستقر است و وظیفه آن کنترل اجرا متناسب با نقشه‌های اجرایی است. در اغلب موارد دستگاه نظارت همان شرکت مشاور است. ممکن است با توجه به اطلاعات جدید، دستگاه نظارت برخی از نقشه‌ها را در حین اجرا با هماهنگی مشاور طرح تغییر دهد.

و) گروه مهندسی ارزش: گروه مهندسی ارزش متشکل از نفرات خبره همه عوامل طرح است که وظیفه دارند در یک کارگروه مشترک ابعاد خاصی از پروژه را بررسی و احیاناً باهم فکری راه-حل‌های ابتکاری برای آن ارائه دهند. در واقع در طرح‌هایی که تیم مهندسی ارزش ندارند، مشاور و کارفرما و پیمانکار و سایر عوامل طرح به‌طور مستقل وظایف خود را انجام می‌دهند؛ ولی تیم مهندسی ارزش در یکجا و در خارج از چارچوب‌های شرح وظایف خودشان به ایده پردازی و ارائه راهکارهای مختلف برای حل مشکلات می‌پردازند.

به عنوان نمونه ای از پروژه های مهندسی ارزش می توان به بازنگری در میزان سیلاب طراحی سرریز در سد مارون اشاره کرد. در چارچوب مطالعات مهندسی ارزش سد تنظیمی مارون با استفاده از ایده های مطرح شده، بیشینه سیلاب طراحی سرریز از ۷۰۰۰ به ۱۴۰۰ مترمکعب در ثانیه کاهش یافت. همچنین بیشینه سیلاب طراحی برای سیستم انحراف نیز از ۱۸۲۰ به ۳۵۰ مترمکعب در ثانیه کاهش داده شد. این بازنگری موجب شد هزینه های پروژه به میزان قابل توجهی کاهش یابد.

۳-۳- ترکیب گروه مشاور طراح سد

از آنجاکه کتاب حاضر برای استفاده طراحان سد کاربرد بیشتری دارد، در اینجا ترکیب عوامل شرکت های مشاور سدسازی به اختصار بیان می گردد. اصولاً شرکت مشاور طرح سه بخش اصلی خواهد داشت:

الف) بخش مطالعات پایه: کارشناسان این بخش وظیفه دارند داده های مورد نیاز بخش طراحی را تأمین کنند. در این بخش کارشناسان زمین شناسی، آب، نقشه برداری، اقتصاد، محیط زیست و کشاورزی حضور خواهند داشت. در واقع این بخش نقشه اجرایی ارائه نمی کند، بلکه نتیجه مطالعات خود را در قالب گزارش برای استفاده کارشناسان بخش های طراحی و همچنین برای تصمیم گیری کارفرما تهیه می کند.

ب) بخش طراحی: کارشناسان این بخش پس از تحلیل های مختلف بر مبنای آیین نامه ها و ضوابط طراحی نقشه های اجرایی طرح را تهیه و به انضمام گزارش طراحی به کارفرما تقدیم می کنند. این نقشه ها پس از تصویب کارفرما برای اجرا به پیمانکار ارائه می شوند. در این بخش کارشناسان سازه، ژئوتکنیک، زلزله، سازه های هیدرولیکی، طراحان هیدرومکانیکال و نیروگاه، و کارشناس طراح راه های دسترسی حضور دارند.

ج) بخش امور قراردادها: کارشناسان این بخش روند انعقاد قرارداد، تهیه صورت وضعیت، بررسی صورت وضعیت پیمانکار و پیگیری دریافت مطالبات پروژه را به عهده دارند. در ادامه این فصل محتویات برخی گزارش های اصلی طرح که در گروه مطالعات پایه طبقه بندی می شوند، تشریح می گردد.

۳-۴- مطالعات زمین‌شناسی

در یک طرح سدسازی شناسایی دقیق ساختگاه سد و مخزن آن اهمیت بسیار دارد. در برخی پروژه‌ها به دلیل شناسایی ناکافی جنس ساختگاه، عملکرد سد به صورت کامل امکان‌پذیر نشده است. سد مخزنی لار در شمال تهران نمونه‌ای از این طرح‌ها است که وجود حفرات کارستی در مخزن باعث شده است، فقط یک سوم مخزن سد قابل آبریزی باشد. بر همین اساس مطالعات پایه زمین‌شناسی باید با دقت و توجه بالایی صورت پذیرد. در نهایت آنچه در یک گزارش مطالعات زمین‌شناسی برای طرح سدسازی ارائه خواهد شد شامل موارد زیر خواهد بود:

(۱) خلاصه‌ای از زمین‌شناسی عمومی منطقه

(۲) وضعیت مورفولوژی در حوزه آبریز (پستی و بلندی‌ها در منطقه)

(۳) سازندهای اصلی در منطقه (جنس سنگ‌های منطقه)

(۴) گسل‌های اصلی و اطلاعات لرزه‌خیزی منطقه

(۵) وضعیت آب‌های زیرزمینی و جهت حرکت آن‌ها

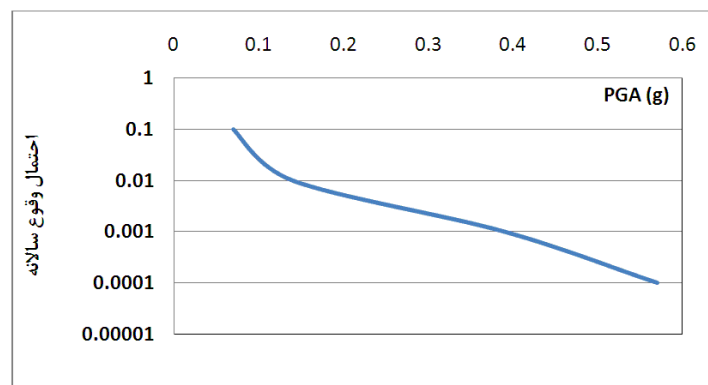
۳-۵- مطالعات لرزه‌خیزی

شتاب مناسب برای طراحی ساختمان‌ها در آیین‌نامه ۲۸۰۰ مهندسی زلزله، برای زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله ارائه شده است. مطابق مفاد آیین‌نامه برای ساختمان‌های خاص نظیر سدها، تونل‌ها، پل‌ها و سیلوها نمی‌توان از اعداد توصیه شده در آیین‌نامه مذکور استفاده کرد. برای این سازه‌ها لازم است به طور اختصاصی مطالعات لرزه‌خیزی صورت پذیرد و شتاب مبنای طرح در سطوح مختلف تعیین گردد.

برای تدوین یک گزارش لرزه‌خیزی ابتدا گسل‌های منطقه شناسایی می‌شوند و مشخصات این گسل‌ها از قبیل طول گسل، سازوکار گسل و فاصله گسل از ساختگاه در یک جدول تدوین می‌گردد. در مرحله بعد با دانستن طول گسل، بزرگی زلزله محتمل هر گسل محاسبه می‌گردد. در نهایت با استفاده از روابط کاهندگی، شتاب حاصل از حرکت گسل در ساختگاه محاسبه می‌گردد. مطالعات لرزه‌خیزی به دو روش قطعی و احتمالاتی انجام می‌شود. در روش قطعی حداکثر شتاب ساختگاه بدون توجه به دوره بازگشت زلزله تخمین زده می‌شود. در روش احتمالاتی با توجه به احتمال ایجاد

مطالعه پایه در طرح های سد سازی — ۶۹

زلزله توسط هر یک از گسل ها، شتاب مبنای طرح با دوره بازگشت های مختلف محاسبه می گردد. منحنی تغییرات شتاب مبنای طرح در برابر دوره بازگشت، منحنی خطر^۱ نامیده می شود. نمونه منحنی خطر زلزله در شکل (۳-۱) نمایش داده شده است.



شکل (۳-۱): نمونه منحنی خطر زلزله (احتمال وقوع سالانه در برابر حداکثر شتاب مبنای طرح)

۳-۶- مطالعات نقشه برداری

پس از آنکه موقعیت ساختگاه تا حدودی مشخص شد، اکیپ های نقشه برداری به محل اعزام می شوند تا نقشه های توپوگرافی با مقیاس مناسب را تهیه نمایند. معمولاً نقشه های با مقیاس یک دوهزارم یا یک هزارم برای طراحی سازه های مختلف سد کفایت می کند. برای مطالعه قرضه ها و ارزیابی اولیه ساختگاه می توان از نقشه های یک پنجاه هزارم یا یک بیست و پنج هزارم استفاده کرد. این نقشه ها به صورت آماده برای اکثر مناطق ایران در سازمان نقشه برداری کشور به فروش می رسد. بر اساس نقشه های توپوگرافی می توان زاویه محور سد با رودخانه را به طور دقیق تعیین نمود. علاوه بر این برای انتخاب ساختگاه سرریز و سایر سازه های سد لازم است توپوگرافی به دقت مورد ارزیابی واقع شود.

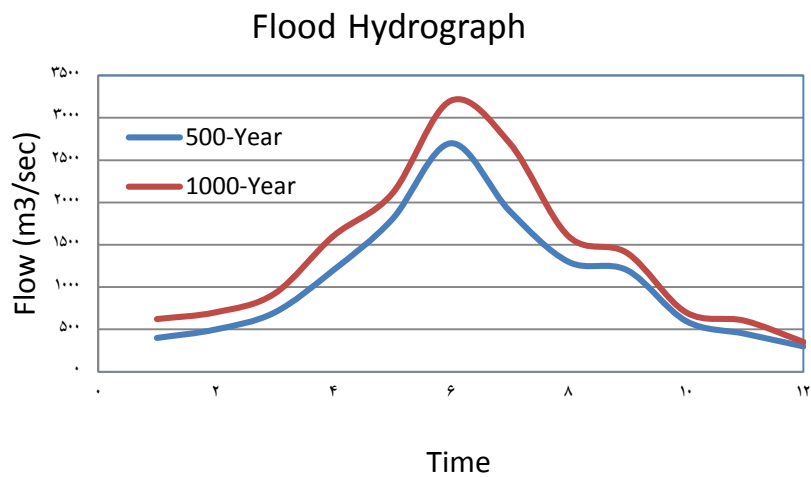
¹hazard curve

۷-۳- مطالعات منابع آب

مطالعات منابع آب یکی از اصلی‌ترین بخش‌های مطالعاتی در طرح‌های سدسازی است. در یک گزارش مطالعات منابع آب لازم است پیرامون چهار عامل اصلی زیر اظهارنظر شود:

- (۱) مقدار آورد سالانه حوزه آبریز
- (۲) دبی سیل با دوره بازگشت‌های مختلف
- (۳) حجم رسوب سالانه ورودی به مخزن سد
- (۴) میزان تبخیر از سطح در حوزه مورد مطالعه

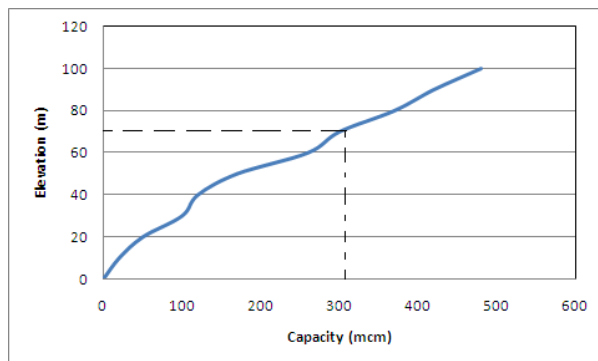
متوسط آورد سالانه معمولاً بر اساس داده‌های اندازه‌گیری شده در ایستگاه‌های صحرائی به دست می‌آید. بر اساس اطلاعات هیدرولوژی منطقه (مساحت حوزه، متوسط بارندگی حوزه، شیب حوزه و...) نیز می‌توان حجم روان آب سالانه را محاسبه کرد. در شکل (۲-۳) نمونه هیدروگراف سیل برای دو دوره بازگشت ۵۰۰ و ۱۰۰۰ ساله نشان داده شده است.



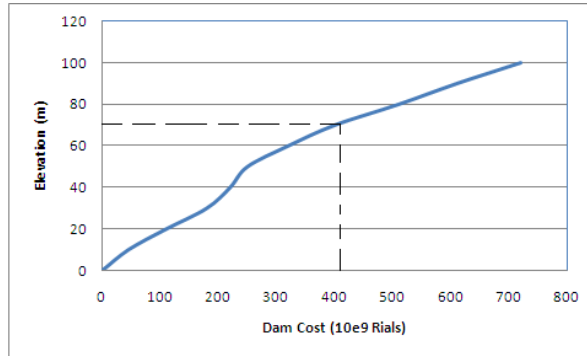
شکل (۲-۳): نمونه هیدروگراف سیل با دو دوره بازگشت ۵۰۰ و ۱۰۰۰ ساله

۷۱ —♦— مطالعه پایه در طرح های سد سازی

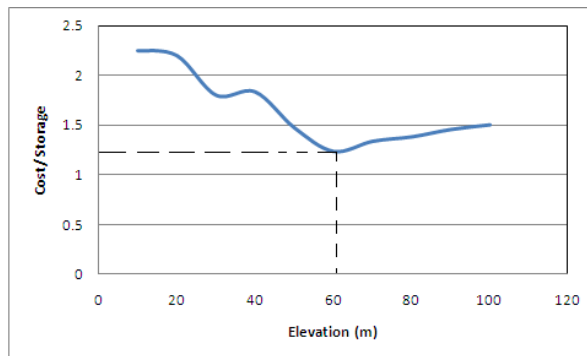
بر اساس داده‌های این گزارش و با در دست داشتن منحنی سطح-حجم-ارتفاع برای مخزن سد، می‌توان ارتفاع بهینه برای سد را انتخاب کرد. این ارتفاع، تراز نرمال آب دریاچه سد (NWL) محسوب می‌شود. همچنین بر اساس ارتفاع مخزن سد در زمان سیلابی، تراز حداکثر آب مخزن سد (MWL) تعیین می‌شود. در شکل‌های (۳-۳) تا (۵-۳) مراحل انتخاب ارتفاع بهینه سد بر اساس معیار اقتصادی نمایش داده شده است. برای این منظور ابتدا منحنی حجم و سطح مخزن سد در برابر ارتفاع ترسیم می‌شود. پس از آن هزینه ساخت سد با ارتفاع‌های مختلف برآورد شده و نهایتاً منحنی قیمت سد در برابر ارتفاع به دست می‌آید. نهایتاً همان‌گونه که در شکل (۵-۳) نشان داده شده است، منحنی تغییرات قیمت واحد حجم آب در برابر ارتفاع ترسیم می‌گردد. نقطه حداقل این منحنی جایی را نشان می‌دهد که هر میلیون مترمکعب آب به ارزان‌ترین قیمت به دست خواهد آمد. البته در اینجا معیار اقتصادی موردتوجه بوده است و در یک پروژه کلی الزامات اجرایی، اجتماعی، زیست‌محیطی و فنی هم موردتوجه واقع می‌شود و نهایتاً برای انتخاب ارتفاع سد تصمیم‌گیری می‌شود.



شکل (۳-۳): نمونه‌ای از مراحل تعیین ارتفاع بهینه برای یک سد بر مبنای شاخص اقتصادی



شکل (۳-۴): نمونه‌ای از مراحل تعیین ارتفاع بهینه برای یک سد بر مبنای شاخص اقتصادی



شکل (۳-۵): نمونه‌ای از مراحل تعیین ارتفاع بهینه برای یک سد بر مبنای شاخص اقتصادی

در یک گزارش منابع آب، آورد متوسط منطقه و تبخیر از سطح دریاچه بررسی می‌شود و نهایتاً حجم مفید مقدار آبی که در مخزن سد ذخیره خواهد شد تعیین می‌گردد. علاوه بر این لازم است حجم رسوب ورودی به مخزن سد محاسبه گردد. برای این کار لازم است به پوشش گیاهی، نوع خاک منطقه، شیب حوزه آبریز و مواردی از این قبیل توجه شود. نهایتاً ارتفاعی از مخزن سد که متناسب با حجم رسوب ۵۰ ساله است، به‌عنوان رقوم مرده سد (DWL) تعیین می‌گردد. رقوم آبیگری از مخزن سد باید بالاتر از رقوم مرده مخزن باشد. بر این اساس رقوم خط پروژه کف تونل‌های انحراف آب، که بعداً به‌عنوان تونل آبیگری استفاده خواهند شد، تعیین می‌گردد.

۳-۸- مطالعات منابع قرضه

انتخاب نوع سد تا حدودی وابسته به مصالح موجود در سایت است. در صورتی که به اندازه کافی مصالح ریزدانه در نزدیکی سایت وجود نداشته باشد، گزینه سد خاکی با هسته رسی متفی خواهد شد. نظیر همین مسئله برای سایر گزینه‌ها هم مطرح است. از طرفی دیگر وقتی گزینه‌های مختلف از لحاظ اقتصادی باهم مقایسه می‌شوند، محاسبه هزینه حمل مصالح نقش تعیین‌کننده‌ای خواهد داشت. همچنین طراح بدنه سد برای انجام تحلیل و برآورد تنش‌ها خصوصیات مصالح را لازم دارد. به‌طور کلی در یک گزارش منابع قرضه باید موارد زیر گنجانده شود:

الف) معرفی موقعیت قرضه‌های شناسایی شده

ب) حجم مصالح قابل استحصال از هر قرضه

ج) راه‌های دسترسی به قرضه‌ها

د) خصوصیات فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی مصالح هر قرضه بر اساس آزمایش‌های صحرائی و آزمایشگاهی

از آنجا که کشف و شناسایی منبع قرضه تا حدود زیادی یک مسئله تجربی است، برای شناسایی

صحرائی قرضه‌ها لازم است از افراد باتجربه در این زمینه استفاده شود. در فصل پنجم راهنمایی‌های کلی در این مورد آورده شده است.

۳-۹- مطالعات اجتماعی

از لحاظ اجتماعی سدها اثرات مثبت و منفی فراوانی دارند. بر این اساس برای هر پروژه سدسازی لازم است مطالعات اجتماعی صورت پذیرد و اثرات آن به صورت سرجمع ارزیابی گردد. برخی از ابعاد اجتماعی ممکن است غیرقابل قبول باشند و منجر به مردود شدن کل پروژه گردند. برخی دیگر ممکن است در کنار عوامل مثبت دیگر قابل قبول باشند.

در مورد اثرات مثبت طرح‌های سدسازی در شاخص‌های اجتماعی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- الف) افزایش رفاه مردم منطقه با مدیریت منابع آب
- ب) اشتغال‌زایی (به‌طور مستقیم و غیرمستقیم)
- ج) افزایش ارتباطات با ایجاد راه‌های دسترسی جدید
- د) افزایش اعتماد به مسئولان
- ه) افزایش مشارکت مردم در مدیریت آب
- و) توزیع عادلانه آب بین حق‌آبه‌داران

همچنین ممکن است یک یا چند مورد از عوامل منفی زیر در یک پروژه سدسازی دیده شود:

- الف) کوچ اجباری مردم منطقه و افزایش حاشیه‌نشینی در شهرهای بزرگ
- ب) به هم خوردن نظام حق‌آبه و ایجاد نزاع‌های منطقه‌ای
- ج) زیرآب رفتن مکان‌های تاریخی
- د) قرارگیری برخی قبرستان‌های مورداحترام در مخزن سد
- ه) از بین رفتن چراگاه برخی عشایر منطقه
- و) قطع راه‌های ارتباطی برخی روستاها

در هر صورت لازم است این مطالعات هم با دقت فراوان و هم به‌دوراز وسواس و حساسیت‌های غیر عقلایی صورت پذیرد. در نهایت اگر واقعاً نمره نهایی پروژه از لحاظ اجتماعی منفی است، لازم است در طرح تجدیدنظر شود. به‌عنوان نمونه در یک پروژه سدسازی در مرکز کشور، سه روستا که در داخل مخزن سد واقع می‌شدند به منطقه‌ای در همان نزدیکی کوچ داده شدند و زمین‌های زراعی مشابه زمین‌های قبلی خودشان به آن‌ها اختصاص یافت. بنابراین تا حدودی از صدمات اجتماعی جلوگیری شد. با این حال در یک پروژه دیگر در شمال غرب کشور، زمین‌های زراعی کشاورزان به قیمت بالایی خریداری شد اما برنامه‌ریزی مناسبی برای اسکان آن‌ها در یک منطقه دیگر صورت نپذیرفت. اهالی روستاهای مذکور به شهرهای بزرگ مهاجرت کردند و به دلیل عدم هماهنگی فرهنگی با محیط جدید، با انتخاب شغل‌های کاذب مشکلاتی را برای خود و دیگران ایجاد کردند.

۳-۱۰- مطالعات ارزیابی زیست محیطی

رودخانه‌ها رگ‌های حیات کره زمین هستند که با احداث سد از بین خواهند رفت. در محیط رودخانه موجودات زیادی زندگی می‌کنند و در واقع سیستم‌های زیستی متعددی وابسته به رودخانه هستند. از سوی دیگر مخزن سد یک اکوسیستم جدید است که شاخصه‌های مثبت زیست محیطی را ارتقا می‌دهد. در یک گزارش زیست محیطی این مسئله به طور جامع بررسی می‌شود که آیا احداث سد موجب ارتقاء محیط زیست منطقه می‌شود و یا آن را دچار بحران می‌نماید. در یک ارزیابی جامع اثرات مختلف فیزیکی، بیولوژیک، فرهنگی، بهداشتی و سلامت بررسی می‌شوند.

بیش از یکصد عامل مختلف در یک مطالعه جامع مورد توجه واقع می‌شوند که از آن جمله می‌توان به تغییرات در هوا، آب، خاک، گیاه، جانور، تنوع زیستی، جمعیت، و بسیاری موارد دیگر اشاره کرد. در سال‌های اخیر و بر اساس قانون، انجام مطالعات محیط زیستی، در مرحله امکان‌سنجی، برای توجیه اجرای سدها اجباری شده است. صرفاً در صورتی مجوز احداث سد صادر خواهد شد که مطالعات ارزیابی اثرات زیست محیطی سد به تصویب سازمان حفاظت محیط زیست رسیده باشد.

در این مطالعات اثرات برگشت‌ناپذیر، بلندمدت و به‌ویژه اثر بر عواملی که دارای حساسیت‌های بیشتر هستند مانند کیفیت آب، آلودگی هوا، گونه‌های در معرض تهدید، تالاب‌ها، مناطق تحت مدیریت سازمان محیط زیست مانند پارک‌های ملی یا سایر محیط‌های تحت حفاظت و اثرات شاخص و مهم مشخص می‌شوند. در صورتی که اثرات منفی شاخص احداث سد زیاد باشند، طرح مردود خواهد شد و در غیر این صورت، راهکارهای کاهش اثرات منفی بر محیط زیست ارائه می‌شود.

نشریه ۲۵۰ الف شرکت منابع آب ایران تحت عنوان «دستورالعمل ارزیابی طرح‌های سدسازی بر محیط زیست» به بحث درباره نحوه محاسبه شاخصه‌های ارزیابی زیست محیطی سدها و راهکارهای کاهش اثرات سوء می‌پردازد.

۳-۱۱- مطالعات ارزیابی اقتصادی طرح

هر طرح سدسازی وقتی مجوز اجرا خواهد گرفت که اجرای آن از لحاظ اقتصادی توجیه داشته باشد. به همین منظور لازم است گزارشی با عنوان «ارزیابی اقتصادی طرح» برای پروژه تدوین شود و در آن نسبت سود به هزینه (B/C) محاسبه گردد. عمده‌ترین پارامترهایی که بخش سود را در معادله زیر تشکیل می‌دهند، موارد زیر هستند:

- ۱) سود حاصل از تولید برق توسط نیروگاه سد
- ۲) سود حاصل از تأمین آب شرب برای مناطق پایین‌دست
- ۳) سود حاصل از افزایش تولید در محصولات زمین‌های زراعی پایین‌دست به واسطه تأمین آب از طریق شبکه آبیاری
- ۴) سود حاصل از اشتغال‌زایی طرح
- ۵) سود حاصل از ایجاد مناطق تفریحی و گردشگری در اطراف دریاچه سد

همچنین مهم‌ترین مواردی که بخش هزینه را تشکیل می‌دهند شامل موارد زیر هستند:

- ۱) هزینه ساخت سد و تأسیسات وابسته به آن
- ۲) هزینه ساخت خطوط انتقال آب و شبکه‌های آبیاری و زهکشی طرح
- ۳) هزینه ساخت نیروگاه و احداث خطوط انتقال نیرو و پست‌های مربوط
- ۴) هزینه تملک اراضی محدوده طرح
- ۵) هزینه طراح پروژه (شرکت مشاور) و دستگاه نظارت و سایر عوامل پرسنلی طرح

سؤالات فصل سوم:

- ۱- در یک گزارش زمین شناسی برای پروژه سدسازی معمولاً چه مطالبی ارائه می شود؟
- ۲- رقوم سطح نرمال آب در مخزن سد چگونه تعیین می شود؟
- ۳- در یک گزارش منابع قرضه چه به مواردی باید مورد اشاره شود؟
- ۴- عواقب عدم مطالعات اجتماعی برای یک پروژه سدسازی چیست؟
- ۵- اطلاعات مربوط به رسوب چه کاربردی در طراحی سد خواهد داشت؟
- ۶- تحقیق کنید که شتاب مبنای طرح با دوره بازگشت ۲۰۰۰ ساله برای منطقه شما چه قدر است؟
- ۷- تحقیق کنید که گسل های اصلی منطقه شما چه طولی دارند و سازوکار آنها چگونه است؟
- ۸- تحقیق کنید که دبی سیل ۵۰ ساله و میانگین بارندگی ۵۰ ساله منطقه شما چه قدر است؟
- ۹- حجم رسوب سالانه ورودی به مخزن سد در کدام مطالعات بررسی می گردد؟
(الف) مطالعات زمین شناسی (ب) مطالعات زیست محیطی
(ج) مطالعات منابع قرضه (د) مطالعات منابع آب
- ۱۰- MCE زلزله طرح را با دوره بازگشت در چه سطحی نشان می دهد؟ (راهنمایی: MCE حداکثر زلزله باورکردنی برای یک ساختگاه است که مطالعات لرزه خیزی در مورد آن انجام می شود)
(الف) ۴۷۵ ساله (ب) ۱۰۰۰ ساله
(ج) ۱۵۰۰ ساله (د) بالای ۲۰۰۰ سال

فصل چهارم:

طراحی هندسی مقطع سدهای خاکی و بتنی

۴-۱- مقدمه

همان‌گونه که در طراحی ساختمان‌ها ابتدا طرح معماری تهیه و سپس تحلیل سازه انجام می‌شود، برای سدها هم ابتدا یک طراحی هندسی اولیه انجام می‌شود و سپس بر اساس تحلیل‌های سازه‌ای شکل نهایی سد مشخص می‌گردد. برای این منظور ابتدا مقطع سد طراحی می‌گردد و سپس با توجه به شکل دره و مشخصات هندسی تکیه‌گاه‌ها پلان سد هم به دست می‌آید. بنابراین مقطع عرضی سد طراحی می‌گردد، ولی پلان خودبه‌خود و بر مبنای مشخصات هندسی محل حاصل می‌گردد. اولین قدم برای طراحی مقطع سد آن است که بدانیم ارتفاع سد تا کجاست. در واقع برای این کار باید مشخص شود که چه حجمی از مخزن مورد نیاز است؛ سپس ارتفاع آب مخزن برآورد شده و از آن طریق رقوم تاج سد محاسبه گردد. در ادامه این فصل ابتدا روند محاسبه رقوم نرمال و ارتفاع آزاد سد بیان شده و سپس اصول کلی در مورد نحوه طراحی اولیه مقطع سدهای مختلف مورد بحث واقع می‌شود.

۴-۲- محاسبه رقوم چهارگانه سد

برای طراحی یک سد چهار رقوم زیر از اهمیت بالایی برخوردار هستند:

- (۱) رقوم نرمال سطح آب مخزن^۱
- (۲) رقوم حداکثر سطح آب مخزن^۲
- (۳) رقوم تاج سد^۳
- (۴) رقوم سطح آب مرده مخزن^۴

رقوم نرمال آب مخزن به اختصار با علامت NWL نشان داده می‌شود و در واقع رقوم سطح آب مخزن دریاچه سد بر اساس متوسط آورد پنجاه سال گذشته است. این رقوم ملاک طراحی بدنه و همچنین عملکرد دریچه‌های آبیگری و نیروگاه سد می‌باشد. این رقوم از گزارش منابع آب سد استخراج می‌شود.

رقوم حداکثر آب مخزن به اختصار با علامت MWL نشان داده می‌شود. این رقوم حاکی از سطح آب مخزن سد در جریان سیل است. در واقع این رقوم حاصل جمع رقوم نرمال و ارتفاع تیغه آب روی سرریز در هنگام سیل است. برای دوره بازگشت سیل معمولاً ۱۰۰۰ سال، ۲۰۰۰ سال و یا در موارد خاص ۱۰۰۰۰ سال در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس برای محاسبه این رقوم نیز باید گزارش منابع آب سد و هیدروگراف سیل با دوره بازگشت‌های مختلف در دست باشد. معمولاً رقوم حداکثر یک تا چهار متر بالاتر از رقوم نرمال است. رقوم حداکثر برای طراحی سرریز و همچنین تعیین رقوم تاج سد کاربرد دارد.

رقوم مرده آب مخزن که با علامت DWL نشان داده می‌شود، بیانگر حجمی از آب مخزن است که به علت قرارگیری در زیر تراز کف آبیگری امکان تخلیه ندارد و همواره در مخزن سد خواهد ماند. این حجم معمولاً مساوی حجم رسوبی است که پس از پنجاه سال در مخزن سد انباشته خواهد شد. در بررسی پایداری سد همواره این قسمت اشباع شده و پر از آب در نظر گرفته می‌شود.

^۱normal water level

^۲maximum water level

^۳crest level

^۴dead water level

رقوم تاج سد کمی بلندتر از رقوم نرمال و حداکثر آب مخزن در نظر گرفته می‌شود. در واقع رقوم تاج حداکثر دو مقدار زیر است:

$$\text{ارتفاع آزاد نرمال سد} + \text{NWL} = \text{رقوم تاج}$$

$$\text{ارتفاع آزاد حداقل سد} + \text{MWL} = \text{رقوم تاج}$$

در ادامه روش محاسبه ارتفاع آزاد نرمال و حداقل بیان شده است.

۴-۳- محاسبه ارتفاع آزاد مخزن

ارتفاع آزاد^۱ قسمتی از مخزن سد است که برای اطمینان خالی نگه‌داشته می‌شود تا در هنگام سیل و طوفان امواج آب از روی تاج سد عبور نکنند. در واقع تاج سد چند متر بلندتر از رقوم آب دریاچه انتخاب می‌شود و بدین صورت خطرات ناشی از روگذری آب از تاج سد کنترل می‌گردد. به‌طور کلی ارتفاع آزاد مجموع ارتفاع ناشی از عوامل زیر است:

- ارتفاع ناشی از بالا آمدن امواج دریاچه بر اثر بادهای شدید یا سیل (FB₁)
 - ارتفاعی که برای جبران نشست‌های استاتیکی منظور می‌شود (FB₂)
 - ارتفاعی که برای جبران نشست‌های سد در حین زلزله منظور می‌شود (FB₃)
- ارتفاع آزاد نهایتاً از جمع سه مقدار بالا به دست می‌آید. به عبارت دیگر:

$$\text{FB} = \text{FB}_1 + \text{FB}_2 + \text{FB}_3 \quad (۱-۴)$$

برای محاسبه ارتفاع بالا آمدن امواج لازم است ارتفاع موج و سرعت باد در دست باشد. معمولاً ارتفاع موج به سرعت باد و طول آزاد دریاچه وابسته است. از سوی دیگر ارتفاعی که برای جبران نشست‌های استاتیکی و لرزه‌ای منظور می‌شود، معمولاً در ابتدای طراحی سد در دست نیست، زیرا هنوز خصوصیات هندسی سد و خصوصیات مکانیکی مصالح به‌طور قطعی تعیین نشده است که بتوان بر اساس آن تحلیل‌های عددی لازم را انجام داد. بر همین اساس برای محاسبه این نشست‌ها می‌توان در این مرحله از نمودارها و روابط تقریبی استفاده کرد.

^۱freeboard

طراحی هندسی مقطع سدهای خاکی و بتنی — ۸۱

معمولاً برای ارتفاع آزاد سد دو تعریف متفاوت وجود دارد. در یکی از این دو فرض بر این است که باد شدید (طوفان) در حال وزیدن است، ولی بارندگی و سیل در حد نرمال است. این ارتفاع آزاد را «ارتفاع آزاد نرمال» گویند. در حالت دیگر فرض می‌شود که سیل با دوره بازگشت بسیار زیاد به وقوع پیوسته است، ولی باد سرعت نرمال خود را دارد. این ارتفاع آزاد را «ارتفاع آزاد حداقل» می‌گویند.

USBRR (1981) توصیه کرده است که برای سرریزهای بدون دریچه، حداقل ارتفاع آزاد سدهای خاکی باید معادل ۹۰ سانتی‌متر باشد و برای سرریزهای دریچه دار فهرستی از سایر عوامل و پارامترهایی را که باید در نظر گرفته شوند ارائه نموده است. در جدول (۴-۱) مقادیر تقریبی ارتفاع آزاد برحسب طول آزاد دریاچه سد (فچ) ارائه شده است. این مقادیر برای تخمین اولیه کارایی دارند و در ادامه مطالعات سد باید دقیق گردند.

جدول (۴-۱): مقادیر اولیه برای تخمین ارتفاع آزاد در مطالعات مقدماتی (USBRR, 1977)

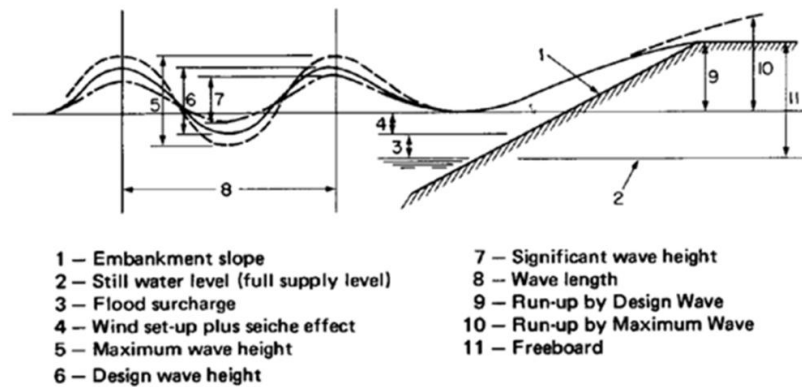
ارتفاع آزاد حداقل (متر)	ارتفاع آزاد نرمال (متر)	طول آزاد دریاچه سد (کیلومتر)
۰/۹۰	۱/۲	کمتر از ۱/۶
۱/۲	۱/۵	۱/۶
۱/۵	۱/۸	۴
۱/۸	۲/۴	۸
۲/۱	۳	۱۶

برای سدهایی که سطح رویه بالادست آن‌ها هموار است و یا برای محافظت آن از خاک-سیمان استفاده شده، بسته به میزان همواری سطح ارتفاع آزادی معادل ۱/۵ برابر آنچه که در جدول (۴-۱) نشان داده شده باید مورد استفاده قرار گیرد. انواع سدهای بتنی و سدهای سنگریز با رویه بتنی نیز در این دسته قرار می‌گیرند.

مقدار دقیق ارتفاع آزاد سد (FB_1)، که برای جبران مخاطرات بادهای شدید و سیل منظور می‌شود و در آن نشست‌های استاتیکی و لرزه‌ای تأثیر داده نشده است، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$FB_1 = H_w + R_s + S \quad (2-4)$$

در این رابطه H_w ارتفاع موج^۱، R_s ارتفاع بالا زدگی آب^۲ روی وجه بالادست سد و S ارتفاع برآمدگی سطح آب^۳ دریاچه در وزش باد است. در شکل (۱-۴) تعریف پارامترهای مذکور نشان داده شده است. در ادامه روش محاسبه هر یک از پارامترهای مذکور بیان می‌گردد.



شکل (۱-۴): جزئیات مورد استفاده در محاسبه ارتفاع موج

¹ wave height

² wind runup

³ wind setup

۴-۳-۱- محاسبه طول آزاد دریاچه (F_e)

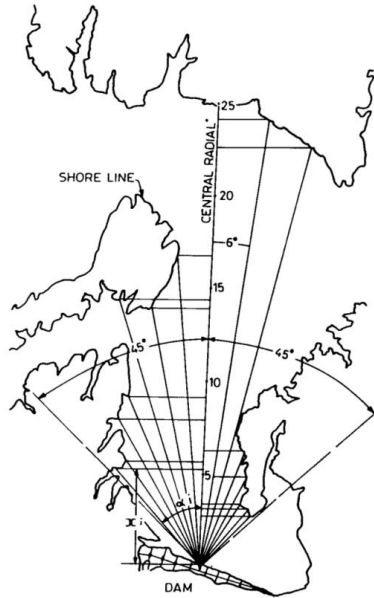
طول آزاد^۱ یا طول موج خیز دریاچه به طول مستقیمی گفته می‌شود که در امتداد دریاچه برای دورخیز کردن موج وجود دارد. این طول برای محاسبات بخش‌های بعدی مورد نیاز است و هر چه این طول بیشتر باشد، ارتفاع موج بیشتر خواهد بود.

برای محاسبه طول آزاد، نظیر آنچه در شکل (۴-۲) دیده می‌شود، ابتدا بر روی نقشه پلان دریاچه خطی عمود بر محور سد ترسیم می‌گردد. سپس خطوط دیگری به صورت شعاعی و با زوایای مختلف در اطراف این خط ترسیم خواهد شد. طول و زاویه هر شعاع محاسبه می‌شود و با استفاده از رابطه زیر طول آزاد دریاچه برآورد می‌گردد:

$$F_e = \frac{\sum x_i (\cos \alpha_i)}{\sum \cos \alpha_i} \quad (۴-۳)$$

در رابطه بالا α_i زاویه بین شعاع مرکزی سد و شعاع i است و x_i طول تصویر شعاع بر روی شعاع مرکزی است. شعاع‌ها در فواصل ۴۵ درجه‌ای در طرفین شعاع مرکزی باید برای محاسبه فچ مؤثر مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبه ارتفاع آزاد نرمال، باید حداکثر محتمل سرعت، مدت و جهت باد در نظر گرفته شود.

^۱ fetch



شکل (۴-۲): روش محاسبه طول آزاد دریاچه (Saville et al. , 1962)

۴-۳-۲- محاسبه ارتفاع موج (H_w)

در صورتی که طول آزاد دریاچه و سرعت باد در دست باشد، ارتفاع موج را به طور تقریبی می توان از جدول (۴-۲) به دست آورد. باین حال برای محاسبه دقیق آن می توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$F > 32 \text{ km} \Rightarrow H_w = 0.032 \sqrt{VF} \quad (4-4)$$

$$F < 32 \text{ km} \Rightarrow H_w = 0.032 \sqrt{VF} + 0.76 - 0.27 \sqrt[4]{F} \quad (5-4)$$

در روابط بالا V سرعت باد بر حسب کیلومتر بر ساعت و F طول آزاد دریاچه بر حسب کیلومتر است.

۴-۳-۳- محاسبه ارتفاع بالا زدگی آب (R_s)

برای محاسبه ارتفاع بالا زدگی آب بر روی شیب بالادست سد روابط دقیقی در کتب مرجع آمده است. باین حال به طور تقریبی در مراحل ابتدایی پروژه می توان فرض کرد که برای حالتی که پوشش بالادست سد از نوع سنگریز و ریپ راپ است معادل H_w و برای سدهایی که رویه بالادست آنها بتنی است این مقدار معادل دو برابر H_w می باشد.

۴-۳-۴- محاسبه ارتفاع برآمدگی سطح آب (S)

ارتفاع برآمدگی سطح آب در دریاچه در اثر وزش باد برحسب متر از رابطه زیر قابل محاسبه است :

$$S = \frac{V^2 F}{62000 D}$$

در این رابطه؛ V سرعت باد طراحی بر روی آب و برحسب کیلومتر بر ساعت و F طول آزاد دریاچه برحسب کیلومتر است. معمولاً F معادل دو برابر F_e در نظر گرفته می شود. همچنین D متوسط عمق آب در امتداد شعاع مرکزی و برحسب متر است.

جدول (۲-۴): مقادیر اولیه برای تخمین ارتفاع موج در مطالعات مقدماتی (BUREAU, 1987)

ارتفاع موج (متر)	سرعت باد طرح (کیلومتر بر ساعت)	طول آزاد دریاچه (کیلومتر)
۰/۸۳	۸۰	۱/۶
	۱۲۰	
۰/۹۸	۸۰	۴
	۱۲۰	
	۱۶۰	
۱/۱۰	۸۰	۸
	۱۲۰	
	۱۶۰	
۱/۱۳	۸۰	۱۶
	۱۲۰	
	۱۶۰	
۱/۳۱	۸۰	
	۱۲۰	
	۱۶۰	
۱/۴۶	۸۰	
	۱۲۰	
	۱۶۰	
۱/۳۷	۸۰	
	۱۲۰	
	۱۶۰	
۱/۶۵	۸۰	
	۱۲۰	
	۱۶۰	
۱/۸۶	۸۰	
	۱۲۰	
	۱۶۰	

۴-۳-۵- محاسبه ارتفاع لازم برای جبران نشست‌ها

سدهای خاکریز بعد از ساخت نشست می‌کنند. این نشست در سدهای خاکی می‌تواند با متراکم شدن خاکریز ارتباط داشته باشد، ولی نشست‌های بعد از دوره ساخت در سدهای سنگریز نیز به موازات از بین رفتن فشار بین قطعات سنگ در اثر مرور زمان به وقوع می‌پیوندد. نشست‌های استاتیکی (FB₂) و نشست‌های ناشی از زلزله (FB₃) بدنه سد نیز باید در محاسبه ارتفاع آزاد مورد توجه قرار گیرد. اگر مقدار دقیق این نشست‌ها از تحلیل‌های عددی به دست آمده باشد، همان مقادیر به ارتفاع آزاد اضافه می‌شود. در غیر این صورت از روابط و مقادیر تقریبی برای برآورد این دو نشست استفاده می‌شود.

طراحی هندسی مقطع سدهای خاکی و بتنی —◆— ۸۷

در بسیاری از سدها اندکی بالآمدگی در تاج سد ایجاد می‌گردد که به آن گرده‌ماهی^۱ یا کوژ گویند. گرده‌ماهی در واقع برای جبران نشست استاتیکی بدنه سد ایجاد می‌گردد. در این صورت لازم نیست نشست‌های استاتیکی در محاسبه ارتفاع آزاد دیده شوند. مقدار نشست استاتیکی پس از ساخت سدهای خاکریز متراکم شده غالباً چیزی بین ۰/۲ و ۰/۵ درصد ارتفاع سد است. USBR (1977) توصیه می‌کند که ضخامت گرده‌ماهی معادل یک درصد ارتفاع سد باشد، اما در بیشتر موارد این مقدار زیاد به نظر می‌رسد. گرده‌ماهی در میانه تاج سد بیشترین ضخامت را دارد و در تکیه‌گاه‌ها مقدار آن به صفر می‌رسد.

مقدار نشست بدنه سد در اثر زلزله تابع شتاب زلزله و مشخصات مکانیکی مصالح بدنه سد است. باین حال برای تخمین مقدار آن می‌توان به‌طور تقریبی از معادله ارائه‌شده توسط Singh et al. (2007) استفاده کرد. جزئیات این رابطه در مرجع ذکر شده ارائه شده است.

۴-۴- طراحی اولیه هندسه سدهای خاکی

برای طراحی سدها نظیر آنچه برای ساختمان‌ها معمول است، ابتدا باید معماری و هندسه سد روشن شود و سپس تحلیل‌های سازه‌ای انجام شود. در طراحی اولیه هندسه یک سد خاکی لازم است عرض تاج سد، تراز تاج هسته، ابعاد هسته، شیب شیروانی‌های بالادست و پایین‌دست و احتمالاً مشخصات هندسی ناحیه انتقالی روشن شود.

به‌طور معمول ضخامت هسته با افزایش عمق به‌صورت خطی افزایش می‌یابد. شیب هسته هم به نحوی تعیین می‌شود که گرادیان هیدرولیکی در آن در حد رضایت‌بخشی باشد. بر این اساس Sherard (1963) سه محدوده مطابق جدول (۴-۳) برای تعیین ضخامت هسته پیشنهاد کرده است.

^۱camber

جدول (۳-۴): محدوده مناسب برای ضخامت هسته و گرادیان هیدرولیکی هسته

۳۰ تا ۵۰ درصد ارتفاع آب در هر عمق	۱۵ تا ۲۰ درصد ارتفاع آب در هر عمق	۱۰ درصد ارتفاع آب در هر عمق	ضخامت هسته
۲ تا ۳	۵ تا ۷	بیش از ۱۰	شیب هیدرولیکی
در اغلب موارد برای هر نوع خاک مناسب است.	این هسته نازک است، ولی اگر فیلترها به خوبی طراحی و اجرا شده باشند، مناسب است.	این هسته بسیار نازک است، و به جز در شرایط خاص توصیه نمی- گردد.	محدوده مناسب

رحیمی (۱۳۸۲) مشخصات هسته تعدادی از سدهای بزرگ دنیا را که عملکرد موفقیت آمیزی داشته‌اند، ارائه کرده است. بر این اساس شیب هیدرولیکی سدهای بررسی شده بین ۱ تا ۱۰ بوده است. شیب کمتر از یک غیراقتصادی و شیب بیش از ۱۰ مخاطره آمیز خواهد بود. علاوه بر شیب هیدرولیکی، برای تعیین ضخامت هسته سد باید معیارها و نکات زیر مورد توجه قرار گیرد:

- ضخامت هسته باید به اندازه‌ای زیاد باشد که بتواند به مقدار کافی حجم نشت را کاهش دهد.
- ضخامت هسته نباید به قدری زیاد باشد که پایداری شیروانی‌ها را با خطر مواجه کند. در واقع چون مقاومت برشی مصالح هسته کمتر از مقاومت برشی مصالح پوسته است، هر چه هسته نازک‌تر باشد، ضریب اطمینان پایداری شیب‌ها بالاتر می‌رود.
- ضخامت هسته نباید به اندازه‌ای کم باشد که پدیده قوس زدگی هسته سد را در معرض خطر شکست هیدرولیکی قرار دهد. هر چه هسته نازک‌تر باشد، کاهش ناگهانی تنش قائم در اثر قوس زدگی بیشتر خواهد بود.

- از لحاظ اجرا هر چه ضخامت هسته کمتر باشد، بهتر است. زیرا هزینه اجرای هسته یک متر مکعب خاک ریزدانه بیش از هزینه اجرای یک متر مکعب خاک درشت‌دانه است. همچنین مصالح ریزدانه نیز در اغلب موارد گران‌تر از مصالح درشت‌دانه است.
- در مناطق لرزه‌خیز ممکن است هسته‌های باریک در حین زلزله دچار ترک‌خوردگی شوند. بر این اساس بهتر است در این موارد از هسته ضخیم استفاده شود.

عرض تاج سد معمولاً بین ۴ تا ۲۰ متر است و در هر حال نباید در هیچ نوع سدی کمتر از سه متر باشد. در واقع عرض تاج باید به اندازه‌ای باشد که تردد و وسایل نقلیه در تاج سد را امکان‌پذیر کند و جای کافی برای جاسازی کانال‌های انتقال کابل‌های برق و همچنین عبور آب ناشی از بارندگی را داشته باشد. در سدهای بتنی هر چه عرض تاج بیشتر شود، حجم بدنه هم افزایش می‌یابد و هزینه بتن ریزی را بالا می‌برد. بر همین اساس بهتر است عرض تاج سدهای بتنی بزرگ هم بیش از ۱۰ متر انتخاب نشود. در سدهای خاکی این محدودیت کمتر وجود دارد. جدول (۴-۴) حدود تقریبی عرض تاج سدهای خاکی را نشان داده است. همچنین ابعاد تقریبی عرض تاج هسته نیز در جدول (۴-۴) نشان داده شده است.

جدول (۴-۴): مقادیر اولیه برای انتخاب عرض تاج سد و عرض تاج هسته

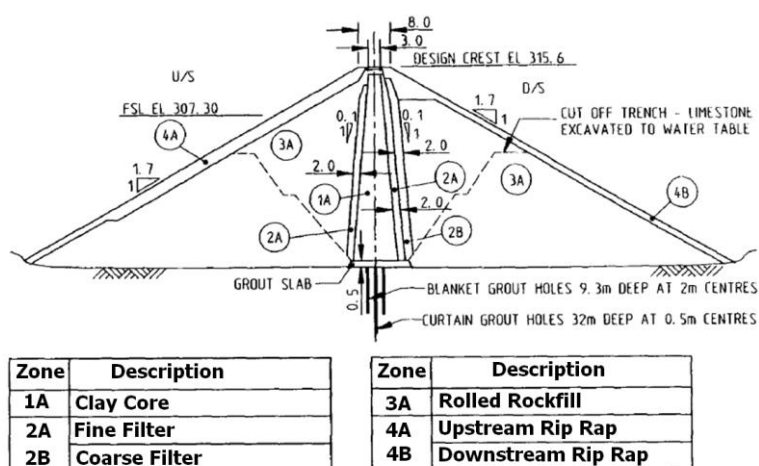
ارتفاع سد خاکی	محدوده عرض تاج هسته	محدوده عرض تاج سد
کمتر از ۲۰ متر	۱/۵ تا ۲/۵ متر	۴ تا ۶ متر
۲۰ تا ۵۰ متر	۲ تا ۶ متر	۵ تا ۱۰ متر
۵۰ تا ۱۰۰ متر	۴ تا ۸ متر	۸ تا ۱۵ متر
۱۰۰ متر به بالا	۶ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۲۰ متر

تراز تاج هسته باید بالاتر از رقوم حداکثر آب مخزن سد و کمی پایین‌تر از تراز تاج سد باشد. اختلاف بین تراز تاج سد و تراز تاج هسته معمولاً بین ۰/۵ در سدهای کوچک تا ۲ متر در سدهای بزرگ است.

عرض ناحیه فیلتر در نزدیکی تاج کاهش می‌یابد تا عرض عمومی تاج به حداقل کاهش داده شود. عرض هر نوع هسته خاکی در محل تاج سد باید حداقل ۳ متر باشد تا متراکم کردن آن با

۹۰ — اصول مهندسی سدهای خاکی

غلطک‌های معمولی امکان‌پذیر باشد. همچنین عرض تاج هیچ سدی نباید از ۳ متر کمتر باشد تا دسترسی موتوری برای اقدامات اجرایی امکان‌پذیر باشد. در شکل (۳-۴) نمونه‌ای از مقطع یک سد خاکی ناحیه‌بندی شده ارائه شده است.



شکل (۳-۴): مقطع یک سد خاکی به ارتفاع حدود ۵۰ متر و ناحیه بندی بدنه آن (Fell et al., 1992)

برای جلوگیری از جمع شدن آب بر روی تاج سد سطح تاج به سمت مخزن شیب داده می‌شود و روی آن مورد روسازی قرار می‌گیرد تا امکان تردد وسایل نقلیه موتوری فراهم گردد. هرگاه تاج سد مورد روسازی قرار نگیرد، سطح آن در اثر تردد ماشین‌آلات خراشیده شده و در آن خراش‌ها آب جمع می‌شود و خرابی‌های بعدی را به دنبال دارد. به هر حال اگر سطح تاج روسازی نشود بهتر است با نصب موانع قائم یا نرده از تردد وسائط نقلیه جلوگیری شود.

۴-۵- طراحی اولیه هندسه سدهای سنگریز با رویه بتنی

سدهای سنگریز با رویه بتنی (CFRD) در ابتدا فقط از دو بخش اصلی تشکیل شده بودند: بدنه سنگریز و رویه بتنی. با این حال در انواع پیشرفته این سدها بدنه سد ناحیه‌بندی شده و خود از چندین بخش تشکیل شده است. در شکل (۴-۴) روش نوین ناحیه‌بندی این سدها که با استفاده از سنگ

طراحی هندسی مقطع سدهای خاکی و بتنی — ۹۱

سخت با زهکشی آزاد و بر روی شالوده مقاوم بنا می‌شوند، نشان داده شده است. بدنه این سد از نواحی زیر تشکیل می‌شود:

- دال پاشنه: یک دال بتنی مسلح است که به منظور اتصال رویه به پی و به صورت قالب درجا بر روی سنگ سالم و دارای نفوذپذیری کم اجرا می‌شود.
- دال رویه: دال رویه یک دال بتنی مسلح با ضخامتی بین ۲۵۰ تا ۶۰۰ میلی‌متر است که دارای درزه‌های قائم و افقی است. این درزه‌ها باعث می‌شوند که دال در برابر تغییر شکل‌های زمان ساخت و تغییر شکل‌های ناشی از بارگذاری آب به صورت انعطاف‌پذیر عمل کند.
- ناحیه 2D یا ناحیه انتقالی: این ناحیه با استفاده از مصالح دانه‌ای فراوری شده با دانه‌بندی از سیلت تا اندازه قلوه سنگ به اجرا در می‌آید. این ناحیه، تکیه‌گاه یکنواختی را برای دال رویه ایجاد کرده و به صورت یک‌لایه نیمه تراوا عمل می‌کند تا در صورت وقوع ترک در رویه یا بازشدگی درزها، جریان آب از داخل سد را محدود کند. عرض این لایه ۴ تا ۵ متر است و برای اجرای آن ضخامت خاکریزی حدود نیم متر است. مشخصات مناسب برای دانه‌بندی این لایه در جدول (۴-۵) ارائه شده است.

جدول (۴-۵) مشخصات مورد انتظار برای مصالح ناحیه 2D بر اساس پیشنهاد (ICOLD 1989)

اندازه دانه‌ها (میلی متر)	۰/۰۷۵	۰/۶	۴/۷۶	۱۹	۳۷	۷۵
درصد عبوری	۱۵-۵	۳۰-۸	۵۵-۳۵	۸۰-۵۵	۱۰۰-۷۰	۱۰۰-۹۰

- ناحیه 2E یا ناحیه سنگریز نرمه: این ناحیه با استفاده از سنگ‌های ریز دستچین شده ساخته می‌شود تا در صورت وقوع نشست از داخل بدنه به عنوان فیلتر بین ناحیه 2D و ناحیه 3A عمل کند. لذا باید مثل ناحیه 2D در لایه‌های نازک به ضخامت ۰/۴ تا ۰/۵ متر به اجرا درآید. این نحوه اجرا یک مدول بالا را تضمین می‌کند. این در حالی است که ناحیه‌های 3A و 3B که در پایین دست آن قرار دارند به ترتیب در لایه‌هایی به ضخامت ۱ متر و ۱/۵ تا ۲ متر به اجرا در می‌آیند. نتیجه این کار ارتقاء تدریجی نفوذپذیری و ایجاد

یک مدول کمتر برای ناحیه 3B است که با عنایت به این که بار اصلی توسط ناحیه 3A تحمل می شود، مدول قابل قبولی خواهد بود.

از دیگر مشخصات مصالح 2E این است که در صورت نشست از میان دال رویه، ناحیه 2E باید به گونه ای دانه بندی شود که مانع از شسته شدن مصالح 2D به درون 3A شود. به عبارت دیگر دانه بندی 2E باید معیار فیلتر بین ناحیه 2D و 3A را اقلان کند. در این صورت مانع شسته شدن ریزدانه ها به درون درشت دانه ها خواهد بود.

- ناحیه 3A، سنگریز: این ناحیه از قطعات سنگ با زهکشی آزاد تشکیل می شود و در لایه هایی به ضخامت تقریبی یک متر به اجرا در می آید. این ناحیه به میزان زیادی متراکم می گردد تا نشست دال رویه را به حداقل برساند. دانه بندی 3A باید معیار فیلتر برای جلوگیری از شسته شدن 2E را اقلان کند.

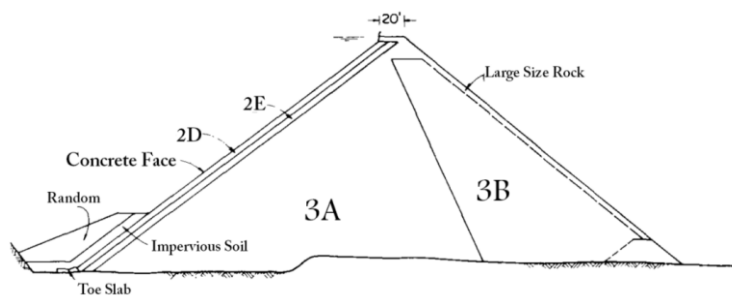
- ناحیه 3B یاسنگریز درشت دانه: این ناحیه با استفاده از مصالح دارای زهکشی آزاد حاصل از معدن و در لایه هایی به ضخامت ۱/۵ تا ۲ متر به اجرا در می آید. قطعات درشت سنگ در این ناحیه ممکن است در سمت رویه پایین دست جای داده شوند. این ناحیه کمتر از ناحیه 3B تحت تأثیر بار آب قرار می گیرد و بنابراین مدول پایین تری نیز برای آن قابل قبول است، لذا استفاده از سنگ های درشت تر و اجرا در لایه های ضخیم تر برای آن امکان پذیر است.

برای ساخت 3A و 3B محدوده وسیعی از انواع سنگ ها از قبیل گرانیت، بازالت، دولریت، کوارتزیت، ریولیت، هورنفلس، آهک، گنایس، گری واگ، آندزیت، توف جوش خورده و دیوریت با موفقیت به کار گرفته شده است. سنگ هایی مثل ماسه سنگ، سیلتستون، آرژیلیت، شیست و شیل نیز برای تهیه سنگریز به کار گرفته شده، ولی برخی از مصالح تهیه شده از این سنگ ها فاقد ویژگی زهکشی آزاد بوده اند. انواع شن نیز برای تهیه این مصالح با موفقیت به کار گرفته شده است. در هر صورت لایه سنگریز باید دارای خصوصیت زهکشی آزاد باشد. قابل ذکر است که مصالحی دارای زهکشی آزاد هستند که ضریب نفوذپذیری آنها بیشتر از 10^{-5} متر بر ثانیه باشد.

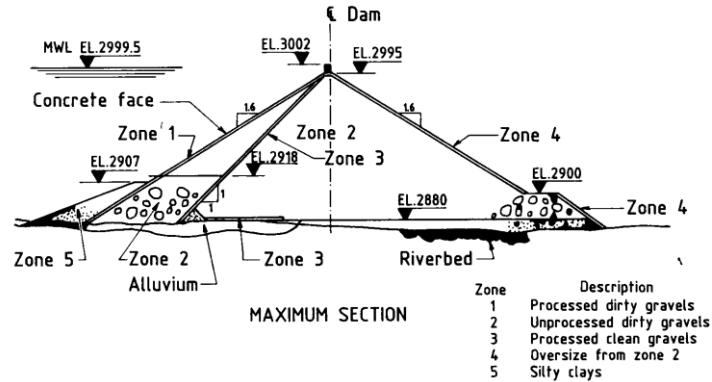
شیب بالادست و پایین دست سدهای سنگریز معمولاً ۱/۴ تا ۱/۸ افقی در برابر یک قائم است. شیب تندتر در مواردی استفاده می شود که مصالح سنگریز مقاومت بسیار بالایی داشته باشند. در

طراحی هندسی مقطع سدهای خاکی و بتنی — ۹۳

بسیاری از سدها برای کاهش مقدار سنگریز موردنیاز، یک دیوار بتنی نیز در تاج به اجرا درمی آید. در هر صورت با توجه به شرایط منابع قرضه، ممکن است گزینه‌های دیگری برای ناحیه‌بندی بدنه سد ارائه گردد. حتی ممکن است سنگریز فاقد زهکشی آزاد مورد استفاده قرار گرفته و برای زهکشی لایه‌های نفوذپذیر خاصی منظور گردد. در شکل‌های (۴-۴) و (۵-۴) جزئیات بیشتری از بخش‌های مختلف بدنه یک سد سنگریز با رویه بتنی به صورت شماتیک نشان داده شده است.



شکل (۴-۴) روش معمول برای ناحیه‌بندی سدهای رویه بتنی (Icold, 1989)



شکل (۵-۴) نمونه یک سد سنگریز با رویه بتنی ساخته شده با شن درشت‌دانه (Fell et al., 1992)

۶-۴- طراحی اولیه هندسه سدهای بتنی - وزنی

طراحی دقیق سدهای وزنی بر مبنای تحلیل پایداری و تحلیل تنش-کرنش در این سدها انجام می‌شود. باین‌حال در مرحله اول لازم است مقطع سد بر مبنای اصول اولیه طراحی و سپس بر اساس نتایج تحلیل‌های کامپیوتری نهایی گردد. معماری اولیه یک سد بتنی وزنی شامل تعیین ارتفاع سد، شیب بالادست و پایین دست و همچنین عرض تاج سد می‌باشد. ارتفاع سد بر مبنای رقوم نرمال سد و ارتفاع آزاد به دست می‌آید. عرض تاج هم بر مبنای نیازهای طرح به نحوی تعیین می‌شود که امکان عبور وسایل نقلیه و تجهیزات وجود داشته باشد. اصول و معیارهای اولیه طراحی هندسه سد وزنی شامل موارد زیر هستند:

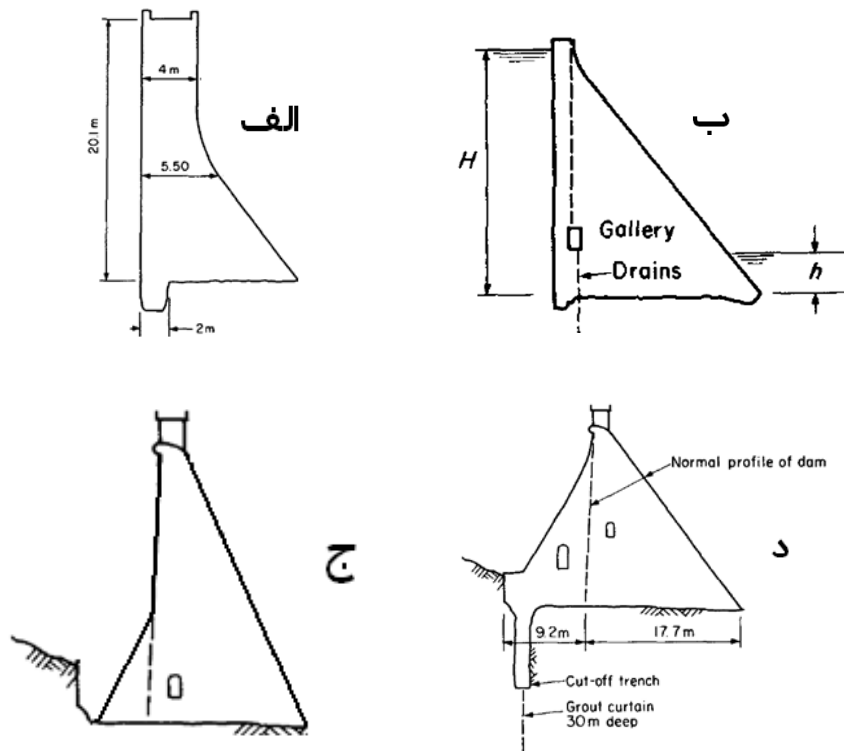
- هندسه سد باید به گونه‌ای طراحی شود که نیازمند کمترین حجم بتن باشد.
- برای آن‌که در حالت مخزن پر تنش کششی در بخش بالادست پی سد به وجود نیاید، بخشی از شیب بالادست به صورت مایل اجرا می‌گردد. در این صورت سطح پی بزرگ‌تر شده و به پایداری سد کمک خواهد کرد.
- عرض تاج باید به اندازه کافی بزرگ باشد تا دسترسی را برای افراد، وسایل و تجهیزات مهیا سازد.
- عرض تاج نباید به حدی بزرگ باشد که منجر به ایجاد یک جرم سنگین در بالای سد شود. این شرایط باعث می‌شود که سد در حین زلزله پاسخ نامناسبی داشته باشد.
- به منظور امکان دسترسی به پی سد و همچنین ایجاد پرده تزریق، معمولاً یک گالری در بدنه سد منظور می‌شود.
- حتی المقدور شیب سطوح بالادست و پایین دست نباید شکستگی‌های ناگهانی داشته باشد. این شکستگی‌ها باعث ایجاد تمرکز تنش در گوشه‌ها خواهد شد.
- وجود کلیدهای برشی در پی منجر به افزایش پایداری سد در برابر لغزش خواهد شد.

در شکل (۴-۶) چهار مدل اولیه برای طراحی هندسه یک سد وزنی نمایش داده شده است. در شکل (الف) سطح بالادست سد کاملاً قائم طراحی شده است. این طراحی برای سدهای وزنی کوتاه قابل قبول است. از سوی دیگر برای افزایش پایداری سد در برابر لغزش یک کلید برشی در بالادست

طراحی هندسی مقطع سدهای خاکی و بتنی — ۹۵

پی در نظر گرفته شده است. در شکل (ب) همچنان سطح بالادست قائم است، ولی سطح پایین دست کاملاً شیب دار طراحی شده است و تقریباً هیچ گونه شکستگی ندارد. در این مدل برای سد یک گالری هم منظور شده است. در شکل (ج) به منظور افزایش پایداری سد در برابر واژگونی و کنترل تنشهای کششی در پی، بخشی از سطح بالادست شیب دار ساخته شده است. در شکل (د) هر دو سطح بالادست و پایین دست شیب دار هستند و دو گالری نیز در بدنه سد طراحی شده است. همچنین برای آببندی سد از یک ترانشه و یک پرده آب بند استفاده شده است.

قابل ذکر است که برای بهینه سازی بدنه سد و کاهش هزینه ساخت سد، در مواردی ناحیه بندی بتن در بخش های مختلف بدنه سدهای وزنی هم اجرا می گردد. در این حالت در جاهایی که سطح تنش بالاتر است از بتن با مقاومت بیشتر استفاده می شود.



شکل (۴-۶) مدل های اولیه برای طراحی هندسه یک سد وزنی

۴-۷- طراحی اولیه هندسه سدهای هسته آسفالتی

سدهای هسته آسفالتی مانند سدهای سنگریز با رویه بتنی طراحی می‌شوند، با این تفاوت که در آن‌ها المان آب‌بند سد یک دیافراگم آسفالتی است که در وسط بدنه قرار گرفته است. هسته‌های آسفالتی معمولاً با پوسته سنگریز ساخته می‌شوند، ولی تعداد زیادی سد هسته آسفالتی با پوسته خاکی نیز در دنیا ساخته شده است. در مناطق سردسیر که شرایط آب و هوایی مناسب برای ساخت هسته‌های رسی کمتر وجود دارد، اجرای سدهای آسفالتی از مزیت نسبی برخوردار است.

به‌طور کلی بخش‌های بدنه یک سد آسفالتی به شرح زیر است:

(۱) هسته آسفالتی: این بخش معمولاً ضخامتی بین نیم تا یک متر داشته و وظیفه آب‌بندی سد را به عهده دارد.

(۲) فیلترها: دو فیلتر ریزدانه که حداکثر اندازه دانه‌ها در آن‌ها ۶۰ میلی‌متر است در دو طرف هسته قرار دارند. ضخامت این فیلترها ممکن است بین ۲ تا ۴ متر باشد.

(۳) ناحیه انتقالی: دو بخش باریک با ضخامت ۳ تا ۵ متر هستند که بعد از فیلتر قرار می‌گیرند. حداکثر اندازه دانه‌ها در این قسمت معمولاً ۲۰۰ میلی‌متر است. در برخی سدها ضخامت ناحیه انتقالی بیش از ۵ متر انتخاب شده و در واقع بخش بزرگی از پوسته را تشکیل می‌دهد.

(۴) ناحیه سنگریز: این بخش از قطعات سنگی با اندازه تا ۸۰۰ میلی‌متر ساخته می‌شود و وظیفه تأمین پایداری سد را به عهده دارد. ممکن است این بخش خود به دو ناحیه سنگریز درشت و سنگریز نرمه تقسیم شود. سنگریز نرمه در مجاورت ناحیه انتقالی قرار خواهد گرفت و حداکثر اندازه دانه‌ها در آن ۴۰۰ میلی‌متر است.

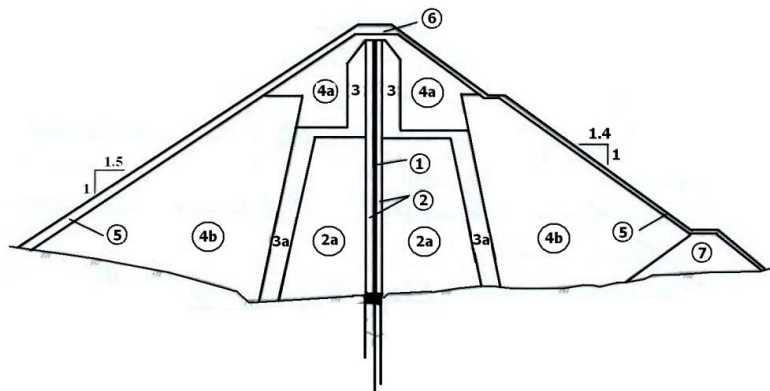
طراحی هندسی مقطع سدهای خاکی و بتنی —◆— ۹۷

(۵) پوشش بالادست سنگچین (ریپ راپ): این ناحیه از قطعات سنگی ساخته شده که به صورت دستچین در کنار هم قرار می‌گیرند و از شیروانی بالادست در برابر امواج دریاچه سد محافظت می‌کنند.

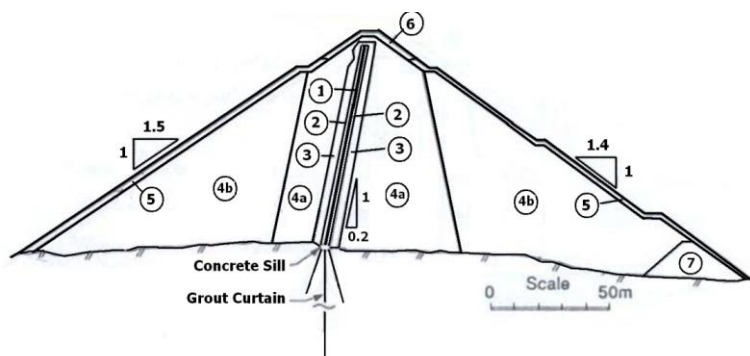
(۶) پوشش تاج: در این قسمت قطعات بزرگ‌تر از یک متر مکعب به کمک وسایل مکانیکی چیده می‌شود.

(۷) زهکش پنجه: این ناحیه در پنجه سد و به منظور جلوگیری از شسته شدن بدنه در اثر جریان آب‌های نشت یافته به پایین دست طراحی می‌شود. زهکش پنجه از قطعات سنگی با ابعاد بزرگ‌تر از نیم متر مکعب ساخته می‌شود.

در شکل‌های (۷-۴) و (۸-۴) نمونه‌ای از ناحیه‌بندی در سدهای هسته آسفالتی که به ارتفاع ۹۰ و ۵۲ متر ساخته شده‌اند، دیده می‌شود. یکی از این دو سد دارای هسته قائم و دیگری دارای هسته مایل است. شماره‌گذاری نواحی مختلف بدنه نظیر شماره‌های ذکر شده در این نوشتار برای بخش‌های بدنه یک سد آسفالتی است.



شکل (۷-۴): نمونه‌ای از سدهای هسته آسفالتی که به ارتفاع ۵۲ متر ساخته شده است



شکل (۴-۸) ناحیه‌بندی دریک سد هسته آسفالتی به ارتفاع ۹۰

ترکیب بتن آسفالتی که برای هسته مورد استفاده قرار می‌گیرد شامل سنگدانه، شن و ماسه، پودر سنگ (فیلر) و قیر می‌باشد. در بسیاری از سدها درصد قیر حدود ۶ درصد انتخاب می‌شود. در مواردی که تأمین انعطاف‌پذیری بیشتر برای هسته مورد نظر باشد، ممکن است از درصد قیر بیشتر استفاده شود. به‌طور معمول ضریب نفوذپذیری هسته آسفالتی کمتر از 10^{-9} متر بر ثانیه است و هر چه درصد قیر بیشتر باشد، مقاومت برشی هسته و ضریب نفوذپذیری آن کاهش می‌یابد. در جدول (۴-۶) نمونه‌ای از طرح اختلاط برای یک هسته آسفالتی ارائه شده است.

جدول (۴-۶): نمونه‌ای از درصد اختلاط مصالح برای یک هسته آسفالتی

پودر سنگ (فیلر)	درشت‌دانه (۱۹ میلی‌متر به پایین)	شن و ماسه	قیر
٪۱۳	٪۵۰	٪۳۱	٪۶

زاویه شیب شیروانی بالادست و پایین‌دست سدهای هسته آسفالتی تابع مقاومت برشی مصالح سنگریز است. این شیب معمولاً بین $1/4$ تا $1/8$ افقی در برابر یک قائم طراحی می‌شود.

سؤالات فصل چهارم:

- ۱- رقوم چهارگانه برای مخزن یک سد چه تعریفی دارند؟
- ۲- چه پارامترهایی در تعیین ارتفاع موج در مخزن سد مؤثر هستند؟
- ۳- محاسبه ارتفاع آزاد روی رقوم نرمال چه تفاوتی با محاسبه ارتفاع آزاد روی رقوم ماگزیمم دارد؟
- ۴- معیارهای تعیین ضخامت هسته سدهای خاکی را نام ببرید.
- ۵- ناحیه‌بندی کامل پوسته یک سد سنگریز با رویه بتنی به ارتفاع ۶۰ متر را در یک مقطع نمونه ارائه کنید.
- ۶- ضخامت هسته سدهای بتن آسفالتی در چه محدوده‌ای است؟
- ۷- در چه شرایطی سطح بالادست سدهای بتنی وزنی به صورت شیب‌دار طراحی می‌گردد؟ مزایا و معایب شیب‌دار کردن سطح بالادست سدهای بتنی وزنی را نام ببرید.
- ۸- تحقیق کنید که برای ساخت هسته سدهای بتن آسفالتی از چه دستگاهی استفاده می‌شود؟
- ۹- برای یک سد بتنی که در آن رقوم کف دریاچه و رقوم نرمال آب مخزن به ترتیب ۱۴۰۵ و ۱۴۴۸ متر می‌باشد، ارتفاع آزاد روی رقوم نرمال را محاسبه کنید. طول دورخیز موج برای آن ۱۲ کیلومتر و حداکثر سرعت باد در این منطقه ۸۰ کیلومتر در ساعت است. فرض کنید که نشست‌های استاتیکی با ایجاد گرده‌ماهی جبران خواهد شد و در ارتفاع آزاد منظور نمی‌شود. حداکثر نشست در زلزله طرح هم معادل ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.
- ۱۰- برای سد مسئله قبل اگر رقوم حداکثر آب مخزن معادل ۱۴۴۹ و ارتفاع آزاد روی رقوم حداکثر آب مخزن ۱/۵ متر باشد، رقوم تاج سد را طراحی کنید.
- ۱۱- برای یک سد خاکی به ارتفاع ۶۰ متر، مقطع اولیه سد را به نحوی طراحی کنید که دارای یک هسته نازک باشد و پوسته آن نیز از مصالح مخلوط شن و ماسه با زاویه اصطکاک داخلی ۴۰ درجه تشکیل شده باشد.
- ۱۲- معماری اولیه مقطع یک سد رویه بتنی به ارتفاع ۴۲ متر را طراحی کنید. برای طراحی بدنه از روش معمول برای ناحیه‌بندی سدهای رویه بتنی (ICOLD, 1989) استفاده کنید. برای شیب بالادست و پایین دست سد هم اعداد معقولی انتخاب کنید.

۱۳- برای یک سد هسته آسفالتی به ارتفاع ۵۵ متر یک مقطع اولیه پیشنهاد کنید. پوسته را ناحیه‌بندی کنید.

۱۴- نمونه‌ای از درصد اختلاط مصالح برای یک سد هسته آسفالتی را بنویسید.

۱۵- هندسه اولیه برای یک سد بتنی وزنی به ارتفاع ۳۲ متر را به نحوی طراحی کنید که وجه بالادست عمودی و وجه پایین‌دست شیب‌دار باشد. عرض تاج ۴ متر است و سد دارای گالری نیز می‌باشد.

۱۶- تحقیق کنید که حجم خاک برای ساخت یک سد خاکی با هسته رسی تقریباً چند برابر حجم بتن برای ساخت یک سد بتنی وزنی است؟ در مورد سد بتنی دوقوسی چه‌طور؟

۱۷- تحقیق کنید که قیمت بتن‌ریزی بدنه سد چند برابر قیمت خاکریزی بدنه سد است؟

۱۸- تحقیق کنید که تاکنون چند سد رویه بتنی در ایران ساخته شده است؟

۱۹- کدام عبارت در مورد ارتفاع آزاد سد صحیح است؟

(الف) هر چه سرعت باد بیشتر باشد، ارتفاع آزاد کمتر است

(ب) حاصل جمع نشست استاتیکی و ارتفاع موج است

(ج) در سدهای بتنی بیشتر از سدهای خاکی است

(د) هر چه طول تاج سد بیشتر باشد، ارتفاع آزاد بیشتر می‌شود

۲۰- کدام عبارت در مورد سدهای سنگریز صحیح است؟

(الف) در ناحیه 2D اندازه سنگدانه‌ها بیش از ۱۰۰ میلی‌متر است

(ب) در ناحیه 3B امکان زهکشی وجود ندارد

(ج) ضریب نفوذپذیری مصالح سنگریز باید بیشتر از 10^{-7} متر بر ثانیه باشد.

(د) شیب بالادست و پایین‌دست سدهای سنگریز معمولاً $1/4$ تا $1/8$ افقی در برابر یک قائم است.

فصل پنجم:

مصالح برای ساخت سد

۵-۱- مقدمه

شن و ماسه، خاک رس، سنگ، سیمان، فولاد، آب و موادی از این دست مصالح اصلی برای ساخت یک سد را تشکیل می‌دهند و بخش قابل توجهی از هزینه پروژه‌های سدسازی به تأمین همین مصالح اختصاص دارد. از سوی دیگر عملکرد مناسب سدها در گرو به‌کارگیری مصالح مناسب در بدنه سد می‌باشد. بر این اساس شناسایی دقیق منابع قرضه و استفاده از مصالح مناسب نقش حائز اهمیتی در شاخص‌های اقتصادی و فنی طرح دارد.

در فاز اول طراحی سدها، معمولاً چندین گزینه برای ساخت سد در نظر گرفته می‌شود. به‌عنوان مثال برای یک ساختگاه هم سد خاکی و هم سد بتنی و سد سنگریز با رویه بتنی مطالعه می‌شود. بنابراین لازم است کارشناس منابع قرضه طرح مصالح لازم برای همه گزینه‌ها را شناسایی کند. در پایان فاز اول طرح، بر اساس ارزیابی‌های فنی و اقتصادی، گزینه مناسب انتخاب می‌شود. معمولاً تأکید می‌شود که در فاز اول باید به میزان سه برابر موردنیاز هر گزینه مصالح شناسایی شود.

این کار از آن جهت ضروری است که در عمل معمولاً موانع و مشکلاتی پیش می‌آید که استفاده از بخشی از مصالح شناسایی شده را منتفی می‌کند. در فاز دوم طرح، مجدداً مصالح شناسایی شده با دقت بیشتری مورد بررسی صحرایی و آزمایشگاهی واقع می‌شوند. در این مرحله اگر مصالح مناسب به میزان دو برابر نیاز باشد، گفته می‌شود که اطمینان کافی در مورد تأمین مصالح مناسب برای طرح وجود دارد. به‌طور خلاصه منابع قرضه باید از نظر موارد زیر کنترل شوند:

- ۱- منابع قرضه باید حجم کافی برای ساخت سد را داشته باشند.
- ۲- منابع قرضه باید از لحاظ خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مشخصات مناسبی داشته باشند.
- ۳- امکان تملک اراضی منابع قرضه با قیمت مناسب وجود داشته باشد.
- ۴- فاصله حمل مصالح از منابع قرضه تا سایت در حد قابل قبولی باشد.
- ۵- احداث راه دسترسی به منابع قرضه هزینه قابل قبولی داشته باشد.
- ۶- آب زیرزمینی مانع برداشت از قرضه نباشد.
- ۷- برداشت خاک از قرضه‌ها موجب ایجاد گودال و چاله‌های مزاحم اهالی محل و احشام آن‌ها نباشد.

در ادامه روش‌های شناسایی منابع قرضه و مشخصات مصالح مناسب برای هر بخش از سد بیان می‌گردد. قابل ذکر است که هرچند سیمان و فولاد هزینه بالایی در طرح دارند، با این حال به دلیل آن‌که منابع تأمین و خرید آن محدود است در این فصل درباره این موارد بحثی نشده و صرفاً مصالحی معرفی شده است که با کاوش‌های میدانی و آزمایشگاهی شناسایی می‌گردند.

۵-۲- روش‌های شناسایی منابع قرضه

شناسایی قرضه‌ها در سه مرحله صورت می‌پذیرد:

- الف) مرحله اول: شناسایی دفتری از طریق بررسی نقشه‌ها
- ب) مرحله دوم: شناسایی صحرایی با مطالعه نشانه‌های صحرایی و آزمون‌های صحرایی
- ج) مرحله سوم: شناسایی آزمایشگاهی

۱۰۳ —◆— مصالح برای ساخت سد

در مرحله اول برای شناسایی منابع قرضه ابتدا نقشه‌های زمین‌شناسی و توپوگرافی و عکس‌های هوایی به‌دقت مورد ارزیابی واقع شده و مکان‌های محتمل که در فاصله حمل مناسب هستند علامت زده می‌شوند. لازم است در این مرحله به نکات زیر توجه شود:

- ۱- معمولاً قرضه‌های با فاصله بیش از ۳۰ کیلومتر از سایت مورد توجه واقع نمی‌شوند؛ زیرا در این موارد هزینه‌های حمل مصالح بسیار زیاد است.
- ۲- برای دسترسی به قرضه و حمل مصالح بهتر است از راه‌های اصلی استفاده نشود. زیرا تردد کامیون‌های حمل مصالح ترافیک سنگینی در این محورها ایجاد می‌کند.
- ۳- نقشه‌های توپوگرافی با مقیاس ۱:۲۵۰۰۰ و عکسهای هوایی با مقیاس ۱:۵۰۰۰۰ و همچنین نقشه‌های زمین‌شناسی که با مقیاس‌های متنوع توسط سازمان زمین‌شناسی کشور، وزارت نفت و سایر مراکز دولتی تهیه می‌شوند باید به‌دقت بررسی شوند و نقاط محتمل برای تأمین مصالح علامت‌گذاری شوند.
- ۴- دامنه کوه‌ها، حاشیه رودخانه‌ها، تراسهای آبرفتی قدیمی، آبرفت‌های جوان برای تأمین مصالح خاکی و کوه‌ها و تپه‌های سنگی برای تأمین سنگ باید مورد ارزیابی اولیه واقع شوند.

در مرحله دوم، شناسایی در صحرا انجام می‌شود. در این مرحله ابتدا باید از محل بازدید اولیه صورت پذیرد. سپس محل‌هایی برای حفاری چاله‌های آزمایش تعیین شده و ضمن انجام آزمایش‌های صحرائی، نمونه‌هایی برای آزمایشگاه تهیه شود. برخی از نکات مهم برای انجام این مرحله در زیر بیان شده است:

- الف) تعیین کاربری و مالکیت اراضی مسئله مهمی است. در برخی موارد اراضی به حدی گران‌قیمت هستند که استفاده از آنها پروژه را غیراقتصادی خواهد کرد.
- ب) در مرحله دوم طرح، لازم است حداقل به میزان دو برابر نیاز پروژه مصالح شناسایی گردد.

- ج) نمونه‌هایی که برای آزمایشگاه تهیه می‌شوند، باید از حجم کافی برای انجام همه آزمایش‌ها برخوردار باشند. معمولاً ۱۰ کیلوگرم مصالح ریزدانه رسی و ۵۰ کیلوگرم مصالح درشت‌دانه (شن و ماسه) برای آزمایشگاه کافی است.
- د) تعداد چاله‌های آزمایشی تابع وسعت منبع قرضه و مقدار یکنواختی خاک آن می‌باشد. علاوه بر این نکته، به‌طور کلی در انتخاب تعداد چاله باید سقف ریالی پروژه و همچنین امکانات انبارداری و نگهداری نمونه‌ها هم مورد توجه باشد.
- ه) شماره‌گذاری نمونه‌ها به‌دقت و هوشمندانه صورت پذیرد، به نحوی که با در دست داشتن نمونه بتوان شماره قرضه، مرحله شناسایی و عمق نمونه‌گیری را متوجه شد.

۵-۳- ساخت سدهای بتنی

شن و ماسه، فولاد، سیمان، مواد افزودنی و آب، مصالح تشکیل دهنده سد هستند. علاوه بر این در سدهای بتن غلطکی پوزولان هم نقش تعیین‌کننده‌ای در میان مصالح بدنه ایفا می‌نماید. در ادامه مطالب مختصری درباره شن و ماسه و پوزولان مورد استفاده در بدنه سدها بیان می‌گردد.

۵-۳-۱- شن و ماسه برای ساخت بتن

شن و ماسه اصلی‌ترین مصالح ساخت سدهای بتنی معمول است. مشخصات شن و ماسه در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) و سایر مراجع علمی مربوط به این بحث آمده است. به‌طور کلی شن و ماسه مورد استفاده برای بتن سدها باید دارای خصوصیات زیر باشد:

- الف) از لحاظ شکل هندسی شن‌دانه‌های تیز گوشه بهتر از شن‌دانه‌های گرد گوشه هستند. همچنین مقدار دانه‌های سوزنی و پولکی در شن و ماسه نباید از حد مشخصی بیشتر باشد. برای این منظور آزمایش تعیین درصد دانه‌های سوزنی و پولکی انجام خواهد شد.
- ب) درصد ریزدانه (گل‌ولای) در میان دانه‌ها باید محدود باشد. برای این منظور آزمایش ارزش ماسه‌ای انجام می‌گردد.
- ج) سنگدانه‌ها باید از مقاومت کافی در برابر ضربه و سایش برخوردار باشند. برای این منظور آزمایش سایش لوس آنجلس انجام می‌شود.

د) سنگدانه‌ها نباید فعالیت قلیایی کربناتی و سیلیسی زیادی داشته باشند. برای تعیین میزان فعالیت قلیایی سنگدانه‌ها آزمایش‌هایی توسط آیین‌نامه‌های مختلف به صورت تسریع شده و کوتاه مدت تعریف شده است.

در صحرا چنین مصالحی معمولاً در بستر رودخانه‌ها و همچنین تراس‌های آبرفتی قدیمی پیدا می‌شوند. در صورتی که این منابع سنگ‌دانه کافی برای بتن نداشته باشند، می‌توان گزینه استخراج سنگ از معادن کوهی و استفاده از سنگ‌شکن را در دستور کار قرار داد. باین حال باید توجه شود که استفاده از سنگ‌شکن معمولاً هزینه‌ها را به شدت افزایش می‌دهد.

۵-۳-۲- پوزولان برای سدهای بتن غلطکی

پوزولان ماده‌ای نظیر سیمان است که خاصیت چسبندگی دارد. البته پوزولان‌ها معمولاً به اندازه سیمان قابلیت سیمانی شدن و چسبندگی ندارند، ولی به هر حال هر ماده‌ای که در مجاورت با آب آهک و در حضور آب خواص سیمانی از خود نشان دهد، نوعی پوزولان است. پوزولان بر اساس استاندارد ASTM ماده‌ای است سیلیسی یا سیلیسی آلومیناتی که به خودی خود ارزش چسبندگی ندارد، اما به شکل ذرات بسیار ریز در مجاورت رطوبت با درجات حرارت معمولی با هیدروکسید کلسیم واکنش شیمیایی دارد و ترکیباتی را به وجود می‌آورد که خاصیت سیمانی و چسبندگی دارد.

پوزولان‌ها به دو دسته طبیعی و مصنوعی تقسیم می‌شوند. پوزولان‌های طبیعی به صورت سنگ معدنی در طبیعت وجود دارند و فقط باید استخراج شده و پودر شوند. پوزولان‌های مصنوعی در واقع دوده و سرباره کارخانه‌های مختلف هستند، که دارای خاصیت پوزولانی است.

سرباره کارخانه‌های ذوب آهن (اسلاگ)، دوده کارخانه‌های فروسیلیس (میکروسیلیس) و همچنین خاکستر حاصل از سوختن ذغال سنگ در نیروگاه‌های ذغال سنگی (خاکستر بادی) در شمار پوزولان‌های مصنوعی هستند. البته در میان سه محصول ذکر شده، خاکستر بادی در ایران یافت نمی‌شود، زیرا ایران نیروگاه ذغال سنگی ندارد. باین حال سیمان سرباره‌ای و همچنین میکروسیلیس در حجم قابل توجهی در داخل کشور تولید می‌شود. هر دو ماده سرباره و میکروسیلیس قیمتی گران‌تر از سیمان معمولی دارند و افزودن این مواد به سیمان موجب افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ها و همچنین افزایش مقاومت نمونه‌ها در برابر حمله سولفات‌ها و واکنش قلیایی بتن می‌گردد. ضمن آن که حرارت هیدراتاسیون مخلوط حاصله اندکی بیش از بتن با سیمان معمولی است. قابل ذکر است

که در متون علمی به طور محدود از موادی مانند خاکستر پوستهٔ برنج و مواد مشابه نیز به عنوان پوزولان مصنوعی یاد می‌شود.

سیمان‌های پوزولانی که هم‌اکنون توسط کارخانه‌های سیمان تولید می‌شوند، با ترکیب ۸۵ درصد سیمان معمولی با حدود ۱۵ درصد پوزولان طبیعی تولید می‌شوند. قیمت این سیمان پوزولانی ارزان‌تر از سیمان تیپ یک است و مقاومت فشاری تک‌محوری آن نیز اندکی کمتر است. با این حال به دلیل آن که حرارت هیدراتاسیون کمتری آزاد می‌کند، برای بتن ریزی‌های حجیم مناسب‌تر است. برای ساخت بدنهٔ سدهای بتن غلطکی این سیمان کارآیی ندارد، زیرا در آنجا درصد پوزولان معمولاً بین ۳۰ تا ۷۰ درصد است و ۱۵ درصد کفایت نمی‌کند.

بر همین اساس در پروژه‌های سدسازی یا به صورت صحرایی سنگ‌های پوزولانی اکتشاف شده و برای تولید کارگاهی سیمان پوزولانی به کار گرفته می‌شود، یا این که طی یک قرارداد سفارشی توسط کارخانه‌های موجود سیمان تولید می‌گردد. مهم‌ترین خصوصیات سیمان پوزولانی که با پوزولان طبیعی ساخته شده باشد به قرار زیر است:

- الف) پوزولان مورد استفاده دارای درصد قابل توجهی سیلیس فعال می‌باشد.
- ب) پوزولان باید غیر کریستاله باشد، زیرا قابلیت ایجاد واکنش سیلیس متبلور بسیار کم است.
- ج) معمولاً زمان گیرش اولیه و نهایی سیمان پوزولانی اندکی بالاتر از سیمان بدون پوزولان است.
- د) کارآیی مخلوط‌های بتنی عموماً با افزایش میزان پوزولان‌های طبیعی کاهش می‌یابد. بنابراین برای حفظ کارآیی یکسان با افزایش مقدار پوزولان‌های طبیعی آب مخلوط بتنی باید افزایش داده شود.
- ه) مقاومت فشاری نمونهٔ سیمان پوزولانی اندکی کمتر از نمونهٔ بدون پوزولان است.
- و) حرارت هیدراتاسیون نمونهٔ سیمان پوزولانی کمتر از نمونهٔ بدون پوزولان است.
- ز) دوام نمونهٔ سیمان پوزولانی در برابر حملهٔ سولفات‌ها بیشتر و میزان فعالیت قلیایی آن محدودتر است.

در مجموع استفاده از پوزولان طبیعی برای تهیهٔ بتن سدهای بتن غلطکی امری معمول و اقتصادی است. در اکثر پروژه‌های بتن غلطکی مقاومت بتن طرح بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته می‌شود و بر این اساس ضمن استفاده از شن و ماسه‌های درشت‌دانه در

مصالح برای ساخت سد —◆— ۱۰۷

بتن، معمولاً ۳۰ تا ۷۰ درصد وزن سیمان توسط پوزولان طبیعی جایگزین می‌گردد. بدین ترتیب مخلوطی ارزان‌تر و مناسب‌تر برای بتن‌ریزی حجیم تولید می‌گردد.

۵-۴- مصالح برای ساخت هسته سدهای خاکی

هسته سدهای خاکی وظیفه آب‌بندی را به عهده دارد. مصالح مناسب برای هسته سد باید سه شرط زیر را تأمین نمایند:

(۱) درصد دانه‌های عبوری از الک شماره ۲۰۰ حداقل ۱۵ درصد باشد. (شرط نفوذناپذیری)

(۲) شاخص خمیری خاک بهتر است بین ۱۰ تا ۲۰ باشد. (شرط انعطاف‌پذیری)

(۳) مصالح ریزدانه در برابر واگرایی مقاوم باشند. (شرط فرسایش‌ناپذیری)

در میان سه شرط بالا شرط اول یک شرط کلیدی و غیرقابل صرف‌نظر است. حداقل مصالح

ریزدانه هسته اگر از ۱۵ درصد کمتر باشد، مصالح نفوذناپذیر نیست و هسته نمی‌تواند نقش خود را انجام دهد. باین‌حال در بین خاک‌هایی که حداقل ریزدانه را دارند، مصالح GC بهترین گزینه برای ساخت هسته هستند. زیرا علاوه بر سه شرط بالا، مقاومت برشی قابل توجهی هم دارد. پس از آن خاک‌هایی با طبقه‌بندی GM-GC، CL، SC و SM-SC نیز از وضعیت مناسبی برای استفاده در هسته سد برخوردار هستند.

حداکثر اندازه دانه‌ها در هسته معمولاً به دو سوم ضخامت لایه محدود می‌گردد. بنابراین ممکن

است حتی دانه‌هایی به ضخامت ۱۰ تا ۱۵ سانتی‌متر هم در هسته دیده شود. در عمل معمولاً دانه‌های با اندازه بزرگ‌تر از ۱۰ سانتی‌متر از سطح کار برچیده شده و تلاش می‌گردد درشت‌دانه‌های هسته در میان توده‌های ریزدانه مستغرق گردند.

خاک‌های با شاخص خمیری کم نیز تحت شرایطی در هسته قابل استفاده هستند. در این شرایط

باید عرض هسته را ضخیم‌تر از حالت عادی در نظر گرفت و از طرف دیگر فیلترهای اطراف هسته را نیز با دقت بالاتری طراحی کرد. از طرف دیگر خاک‌های با شاخص خمیری بالاتر از ۲۰ معمولاً در هسته استفاده نمی‌شوند؛ زیرا مدول الاستیسیته بسیار کمی دارند و متراکم کردن آن‌ها هم دشوار است. این‌گونه خاک‌ها را برای برقراری اتصال نرم بین سازه‌های بتنی و سازه‌های خاکی به‌عنوان رس پلاستیک به کار می‌برند.

در مورد تعریف و نحوه شناسایی خاک‌های واگرا در فصل‌های بعدی این کتاب مطالبی آمده است. در این جا به‌طور کلی باید ذکر شود که لازم است میزان واگرایی قرصه‌های ریزدانه به‌صورت آزمایشگاهی اندازه‌گیری شود. در حالت عمومی بهتر است از خاک واگرا برای هسته استفاده نشود، زیرا احتمال فرسایش درونی و بروز ترک‌خوردگی در هسته را افزایش می‌دهد. باین‌حال بولتن‌هایی توسط ICOLD و سایر مراجع علمی نوشته شده است که تدابیر لازم برای به‌کارگیری خاک واگرا در هسته را بیان داشته است. در این شرایط بر طراحی فیلتر چندلایه در اطراف هسته تأکید می‌شود. همچنین تأکید می‌گردد که دانه‌بندی فیلتر باید بر اساس آزمایش «فیلتر مانع فرسایش» (NEF) طراحی شود. برای پیدا کردن خاک رس باید سه منبع زیر مورد توجه قرار گیرد:

- الف) دامنه تپه‌ها و کوه‌ها، جایی که معمولاً واریزه‌ها انباشته می‌شوند.
 ب) حاشیه رودخانه‌ها، جایی که عرض رودخانه زیاد است و سرعت حرکت آب کاهش می‌یابد. در این شرایط ریزدانه‌ها در حاشیه رودخانه ته‌نشین می‌شوند.
 ج) دشت‌های انتهایی حوزه آبریز، جایی که معمولاً به زمین‌های کشاورزی اختصاص دارد.

۵-۵- مصالح برای پوسته سدهای خاکی

پوسته سدهای خاکی وظیفه تأمین پایداری سد را به عهده دارد و بخش عظیمی از حجم مصالح بدنه سد صرف ساخت همین بخش می‌گردد. پوسته از شن و ماسه ساخته می‌شود و رودخانه‌ها اصلی‌ترین تأمین‌کننده این مصالح هستند. هم رودخانه‌های فعال کنونی و هم تراس‌های آبرفتی که از ته‌نشینی مصالح رودخانه‌ای شکل گرفته‌اند، برای تأمین مصالح پوسته کارایی دارد. به‌طور کلی دو شرط اصلی برای مناسب بودن مصالح پوسته شامل موارد زیر است:

- ۱) درصد ریزدانه (عبوری از الک ۲۰۰) برای مصالح پوسته باید کمتر از ۱۰ درصد باشد. این شرط به‌عنوان شرط تأمین زهکشی آزاد^۱ مطرح می‌گردد.
- ۲) مقاومت برشی مناسبی داشته باشد.

برای آن‌که مصالح درشت‌دانه مقاومت برشی مناسبی داشته باشند، لازم است خاک خوب دانه‌بندی شده باشد و درصد دانه‌های پولکی و سوزنی در آن محدود باشد. علاوه بر این هر چه

^۱free drainage

مصالح تیزگوشی تر باشند، مقاومت برشی بالاتری دارند. در مجموع مصالح درشت‌دانه با طبقه‌بندی GW و GW-GP بهترین گزینه‌ها هستند و پس از آن خاک‌های ماسه‌ای نظیر SW و SW-SP نیز کارآیی دارند.

از دیدگاه مقاومت برشی، مصالح پوسته باید حداقل ۳۵ درجه زاویه اصطکاک داخلی داشته باشند. در غیر این صورت شیب بدنه سد بسیار کند خواهد شد. زاویه اصطکاک داخلی مصالح مناسب برای پوسته معمولاً بین ۴۰ تا ۴۵ درجه است. از سوی دیگر حداکثر اندازه دانه‌ها در پوسته معمولاً به ۲۰ تا ۳۰ سانتیمتر محدود می‌گردد. دانه‌های درشت‌تر از سطح کار برچیده شده و در بخش سنگچین به کار گرفته می‌شوند.

۵-۶- مصالح سنگریز

مصالح سنگریز به خاک‌هایی گفته می‌شود که بیش از ۵۰ درصد دانه‌بندی آن‌ها از ۵۰ میلی‌متر بزرگ‌تر باشد. این مصالح برای ساخت پوسته سدهای سنگریز با رویه بتنی، سدهای سنگریز با هسته آسفالتی و همچنین بخش سنگریز در سدهای ناحیه‌بندی شده کاربرد دارند. سنگریز از دو منبع رودخانه‌ای و کوهی قابل تأمین است. حداکثر اندازه دانه‌ها در مصالح سنگریز معمولاً به نیم متر محدود می‌گردد. دانه‌های بزرگ‌تر از این مقدار به سختی در لایه‌های خاکریزی جا می‌شوند. اگر مصالح سنگریز از قرضه کوهی تأمین می‌گردد، معمولاً تأمین مصالح با انفجار همراه است. ارائه یک الگوی مناسب برای چاله‌های انفجار و محاسبه دقیق میزان خرج ویژه مورد استفاده برای دستیابی به دانه‌بندی مناسب نقش مهمی دارد. در غیر این صورت ممکن است سنگدانه‌های حاصل از انفجار خیلی ریز و یا خیلی درشت‌تر از آن باشند که برای ساخت بدنه سد مورد نیاز است. هر سنگی برای تأمین مصالح سنگریز مناسب نیست. در میان سنگ‌های رسوبی، ماسه‌سنگ‌ها و سنگ‌های آهکی مناسب‌تر از سایر انواع سنگ می‌باشند. از سوی دیگر گل‌سنگ‌ها، لای‌سنگ‌ها، مارن‌ها و سنگ‌های با شیب‌توزیته برای ساخت بدنه سد کارآیی ندارند. سنگ‌های آذرین اگر هزینه استخراج بالایی نداشته باشند، مصالح خوبی هستند. باین‌حال در برخی موارد سنگ‌های آذرین غیرهوازده به حدی سخت و مقاوم هستند که انفجار و دانه‌بندی آن‌ها بسیار هزینه‌زا خواهد بود.

درمجموع آزمایش‌های زیر برای شناسایی کامل مصالح سنگریز مورد تأکید می‌باشد:

- الف) آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری و تعیین مدول الاستیسیته در دو حالت خشک و تر
- ب) آزمایش سایش لوس آنجلس
- ج) آزمایش دوام در برابر سولفات سدیم و منیزیم
- د) آزمایش دوام در برابر سیکل‌های ذوب و یخبندان
- ه) آزمایش تعیین دانسیته سنگ
- و) آزمایش تعیین میزان تخلخل سنگ
- ز) آزمایش تعیین درصد جذب آب سنگ

۵-۷- مصالِح لایه سنگ‌چین^۱

لایه سنگ‌چین برای محافظت شیروانی بالادست در برابر امواج دریاچه طراحی می‌گردد. سنگدانه‌های این ناحیه اندازه‌ای بین ۲۰ تا ۵۰ سانتی‌متر دارند و به‌صورت دست‌چین در وجه بالادست سد چیده می‌شوند. حجم مصالح لازم برای این قسمت زیاد نیست، بر همین اساس برای شناسایی سنگ مناسب می‌توان نواحی دورتر و از جمله تا فاصله حمل ۵۰ کیلومتر را موردنظر قرار داد.

به رغم حجم کم، نوع سنگ مورد استفاده در این قسمت باید از مشخصات مکانیکی و فیزیکی بسیار بالایی برخوردار باشد. در واقع این ناحیه در معرض تغییرات آب و هوایی و فرایند ذوب و یخبندان قرار دارد، لذا کلیه آزمایش‌هایی که برای مصالح سنگریز بیان گردید، در این جا هم باید انجام شود. ضمن آن‌که معیارهای انتخاب مصالح برای ناحیه سنگ‌چین بسیار سخت‌گیرانه‌تر می‌باشد. به‌عنوان مثال درصد سایش مصالح برای سنگ‌چین نباید بیش از ۲۵ درصد و جذب آب آن نباید بیش از یک درصد باشد. در مناطق بسیار سردسیر آزمایش‌های مقاومت در برابر سولفات سدیم و منیزیم و همچنین آزمایش سیکل‌های ذوب و یخبندان ممکن است تا ۱۰ سیکل هم انجام شود. در شرایط عادی این آزمایش‌ها معمولاً تا ۵ سیکل انجام می‌گردد.

^۱ riprap

۵-۸- مصالح فیلتر

وظیفه فیلتر جلوگیری از حرکت ریزدانه‌های هسته به درون پوسته است. دانه‌بندی فیلتر بسیار حساس است و بر اساس معیارهایی که در فصل‌های بعدی بیان شده است طراحی می‌شود. حداکثر اندازه دانه‌ها در این قسمت ۷۵ میلی‌متر و حداکثر درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ معادل ۵ درصد است. بنابراین مصالح فیلتر باید عاری از هرگونه گل‌ولای بوده و اصطلاحاً از ماسه تمیز تشکیل شده باشند. ارزش ماسه‌ای برای این ماسه‌ها عموماً بالای ۷۰ است.

منبع اصلی تأمین‌کننده مصالح فیلتر، ماسه‌های ته‌نشین شده در حاشیه رودخانه می‌باشد که تحت عنوان ماسه‌بادی مورد استفاده قرار می‌گیرند. باین‌حال برای آن‌که دانه‌بندی آن‌ها بر محدوده طراحی منطبق باشد، معمولاً از ماسه شور و سرند استفاده می‌شود. علاوه بر این ماسه‌های ته‌نشین شده در مخزن فرازبند هم می‌تواند به‌عنوان گزینه دیگری برای تأمین مصالح فیلتر مورد توجه باشد.

۵-۹- مصالح برای هسته‌های آسفالتی

هسته‌های آسفالتی از شن و ماسه، پرکننده و قیر ساخته می‌شوند. هر چه شن‌ها تیزگوشی‌تر باشند، مقاومت برشی بالاتری به دست خواهند داد. برای پرکننده هم برحسب تجربه در برخی از کارگاه‌های سدسازی از سیمان استفاده می‌شود. در واقع حجم مورد نیاز از این مصالح چندان زیاد نیست و می‌توان از سیمان برای آن استفاده کرد. از سوی دیگر اغلب قیرهای مورد نیاز برای ساخت آسفالت در داخل کشور تولید می‌شود، لذا در مجموع تأمین مصالح برای هسته آسفالتی امر دشواری نیست.

۵-۱۰- مصالح ژئوسنتتیکی برای سدها

در سه دهه اخیر مصالح ژئوسنتتیکی برای آب‌بندی سدها به کار برده شده است. در این میان استفاده از ژئوممبرین برای آب‌بندی سد در چندین پروژه از عملکرد موفق‌تری برخوردار بوده است. استفاده از ژئوممبرین برای مناطقی توصیه شده است که تأمین مصالح برای ساخت هسته‌های رسی، رویه بتنی و یا هسته‌های آسفالتی به سادگی امکان‌پذیر نیست.

جنس ژئوممبرین‌ها از تنوع بسیار گسترده‌ای برخوردار است. از پلیمرهای بسیار سخت تا پلیمرهای بسیار نرم در این دسته دیده می‌شوند و لازم است انتخاب آن‌ها به دقت و پس از بررسی

فراوان و مقایسه تولیدات کارخانه‌های مختلف انجام شود. دو نکته زیر در انتخاب نوع ژئوممبرین اهمیت بالایی دارند:

الف) کارخانه فروشنده باید قرارداد اجرای طرح را هم به عهده داشته باشد، تا بتواند هرگونه اشکال در حین اجرا را برطرف کند.

ب) تأمین تجهیزات مختلف اجرا و همچنین ضمانت عملکرد مناسب در زمان بهره‌برداری باید توسط شرکت فروشنده انجام شود.

۵-۱۱- مصالح شن و ماسه سیمانی شده

در سال‌های اخیر محققان تلاش کرده‌اند که به نحوی قیمت تمام شده مصالح برای پروژه‌های سدسازی را کاهش دهند. در همین راستا ایده استفاده از مصالح مازاد کارگاهی، نظیر مصالح حاصل از خاکبرداری‌ها، مورد توجه واقع شده است. علاوه بر این، شن و ماسه بستر رودخانه، سنگ‌های هوازده و سنگ‌های حاصل از حفاری در ساختگاه سرریز و تونل‌ها نیز در شمار مصالح مازاد کارگاه هستند. با این تفاسیر ایده استفاده از شن و ماسه سیمانی شده^۱ (CSG) به عنوان مصالح اصلی بدنه سدها توسط محققان ژاپنی ارائه گردیده است.

اولین بار در سال ۱۹۹۱ برای ساخت فرازبند سد ناگاشیما^۲ در ژاپن از تکنیک شن و ماسه سیمانی شده استفاده شده است. پس از آن در سال ۲۰۰۷ کتاب راهنمای مهندسی برای ساخت و کنترل کیفیت سدهای شن و ماسه سیمانی شده دوزنقه‌ای توسط مرکز مهندسی سد ژاپن منتشر گردید (JDEC, 2007). این کتاب در سال ۱۳۹۲ توسط کمیته ملی سدهای بزرگ ایران به فارسی منتشر شده است (نورزاد و زاهدی، ۱۳۹۲). نهایتاً در سال ۲۰۰۹ عملیات ساخت اولین پروژه سدسازی به نام سد توبتسو^۳ آغاز گردید که در آن بدنه اصلی سد توسط این فناوری طراحی شده و در سال ۲۰۱۳ به بهره‌برداری رسیده است.

^۱cemented sand and gravel

^۲nagashima dam

^۳tobetsu dam

تفاوت‌های اصلی سدهای CSG با سدهای دیگر به‌قرار زیر است:

الف) در سدهای CSG از مصالح مازاد و حاصل از حفاری‌های کارگاهی برای ساخت بدنه سد استفاده می‌شود.

ب) شکل مقطع سدهای CSG معمولاً ذوزنقه‌ای است.

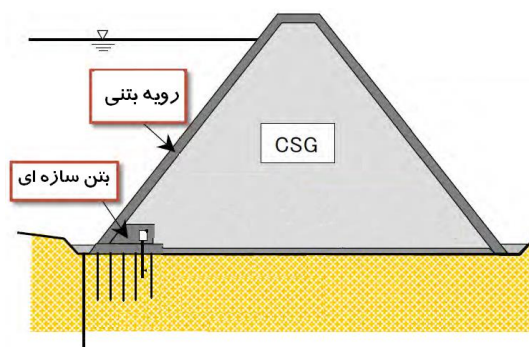
ج) حجم بدنه سدهای CSG بیش از سدهای بتنی و کمتر از سدهای خاکی است.

د) در سدهای CSG بدنه سد بر اساس مصالح موجود طراحی می‌شود.

مراحل تهیه مصالح شن و ماسه سیمانی شده مطابق زیر است:

- ۱) جمع‌آوری مصالح مازاد موجود در محدوده کارگاه
- ۲) جدا کردن و حذف قطعات سنگی خیلی درشت
- ۳) اضافه کردن سیمان و آب به مصالح
- ۴) حمل مصالح به سطح کار و مراحل عملیات پخش، تراکم و ویریه

در شکل (۵-۱) نمونه مقطع طراحی شده برای یک سد CSG نمایش داده شده است. همان‌گونه که دیده می‌شود، آب‌بندی بدنه سد از طریق ساخت یک رویه بتنی و همچنین اجرای پرده تزریق انجام شده است. به نظر می‌رسد که در سال‌های آتی موضوع تغییر مکان‌های پس از ساخت و همچنین رفتار دینامیکی مصالح شن و ماسه سیمانی شده در شمار مباحث قابل توجه در تحقیق و توسعه این سدها باشد.



شکل (۵-۱): نمونه مقطع طراحی شده برای یک سد شن و ماسه سیمانی شده (نورزاد و واعظی، ۱۳۹۲)

۵-۱۲- مصالغ دیگر برای ساخت سدها

علاوه بر مواردی که در بخش‌های قبل بیان گردید، تأمین فولاد و سیمان موردنیاز طرح از اهمیت بالایی برخوردار است. گرچه کارخانه‌های متعددی در کشور این دو محصول را تولید می‌کنند، در گزارش منابع قرضه باید به نزدیک‌ترین کارخانه و فاصله حمل مصالح از آن دقیقاً اشاره شود.

در برخی موارد فولادهای خاصی برای طرح موردنیاز است که معمولاً از خارج کشور تأمین می‌گردد. برای اجرای سنگ‌دوزهایی با طول بیش از ۳۰ متر در پروژه‌های کارون و همچنین برخی از میلگردهای با تنش تسلیم بسیار بالا به ناچار از گزینه تأمین خارجی استفاده شده است. از سوی دیگر در برخی از پروژه‌ها نوع سیمان مصرفی بسیار خاص است و کارخانه‌های سیمان تأمین آن را مشروط به انعقاد قرارداد سیمان سفارشی می‌دانند. به‌عنوان مثال تأمین سیمان با بلین (ریزدانگی) بالای ۴۰۰۰ واحد به‌صورت سفارشی پذیرفته می‌شود. این نوع سیمان برای تزریق در ترک‌های بسیار مویی پی سدها کاربرد دارد.

نحوه تأمین آب هم در گزارش منابع قرضه لازم است موردتوجه واقع شود. آب برای عملیات خاکریزی، آب برای تهیه شن و ماسه و آب برای تأمین مصارف عمومی کارگاه باید موردتوجه قرار گیرد. با توجه به آن‌که پروژه‌های سدسازی در مجاورت رودخانه اجرا می‌شوند، معمولاً از این لحاظ با مشکلی مواجه نیستند. باین‌حال درصد نمک و املاح انحلال‌پذیر آب باید در حد محدودی باشد، به نحوی که منجر به متخلخل شدن هسته نگردد.

سؤالات فصل پنجم:

- ۱- چه آزمایش‌هایی برای شناسایی مصالح لایه سنگ‌چین سدهای خاکی باید انجام شود؟
- ۲- سنگدانه‌های مناسب برای استفاده در ساخت بتن برای بدنه سدهای بتنی وزنی باید چه مشخصاتی داشته باشند؟
- ۳- مصالح مناسب برای هسته سد معمولاً در چه مناطقی از طبیعت وجود دارند؟
- ۴- یک قرضه مناسب برای تأمین مصالح پوسته سد چه خصوصیتی باید داشته باشد؟ درباره خصوصیات عمومی قرضه و خصوصیات مکانیکی مورد انتظار از مصالح آن بحث کنید.
- ۵- آزمایش‌های لازم به منظور شناسایی شن و ماسه مورد نظر برای استفاده در بتن ریزی سد را نام ببرید.
- ۶- درصد ریزدانه (عبوری از الک شماره ۲۰۰) در هر یک از حالت‌های زیر در چه محدوده‌ای می‌تواند باشد؟
 - الف) برای استفاده در هسته سد (ب) برای استفاده در پوسته سد
 - ج) برای استفاده در فیلتر سدخاکی
- ۷- سیمان پوزولانی چه خصوصیات متفاوتی نسبت به سیمان معمولی دارد؟
- ۸- خاک ریزدانه مورد استفاده در هسته سد باید چه خصوصیتی داشته باشد؟
- ۹- چه آزمایش‌هایی برای شناسایی مصالح سنگریز پیشنهاد می‌کنید؟
- ۱۰- تفاوت‌های اصلی سدهای CSG نسبت به سایر سدها در چیست؟
- ۱۱- تحقیق کنید که کدام کارخانه‌های سیمان در ایران سیمان پوزولانی تولید می‌کنند؟
- ۱۲- تحقیق کنید که مقاومت برشی و فشاری مصالح CSG چگونه محاسبه می‌شود؟

۱۳- تحقیق کنید که قیمت تقریبی هر متر مربع ژئوتکستایل، ژئوگرید و ژئوممبرین در

بازار ایران چه قدر است؟

۱۴- کدام خاک برای ساخت سد خاکی همگن مناسب‌ترین است؟

الف) GC (ب) GW (ج) CL (د) CH

۱۵- کدام گزینه برای ساخت فیلتر اطراف هسته سد خاکی مناسب است؟

الف) GM (ب) CH (ج) SC (د) SP

۱۶- کدام خاک برای ساخت پوسته سد خاکی مناسب‌ترین است؟

الف) GW (ب) GC (ج) SW (د) CH

۱۷- حداکثر ریزدانه قابل قبول در پوسته و زهکش به ترتیب چه قدر است؟

الف) پوسته ۵ و زهکش ۱۰ درصد (ب) پوسته ۱۰ و زهکش ۵ درصد

ج) هر دو ۱۰ درصد (د) هر دو ۵ درصد

۱۸- کدام عبارت در مورد لایه سنگچین سدخاکی صحیح است؟

الف) دانه‌بندی آن ریزتر از دانه‌بندی پوسته است

ب) مصالح مورد استفاده برای آن باید در برابر سیکل‌های یخبندان و ذوب مقاوم باشند

ج) سدهای همگن نیازی به این لایه ندارند

د) ضخامت آن باید از ارتفاع موج بزرگ‌تر باشد

فصل ششم:

خاک‌های مشکل‌آفرین

۶-۱- مقدمه

رس‌ها واکنش‌های شیمیایی خاصی با آب دارند و به این دلیل با دیگر خاک‌ها متفاوت هستند. این واکنش‌ها گاهی منجر به بروز مشکلاتی برای سازه‌ها می‌گردد. در سدهای خاکی نیز یکی از موضوعاتی که همواره در انتخاب منابع قرضه ریزدانه باید مورد بررسی و توجه قرار گیرد وجود انواع مختلف نمک‌های محلول و غیر محلول در خاک است. در گذشته عدم توجه به این مسئله در اجرای سازه‌های آبی مشکلات زیادی را پدید آورده و موجب تخریب و غیر قابل‌استفاده شدن این‌گونه منابع قرضه شده است. انحلال، تورم، فروریختن، واگرایی و فرونشست نمونه‌ای از آثار خاک‌های مشکل‌آفرین^۱ است.

^۱problematic soils (difficult soils)

تجربیات گذشته نشان می‌دهد که خواص مکانیکی اغلب خاک‌ها با افزایش رطوبت و اشباع شدن تغییر می‌کند. در برخی از خاک‌ها بر اثر افزایش رطوبت کاهش شدید مقاومت، افزایش حجم، کاهش حجم یا جدا شدن دانه‌ها از هم رخ می‌دهد. پدیده‌های ذکر شده گاهی موجب وارد شدن خسارات عمده‌ای به طرح‌های عمرانی می‌گردند. این خاک‌ها، خاک‌های حساس در مقابل آب نامیده می‌شوند و از مهم‌ترین اقسام آن‌ها می‌توان به خاک‌های متورم‌شونده، خاک‌های واگرا و خاک‌های رمبنده اشاره نمود.

در این فصل ابتدا به‌طور اجمالی انواع خاک‌های مشکل‌آفرین معرفی شده و در ادامه مبحث خاک‌های واگرا که در سدهای خاکی از اهمیت بیشتری دارد به تفصیل ارائه می‌گردد.

۶-۲- انواع خاک‌های مشکل‌آفرین

اغلب مشکلات خاک در حضور آب به وجود می‌آید. از سوی دیگر خاک‌های رسی بیشتر از سایر انواع خاک‌ها برای سازه‌ها ایجاد مشکل می‌نمایند. به‌طور کلی می‌توان خاک‌های مشکل‌آفرین را در گروه‌های زیر دسته‌بندی کرد:

- (۱) خاک‌های تورم‌پذیر (Expansive soils)
- (۲) خاک‌های فروریزشی (Collapsible soils)
- (۳) خاک‌های واگرا (Dispersive soils)
- (۴) خاک‌های شور و انحلال‌پذیر (Saline and dissoluble soils)
- (۵) خاک‌های آلی (Organic soils)
- (۶) خاک‌های آلوده و زمین‌های دفن زباله (Sanitary land fills)
- (۷) خاک‌های دستی (Fill materials)

ابعاد مختلف روش‌های شناسایی هر یک از خاک‌های مذکور و راهکارهای جلوگیری از مخاطرات آن‌ها در کتب مربوط به این موضوع بیان شده است. باین حال در اینجا به اختصار تعریف کلی پدیده‌های ذکر شده ارائه شده و ارتباط آن با تأمین منابع قرضه سدها و آب‌بندی پی بیان می‌گردد.

۶-۲-۱- خاک‌های تورم‌پذیر

خاک‌های تورم‌پذیر یا آماسی خاک‌هایی هستند که با جذب آب افزایش حجم می‌یابند. در صورتی که امکان افزایش حجم برای این خاک‌ها وجود نداشته باشد، سازه‌های اطراف خود را تحت فشار قرار می‌دهند و گاهی منجر به خرابی پی یا دیوار ساختمان‌های کوتاه می‌گردند. همچنین افزایش حجم خاک در کانال‌های انتقال آب موجب ترک‌خوردگی در پوشش بتنی این کانال‌ها می‌گردد. استفاده از خاک متورم شونده در راهسازی موجب ایجاد پستی و بلندی در سطح راه می‌شود و خرابی آسفالت را تسریع می‌کند.

در صورتی که خاک تورم‌پذیر در معرض رطوبت و آب قرار نگیرد، خطری نخواهد داشت. باین‌حال در برخی موارد نفوذ آب‌های سطحی به داخل زمین یا تغییرات سطح آب زیرزمینی موجب بروز تورم در این خاک‌ها می‌گردد. از لحاظ کانی‌شناسی خاک‌های متورم شونده اغلب دارای کانی‌های رسی خاصی هستند که قابلیت جذب آب بالایی دارند. در میان کانی‌های رسی کائولینیت جذب آب کم، ایلیت جذب آب متوسط و مونت‌موریلونیت جذب آب بسیار بالایی دارد.

برای شناسایی خاک‌های تورم‌پذیر دو راه وجود دارد؛ راه اول استفاده از خصوصیات ایندکس خاک، نظیر حدود اتربرگ و راه دوم استفاده از نتایج آزمایش تعیین میزان اندیس تورم آزاد خاک است. به‌طور کلی خاک‌هایی که شاخص خمیری آن‌ها کمتر از ۲۵ و حد روانی آن‌ها کمتر از ۵۰ است، پتانسیل تورمی کمتر از ۰/۵ درصد دارند، بنابراین خطر چندانی برای سازه‌ها ایجاد نمی‌کنند. اکثر خاک‌های رسی در همین دسته قرار می‌گیرند. از سوی دیگر خاک‌هایی که شاخص خمیری آن‌ها بیش از ۳۵ است، ممکن است بیش از ۱/۵ درصد تورم داشته باشند و بر همین اساس باید با دقت بیشتری مورد ارزیابی واقع شوند.

آزمایش تعیین اندیس تورم آزاد خاک با استفاده از سلول ادومتر انجام می‌شود که برای آزمایش تحکیم به کار می‌رود. در این آزمایش نمونه خاک در حالت خشک تحت سربار ۶/۹ کیلونیوتن بر مترمربع قرار می‌گیرد. سپس در همان شرایط نمونه اشباع‌شده و میزان افزایش ارتفاع نمونه اندازه‌گیری می‌شود. نسبت افزایش ارتفاع نمونه به کل ارتفاع نمونه به‌عنوان درصد تورم آزاد خاک گزارش می‌گردد. در سال‌های اخیر روش‌های دیگری نیز برای محاسبه قابلیت تورم خاک ارائه شده است.

برای جلوگیری از مخاطرات ناشی از تورم گاهی خاک مشکل دار برداشته شده و به جای آن خاک مناسب در محل ریخته می‌شود. در مواردی نیز خاک موجود اصلاح شده و پتانسیل تورم آن کاهش داده می‌شود. مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است که با تزریق دوغاب آهک یا دوغاب سیمان در خاک می‌توان پتانسیل تورم آن را کاهش داد. همچنین زهکشی، تراکم خاک با رطوبتی بیش از بهینه و آب‌اندازی زمین پیش از بارگذاری می‌تواند موجب کاهش خسارت ناشی از تورم شود. برخی محققان نیز با تغییر شکل پی شرایطی را به وجود آورده‌اند که افزایش حجم خاک فشاری به پی وارد نکند.

در سدسازی از خاک‌های تورم‌پذیر با عنوان رس پلاستیک یاد شده است. این خاک‌ها برای جلوگیری از بروز ترک خوردگی در هسته سد در مرز بین هسته و سازه‌های بتنی، نظیر گالری تزریق یا سرریز، به کار گرفته می‌شوند. معمولاً در هسته از رس پلاستیک استفاده نمی‌شود؛ زیرا مدول الاستیسیته آن خیلی کم است و از طرفی دیگر تراکم آن با غلطک‌های معمولی کار دشواری است.

۶-۲-۲- خاک‌های فروریزی

خاک‌های فروریزی یا رُمبنده خاک‌هایی هستند که در اثر اشباع شدن ساختار آن‌ها و ترتیب چیده شدن دانه‌های آن‌ها به هم ریخته و دچار کاهش حجم می‌شوند. این کاهش حجم بدون توجه به کاهش یا افزایش سربار و صرفاً در اثر اشباع شدن است. برای آن که یک خاک پتانسیل رُمبندگی داشته باشد لازم است دانه‌های آن پولکی یا سوزنی باشند و توده خاک هم از تخلخل بالایی داشته باشد. در واقع خاک‌هایی که ساختاری ناپایدار و متخلخل دارند در اثر اشباع شدن نرم شده و در هم می‌ریزند. این فروریزش منجر به بروز نشست‌هایی در سطح زمین خواهد شد.

رُمبندگی اغلب در خاک‌های سیلتی و گُس‌ها اتفاق می‌افتد و این خاک‌ها معمولاً بادرقت هستند، هرچند این مورد در خاک‌های برجا هم دیده شده است. در واقع رسوبات حمل شده توسط باد در ساختار متخلخل روی هم قرار می‌گیرند. اغلب این خاک‌ها از جنس سیلت و یا ماسه‌های بدون چسبندگی هستند. البته اخیراً برخی پژوهشگران این پدیده را به صورت کاهش حجم در اثر افزایش رطوبت یا سربار تعریف کرده‌اند که در این صورت حتی سنگریز پوسته سدهای خاکی هم می‌تواند دچار کاهش حجم در اثر سربار گردد. با این حال عموم محققان این پدیده را مخصوص سیلت‌ها دانسته‌اند.

برای شناسایی پتانسیل رُمبندگی خاک دو روش استفاده از خصوصیات ایندکس خاک و انجام آزمایش آزمایشگاهی وجود دارد. به‌طور کلی هر چه وزن مخصوص خشک خاک کمتر و یا حد مایع آن بیشتر باشد، پتانسیل رُمبندگی افزایش می‌یابد. مثلاً اگر خاکی با وزن مخصوص ۱۷ کیلونیوتن بر مترمکعب، حد مایع بیش از ۲۰ داشته‌باشد، احتمال رُمبندگی ندارد. بسیاری از خاک‌ها در همین محدوده قرار می‌گیرند. باین‌حال اگر وزن مخصوص خشک خاکی ۱۴ کیلونیوتن بر مترمکعب باشد باید حد مایع آن بیش از ۳۲ باشد تا خطر رُمبندگی آن قابل صرف‌نظر باشد.

از سوی دیگر محققان روش‌های آزمایشگاهی برای اندازه‌گیری پتانسیل رُمبندگی خاک پیشنهاد کرده‌اند. این روش‌ها اغلب بر اساس اندازه‌گیری کاهش حجم خاک در سلول تحکیم معمولی در اثر اشباع شدن ارائه‌شده است. (Das (1994 در جلد دوم کتاب اصول مهندسی ژئوتکنیک شاخص‌های مختلفی برای ارزیابی رُمبندگی خاک‌ها و همچنین راهکارهایی برای کاهش مخاطرات این خاک‌ها به‌عنوان پی سازه پیشنهاد کرده است.

خاک‌های سیلتی در سدسازی کمتر به کار گرفته می‌شوند. باین‌حال اگر در هسته یک سد از این گونه خاک‌ها استفاده شود، با توجه به متراکم نمودن هسته توسط غلطک‌های سنگین، معمولاً پتانسیل رُمبندگی خاک از بین می‌رود. برعکس خاک‌های تورم‌پذیر که برای ساختمان‌های کوتاه مشکل‌آفرین بودند، خاک‌های رُمبند برای سازه‌های سنگین بیشتر خطرآفرین خواهند بود.

۶-۲-۳- خاک‌های شور و انحلال‌پذیر

انحلال^۱ پدیده‌ای است که در طی آن دانه‌های خاک یا بخشی از سنگ در آب حل شده و موجب افزایش تخلخل و کاهش باربری توده خاک می‌شوند. در صورتی که خاک یا سنگ انحلال‌پذیر در هسته یا پی سد وجود داشته باشد، باید احتمال افزایش نفوذپذیری در اثر انحلال بررسی شود. در میان انواع مختلف کانی‌های موجود در طبیعت، سنگ‌های تبخیری بیش از سایر سنگ‌ها دچار انحلال می‌گردند. مهم‌ترین کانی‌های انحلال‌پذیر به ترتیب هالیت (نمک یا کلرید سدیم (NaCl))، ژپس (سنگ گچ، سولفات کلسیم) و سنگ آهک (کربنات کلسیم (CaCO₃)) هستند.

وجود سازندهایی از ژپس خالص (CaSO₄·2H₂O) و انیدریت (CaSO₄) در زیر شالوده سازه‌های مهندسی به‌ویژه سازه‌های هیدرولیکی می‌تواند سبب بروز مشکلات فراوانی گردد. جریان

^۱dissolution

آب با عبور از میان درز و شکستگی‌های موجود در سنگ‌های ژئوپسی و در اثر انحلال شیمیایی، آن‌ها را عریض‌تر می‌کند. با پیشرفت منطقه کارستی شده، شکستگی‌ها و مجاری توسعه بیشتری می‌یابند و غارها و فروچاله‌های بزرگی را ایجاد می‌نمایند. ظهور چنین پدیده‌هایی موجب افزایش نفوذپذیری پی می‌شود و فرار آب از پی و مخزن سدها را تسهیل می‌کند.

میزان انحلال تابع نوع کانی، درجه حرارت محیط، غلظت آب و سرعت حرکت آب (گرادیان هیدرولیکی) در محیط است. در میان کانی‌های ذکر شده انحلال‌پذیری هالیت بسیار بیشتر از ژئپس و انحلال‌پذیری ژئپس بسیار بیشتر از آهک است. از طرف دیگر کانی‌های ژئپس، انیدریت و هالیت با افزایش درجه حرارت، حلالیت بیشتری پیدا می‌کنند. این در حالی است که کربنات کلسیم با افزایش درجه حرارت حلالیت کمتری نشان می‌دهد.

در صورتی که آب از کانی موردنظر اشباع باشد، انحلال اتفاق نخواهد افتاد. بر این اساس در یک سد که برای ذخیره آب‌شور ساخته شده است، اگر در هسته یا پی سد سنگدانه‌هایی از نمک طعام وجود داشته باشد، انحلال در آن‌ها اتفاق نمی‌افتد. زیرا آب موجود در محیط اشباع از نمک است. از سوی دیگر هر چه گرادیان هیدرولیکی آب کمتر باشد، احتمال انحلال کمتر است. به طوری که برای پی‌های ژئپس‌دار می‌توان با ایجاد بلانکت رسی مقدار گرادیان را کاهش داد و از خطر انحلال جلوگیری کرد. می‌توان در آزمایشگاه نشان داد که برای هر کانی یک گرادیان هیدرولیکی بحرانی وجود دارد که اگر گرادیان موجود کمتر از آن مقدار باشد، انحلال شروع نخواهد شد.

خاک‌های شور^۱ اصولاً به خاک‌هایی اطلاق می‌گردد که حاوی درصد قابل توجهی کانی‌های انحلال‌پذیر هستند. مشکلات ناشی از خاک‌های شور به دو دسته تغییر در نفوذپذیری و تغییر در مقاومت و باربری قابل تفکیک است. اصولاً اگر این خاک‌ها در معرض جریان آب قرار نداشته باشند، مشکل انحلال و افزایش نفوذپذیری را نخواهند داشت. از سوی دیگر برخی تحقیقات نشان می‌دهد که وجود دانه‌هایی از نمک و گچ در خاک موجب تغییراتی در حدود اتبرگ و افزایش یا کاهش مقاومت خاک می‌گردد. قابل ذکر است سنگ‌دانه‌های آهکی در آب طبیعی انحلال چندانی ندارند و انحلال در این سنگ‌دانه‌ها فقط وقتی قابل توجه می‌گردد که آب دارای خواص اسیدی

^۱ saline soils

باشد. بر همین اساس حتی خاک‌هایی با ۵۰ درصد کانی آهکی برای ساخت هسته سدها بدون مشکل به کار برده شده است.

برای شناسایی کانی‌های انحلال‌پذیر با انجام آزمایش‌های شیمیایی بر روی عصاره اشباع خاک، درصد املاح مختلف در خاک تعیین می‌گردد. همچنین وجود دانه‌های سفیدرنگ در خاک، علامت صحرایی وجود کانی‌های انحلال‌پذیر در آن است.

۶-۲-۴- خاک‌های آلی

خاک‌های آلی لایه‌های رسوبی رس یا لای هستند که درصد قابل توجهی مواد آلی دارند. رسوبات حاوی مواد آلی در بسیاری از موارد در اثر رسوب بقایای پوسیده گیاهان به وجود می‌آیند و رنگ خاکستری یا سیاه رنگ هستند. از لحاظ خصوصیات فیزیکی خاک‌های آلی در شمار خاک‌های ریزدانه هستند، معمولاً بیش از ۵۰ درصد تخلخل دارند، درصد رطوبت آن‌ها در حالت اشباع بیش از ۷۰ درصد و وزن مخصوص آن‌ها کمتر از ۱۶ کیلونیوتن بر مترمکعب است. درصد مواد آلی در خاک و تاریخچه تنش دو عامل مهم و تعیین‌کننده در رفتار خاک‌های آلی است.

با توجه به باربری اندک خاک‌های آلی، معمولاً ساخت سازه بر این خاک‌ها با اصلاح زمین و بهسازی خاک همراه است. بر این اساس روش‌های متعددی برای اصلاح این خاک‌ها در کتب مرجع ذکر شده است.

۶-۲-۵- خاک‌های آلوده و زمین‌های دفن زباله

آلودگی خاک نیز یکی از مباحثی است که در سال‌های اخیر مورد توجه محققان واقع شده و راهکارهایی برای رفع آلودگی و شستشوی خاک ارائه شده است. به‌طور کلی مهم‌ترین عوامل آلودگی خاک به‌قرار زیر هستند:

- آلودگی‌های صنعتی: کارخانجات نه تنها از طریق پساب‌های خود بلکه با دود خود نیز می‌توانند در خاک آلودگی ایجاد کنند. دود کارخانه‌ها و سوخت موتورها ابتدا به‌صورت گاز یا دود به هوا می‌رود و سپس توسط باران و برف وارد خاک می‌شود و آن را آلوده می‌کند.
- آلودگی نفتی: آلودگی‌های نفتی به واسطه نشت نفت و مواد مشابه در زمین ایجاد می‌شود.

- آلودگی کشاورزی: این آلودگی در اثر نفوذ سموم کشاورزی به داخل زمین ایجاد می‌گردد و معمولاً از لحاظ مکانیکی تغییر چندانی در رفتار خاک ایجاد نمی‌کند.
- آلودگی ناشی از نشت شیرابه زباله‌ها: در صورتی که به هر دلیل لازم باشد سازه‌ای بر روی زمین‌های محل دفن زباله احداث گردد، باید توجه داشت که این زمین‌ها از نشست-پذیری بالایی برخوردار هستند و ظرفیت باربری آن‌ها هم کمتر از حالت معمول است. از طرف دیگر نشست این توده‌ها تا مدت‌زمانی زیادی بعد از احداث سازه بر روی آن‌ها همچنان ادامه می‌یابد. همچنین انتشار گازهای سمی نیز مشکل دیگر این زمین‌هاست.

۶-۲-۶- خاک‌های دستی

زمین‌های طبیعی معمولاً پستی و بلندی دارند. اغلب پیش از آن‌که سازه‌ای بر روی آن‌ها بنا گردد، پستی‌های آن‌ها در جریان تسطیح با خاک دستی پر شده است. خاک‌های دستی تراکم چندانی ندارند و ممکن است احداث بناهای سنگین بر روی آن‌ها مخاطراتی داشته باشد. برای این خاک‌ها معمولاً زاویه اصطکاک داخلی خاک بین ۲۵ تا ۳۰ درجه در نظر گرفته می‌شود. علامت صحرایی این خاک‌ها وجود مواد و مصالح مصنوعی در آن‌هاست.

۶-۳- خاک‌های واگرا

خاک‌های رسی واگرا به خاک‌هایی اطلاق می‌شود که در آن‌ها ذرات خاک رس در مجاورت آب، به هم پیوستگی خود را از دست می‌دهند حتی اگر سرعت جریان آب کم باشد به سهولت شسته می‌شوند و فرسایش می‌یابند. در این خاک‌ها درصد یون سدیم در آب منفذی از مقدار بالایی برخوردار است. دلیل اصلی فرسایش رس‌ها در اثر پدیده واگرایی، بیشتر شدن نیروی دافعه الکتریکی بین ذرات از نیروی جاذبه واندروالسی در بین آن‌هاست. این نیروی دافعه از وجود لایه دوگانه در اطراف ذرات کانی‌های رسی ناشی می‌شود. در چنین رس‌هایی هنگام تماس با آب، ذرات از سطح توده جدا شده و در آب معلق می‌شوند و در صورت وجود جریان آب (حتی جریان کم) همراه آب از توده خاک خارج می‌گردند. اما فرسایش در خاک‌های غیرواگرا به گونه‌ای دیگر رخ می‌دهد. در این خاک‌ها در اثر تماس با آب نیروی جاذبه بین ذرات از بین نمی‌رود و برای فرسایش و شسته شدن آن‌ها می‌بایست نیروی زه بیش از نیروی به هم پیوستگی ذرات خاک باشد. در واقع پدیده

واگرایی پدیده‌ای فیزیکی - شیمیایی است و نباید با رگاب^۱ که پدیده‌ای کاملاً فیزیکی است و بر اثر شسته شدن ذرات سیلتی خاک رخ می‌دهد اشتباه شود.

واگرایی، یک پدیده پیشرونده است که از یک نقطه شروع می‌شود و به تدریج گسترش می‌یابد. نقطه شروع پدیده واگرایی ترک کوچکی است که ممکن است در اثر انقباض خاک، نشست یا وجود ریشه گیاهان شکل گرفته باشد. این پدیده در طرح‌هایی نظیر سدهای خاکی و کانال‌های آب‌رسانی که تمرکز فشار آب در داخل خاک وجود دارد، اهمیت ویژه‌ای دارد و در خاکریزها، دیواره کانال‌های خاکی و هسته سدهای خاکی ممکن است مشکلاتی به وجود آورد که غیرقابل جبران باشد. در واقع با شسته شدن ذرات رس و اگر فرسایش آغاز شده و به سوی بالادست سد ادامه می‌یابد تا آن‌که مسیر فرسایش یافته به صورت یک تونل یا مجرا به وجه بالادست هسته سد متصل گردد.

در سازه‌های آبی دیگر مانند کانال‌های آب، فرسایش در زیر پوشش یا از روی خاکریز بدنه کانال یا از محل سازه‌های زهکش سیستم آغاز و پس از پیشرفت، نهایتاً موجب تخریب پوشش و ایجاد خسارات قابل ملاحظه می‌گردد.

پتانسیل واگرایی و فرسایش در یک خاک معین بستگی به عوامل متعددی از جمله کانی‌شناسی، شیمی خاک و مقدار نمک‌های موجود در آب منفذی دارد. از نظر شیمیایی تفاوت بین رس‌های واگرا و غیر واگرا در نوع کاتیون‌های موجود در آب منفذی توده رس می‌باشد. رس‌های واگرا دارای مقدار زیادی کاتیون سدیم و رس‌های معمولی دارای مقدار زیادتری کاتیون‌های کلسیم، پتاسیم و منیزیم می‌باشند.

در خاک‌های رسی و اگر ذرات رسی خاک عموماً با مولکول‌های آب احاطه می‌شوند. در واقع این مولکول‌ها بخشی از ساختمان خاک‌های رسی را تشکیل می‌دهند و برخی از خواص این‌گونه خاک‌ها مانند خاصیت خمیری ناشی از حضور لایه آب در اطراف کانی‌های رسی می‌باشد. ضخامت لایه آب تأثیر قابل توجهی در رفتار خاک‌های رسی دارد. به عنوان مثال، با افزایش ضخامت لایه آب، نیروی جاذبه بین کانی‌های رسی کاهش و بر اثر یک جریان آرام پراکنده می‌شوند.

در اواسط قرن بیستم تعداد زیادی سد کوچک و بند انحرافی خاکی خراب شد که محققان واگرایی خاک را دلیل اصلی بسیاری از این خرابی‌ها دانستند. این سدها عموماً پس از اولین آبرگیری

^۱ piping

خراب شده بودند. از آن پس تحقیقات گسترده‌ای برای شناسایی واگرایی انجام شد و هم اکنون این پدیده تا حدود زیادی شناخته شده است و به ندرت سدی در اثر این پدیده دچار خرابی می‌شود. هرچند وجود یون آزاد سدیم اصلی‌ترین عامل وقوع واگرایی شناخته شده، با این حال تحقیقات زیادی برای مربوط ساختن ویژگی واگرایی با سایر خصوصیات خاک مانند طبقه‌بندی، دانه‌بندی، حدود اتربرگ و غیره صورت گرفته است.

۶-۴- روش‌های آزمایشگاهی شناسایی خاک‌های واگرا

خاک‌های واگرا در شمار خاک‌های رسی هستند و حداقل مقدار رس در آن‌ها ۱۰ درصد است. این خاک‌ها در طبقه‌بندی مهندسی خاک به روش یونیفاید در گروه‌های CL تا CH قرار می‌گیرند. از زمان شناسایی خاک‌های واگرا تا امروز کوشش‌های فراوانی به منظور تدوین روش‌های آزمایشگاهی و صحرایی برای ارزیابی این‌گونه خاک‌ها به عمل آمده است. لازم به ذکر است که به علت این‌که واگرایی یک پدیده فیزیکی-شیمیایی است، تشخیص خاک‌های واگرا با استفاده از نتایج طبقه‌بندی، دانه‌بندی و حدود اتربرگ خاک به تنهایی امکان‌پذیر نیست و لذا باید آزمایش‌های ویژه آن مورد استفاده قرار گیرد.

آزمایش‌هایی که تا به حال برای این منظور مورد استفاده قرار گرفته‌اند عبارتند از:

- ۱- آزمایش پین هول
- ۲- آزمایش شیمیایی (تعیین میزان املاح در عصاره اشباع خاک)
- ۳- آزمایش هیدرومتری دوگانه
- ۴- آزمایش کرامب

آزمایش‌های هیدرومتری دوگانه و کرامب، آزمایش‌های نسبتاً ساده‌ای هستند که به کمک آن‌ها پتانسیل واگرایی در نمونه‌های مورد آزمایش تخمین زده می‌شود. معمولاً در صورتی که در این دو آزمایش، نمونه واگرا تشخیص داده شود خاک واگراست؛ اما عکس این مطلب صادق نیست. به عبارت دیگر، واگرا نبودن نمونه مورد مطالعه در این دو آزمایش دلیلی بر واگرا نبودن خاک نخواهد بود. آزمایش‌های شیمیایی نیز آزمایش‌های متداولی هستند که کارشناسان خاک در علوم کشاورزی به خوبی با آن‌ها آشنا می‌باشند؛ با این حال مهندسان عمران آشنایی کمتری با آن‌ها دارند. در آزمایش

پین هول جریان متمرکز آب در ترک‌های درون خاک مدل می‌گردد و در حال حاضر این آزمایش بهترین روش شناسایی خاک‌های واگراست. در ادامه آزمایش‌های یاد شده به‌طور مختصر توضیح داده شده است.

۶-۴-۱- آزمایش سوراخ سوزن (پین هول)^۱

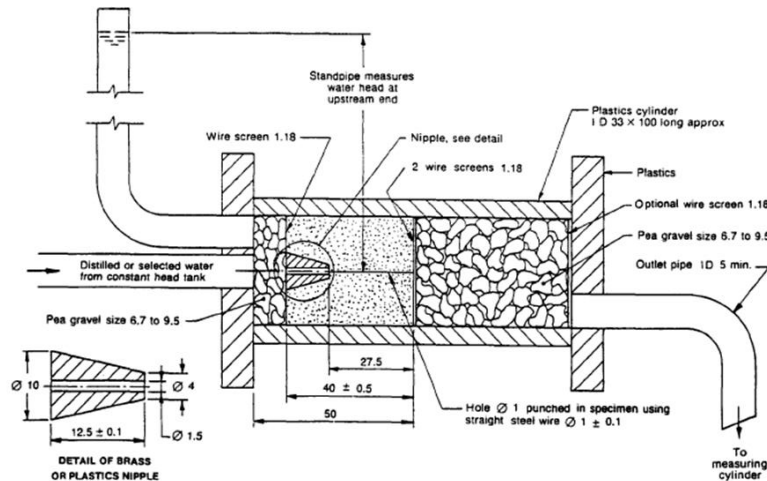
این آزمایش را شرارد و همکارانش در سال ۱۹۷۳ ابداع و نتایج حاصل از آن را در سال ۱۹۷۶ در مقاله‌ای ارائه نمودند. در این آزمایش که برای اندازه‌گیری مستقیم فرسایش‌پذیری خاک‌های ریزدانه ابداع شده است (Sherard et al., 1976)، یک نمونه متراکم شده خاک تحت بارهای آبی مختلف (۵۰، ۱۸۰، ۳۸۰، ۱۰۲۰ میلی‌متر) قرار می‌گیرد. جریان آب از طریق یک مجرای باریک به قطر یک میلی‌متر که در داخل نمونه‌ای از خاک با ابعاد معین تعبیه شده است، عبور داده شده و آب‌شستگی و فرسایش داخلی خاک در سوراخی که در نمونه خاک ایجاد شده بررسی می‌شود. اگر آبی که از داخل نمونه خاک خارج می‌شود کدر و دارای ذرات معلق کلوئیدی باشد، نمونه واگراست. اما اگر آب خارج شده از نمونه زلال و شفاف باشد، خاک غیرواگراست. علاوه بر کیفیت آب خروجی از نمونه، افزایش قطر سوراخ هم در این آزمایش بررسی می‌گردد. معمولاً قطر سوراخ برای نمونه‌های واگرا در پایان آزمایش بیش از ۱/۵ میلی‌متر خواهد بود. (ASTM D4647)

نمونه خاک به‌صورت استوانه‌ای به قطر ۳۳ و طول ۳۸ میلی‌متر است و جریان آب مقطر از داخل سوراخی به قطر یک میلی‌متر و تحت بار ۵۰ و ۱۸۰ و ۳۸۰ میلی‌متر عبور داده می‌شود و سپس میزان شفافیت آب خروجی ارزیابی می‌گردد. شیب هیدرولیکی اعمال شده در این آزمایش از ۲ تا ۱۵ درصد و سرعت جریان از ۳۰ تا ۱۶۰ سانتی‌متر در ثانیه تغییر می‌کند. استاندارد ASTM D4647 به تشریح جزئیات انجام این آزمایش و تحلیل نتایج آن اختصاص دارد. در شکل (۶-۱) جزئیات دستگاه مورد استفاده برای انجام آزمایش پین‌هول نشان داده شده است.

جدول (۶-۱): رده‌بندی میزان واگرایی خاک بر اساس نتایج آزمایش پین‌هول

خاک غیر واگرا		خاک با واگرایی متوسط		خاک واگرا	
ND1	ND2	ND3	D4	D2	D1

^۱ pinhole



شکل (۱-۶): جزئیات دستگاه مورد استفاده برای آزمایش پین هول (Fell et al., 1992)

۶-۴-۲- آزمایش تجزیه شیمیایی

در آزمایش‌های تجزیه شیمیایی مقدار هر یک از کاتیون‌ها در عصاره اشباع خاک تعیین می‌گردد. برای بررسی واگرایی خاک معمولاً به میزان سدیم، کلسیم، منیزیم و پتاسیم توجه شده و با اندازه‌گیری غلظت یا ظرفیت تبدالی کاتیون‌های فلزی موجود در خاک معیارهایی برای ارزیابی واگرایی ارائه می‌شود. مهم‌ترین شاخص‌های مورد استفاده در آزمایش‌های شیمیایی، نسبت جذب سدیم (SAR)، درصد سدیم تبدالی (ESP)، درصد سدیم خاک (PS) و کل املاح محلول (TDS) می‌باشند. افزایش سه پارامتر اول نشان‌دهنده افزایش یون سدیم در کاتیون‌های جذبی است و در نتیجه احتمال واگرایی خاک بیشتر خواهد بود. نسبت جذب سدیم^۱ (SAR) از طریق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad (۱-۶)$$

که در آن Na^+ ، Ca^{++} ، Mg^{++} به ترتیب غلظت نمک‌های سدیم، کلسیم و منیزیم در عصاره اشباع برحسب میلی اکی والان در لیتر است. همچنین درصد سدیم قابل تبادل^۲ (ESP) که با عنوان

^۱sodium absorption ratio (sar)

^۲exchangeable sodium percent (esp)

خاک‌های مشکل‌آفرین — ۱۲۹

سدیم قابل تعوض نیز شناخته می‌شود، در واقع نسبت سدیم قابل تبادل^۱ به ظرفیت تبادل یونی^۲ (CEC) است. ESP با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$ESP = \frac{Na^+}{CEC} = \frac{Na^+}{Na^+ + K^+ + Ca^{++} + Mg^{++}} \times 100 \quad (2-6)$$

که در آن Na^+ معرف مقدار سدیم تبدالی است و برحسب میلی اکی والان در ۱۰۰ گرم خاک خشک می‌باشد. همچنین CEC ظرفیت تبادل کاتیونی خاک است که برحسب میلی اکی والان در ۱۰۰ گرم خاک خشک محاسبه می‌شود.

در عمل دیده شده است که در بسیاری از مواقع نتایج آزمایش‌های شیمیایی با آزمایش فیزیکی پین‌هول هماهنگی ندارد. به‌عنوان مثال گاهی نمونه‌ای در آزمایش شیمیایی واگرا تشخیص داده شده، در حالی که آزمایش پین‌هول آن را کاملاً غیرواگرا می‌داند. از آنجا که نتایج آزمایش پین‌هول بیش از نتایج آزمایش‌های شیمیایی مورد اعتماد است، محققان تلاش کرده‌اند شاخص‌های شیمیایی را به نحوی تعریف کنند که درصد خطای پیش‌بینی واگرایی توسط آن‌ها کاهش یابد. در ادامه معیارهایی که بر اساس شاخص‌های شیمیایی برای تخمین واگرایی خاک ارائه شده است، معرفی می‌گردد.

الف) معیار ESP: جدول (۲-۶) روش تعیین پتانسیل واگرایی بر اساس روش USBR (1991) مطابق این معیار را نشان می‌دهد. بر این اساس خاک‌های با ESP بزرگ‌تر از ۱۰ واگرا هستند.

جدول (۲-۶): تعیین پتانسیل واگرایی خاک بر اساس معیار ESP

ESP = 100 (ES/CEC)	کوچک‌تر از ۷	بین ۷ تا ۱۰	بزرگ‌تر از ۱۰
درجه واگرایی	غیر واگرا	بینابین	واگرا

ب) معیار تلفیق TDS و SAR و ESP: کل املاح محلول در خاک^۳ (TDS) در واقع جمع کل غلظت املاح موجود در عصاره اشباع خاک است که در مبحث واگرایی معمولاً معادل جمع درصد سدیم، کلسیم، پتاسیم و منیزیم در نظر گرفته می‌شود. طبق تحقیقات انجام شده در خاک‌های واگرا،

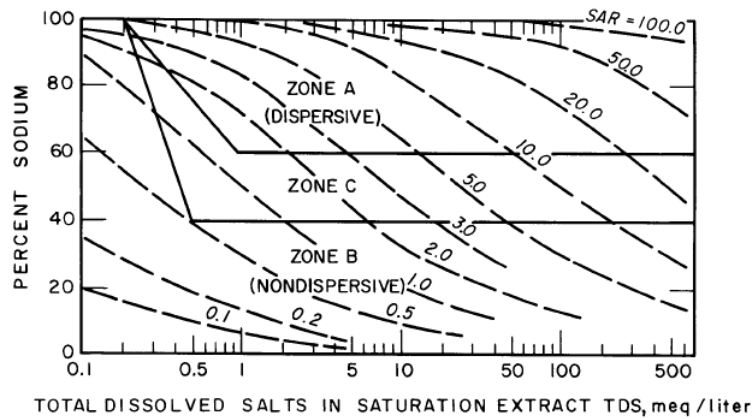
^۱exchangeable sodium (es)

^۲cation exchange capacity (cec)

^۳total dissolved salt (tds)

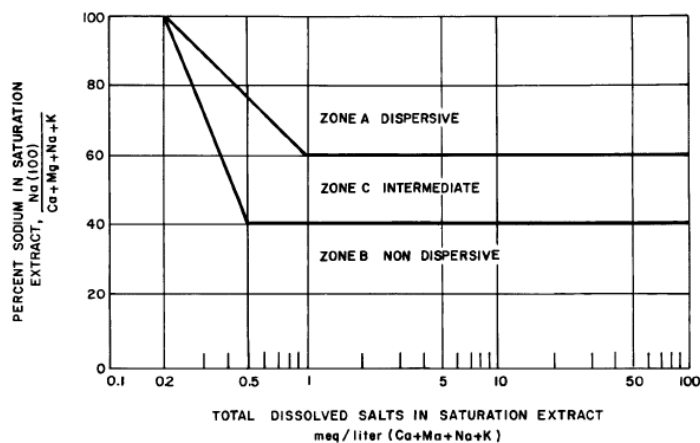
برای خاک‌هایی که TDS آن‌ها بین ۵/۰ تا ۳ میلی‌اکی‌والان در لیتر باشد، ESP بزرگ‌تر از ۱۰ و SAR بزرگ‌تر از ۲ است.

ج) معیار تلفیق TDS و SAR و PS: درصد سدیم^۱ حاصل تقسیم میزان سدیم در عصاره اشباع به جمع میزان کلسیم، پتاسیم، منیزیم و سدیم در عصاره اشباع است. این پارامتر با عنوان درصد سدیم خاک^۲ (PS) نیز شناخته می‌شود. بر این اساس دیاگرام‌هایی توسط شرارد تهیه شده است که میزان واگرایی و عدم واگرایی خاک‌های مختلف را مشخص می‌نمایند. در شکل‌های (۶-۲) و (۶-۳) دو نمودار برای تعیین پتانسیل واگرایی خاک ارائه شده است.



شکل (۶-۲): تعیین پتانسیل واگرایی بر اساس SAR و PS و TDS

^۱ sodium percent in saturation extract
^۲ percent sodium (ps)



شکل (۳-۶): تعیین پتانسیل واگرایی بر اساس PS و TDS

د) معیار شیمیایی بازرگان و اسماعیلی

بازرگان و اسماعیلی (۱۳۸۹) بر اساس نتایج ۲۳۴ نمونه خاک حاصل از ۱۸ منبع قرضه که عمدتاً برای ساخت سدهای خاکی موردنظر بوده‌اند، الگوریتم نشان داده‌شده در جدول (۳-۶) را برای ارزیابی پتانسیل واگرایی خاک ارائه کردند. در این روش برای پیش‌بینی واگرایی شاخص‌های SAR و pH و ECE مورد استفاده واقع می‌شود که pH میزان اسیدیته عصارة اشباع خاک و ECE هدایت الکتریکی عصارة اشباع خاک است. در این الگوریتم برای ECE از واحد دسی زیمنس بر متر (ds/m) استفاده شده است. این محققان نشان داده‌اند که معیار پیشنهادی آن‌ها در ۷۴ درصد نمونه‌ها پیش‌بینی مناسبی از واگرایی خاک به دست داده است.

جدول (۳-۶): الگوریتم ارزیابی واگرایی خاک بر اساس پیشنهاد بازرگان و اسماعیلی (۱۳۸۹)

ECe > 5 ds/m												
آبشویی نشده		آبشویی شده										
PH ≥ 7.5	PH < 7.5	SAR > 20			16 < SAR ≤ 20 and PH ≥ 7.8		12 < SAR ≤ 16 and PH ≥ 7.5		8 < SAR ≤ 12 and PH ≥ 8.5		SAR ≤ 8 and PH ≥ 8	
		PH ≥ 10	8 ≤ PH < 10	PH < 8	بلی	خیر	بلی	خیر	بلی	خیر	بلی	خیر
باید آبشویی شده و بررسی مجدد انجام شود	غیر واگرا	غیر واگرا	متوسط واگرا	واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا
		غیر واگرا	متوسط واگرا	واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا

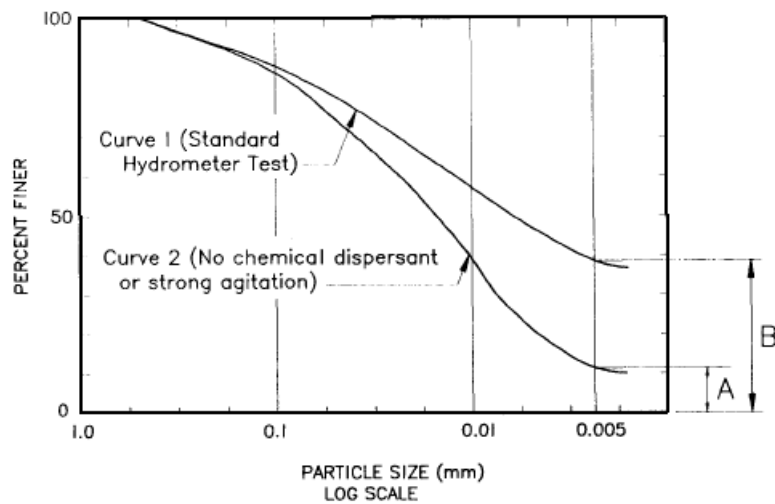
2 < ECe ≤ 5 ds/m				ECe ≤ 2 ds/m			
15 < SAR < 25		SAR ≤ 15 SAR ≥ 25	SAR ≤ 10		8 ≤ SAR < 10		SAR < 8
PH ≥ 8.5	PH < 8.5		PH ≥ 8.2	PH < 8.2	PH ≥ 8.5	PH < 8.5	غیر واگرا
متوسط واگرا	غیر واگرا	غیر واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا	واگرا	متوسط واگرا	غیر واگرا

۳-۴-۶- آزمایش هیدرومتری دوگانه برای شناسایی واگرایی

در آزمایش مذکور، ابتدا دانه‌بندی خاک به روش استاندارد آزمایش هیدرومتری (با استفاده از همزن مکانیکی و ماده شیمیایی پراکنده‌ساز) انجام می‌شود. سپس روی نمونه دیگری از همان خاک آزمایش هیدرومتری دیگری بدون استفاده از همزن مکانیکی و ماده شیمیایی پراکنده‌ساز صورت می‌گیرد. درصد واگرایی نسبت جرم خشک ذرات کوچک‌تر از پنج میکرون در آزمایش دوم (A) به جرم خشک ذرات کوچک‌تر از پنج میکرون در آزمایش اول (B) است. قضاوت در مورد قابلیت واگرایی خاک‌ها با استفاده از نتایج این آزمایش مستلزم آزمایش بر روی حداقل ۱۰ نمونه از نقاط مختلف است. در جدول (۴-۶) روش تعیین درجه واگرایی خاک بر اساس نتایج آزمایش هیدرومتری دوگانه آورده شده است. همچنین در شکل (۴-۶) نحوه استخراج پارامترهای A و B ارائه شده است. یکی از نکات مهم که در آزمایش فوق باید به آن توجه شود تأثیر احتمالی کم شدن رطوبت نمونه در نتایج آزمایش است. رطوبت نمونه در معرض هوا کاهش می‌یابد و به واسطه آن از درصد واگرایی خاک در آزمایش کاسته می‌شود. بی توجهی به این مسئله موجب تخریب یا آسیب جدی در برخی از سدهای خاکی شده است.

جدول (۴-۶): تعیین درجه واگرایی خاک بر اساس نتایج آزمایش هیدرومتری دوگانه (USBR (1991)

درصد واگرایی در آزمایش هیدرومتری دوگانه $(\frac{A}{B} \times 100)$	کمتر از ۳۰ درصد	۳۰ تا ۵۰ درصد	بیش از ۵۰ درصد
درجه واگرایی	غیر واگرا	بینابین	واگرا



شکل (۴-۶): آزمایش هیدرومتری دوگانه برای تعیین واگرایی خاک

۶-۴-۴- آزمایش کرامب برای شناسایی واگرایی

آزمایش کرامب^۱ که به آزمایش امرسون^۲ نیز معروف است، توسط Emerson (1964) ابداع شده است. در این آزمایش ابتدا قطعه کوچکی از خاک (به قطر ۶ تا ۹ میلی‌متر) در داخل ظرفی حاوی ۱۵۰ سانتیمتر مکعب آب مقطر انداخته می‌شود. نمونه تدریجاً شروع به جذب آب می‌نماید. پس از پنج تا ده دقیقه وضعیت نمونه از نظر تمایل ذرات کلئیدی به جدا شدن از نمونه و شناور شدن در آب مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و واکنش ذرات خاک در مقابل آب به یکی از صورت‌های بدون واکنش، واکنش ضعیف، واکنش متوسط و واکنش شدید بیان می‌شود. افزایش شدت واکنش نشانه افزایش میزان واگرایی خاک است. تجربه نشان داده که برخی خاک‌های واگرا ممکن است نسبت به

^۱ cramb test

^۲ emerson test

این آزمایش واکنش نشان ندهند. لذا در صورتی که خاک در این آزمایش واکنش نشان دهد واگرا خواهد بود، اما عدم واکنش نشان دهنده عدم واگرایی نخواهد بود. روش استاندارد انجام این آزمایش توسط استاندارد استرالیایی (AS1547 (2000) ارائه شده است.

۶-۵- روش های صحرایی شناسایی خاک های واگرا

شناسایی کامل و دقیق خاک های واگرا منوط به انجام آزمایش های مخصوص می باشد که بدون آن ها تشخیص قطعی خاک های واگرا دشوار است. باین حال تجربیات محققان نشان می دهد که برخی علائم صحرایی نیز برای تخمین پتانسیل واگرایی خاک وجود دارد که در ادامه به این تجربیات اشاره می شود:

الف) از نظر شیب و شکل زمین: در مناطقی که سطح زمین دارای شیب نسبتاً تند است، شناسایی خاک های واگرا بسیار آسان است. چراکه در این مناطق در اثر بارندگی ها و فرسایش سریع، بریدگی های بسیار عمیق و مشخصی در سطح زمین ایجاد می شود که مشخصه اصلی این گونه خاک هاست. ولی در مناطق مسطح با شیب کم نمی توان به آسانی خاک های واگرا را شناسایی کرد. چون در اثر بارندگی ها وقتی ذرات رس واگرا شسته می شوند، لایه ای از ماسه لای دار یا لای ماسه ای به صورت پوشش محافظی در سطح زمین باقی می ماند و روی لایه های عمیق را می پوشاند. در حقیقت مشخصه اصلی که فرسایش و آب بریدگی های عمیق است دیده نمی شود و در نتیجه خاک واگرا قابل تشخیص نیست.

ب) از نظر رنگ: خاک های واگرا به رنگ های قرمز، قهوه ای، زرد، خاکستری یا ترکیبی از این رنگ ها دیده شده است. خاک های سیاه رنگ عموماً حاوی مواد آلی بوده و واگرا نمی باشند.

ج) از نظر کانی شناسی: چنان که گفته شد، عامل اصلی واگرایی در خاک های واگرا، وجود کانی های رسی سدیم دار است که در حضور آب پراکنده شده و به راحتی شسته می شوند. با توجه به قدرت تبادل کم یون سدیم نسبت به سایر کاتیون ها، کانی های حاوی این عنصر در طبیعت به مقدار کم و در مناطق غنی از سدیم یافت می شوند. در بین کانی های رسی کانی مونت موریلونیت به علت قابلیت جذب سدیم بالا و پیوند هیدروژنی ضعیف بین صفحات سیلیکا و آلومین پتانسیل بیشتری برای واگرایی دارد.

د) از نظر سنگ‌شناسی: خاک‌های واگرا تا به امروز اغلب در آبرفت‌های رسی، دشت‌های سیلابی و رسوبات دریاچه‌ای مشاهده شده‌اند. علاوه بر آن، بررسی‌ها نشان داده است که در بعضی از مناطق، املاح موجود در آب منفذی سنگ‌های رسی و شیل‌های دریایی شبیه املاح موجود در رس‌های واگرا بوده و خاک‌های حاصل از هوازدگی آن‌ها نیز واگرا بوده است. باین‌حال جز در چند مورد معدود، تا کنون خاک‌های ریزدانهٔ برجا مانده از هوازدگی سنگ‌های آذرین و دگرگونی و سنگ‌های آهکی، واگرا نبوده‌اند. اگر در محل تشکیل کانی‌های رسی، غلظت یون سدیم بالا باشد، امکان تشکیل خاک‌های واگرا فراهم می‌گردد. البته کانی‌های رسی سدیم‌دار می‌توانند بر اثر تبادل یونی نیز ایجاد گردند. به‌عنوان مثال، رس‌های هیدروژن‌دار بر اثر تماس با آب‌های شور و نمک‌دار به رس‌های سدیم‌دار تبدیل می‌شوند. اگر در منطقه‌ای سازند نمک‌دار وجود داشته باشد، ممکن است عوامل شیمیایی برای ایجاد خاک‌های واگرا مهیا باشد. باین‌حال آنچه واگرایی را تشدید می‌کند یون آزاد سدیم است و نه سدیم‌های ترکیب شده با کلر که نمک را تشکیل داده‌اند.

ه) از لحاظ شرایط اقلیمی: چنانچه به دلیل شرایط اقلیمی و بارندگی‌های مکرر، خاک منطقه تحت تأثیر شستشوی دائم قرارگیرد، به دلیل حذف کاتیون‌ها از جمله سدیم، امکان تشکیل خاک واگرا کاهش می‌یابد. به همین دلیل این خاک‌ها در مناطق خشک گسترش بیشتری دارند، هرچند بعضاً در مناطق مرطوب نیز مشاهده شده‌اند. در مناطق خشک کم بودن نزولات جوی سبب صعود املاح به طبقات بالایی زمین می‌شود و بر واگرایی خاک می‌افزاید.

و) از لحاظ جنس خاک: پدیدهٔ واگرایی منحصراً در خاک‌های ریزدانهٔ رسی مشاهده می‌شود؛ بنابراین در مرحلهٔ اول لازم است محدوده گسترش خاک‌های رسی در محدودهٔ مورد مطالعه مشخص و مطالعات بعدی بر روی آن‌ها متمرکز شود.

ز) از لحاظ منابع ایجاد یون سدیم: حضور یون سدیم در ساختار کانی‌های رسی به‌عنوان عامل اصلی در واگرایی خاک‌ها مطرح است و با توجه به قدرت تبدلی پایین سدیم نسبت به سایر کاتیون‌ها، لازمهٔ حضور این یون در ساختار رس‌ها، غلظت بالای آن در محیط می‌باشد. منابع یون‌های سدیم در یک منطقه می‌تواند شامل سنگ‌های رسوبی حاوی نمک، سنگ‌های آذرین سدیم‌دار یا آب‌های سطحی و زیرزمینی غنی از سدیم باشد.

سؤالات فصل ششم:

- ۱- تعریف هر یک از پدیده‌های زیر را به اختصار بیان کنید:
- الف) تورم خاک ب) انحلال خاک ج) واگرایی خاک
- ۲- انحلال در خاک ناشی از وجود کدام کانی‌هاست؟
- ۳- واگرایی چیست؟ در چه نوع خاکی و تحت چه شرایطی احتمال وقوع دارد؟ چه مشکلی برای سدهای خاکی به بار خواهد آورد؟
- ۴- آزمایش‌های آزمایشگاهی برای شناسایی خاک‌های واگرا، رمنده و تورم‌پذیر را نام ببرید؟
- ۵- چه راهکارهایی برای اصلاح خاک‌های فروریزی وجود دارد؟
- ۶- بیان کنید که یک خاک از لحاظ جنس، نوع کانی‌ها، شکل هندسی دانه‌ها و میزان تراکم باید چه شرایطی داشته باشد تا بتوان آن را مستعد رمندگی دانست.
- ۷- اندیس تورم آزاد خاک در آزمایشگاه چگونه اندازه‌گیری می‌شود؟
- ۸- احداث سازه بر روی خاک‌های دستی چه عواقبی خواهد داشت؟ علائم صحرایی شناسایی خاک دستی چیست؟
- ۹- در یک آزمایش هیدرومتری دوگانه نتایج زیر به دست آمده است:

اندازه الک (میلی متر)	۰/۰۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۵	۰/۰۷۵
درصد عبوری در آزمایش بدون پراکنده ساز	۵	۲۰	۵۲	۷۵	۱۰۰
درصد عبوری در آزمایش با پراکنده ساز	۱۵	۳۰	۶۰	۸۰	۱۰۰

پیرامون قابلیت واگرایی این نمونه بحث کنید.

خاک‌های مشکل‌آفرین — ۱۳۷

۱۰- برای شناسایی قابلیت واگرایی یک خاک، آزمایش تجزیه شیمیایی انجام شده و نتایج زیر به دست آمده است:

Na ⁺	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	K ⁺	غلظت املاح بر حسب میلی اکی والان بر لیتر
۱۰۰	۷۵	۵۲	۵	

پیرامون قابلیت واگرایی این نمونه بحث کنید.

۱۱- تحقیق کنید که چه رابطه‌ای بین قابلیت انحلال لایه‌های ژیبسی در پی سد و گرادیان

هیدرولیکی آب وجود دارد؟

۱۲- تحقیق کنید که چند درصد از خاک هسته سد می‌تواند از دانه‌های انحلال‌پذیر نظیر

نمک و گچ تشکیل شده باشد؟

۱۳- تحقیق کنید که اضافه کردن نمک (کلرید سدیم)، گچ (سولفات کلسیم) و آهک

(کربنات کلسیم) به خاک واگرا چه اثراتی در پتانسیل واگرایی آن دارد؟

۱۴- آیا می‌توان از یک خاک با طبقه‌بندی GC که دارای سنگدانه‌های آهکی است، به‌عنوان

مصالح هسته سد استفاده کرد؟

۱۵- کدام یک از روش‌های شناسایی خاک‌های واگرا بر اساس تجزیه شیمیایی، خصوصیات

بیشتری از خاک را مورد ارزیابی قرار می‌دهد؟

۱۶- برای یک خاک که در آن $SAR = ۵۰$ و $TDS = ۱۰۰ meq/liter$ است، قابلیت

واگرایی را ارزیابی کنید.

۱۷- وجود کدام خصوصیت برای مصالح ریزدانه هسته یک سد خاکی ضرورت بیشتری

دارد؟

الف) ϕ بزرگ‌تر از ۳۵ درجه (ب) شاخص خمیری بین ۱۰ تا ۲۰

ج) مقاومت در برابر تورم (د) نفوذپذیری در حد یک صدم متر بر ثانیه

فصل هفتم:

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها

۷-۱- مقدمه

پس از آن‌که شکل هندسی یک سد روشن گردید، لازم است سه گونه تحلیل برای اطمینان از عملکرد مناسب سد انجام شود:

- تحلیل تراوش
- تحلیل پایداری شیروانی‌ها
- تحلیل تنش-کرنش (استاتیکی و دینامیکی)

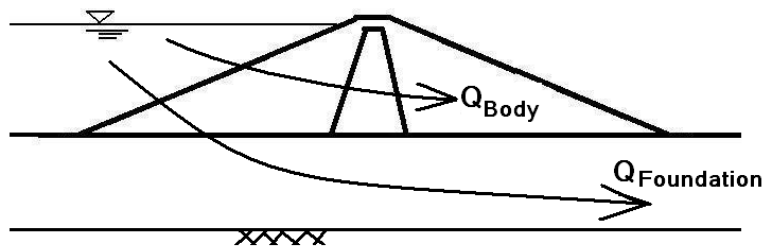
در این فصل موضوع تحلیل تراوش بحث می‌شود. البته تحلیل تراوش و طراحی روش آب‌بندی به صورت دو فرآیند موازی انجام می‌شود. بر این اساس لازم است روش‌های مختلف

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها — ۱۳۹

آب‌بندی هم مورد بررسی واقع شود. به‌طور کلی دبی نشت عبوری از سد به دو بخش دبی نشت از پی سد و دبی نشت از بدنه سد تقسیم می‌گردد. به عبارت دیگر می‌توان نوشت:

$$\text{دبی عبوری از بدنه سد} + \text{دبی عبوری از پی سد} = \text{نشت کل سد}$$

برای سدهای بتنی دبی عبوری از بدنه تقریباً صفر است، ولی برای سدهای خاکی این مقدار عدد قابل توجهی است. البته حتی برای سدهای خاکی نیز معمولاً نشت از پی به مراتب بیشتر از نشت از بدنه سد است. در شکل (۱-۷) به‌صورت شماتیک نشت عبوری از بدنه و پی برای یک سد خاکی نشان داده‌شده است.



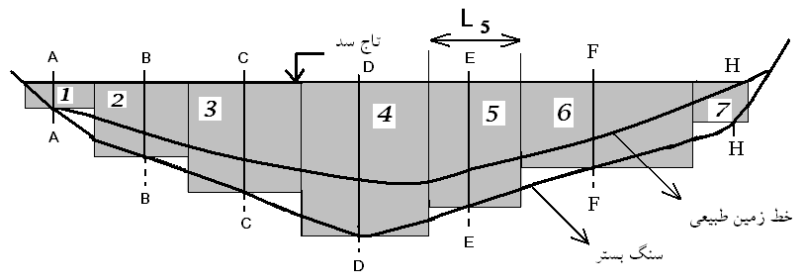
شکل (۱-۷): نشت عبوری از بدنه و پی در یک سد خاکی

تحلیل تراوش اغلب به‌صورت دوبعدی انجام می‌شود. بر این اساس ابتدا شکل سه‌بعدی دره‌ای که سد بر آن واقع خواهد شد به تعدادی مقطع دوبعدی تقسیم می‌شود و برای هر مقطع دبی نشت محاسبه می‌گردد. سپس دبی کل از جمع دبی مقاطع مختلف به دست می‌آید. به عبارت دیگر برای پی سد می‌توان نوشت:

$$Q_{\text{Foundation}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots = q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3 + \dots \quad (1-7)$$

در رابطه (۱-۷)، Q_1 دبی عبوری از پی در مقطع یک است که از حاصل ضرب $q_1 l_1$ به دست می‌آید. q_1 دبی عبوری از مقطع یک در واحد عرض و l_1 عرض آن مقطع است. برای سایر مقاطع

نیز اگر دبی از پی در واحد عرض در دست باشد، به همین ترتیب می‌توان دبی نشت در حالت سه‌بعدی را محاسبه نمود. در شکل (۲-۷) نمونه‌ای از یک شکل سه‌بعدی که به هفت مقطع دویبعدی تقسیم شده، نشان داده شده است. بر این اساس برای محاسبه نشت کل لازم است دبی نشت در هفت مقطع محاسبه شده و باهم جمع گردند. برای هر مقطع یک تحلیل دویبعدی انجام می‌شود و دبی در واحد عرض محاسبه می‌گردد. به‌عنوان مثال نشت عبوری از مقطع پنجم حاصل ضرب q_5 در l_5 خواهد بود. که در آن q_5 از تحلیل دویبعدی مقطع E-E به دست آمده و l_5 عرض آن مقطع است که در شکل نیز نشان داده شده است.



شکل (۲-۷): تفکیک مقطع سه‌بعدی دره سد به هفت مقطع دویبعدی

در این فصل ابتدا مفاهیم پایه در تحلیل تراوش بیان می‌شود و سپس روش‌های مختلف آب‌بندی پی و بدنه سد معرفی می‌گردد. در نهایت برای هر حالت آب‌بندی روش‌های محاسبه دبی نشت عبوری ارائه می‌شود.

۲-۷- روش‌های مختلف تحلیل تراوش در سدها

در یک محیط خاکی اشباع‌شده از آب، معادله حاکم بر جریان در حالتی که آب حالت تراوش پایدار^۱ داشته باشد به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (۲-۷)$$

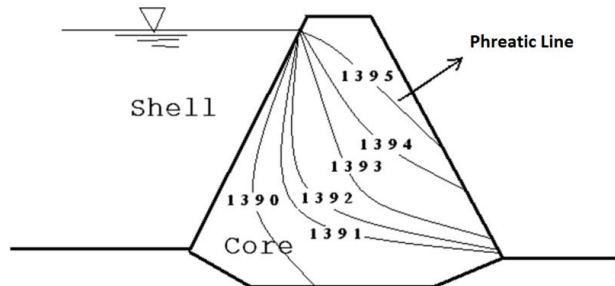
در معادله بالا h تابع ارتفاع آب است که برحسب x و y بیان می‌گردد. همچنین k_x و k_y ضریب نفوذپذیری خاک در جهت‌های افقی و عمودی هستند. در دانش ریاضیات این معادله دیفرانسیل به‌عنوان معادله لاپلاس شناخته می‌شود و روش استخراج آن برای یک محیط خاکی اشباع در کتب مرجع مکانیک خاک آمده است. قابل ذکر است که جریان پایدار وقتی در بدنه یا پی سد برقرار خواهد بود که دبی نشت عبوری و ارتفاع آب در هر نقطه با زمان تغییر نکند. این شرایط معمولاً پس از گذشت چند سال از آبیگری سد، به وجود خواهد آمد.

در برابر جریان پایدار، جریان ناپایدار یا گذرا^۲ قرار دارد که در آن ارتفاع آب در هر نقطه با زمان تغییر می‌کند. در واقع وقتی یک سد خاکی به‌طور کامل آبیگری می‌شود، ارتفاع آب در هسته آن نیز رو به افزایش می‌نهد. این روند افزایش ارتفاع تا جایی ادامه دارد که سطح آب در هسته به خط آزاد آب^۳ برسد. این خط آزاد سطح آزاد آب را نشان می‌دهد و نمایانگر روند افت سطح آب در هسته است. در شکل (۳-۷) روند افزایش آب در هسته یک سد نشان داده شده است. فرض کنید این سد در سال ۱۳۹۰ شمسی آبیگری شده باشد. در این صورت در پایان سال ۱۳۹۵ سطح آب به حالت آزاد رسیده و از آن پس تغییری نخواهد کرد. در این صورت از سال ۱۳۹۰ تا ۱۳۹۵ جریان در هسته سد ناپایدار بوده و از سال ۱۳۹۵ به بعد پایدار خواهد بود.

1 steady state seepage

2 transient seepage

3 phreatic line



شکل (۳-۷): روند شکل‌گیری سطح آزاد آب در هسته یک سد نمونه

قابل ذکر است که به‌طور معمول در اثر آبگیری از سد و یا تخلیه مخزن سد، سطح آب در مخزن بالا و پایین خواهد شد. در این صورت سطح آب در هسته هم متأثر از این تغییرات، اندکی تغییر خواهد کرد. در اغلب موارد از این تغییرات صرف‌نظر می‌گردد؛ زیرا هسته سد بسیار نفوذناپذیر است و روند تغییر سطح آب در آن نسبت به پوسته بسیار کند است. با این حال در تحلیل تراوش سدهای بلند ممکن است جریان ناپایدار هم مورد تحلیل واقع شود. معادله حرکت آب در خاک در شرایط ناپایدار به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = c \frac{\partial h}{\partial t} \quad (۳-۷)$$

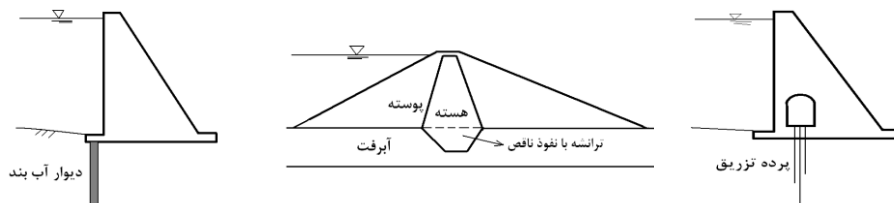
در معادله بالا وجود عبارت $\frac{\partial h}{\partial t}$ در طرف راست معادله بیانگر آن است که ارتفاع آب با زمان تغییر خواهد کرد و جریان ناپایدار خواهد بود. در گذشته شیوه‌های مختلفی برای حل معادله لاپلاس معرفی می‌گردید. این روش‌ها شامل مدل‌سازی فیزیکی، تهیه مدل مشابه الکتریکی یا مدل مشابه حرارتی، روش ترسیم شبکه جریان و ... بوده است. در ۳۰ سال اخیر با توسعه نرم‌افزارهای کامپیوتری روش‌های ذکر شده به کلی منسوخ شده و روش تحلیل عددی با نرم‌افزار، جایگزین همه آن‌ها شده است. بنابراین در این نوشتار که بنا بر اختصار دارد صرفاً روش تحلیل عددی بیان شده و همچنین برخی روابط و منحنی‌های ساده برای تخمین سریع میزان نشست ارائه می‌گردد.

۳-۷- روش‌های آب‌بندی پی سد

در برخی از موارد ساختگاه سد و پی آن به میزان قابل‌قبولی نفوذناپذیر هستند. در این موارد نیازی به طراحی سیستم آب‌بندی برای پی سد وجود ندارد. باین‌حال در اغلب سدها لازم است تمهیدات ویژه‌ای برای کاهش نشت در نظر گرفته شود. شش روش معمول آب‌بندی سدها به‌قرار زیر هستند:

- ۱) ترانشهٔ آب‌بند با نفوذ کامل^۱
- ۲) ترانشهٔ آب‌بند با نفوذ ناقص^۲
- ۳) احداث بلانکت رسی^۳ در بالادست سد
- ۴) احداث دیوار آب‌بند^۴ بتن پلاستیک
- ۵) اجرای پردهٔ تزریق^۵
- ۶) ترکیب سیستم‌های بالا

در شکل (۴-۷) به‌طور شماتیک طریقهٔ آب‌بندی سد با هر یک از روش‌های مذکور نمایش داده‌شده است. همهٔ راهکارهای ذکر شده برای آب‌بندی سدهای خاکی کارآیی دارند، ولی در سدهای بتنی صرفاً استفاده از دیوار آب‌بند و پرده تزریق به کار گرفته می‌شود.



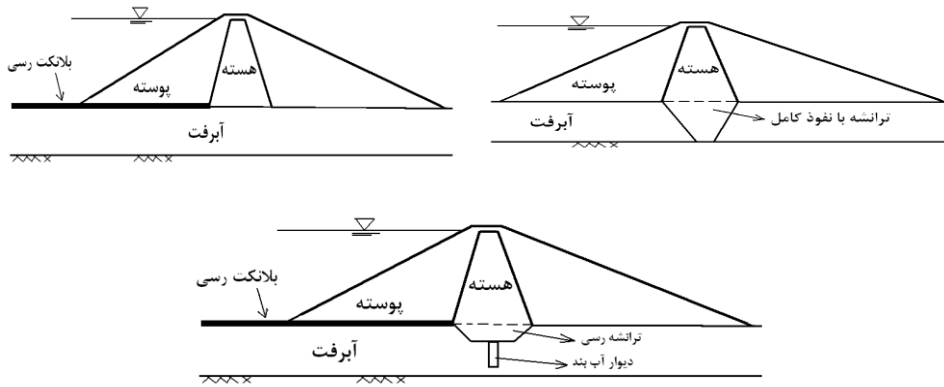
¹ complete cut-off trench

² partial cut-off trench

³ clay blanket

⁴ cut-off wall

⁵ grouting curtain



شکل (۷-۴): روش‌های مختلف آب‌بندی پی در سدها

ترانشه آب‌بند با نفوذ کامل گودالی است که با شیب خاصی در پی حفاری شده و با مصالح نفوذناپذیر پر می‌شود. این ترانشه به هسته وصل می‌شود و معمولاً با همان مصالحی ساخته می‌شود که برای ساخت هسته سد به کار گرفته خواهد شد. همچنین برای اجرای این ترانشه لایه‌های خاک در ضخامت ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلی‌متر توسط غلطک‌های پاچه‌بزی متراکم می‌گردند. بر این اساس گاهی از این سیستم به‌عنوان «هسته امتداد یافته تا سنگ‌بستر» یاد می‌شود. شیب حفاری این ترانشه باید در حدی باشد که پایداری موقت گودال را تأمین کند و توزیع تنش در آن نیز وضعیت مناسبی داشته باشد. جزئیات مربوط به بحث توزیع تنش در فصل‌های بعدی این نوشتار آمده است. از سوی دیگر عرض کف این ترانشه هم معمولاً بر اساس الزامات اجرایی تعیین می‌شود. یعنی باید در حدی باشد که برای ماشین‌آلات عملیات خاکی اجرای آن شدنی باشد.

ترانشه آب‌بند با نفوذ ناقص، در طراحی و اجرا مشابه ترانشه با نفوذ کامل است، با این تفاوت که در اینجا ترانشه به سنگ‌بستر دوخته نمی‌شود. بنابراین درصدی از نشت از زیر ترانشه عبور می‌کند. ترانشه ناقص در جایی اجرا می‌شود که عمق سنگ‌بستر زیاد باشد و یا این‌که لایه‌های خاک زیر ترانشه نسبتاً نفوذناپذیر باشند.

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها — ۱۴۵

حداکثر عمق ترانشه‌های آب‌بندی حدود ۱۵ متر است، باین‌حال در مواردی که طرح سد به نحوی است که هسته تا سنگ‌بستر ادامه می‌یابد، ممکن است عمق این ترانشه به ۵۰ متر هم برسد. در سد شهید مدنی تبریز ۵۰ متر از هسته درون آبرفت و ۴۰ متر از آن روی زمین طبیعی است.

بلانکت رسی یا پتوی رسی، یک لایه از خاک ریزدانه است که به ضخامت نیم تا یک متر در بالادست سد اجرا می‌گردد. این لایه باید به هسته سد وصل گردد، وگرنه از بین هسته و بلانکت آب به پی نشت می‌کند. در واقع اصلی‌ترین کار بلانکت آن است که با طولانی کردن مسیر زه‌گرادیان آن را کاهش می‌دهد و لذا در مجموع نشت کاهش می‌یابد. گاهی بلانکت رسی در پایین دست سد هم اجرا می‌شود، ولی بلانکت بالادست عملکرد مناسب‌تری دارد. طول بلانکت با سعی و خطا به نحوی طراحی می‌شود که دبی نشت در حد قابل‌قبولی باشد.

دیوار آب‌بند یک دیوار از بتن پلاستیک به ضخامت ۵۰۰ تا ۱۵۰۰ میلی‌متر است که می‌تواند نظیر ترانشه رسی به دو روش دیوار با نفوذ کامل و دیوار با نفوذ ناقص اجرا شود. مصالح دیوار مذکور شامل سیمان، بنتونیت، شن، ماسه و آب است. در سد شهرچای ارومیه در هر یک متر مکعب بتن به میزان ۱۴۰ کیلوگرم سیمان، ۶۰ کیلوگرم بنتونیت، ۸۵۰ کیلوگرم شن، ۸۵۰ کیلوگرم ماسه و ۴۰۰ کیلوگرم آب استفاده شده است. گاهی به جای بنتونیت از رس یا ترکیب رس و بنتونیت استفاده شده است. نمونه‌های حاصل از این بتن ممکن است نظیر بتن مگر مقاومت فشاری اندکی داشته باشند. به طوری که گاهی مقاومت فشاری یک نمونه بتن پلاستیک در حد ۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع یا کمتر از آن گزارش شده است.

بسته به عمق دیوار تجهیزات مختلفی برای اجرای آن به کار گرفته می‌شود. از بیل مکانیکی برای اعماق کمتر از ۱۰ متر، از گروپ برای اعماق کمتر از ۲۰ متر، و از هیدروفرز برای اعماق ۲۰ تا ۱۰۰ متر استفاده می‌شود. در سد خاکی پانزده خرداد دیوار آب‌بند به عمق ۶۰ متر و ضخامت ۶۰۰ میلی‌متر توسط هیدروفرز اجرا گردید. طول پانل‌های اجرای دیوار در این مورد ۲/۴ متر بوده است. باین‌حال در برخی دیگر از پروژه‌های سدسازی از پانل‌های ۲ تا ۶ متر استفاده شده است. در عمل به منظور حفظ پایداری گود و جلوگیری از ریزش آن پانل‌ها به صورت یک در میان اجرا می‌گردند.

به‌عنوان مثال در مرحله اول پانل‌های زوج و در مرحله دوم پانل‌های فرد با اندکی هم‌پوشانی اجرا خواهند شد.

پرده تزریق اغلب در پی سنگی اجرا می‌گردد. تقریباً در تمامی سدهای بتنی و خاکی آب‌بندی سنگ‌بستر با استفاده از تکنیک اجرای پرده تزریق انجام می‌شود. هرچند اجرای پرده در آبرفت هم امکان‌پذیر است، اما شاید فقط در ۵ درصد سدها تاکنون از این روش برای آب‌بندی بخش آبرفت بهره گرفته شده است. برای اجرای پرده تزریق گمانه‌هایی به قطر ۳ تا ۶ اینچ در زمین حفاری شده و از طریق آن‌ها دوغاب سیمان با فشار به درون سیستم درزه و ترک سنگ پمپاژ می‌شود. فاصله گمانه‌های پرده آب‌بند در پلان حدود ۶ متر است، ولی اگر دوغاب‌خوری بالا باشد، گمانه‌هایی در وسط آن‌ها هم حفاری و تزریق می‌شود.

دوغاب تزریق از ترکیب آب و سیمان ساخته می‌شود. در مواردی که بازشدگی درزه‌ها زیاد است (بیش از ۵ میلی‌متر) می‌توان ماسه را هم به ترکیب اضافه کرد. از سوی دیگر از آنجا که دوغاب معمولی به سختی در درزه‌های با بازشدگی کمتر از یک میلی‌متر نفوذ می‌کند، در این موارد معمولاً از افزودنی‌هایی مانند ژل سیلیکات سدیم برای افزایش کارایی دوغاب استفاده می‌شود. در هر صورت تزریق نمی‌تواند نفوذپذیری توده را به صفر برساند، زیرا دوغاب در درزه‌های بسیار ریز با بازشدگی کمتر از یک دهم میلی‌متر اصلاً نفوذ نمی‌کند، در حالی که آب می‌تواند در این درزه‌ها هم نفوذ کند.

نسبت آب به سیمان برای تهیه دوغاب بین $\frac{1}{3}$ تا $\frac{3}{4}$ انتخاب می‌شود. دوغاب غلیظ شعاع تأثیر

کمتری دارد و برای درزه‌های باز به کار گرفته می‌شود. در حالی که دوغاب رقیق شعاع تأثیر بالاتری دارد و در درزه‌های ریز استفاده می‌شود. معیار طراحی عمق پرده آب‌بند کاهش نفوذپذیری محیط سنگی تا عدد لوژان یک تا پنج است. عدد لوژان یک برای سدهای بتنی بلند، عدد لوژان سه برای سدهای بتنی کوتاه یا سدهای خاکی مورد استفاده واقع می‌شود. عدد لوژان ۵ در صورتی معیار است که آب‌بندی سد اهمیت بالایی نداشته باشد. عدد لوژان با انجام آزمایش‌های صحرائی فشار آب به دست می‌آید و نمادی از نفوذپذیری توده‌های سنگی درزه‌دار است.

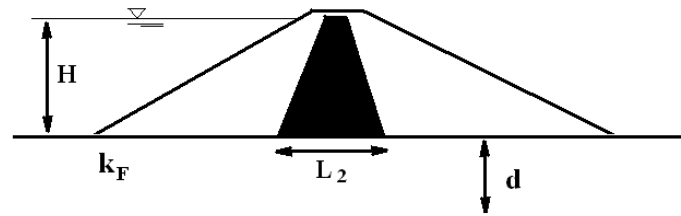
۷-۴- محاسبه نشت از پی یک سد بدون آب‌بند

در شکل (۷-۵) نمونه یک سد دیده می‌شود که در آن برای پی هیچ‌گونه تمهیدات آب‌بندی در نظر گرفته نشده است. این وضعیت در صورتی مورد تأیید است که پی از نفوذپذیری چندانی برخوردار نباشد؛ به طوری که دبی نشت و گرادیان هیدرولیکی جریان آب در پی در حد قابل قبولی باشد. در چنین شرایطی، میزان نشت عبوری از پی سد را با دقت قابل قبولی می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$q = \lambda \cdot H \cdot k_f \quad (۷-۴)$$

که در آن λ ضریبی است که به ضخامت لایه خاکی (d) و عرض کف هسته سد (L_2) وابسته است و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\lambda = \frac{d}{L_2 + 0.88d} \quad (۷-۵)$$



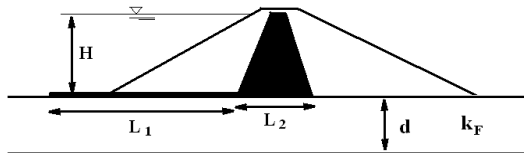
شکل (۷-۵): یک سد خاکی کوتاه که برای پی آن هیچ‌گونه آب‌بندی طراحی نشده است

مقدار دقیق نشت عبوری از یک پی با استفاده از نرم‌افزار و تحلیل عددی به دست می‌آید. باین‌حال محققان روابط مختلفی برای برآورد تقریبی میزان نشت نیز ارائه کرده‌اند که در بسیاری از موارد با دقت مناسبی می‌توانند به کار روند. در ادامه روابط موجود معرفی می‌گردد.

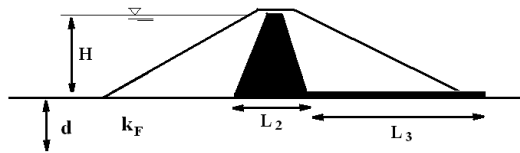
۷-۵- محاسبه نشت از پی باوجود بلانکت رسی

روابط تجربی محاسبه میزان نشت از پی باوجود بلانکت‌های رسی توسط USBR(1987) ارائه شده است. این روابط برای سه حالت بلانکت بالادست، بلانکت پایین دست و بلانکت در هر دو طرف در جدول (۷-۱) نشان داده شده است. در تمام این حالت‌ها دبی نشت از رابطه (۷-۴) به دست می‌آید، با این حال ضریب λ در هر حالت از روابط داده شده به دست خواهد آمد.

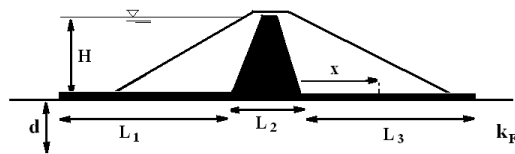
جدول (۷-۱): محاسبه ضریب λ برای حالتی که بلانکت برای آب‌بندی به کار گرفته شده است
USBR(1987)



$$\lambda = \frac{d}{L_1 + L_2 + 0.43d}$$



$$\lambda = \frac{d}{L_2 + L_3 + 0.43d}$$



$$\lambda = \frac{d}{L_1 + L_2 + L_3}$$

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها —◆— ۱۴۹

درحالتی که بلانکت در پایین‌دست سد قرار گرفته است، می‌توان فشار آب زیر بلانکت را برای

نقطه‌ای که به اندازه X از پنجه هسته فاصله دارد از روابط زیر به دست آورد:

$$h_x = H \left(\frac{L_3 - x}{L_2 + L_3 + 0.43d} \right) \quad \text{اگر بلانکت فقط در پایین‌دست باشد} \quad (6-7)$$

$$h_x = H \left(\frac{L_3 - x}{L_1 + L_2 + L_3} \right) \quad \text{اگر بلانکت در هر دو موقعیت بالادست و پایین‌دست باشد} \quad (7-7)$$

معمولاً بلانکت‌های رسی نفوذناپذیر هستند و برای آن‌ها ضریب نفوذپذیری در جهت قائم

کمتر از 1×10^{-6} متر بر ثانیه است. با این حال، در صورتی که نفوذپذیری مصالح مورد استفاده در ساخت

بلانکت‌ها قابل توجه باشد، روابط مذکور با انجام اصلاحاتی قابل استفاده هستند که در مرجع

USB(1987) آمده است. قنبری و زریابی (۲۰۱۴) بر اساس تعداد زیادی تحلیل عددی، رابطه ساده

زیر را برای برآورد نشت از پی سد در حالتی که بلانکت فقط در بالادست سد قرار دارد پیشنهاد

کرده‌اند:

$$\lambda = \frac{d}{L_2 + 0.88d} \left\{ 0.945 - 0.156 \log \left(\frac{k_f}{k_b} \right) + 0.4 \frac{L_2}{L_1} - 3.125 \frac{t_b}{d} \right\} \quad (8-7)$$

که در آن k_f و k_b به ترتیب ضریب نفوذپذیری پی و بلانکت هستند. همچنین t_b ضخامت

بلانکت است و سایر پارامترها در روابط قبلی معرفی شده‌اند.

۶-۷- محاسبه نشت از پی با وجود ترانشه رسی

ترانشه رسی می‌تواند به دو صورت نفوذ کامل و نفوذ ناقص اجرا شود. در صورتی که ترانشه تا

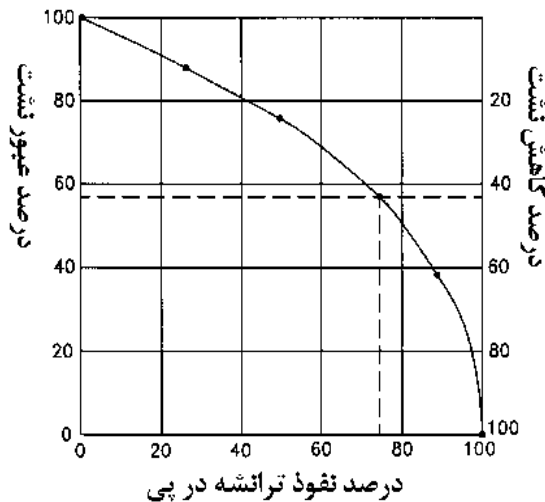
سنگ‌بستر ادامه یافته باشد (نفوذ کامل)، نشت عبوری از پی بسیار ناچیز است. در این حالت برای

محاسبه میزان نشت می‌توان از روابط ارائه شده برای دیوار آب‌بند استفاده کرد. شکل (۶-۷) توسط

USB(1987) برای محاسبه درصد کاهش نشت در پی در اثر وجود ترانشه ناقص ارائه شده است.

در این حالت فرض شده است که در حالت نفوذ کامل نشت کاملاً مهار شده و دبی آن صفر شود.

در سایر حالت‌ها با توجه به عمق نفوذ ترانشه در صد کنترل نشت محاسبه می‌گردد. به‌عنوان مثال اگر ترانشه به میزان ۷۵ درصد در پی نفوذ کند، فقط ۴۳ درصد از نشت کاهش می‌یابد و ۵۷ درصد آن عبور می‌کند.



شکل (۶-۷): محاسبه درصد کاهش نشت (نسبت به حالت بدون آب‌بند) در صورت استفاده از ترانشه با نفوذ ناقص

در شکل (۷-۷) نمونه‌ای از یک طرح آب‌بندی پی با نفوذ ناقص ترانشه رسی در پی نشان داده شده است. در این حالت برای محاسبه میزان نشت عبوری می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد: (قنبری و زریابی، ۲۰۱۴)

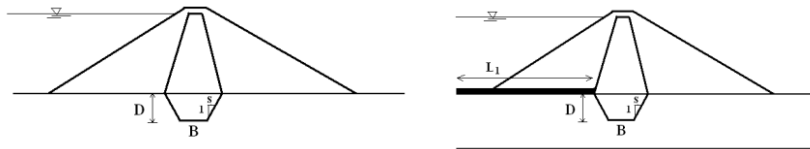
در حالتی که فقط نفوذ ناقص ترانشه وجود دارد:

$$\lambda = \frac{d}{L_2 + 0.88d} \left\{ 0.945 - 0.016 \log \left(\frac{k_f}{k_t} \right) - 0.18 \frac{B}{L_2} - 0.614 \frac{D}{d} + 0.052 S \right\} \quad (9-7)$$

در حالت سیستم ترکیبی بلانکت و ترانشه رسی:

$$\lambda = \frac{d}{L_2 + 0.88d} \left\{ 0.703 + 0.078 S - 0.136 \log \frac{k_f}{k_t} - 5.158 \frac{t_B D}{d^2} + 0.343 \frac{B L_2}{L_1^2} \right\} \quad (10-7)$$

در این روابط عرض کف ترانشه و D عمق آن است. همچنین ضریب نفوذپذیری مصالح ترانشه رسی و S نمایانگر شیب اجرای ترانشه است. به‌عنوان مثال اگر ترانشه با شیب دو افق در برابر یک قائم حفاری شده باشد، S مساوی دو خواهد بود.



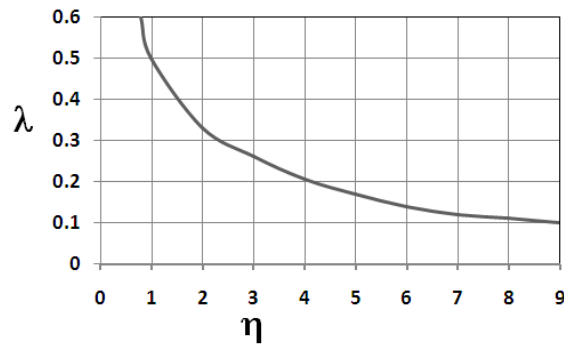
شکل (۷-۷): آب‌بندی پی با استفاده از ترانشه رسی با نفوذ ناقص در دو حالت با و بدون بلانکت

۷-۷- محاسبه نشت از پی با وجود دیوار آب‌بند

نشت عبوری از دیوارهای آب‌بند تابع ضریب نفوذپذیری دیوار و همچنین ضخامت آن است. در شکل (۷-۸) نموداری ارائه شده است که با استفاده از آن به‌طور تقریبی می‌توان ضریب λ را برای سیستم آب‌بندی با دیوار آب‌بند به دست آورد. محور افقی در شکل مذکور ضریب η است که از رابطه زیر به دست می‌آید:

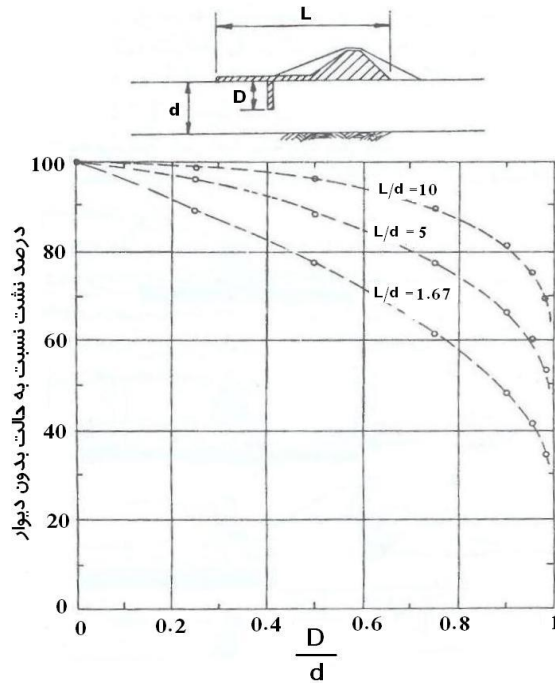
$$\eta = \frac{L_2}{d} + \frac{t_w}{d} \left(\frac{k_f}{k_w} - 1 \right) \quad (11-7)$$

در این رابطه k_w و t_w به ترتیب ضریب نفوذپذیری و ضخامت دیوار آب‌بند با نفوذ کامل هستند و سایر پارامترها در روابط قبل معرفی شده است.



شکل (۷-۸): محاسبه ضریب λ برای حالت آب‌بندی پی با استفاده از دیوار آب‌بند

در صورتی که برای آب‌بندی پی از ترکیب بلانکت رسی بالادست و دیوار آب‌بند استفاده شده باشد، می‌توان درصد نشت در سیستم ترکیبی را نسبت به حالتی که فقط بلانکت وجود دارد از نمودار شکل (۷-۹) به دست آورد. به‌عنوان مثال اگر درصد نفوذ یک دیوار در پی ۶۰ درصد باشد، و نسبت $\frac{L}{d} = 5$ باشد، در این صورت حدود ۸۵ درصد نشت همچنان از زیر پی عبور می‌کند. به عبارت دیگر اگر باوجود بلانکت دبی نشت ۵۰ لیتر در ثانیه باشد، در صورت اضافه کردن دیوار ذکر شده دبی نشت به ۴۲/۵ لیتر در ثانیه کاهش خواهد یافت.



شکل (۷-۹): محاسبه درصد کاهش نشت برای حالتی که دیوار آب‌بند به سیستم بلانکت اضافه شود

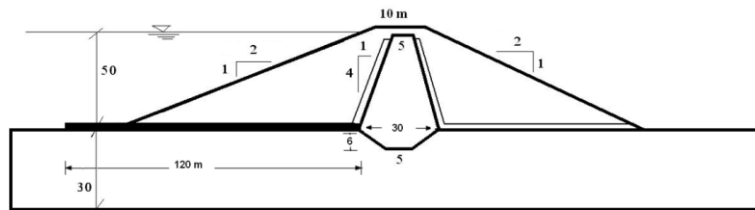
۷-۸- محاسبه نشت در سیستم‌های ترکیبی

در عمل ممکن است از ترکیب چندین روش آب‌بندی در طراحی یک سد استفاده شود. بلانکت‌های رسی اجرایی ساده دارند، اما درصد کاهش نشت آن‌ها از حد خاصی بیشتر نمی‌شود. دیوارهای آب‌بند هم تا یک عمق خاص قابل اجرا هستند و اجرای آن‌ها در اعماق زیاد نیاز به تجهیزات ویژه‌ای دارد. در عمل ممکن است ترکیب دو و یا سه سیستم آب‌بندی در یک سد مورد استفاده واقع شود. در این شرایط محاسبه دبی نشت از طریق تحلیل عددی و با به‌کارگیری نرم‌افزار ترجیح دارد. باین حال بهتر است طراح درصد کاهش نشت هر سیستم را نسبت به حالت بدون تمهیدات آب‌بندی محاسبه کند و نقش هر سیستم را مستقل از سایر سیستم‌ها ببیند. این محاسبه به درک رفتار پی و انتخاب سیستم مناسب کمک شایانی می‌کند. ضمن آن‌که با به‌کارگیری قضاوت مهندسی می‌توان به‌طور تقریبی درصد کاهش نشت مجموع سیستم‌ها را نیز تخمین زد.

قابل ذکر است که پس از ساخت سد با استفاده از ابزارهای مختلف نشت از پی سد اندازه‌گیری و پایش می‌گردد. برای این منظور دستورالعمل‌های مختلفی توسط مراجع بین‌المللی ارائه شده است (نورزاد و نوربخش، ۱۳۸۹).

۷-۹- حل دو مسئله نمونه از محاسبه نشت برای پی سد

مسئله اول: در شکل (۷-۱۰) یک سد خاکی نشان داده شده است که سیستم آب‌بندی آن با استفاده از یک بلانکت نفوذناپذیر در بالادست و همچنین نفوذ ناقص یک ترانشه رسی در پی طراحی شده است. ضریب نفوذپذیری برای بلانکت رسی معادل 1×10^{-5} ، برای پی آبرفتی معادل 5×10^{-3} و برای ترانشه رسی معادل 5×10^{-5} متر بر ثانیه می‌باشد. فرض کنید که ضخامت بلانکت یک متر است. دبی نشت عبوری از پی را به روش‌های مختلف محاسبه کنید.



شکل (۷-۱۰): آب‌بندی پی سد با استفاده از بلانکت رسی و ترانشه با نفوذ ناقص

حل مسئله:

این مسئله با استفاده از نمودارهای پیشنهاد شده توسط USBR و روابط ارائه شده توسط پژوهشگران مختلف قابل حل است. بر اساس نمودارهای USBR خواهیم داشت:

دبی نشت در صورتی که هیچ تمهیداتی برای آب‌بندی پی منظور نشده باشد: (از رابطه ۷-۴)

$$q = \lambda \cdot H \cdot k_f = \frac{d}{L_2 + 0.88d} H \cdot k_f = \frac{30}{30 + 0.88(30)} \times 50 \times 5 \times 10^{-3} = 0.133 \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها — ۱۵۵

دبی نشت در صورتی که فقط بلانکت رسی بالادست برای آب‌بندی وجود داشته باشد: (از

جدول ۷-۱)

$$q = \lambda \cdot H \cdot k_f = \frac{d}{L_1 + L_2 + 0.43d} H \cdot k_f = \frac{30}{30 + 120 + 0.43(30)} \times 50 \times 5 \times 10^{-3} = 0.046 \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

به عبارت دیگر می‌توان گفت که بلانکت رسی به تنهایی ۶۵ درصد نشت از پی را کاهش می‌دهد. از شکل (۷-۶) درصد کاهش دبی نشت در صورتی که فقط ترانشه رسی با ۲۰ درصد نفوذ برای آب‌بندی وجود داشته باشد، معادل ۱۰ درصد به دست می‌آید. یعنی ۹۰ درصد مقدار نشتی که از بلانکت عبور یافته از زیر ترانشه می‌گذرد. بنابراین دبی نهایی نشت با وجود بلانکت و ترانشه به صورت زیر حاصل می‌گردد:

$$q = 0.046 \times 0.90 = 0.041 \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

در صورت استفاده از نمودار (۷-۹) برای حل مسئله به ازای $\frac{D}{d}$ معادل ۲۰ درصد و همچنین $\frac{L}{d}$ معادل ۵، درصد نشت نسبت به حالتی که فقط بلانکت داشته باشیم، معادل ۹۶ درصد به دست می‌آید. بنابراین برای دبی نهایی نشت خواهیم داشت:

$$q = 0.046 \times 0.96 = 0.044 \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

در صورت استفاده از رابطه (۷-۹) نیز خواهیم داشت:

$$\lambda = \frac{30}{30 + 0.88(30)} \{0.945 - 0.016 \log(100) - 0.18 \frac{5}{30} - 0.614 \frac{6}{30} + 0.052 \times (2)\} = 0.4597$$

$$q = \lambda \cdot H \cdot k_f = 0.4597 \times 0.005 \times 50 = 0.115 \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

این دبی بدون توجه به وجود بلانکت است. در صورتی که کاهش ۶۵ درصدی نشت در اثر وجود بلانکت را هم اثر دهیم، دبی نهایی نشت از پی با وجود هر دو سیستم به صورت زیر به دست می‌آید:

$$q = (1 - 0.65) \times 0.1149 = 0.040 \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

به عبارت دیگر کل نشت از پی به این روش معادل ۴۰ لیتر در ثانیه در واحد عرض پی است.

در صورت استفاده از رابطه (۷-۱۰) برای حل مسئله خواهیم داشت:

$$\lambda = \frac{30}{30+0.88(30)} \left\{ 0.703 + 0.078 (2) - 0.136 \log(100) - 5.158 \frac{1 \times 6}{30^2} + 0.343 \frac{5 \times 30}{120^2} \right\} = 0.2958$$

$$q = \lambda \cdot H \cdot k_f = 0.2958 \times 0.005 \times 50 = 0.074 \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

در صورتی که همین مسئله با استفاده از نرم افزار حل شود، نتایج جدول (۷-۲) به دست خواهد

آمد:

جدول (۷-۲): دبی حاصله برای نشت عبوری از پی سد برحسب $\text{m}^3/\text{sec/m}$ با استفاده از روش های مختلف

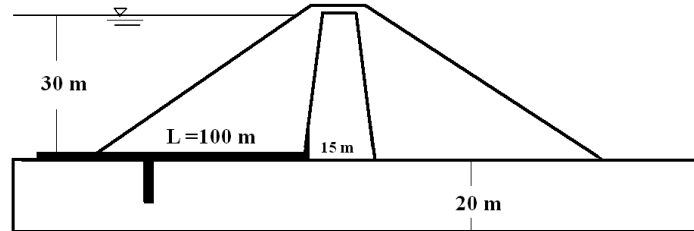
هم ترانشه و هم بلانکت وجود داشته باشد	فقط ترانشه ناقص وجود داشته باشد	فقط بلانکت وجود داشته باشد	بدون تمهیدات آب بندی	
۰/۰۵۴	۰/۰۸۵	۰/۰۵۹	۰/۰۹۹	حل مسئله با نرم افزار Seep/w
۰/۰۴۱	-	۰/۰۴۶	۰/۱۳۳	روابط پیشنهادی USBR
۰/۰۴۴	-	-	-	نمودار (۷-۹)
۰/۰۷۵ رابطه (۷-۱۰)	۰/۱۱۵ رابطه (۷-۹)			روابط (۷-۹) و (۷-۱۰)

مسئله دوم: برای سد خاکی شکل زیر عمق پرده آب بند را به نحوی طراحی کنید که میزان

نشت عبوری از پی به دلیل عملکرد توام بلانکت و دیوار آب بند، ۸۰ درصد نسبت به حالتی که هیچ

یک از این دو نیستند کاهش یافته باشد. ضریب نفوذ پذیری پی یک هزارم متر در ثانیه است.

۱۵۷ — روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها



حل مسئله:

ابتدا مقدار نشت در حالتی که هیچ گونه تمهیدات آب‌بندی وجود ندارد محاسبه می‌گردد:

$$\lambda = \frac{d}{L_2 + 0.88d} = \frac{20}{15 + 0.88(20)} = 0.614$$

$$q = \lambda \cdot H \cdot k_f = 0.614(30)(0.001) = 0.018 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

بلانکت و دیوار آب‌بند باید به نحوی طراحی شوند که این میزان نشت به 0.0036 مترمکعب بر ثانیه

بر متر کاهش یابد. در حالتی که فقط بلانکت وجود دارد، نشت عبوری از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\lambda = \frac{d}{L_1 + L_2 + 0.43d} = \frac{20}{100 + 15 + 0.43(20)} = 0.162$$

$$q = \lambda \cdot H \cdot k_f = 0.162(30)(0.001) = 0.0048 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

برای آن که نشت پی از 0.0048 به 0.0036 مترمکعب بر ثانیه کاهش یابد، لازم است دیوار آب‌بند ۲۵

درصد این نشت را کاهش دهد. به عبارت دیگر درصد نشت در سیستم نهایی نسبت به حالت بدون دیوار

۷۵ درصد باشد. از شکل (۷-۹) داریم:

$$\frac{L}{d} = \frac{115}{20} = 5.75 \Rightarrow \frac{D}{d} = 0.8$$

بر این اساس عمق دیوار آب‌بند برابر ۱۶ متر تعیین می‌گردد.

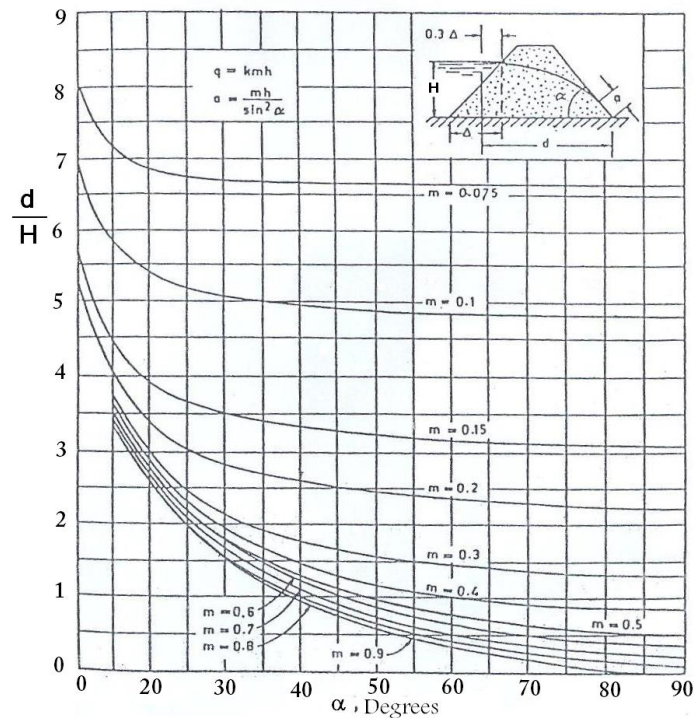
۷-۱۰- محاسبه نشت از بدنه سد

بخش اندکی از نشت کل از طریق بدنه سد عبور می‌کند. مقدار دبی نشت از بدنه تابع ارتفاع آب پشت سد و ضریب نفوذپذیری مصالح بدنه است. به طوری که می‌توان نوشت:

$$q = m \cdot k \cdot H \quad (۷-۱۲)$$

در این رابطه k ضریب نفوذپذیری مصالح بخش نفوذناپذیر بدنه سد و H ارتفاع آب پشت سد است. همچنین m ضریبی است که وابسته به α و $\frac{d}{H}$ است؛ و در آن α زاویه بخش نفوذناپذیر سد با محور افقی است و فاصله d هم در شکل (۷-۱۱) نشان داده شده است. *Stello (1987)* برای محاسبه m نمودار شکل (۷-۱۱) را ارائه کرده است. بر این اساس فاصله a که برای محاسبه موقعیت سطح آزاد آب در یک سد همگن مورد نیاز است، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$a = \frac{mH}{\sin^2 \alpha} \quad (۷-۱۳)$$



شکل (۷-۱۱): منحنی مورد استفاده برای محاسبه نشت عبوری از بدنه سدهای همگن (Stello (1987)

برای محاسبه نشت عبوری از سدهای خاکی با هسته رسی نیز می‌توان فرض کرد که هسته به‌طور مستقل به‌عنوان یک سد همگن عمل می‌کند و از نمودار شکل (۷-۱۱) می‌توان دبی نشت عبوری از آن را محاسبه نمود.

(Schaffernak (1917) برای محاسبه دبی نشت از بدنه سد رابطه زیر را پیشنهاد کرده است:

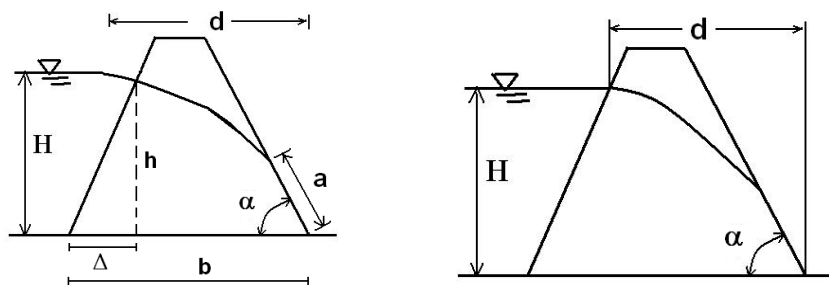
$$q = k(\sin\alpha)\tan\alpha \left(\frac{d}{\cos\alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2\alpha} - \frac{H^2}{\sin^2\alpha}} \right) \quad (۷-۱۴)$$

پارامترهای رابطه بالا در شکل (۷-۱۲) سمت راست، معرفی شده‌اند. علاوه بر این *Casagrande (1937)* روابط زیر را برای محاسبه دبی نشت از بدنه و همچنین فاصله محل تلاقی سطح آزاد آب از پنجه هسته پیشنهاد کرده است:

$$q = k \cdot a \cdot \sin^2 \alpha \quad (۷-۱۵)$$

$$a = s - \sqrt{s^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (۷-۱۶)$$

$$s = \sqrt{d^2 + h^2} \quad , \quad d = b - 0.7\Delta \quad (۷-۱۷)$$



شکل (۷-۱۲): پارامترهای مورداستفاده در روابط *Schaffernak (1917)* سمت راست

و *Casagrande (1937)* در سمت چپ

همچنین فنخاری و قنبری (۲۰۱۳) نشان داده‌اند که ضریب m از رابطه زیر قابل محاسبه است:

الف) برای سدهای همگن ($\alpha < 45$)

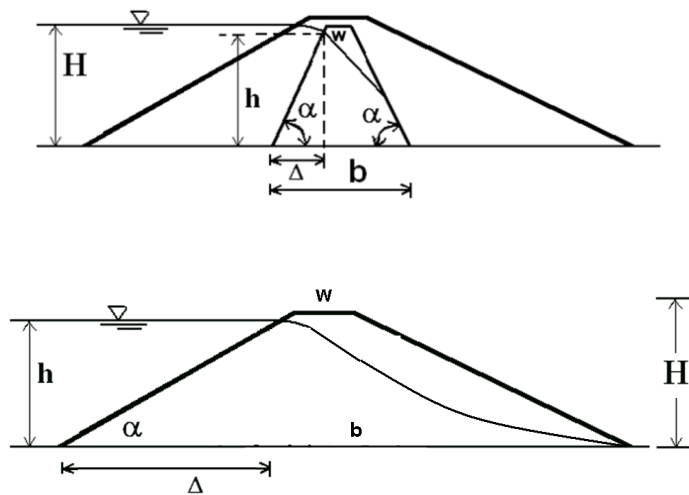
$$m = e(2.27 - 0.006W - 0.004h - 0.38 \tan \alpha) \times H^{(-0.361)}$$

$$e = (c/h)^{(0.3947 \tan \alpha + 0.015h - 1.3591)} \quad (۷-۱۸)$$

ب) برای سدهای با هسته رسی ($\alpha > 45$)

$$m = (2.5 - 0.003h + 0.2 \cot \alpha) \times \left(\frac{c}{h}\right)^{-(0.8 \cot \alpha + 0.6)} \times H^{-0.3} \times \sin \alpha \quad (19-7)$$

در میان دو رابطه بالا، رابطه اول برای سدهای همگن با زاویه کمتر از ۴۵ درجه و رابطه دوم برای سدهای هسته رسی با زاویه بیش از ۴۵ درجه مناسب است. در شکل زیر پارامترهای روابط بالا نشان داده شده است. ضمناً در روابط بالا پارامترها باید برحسب سیستم متریک نوشته شوند. در این رابطه $c = b - 0.7\Delta$ و عرض تاج سد w و سایر پارامترها در شکل (۷-۱۳) نشان داده شده است.



شکل (۷-۱۳): محاسبه دبی نشت از بدنه سد بر اساس روابط (۷-۱۸) و (۷-۱۹)

۷-۱۱- تحلیل تراوش با نرم افزار

نرم افزارهای متعددی برای حل معادله جریان آب در خاک وجود دارد. برخی از این نرم افزارها بر اساس روش اجزای محدود و برخی بر اساس روش تفاضل‌های محدود عمل می‌کنند. در مجموع حل عددی این معادله چندان دشوار نیست و حتی نرم افزارهای با حجم اندک نیز برای این منظور

ارائه شده‌اند. در واقع تفاوت اصلی نرم‌افزارهای موجود در قابلیت‌های ترسیمی آن‌هاست و در این میان نرم‌افزارهای *FLAC*، *PLAXIS* و *Seep/w* به‌طور فراگیری مورد استفاده واقع می‌شوند. در ادامه توضیح مختصری در مورد نحوه عملکرد *Seep/w* که در شمار مجموعه نرم‌افزارهای *Geo-studio* است، ارائه می‌شود. این مجموعه به‌طور خاص برای تحلیل عددی سدهای خاکی در شرایط مختلف نوشته شده است و دارای ۸ نرم‌افزار مستقل است.

داده‌های ورودی *Seep/w* شامل موارد زیر است:

- مشخصات هندسی سد
- ضریب نفوذپذیری بخش‌های مختلف سد
- شرایط مرزی هیدرولیکی سد

برای تعریف شرایط مرزی وجه بالادست سد و همچنین خط کف مخزن به‌عنوان خطوط دارای فشار ثابت (h ثابت) در نظر گرفته می‌شود. همچنین در پایین دست سد زهکش افقی یا زهکش مثلثی شکل پنجه سد به نحوی در نظر گرفته می‌شود که سطح آب به‌اندازه کافی افت کند. علاوه بر خطوط فشار ثابت، خطوطی با دبی ثابت یا هد آب ثابت را نیز می‌توان در شرایط مرزی در نظر گرفت. جزئیات این مسئله معمولاً در راهنمای نرم‌افزارها تشریح شده است.

پس از تعریف داده‌ها شبکه المان‌ها تولید شده و تحلیل انجام می‌شود. بهتر است شبکه المان‌ها در حدی ریز باشد که عرض هسته حداقل ۸ المان داشته باشد. زمان انجام تحلیل در اغلب موارد در حد چند ثانیه است. داده‌های خروجی نرم‌افزار به دو صورت ترسیمی و جداول عددی قابل ارائه هستند. اصلی‌ترین پارامترهای خروجی نرم‌افزار شامل موارد زیر است:

- خطوط شبکه جریان
- سرعت حرکت آب در هر نقطه
- دبی عبوری از هر مقطع سد
- فشار آب حفره‌ای در هر نقطه

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها — ۱۶۳

برای کنترل نتایج تحلیل دو عامل کلیدی وجود دارد؛ دبی عبوری از هر مقطع و گرادیان هیدرولیکی در بخش‌های مختلف سد. گرادیان هیدرولیکی به صورت مستقیم در میان خروجی‌های نرم‌افزار دیده نمی‌شود، ولی برای محاسبه آن دو راه وجود دارد. راه اول آن‌که با در دست داشتن سرعت حرکت آب و ضریب نفوذپذیری خاک، از رابطه زیر گرادیان هیدرولیکی آب در هر نقطه را به دست آوریم:

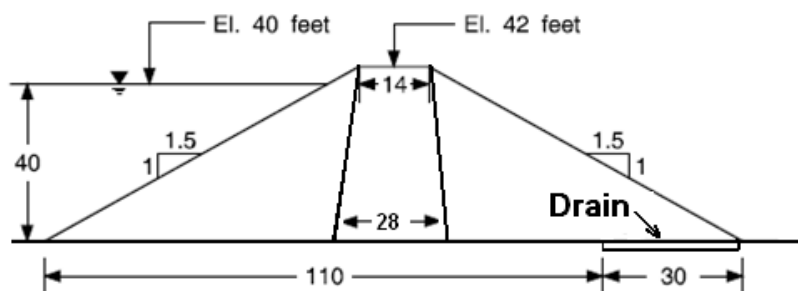
$$i = v/k \quad (۲۰-۷)$$

راه حل دوم آن است که با داشتن هد آب در دو نقطه و طول مسیر آب در بین آن‌ها از رابطه زیر گرادیان هیدرولیکی را به دست آوریم:

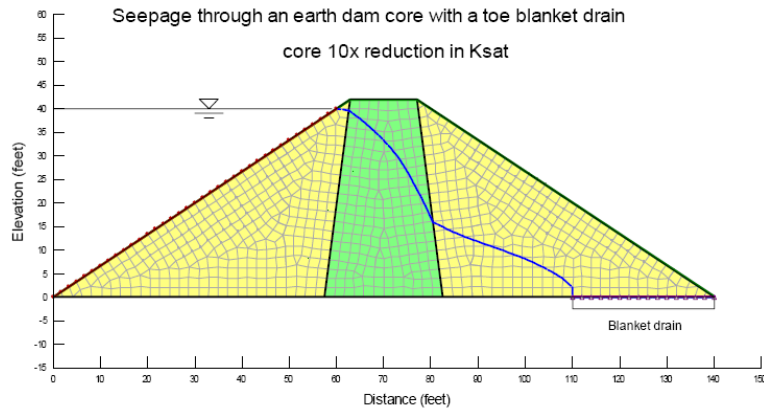
$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{h_2 - h_1}{\Delta l} \quad (۲۱-۷)$$

۱۲-۷- حل یک نمونه با استفاده از نرم‌افزار Seep/w

در شکل (۱۵-۷) یک سد خاکی به ارتفاع ۴۲ فوت نمایش داده شده است که دارای یک هسته قائم است. ضریب نفوذپذیری خاک برای پوسته این سد 10^{-5} و برای هسته آن 10^{-7} فوت بر ثانیه می‌باشد. مدل‌سازی این مسئله در نرم‌افزار Seep/w به صورت شکل (۱۶-۷) خواهد بود. این مدل با استفاده از حدود ۱۰۰۰ المان چهارگره‌ای و سه گره‌ی ساخته شده است.

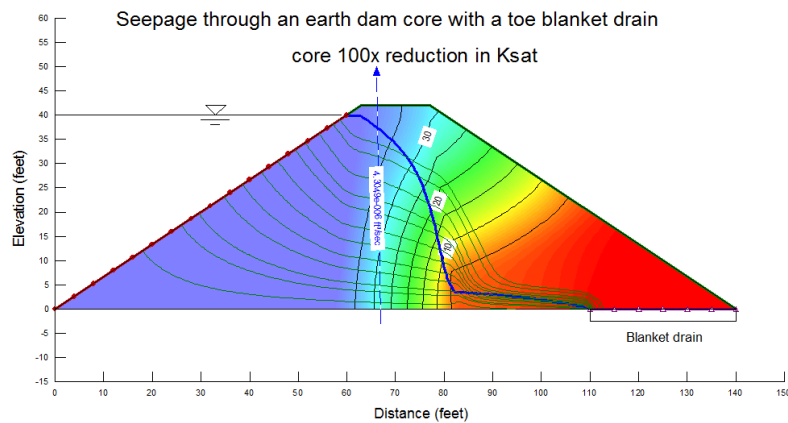


شکل (۱۵-۷): سد خاکی به ارتفاع ۴۰ فوت با هسته قائم در مرکز



شکل (۱۶-۷): شبکه‌ی المان‌بندی برای سد خاکی نشان داده‌شده در شکل (۱۵-۷)

نتایج تحلیل عددی این مسئله در شکل (۱۷-۷) نشان داده‌شده است. برای محاسبه‌ی دبی نشت عبوری از سد بهتر است مقطع عبوری از میانه‌ی هسته بررسی شود. این مقطع کُل نشت عبوری از سد را به صورت یک‌جا به دست می‌دهد. بر اساس نتایج ارائه‌شده در شکل (۱۷-۷) دبی عبوری از این مقطع معادل $10^{-6} \times 4/3$ فوت مکعب در ثانیه بر واحد عرض سد است.



شکل (۱۷-۷): خطوط هم‌پتانسیل و خطوط جریان برای سد خاکی نشان داده‌شده در شکل (۱۵-۷)

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها — ۱۶۵

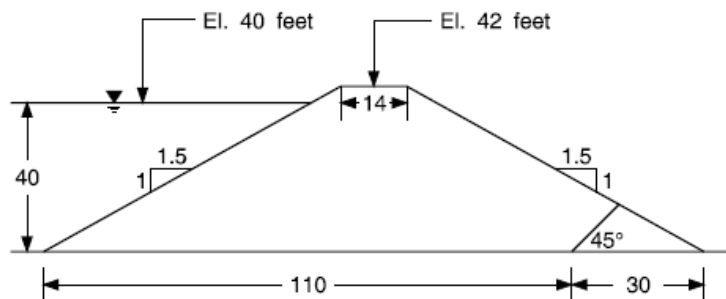
برای محاسبه بیشترین گرادیان هیدرولیکی نقاط واقع در مرز کف هسته بحرانی‌ترین شرایط را دارند. بررسی نتایج حاصل از نرم‌افزار نشان می‌دهد که حداکثر گرادیان هیدرولیکی در این مسئله به پنجه هسته اختصاص دارد و معادل $1/6$ به دست می‌آید. همچنین در پاشنه هسته گرادیان هیدرولیکی حدود $1/1$ می‌باشد.

۷-۱۳- مثال نمونه از محاسبه نشت برای بدنه سد همگن

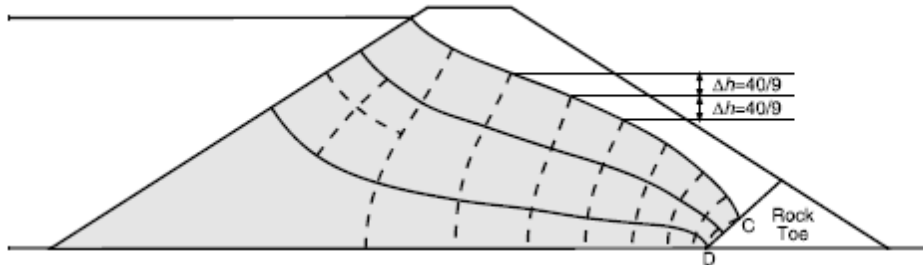
در شکل (۷-۱۸) یک سد خاکی همگن به ارتفاع ۴۲ فوت نشان داده شده است که برای آن یک زهکش در پنجه سد طراحی شده است. وجود این زهکش باعث می‌شود که نشت آب به‌طور متمرکز از پنجه سد خارج شود؛ در صورت عدم وجود آن بخشی از شیروانی پایین دست همواره خیس خواهد بود و به‌مرور زمان شسته خواهد شد. ضریب نفوذپذیری برای بدنه این سد معادل 5×10^{-4} فوت بر ثانیه است. نشت عبوری از بدنه را محاسبه کنید.

حل مسئله: در شکل (۷-۱۹) حل مسئله بر اساس روش ترسیم شبکه جریان و در شکل (۷-۲۰)

(۲۰) نتیجه تحلیل با استفاده از نرم‌افزار Seep/w نشان داده شده است. در جدول (۷-۳) به‌طور خلاصه نتایج حاصل از روابط پیشنهادی محققان مختلف، ترسیم شبکه جریان و حل نرم‌افزاری نشان داده شده است.

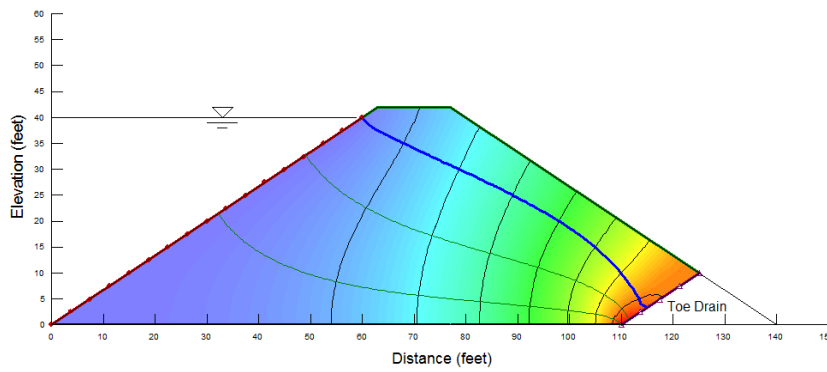


شکل (۷-۱۸): ابعاد سد خاکی همگن با زهکش پنجه



شکل (۷-۱۹): حل مسئله به روش ترسیم شبکه جریان

Seepage through an earth dam with a toe drain



شکل (۷-۲۰): حل مسئله با استفاده از نرم افزار Seep/w

جدول (۷-۳): مقایسه نتایج حاصل از تحلیل با نرم افزار و تحلیل با روابط تجربی

	حل نرم افزار (Seep/w)	حل شبکه جریان Lambe and Whitman (1969)	حل بر مبنای فرمولها و روابط پیشنهادی محققان مختلف			
			Schaffernak (1917)	Casagrande (1937)	Stello (1987)	Fakhari and Ghanbari (2013)
دبی نشت (ft ³ /sec)/ft	۶/۶۸×۱۰ ^{-۳}	۵/۹×۱۰ ^{-۳}	۴/۹×۱۰ ^{-۳}	۴/۷×۱۰ ^{-۳}	۵/۰×۱۰ ^{-۳}	۶/۸۳×۱۰ ^{-۳}

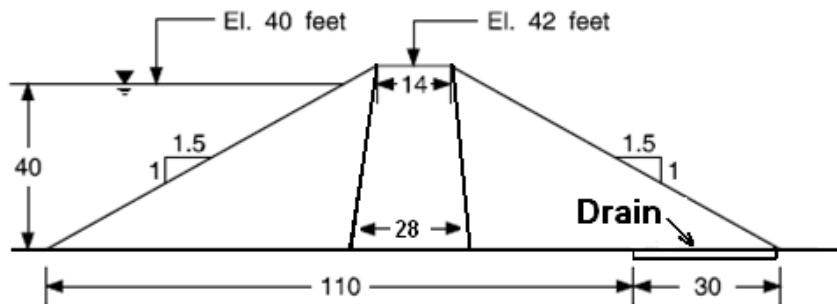
هرچند در جدول بالا روابط پیشنهادی فخاری و قنبری دقت بالاتری دارد، در برخی موارد

دیگر پاسخ روابط سایر محققان به حل نرم افزاری نزدیکتر است.

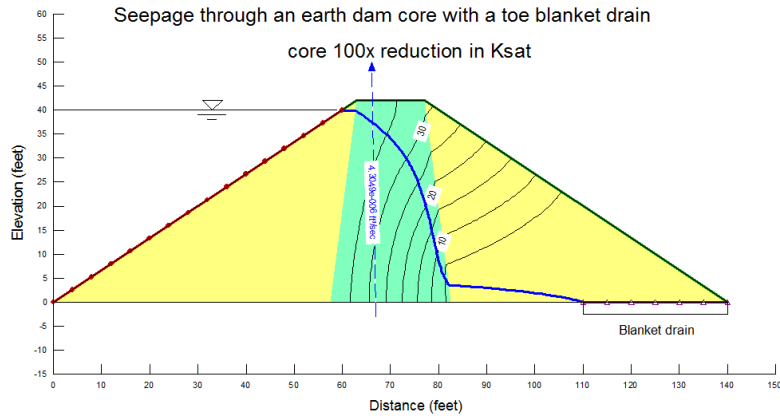
۷-۱۴- مثال نمونه از محاسبه نشت برای بدنه سد خاکی هسته‌دار

در شکل (۷-۲۱) یک سد خاکی با هسته رسی قائم نشان داده شده است. دبی نشت عبوری از هسته این سد را بر اساس روابط مختلف محاسبه کنید. ضریب نفوذپذیری مصالح هسته 10^{-7} فوت بر ثانیه در نظر گرفته شود. پوسته سد برابر نفوذپذیرتر از هسته است.

حل مسئله: در شکل (۷-۲۲) حل نرم‌افزار برای سد موردنظر نشان داده شده است. همچنین در جدول (۷-۴) مقایسه بین دبی حاصل از روابط تجربی بیان شده در بخش‌های قبلی این فصل و دبی حاصل از تحلیل عددی با نرم‌افزار Seep/w ارائه شده است. چنان‌که دیده می‌شود، در حالتی که سد دارای هسته رسی است روابط محققان از تقریب بالایی برخوردار است. به‌طور کلی روابط قبلی برای هسته‌های باریک دقت بالایی ندارند.



شکل (۷-۲۱): مشخصات هندسی سد خاکی با هسته رسی



شکل (۷-۲۲): حل مسئله با استفاده از نرم افزار Seep/w

جدول (۷-۴): مقایسه نتایج حاصل از تحلیل با نرم افزار و تحلیل با روابط تجربی

	Seep/w	Schaffernak (1917)	Casagrande (1937)	Stello (1987)	Fakhari and Ghanbari (2013)
دبی نشت (ft ³ /sec)/ft	۴/۳ × ۱۰ ^{-۶}	۳/۶۱ × ۱۰ ^{-۶}	۲/۳۷ × ۱۰ ^{-۶}	۲/۴ × ۱۰ ^{-۶}	۶/۸۲ × ۱۰ ^{-۶}

۷-۱۵- تحلیل تراوش با ترسیم شبکه جریان

شبکه جریان مجموعه‌ای از خطوط جریان و خطوط پتانسیل است. خطوط جریان مسیر حرکت آب و خطوط پتانسیل نقاط دارای پتانسیل یکسان را به هم وصل می‌کنند. جزئیات این شبکه در کتب مکانیک خاک آمده است. در اینجا به اختصار روند محاسبه دبی بر اساس این روش بیان می‌گردد.

برای شروع کار ابتدا شرایط خطوط مرزی روشن می‌شود. برخی از خطوط مرزی، نظیر خط سنگ کف، یک خط جریان هستند. برخی از مرزها هم، نظیر وجه بالادست سد، یک خط پتانسیل هستند و تمام نقاط واقع بر آن به اندازه ارتفاع آب مخزن سد پتانسیل دارند. پس از تعیین شرایط

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها — ۱۶۹

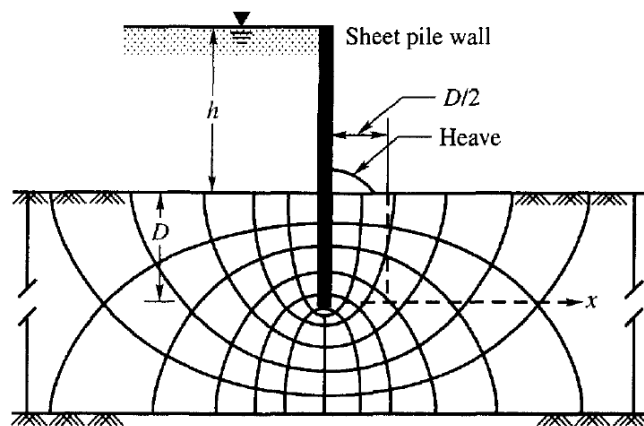
مرزی، خطوط جریان و پتانسیل به گونه‌ای ترسیم می‌شود که هر شبکه تقریباً دارای طول و عرض مساوی باشد. البته این در صورتی است که ضریب نفوذپذیری در هر دو جهت یکسان باشد.

پس از ترسیم شبکه، می‌توان از رابطه زیر دبی نشت را در هر مقطع محاسبه کرد:

$$q = k \cdot h \frac{N_f}{N_e} \quad (۷-۲۱)$$

در این رابطه N_f تعداد کانال‌های جریان و N_e تعداد افت‌های پتانسیل بین خطوط جریان است. به‌عنوان مثال در شکل (۷-۲۳) شبکه جریان در پی یک سپر کوبیده شده در زمین ترسیم شده است. این شبکه دارای ۶ کانال عبور جریان و ۱۲ افت پتانسیل است. بنابراین دبی نشت عبوری از پی از رابطه زیر به دست می‌آید:

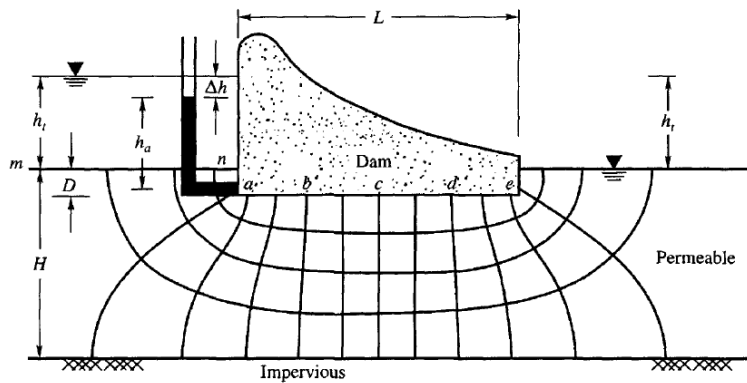
$$q = k \cdot h \frac{N_f}{N_e} = k \cdot h \frac{6}{12} = 0.5 k \cdot h$$



شکل (۷-۲۳): شبکه جریان در پی یک سپر کوبیده شده در زمین

گرادینان هیدرولیکی آب در بین هر دو نقطه از شبکه جریان از رابطه (۲۰-۷) به دست می‌آید. در شکل (۲۴-۷) یک بند انحرافی بتنی که بر روی پی نفوذپذیر قرار گرفته و شبکه جریان در پی آن نشان داده شده است. با استفاده از رابطه (۲۱-۷) نشت عبوری از این پی معادل $q = k \cdot h_t \frac{4}{12}$ به دست می‌آید. همچنین برای محاسبه گرادینان هیدرولیکی در بین دو نقطه a و e ، خواهیم داشت:

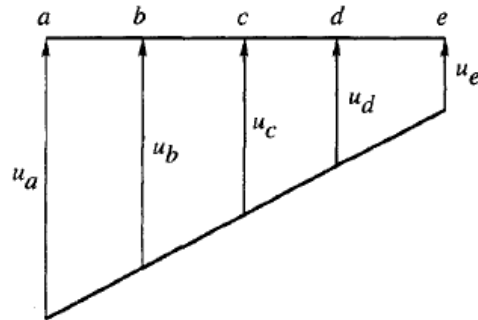
$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{h_a - h_e}{L}$$



شکل (۲۴-۷): شبکه جریان در پی یک بند انحرافی بتنی

یکی از معیارهای طراحی بندهای انحرافی کنترل زیر فشار^۱ برای این سازه‌ها می‌باشد. برای محاسبه زیر فشار باید نظیر آنچه در شکل (۲۵-۷) دیده می‌شود، توزیع فشار آب حفره‌ای در زیر سازه ترسیم گردد.

^۱uplift pressure



شکل (۷-۲۵): توزیع زیر فشار برای سازه نشان داده شده در شکل (۷-۲۴)

فشار آب حفره‌ای در نقاط مختلف زیر سازه از رابطه زیر به دست می‌آید:

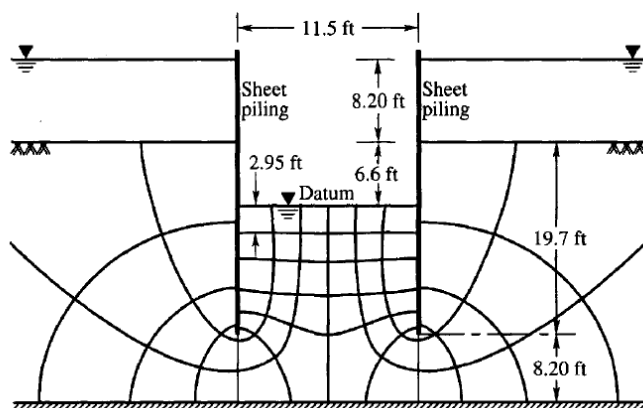
$$u_c = h_c \gamma_w = (h_t + D - n_c \Delta h) \gamma_w$$

که در آن h_t افت کل در سراسر پی و Δh مقدار افت در بین دو خط هم‌پتانسیل است. همچنین n_c تعداد افت بین بالادست سازه تا نقطه c است. در این مسئله Δh معادل یک دوازدهم ارتفاع کل آب و n_c مساوی ۶ می‌باشد. به همین ترتیب برای سایر نقاط هم فشار آب حفره‌ای محاسبه شده و نهایتاً نیروی زیر فشار برآورد می‌گردد. اگر نیروی زیر فشار از وزن سازه بیشتر باشد، سازه از جای خود بلند می‌شود.^۱ این پدیده در پایین‌دست سپرها، نظیر آنچه در شکل (۷-۲۳) دیده می‌شود هم باید کنترل گردد. می‌توان نشان داد که اگر گرادیان هیدرولیکی از حد بحرانی زیر بگذرد، امکان خرابی ناشی از رگاب، جوشش ماسه یا بلندشدن بخشی از خاک پنجه سازه وجود دارد:

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (۷-۲۲)$$

که در آن G_s و e به ترتیب وزن مخصوص دانه‌ها و نشانه خلأ خاک هستند. در شکل (۷-۲۶) نمونه دیگری از ترسیم شبکه جریان برای گودبرداری در یک محیط اشباع نشان داده شده است.

^۱ heave



شکل (۷-۲۶): شبکه جریان برای گودبرداری به روش سپرکوبی

۱۶-۷- نشت و گرادیان هیدرولیکی مجاز

پس از انجام تحلیل تراوش باید به دو سؤال اساسی پاسخ داده شود: اولاً آیا دبی نشت در حد قابل قبولی است و ثانیاً آیا گرادیان حرکت آب در خاک در محدوده مجاز است؟ حد قابل قبول نشت در هر سدی متفاوت است. به عنوان مثال برای سد کرخه با حجم مخزن چندین میلیارد مترمکعب، ممکن است نشت هزار لیتر در ثانیه هم قابل قبول باشد؛ ولی برای یک سد کوچک با حجم مخزن یک میلیون مترمکعب شاید یک لیتر در ثانیه هم قابل قبول نباشد. بنابراین این عدد بر اساس شرایط پروژه و با قضاوت مهندسی تعیین می‌گردد. در مورد گرادیان هیدرولیکی مجاز، برخی نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که خاک‌های رسی گرادیان‌های بالای ۱۰۰ را هم بدون مشکل تحمل می‌کنند. باین حال بسیاری از طراحان سد ترجیح می‌دهند که گرادیان مجاز را عددی بین ۲ تا ۱۰ انتخاب کنند.

۱۷-۷- پدیده‌های مخرب ناشی از گرادیان هیدرولیکی بالا

گرادیان بالا ممکن است باعث ایجاد پدیده رگاب^۱ در پی سد گردد. رگاب در واقع وقتی اتفاق می‌افتد که نیروی زه بتواند دانه‌های خاک را حرکت دهد. این پدیده ممکن است در پنجه سازه‌های هیدرولیکی اتفاق افتد. همچنین در هسته سدهای خاکی ممکن است گرادیان بالای آب باعث شسته

^۱ piping

روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سدها ————— ۱۷۳

شدن ریزدانه‌های هسته شده و آن‌ها را به درون پوسته پایین‌دست منتقل کند. این پدیده در هسته سدها فرسایش درونی^۱، رگاب و یا پدیده روباه نامیده می‌شود. از آن جهت به آن پدیده روباه گفته می‌شود که اگر از آن جلوگیری نشود آرام آرام به سمت بالادست هسته کشیده می‌شود و نهایتاً یک مجرای عبور آب در عرض هسته یا پی سد ایجاد می‌کند.

اگر پنجه سازه هیدرولیکی از خاک ماسه‌ای ساخته شده باشد، افزایش گرادیان هیدرولیکی ممکن است باعث حرکت رو به بالای ماسه‌ها در پنجه شود. در این حالت آن را جوشش ماسه^۲ گویند که ماهیتی مشابه رگاب دارد. جوشش ماسه‌ها وقتی اتفاق می‌افتد که نیروی رو به بالای زه بیش از نیروی رو به پایین وزن لایه خاک باشد.

در اینجا بهتر است به روان‌گرایی^۳ در خاک هم اشاره شود. روان‌گرایی در واقع از دست رفتن مقاومت برشی خاک در اثر افزایش فشار آب حفره‌ای در حین زلزله است. این پدیده مخصوص ماسه‌های اشباع است. در این حالت افزایش u موجب کاهش σ' تا حد صفر می‌گردد. وقتی تنش مؤثر در ماسه‌ها صفر شود، مقاومت برشی نیز صفر خواهد بود. در این شرایط سازه‌ای که بر روی زمین روان‌گرا ساخته شده است، بدون آن‌که اسکلت آن صدمه دیده و گسیخته شود در زمین نفوذ می‌کند. با فرضیات ساده‌کننده‌ای می‌توان نشان داد که گرادیان هیدرولیکی بحرانی که باعث وقوع روان‌گرایی یا جوشش ماسه (یعنی شرایط مقاومت برشی صفر) در پنجه سازه هیدرولیکی می‌شود، از رابطه (۷-۲۲) به دست می‌آید.

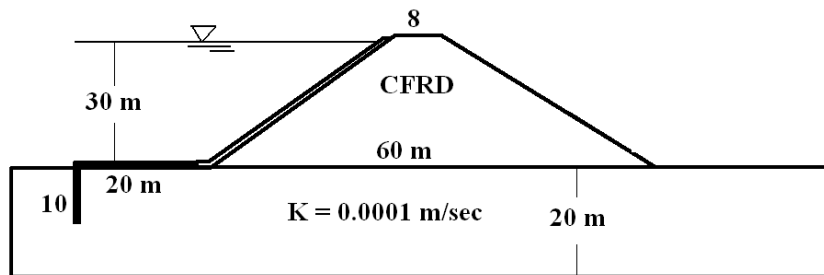
¹ internal erosion

² sand boiling

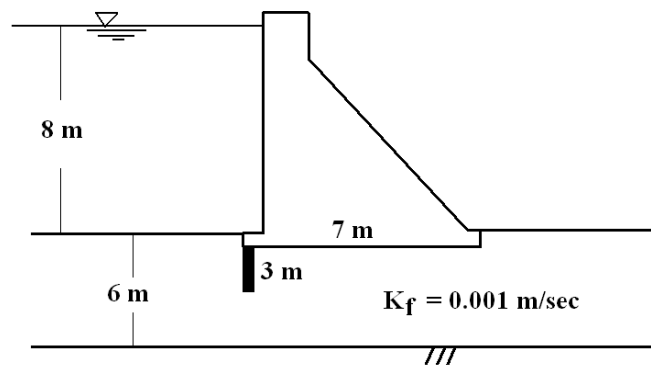
³ liquefaction

مسائل حل نشده فصل هفتم:

- ۱- نشت عبوری از پی سد شکل زیر را بر اساس روابط توصیه شده توسط USBR محاسبه کنید. توجه کنید که این سد از نوع رویه بتنی است و فاقد هسته رسی می باشد.

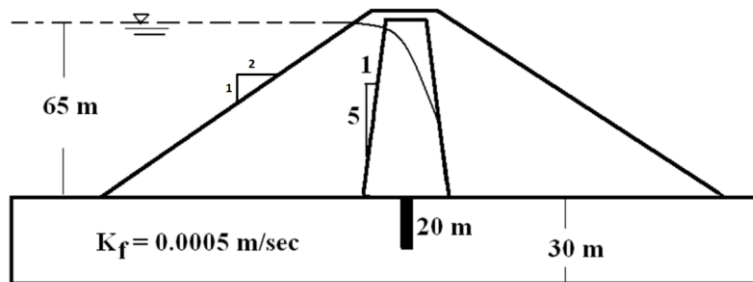


- ۲- برای سد بتنی شکل زیر مقدار نشت از پی را محاسبه کنید. تنها سیستم کنترل آببندی پی سد یک دیوار آببند با نفوذ ناقص است. (توجه شود که بدنه سد نیز نفوذناپذیر است و عرض کف سد ۷ متر است)



روش‌های آب‌بندی و کنترل تراوش در سد‌ها — ۱۷۵

۳- برای سد خاکی شکل زیر که ۶۷ متر ارتفاع دارد، نشت از پی و بدنه سد را به تفکیک محاسبه کنید. عرض تاج هسته ۵ متر و عرض تاج سد ۸ متر است. نفوذپذیری هسته صد برابر از پی کمتر است.



سؤالات فصل هفتم:

- ۱- پدیده‌های روان‌گرایی، رگاب و جوشش ماسه‌ها را باهم مقایسه کنید. چه تفاوت‌ها و چه شباهت‌هایی دارند؟
- ۲- تحقیق کنید که علاوه بر نرم‌افزارهای یادشده در متن این فصل، هم اکنون چه نرم‌افزارهایی دیگری برای تحلیل نشت وجود دارد؟
- ۳- تحقیق کنید که در سد مخزنی کرخه سیستم آب‌بندی پی به چه صورتی است و شامل چه اجزایی می‌باشد.
- ۴- تحقیق کنید که در سد شهید مدنی تبریز، ریشه‌هسته به چه میزان در آبرفت نفوذ کرده است؟ به چه دلیل؟
- ۵- اگر یک دیوار آب‌بند به میزان ۶۰ درصد در پی سد نفوذ کرده باشد، چند درصد نشت از پی را کاهش می‌دهد؟

الف) حدوداً ۲۰ درصد ب) حدوداً ۳۰ درصد

ج) حدوداً ۶۰ درصد د) حدوداً ۷۰ درصد

فصل هشتم:

طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی

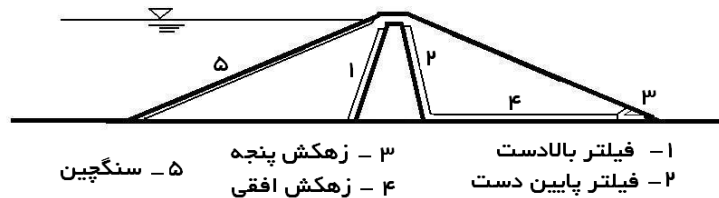
۸-۱- مقدمه

فیلترها، زهکش‌ها و سنگچین بخش مهمی از عملکرد سدهای خاکی را به عهده‌دارند. این اجزای گرچه عملکرد سازه‌ای ندارند، ولی در پایداری داخلی سازه نقش اساسی دارند. فیلتر مانع حرکت ریزدانه‌ها به درون درشت‌دانه‌ها می‌شود و از این طریق از وقوع رگاب و فرسایش داخلی جلوگیری می‌کند. زهکش حرکت آب‌های نشت یافته را تسهیل می‌کند و باعث می‌شود دامنه پایین دست سد خشک باقی بماند. لایه سنگچین بالادست نیز بدنه سد را در مقابل خرابی ناشی از امواج دریاچه سد محافظت می‌کند.

طراحی هر یک از اجزای مذکور در دو مرحله صورت می‌پذیرد؛ در مرحله اول طراحی ضخامت و در مرحله دوم طراحی دانه‌بندی مناسب انجام می‌شود. برای هر یک از این دو مرحله روش‌های تجربی و به‌اصطلاح سرانگشتی و روش‌های دقیق‌تر و آیین‌نامه‌ای وجود دارد. در ادامه این فصل به‌طور اجمالی معیارهای طراحی بیان می‌شود. قابل ذکر است که در اینجا فقط مبانی اولیه

طراحی بیان شده و برای ارائه یک طرح دقیق لازم است جزئیات ذکر شده در آیین‌نامه‌ها هم مورد توجه واقع شود.

در شکل (۸-۱) موقعیت فیلترهای اطراف هسته و زهکش‌های پایین دست یک سد خاکی نشان داده شده است. در پیرامون هسته دو فیلتر، یکی در پایین دست و دیگری در بالادست هسته، وجود دارد. فیلتر پایین دست از اهمیت بیشتری برخوردار است و لذا طراحی بر مبنای عملکرد مناسب آن انجام شده و مشخصات آن برای فیلتر بالادست هم در نظر گرفته می‌شود. در واقع فیلتر بالادست فقط در هنگام تخلیه مخزن، مانع از حرکت ریزدانه‌ها به درون پوسته بالادست می‌گردد. معمولاً در زیر لایه سنگچین هم یک لایه فیلتر اجرا می‌گردد که پوسته را از سنگچین جدا می‌کند.



شکل (۸-۱) موقعیت فیلترها و زهکش‌های بدنه یک سد خاکی

۸-۲- طراحی ضخامت فیلتر

برای طراحی ضخامت فیلتر باید معیارهای زیر مورد توجه واقع شود:

- معیار تراوش: ضخامت فیلتر باید در حدی باشد که بتواند دبی نشست را به راحتی عبور دهد.
- معیار پایداری شیروانی: ضخامت فیلتر نباید به اندازه‌ای زیاد باشد که ضریب اطمینان پایداری سد را کاهش دهد.
- معیار اجرایی: ضخامت فیلتر باید به اندازه‌ای زیاد باشد که اجرای آن امکان پذیر باشد.

در بسیاری از موارد معیار حداقل ضخامت اجرایی کنترل کننده خواهد بود. معمولاً برای اجرای فیلترهای اطراف هسته سد که به صورت عمودی یا مایل ساخته می‌شوند، حداقل ضخامت اجرایی

طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی — ۱۷۹

دو تا سه متر است. باین حال برای فیلترهای افقی ضخامت نیم متر هم اجرایی است. از سوی دیگر اگر ضخامت فیلتر بیش از سه متر باشد این احتمال وجود دارد که بخش قابل توجهی از طول گوه گسیختگی بحرانی برای پایداری شیروانی‌ها در درون فیلتر قرار گیرد. معمولاً زاویه اصطکاک داخلی مصالح فیلتر در حد ۲۸ تا ۳۰ درجه است. بر همین اساس اگر بیشتر طول گوه گسیختگی در درون فیلتر باشد، ضریب اطمینان پایینی خواهد داشت. بنابراین بهتر است بی جهت ضخامت فیلترها دست-بالا طراحی نشود.

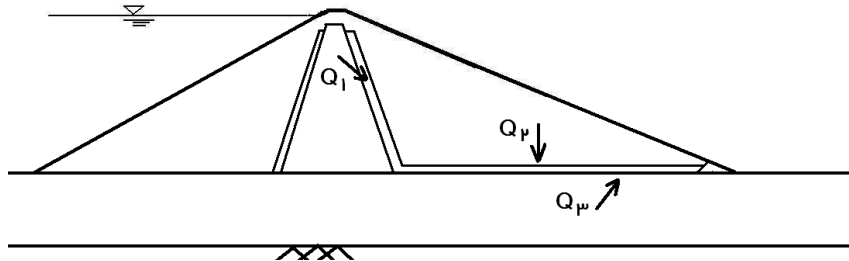
در صورتی که تأمین مصالح فیلتر در یک پروژه خاص بسیار گران قیمت و پرهزینه باشد، توصیه می‌شود که اجرای فیلتر با دقت بالا و با استفاده از قالب‌بندی صورت گیرد. در این صورت شاید بتوان عرض‌های کوچک و در حد یک متر را هم برای فیلتر طراحی کرد.

بهتر است برای کنترل معیار تراوش، ضخامت فیلتر بر مبنای قانون داریسی محاسبه شود و برای آن ضریب اطمینان ۲ هم در نظر گرفته شود. برای آن‌که ضخامت فیلتر از قانون داریسی استخراج شود، داریم:

$$Q = k.i.A , A = t.b \quad (1-8)$$

در روابط بالا Q حداکثر دبی وارده به فیلتر و A سطح مقطع مسیر جریان آب در فیلتر است. همچنین k ضریب نفوذپذیری مصالح و i گرادیان هیدرولیکی مجاز است. ضخامت و عرض فیلتر (b و t) دو پارامتری هستند که با تعیین یکی از آن‌ها دیگری از رابطه (۱-۸) به دست می‌آید.

در شکل (۲-۸) انواع نشست‌های محتمل برای ورود به فیلترهای پایین دست نشان داده شده است. Q_1 نشست عبوری از هسته، Q_2 دبی ناشی از بارندگی و Q_3 نشست عبوری از پی سد است. روش‌های محاسبه نشست‌های عبوری از هسته و پی سد در فصل قبل بیان گردید. برای محاسبه دبی ناشی از بارندگی، با در دست داشتن هیدروگراف سیل منطقه و با قضاوت مهندسی می‌توان یک عدد مناسب انتخاب کرد.



شکل (۲-۸): نشت‌های وارده به فیلترهای پایین‌دست

در صورتی که ضریب نفوذپذیری مصالح فیلتر در دست نباشد، می‌توان به‌طور تقریبی از رابطه زیر مقدار آن را محاسبه کرد:

$$k = 100(D_{10}^2) \quad (۲-۸)$$

در این رابطه D_{10} اندازه‌الکی است که ده درصد دانه‌ها از آن عبور می‌کند و برحسب سانتی‌متر در معادله قرار می‌گیرد. در این صورت k هم برحسب سانتی‌متر بر ثانیه به دست می‌آید. از سوی دیگر برای تعیین ضخامت فیلتر به‌طور تجربی می‌توان از بزرگ‌ترین عدد حاصل از دو رابطه زیر استفاده کرد:

$$t_f > 300 \text{ mm} \quad (۳-۸)$$

$$t_f > 50 D_{15} (F)$$

در روابط بالا t_f ضخامت فیلتر و $D_{15} (F)$ اندازه‌الکی است که ۱۵ درصد مصالح فیلتر از آن عبور می‌کنند.

۸-۳- طراحی دانه‌بندی فیلتر

در محیط‌های خاکی فیلتر بین دو خاک با دانه‌بندی‌های متفاوت قرار می‌گیرد. در واقع فیلتر از لحاظ دانه‌بندی در بین دو محیط اطراف خودش قرار دارد و به نوعی انتقال آرام دانه‌بندی را از محیط مورد محافظت به محیط درشت‌دانه‌تر انجام می‌دهد. فیلترهای اطراف هسته سدهای خاکی وظیفه دارند که از فرسایش هسته جلوگیری کنند. همچنین اگر به هر دلیلی در هسته سد ترک ایجاد شود، فیلتر باید مانع گسترش ترک شود و نهایتاً با مسدود کردن مسیر ترک، به ترمیم و از بین رفتن ترک کمک کند. معیارهایی که برای طراحی فیلتر مورد توجه هستند، شامل موارد زیر هستند:

الف) معیار جلوگیری از رگاب: فیلتر باید به قدری ریزدانه باشد که دانه‌های خاک مورد محافظت از آن عبور نکنند.

ب) معیار نفوذپذیری: فیلتر باید به قدری درشت‌دانه باشد که آب‌های نشت یافته به راحتی از آن عبور کند.

ج) معیار جلوگیری از جداشدن دانه‌ها: مصالح فیلتر باید در حدی یکنواخت باشند که در اثر پخش روی سطح کار، دانه‌بندی آن‌ها تغییر زیادی نکند.

بر اساس معیارهای ذکر شده برای طراحی فیلتر شیوه‌های مختلفی وجود دارد که در ادامه روش‌های مرسوم بیان می‌گردد.

۸-۳-۱- طراحی دانه‌بندی فیلتر بر مبنای روش ترزاقی

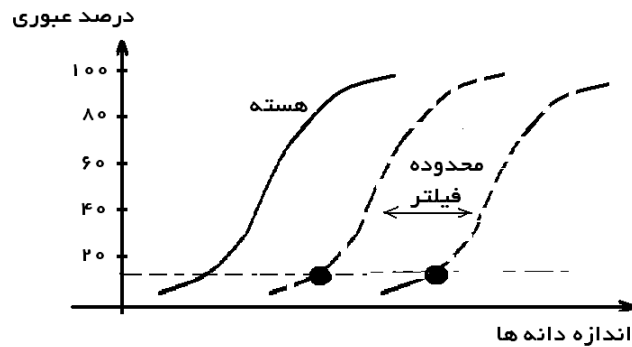
روش ترزاقی یک روش قدیمی و محافظه‌کارانه برای طراحی فیلتر است. این روش فیلتر را بیش از اندازه لازم ریزدانه به دست می‌دهد و لذا تهیه فیلتر بر اساس آن گران‌تر از سایر روش‌ها خواهد شد. بر اساس این روش، برای تأمین معیار رگاب خواهیم داشت:

$$\frac{D_{15}(F)}{D_{85}(B)} \leq 5 \text{ تا } 4 \quad (8-4)$$

همچنین برای تأمین معیار نفوذپذیری خواهیم داشت:

$$\frac{D_{15}(F)}{D_{15}(B)} \geq 4 \text{ تا } 5 \quad (5-8)$$

در روابط بالا D_{15} اندازه‌الکی است که ۱۵ درصد دانه‌ها از آن عبور می‌کنند. همچنین اندیس F برای مصالح فیلتر و اندیس B برای خاک مینا به کار برده شده است. منظور از خاک مینا همان مصالح مورد محافظت است. از معادلات بالا دو مقدار برای $D_{15}(F)$ به دست می‌آید. محدوده منحنی دانه‌بندی فیلتر بین دو نقطه مذکور است و شکل آن به صورت موازی منحنی دانه‌بندی خاک مینا ترسیم می‌گردد.



شکل (۲-۸): ترسیم محدوده مجاز دانه‌بندی فیلتر با در دست داشتن دو مقدار برای $D_{15}(F)$

۲-۳-۸- طراحی دانه‌بندی فیلتر بر مبنای روش USBR

روش پیشنهاد شده توسط USBR (1987) روشی جامع و کامل است که ضعف‌های روش ترازقی را برطرف کرده است و تقریباً همه نکات و معیارهای لازم برای طرح فیلتر را مورد توجه قرار داده است. مراحل طراحی به این روش به صورت گام به گام در ادامه بیان شده است.

- ✓ گام ۱: منحنی دانه‌بندی خاک مینا را رسم کنید.
- ✓ گام ۲: اگر خاک مینا فاقد شن دانه (دانه‌های بزرگ‌تر از $4/75$ میلی‌متر) است، به گام چهارم بروید. در غیر این صورت منحنی دانه‌بندی خاک مینا را مطابق گام ۳ اصلاح کنید.

طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی — ۱۸۳

✓ گام ۳: درصد عبوری از هر الک در منحنی دانه‌بندی اصلاح‌شده مطابق رابطه زیر به دست می‌آید:

درصد عبوری از الک شماره ۴ / (درصد عبوری اصلاح نشده $\times 100$) = درصد عبوری اصلاح‌شده

رابطه بالا برای همه الک‌ها محاسبه‌شده و منحنی اصلاح‌شده ترسیم می‌گردد. برای گام‌های بعدی از منحنی اصلاح‌شده استفاده می‌شود.

✓ گام ۴: با استفاده از جدول (۸-۱) و بر اساس منحنی دانه‌بندی خاک اصلاح‌شده، گروه خاک مبنا تعیین می‌گردد.

جدول (۸-۱): گروه‌بندی خاک مبنا بر اساس درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰

شماره گروه	۱	۲	۳	۴
درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰	بیشتر از ۸۵	۴۰ تا ۸۵	۱۵ تا ۳۹	کمتر از ۱۵

✓ گام ۵: کنترل رگاب؛ در این گام D_{15} فیلتر از جدول (۸-۲) تعیین می‌گردد.

جدول (۸-۲): تعیین D_{15} فیلتر بر اساس گروه خاک مبنا

معیار طراحی D_{15} فیلتر	شماره گروه خاک مبنا
$D_{15} (F) \leq 9D_{85} (B)$	۱
$D_{15} (F) \leq 0.7 \text{ mm}$	۲
$D_{15} (F) \leq 0.7 \text{ mm} + [(40 - A)(4D_{85} (B) - 0.7 \text{ mm})]/25$	۳
$D_{15} (F) \leq 4D_{85} (B)$	۴

در جدول بالا A درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ در منحنی اصلاح‌شده خاک میناست.

همچنین لازم است تبصره‌های زیر مورد توجه قرار گیرد:

✓ حداکثر اندازه دانه‌های فیلتر باید کوچک‌تر از ۷۵ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

✓ درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ در منحنی دانه‌بندی فیلتر همواره باید کوچک‌تر از ۵ درصد باشد.

✓ **PI** بخش ریزدانه خاک فیلتر (عبوری از الک شماره ۴۰) باید صفر باشد.

✓ در مورد گروه یک، اگر $9D_{85(B)} < 0.2 \text{ mm}$ باشد، آن گاه از معیار $D_{15(F)} \leq 0.2 \text{ mm}$ استفاده شود.

✓ در مورد گروه سه، $4D_{85(B)} < 0.7 \text{ mm}$ باشد، آن را مساوی 0.7 میلی‌متر در نظر بگیرید.

✓ در مورد گروه چهار، $D_{85(B)}$ از منحنی اصلاح نشده حاصل شود.

✓ **گام ۶:** کنترل نفوذپذیری فیلتر: برای اطمینان از نفوذپذیری فیلتر لازم است شرایط زیر برقرار باشد:

$$D_{15(F)} > 5D_{15(B)}$$

$$D_{15(F)} > 0.1 \text{ mm}$$

✓ **گام ۷:** کنترل جدا شدن دانه‌های فیلتر: برای به حداقل رساندن جدا شدن دانه‌ها از همدیگر، لازم است منحنی دانه‌بندی نسبتاً یکنواخت باشد. بر این اساس لازم است $D_{90(F)}$ و $D_{10(F)}$ مطابق جدول (۳-۸) محدود گردند. برای استفاده از این جدول با توجه به وضعیت فیلتر طراحی شده در گام‌های قبلی، محدودیت یک ردیف انتخاب و دیگری تعیین می‌گردد.

جدول (۳-۸): محدودیت‌های $D_{90(F)}$ و $D_{10(F)}$ برای جلوگیری از جدا شدن دانه‌ها

۲۰	۲۵	۳۰	۴۰	۵۰	۶۰	حداکثر $D_{90(F)}$ فیلتر (میلی‌متر)
کمتر از ۰/۵	۱ تا ۰/۵	۱ تا ۲	۲ تا ۵	۵ تا ۱۰	۱۰ تا ۵۰	حداقل $D_{10(F)}$ فیلتر (میلی‌متر)

✓ **گام ۸:** معیارهای به دست آمده در گام‌های پیشین بر روی منحنی دانه‌بندی مشخص شده و محدوده مجاز دانه‌بندی فیلتر ترسیم می‌گردد.

طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی — ۱۸۵

قابل ذکر است که برای طراحی فیلتر روش‌های دیگری توسط برخی محققان و آیین‌نامه‌ها معرفی شده است که علاقه‌مندان می‌توانند برای اطلاع از جزئیات این روش‌ها به کتب مرجع طراحی سدهای خاکی مراجعه نمایند.

۸-۳-۳- طراحی دانه‌بندی فیلتر بر مبنای آزمایش NEF

برای طراحی فیلتر بر مبنای آزمایش‌های آزمایشگاهی چندین روش وجود دارد که از آن جمله می‌توان به آزمایش قلعه ماسه‌ای^۱، آزمایش گل‌آب^۲، آزمایش شیار^۳ و آزمایش فیلتر مانع فرسایش^۴ اشاره کرد. در ادامه صرفاً آزمایش فیلتر مانع فرسایش که نسبت به سایر آزمایش‌ها از جامعیت بیشتری برخوردار است معرفی می‌شود.

روش انجام آزمایش فیلتر مانع فرسایش به این ترتیب است که نظیر آنچه در شکل (۸-۳) دیده می‌شود یک لایه از خاک مینا در درون استوانه آزمایش و بر روی یک لایه فیلتر مورد آزمایش قرار می‌گیرد. بر روی خاک مینا هم یک لایه از مصالح درشت‌دانه قرار دارد. در میانه لایه خاک مینا یک سوراخ تعبیه شده است و جریان آب با فشار از بالا به پایین برقرار می‌گردد. پس از چند دقیقه که جریان آب برقرار است، میزان کدر بودن آب خروجی بررسی می‌گردد. همچنین آزمایش متوقف شده و وضعیت نمونه خاک و فیلتر در درون استوانه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. فیلتر مناسب فیلتری است که:

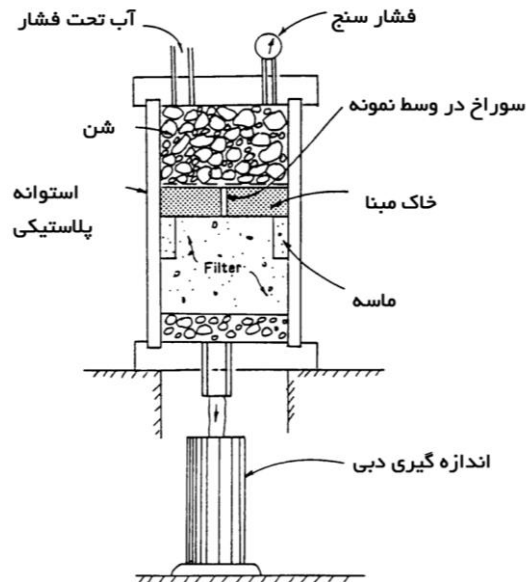
- الف) آب خروجی از آن شفاف و بدون آلودگی به ریزدانه‌ها باشد.
- ب) قطر سوراخ در طول آزمایش افزایش نیافته باشد.
- ج) فرسایش دانه‌های خاک مینا به درون فیلتر با چشم دیده نشود.

^۱ sand castle

^۲ slurry test

^۳ slot test

^۴ no erosion filter (nef)



شکل (۸-۳): آزمایش فیلتر مانع فرسایش

۸-۳-۴- نکاتی پیرامون طراحی فیلتر

علاوه بر موارد ذکر شده در بخش‌های قبلی، نکات زیر در طراحی ضخامت و دانه‌بندی فیلترها باید مورد توجه واقع شود:

(۱) قرصه مناسب برای تأمین مصالح فیلتر به‌طور معمول از ماسه‌های رودخانه‌ای انتخاب می‌شود. باین‌حال در اکثر موارد لازم است این مصالح قبل از به کارگیری شسته شوند. در برخی موارد انجام آزمایش ارزش ماسه‌ای برای بررسی اولیه کیفیت مصالح قرصه‌های مورد نظر مناسب است. به‌عنوان مثال ممکن است خاک‌های با ارزش ماسه‌ای کمتر از ۵۰ کاملاً نامناسب و خاک‌های با ارزش ماسه‌ای بیشتر از ۷۰ کاملاً مناسب برای تأمین مصالح فیلتر باشند.

(۲) گاهی منحنی دانه‌بندی پوسته و هسته سد خیلی باهم فاصله دارند، به‌طوری که یک لایه فیلتر نمی‌تواند شرایط مناسب را برای ممانعت از حرکت ریزدانه‌ها به درون درشت‌دانه‌ها

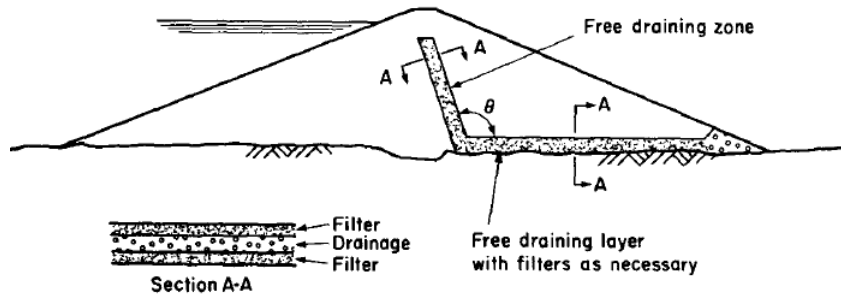
طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی — ۱۸۷

ایجاد کند. در این شرایط فیلتر پایین دست در دو لایه اجرا می گردد. لایه اول که نزدیک هسته است، به عنوان فیلتر ریزدانه و لایه دوم که نزدیک پوسته است به عنوان فیلتر درشت دانه یا زهکش طراحی می گردد. برای طراحی فیلتر درشت دانه خاک مینا و مورد محافظت همان فیلتر ریزدانه است.

۳) برای سدهای با ارتفاع بلندتر از ۱۰۰ متر در همه جا و برای سدهای با ارتفاع بلندتر از ۵۰ متر در مناطق شدیداً لرزه خیز، و نیز در جاهایی که خاک هسته احتمال واگرایی دارد، بهتر است از دو لایه فیلتر در پایین دست سد استفاده شود.

۸-۴- طراحی زهکش ها

هدف از احداث زهکش جمع آوری و هدایت آب های نشست یافته است. در واقع با این کار تلاش می شود که پوسته پایین دست سد همواره خشک بماند و فشار آب حفره ای اضافی در اثر جریان نشست به وجود نیآورد. زهکش ها معمولاً نفوذپذیری زیادی دارند و از مصالح درشت دانه ساخته می شوند. دو نوع اصلی زهکش، زهکش افقی و زهکش پنجه، در شکل (۸-۱) نمایش داده شده است. علاوه بر این دو، گاهی به موازات فیلتر پایین دست هسته یک لایه زهکش مایل اجرا می گردد. در واقع اجرای این لایه در شرایطی است که فیلتر به تنهایی نتواند انتقال آسان زه به پایین دست را انجام دهد و یا این که اختلاف دانه بندی هسته و پوسته زیاد باشد. همچنین در سدهای همگن معمولاً یک زهکش دودکشی، نظیر آنچه در شکل (۸-۴) دیده می شود در نظر گرفته می شود.



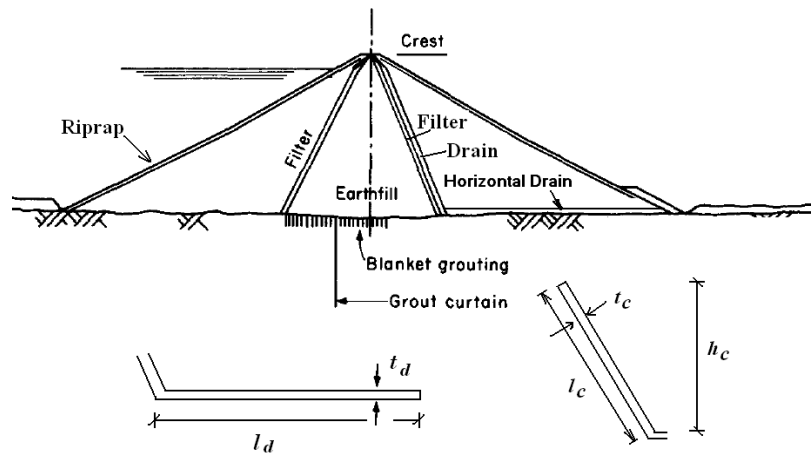
شکل (۸-۴): زهکش دودکشی در یک سد همگن

برای جلوگیری از فرسایش ریزدانه‌ها، اصولاً زهکش به‌طور مستقیم در مجاورت مصالح ریزدانه یا خاک‌های مخلوط ریز و درشت‌دانه قرار نمی‌گیرد. در واقع بین زهکش و مصالح ریزدانه یک یا دو لایه فیلتر ماسه‌ای قرار می‌گیرد. بر همین اساس در بسیاری از موارد زهکش افقی پایین‌دست از سه لایه تشکیل شده است که روند تبدیل دانه‌بندی از ریز به درشت در طی آن‌ها انجام می‌شود.

قابل ذکر است که در سدهای سنگریز با هسته رسی و همچنین سایر سدهای سنگریز اصولاً در بدنه سد لازم نیست زهکش تعبیه شود. زیرا مصالح سنگریز به سهولت و بدون فرسایش نشت‌های احتمالی را عبور می‌دهند. باین‌حال در مواردی که سنگریز بر روی ساختگاه آبرفتی حاوی ریزدانه قرار می‌گیرد، ممکن است یک لایه فیلتر برای جلوگیری از فرسایش منظور گردد.

۸-۴-۱- طراحی ابعاد زهکش‌ها

برای طراحی هندسی زهکش افقی پایین‌دست، باید سه پارامتر طول زهکش (ld)، ضخامت زهکش (td) و عرض زهکش (bd) مشخص شود. طول زهکش در سدهای همگن حدود سه برابر ارتفاع آب پشت سد در نظر گرفته می‌شود. در سدهای هسته‌دار، همان‌گونه که در شکل (۸-۵) نشان داده شده، طول زهکش اجباراً از پنجه هسته تا پنجه سد خواهد بود. عرض زهکش هم بعد عمود بر صفحه است و برای انتخاب آن معمولاً به شرایط هندسی دره توجه می‌شود.



شکل (۵-۸): موقعیت زهکش افقی پایین دست و زهکش مایل در سدهای هسته دار

معمولاً عرض زهکش معادل قسمت افقی دره سد در نظر گرفته می شود. هر چه عرض زهکش بیشتر باشد، ضخامت آن کمتر می گردد. بنابراین طراح مقادیر اجرایی این دو و همچنین شکل هندسی دره را مورد توجه قرار می دهد و با قضاوت مهندسی عرض زهکش را انتخاب می کند. پس از انتخاب عرض زهکش، ضخامت آن با استناد به قانون داریسی به نحوی انتخاب می شود که زهکش به سهولت بتواند دبی زه را عبور دهد.

بر اساس شکل (۵-۸) برای تعیین ضخامت زهکش افقی می توان قانون داریسی را به صورت

زیر نوشت:

$$Q = k_a \cdot i \cdot A_d, \quad A_d = t_d \cdot b_d \quad (۶-۸)$$

در معادله بالا Q مجموع کلیه نشت های وارده به زهکش و k_a ضریب نفوذپذیری مصالح آن است. برای آن که پایین دست سد کاملاً خشک باشد، در جهت اطمینان می توان فرض کرد که جریان در طول زهکش به صورت ثقلی برقرار است و بر این اساس گرادیان هیدرولیکی را از معادله زیر به دست آورد:

$$i = \frac{t_d}{l_d} \quad (۷-۸)$$

بنابراین از مجموع روابط بالا ضخامت زهکش افقی به دست خواهد آمد. همچنین برخی منابع علمی توصیه کرده‌اند که ضخامت هر لایه از لایه‌های زهکش افقی حداقل ۳۰۰ میلی‌متر و بزرگ‌تر از ۵۰ برابر d_{15} مصالح همان لایه باشد. البته باید توجه شود که استفاده از رابطه (۷-۸) برای سدهای کوتاه مناسب است و در سدهای بزرگ منجر به طراحی زهکش‌های بسیار ضخیم خواهد شد. در این موارد توصیه نگارنده آن است که گرا دیان هیدرولیکی بزرگ‌تر از یک‌دهم در نظر گرفته شود.

برای تعیین ضخامت محاسباتی زهکش مایل در سدهای هسته‌دار و بدون هسته نیز فرآیند مشابهی طی خواهد شد. با این تفاوت که در اینجا گرا دیان هیدرولیکی مقدار بیشتری خواهد داشت و از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$i = \frac{h_c}{l_c}, \quad A_c = t_c \cdot b_c, \quad Q = k_c \cdot i \cdot A_c \quad (۸-۸)$$

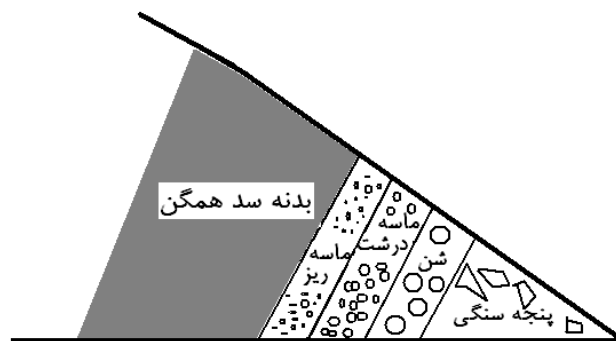
در این رابطه t_c و l_c و b_c به ترتیب ضخامت، طول و عرض زهکش مایل هستند که در شکل (۵-۸) نیز نشان داده شده‌اند. همچنین h_c ارتفاع عمودی زهکش مایل است. معمولاً فیلتر و زهکش اطراف هسته در تمام طول سد اجرا می‌گردند. بر همین اساس تحلیل برای عرض واحد ($b_c = 1$) انجام می‌شود.

۸-۴-۲- طراحی دانه‌بندی زهکش‌ها

به‌طور کلی طراحی دانه‌بندی زهکش‌ها از همان قوانین طراحی دانه‌بندی فیلترها تبعیت می‌کند. بر این اساس می‌توان مراحل کامل بیان‌شده در روش USBR را برای طراحی زهکش‌ها نیز منظور داشت. با این حال باید توجه شود که خاک مورد محافظت در هر حالت لایه‌ای است که در مجاورت زهکش است و جریان آب از آن به زهکش انتقال می‌یابد. در مورد کارهای بسیار کم‌اهمیت می‌توان به‌عنوان یک تخمین کلی فرض کرد که لازم است d_{15} هر لایه از زهکش بین ۵ تا ۹ برابر d_{15} لایه مورد محافظت آن باشد. بنابراین اگر زهکش دارای سه لایه باشد، d_{15} برای لایه دوم باید ۵ تا ۹ برابر d_{15} برای لایه اول باشد. برای طراحی دانه‌بندی لایه اول هم باید d_{15} خاک مورد محافظت مد نظر قرار گیرد.

طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی — ۱۹۱

برای طراحی زهکش پنجه در سدهای همگن نیز می‌توان از الگویی مشابه موارد یادشده استفاده کرد. در شکل (۶-۸) جزئیات زهکش پنجه برای یک سد همگن که بدنه آن از مصالح ریزدانه ساخته شده و بر روی بستر سنگی قرار گرفته، نشان داده شده است.



شکل (۶-۸): جزئیات زهکش پنجه برای سد همگن

۸-۵- طراحی پوشش شیروانی‌های سد

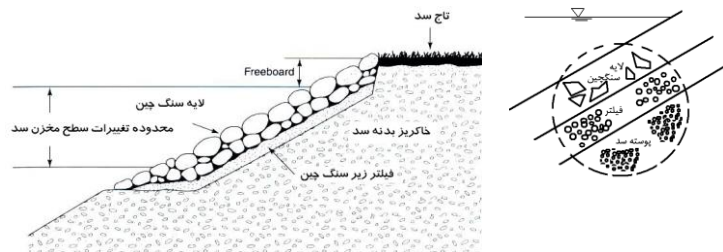
شیروانی بالادست سدهای خاکی در معرض امواج دریاچه قرار دارد. علاوه بر این یخبندان و وزش باد شدید هم ممکن است آسیب‌هایی به آن وارد کند. بر همین اساس لازم است پوشش محافظی برای آن طراحی گردد. برای حفاظت شیروانی‌های سد در برابر فرسایش، هفت روش وجود دارد: حفاظت توسط لایه سنگچین، حفاظت توسط پوشش بتنی درجا، حفاظت توسط قطعات بتنی پیش-ساخته، حفاظت توسط لایه بتن آسفالتی، حفاظت توسط لایه خاک-سیمان، حفاظت توسط لایه ژئوسینتتیک و حفاظت توسط پوشش گیاهی

در میان روش‌های ذکر شده، پوشش بتنی درجاریز مخصوص سدهای سنگریز با رویه بتنی (CFRD) است. همچنین پوشش گیاهی چندان قابل اطمینان نیست و صرفاً برای حفاظت شیروانی پایین دست قابل قبول است. حفاظت توسط لایه سنگچین بیشترین کاربرد را در سدهای خاکی دارد و در ادامه این روش تشریح می‌گردد. این نوع حفاظت در اصطلاح ریپ‌راپ^۱ نامیده می‌شود و برای اجرای آن نظیر آنچه در شکل (۷-۸) دیده می‌شود، قطعات سنگی در کنار هم و در یک عرض

^۱riprap

خاص چیده می‌شوند. سایر روش‌ها نیز در تعداد کمی از سدها و اغلب در شرایطی که امکان اجرای سنگچین نبوده است، مورد استفاده قرار گرفته‌اند. مراحل طراحی یک لایه سنگچین از این قرار است:

- گام اول: تعیین ضخامت لایه سنگچین
- گام دوم: تعیین دانه‌بندی لایه سنگچین
- گام سوم: طراحی فیلتر زیر لایه سنگچین
- گام چهارم: تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح مناسب برای سنگچینی



شکل (۷-۸): جزئیات لایه سنگچین و فیلتر آن در سدهای خاکی

۸-۵-۱- طراحی لایه سنگچین بر اساس رکوردهای اجرایی

گروه مهندسان ارتش آمریکا (USACE) بر اساس اطلاعات جمع‌آوری شده از سدهای ساخته‌شده، جدول (۸-۴) را برای طراحی لایه سنگچین پیشنهاد کرده است. هرچند این جدول از دقت چندانی برخوردار نیست، ولی برای تخمین اولیه و همچنین طراحی سنگچین در سدهای کوچک، مرجع قابل استفاده‌ای است. بر اساس این روش صرفاً با داشتن حداکثر ارتفاع موج می‌توان متوسط اندازه دانه‌ها در لایه سنگچین (ستون دوم جدول)، حداکثر وزن قطعات سنگی در لایه سنگچین (ستون سوم جدول) و ضخامت لایه سنگچین (ستون چهارم جدول) را تعیین کرد.

جدول (۸-۴): طراحی لایه سنگچین بر اساس رکوردهای اجرایی

ضخامت لایه (متر)	حداکثر وزن قطعات سنگ (کیلوگرم)	متوسط اندازه قطعات سنگ (متر)، D₅₀	حداکثر ارتفاع موج (mm)
۰/۳۰	۴۵	۰/۲	۰ تا ۳۱۰
۰/۴۰	۹۰	۰/۲۵	۳۱۰ تا ۶۱۰
۰/۴۵	۲۳۰	۰/۳۰	۶۱۰ تا ۱۲۲۰
۰/۶۰	۶۸۰	۰/۴	۱۲۲۰ تا ۱۸۳۰
۰/۷۶	۱۱۳۰	۰/۴۵	۱۸۳۰ تا ۲۴۴۰
۰/۹۱	۱۸۱۰	۰/۶۰	۲۴۴۰ تا ۳۰۰۰

برای تعیین دانه‌بندی مصالح سنگچین، با داشتن D_{50} و D_{max} یک منحنی به موازات منحنی دانه‌بندی پوسته ترسیم می‌گردد. D_{max} حداکثر اندازه قطعات سنگی است که با داشتن حداکثر وزن قطعات و با فرض کروی بودن آن‌ها از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$D = \left(\frac{4w}{3\gamma}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (۹-۸)$$

که در آن w وزن قطعه و γ وزن مخصوص آن است.

۸-۵-۲- طراحی لایه سنگچین بر اساس روابط تجربی

محققان مختلف در آزمایشگاه لایه‌های سنگچین را در برابر امواج آب مورد آزمایش کرده‌اند و نهایتاً روابطی برای تعیین اندازه و وزن قطعات ارائه کرده‌اند. رابطه پیشنهادی گروه مهندسان (USACE, 1975) برای تعیین متوسط اندازه دانه‌ها در لایه سنگچین به صورت زیر است:

$$W_{50} = \frac{\gamma H^a}{k(G_s - 1)^3 (\cot \phi)^b} \quad (۱۰-۸)$$

در این رابطه، G_s وزن مخصوص دانه‌هاست و معمولاً معادل ۲/۶ تا ۲/۷ است. همچنین γ دانسیته مصالح سنگچین و ϕ زاویه شیب بالادست با افق و H ارتفاع موج طراحی برحسب متر است. علاوه بر این‌ها، a و b و k ثوابتی هستند که برای تعیین آن‌ها محققان مختلف مطالعات

آزمایشگاهی گسترده‌ای انجام داده‌اند و در کتب مرجع مقادیر پیشنهادی آن‌ها ارائه شده است. در طراحی مقدماتی، می‌توان مقادیر سرانگشتی زیر را برای این ثوابت در نظر گرفت:

$$a = 3, \quad b = 1, \quad k = 4/37$$

در کتب مرجع مقدار دقیق k تابع ارتفاع موج، هندسه شیب سطح خطر ارائه شده است.

پس از آن که از رابطه بالا w_{50} به دست آمد، D_{50} نیز از رابطه (۸-۹) حاصل می‌شود و نهایتاً کوچک‌ترین و بزرگ‌ترین اندازه دانه‌ها نیز از روابط زیر به دست خواهد آمد:

$$D_{\min} = 0.125(D_{50}) \quad (11-8)$$

$$D_{\max} = 4(D_{50}) \quad (12-8)$$

به این ترتیب با در دست داشتن D_{\min} و D_{50} و D_{\max} منحنی دانه‌بندی لایه سنگچین ترسیم می‌گردد. همچنین برای تعیین ضخامت لایه سنگچین رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$t = \max \left\{ 1.5D_{50}, \left(\frac{w_{\max}}{\gamma} \right)^{\frac{1}{3}} \right\} \quad (13-8)$$

۸-۵-۳- طراحی فیلتر زیر لایه سنگچین

در زیر لایه سنگچین یک لایه فیلتر قرار می‌گیرد تا از فرسایش مصالح پوسته جلوگیری کند. در واقع چون قطعات سنگ در لایه سنگچین بسیار بزرگ‌تر از دانه‌بندی پوسته هستند، لازم است یک لایه فیلتر بین این دو قرار گیرد. برای طراحی فیلتر مذکور می‌توان از معیارهای کلی طرح فیلتر استفاده کرد. با این حال گروه مهندسی و برخی دیگر از منابع معیارهای ساده‌تری برای طرح فیلتر مذکور پیشنهاد کرده‌اند. بر اساس پیشنهاد USACE(2004) حداقل ضخامت فیلتر زیر ریپ‌راپ معادل ۹ اینچ است. همچنین جدول (۸-۵) برای انتخاب ضخامت فیلتر مذکور پیشنهاد شده است.

جدول (۸-۵): طراحی اولیه فیلتر بر اساس ضخامت لایه سنگچین

ضخامت لایه سنگچین	بزرگ‌تر از یک متر	۰/۶ تا ۱ متر	۰/۳ تا ۰/۶ متر
حداقل ضخامت فیلتر	۰/۴۵ متر	۰/۳ متر	۰/۲۳ متر

طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی — ۱۹۵

بر اساس پیشنهاد (USACE(2004) در صورتی که مصالح پوسته شاخص خمیری پایینی داشته باشند (که معمولاً همین‌گونه است)، دانه‌بندی مصالح فیلتر ریپ‌راپ باید مطابق معیارهای زیر طراحی شوند:

- معیار جلوگیری از فرسایش مصالح پوسته به درون فیلتر: $D_{15}(F) \leq 5D_{85}(E)$
- معیار جلوگیری از فرسایش مصالح فیلتر به درون ریپ‌راپ: $D_{15}(R) \leq 5D_{85}(F)$
- معیار تأمین نفوذپذیری لازم برای مصالح فیلتر: $D_{15}(F) \geq 5D_{15}(E)$

در روابط ارائه‌شده، نمادهای E و F و R به ترتیب مربوط به پوسته، فیلتر و ریپ‌راپ هستند. بنابراین با معیارهای یادشده می‌توان ضخامت و دانه‌بندی فیلتر زیر ریپ‌راپ را تعیین کرد. در سدهای کوچک، اگر دانه‌بندی فیلتر مذکور با دانه‌بندی پوسته کاملاً مشابه باشد، می‌توان این فیلتر را حذف کرد و ریپ‌راپ را مستقیماً روی پوسته قرار داد. در سدهای بزرگ ممکن است دو فیلتر برای حفاظت از پوسته طراحی شود.

۸-۵-۴- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح مناسب برای سنگچین

مصالح سنگچین در معرض یخبندان، هوازگی و فرسایش شیمیایی هستند. بر همین اساس سنگ‌هایی که در این قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرند باید خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مناسبی داشته باشند. بسیاری از قلوه‌سنگ‌هایی که برای پوسته مناسب هستند، در ریپ‌راپ قابل استفاده نیستند. در برخی از سدهای ساخته‌شده به دلیل عدم توجه به معیارهای فنی و استفاده از مصالح متخلخل و فرسایش‌پذیر، لایه ریپ‌راپ در همان سال‌های اول بهره‌برداری خراب شده و عملکرد سد را مختل کرده است. بر همین اساس مصالح مورد نظر برای لایه سنگچین پیش از استفاده باید مورد آزمایش‌های زیر قرار گیرند:

- ✓ آزمایش تعیین مدول الاستیسته و مقاومت تک‌محوری در حالت خشک و اشباع
- ✓ آزمایش تعیین میزان جذب آب و آزمایش تعیین میزان تخلخل سنگ‌دانه‌ها
- ✓ آزمایش سایش لوس‌آنجلس (مقاومت در برابر ضربه)
- ✓ آزمایش مقاومت در برابر سولفات سدیم و منیزیم

✓ آزمایش مقاومت در برابر سیکل‌های ذوب و یخبندان

✓ آزمایش دوام با آب

روش انجام آزمایش‌های مذکور و همچنین محدوده قابل قبول برای داده‌های آن‌ها در کتب مرجع آمده است.

۸-۵-۵- طراحی پوشش شیروانی پایین دست

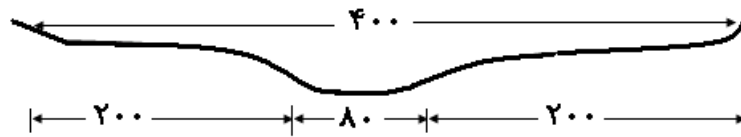
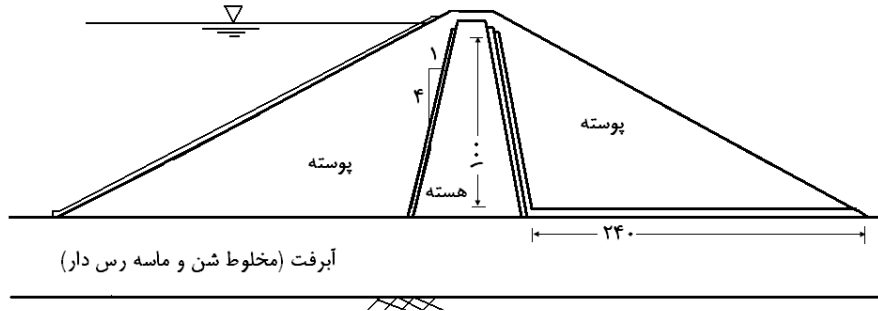
شیروانی پایین دست سد در معرض امواج دریاچه نیست، ولی ممکن است در بارندگی‌های شدید آبراهه‌های باریکی بر سطح آن ایجاد شده و به مرور زمان عمیق‌تر شوند. بر همین مبنا برای شیروانی پایین دست هم باید تدابیر لازم منظور گردد. در همین راستا باید شیب عرضی تاج سد به طرف دریاچه باشد تا آب‌های سطحی موجب تخریب شیروانی پایین دست نگردد. همچنین در اغلب سدها سکوهایی بر روی شیروانی پایین دست طراحی می‌گردد که هم کار راه دسترسی را انجام می‌دهند، هم به پایداری سد کمک می‌کنند و هم جریان آب‌های سطحی از طریق آن‌ها کنترل می‌گردد.

نهایتاً دو گزینه برای حفاظت دامنه پایین دست وجود دارد؛ پوشش گیاهی یا لایه سنگچین از قلوه سنگ. پوشش گیاهی برای مناطقی مناسب است که از بارندگی قابل توجهی برخوردار هستند و در مناطق خشک کارآیی ندارد. در مناطق خشک بهتر است یک لایه قلوه سنگ به ضخامت ۳۰۰ میلی‌متر برای حفاظت شیروانی پایین دست طراحی گردد.

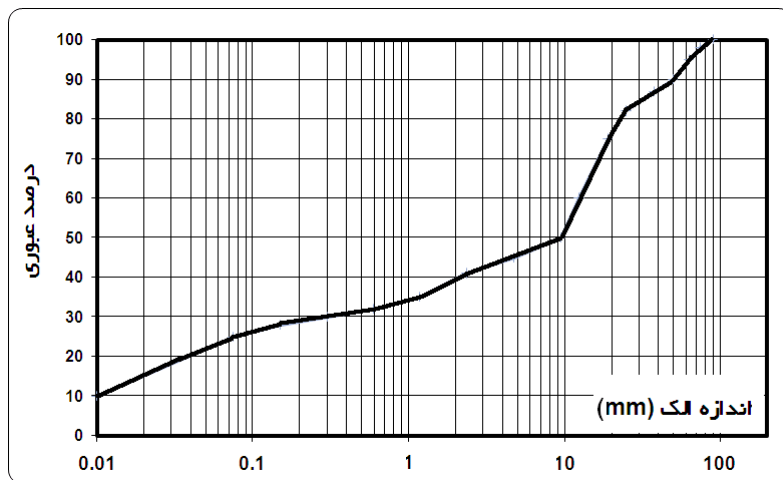
۸-۶- مثال از طراحی فیلتر و زهکش‌ها در یک سد خاکی

برای سد خاکی نشان داده شده در شکل (۸-۸) فیلتر و زهکش پایین دست را طراحی کنید. دانه‌بندی مصالح هسته و پوسته سد در شکل (۸-۹) نشان داده شده است. بر اساس تحلیل کامپیوتری نشت و با اعمال ضریب اطمینان، دبی ورودی از هسته به فیلتر ۰/۲ لیتر بر ثانیه در واحد عرض و دبی ورودی از پی به فیلتر حدود ۲۵ لیتر بر ثانیه در کل دره است. ابعاد نشان داده شده در شکل برحسب متر هستند.

طراحی فیلتر، زهکش و سنگچین برای سدهای خاکی — ۱۹۷



شکل (۸-۸): بزرگ‌ترین مقطع عرضی و شکل دره برای سد خاکی موردنظر



شکل (۹-۸): منحنی دانه‌بندی مصالح هسته برای سد خاکی موردنظر

حل مسئله:

در ادامه لازم است فیلتر مایل کنار هسته و دو زهکش طراحی گردد؛ یکی زهکش مایل که در پایین دست هسته و به موازات فیلتر قرار می‌گیرد و دومی زهکش افقی پایین دست که به صورت افقی بر روی زمین اجرا می‌گردد. برای هر یک از این سه باید محدوده مجاز دانه‌بندی و ضخامت مناسب تعیین گردد.

الف) طراحی فیلتر مایل کنار هسته

این فیلتر در تمام عرض سد اجرا می‌گردد. در ابتدای طراحی نفوذپذیری فیلتر مشخص نیست، زیرا دانه‌بندی آن تعیین نشده است. پس مسئله به صورت سعی و خطا حل می‌گردد. فرض کنید نفوذپذیری این لایه معادل $1/2 \times 10^{-4}$ متر بر ثانیه باشد، در این صورت بر اساس رابطه (۸-۸) داریم:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{4}\right) = 14^{\circ}$$

$$i = \frac{h_c}{l_c} = \frac{100}{\left(\frac{100}{\cos \alpha}\right)} = 0.97, \quad A_c = t_c \cdot b_c = t_c \times 1 = t_c,$$

$$Q = k_c \cdot i \cdot A_c = 1/2 \times 10^{-4} \times 0.97 \times t_c = 0.2 \times 10^{-3} \Rightarrow t_c = 1/71 \text{ m}$$

این ضخامت برای اجرا مناسب است. در عمل فرض کنید از ضخامت $1/8$ متر استفاده کنیم. در ادامه دانه‌بندی این فیلتر بر اساس USBR طراحی می‌شود. منحنی دانه‌بندی خاک مبنا که در اینجا خاک هسته است، نیاز به اصلاح دارد، زیرا دانه‌های بزرگ‌تر از $4/75$ میلی‌متر دارد. در واقع درصد عبوری از الک شماره ۴ فقط ۴۵ درصد است. در جدول (۸-۶) و شکل (۸-۱۰) درصد عبوری موجود و اصلاح‌شده برای ذرات کوچک‌تر از $4/75$ میلی‌متر در خاک هسته ارائه شده است.

جدول (۸-۶): درصد عبوری موجود و اصلاح‌شده برای خاک هسته

۴/۷۵	۲/۳۶	۱/۱۸	۰/۶	۰/۳	۰/۱۵	۰/۰۷۵	۰/۰۱	اندازه الک (mm)
۴۵	۴۱	۳۵	۳۲	۳۰	۲۸	۲۵	۱۰	درصد عبوری واقعی
۱۰۰	۹۱	۷۷	۷۱	۶۶	۶۲	۵۵	۲۲	درصد عبوری اصلاح‌شده

در گام چهارم، بر اساس جدول (۸-۱) خاک مینا در گروه ۲ قرار می‌گیرد، برای این گروه داریم:

$$D_{15}(F) \leq 0.7 \text{ mm} \text{ (کنترل پایینگ)}$$

- ✓ حداکثر اندازه دانه‌های فیلتر باید کوچک‌تر از ۷۵ میلی‌متر در نظر گرفته شود.
- ✓ درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ در منحنی دانه‌بندی فیلتر همواره باید کوچک‌تر از ۵ درصد باشد.
- ✓ PI بخش ریزدانه خاک فیلتر (عبوری از الک شماره ۴۰) باید صفر باشد.
- ✓ برای اطمینان از نفوذپذیری فیلتر لازم است شرایط زیر برقرار باشد:

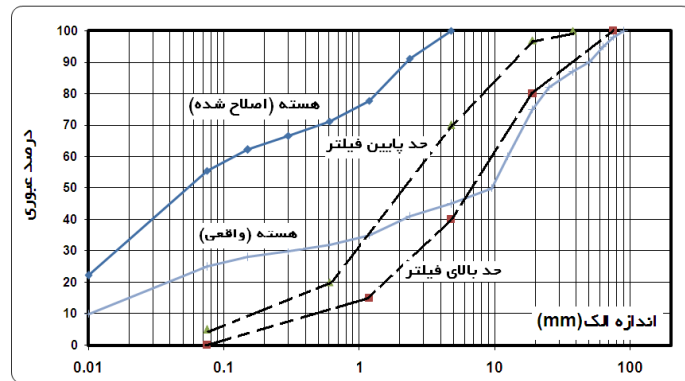
$$D_{15}(F) > 0.1 \text{ mm} \quad \text{و} \quad D_{15}(F) > 5D_{15}(B)$$

$D_{15}(B)$ حدود ۰/۰۱ میلی‌متر است، لذا باید:

$$D_{15}(F) > 0.05 \text{ mm} \quad \text{و} \quad D_{15}(F) > 0.1 \text{ mm}$$

بنابراین $D_{15}(F)$ باید از ۰/۱ میلی‌متر بزرگ‌تر باشد. در این صورت فرض کنید $D_{10}(F)$ بین ۰/۵ تا ۱ میلی‌متر انتخاب شود. حال در گام هفتم برای به حداقل رساندن جدا شدن دانه‌ها از همدیگر، لازم است مطابق جدول (۸-۳) حداکثر $D_{90}(F)$ فیلتر معادل ۲۵ میلی‌متر انتخاب شود. در نهایت معیارهای به دست آمده در گام‌های پیشین بر روی منحنی دانه‌بندی مشخص شده و محدوده مجاز دانه‌بندی فیلتر در شکل (۸-۱۰) ترسیم شده است. برای اطمینان بیشتر از عملکرد فیلتر می‌توان آزمایش NEF را نیز انجام داد.

اگر فرض کنیم $D_{10}(F)$ معادل ۰/۴ میلی‌متر است، بر اساس رابطه (۸-۲) نفوذپذیری این فیلتر معادل $10^{-4} \times 16$ متر بر ثانیه به دست می‌آید. این مقدار بیش از نفوذپذیری در نظر گرفته شده در فرض اولیه است و لذا طراحی مناسب است. دقت کنید که لازم است در برآورد دبی ضریب اطمینان بالایی منظور گردد.



شکل (۸-۱۰): محدوده منحنی دانه‌بندی فیلتر با خط‌چین مشخص شده است

ب) طراحی زهکش مایل کنار هسته

برای زهکش مایل می‌توان از ضخامت کمتر یا مساوی فیلتر استفاده کرد؛ زیرا نشت عبوری از نفوذپذیری آن بالاتر از فیلتر است. با این حال چون ضخامت فیلتر معادل $1/8$ متر تعیین شده است و این مقدار به حداقل اجرایی نزدیک است، ضخامت این زهکش هم معادل $1/8$ در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین دانه‌بندی زهکش مایل دو راه وجود دارد:

- الف) استفاده از معیارهای طراحی فیلتر؛ در این حالت فرض می‌گردد که زهکش مایل به‌عنوان یک فیلتر وظیفه‌ی جلوگیری از شسته شدن دانه‌های فیلتر اصلی را به عهده‌دارد. بر این اساس از روش گام به گام USBR برای تعیین دانه‌بندی آن استفاده می‌شود.
- ب) استفاده از معیارهای طراحی ناحیه انتقالی؛ در این حالت زهکش به‌عنوان یک لایه واسطه بین فیلتر و پوسته دیده می‌شود. بر این اساس دانه‌بندی زهکش مایل باید بین فیلتر و پوسته قرار گیرد و تا حد امکان به موازات آن دو باشد. همچنین حداکثر ریزدانه آن نظیر فیلتر به ۵ درصد محدود می‌گردد.

روش اول یک طرح محافظه‌کارانه و روش دوم یک طرح اقتصادی و احتمالاً مخاطره‌آمیز را به دست خواهد داد. اگر فرض کنیم حداکثر دانه‌ها در پوسته سد مورد مطالعه ۲۰ سانتی‌متر باشد، می‌توان حداکثر اندازه دانه‌ها در زهکش را معادل ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفت و محدوده منحنی دانه‌بندی آن را به موازات فیلتر ترسیم کرد.

ج) طراحی زهکش افقی پایین دست

برای طراحی زهکش افقی پایین دست ابتدا باید دبی وارد شده به آن محاسبه گردد. از سه جهت جریان آب وارد این زهکش خواهد شد:

الف) از زهکش و فیلترهای اطراف هسته؛ دبی این جریان برابر 0.2 لیتر در ثانیه در واحد عرض محاسبه گردید.

ب) از پی؛ دبی این جریان در صورت مسئله برابر 25 لیتر در ثانیه اعلام گردیده است.

ج) دبی نشست‌های ناشی از بارندگی؛ این عدد تابع وضعیت بارندگی منطقه است. در اینجا فرض می‌شود که حداکثر مقدار این عدد 0.3 لیتر در ثانیه در واحد عرض، باشد.

به‌عنوان یک فرض اولیه برای ضریب نفوذپذیری مصالح زهکش طول زهکشی افقی از هندسه سد برابر 240 متر به دست می‌آید. همچنین فرض می‌شود که این زهکش در قسمت میانی دره به عرض 80 متر گسترده شده باشد. در این صورت با داشتن دبی کل ورودی و ضریب نفوذپذیری مصالح زهکش، ضخامت آن از روابط زیر به دست می‌آید.

$$Q = k_d \cdot i \cdot A_d, \quad Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 0.2(400) + 25 + 0.3(400) = 225 \text{ Liters/sec}$$

$$A_d = t_d \times b_d = 80t_d, \quad (8-8)$$

چون زهکش از طول قابل توجهی برخوردار است، فرض جریان ثقلی منجر به دست آمدن یک ضخامت غیر اجرایی برای آن به دست خواهد داد. اگر فرض کنیم گرادیان در طول زهکش معادل یک‌دهم و ضریب نفوذپذیری مصالح زهکش یک صدم متر بر ثانیه باشد، خواهیم داشت:

$$Q = k_d \cdot i \cdot A_d \Rightarrow 0.225 = 0.01 \times 0.1 \times 80t_d \Rightarrow t_d = 2.81 \text{ m}$$

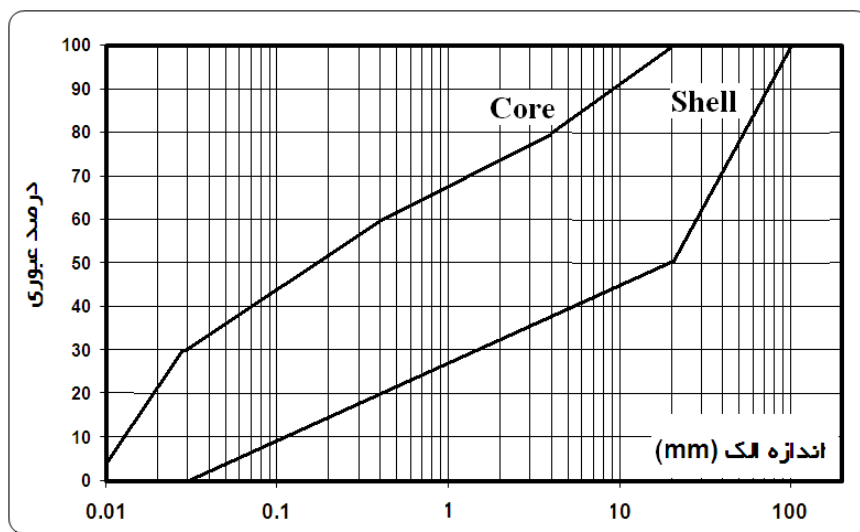
بنابراین از مجموع روابط بالا ضخامت زهکش افقی برابر $2/81$ متر به دست خواهد آمد که برای اطمینان می‌توان آن را معادل 3 متر در نظر گرفت. بهتر است در مقطع سه متری، زهکش به سه لایه یک متری تقسیم شود و یک لایه به صورت ساندویچی در میان دو لایه دیگر قرار گیرد. دانه‌بندی لایه‌های بیرونی باید به نحوی باشد که ریزدانه‌های پوسته و پی به درون زهکش نفوذ نکنند، ولی آب از آن‌ها بگذرد. دانه‌بندی لایه میانی هم با توجه به عدد فرض شده برای ضریب نفوذپذیری و

۲۰۲ —◆— اصول مهندسی سدهای خاکی

با استفاده از رابطه (۸-۲) به دست خواهد آمد. همچنین ضخامت هر لایه از لایه‌های زهکش افقی باید بزرگ‌تر از ۵۰ برابر d_{15} مصالح همان لایه باشد. بنابراین این معیار هم برای تعیین دانه‌بندی زهکش به کار خواهد آمد.

مسائل حل نشده فصل هشتم:

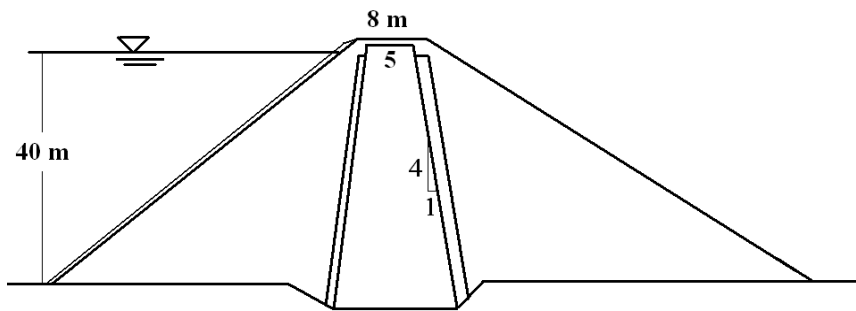
۱- در شکل زیر خط وسط محدوده دانه‌بندی هسته و پوسته برای یک سد خاکی نشان داده شده است. محدوده مجاز دانه‌بندی فیلترها و لایه سنگچین را برای این سد به دست آورید.



۲- اگر گرادیان هیدرولیکی موجود برابر $0/5$ باشد، ابعاد لازم برای فیلتر پایین دست هسته یک سد خاکی با مشخصات زیر را محاسبه کنید:
نشت عبوری از هسته: $0/4$ لیتر بر ثانیه بر متر عرض
ضریب نفوذپذیری مصالح فیلتر: یک هزارم متر بر ثانیه

۳- محدوده مناسب برای دانه‌بندی فیلتر اطراف هسته در سد نشان داده شده در شکل زیر را بر اساس روش USBR به دست آورید. متوسط دانه‌بندی هسته سد در جدول کنار شکل نشان داده شده است.

درصد ریزتر از یک صدم میلی‌متر	۱۰ درصد
درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰	۲۰ درصد
درصد عبوری از الک ۱ میلی‌متر	۴۰ درصد
درصد عبوری از الک شماره ۴	۷۰ درصد
حداکثر اندازه دانه‌ها	۵۰ میلیمتر



سؤالات فصل هشتم:

۱- حداکثر اندازه دانه‌ها و حداکثر درصد عبوری از الک ۲۰۰ در فیلتر چه قدر باید باشد؟

الف) حداکثر اندازه دانه ۲/۵ سانتی‌متر و درصد عبوری ۱۰ درصد

ب) حداکثر اندازه دانه ۲/۵ سانتی‌متر و درصد عبوری ۵ درصد

ج) حداکثر اندازه دانه ۷/۵ سانتی‌متر و درصد عبوری ۱۰ درصد

د) حداکثر اندازه دانه ۷/۵ سانتی‌متر و درصد عبوری ۵ درصد

۲- در مورد لایه سنگچین در سدهای خاکی کدام عبارت صحیح است؟

الف) در صورتی که دانه‌بندی پوسته به سنگچین نزدیک باشد، فیلتر آن حذف می‌گردد

ب) ضخامت لایه سنگچین بر اساس ارتفاع سد تعیین می‌گردد

ج) حداکثر اندازه دانه‌ها در سنگچین بیست سانتیمتر است.

د) اگر ارتفاع موج کمتر از یک متر باشد، لایه سنگچین حذف می‌گردد.

۳- در مورد وظیفه فیلتر در سدهای خاکی کدام گزینه صحیح است؟

الف) فیلتر باید مانع نشت آب از هسته سد به پایین دست شود

ب) فیلتر باید مانع عبور ریزدانه هسته سد شود

ج) فیلتر باید مانع وقوع پایدینگ در پی شود

د) فیلتر باید از مصالح پوسته سد محافظت کند

۴- اگر ضخامت لایه سنگچین در یک سد ۰/۵ متر باشد، کدام عدد را برای ضخامت فیلتر آن

درست می‌دانید؟

الف) ۰/۲ تا ۰/۴ متر ب) ۰/۴ تا ۰/۶ متر ج) ۰/۶ تا ۰/۸ متر د) ۰/۸ تا ۱ م

فصل نهم:

تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی

۹-۱- مقدمه

در فصل اول انواع سدهای بتنی معرفی گردید. در میان سدهای مذکور تحلیل و طراحی سدهای قوسی و دو قوسی از همه دشوارتر و تحلیل و طراحی سدهای بتنی وزنی از سایر سدها ساده تر است. طراحی سدهای بتن غلطکی هم مانند سدهای وزنی انجام می شود. در این فصل ابتدا بارهای وارده بر سدهای وزنی و نحوه طراحی اولیه این سدها بیان می شود و سپس روش های تحلیل و کنترل طراحی نیز به اختصار معرفی می گردد. در شکل (۹-۱) ابعاد و نشانه های عمومی برای یک سد وزنی معرفی شده است. تعاریف این نشانه ها به قرار زیر است:

- محور سد^۱: خطی است که بیانگر موقعیت لبه بالادست تاج سد است.
- طول سد: فاصله بین دو تکیه گاه سد در راستای محور وسط تاج سد را طول سد گویند.

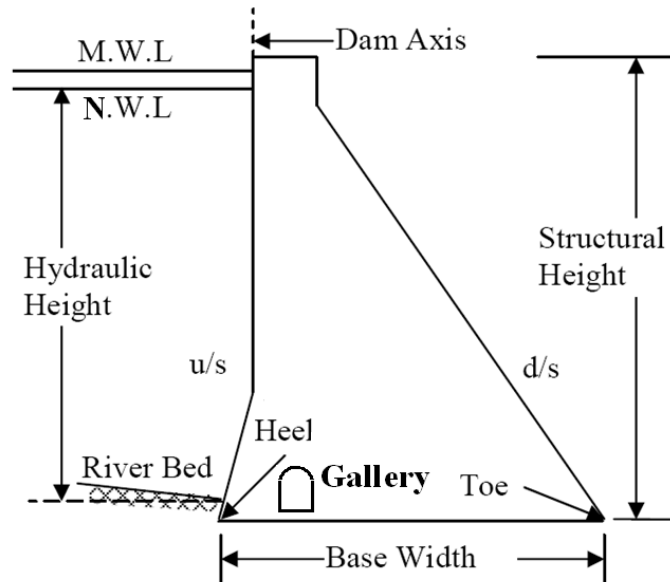
^۱ dam axis

تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی — ۲۰۷

- ارتفاع هیدورلیکی سد: اختلاف بین رقوم نرمال مخزن سد و رقوم کف رودخانه است.
- ارتفاع سد: اختلاف بین رقوم تاج سد و رقوم کف فونداسیون سد را ارتفاع سد گویند.
- تکیه‌گاه چپ و تکیه‌گاه راست: برای تعیین جهت‌های چپ و راست در طرح‌های سدسازی، معیار قرارگیری در جهت حرکت آب رودخانه است. در این حالت، صورت شخص به سوی پایین‌دست است و دست راست او تکیه راست سد را نشان می‌دهد.

معمولاً یک سد بتنی شامل اجزای زیر است:

- بدنه سد: که معمولاً به شکل دوزنقه‌ای است و نحوه طراحی اولیه هندسه آن در فصل چهارم بیان گردید. وجه بالادست آن در بسیاری از موارد به صورت قائم و وجه پایین‌دست همواره شیب‌دار است.
- سرریز: که معمولاً بر روی بدنه قرار می‌گیرد.
- سیستم آبگیری: در درون مخزن سد واقع شده است و به وسیله یک مجرا از بدنه سد عبور می‌کند.
- گالری: در برخی از سدهای بتنی برای دسترسی به پی سد منظور می‌شود. در واقع از این طریق امکان ساخت و ترمیم پرده آب‌بند مهیا می‌شود.
- پرده آب‌بند: سدهای بتنی بر روی پی سنگی ساخته می‌شوند. در مواردی که ساختگاه کاملاً آب‌بند نیست، از پرده تزریق برای آب‌بندی استفاده می‌شود.



شکل (۹-۱): ابعاد و نشانه‌ها برای یک سد بتنی وزنی

۹-۲- بارهای وارد بر سدهای وزنی

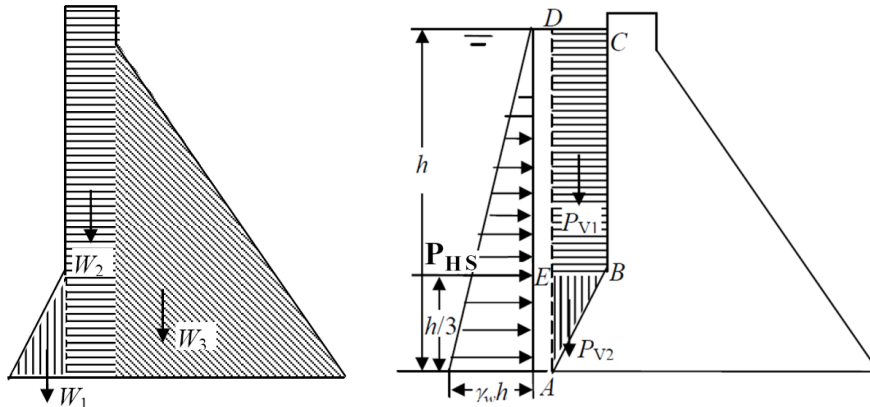
نیروهای وارد بر یک سد بتنی ترکیبی از بارهای مرده، زنده و زلزله هستند که در اثر وزن بدنه سد یا فشار آب مخزن به وجود می‌آیند. برای تحلیل کامل یک سد لازم است مقدار، جهت و محل اثر هر یک از این بارها به‌دقت تعیین شود.

۹-۲-۱- بار مرده

بار مرده شامل وزن سد است که محل اثر آن نیز مرکز ثقل بدنه است. از آنجا که معمولاً تحلیل پایداری سدهای وزنی به‌صورت دوبعدی انجام می‌شود، مرکز ثقل بدنه منطبق بر مرکز سطح آن خواهد بود. وزن سد با در دست داشتن وزن مخصوص بتن و هندسه سد به‌راحتی محاسبه می‌گردد. برای اطمینان، وزن گالری و مجراهای دیگری که از داخل بدنه عبور می‌کنند از وزن کل کاسته نمی‌شود. وزن دریچه‌ها، پل‌ها و سایر تجهیزاتی که همواره بر روی سد قرار دارند در محاسبه بار

۲۰۹ — تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی

مرده وارد می‌گردد. در شکل (۲-۹) نحوه ناحیه‌بندی یک سد وزنی برای محاسبه وزن آن و محل اثر وزن هر قسمت نشان داده شده است.



شکل (۲-۹): نحوه ناحیه‌بندی یک سد وزنی برای محاسبه وزن هر قسمت و فشار هیدرواستاتیکی آب در مخزن

۲-۲-۹- بار زلزله

نیروی ناشی از زلزله از مهم‌ترین نیروها در تحلیل پایداری سدهای بتنی است. در واقع زلزله دو نیرو بر سد وارد می‌کند:

- الف) نیروی اینرسی در بدنه سد ناشی از ارتعاش بدنه سد
- ب) نیروی هیدرودینامیکی ناشی از ارتعاش مخزن سد

در باره نیروی هیدرودینامیکی در بند بعدی بحث شده است. در مورد نیروی اینرسی ناشی از ارتعاش بدنه سد، باید توجه شود که سدهای بتنی از اینرسی بالایی برخوردار هستند و نیروی زلزله در آنها مقدار قابل توجهی دارد. برای محاسبه این نیرو می‌توان از راه‌کار شبه‌استاتیک برای معادل‌سازی نیروی زلزله استفاده کرد. در این حالت نیروی زلزله که در اصل یک نیروی دینامیکی

است و با زمان تغییر می‌کند به صورت یک نیروی ثابت استاتیکی معادل می‌گردد. نظیر آنچه در مورد ساختمان‌ها استفاده می‌شود، نیروی شبه‌استاتیکی زلزله از روابط زیر به دست خواهد آمد:

$$F_h = k_h W \quad (۱-۹)$$

$$F_v = k_v W \quad (۲-۹)$$

در روابط بالا W وزن بدنه سد، F_h نیروی زلزله در جهت افقی و F_v نیروی زلزله در جهت قائم است. همچنین k_h و k_v ضرایب زلزله در جهت‌های افقی و قائم هستند که مقدار آن‌ها تابع شرایط لرزه‌خیزی هر منطقه است. محل اثر نیروی زلزله مرکز جرم سد خواهد بود. برای تعیین ضرایب زلزله توصیه‌های مختلفی توسط برخی مراجع ارائه شده است. علاقه‌مندان می‌توانند به دستورالعمل منتشر شده توسط گروه مهندسين به شماره (EM 1110-2-2200 (1995) مراجعه کنند.

به‌طور کلی برای ضریب افقی زلزله در حالتی که مقدار آن در ارتفاع ثابت است، می‌توان بین یک‌دوم تا سه‌چهارم ضریب شتاب مبنای طرح (پارامتر A در آیین‌نامه ۲۸۰۰) را در نظر گرفت. ولی ضریب قائم تأثیر چندانی در نتایج نهایی تحلیل ندارد. (Vitharana et al. (2002) یک سد وزنی را مورد تحلیل لرزه‌ای قرار داده‌اند و این جمع‌بندی از تحقیق آن‌ها به دست آمده است که در نظرگیری مؤلفه قائم زلزله تأثیر قابل توجهی در پاسخ لرزه‌ای سد ندارد. همچنین (NCHRP (2008) در گزارش شماره ۶۱ خود که با عنوان «تحلیل لرزه‌ای دیوارهای حائل، سازه‌های مدفون، شیب‌ها و خاکریزها» منتشر شده، پیشنهاد کرده است که به علت تأثیر ناچیز مؤلفه قائم در نتایج حاصله، این مؤلفه در تحلیل منظور نگردد.

۹-۲-۳- فشار هیدرواستاتیکی مخزن

فشار آب مخزن در حالت استاتیکی به صورت عمود بر سطح بالادست در نظر گرفته می‌شود. این فشار با عمق به صورت خطی افزایش می‌یابد و در هر نقطه از عمق مخزن از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$p_{HS} = \gamma_w Z \quad (۳-۹)$$

در این رابطه γ_w وزن مخصوص آب و Z ارتفاع آب بر روی نقطه مورد بررسی است. در شکل (۹-۲) نحوه محاسبه نیروهای ناشی از فشار هیدرواستاتیکی مخزن برای یک نمونه سد وزنی نشان داده شده است. نهایتاً نیروی برآیند فشار هیدرواستاتیکی مخزن از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$P_{HS} = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (۴-۹)$$

در این رابطه h ارتفاع کل آب مخزن است و محل اثر نیروی P_{HS} در یک سوم ارتفاع آب از کف مخزن می‌باشد.

۹-۲-۴- فشار هیدرودینامیکی آب مخزن

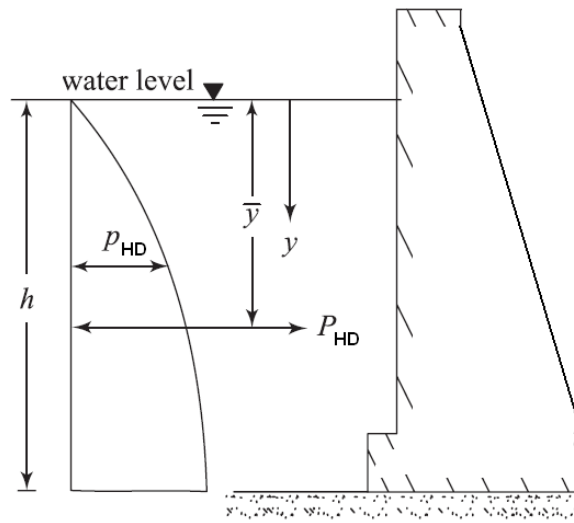
مخزن سد در حین زلزله با پیوند خاصی ارتعاش می‌کند. در اثر این ارتعاش، فشار وارده از طرف آب مخزن به بدنه سد دچار تغییر می‌شود. به عبارت دیگر فشار آب در طی سیکل‌های کوتاه از مقدار هیدرواستاتیکی آن بیشتر یا کمتر می‌شود. این تغییر فشار تحت عنوان «فشار هیدرودینامیکی» شناخته می‌شود و برای تحلیل سدهای وزنی حالتی در نظر گرفته می‌شود که مقدار آن مثبت باشد. مقدار فشار هیدرودینامیکی اولین بار توسط Westergaard (1933) برای یک دیواره عمودی به صورت نشان داده شده در شکل (۹-۳) به شکل غیرخطی در ارتفاع پیشنهاد گردید. بر این اساس مقدار فشار هیدرودینامیکی برای نقطه‌ای در عمق y از سطح مخزن از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$p_{HD} = \frac{7}{8} k_h \gamma_w h^{0.5} y^{0.5} \quad (۵-۹)$$

در این رابطه h ارتفاع آب مخزن سد، γ_w وزن مخصوص آب و k_h ضریب زلزله افقی است. در این صورت برآیند فشار هیدرودینامیکی در فاصله $\bar{y} = 0.6h$ واقع خواهد شد و مقدار آن از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$P_{HD} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2 \quad (۹-۶)$$

هرچند راهکار پیشنهادی (Westergaard (1933 روشی ساده برای مدل‌سازی اثرات دینامیکی آب مخزن است، محققان دیگر نشان داده‌اند که مقدار دقیق فشار هیدرودینامیکی تابع فرکانس ارتعاش است و عدم توجه به فرکانس ارتعاش منجر به نتایج غیر واقع‌بینانه‌ای خواهد شد. بر همین اساس چندین روش دیگر برای محاسبه نیروی هیدرودینامیکی ارائه شده است که پارامترهای بیشتری از پاسخ لرزه‌ای سد و مشخصات تحریک زلزله را مورد توجه قرار داده‌اند. علاقه‌مندان می‌توانند به مراجع (BUREAU (1987 و EM 1110-2-6050 مراجعه نمایند.



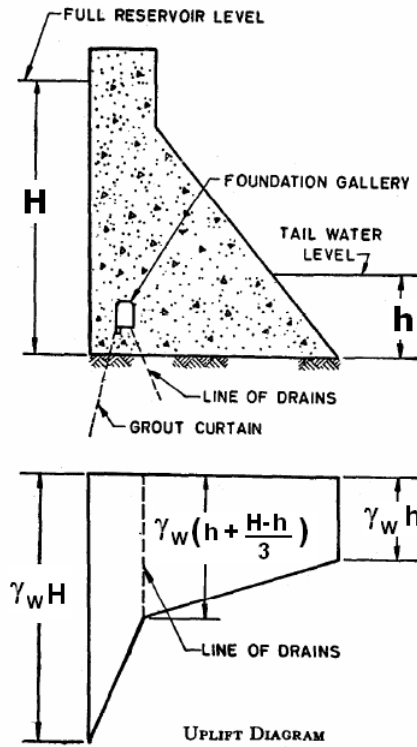
شکل (۹-۳): توزیع فشار هیدرودینامیکی ناشی از فشار آب مخزن در حین زلزله

۹-۲-۵- زیر فشار^۱

جریان آب از طریق خاک و سنگ پی سد از بالادست به پایین دست سد برقرار است. بر همین اساس فشار آب در زیر پی سد به وجود می آید و یک نیروی به طرف بالا به پی وارد می کند. این فشار رو به بالا اصطلاحاً زیر فشار نامیده می شود و از بالادست به پایین دست از شدت آن کاسته می شود. هر چه پی نفوذناپذیرتر باشد فشار آب با شیب تندتری کاهش می یابد. زیر فشار در جهت واژگونی سد عمل می کند و لازم است اثر آن در تحلیل پایداری سد مورد توجه قرار گیرد.

برای کاهش زیر فشار می توان از پرده تزریق یا دیوار آب بند استفاده کرد. در شکل (۹-۴) با اجرای یک پرده تزریق و یک ردیف زهکش بعد از آن، افت قابل توجهی در زیر فشار ایجاد شده است. روند واقعی کاهش زیر فشار در پی غیر خطی است، ولی برای سادگی محاسبات معمولاً برای آن توزیع خطی در نظر گرفته می شود. از طرف دیگر مقدار بالای زیر فشار در خاک های ماسه ای ممکن است باعث جوشش ماسه ها در پنجه سد گردد. همچنین افزایش زیر فشار در حین زلزله خطر بروز روان گرایی در ساختگاه های ماسه ای را افزایش می دهد. (USBR (1977 بیان داشته است که برای طراحی اولیه سدهای وزنی می توان فرض کرد که میزان کاهش زیر فشار به علت اجرای پرده تزریق به میزان دو سوم اختلاف هد آب بین بالادست و پایین دست سد است. با این حال در مواردی که درصد کارایی پرده تزریق مشخص باشد، باید همان درصد در محاسبات منظور شود.

¹ uplift



شکل (۹-۴): توزیع زیرفشار برای یک سد وزنی با پرده تزریق

۹-۲-۶- نیروی امواج دریاچه^۱

سطح بالادست بدنه سد تحت تأثیر ضربات ناشی از امواج دریاچه قرار دارد. در فصل‌های قبل، درباره نحوه محاسبه ارتفاع این امواج مباحثی ارائه گردید که در برآورد ارتفاع آزاد سد به کار می‌آید. در اغلب موارد این امواج اثرات ناچیزی در کاهش پایداری سد خواهند داشت. در هر صورت، با در دست داشتن ارتفاع موج می‌توان از رابطه زیر نیروی خطی امواج بر بدنه سد را به‌طور تقریبی محاسبه نمود:

$$P_{wave} = 20h_w^2 \quad (۹-۷)$$

^۱ wave pressure

تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی — ۲۱۵

که در آن h_w ارتفاع موج است و نحوه محاسبه آن در مباحث مربوط به ارتفاع آزاد سد بیان گردید. همچنین P_{wave} نیروی گسترده خطی ناشی از امواج دریاچه است که برحسب کیلونیوتن بر متر از رابطه بالا به دست خواهد آمد. محل اثر نیروی مذکور $\frac{3}{8}h_w$ از سطح آب مخزن دریاچه خواهد بود.

۹-۲-۷- فشار یخ^۱

در مناطق سردسیر ممکن است مخزن سد دچار یخبندان شود. در چنین شرایطی یک لایه از یخ سطح دریاچه را می پوشاند. افزایش حجم ناشی از یخ شدن آب باعث وارد آمدن فشار به بدنه و دیواره های مخزن سد می گردد. گرچه لازم نیست برای همه سدهای بتنی فشار یخ در نظر گرفته شود، اگر ضخامت لایه یخ زیاد باشد و دیواره های مخزن هم از سنگ سخت و صلب تشکیل شده باشند، ممکن است فشار یخ بر سطح بالادست سد قابل توجه شود.

بار یخ معمولاً به صورت یک بار گسترده خطی بر رقوم نرمال وجه بالادست سد وارد می شود. مقدار این بار تابع دمای منطقه در فصل یخبندان، شرایط باد در منطقه و ضخامت لایه یخ می باشد. USBR(1977) پیشنهاد کرده است که در مناطق سردسیر اگر داده های مذکور در دست نباشد، بار یخ به طور تقریبی معادل ۱۴۶ کیلونیوتن بر متر در نظر گرفته شود.

۹-۲-۸- بار رسوب مخزن^۲

باگذشت زمان بخشی از مخزن سدها توسط رسوب پر می شود. این رسوبات فشار وارد بر مخزن را افزایش می دهند و نیرویی در جهت واژگونی سد به آن وارد می کنند. بر همین اساس لازم است در بررسی پایداری سد، بار رسوب مخزن هم مورد توجه قرار گیرد. برای این منظور از یک توزیع فشار خطی در زیر رقوم مرده مخزن سد استفاده می شود. در برخی از سدها ممکن است حجم رسوب

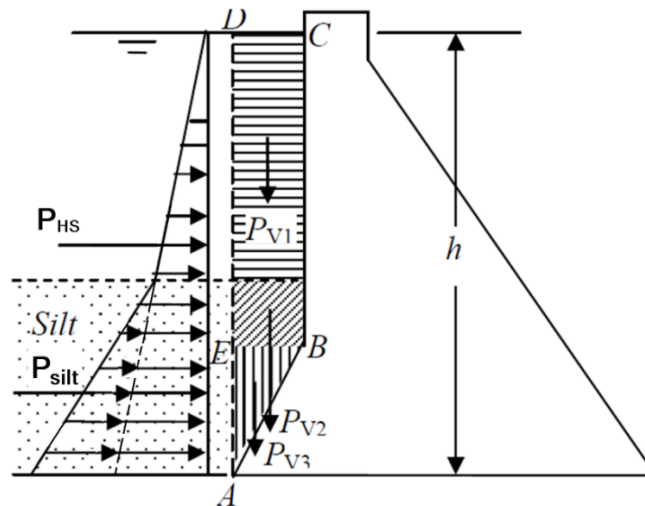
¹ice pressure

²silt pressure

قابل توجه نباشد و از آن صرف نظر شود. برای تصمیم‌گیری راجع به لزوم در نظرگیری بار رسوب لازم است شرایط خاک در منطقه بررسی شود. در هر صورت نیروی برآیند فشار ناشی از رسوبات را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$P_{silt} = \frac{1}{2} k \gamma' H_{silt}^2 \quad (8-9)$$

که در آن k ضریب فشار خاک، γ' وزن مخصوص غوطه‌ور سیلت و H_{silt} ضخامت لایه رسوبات است. توزیع این فشار در عمق خطی است و محل اثر نیروی برآیند آن در یک سوم ارتفاع لایه رسوب از کف مخزن خواهد بود. برای تخمین k می‌توان از ضریب فشار خاک در حالت سکون استفاده کرد. قابل ذکر است که در برخی از موارد فونداسیون سد در عمقی پایین‌تر از زمین طبیعی اجرا می‌شود و در واقع بخشی از بدنه سد همواره مدفون خواهد بود. در این حالت فشار خاک در بالادست و پایین‌دست سد وجود خواهد داشت. اگر عمق کارگذاری پی سد قابل توجه باشد، می‌توان این فشارها را نیز در تحلیل پایداری بدنه مورد نظر قرار داد. در شکل (۵-۹) توزیع فشارهای وارد بر وجه بالادست سد، در شرایطی که بار رسوب هم مورد توجه باشد، ارائه شده است.



شکل (۵-۹): نیروهای وارد بر وجه بالادست سد، در شرایطی که بار رسوب هم مورد توجه باشد

۹-۲-۹- عکس‌العمل پی

در برابر بار وزن سد، عکس‌العمل پی به‌صورت نیروی عمود بر سطح شکل می‌گیرد. برای برآورد نیروی عکس‌العمل پی لازم است تعادل لنگرها و تعادل نیروها در جهت قائم نوشته شود. وقتی ضریب اطمینان پایداری سد در برابر واژگونی بررسی می‌گردد، عکس‌العمل پی در معادلات وارد نمی‌شود.

۹-۳- ترکیب بارگذاری

بارهای گوناگونی بر سدهای وزنی وارد می‌شوند. باین‌حال احتمال بسیار کمی وجود دارد که همه این بارها به‌صورت هم‌زمان وجود داشته باشند. بر همین اساس تحلیل پایداری سد فقط برای ترکیب بارهایی که احتمال وقوع قابل توجهی دارند انجام می‌شود. در جدول (۹-۱) ترکیب بارهای محتمل برای تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی بیان شده است.

جدول (۹-۱): ترکیب بارهای مختلف برای تحلیل سدهای وزنی

شماره	عنوان ترکیب بار	وضعیت بارها
۱	دوران ساخت	سد ساخته‌شده است، ولی مخزن آن آبیگری نشده است. بار وزن سد وجود دارد، ولی فشار آب مخزن وجود ندارد.
۲	شرایط معمول بهره‌برداری از سد	مخزن سد تا رقوم نرمال از آب پر است. زیر فشار، بار یخ و بار سیلت هم وجود دارد.
۳	شرایط سیلابی	مخزن سد تا رقوم حداکثر از آب پر است. رقوم سطح آب پایین‌دست در شرایط تخلیه است. زیر فشار و بار سیلت هم وجود دارد.
۴	شرایط زلزله در دوران ساخت	ترکیب بار یک + بار زلزله
۵	شرایط زلزله در دوران بهره‌برداری	ترکیب بار دو (بدون بار یخ) + بار زلزله
۶	عملکرد ناقص سیستم آب‌بندی و زهکشی در شرایط عادی	ترکیب بار سه با در نظرگیری حداکثر زیر فشار
۷	عملکرد ناقص سیستم آب‌بندی و زهکشی در شرایط زلزله	ترکیب بار پنج با در نظرگیری حداکثر زیر فشار

ضریب اطمینان مجاز برای پایداری سد در هر یک از حالت‌های بیان شده در جدول (۹-۱) متفاوت است و در آیین‌نامه‌های طراحی سد بیان می‌گردد.

۹-۴- معیارهای ارزیابی پایداری سدهای وزنی

برای طراحی یک سد باید ابتدا کلیه شکل‌های خرابی آن (مود خرابی) بررسی شده و سپس هندسه سد به نحوی طراحی شود که ضریب اطمینان پایداری برای همه آن‌ها بیش از حد مجاز باشد. چهار مود اصلی شکست برای بدنه سدهای وزنی به‌قرار زیر است:

- واژگونی^۱
- لغزش^۲
- بروز ترک‌های کششی در بدنه^۳
- خردشدگی در اثر تنش فشاری یا برشی بالا^۴

همچنین اگر ساختگاه سد از سنگ سخت تشکیل نشده باشد، لازم است دو معیار زیر هم

کنترل گردد:

- کنترل نشست پی
- کنترل ظرفیت باربری پی سد

در یک طرح مناسب، باید بدنه سد ضریب اطمینان کافی در برابر واژگونی حول هر نقطه و لغزش در امتداد هر صفحه از پی را داشته باشد. برای ضریب اطمینان مجاز، مقادیر متفاوتی توسط آیین‌نامه‌های مختلف تعریف شده است. باین‌حال در اغلب آیین‌نامه‌ها حداقل ضریب اطمینان قابل قبول برای واژگونی حدود ۱/۵ و برای لغزش حدود ۲ می‌باشد. ضریب اطمینان پایداری سد در برابر واژگونی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_s = \frac{\text{مجموع لنگرهای مقاوم}}{\text{مجموع لنگرهای محرک}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (9-9)$$

¹overturning

²sliding

³tension

⁴compression or crushing

تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی — ۲۱۹

معمولاً واژگونی حول پنجه سد محتمل است، بنابراین لنگرها هم حول همین نقطه محاسبه می‌گردند. همچنین برای بررسی لغزش، صفحه مشترک بین بدنه سد و پی آن مورد بررسی واقع می‌شود. هرچند اگر احتمال لغزش در امتداد هر صفحه افقی یا مایل دیگری هم باشد، لازم است مورد ارزیابی واقع شده و ضریب اطمینان آن هم محاسبه شود. ضریب اطمینان پایداری سد در برابر لغزش از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$F_s = \frac{\text{مجموع نیروهای مقاوم در امتداد صفحه لغزش}}{\text{مجموع نیروهای محرک در امتداد صفحه لغزش}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_O} \quad (9-10)$$

از سوی دیگر برای ارائه یک طراحی مناسب لازم است مقادیر تنش‌های کششی، برشی و فشاری برای همه نقاط بدنه سد در محدوده مجاز باشند. برای محاسبه مقدار تنش‌های مذکور بهتر است از تحلیل اجزای محدود استفاده شود. همچنین مقادیر مجاز این تنش‌ها در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتن آرمه بیان شده است.

۹-۵- روش‌های تحلیل سدهای وزنی

ارزیابی پایداری سدهای وزنی مانند سایر سازه‌ها به روش‌های گوناگونی امکان‌پذیر است. در مراحل اولیه طراحی، روش‌های ساده و تقریبی و در مراحل نهایی طراحی سد روش‌های دقیق‌تر و کامل‌تر به کار گرفته می‌شود. روش تعادل حدی یک روش ساده و قدیمی است که در تحلیل پایداری شیروانی سدهای خاکی و همچنین ارزیابی پایداری سدهای بتنی در برابر واژگونی و لغزش به کار گرفته می‌شود. علاوه بر تعادل حدی، روش اجزای محدود که به طور وسیعی در تحلیل سازه‌ها کاربرد یافته است، در تحلیل استاتیکی و لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی هم به کار گرفته می‌شود. تحلیل مودال، تحلیل طیفی و روش جرم افزوده از جمله راهکارهای تقریبی دیگر برای مدل‌سازی سد در شرایط لرزه‌ای هستند. در ادامه به اختصار روش‌های معمول برای تحلیل سدهای وزنی معرفی می‌گردد.

۹-۵-۱- روش بلوک صلب^۱

در روش بلوک صلب، بدنه سد یک جسم یک پارچه صلب در نظر گرفته می شود و ضریب اطمینان پایداری آن در برابر لغزش و دوران محاسبه می گردد. این روش بر اساس تعادل تنش ها ضریب اطمینان را برآورد می کند و هیچ گونه اطلاعاتی از وضعیت تغییرشکل ها به دست نمی دهد. همان گونه که در بخش های قبلی این فصل بیان گردید، بر این اساس برای یک سد وزنی ضریب اطمینان در برابر واژگونی و لغزش محاسبه می گردد. نیروی زلزله در تحلیل های تعادل حدی به صورت یک بار استاتیکی معادل شبیه سازی می گردد.

۹-۵-۲- روش اجزای محدود

در این روش با استفاده از نرم افزارهای اجزای محدود، بدنه و پی سد المان بندی شده و مقادیر تنش ها و تغییر مکان ها در نقاط مختلف شبکه محاسبه می گردد. برای بدنه و پی سد از المان های دوبعدی و برای مرز بین بدنه سد و پی می توان از المان های فصل مشترک استفاده کرد. با استفاده از تکنیک اجزای محدود می توان سه گونه آنالیز انجام داد:

- الف) آنالیز استاتیکی برای برآورد تنش ها و تغییر مکان ها در شرایط بارگذاری استاتیکی
- ب) آنالیز مودال برای برآورد فرکانس ارتعاش آزاد سد در مودهای مختلف
- ج) آنالیز دینامیکی (تاریخچه زمانی) برای محاسبه پاسخ لرزه ای بدنه سد

نتایج تحلیل اجزای محدود شامل مقادیر تنش، کرنش و تغییر مکان در تمام نقاط شبکه خواهد بود. بنابراین در این روش امکان کنترل نشست سازه و پی و همچنین کنترل مقادیر تنش های کششی، برشی و فشاری وجود دارد. علاوه بر این رفتار المان ها پس از تسلیم و پلاستیک شدن هم قابل بررسی است. با این حال در شیوه های معمول تحلیل به روش اجزای محدود، شکسته شدن و خرد

^۱ rigid block method

تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی — ۲۲۱

شدن مصالح دیده نمی‌شود. به عبارت دیگر در روش اجزای محدود رفتار المان‌ها پس از شکست و ترک‌خوردگی به راحتی قابل بررسی نیست.

در آنالیز مودال، مودهای مختلف ارتعاش بدنه سد محاسبه می‌شود و سپس فرکانس ارتعاش آزاد به دست می‌آید. علاوه بر این، با استفاده از روش‌های ترکیب آثار مودهای مختلف می‌توان با دقت مناسبی تغییر مکان‌های بدنه سد را نیز محاسبه کرد. در یک آنالیز دینامیکی کامل، رکورد شتاب زلزله به پایه مدل اعمال شده و مقادیر شتاب، سرعت و جابه‌جایی در نقاط مختلف شبکه به دست خواهد آمد. هرچند تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی یک تحلیل کامل و دقیق است، با این حال برای انجام آن لازم است اطلاعات مناسبی از رفتار دینامیکی مصالح بدنه و پی سد در دسترس باشد. بر همین اساس این آنالیز برای اغلب سدهای کوتاه و کم‌خطر انجام نمی‌شود. علاقه‌مندان برای مطالعه بیشتر درباره تحلیل لرزه‌ای سدهای بتنی می‌توانند به نشریه‌های EM 1110-2-6050 و EM 1110-2-6051 که توسط گروه مهندسیین ارائه شده است، مراجعه کنند.

۹-۵-۳- روش جرم افزوده هیدرو دینامیکی

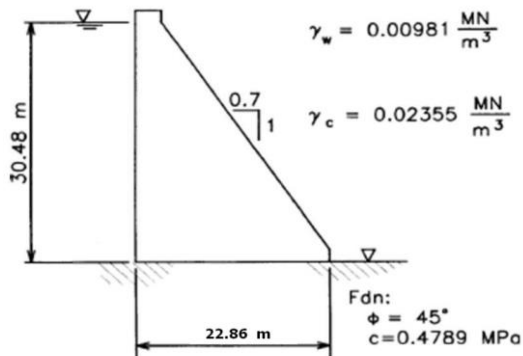
روش «جرم افزوده» در تحلیل دینامیکی دو محیط مجاور هم بر این ایده استوار است که می‌توان اثرات یک محیط بر محیط دیگر را به صورت یک جرم اضافی در نظر گرفت. از این ایده می‌توان برای تحلیل دینامیکی بدنه سدها که در مجاورت مخزن قرار دارند استفاده کرد و اثرات هیدرو دینامیکی مخزن بر بدنه را صرفاً به صورت یک جرم افزوده شده در نظر گرفت.

اولین بار، Westergaard (1933) نتایج مطالعات خود را در مورد اندرکنش سیستم سد بتنی و مخزن، هنگام وقوع زلزله، تحت عنوان فشار هیدرو دینامیک وارد بر سد ارائه داد. او در تحقیق خود به این نتیجه رسید که فشار هیدرو دینامیکی مخزن بر بدنه سد را می‌توان معادل نیروی وارد از طرف مقدار مشخصی از جرم آب دانست که هم‌زمان و هم‌فاز با سازه سد تحت تأثیر زلزله در نوسان می‌باشد. این راهکار با عنوان «روش جرم افزوده هیدرو دینامیکی» شناخته شده است و بر پایه فرض صلب بودن سازه، تراکم ناپذیری آب و رفتار خطی مصالح سازه ارائه شده است. همچنین وسترگارد

فرض کرد که طول سازه سد به اندازه کافی بزرگ و نیز دارای وجه بالادست قائم باشد. مقدار جرم افزوده بستگی به فرکانس حرکت ارتعاشی زمین دارد.

تحقیقات اخیر درخصوص تحلیل لرزه‌ای سدهای بتنی حاکی از آن است که استفاده از روش جرم افزوده صرفاً برای طراحی اولیه این سازه‌ها قابل قبول است و پیش از طراحی نهایی لازم است تحلیل عددی با استفاده از تکنیک اجزای محدود انجام شود.

۶-۹- مسائل حل شده



مثال ۹-۱: برای سد وزنی نشان داده شده در شکل (۶-۹) ضریب اطمینان لغزش حول پایه سد و واژگونی حول پنجه سد را محاسبه کنید. مشخصات بدنه و پی سد در شکل داده شده است. در حل این مسئله بارهای زلزله، سیلت و یخ را در نظر نگیرید.

شکل (۶-۹): نمونه سد وزنی بتنی برای تحلیل استاتیکی

حل: ابتدا وزن بدنه سد و سپس فشار آب مخزن و زیرفشار محاسبه می‌شود. توزیع فشار نیروهای یادشده در شکل (۶-۹) ارائه شده است.

$$W = 8.812 \text{ MN/m}$$

$$P_{HS} = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 = 0.5(0.00981)(30.48)^2 = 4.557 \text{ MN/m}$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w h b = 0.5(0.00981)(30.48)(22.86) = 3.418 \text{ MN/m}$$

۲۲۳ —◆— تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی

از تعادل نیروها در جهت افقی این نتیجه به دست می‌آید که نیروی برشی موجود در پایه سد (T) مساوی P_{HS} خواهد بود.

$$T = P_{HS} = 4.557 \text{ MN/m}$$

نیروی عمود بر سطح (N) از تعادل نیروها در جهت قائم به دست خواهد آمد:

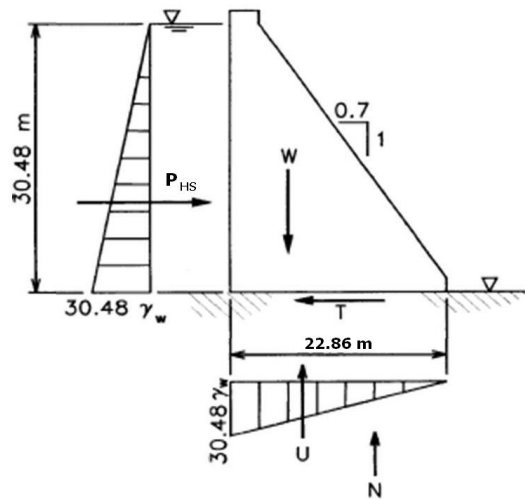
$$N = W - U = 8.812 - 3.418 = 5.394 \text{ MN/m}$$

و نهایتاً ضریب اطمینان در برابر لغزش از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$F_s = \frac{N \tan \phi + cb}{T} = \frac{5.394(\tan 45^\circ) + 0.4789(22.86)}{4.557} = 3.59 > 2 \text{ O.K.}$$

همچنین ضریب اطمینان در برابر واژگونی سد به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$F_s = \frac{W(\bar{x})}{P_{HS}\left(\frac{30.48}{3}\right) + U\left(22.86 \times \frac{2}{3}\right)} = \frac{8.812(15.2)}{98.34} = 1.361 < 1.5 \text{ N.G.}$$



شکل (۷-۹): نمایش نیروهای وارده به سد وزنی مثال ۱۰-۱

مثال ۹-۲: برای سد وزنی نشان داده شده در مسئله قبل ضریب اطمینان در برابر لغزش در راستای پی و دوران حول پنجه سد را محاسبه کنید. علاوه بر بارهای منظور شده در مثال ۱۰-۱، بار رسوب مخزن و بار امواج دریاچه را نیز در نظر بگیرید. فرض کنید ضخامت رسوب مخزن سد حداکثر ۴ متر است و ارتفاع موج معادل ۲ متر برآورد شده است. خاک سیلتی رسوب مخزن دارای وزن مخصوص ۱۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و زاویه اصطکاک داخلی معادل ۳۰ درجه می باشد.

حل: ابتدا بار امواج دریاچه و بار رسوب محاسبه می شود. از آنجا که ضریب اطمینان واژگونی سد در حالت حدی مورد نظر است، می توان فرض کرد که فشار جانبی سیلت در حالت فعال قرار دارد، لذا ضریب فشار جانبی خاک (k) معادل k_a فرض می شود و از رابطه زیر به دست می آید:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0.33$$

$$P_{silt} = \frac{1}{2} k \gamma' H_{silt}^2 = 0.5(0.33)(1600 - 1000)(4^2) = 1600 \text{ kg/m}$$

$$P_{wave} = 20h_w^2 = 20(2^2) = 80 \frac{kN}{m} = 7840 \text{ kg/m}$$

محل اثر نیروهای محاسبه شده در شکل (۹-۸) ارائه شده است. از مثال قبل داشتیم:

$$W = 8.812 \text{ MN/m}, P_{HS} = 4.557 \text{ MN/m}, N = 3.418 \text{ MN/m}, U = 5.394 \text{ MN/m}$$

از تعادل نیروها در جهت افقی نیروی برشی موجود در پایه سد (T) به صورت زیر به دست خواهد آمد:

$$T = P_{HS} + P_{silt} + P_{wave} = 4.557 + \{(1600 + 7840) \times 10^{-5}\} = 4.651 \text{ MN/m}$$

ضریب اطمینان در برابر لغزش از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

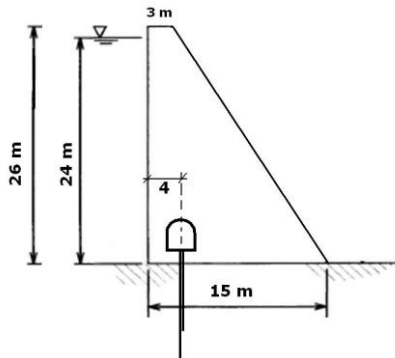
$$F_s = \frac{N \tan \phi + cb}{T} = \frac{5.394(\tan 45^\circ) + 0.4789(22.86)}{4.651} = 3.51$$

چنان که دیده می شود، در نظرگیری نیروهای جدید چندان تغییری در ضریب اطمینان لغزش ایجاد نمی کند. همچنین ضریب اطمینان در برابر واژگونی سد از رابطه زیر محاسبه خواهد شد:

$$F_s = \frac{W(\bar{x})}{P_{HS}(30.48/3) + P_{silt}(\frac{4}{3}) + P_{wave}(30.48 + 0.75) + U(22.63(\frac{2}{3}))} = \frac{8.812(15.2)}{100.90} = 1.32$$

تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی — ۲۲۵

بر این اساس نیروی امواج دریاچه و بار رسوب فقط کمتر از ۵ درصد ضریب اطمینان واژگونی را کاهش داده‌اند. این دو نیرو در تحلیل سدهای بلند تأثیر چندانی نخواهند داشت، ولی برای سدهای کوتاه ممکن است تأثیر قابل توجهی داشته باشند.



شکل (۸-۹): نمونه سد وزنی بتنی با پرده تزریق

مثال ۹-۳: برای سد وزنی نشان داده شده در

شکل (۸-۹) ضریب اطمینان در برابر لغزش در راستای پی و دوران حول پنجه سد را در شرایط زلزله محاسبه کنید. از بارهای رسوب مخزن و امواج دریاچه صرف نظر کنید. فرض کنید ضریب افقی زلزله معادل ۰/۱ است. همچنین میزان کارآیی پرده تزریق در کاهش فشار آب ۷۰ درصد است. زاویه اصطکاک بین سنگ کف و سد بتنی ۴۱ درجه و چسبندگی آن ۵۰۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است.

حل: ابتدا بدنه سد به دو ناحیه تقسیم و برای هر یک نیروی وزن محاسبه می‌شود. از اثر

گالری در کاهش نیروی وزن صرف نظر می‌شود.

$$W_1 = 3(26)(2400) = 187200 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = 0.5(12)(26)(2400) = 374400 \text{ kg/m}$$

نیروی اینرسی بدنه سد به صورت شبه‌استاتیک از روابط زیر به دست می‌آید:

$$F_1 = k_h W_1 = 187200(0.1) = 18720 \text{ kg/m}$$

$$F_2 = k_h W_2 = 374400(0.1) = 37440 \text{ kg/m}$$

نیروی هیدرواستاتیکی آب مخزن به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$P_{HS} = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 = 0.5(1000)(24^2) = 288000 \text{ kg/m}$$

نیروی هیدرودینامیکی آب مخزن از رابطه وسترگارد به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$P_{HD} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2 = \frac{7}{12} (0.1)(1000)(24^2) = 33600 \text{ kg/m}$$

محل اثر نیروهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی آب مخزن در شکل (۹-۹) نشان داده شده است. همچنین برای محاسبه زیرفشار فرض می‌گردد که فشار آب در پاشنه سد معادل ارتفاع آب مخزن و در پنجه آن معادل صفر باشد. علاوه بر این فشار در محل پرده تزریق با فرض کارایی ۷۰ درصد مطابق رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$U_1 = 0.5(24 + 7.2)(4)\gamma_w = 62.4\gamma_w = 62400 \text{ kg/m}$$

در نتیجه توزیع زیر فشار مطابق آنچه در شکل (۹-۹) دیده می‌شود، شامل یک ناحیه دوزنقه‌ای و یک ناحیه مثلثی می‌گردد. نیروی برآیند ناحیه اول (U_1) و نیروی برآیند ناحیه دوم (U_2) مطابق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$U_1 = 0.5(24 + 7.2)(4)\gamma_w = 62.4\gamma_w = 62400 \text{ kg/m}$$

$$U_2 = 0.5(7.2)(11)\gamma_w = 39.6\gamma_w = 39600 \text{ kg/m}$$

نیروهای T و N از تعادل نیروهای افقی و عمودی مطابق رابطه زیر به دست می‌آیند:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T = P_{HS} + P_{HD} + k_h W_1 + k_h W_2 \Rightarrow T = 377760 \text{ kg/m}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N = W_1 + W_2 - U_1 - U_2 \Rightarrow N = 459600 \text{ kg/m}$$

ضریب اطمینان در برابر لغزش از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

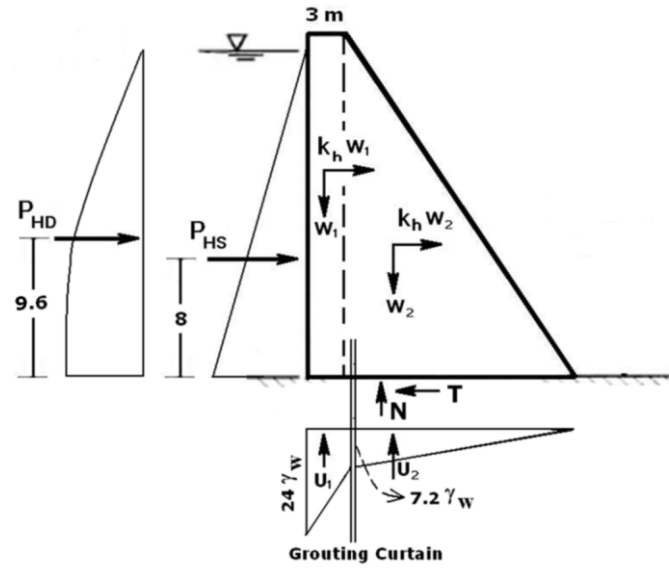
$$F_s = \frac{N \tan \phi + cb}{T} = \frac{459600(\tan 41^\circ) + 5000(15)}{377760} = 1.26$$

ضریب اطمینان لغزش کمتر از حد مجاز است، لذا باید یک کلید برشی در پی طراحی گردد. در این صورت در طول کلید برشی مقاومت برشی بتن به جای چسبندگی خاک در محاسبات وارد می‌شود. همچنین ضریب اطمینان در برابر واژگونی سد از رابطه زیر محاسبه خواهد شد:

$$F_s = \frac{W_1(13.5) + W_2(8)}{P_{HS}(8) + P_{HD}(9.6) + F_1(13) + F_2(8.67) + U_1(13.36) + U_2(7.33)} = \frac{5522400}{4318457} = 1.28 < 1.5 \text{ N.G.}$$

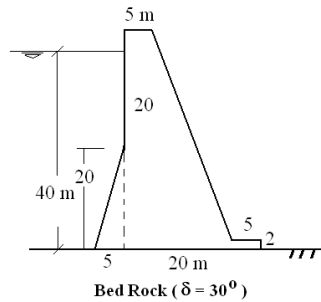
ضریب اطمینان واژگونی از حد مجاز کمتر است. لازم است سطح مقطع پی بزرگ‌تر گردد و مجدداً محاسبات با در نظرگیری کلید برشی و سطح مقطع بزرگ‌تر انجام شود. توجه کنید که نیروی عکس‌العمل سطح (N) در محاسبه لنگر واژگونی وارد نمی‌شود.

تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی — ۲۲۷

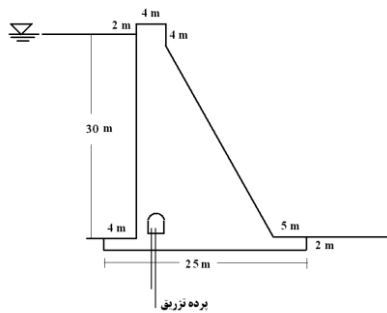


شکل (۹-۹): نمایش نیروهای وارده به سد وزنی مثال ۳-۱۰

مسائل حل نشده فصل نهم:



۱- برای سد بتنی شکل زیر ضریب اطمینان در برابر لغزش سد را محاسبه کنید. ضریب زلزله شبه‌استاتیک در راستای افقی دو دهم و ارتفاع موج دو متر است. ارتفاع رسوب مخزن نیز ۵ متر خواهد بود.



۲- برای سد بتنی نشان داده‌شده در شکل مقابل اگر کارآیی پرده تزریق در کاهش فشار آب در پی به میزان ۶۰ درصد باشد، نیروی برآیند زیر فشار و محل اثر آن را محاسبه کنید. سد بر روی توده سنگ درزه‌دار قرار گرفته است. فاصله مرکز گالری تا دیواره بالادست سد ۳ متر است.

۳- برای سد بتنی نشان داده‌شده در شکل مسئله ۲، ضریب اطمینان پایداری در برابر واژگونی را محاسبه کنید. ضریب لرزه‌ای افقی و قائم به ترتیب ۰/۲ و ۰/۱ فرض شوند. ضخامت رسوب در مخزن سد را معادل ۳ متر در نظر بگیرید.

سؤالات فصل نهم:

- ۱- تفاوت ترکیب بار ۶ و ۷ در تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی در چیست؟
- ۲- معیارهای ارزیابی پایداری سدهای وزنی را بیان کنید.
- ۳- در تحلیل پایداری سدهای بتنی وزنی، کدام کنترل لازم نیست انجام شود؟
 - الف) کنترل واژگونی
 - ب) کنترل وقوع گوه لغزش در بدنه
 - ج) کنترل وقوع لغزش از مرز بدنه و پی
 - د) کنترل ظرفیت باربری پی
- ۴- برای بررسی واژگونی سد بتنی کدام یک از موارد زیر لنگر محرک و کدام یک لنگر مقاوم دارند؟
 - الف) نیروی وزن و فشار یخ هر دو لنگر مقاوم دارند
 - ب) نیروی هیدروستاتیک مخزن لنگر محرک و نیروی هیدرواستاتیک لنگر مقاوم دارد
 - ج) نیروی اصطکاک کف لنگر مقاوم است و نیروی امواج لنگر محرک دارد
 - د) نیروی رسوب مخزن لنگر محرک و نیروی وزن لنگر مقاوم دارد
- ۵- چرا وجه بالادست سدهای بتنی وزنی را اندکی شیب دار می‌کنند؟
 - الف) برای کاهش فشار هیدرواستاتیک مخزن
 - ب) برای افزایش ضریب اطمینان در برابر هر دو عامل لغزش و واژگونی
 - ج) برای افزایش نیروی هیدروستاتیک مخزن
 - د) برای کاهش حجم رسوب
- ۶- کدام عبارت در مورد فشار هیدروستاتیک ناشی از فشار آب مخزن در سدهای بتنی صحیح است؟
 - الف) توزیع آن در ارتفاع سد غیرخطی است
 - ب) محل اثر برآیند آن پایین‌تر از محل اثر برآیند نیروی هیدرواستاتیک است
 - ج) مقدار دقیق آن مستقل از فرکانس ارتعاش است
 - د) برای سدهای خاکی مقدار بیشتری نسبت به سدهای بتنی داد

فصل دهم:

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی

۱۰-۱- مقدمه

در فصل اول انواع سدهای خاکی معرفی گردید. همچنین در مقدمه فصل هفتم عناوین تحلیل‌های مختلفی که برای طراحی ایمن یک سد خاکی باید انجام شود، بیان گردید. در بین تحلیل‌های ذکر شده، ارزیابی پایداری شیروانی‌ها نقش تعیین‌کننده‌ای در طراحی بدنه سد خواهد داشت. در این فصل درباره روش‌های مختلف محاسبه ضریب اطمینان پایداری شیروانی سدهای خاکی و سنگریز بحث می‌شود. در پایان فصل چندین مثال کاربردی از تحلیل سدهای خاکی به روش دستی و همچنین با استفاده از نرم‌افزارهای موجود ارائه شده است.

۱۰-۲- روش‌های مختلف تحلیل پایداری

یکی از متداول‌ترین روش‌های ارزیابی و تحلیل پایداری شیروانی‌های خاکی، استفاده از روش تعادل حدی است. در این روش ابتدا یک توده لغزشی فرضی در نظر گرفته می‌شود سپس با حل معادلات تعادل نیروی مقاوم و محرک محاسبه و بر همین مبنا ضریب اطمینان توده مفروض در مقابل لغزش تعیین می‌گردد. برای حل معادلات تعادل و محاسبه ضریب اطمینان پایداری روش‌های مختلفی وجود دارد که در حالت کلی به دو گروه قابل تقسیم‌بندی است:

الف- روش توده: در این روش کل توده خاک واقع در بالای سطح لغزش به صورت یک جسم صلب واحد در نظر گرفته شده و معادلات تعادل نیرو و لنگر برای آن نوشته می‌شود. از این روش زمانی استفاده می‌شود که کل توده خاک به صورت همگن باشد. روش تحلیل شیب‌های نامحدود^۱، روش سطح لغزش صفحه‌ای^۲ و همچنین روش سوئدی^۳ بر این اساس استوار هستند.

ب- روش قطعات: در این روش توده خاک بالای سطح لغزش به تعدادی قطعه قائم تقسیم شده و با در نظر گرفتن نیروی بین قطعات و برخی فرضیات ساده‌کننده، معادلات تعادل برای هر یک از قطعات به صورت جداگانه نوشته می‌شود. با حل این معادلات، ضریب اطمینان کل توده خاک در مقابل لغزش نیز محاسبه می‌شود. این روش قادر است ناهمگنی خاک و همچنین تأثیرات وجود آب در خاک را در محاسبات منظور نماید. روش‌هایی نظیر روش ساده شده^۴ بیشاپ^۴، اسپنسر^۵، مورگنسترن - پرایس^۶ و برخی دیگر از روش‌های تحلیل پایداری از این روش برای ارزیابی پایداری شیروانی‌ها بهره می‌گیرند.

ایده تقسیم یک توده لغزشی فرضی به تعدادی قطعه قائم اولین بار توسط Fellenius (1936) استفاده شد و پس از آن به سرعت در میان محققان مورد استقبال قرار گرفت. هم‌اکنون روش‌های متعددی بر اساس ایده قطعات در منابع علمی ارائه شده است و در واقع راه حل اساسی تحلیل پایداری شیب‌ها بر اساس تعادل حدی به کارگیری روش قطعات است.

^۱infinite slope method

^۲planar surfacemethod

^۳swedish method

^۴bishop

^۵spencer

^۶morgenstern and price

در روش قطعات در ابتدا صرفاً از سطوح گسیختگی دایره‌ای استفاده می‌شود و از نیروی بین قطعات (نیروهای فشاری و برشی) صرف‌نظر می‌شود. با توسعه این روش‌ها در حال حاضر شکل این سطوح به صورت اسپیرال لگاریتمی یا شکل‌های اختیاری دیگر در نظر گرفته شده و نیروهای موجود بین قطعات نیز در محاسبه ضریب اطمینان پایداری مورد توجه واقع می‌شود. بدین ترتیب تعادل یک قطعه تابع ارضا شرایط زیر می‌باشد:

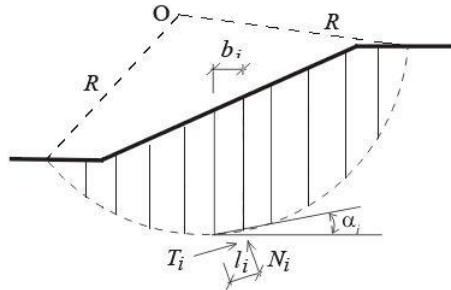
۱. تعادل نیرو در جهت قائم

۲. تعادل نیرو در جهت افقی

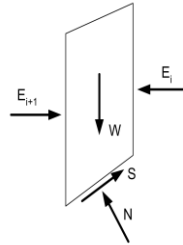
۳. تعادل لنگر حول هر نقطه مورد بررسی

در شکل (۱۰-۱) نحوه تقسیم توده لغزشی فرضی به قطعات قائم، نیروهای موجود بین قطعات و فرضیات روش‌های مختلف موجود در این زمینه نشان داده شده است. برخی از شیوه‌های موجود برای تحلیل پایداری (نظیر روش‌های اسپنسر و مورگنسترن-پرایس) ضریب اطمینان را بر اساس ارضا هر سه شرط بالا به دست می‌دهند. با این حال برخی دیگر از روش‌ها (از جمله روش‌های بیشاب ساده شده) صرفاً یک یا دو شرط از شرایط مذکور را ارضا می‌نمایند. لازم به ذکر است که برای انتخاب شیوه مناسب تحلیل ممکن است هندسه شیب، خصوصیات خاک و اهداف مورد نظر از تحلیل نیز مؤثر باشند.

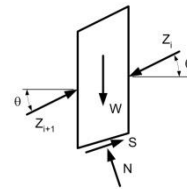
در هر صورت روش قطعات در مقایسه با روش توده از جامعیت و عمومیت بیشتری در تحلیل و ارزیابی پایداری شیب‌ها برخوردار بوده و کاربرد بیشتری یافته است. قابل ذکر است که برای تحلیل شیروانی‌ها قطعات در جهت قائم در نظر گرفته می‌شوند، با این حال در سال‌های اخیر روش قطعات افقی هم برای تحلیل شیروانی‌های خاک مسلح توسط محققان توسعه یافته است (Nouri et al., 2007; Ghanbari and Ahmadabadi, 2010).



صرف نظر از نیروهای بین
قطعات (روش اولیه قطعات)



صرف نظر از نیروهای قائم
بین قطعات



نیروهای بین قطعات کاملاً در
نظر گرفته شده است.

شکل ۱۰-۱- تقسیم یک توده لغزش به قطعات قائم و شیوه‌های مختلف در نظر گرفتن نیروی بین قطعات

۱۰-۳- تعریف ضریب اطمینان

معیار اصلی در تحلیل و ارزیابی پایداری شیروانی‌های خاکی برآورد ضریب اطمینان حداقل و مقایسه آن با مقادیر مجاز می‌باشد. به‌طور کلی سه تعریف مشخص برای ضریب اطمینان وجود دارد:

الف) نسبت مقاومت برشی خاک به تنش برشی بسیج شده (موجود) در طول سطح لغزش:

$$SF = \sum S_i \Delta l_i / \sum \tau_i \Delta l_i \quad (1-10)$$

ب) نسبت نیروی‌های مقاوم به نیروهای محرک:

$$SF = \sum F_r / \sum F_d \quad (2-10)$$

ج) نسبت لنگرهای مقاوم به لنگرهای محرک:

$$SF = \sum M_r / \sum M_d \quad (3-10)$$

در این روابط:

SF ضریب اطمینان توده خاک در برابر لغزش

τ_i تنش برشی بسیج شده خاک در قطعه i از سطح لغزش مورد بررسی

S_i مقاومت برشی در قطعه i از سطح لغزش مورد بررسی

Δl_i طول قطعه i از سطح لغزش مورد بررسی

F_r جمع نیروی مقاوم در طول سطح لغزش

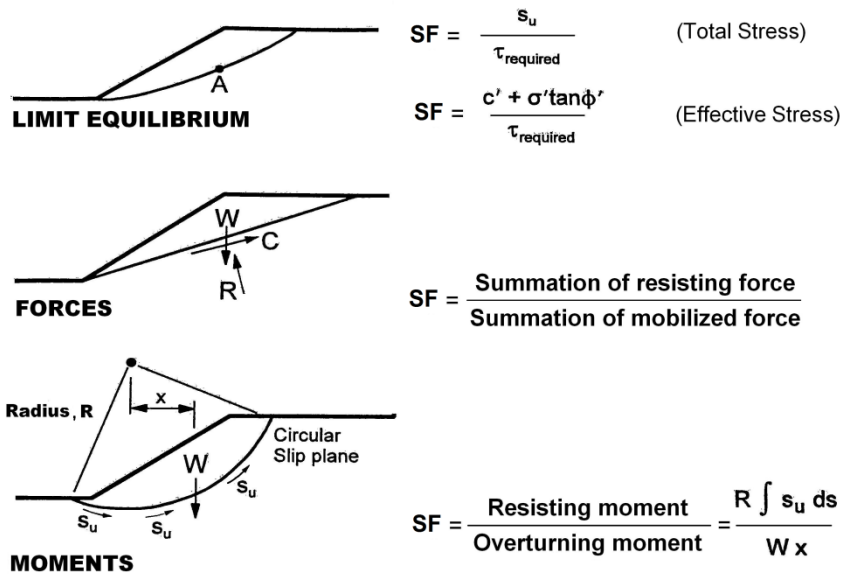
F_d جمع نیروی محرک در طول سطح لغزش

M_r لنگر مقاوم

M_d لنگر محرک

رابطه (۱-۱۰) تعریف بنیادی ضریب اطمینان در مکانیک خاک و مسائل پایداری شیروانی است و استفاده از تعاریف (۲-۱۰) و (۳-۱۰) در روش‌های مختلف تحلیل پایداری در واقع به نوعی ساده‌سازی کاربرد رابطه (۱-۱۰) می‌باشند.

هریک از روش‌های تحلیل پایداری با توجه به مفروضات خود یکی از تعاریف یا هردوی آنها (ب و ج) را برای محاسبه ضریب اطمینان لحاظ می‌کند. در تحلیل پایداری یک شیب، توده‌ای که در میان تمامی توده‌های تحت بررسی، کمترین ضریب اطمینان را داراست به‌عنوان «توده گسیختگی بحرانی» شناخته می‌شود و ضریب اطمینان آن به‌عنوان ضریب اطمینان پایداری آن شیب در برابر لغزش تلقی می‌گردد. شکل (۲-۱۰) شمایی از نحوه تعریف ضریب اطمینان را در حالات مختلف نشان می‌دهد.

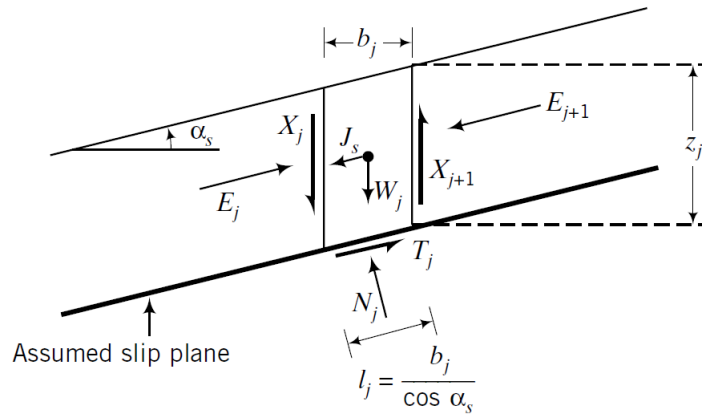


شکل ۱۰-۲- تعاریف مختلف ضریب اطمینان

۱۰-۴- انواع روش‌های تعادل حدی

۱۰-۴-۱- شیب‌های نامحدود:

این روش برای تحلیل شیروانی‌هایی با طول نامحدود کاربرد دارد. به عبارت دیگر اگر ضخامت گوه در برابر طول سطح گسیختگی قابل صرف نظر باشد، می‌توان آن را به عنوان یک شیب نامحدود مورد تحلیل قرار داد. در این روش صفحه گسیختگی یا لغزش به موازات شیب در نظر گرفته شده و مقادیر نیروها در تمام صفحات عمودی (نظیر صفحات نشان داده شده در شکل ۱۰-۳) مقادیر یکسانی خواهند داشت. بدین ترتیب معادلات تعادل نیروهای افقی و قائم، تنها برای یک طول واحد از این شیب نوشته می‌شود. اصلی‌ترین اشکال این روش آن است که در آن اثر وضعیت هندسی شیب در بالا و پایین آن صرف نظر، و خاک، همگن در نظر گرفته شده است. باین حال این روش برای شیب‌هایی که از ارتفاع و طول زیادی برخوردارند و خاک نیز در محدوده سطح لغزش لایه‌بندی مشخصی ندارد، جواب‌های نسبتاً دقیقی به دست می‌دهد.



شکل ۳-۱۰- نیروهای وارد بر یک شیب نامحدود

Budhu (2011) نشان داده است که برای حالتی که تحلیل تنش مؤثر مورد نظر باشد و از اثر

چسبندگی هم صرف نظر شده باشد، ضریب اطمینان پایداری شیب از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha_s} \quad (4-10)$$

α_s زاویه شیب است و در شکل (۳-۱۰) موقعیت آن نمایش داده شده است. همچنین در حالت

زهکشی نشده (تحلیل تنش کل) ضریب اطمینان از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$F_s = \frac{2c_u}{\gamma z \sin(2\alpha_s)} \quad (5-10)$$

از سوی دیگر (Duncan and Wright (2005) نشان داده‌اند که اگر تحلیل با فرض وجود هر

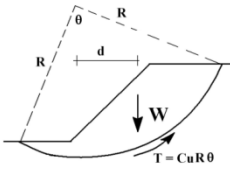
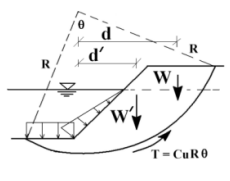
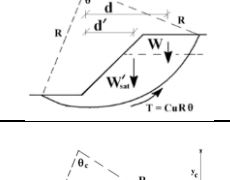
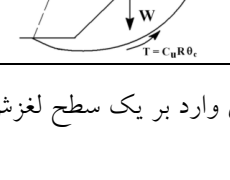
دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی انجام شود، ضریب اطمینان از روابط زیر به دست خواهد آمد:

$$F_s = \frac{c + (\gamma z \cos^2 \alpha_s) \tan \phi}{\gamma z (\cos \alpha_s) \sin \alpha_s} \quad \text{در حالت تنش کل:} \quad (6-10)$$

$$F_s = \frac{c' + ((\gamma z \cos^2 \alpha_s) - u) \tan \phi'}{\gamma z (\cos \alpha_s) \sin \alpha_s} \quad \text{در حالت تنش مؤثر:} \quad (7-10)$$

۱۰-۴-۲- روش دایره سوئدی ($\phi=0$):

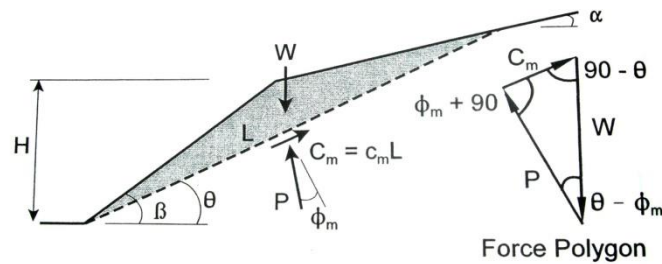
این روش یکی از قدیمی‌ترین روش‌های برآورد ضریب اطمینان پایداری شیب‌هاست. در این روش سطوح لغزش به صورت دایره‌ای شکل و مصالح مورد بررسی فاقد زاویه اصطکاک داخلی فرض می‌شوند (شکل ۴-۱۰). بدین ترتیب با نوشتن یک معادله تعادل لنگر حول مرکز دایره، ضریب اطمینان توده خاک در مقابل لغزش به دست می‌آید. در شکل (۴-۱۰) رابطه ضریب اطمینان در چهار حالت مختلف بر اساس روش دایره لغزش سوئدی ارائه شده است.

حالت تحلیل	شکل شماتیک	رابطه ضریب اطمینان
الف		$F_s = \frac{c_u R^2 \theta}{Wd}$
ب		$F_s = \frac{c_u R^2 \theta}{Wd + W'd'}$
ج		$F_s = \frac{c_u R^2 \theta}{Wd + W_{sat}d'}$
د		$F_s = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd + 0.5 \gamma_w z_c^2 (\gamma_c)}$

شکل ۴-۱۰- نیروهای وارد بر یک سطح لغزش دایره‌ای در روش سوئدی ($\phi=0$)

۱۰-۴-۳- روش سطح لغزش صفحه‌ای:

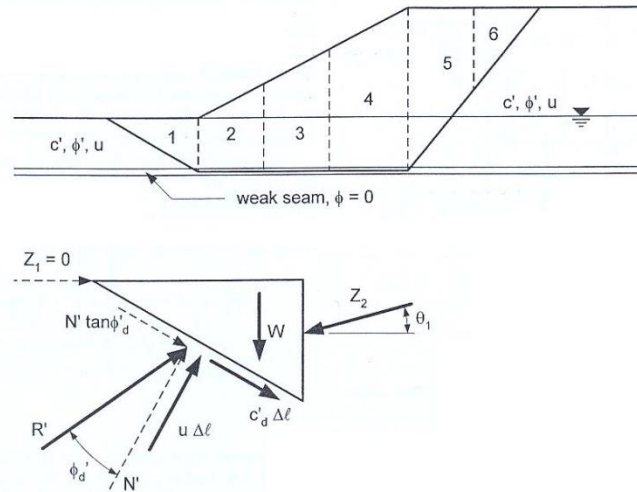
این روش عموماً در مورد شیروانی‌هایی به کار می‌رود که در آن وجود یک لایه خاک با ضخامت کم و با خصوصیات مقاومتی ضعیف نسبت به سایر لایه‌ها باعث بروز لغزش در شیب می‌شود. سطح لغزش در این روش به صورت صفحه‌ای در نظر گرفته شده و ضریب اطمینان با استفاده از حل معادلات تعادل، برای نیروهای وارد بر آن محاسبه می‌شود. شکل (۱۰-۵) نمایی از فرضیات این روش را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰-۵- نیروهای وارد بر یک سطح لغزش صفحه‌ای

۱۰-۴-۴- روش چندگوه‌ای:

در این روش هندسه سطوح لغزش فرضی به صورت یک مسیر چند خطی در نظر گرفته می‌شود. بدین ترتیب نیروهای وارده بر هر بلوک از این توده لغزش، نظیر آنچه در شکل (۱۰-۶) دیده می‌شود، ترسیم و با نوشتن معادلات تعادل برای هر بلوک ضریب اطمینان پایداری شیب محاسبه می‌گردد. در حالتی که گوه به صورت دو خطی در نظر گرفته شود معمولاً ناحیه مقاوم پایین دست وجود ندارد. تفاوت این روش با روش قطعات که در بخش بعدی بیان شده آن است که در روش قطعات، معمولاً باریکه‌ها عمودی هستند و عرض یکسانی دارند، ولی در اینجا می‌تواند قائم نباشند و عرض‌های متفاوت هم داشته باشند. در هر حال هر دو روش در اساس یکی هستند.



شکل ۱۰-۶- تجزیه توده گسیخته شده به بلوک‌های مختلف و نیروهای وارد بر بلوک اول

۱۰-۴-۵- روش‌های مبتنی بر قطعات قائم

تاکنون بیش از ۵۰ روش مبتنی بر تقسیم گوه گسیختگی به قطعات قائم ارائه شده است که بر اساس آن‌ها می‌توان ضریب اطمینان پایداری شیب را با دقت مناسبی به دست آورد. در ادامه چند روش اصلی در این دسته معرفی می‌گردد.

الف) روش اولیه قطعات^۱: روش اولیه قطعات یا روش فلینیوس به‌عنوان یکی از ابتدایی‌ترین روش‌های تحلیل پایداری شیب با استفاده از روش قطعات محسوب می‌گردد. در این روش با انتخاب سطح لغزش دایره‌ای و تقسیم توده لغزشی به قطعات قائم و با صرف نظر از نیروهای بین قطعه‌ای، معادلات تعادل تنها برای لنگر نوشته شده و ضریب اطمینان پایداری بر همین اساس به دست می‌آید (شکل ۱۰-۱). روش فلینیوس که از اولین روش‌های ارائه شده برای تحلیل پایداری شیب‌هاست، دقت بسیار پایینی در محاسبه ضریب اطمینان دارد و نه تنها برای تحلیل‌های شبه‌استاتیکی بلکه برای تحلیل پایداری استاتیکی سدهای خاکی نیز توصیه نمی‌گردد. (Duncan and Wright (2005) نشان

^۱ordinary method of slice

داده است که بر اساس راهکار روش اولیه قطعات ضریب اطمینان پایداری شیب در حالت زهکشی شده از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$F_s = \frac{\sum \{c' \Delta l + (W \cos \alpha - u(\Delta l) \cos^2 \alpha) \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (8-10)$$

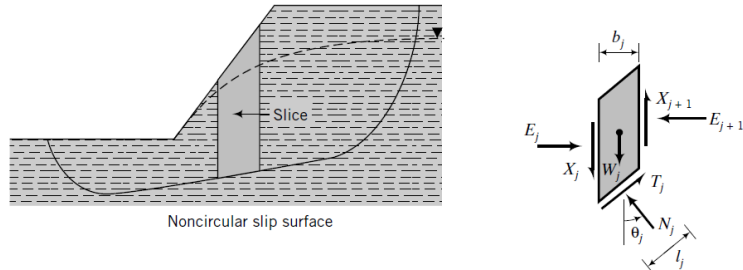
ب) روش بیشاپ ساده شده^۱: در روش بیشاپ ساده شده محاسبه ضریب اطمینان صرفاً برای سطوح لغزش دایره‌ای و با نوشتن معادلات تعادل نیرو در جهت قائم برای هر قطعه و همچنین تعادل لنگر حول مرکز دایره برای مجموعه قطعات صورت می‌پذیرد. در این روش از نیروی برشی بین قطعات صرف نظر می‌شود، بنابراین نیروی بین قطعات فقط به صورت عمود بر سطح بین قطعات (به صورت افقی) در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱۰-۱). نتایج این روش برای تحلیل شبه‌استاتیکی بیش از نتایج تحلیل استاتیکی با خطا مواجه می‌باشد. علاوه بر این روش بیشاپ ساده شده سطوح گسیختگی را صرفاً به صورت دایره‌ای در نظر می‌گیرد و توانایی تحلیل سایر اشکال را ندارد.

روش بیشاپ ساده شده برای خاک‌های چسبنده، اصطکاکی و چسبنده اصطکاکی به کار می‌آید. نتایج مطالعات برخی محققان (Duncan and Wright, 1980) نشان می‌دهد که این روش در تحلیل استاتیکی از دقت قابل قبولی برخوردار است. همچنین Wright et al. (1973) نشان داده است که ضریب اطمینان حاصل از روش بیشاپ ساده شده در شرایط استاتیکی فقط در حدود ۵ درصد با نتایج تحلیل انجام شده به روش اجزای محدود اختلاف دارد.

ج) روش جانبو^۲: در این روش ضریب اطمینان پایداری شیب صرفاً بر مبنای تعادل نیروها در دو جهت افقی و قائم محاسبه شده و معادله لنگر تنها در محاسبه رابطه نیروهای قائم و افقی بین قطعات به کار گرفته می‌شود. همان‌گونه که در شکل (۱۰-۷) نشان داده شده، این روش برای روش سطوح لغزش غیردایره‌ای نیز قابل استفاده است. همچنین در این روش نیروهای نرمال و برشی بین قطعات در محاسبه وارد خواهند شد.

^۱simplified bishop procedure

^۲janbu's method



شکل (۱۰-۷): نیروهای وارده بر یک قطعه قائم در روش جانبو

Budhu (2011) نشان داده است که برای یک تحلیل تنش مؤثر، با صرف نظر از c' می‌توان

ضریب اطمینان روش جانبو را از رابطه زیر به دست آورد:

$$FS = \frac{f_0 \sum W_j (1 - r_u) m_j \tan \phi'_j \cos \theta_j}{\sum W_j \tan \theta_j} \quad (9-10)$$

که در آن m_j از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$m_j = \frac{1}{\cos \theta_j + \frac{\tan(\phi')_j \sin \theta_j}{FS}} \quad (10-10)$$

و r_u ضریب فشار آب حفره‌ای است که برای هر قطعه از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$r_u = \frac{u_j b_j}{W_j} = \frac{\gamma_w (z_w)_j}{(\gamma z)_j} \quad (11-10)$$

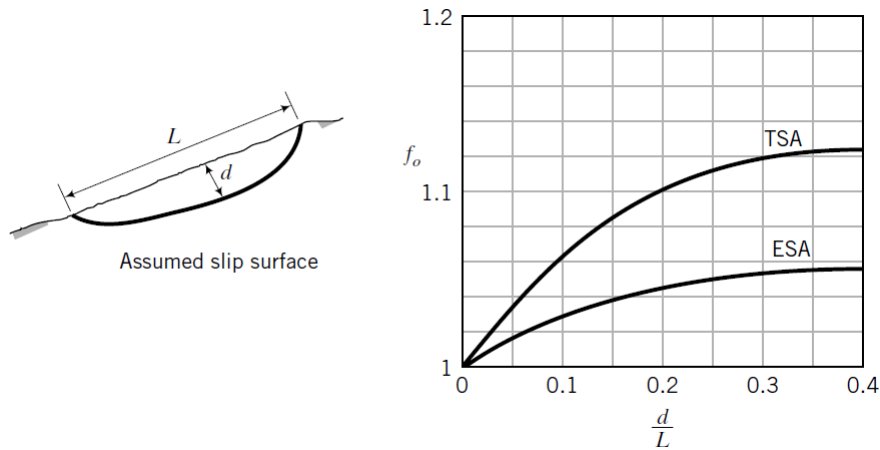
همچنین برای شرایط زهکشی نشده، مطابق روش جانبو می‌توان از رابطه زیر ضریب اطمینان

پایداری شیب را محاسبه کرد.

$$FS = f_0 \frac{\sum (s_u)_j b_j}{\sum W_j \tan \theta_j} \quad (12-10)$$

در روابط بالا f_0 ضریب تأثیر نیروی بین قطعات است که برای دو تحلیل تنش کل (TSA) و

تنش مؤثر (ESA) از شکل (۱۰-۸) به دست می‌آید.



شکل (۱۰-۸): روش برآورد ضریب اصلاح جانبی در تحلیل تنش کل و تحلیل تنش مؤثر

د) روش اسپنسر^۱: در روش اسپنسر، همه نیروهای بین قطعات، تحت یک زاویه مشخص با محور افقی با یکدیگر موازی فرض می‌شوند. مقدار این زاویه و محل اثر نیروی برآیند بین قطعات به‌عنوان دو مجهول از حل دستگاه معادلات تعادل به دست می‌آید. همچنین در این روش نیروهای عمود بر کف هر قطعه در جهت عمود بر سطح و در وسط قطعه در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که تعداد قطعات به‌اندازه کافی زیاد باشد، این فرض تغییر چندانی در نتیجه نهایی ایجاد نمی‌کند. از سوی دیگر در روش اسپنسر امکان در نظر گیری مولفه شبه‌استاتیکی نیروی زلزله و نیز سطوح لغزشی غیر دایره‌ای وجود دارد. بدین ترتیب در این روش، تعادل نیروها در جهت افقی و قائم و همچنین تعادل لنگرها حول هر نقطه دلخواه ارضا می‌گردد.

روش اسپنسر یک راه حل کامل برای تحلیل پایداری شیب‌ها به روش تعادل حدی است و در بسیاری از دستورالعمل‌های طراحی مورد توجه واقع شده است. با این حال از آنجا که برای حل آن باید از شیوه سعی و خطا برای دستیابی به جواب نهایی استفاده گردد، الزاماً باید نرم‌افزارهای کامپیوتری به کار گرفته شود و حل دستی آن بسیار دشوار و تقریباً غیرممکن است.

^۱ spencer's method

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی — ۲۴۳

ه) روش مرگنسترن و پرایس^۱: کلیات روش مرگنسترن و پرایس مشابه روش اسپنسر است. با این تفاوت که در این روش زاویه نیروی برآیند بین قطعات نسبت به افق، به صورت ضربی از یک تابع فرضی در نظر گرفته شده که این ضریب به عنوان یک مجهول در معادلات تعادل وارد می‌شود. این روش بعدها توسط (Chen and Morgenstern, 1983) با تغییرات اندکی مورد اصلاح قرار گرفت.

۱۰-۵- انتخاب روش مناسب تحلیل

انتخاب روش مناسب برای تحلیل پایداری یک شیروانی خاکی اصولاً تابع اهداف مورد نظر و ابزارهای در دسترس می‌باشد. برخی از این روش‌ها برای تحلیل‌های دستی و اولیه و کنترل صحت تحلیل‌های کامپیوتری مناسب هستند. برخی دیگر برای تحلیل مکانیزم گوه‌ای برتری دارند و گروهی از این تحلیل‌ها با توجه به پیچیدگی‌ها و تحلیل‌های متعدد و زمان‌بری که نیاز دارند، تنها در قالب نرم‌افزارهای کامپیوتری کاربرد دارند.

آنچه در انتخاب روش مناسب برای تحلیل پایداری شیب اهمیت دارد آن است که روش مورداستفاده از دقت کافی برخوردار باشد. در همین راستا هر چه معادلات بیشتری در تحلیل به کار برده شود، نتایج دقیق‌تر خواهد بود. همچنین هرچه نیروهای بین قطعات با دقت بیشتری در تحلیل منظور شوند، دقت محاسبات بیشتر است. در تحلیل شبه‌استاتیک، مهم آن است که روش منتخب به خوبی نیروی بین قطعات را مورد توجه قرار داده باشد. بدیهی است روش‌هایی که از نیروهای بین قطعات صرف‌نظر می‌کنند شرایط مناسبی برای تحلیل شبه‌استاتیکی ندارند. جدول (۱۰-۱) مبانی و فرضیات و جدول (۱۰-۲) قابلیت و محدودیت‌های هریک از روش‌های فوق را به اختصار نشان می‌دهد. چنان که در این جداول مشخص است در میان روش‌هایی که کلیه معادلات تعادل نیروها و لنگر را ارضا می‌کنند، دو روش مرگنسترن - پرایس و اسپنسر توجه مناسبی به نیروی بین قطعات، محل اثر آن‌ها و زاویه برآیند آن‌ها با افق داشته‌اند و برای تحلیل‌های شبه‌استاتیک مناسب‌تر هستند. در تحلیل‌های پایداری لازم است شکل سطوح لغزش محتمل به طور ویژه مورد توجه قرار گیرد. بدین معنا که در مدل‌سازی عددی علاوه بر سطوح لغزشی که در نرم‌افزارها (عمدتاً به صورت

¹ morgenstern and price method

دایره‌ای) در نظر گرفته می‌شود، سایر اشکال سطوح گسیختگی محتمل از جمله گوه‌ای، صفحه‌ای یا نامشخص نیز در محاسبه ضریب اطمینان پایداری لحاظ گردد. این مسئله به‌ویژه در مواردی که لایه‌های ضعیف یا با قابلیت روان‌گرایی در پی (یا احتمالاً بدنه سد) وجود داشته باشد، حائز اهمیت خواهد بود. در حل این‌گونه مسائل، چنان‌که جدول (۱۰-۲) نشان می‌دهد روش‌های مرگسترن - پرایس و اسپنسر به دلیل عدم محدودیت در شکل سطوح لغزش، نسبت به سایر روش‌های موجود برتری دارند.

جدول ۱۰-۱- مقایسه فرضیات روش‌های مختلف تعادل حدی برای محاسبه ضریب اطمینان با استفاده از

معادلات تعادل

روش‌های مختلف تعادل حدی	تعادل نیرو		تعادل لنگر	نیروی نرمال بین قطعات	نیروی برشی بین قطعات	زاویه نیروی برآیند بین قطعه‌ای
	افقی	قائم				
شیب نامحدود	✓	✓	×	-	-	-
دایره سوئدی	×	×	✓	-	-	-
لغزش صفحه‌ای	✓	✓	×	-	-	-
گوه‌ای	✓	✓	×	✓	✓	بین صفر تا φ
روش اولیه قطعات	×	×	✓	×	×	-
روش سوئدی اصلاح‌شده	✓	✓	×	✓	✓	به موازات سطح شیب
بیشاپ ساده شده	✓	×	✓	✓	×	صفر
روش عمومی جانبو	✓	✓	×	✓	✓	متغیر: بر اساس تعادل لنگر قطعه
اسپنسر	✓	✓	✓	✓	✓	ثابت
مرگسترن و پرایس	✓	✓	✓	✓	✓	متغیر: به صورت تابع فرضی

جدول ۱۰-۲- مقایسه ویژگی‌های روش‌های مختلف تعادل حدی

اسپنسر مرگسترن و پرایس	عمومی جانپو	بیشاپ اصلاح‌شده	روش اولیه قطعات	گوه‌ای	لغزش صفحه‌ای	دایره سوندی	شیب نامحدود	
✓	✓	✓	×	×	✓	✓	✓	دقت
✓	✓	✓	✓	-	-	-	✓	صفحه لغزش موازی شیب
✓	✓	✓	✓	-	-	✓	-	صفحه لغزش دایره‌ای
✓	✓	-	-	✓	✓	-	-	مکانیزم لغزش گوه‌ای
✓	✓	-	-	-	-	-	-	صفحه لغزش غیر دایره‌ای
×	×	✓	✓	✓	✓	✓	✓	مناسب برای تحلیل دستی
✓	-	×	×	✓	✓	×	×	مناسب برای تحلیل شبه‌استاتیکی

۱۰-۶- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری

به‌طورکلی مراحل بحرانی در ارزیابی پایداری سدهای خاکی و سنگریز را می‌توان به‌صورت زیر بیان نمود:

- پایان مرحله ساخت (استاتیکی و شبه‌استاتیکی)
- آبیگری اولیه مخزن سد
- تراوش پایدار سد (مخزن پر و نیمه‌پر) (استاتیکی و شبه‌استاتیکی)
- تخلیه سریع مخزن سد

ارزیابی پایداری سد در شرایط استاتیکی برای تمامی حالات الزامی است. باین‌حال در نظرگرفتن وقوع زلزله در تمامی حالات فوق ضرورتی ندارد؛ هرچند بسته به ویژگی‌های یک سد خاص ممکن است ضرورت یابد. در ادامه ضرورت درنظرگیری نیروی زلزله در هر یک از شرایط مذکور بحث می‌شود.

ارزیابی پایداری لرزه‌ای سدها در مرحله پایان ساخت الزامی است. از آنجا که زمان این دوره از عمر سد نسبتاً کوتاه می‌باشد، احتمال وقوع زلزله طرح در آن اندک است. لذا می‌توان زلزله‌های خفیف‌تر با دوره بازگشت کوتاه‌تر را ملاک طراحی قرار داد یا ضریب اطمینان کمتری را قابل قبول دانست.

بررسی پایداری لرزه‌ای در مرحلهٔ آبیگری اولیه، برای همهٔ سدها ضرورت ندارد. باین حال اگر زمان آبیگری اولیه قابل توجه باشد، توصیه می‌شود پایداری لرزه‌ای سد در این مرحله نیز مورد توجه قرار گیرد. در این صورت می‌توان زلزله‌های خفیف‌تر (با دورهٔ بازگشتی متناسب با مدت زمان آبیگری) را برای طراحی سد در نظر گرفت و یا ضریب اطمینان کمتری را پذیرفت. از سوی دیگر مرحلهٔ تراوش پایدار تقریباً بخش قابل توجهی از طول عمر یک سد را تشکیل می‌دهد. لذا ضروری است پایداری لرزه‌ای سد در شرایط تراوش پایدار در ترازهای مختلف مخزن، بررسی و تأمین گردد. تخلیه سریع مخزن در طول عمر یک سد مخزنی ممکن است به ندرت و در زمان اندکی اتفاق بیفتد. بنابراین همزمانی این شرایط با وقوع زلزله بسیار دور از انتظار است. باین حال در سدهای تلمبه‌ای-ذخیره‌ای و یا به‌طور کلی در سدهایی که سطح آب به‌طور مداوم و به شدت در نوسان است، چون این وضعیت شرایط عملکردی و بهره‌برداری سد محسوب می‌شود، لازم است پایداری لرزه‌ای سد در شرایط تخلیه سریع مخزن، مورد توجه قرار گیرد.

۱۰-۷- انتخاب نوع تحلیل

خاک‌های اشباع محیطی دو فازی هستند که در آن خاک و آب، با توجه به خصوصیات رفتاری متفاوت، تحت تنش‌های متفاوتی قرار می‌گیرند؛ هرچند به واسطهٔ اندرکنش بین خاک و آب، شرایط تنش هریک بر دیگری تأثیر می‌گذارد.

با توجه به این که در روش‌های ارزیابی پایداری شیب، ضریب اطمینان، تابع تنش‌ها و نیروهای داخلی خاک، فشار آب و خصوصیات مقاومتی خاک می‌باشد، در یک تحلیل پایداری لرزه‌ای صحیح، باید رویکرد تحلیلی متناسب با شرایط واقعی زهکشی در بخش‌های مختلف بدنه و پی سد اتخاذ گردد.

دو رویکرد «تحلیل تنش کل^۱» و «تحلیل تنش مؤثر^۲» برای بررسی پایداری توده‌های خاکی اشباع وجود دارد. در رویکرد تحلیل تنش کل، محیط خاک اشباع به‌صورت تک فازی در تحلیل منظور شده و فشار آب حفره‌ای اضافی در تحلیل لحاظ نمی‌گردد. در تحلیل تنش مؤثر، محیط‌های

^۱ total stress analysis

^۲ effective stress analysis

جامد و سیال به صورت مجزا، هر یک با مشخصات رفتار مربوط به خود، و با در نظر گرفتن اثر متقابل خاک و آب بر همدیگر، مدل‌سازی و تحلیل می‌گردد. امکان استفاده از هر یک از روش‌های فوق، ارتباط مستقیم با امکان تخمین مناسب فشار آب حفره‌ای اضافی، در بدنه و پی سد دارد.

برای نواحی خشک مانند پوسته پایین دست، به علت عدم وجود آب و فشار منفذی، عملاً شرایط زهکشی شده است و تحلیل تنش کل معادل تحلیل تنش مؤثر خواهد بود. در مصالح اشباع با قابلیت زهکشی آزاد، فشار آب حفره‌ای در زلزله معادل فشار آب حفره‌ای در شرایط استاتیکی است. از آنجاکه مقادیر فشار آب حفره‌ای استاتیکی به سهولت قابل محاسبه است، می‌توان از تحلیل تنش مؤثر برای این مصالح استفاده کرد. با این وجود تحلیل تنش کل (معادل تنش مؤثر) نیز برای این مصالح قابل استفاده است.

در طول زلزله، مقداری فشار آب حفره‌ای اضافی در مصالح اشباع بدنه سد و پی، در اثر اعمال تنش‌ها و کرنش‌های دینامیکی ناشی از زلزله تولید می‌گردد. با توجه به شرایط زهکشی، فشار آب حفره‌ای اضافی به تدریج زایل می‌شود. فرآیند زهکشی تابع سرعت بارگذاری، هندسه و نفوذپذیری مصالح بدنه و پی است. در مصالح نفوذپذیری مانند پوسته‌های سنگریز، فشار آب حفره‌ای اضافی بلافاصله پس از تولید، زایل می‌شود و انباشت فشار آب حفره‌ای صورت نمی‌گیرد. در نتیجه، عملاً شرایط کاملاً زهکشی شده حاکم است. در مصالح هسته، به دلیل نفوذپذیری کم، امکان زهکشی فشار آب حفره‌ای اضافی تا زمان قابل توجهی پس از اتمام زلزله وجود ندارد. در نتیجه، در هنگام زلزله در هسته سد، فشار آب حفره‌ای اضافی ایجاد می‌گردد و تا مدتی پس از زلزله نیز شرایط زهکشی نشده برقرار می‌باشد.

در مصالح اشباع با شرایط کاملاً زهکشی نشده یا با قابلیت زهکشی نسبی، علاوه بر فشار آب حفره‌ای استاتیکی، مقداری فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بارگذاری گذرا و سریع زلزله نیز تولید می‌شود. از آنجاکه تخمین فشار آب حفره‌ای در حین زلزله یا پس از آن دارای پیچیدگی خاصی است و نیاز به انجام آزمایش‌های تناوبی بر روی مصالح یا استفاده از مدل‌های رفتاری دقیق دارد، برای این مصالح به طور معمول تحلیل تنش کل ساده‌تر می‌باشد. در صورت انجام آزمایش‌های تناوبی یا تحلیل‌های عددی دینامیکی تنش مؤثر و تخمین صحیح فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی، انجام تحلیل پایداری به روش تنش مؤثر نیز برای این مصالح امکان‌پذیر خواهد بود.

شایان ذکر است که شرایط زهکشی تنها تابع نفوذپذیری مصالح نیست، بلکه به عوامل دیگری از قبیل سرعت بارگذاری، هندسه (طول مسیر زهکشی) و نفوذپذیری مصالح نواحی مجاور نیز بستگی دارد.

در تحلیل تنش مؤثر لازم است از پارامترهای مقاومت برشی برحسب تنش مؤثر (حاصل از نتایج آزمایش‌های زهکشی شده یا زهکشی نشده با اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای)، که در واقع بیانگر مقاومت برشی اسکلت خاک می‌باشد، استفاده گردد. در تحلیل تنش مؤثر فشار آب حفره‌ای نیز در معادلات تعادل وارد می‌گردد. بدین ترتیب کمیت‌های موردنیاز برای تحلیل پایداری با رویکرد تنش مؤثر عبارتند از:

- وزن مخصوص کل
- پارامترهای مقاومت برشی برحسب تنش‌های مؤثر (C' و ϕ')
- فشار آب حفره‌ای محاسبه‌شده از شرایط هیدرواستاتیکی یا تحلیل تراوش پایدار
- فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی (ناشی از زلزله)

در تحلیل تنش کل، محیط خاک اشباع به‌صورت یک مصالح واحد فرض می‌شود. در نتیجه از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌نشده (برحسب تنش کل) که بیانگر مقاومت توده آب-خاک می‌باشد استفاده می‌گردد. در این تحلیل فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بارگذاری زلزله در محاسبات منظور نمی‌گردد، زیرا اثرات آن در پارامترهای مقاومت برشی برحسب تنش کل لحاظ شده است، ولی ضرورت دارد که فشار آب حفره‌ای ناشی از تراوش و هیدرواستاتیک در محاسبات پایداری منظور گردد. کمیت‌های موردنیاز برای تحلیل پایداری با رویکرد تنش کل عبارتند از:

- وزن مخصوص کل
- پارامترهای مقاومت برشی برحسب تنش‌های کل (C و ϕ)
- فشار آب حفره‌ای محاسبه‌شده از شرایط هیدرواستاتیکی یا تحلیل تراوش پایدار

۱۰-۸- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری برای یک سد خاکی

۱۰-۸-۱- پایان ساخت

تحلیل پایداری بدنه سد در مرحله پایان ساخت باید برای هر دو شیب بالادست و پایین دست انجام گیرد. پایداری سد در شرایط پایان ساخت غالباً به روش «تحلیل تنش کل» ارزیابی می‌شود.

پارامترهای مقاومت برشی:

- هسته سد (شرایط کاملاً زهکشی نشده) در پایان ساخت به خاطر رطوبت مصالح در زمان تراکم و همچنین متراکم شدن مصالح بر اثر وزن لایه‌های فوقانی، به صورت محافظه کارانه اشباع فرض می‌شود و یا درجه اشباع آن از تحلیل‌های تنش-کرنش مرحله ساخت محاسبه می‌شود. از آنجا که امکان زهکشی مناسب برای این مصالح در زمان اجرا وجود ندارد، مصالح هسته در انتهای ساخت حالت تحکیم نیافته دارند. وقوع زلزله در مصالح ریزدانه اشباع به علت عدم امکان زهکشی مناسب، یک بارگذاری سریع و شرایط زهکشی نشده تلقی می‌گردد. لذا برای تحلیل پایداری لرزه‌ای سد در زمان انتهای ساخت، استفاده از پارامترهای مقاومت برشی تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU یا Q) در شرایط اشباع توصیه می‌شود. در لایه‌های پی با نفوذپذیری کم نیز شرایط مشابه برقرار است. باید توجه شود که در شرایطی که رطوبت تراکم هسته سد، نفوذپذیری مصالح هسته و سرعت اجرا در حدی نیست که آن را اشباع کند، در پایان مرحله ساخت، هسته سد ممکن است غیراشباع باشد. در این صورت، صرفاً در مواردی که طراح بر اساس دلایل و شواهد متقن می‌تواند وقوع شرایط فوق را تضمین نماید، می‌توان برای مصالح هسته سد از پارامترهای مقاومت برشی تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU یا Q) در شرایط غیر اشباع با درصد رطوبت پایان ساخت استفاده نمود.
- مصالح نفوذپذیر پوسته یا پی (با قابلیت زهکشی آزاد) در طول زمان ساخت تحکیم می‌شود. در زمان زلزله نیز فشار آب حفره‌ای اضافی به سرعت زایل می‌گردد. لذا برای

چنین مصالحی در تحلیل استاتیکی و لرزه‌ای پایان ساخت از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده (CD یا S) استفاده می‌شود.

- در مصالح با نفوذپذیری متوسط (با قابلیت زهکشی نسبی) امکان تحکیم نسبی در زمان اجرا وجود دارد ولی با توجه به این‌که اطلاع دقیقی از وضعیت تحکیم این مصالح در دسترس نیست، مصالح به‌طور محافظه‌کارانه تحکیم نیافته فرض می‌شوند. همچنین از آنجاکه فشار آب حفره‌ای اضافی تولیدشده در اثر زلزله به‌طور مناسب زهکشی نمی‌گردد، استفاده از پارامترهای مقاومت برشی تحکیم‌نیافته زهکشی‌نشده (UU یا Q) توصیه می‌گردد. با این حال بهترین و دقیق‌ترین روش، انجام تحلیل عددی تنش مؤثر به‌منظور تخمین صحیح فشار آب حفره‌ای ناشی از ساخت و زلزله پس از آن است. در این حالت می‌توان از تحلیل پایداری با رویکرد تنش و پارامترهای مقاومت برشی مؤثر (CD) استفاده کرد.

فشار آب حفره‌ای: در تحلیل تنش کل، فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی در پارامترهای مقاومت برشی برحسب تنش کل منعکس شده و لزومی به لحاظ نمودن مضاعف آن در تحلیل نیست. لذا برای مصالح هسته فشار آبی در نظر گرفته نشده و برای سایر مصالح بدنه و پی، فشار آب حفره‌ای استاتیکی متناسب با تراز آب مخزن در بالادست و تراز پایاب محاسبه می‌گردد. از آنجا که در زمان طراحی سد، تراز آب مخزن در انتهای مرحله ساخت، به علت امکان آبیگری نسبی سد در زمان اجرا، مشخص نیست، تحلیل پایداری برای سطوح آب محتمل مخزن سد، انجام می‌شود و بحرانی‌ترین حالت در طراحی لحاظ می‌گردد. در تحلیل تنش مؤثر، فشار آب حفره‌ای مطابق نتایج تحلیل‌های عددی در نظر گرفته می‌شود.

ضریب زلزله و ضریب اطمینان: به‌طوری‌که پیشتر اشاره شد، طول مرحله پایان ساخت در مقایسه با طول عمر سد نسبتاً کوتاه است و احتمال وقوع زلزله طرح در این زمان اندک می‌باشد. از سوی دیگر خسارت خرابی سد در این حالت کمتر از حالتی است که سد در حالت مخزن پر دچار خرابی شود. لذا می‌توان زلزله‌های با دوره بازگشت کوتاه‌تر را ملاک طراحی قرار داد.

۱۰-۸-۲- تراوش پایدار - مخزن پر

تحلیل پایداری لرزه‌ای بدنه سد در شرایط تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن برای شیب پایین دست الزامی است. پایداری لرزه‌ای سد در شرایط تراوش پایدار به دو روش «تحلیل تنش کل» و «تحلیل تنش مؤثر» ارزیابی شده و بحرانی‌ترین حالت، ملاک طراحی قرار می‌گیرد.

پارامترهای مقاومت برشی:

- هسته سد و لایه‌های مصالح ریزدانه اشباع پی (شرایط کاملاً زهکشی نشده) و همچنین مصالح با نفوذپذیری متوسط (با قابلیت زهکشی نسبی)، در زمان تراوش پایدار به خاطر گذشت زمان کافی و زایل شدن فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بارگذاری‌های قبلی، حالت تحکیم یافته دارد. وقوع زلزله در مصالح ریزدانه اشباع به علت عدم امکان زهکشی مناسب، یک بارگذاری سریع و شرایط زهکشی نشده تلقی می‌گردد. لذا برای تحلیل پایداری لرزه‌ای سد در شرایط تراوش پایدار، در «تحلیل تنش کل» از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی نشده (CU یا R) و در «تحلیل تنش مؤثر» از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده (CD یا S) استفاده می‌گردد.
- در مصالح نفوذپذیر پوسته یا پی (با قابلیت زهکشی آزاد) هنگام زلزله فشار آب حفره‌ای اضافی تولید شده، به سرعت زایل می‌گردد. لذا برای چنین مصالحی در ارزیابی پایداری لرزه‌ای در شرایط تراوش دائم، در هر دو حالت «تحلیل تنش کل» و «تحلیل تنش مؤثر» همواره از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده (CD یا S) برحسب تنش‌های مؤثر استفاده می‌شود.

فشار آب حفره‌ای: در هر دو «تحلیل تنش کل» و «تحلیل تنش مؤثر»، فشار آب حفره‌ای

متناسب با سطح آب در بالادست، بدنه و پایین دست، و با فرض شرایط هیدرواستاتیک یا تحلیل تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن، در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر فشار آب حفره‌ای استاتیکی، در تحلیل‌های تنش مؤثر لازم است فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی نیز، با استفاده از آزمایش‌های تناوبی یا تحلیل‌های عددی دینامیکی، تخمین و در محاسبات لحاظ گردد.

ضریب زلزله و ضریب اطمینان: این مرحله طولانی‌ترین مرحله از طول عمر سد به شمار می‌آید و احتمال وقوع حداکثر زلزله طرح در این شرایط قابل توجه می‌باشد. از سوی دیگر، در صورت آسیب یا خرابی سد، حداکثر خسارت قابل تصور پیش‌بینی می‌گردد. بنابراین، حداکثر زلزله طرح با ضریب اطمینان مناسب باید ملاک طراحی قرار گیرد. بر این اساس توصیه می‌شود که سد در شرایط تراوش پایدار برای زلزله‌ای با ضریب K_H طراحی گردد. در این شرایط حداقل ضریب اطمینان مجاز پایداری لرزه‌ای را می‌توان بسته به درجه اهمیت سد بین $1/100$ الی $1/10$ اختیار نمود.

۱۰-۸-۳- تراوش پایدار = مخزن نیمه‌پر

تحلیل پایداری بدنه سد در مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه‌پر (ترازهای مختلف سطح آب مخزن از تراز نرمال تا تراز حداقل) برای شیب بالادست الزامی است. نمودار ضریب اطمینان برحسب تراز آب مخزن ترسیم شده و بحرانی‌ترین حالت ملاک طراحی قرار می‌گیرد. تراز سطح آب مخزن مربوط به بحرانی‌ترین وضعیت پایداری (کمترین ضریب اطمینان) در شرایط استاتیکی و زلزله ممکن است متفاوت باشد.

پارامترهای مقاومت برشی: مطابق حالت تراوش پایدار مخزن پر می‌باشد.

فشار آب حفره‌ای: مطابق حالت تراوش پایدار مخزن پر، با این تفاوت که فشار آب حفره‌ای

هیدرواستاتیکی متناسب با تراز مخزن نیمه‌پر (بسته به تراز آب مخزن) می‌باشد.

ضریب زلزله و ضریب اطمینان: مطابق حالت تراوش پایدار مخزن پر می‌باشد.

جداول (۳-۱۰) و (۴-۱۰) حالت‌های مختلف تحلیل، پارامترهای موردنیاز در هر نوع تحلیل

و ضرایب اطمینان مجاز را به‌اختصار نشان می‌دهد.

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی — ۲۵۳

جدول ۱۰-۳- حالت‌های مختلف تحلیل سدخاکی در شرایط استاتیکی

حالت تحلیل	شیروانی	نوع تحلیل	مصالح	پارامترهای مقاومت برشی	ضریب اطمینان مجاز
پایان ساخت	بالادست و پایین‌دست	تنش کل	هسته	UU	۱/۳
			پوسته	CD	
آبگیری اولیه	بالادست	تنش کل	هسته	UU	۱/۴
			پوسته	CD	
تخلیه سریع مخزن	بالادست	تنش مؤثر	هسته	CD	۱/۴
			پوسته	CD	
تراوش پایدار (مخزن پر و یا نیمه پر)	بالادست و پایین‌دست	تنش کل	هسته	CU	۱/۵
			پوسته	CD	
		تنش مؤثر	هسته	CD	
			پوسته	CD	

جدول ۱۰-۴- حالت‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای سدخاکی به روش شبه‌استاتیکی

حالت تحلیل	شیروانی	نوع تحلیل	مصالح	پارامترهای مقاومت برشی	فشار آب منفذی	ضریب اطمینان مجاز
زلزله در پایان ساخت	بالادست و پایین‌دست	تنش کل	هسته	UU	در نظر گرفته نمی‌شود	۱/۰۰
			پوسته	CD	سطح آب مخزن و پایاب در پایان ساخت	
زلزله در تراوش پایدار مخزن پر	بالادست و پایین‌دست	تنش کل	هسته	CU	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی	۱/۱۰ تا ۱/۰۰ (بسته به درجه اهمیت سد)
			پوسته	CD		
		تنش مؤثر	هسته	CD	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی + فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی	
			پوسته			

۱۰-۹- پارامترهای مصالح بدنه و پی

میزان دقت ضریب اطمینان محاسبه شده برای پایداری شیروانی‌های یک سد وابسته به دقتی است که در تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح آن به کار گرفته شده است. بر همین اساس لازم است خصوصیات و پارامترهای مصالح با دقت مناسبی برای پی سد و هر یک از قرضه‌های مورد استفاده در ساخت بدنه سد برآورد گردد.

با توجه به این که در تحلیل شبه‌استاتیک از روش‌های تعادل حدی برای ارزیابی ضریب ایمنی شیب‌های بدنه سد استفاده می‌شود، در این قسمت تنها به معرفی و نحوه تعیین پارامترهای مورد نیاز این روش‌ها پرداخته شده و برای رعایت اختصار از پرداختن به سایر پارامترهای مورد نظر در سایر تحلیل‌های مورد نیاز سدها نظیر تحلیل تراوش و تنش-کرنش خودداری می‌شود. به‌طور کلی پارامترهای فیزیکی و مکانیکی مورد نیاز برای مصالح یک سد در تحلیل پایداری شبه-استاتیک عبارتند از:

- ϕ : ضریب اصطکاک داخلی مصالح خاکی
- c : چسبندگی
- γ : وزن مخصوص مصالح در حالت طبیعی
- γ_{sat} : وزن مخصوص مصالح در حالت اشباع

از این پارامترها بسته به نوع بارگذاری در دو حالت تنش کل و مؤثر در تحلیل‌های شبه‌استاتیک استفاده می‌شود. برای تخمین این پارامترها لازم است آزمایش‌های مختلفی انجام شود که در ادامه درباره آن‌ها بحث شده است.

۱۰-۹-۱- روش‌های تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح پی

اغلب بسترهای سنگی از مقاومت برشی بسیار بالایی در مقایسه با مصالح خاکی برخوردارند و در این حالت سطوح لغزش از مسیر سنگ‌بستر عبور نمی‌کند و عموماً در داخل بدنه سد محدود می‌گردد. سنگ‌بستر مقاوم در مدل سازی تحلیل پایداری شبه‌استاتیکی شیروانی‌ها، تکیه گاه صلب محسوب می‌شود و نیازی به مدل‌سازی آن نیست. در شرایطی که سنگ‌بستر از مقاومت بالایی

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی — ۲۵۵

برخوردار نباشد یا دارای درزه‌هایی با امتداد نامطلوب باشد، ممکن است سطوح لغزش بحرانی از داخل لایه‌های سنگ‌بستر نیز عبور نماید. در این صورت لازم است پی سنگی به‌طور مناسب، با توجه به پارامترهای مقاومت برشی و وضعیت درزه‌ها، در تحلیل‌های پایداری مدل‌سازی شود.

در مواردی که پی سد یا بخش‌هایی از آن از نوع آبرفتی و خاک باشد، تخمین پارامترهای موردنیاز برای تحلیل بر اساس آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی زیر امکان‌پذیر است:

آزمایش‌های آزمایشگاهی: به‌طور کلی شامل آزمایش تعیین وزن مخصوص در حالت طبیعی و اشباع خاک، مقاومت فشاری محدود نشده یا تک‌محوری، برش مستقیم، سه محوری در هر سه حالت تحکیم نیافتۀ زهکشی نشده (UU)، تحکیم یافته زهکشی نشده (CU) و تحکیم یافته زهکشی شده (CD) بر روی نمونه‌های دست نخورده و یا نمونه‌های بازسازی شده می‌باشد. انجام آزمایش‌های برشی زهکشی‌نشده (تک‌محوری و UU) برای خاک‌های نفوذپذیر ضرورتی ندارد.

البته انجام آزمایش عمومی شناسایی و طبقه‌بندی خاک نظیر دانه‌بندی، هیدرومتری، حدود اتبرگ و ... نیز در کنار آزمایش‌های اصلی ضروری است و می‌تواند در تخمین بهتر پارامترها راهگشا باشد.

آزمایش‌های صحرایی: شامل آزمایش برش مستقیم برجا، آزمایش نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، برش پره و پرسومتر

با توجه به محدودیت آزمایش‌های آزمایشگاهی در تخمین پارامترهای خاک‌های سیمانته‌شده و یا خاک‌های ریزدانه حساس و نیز محدودیت حداکثر اندازه دانه‌ها و ... آزمایش‌های صحرایی و برجا می‌تواند نتایج بهتری را نسبت به آزمون‌های آزمایشگاهی به دست دهد. برای یک برآورد اولیه از خصوصیات مقاومت برشی خاک در سدهای کوتاه و یا در مراحل اولیه طراحی سدهای بزرگ می‌توان پارامترهای مقاومت برشی خاک را از روابط موجود بین عدد آزمایش نفوذ استاندارد و مقاومت برشی به دست آورد. باین‌حال انجام آزمایش‌های فوق در مراحل بعدی دقیق طراحی الزامی خواهد بود.

هرچند ممکن است مدل‌سازی پی‌های سنگی در محاسبات و تحلیل‌های پایداری سدهای خاکی و سنگریز ضرورت نیابد، اما پیش از آغاز مراحل تحلیل پایداری، شناسایی خصوصیات این

قبیل پی‌ها برای اطلاع از میزان مقاومت آن و انتخاب تراز مناسب قرارگیری پی و تعیین ضرورت مدل‌سازی پی سنگی اجتناب‌ناپذیر است. طبیعتاً این آزمون‌ها در سنگ‌بسترهایی که در تحلیل‌های پایداری مدل‌سازی می‌شوند (شامل سنگ‌های ضعیف یا دارای درزه‌های نامطلوب و سنگ‌های نرم و انعطاف‌پذیر)، از اهمیت بیشتری برخوردار است. آزمایش‌های معمول برای شناسایی خصوصیات سنگ‌بستر به‌قرار زیر است:

آزمایش‌های آزمایشگاهی: نظیر آزمایش تک‌محوری تعیین سرعت موج برشی برای تعیین

خصوصیات فیزیکی و مکانیکی سنگ

آزمایش‌های صحرایی: شامل آزمون‌های ژئوفیزیک برای تعیین لایه‌بندی بستر سنگی تا عمق

مناسب و محاسبه سرعت موج برشی در هر لایه، آزمون‌های درزه‌نگاری برای تعیین مشخصات هندسی و پرشدگی درزه‌ها، آزمایش‌های درجا نظیر برش مستقیم، دیلاتومتر سنگ، بارگذاری صفحه،

برای تعیین خصوصیات مکانیکی توده سنگ

۱۰-۹-۲- روش‌های تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح بدنه

بخش اصلی سطوح گسیختگی عمیق و تمامی سطوح گسیختگی سطحی، در بدنه سد واقع شده است. بر همین اساس شناخت بیشتر از خصوصیات مصالح این بخش از سد و تخمین زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک و سنگریز مورد استفاده برای هسته و پوسته سد بیش از مصالح پی سد اهمیت خواهد داشت. معمولاً مصالح مورد استفاده برای بدنه از قرصه‌های مختلفی تأمین می‌گردند و گاهی پیش از استفاده در سد، دانه‌بندی آن‌ها اصلاح یا دو یا چند نوع مصالح باهم ترکیب می‌شوند. پس از آن این مصالح به محل سد حمل می‌شوند و بر اساس مشخصات فنی طرح با تراکم و درصد رطوبت مشخص اجرا می‌شوند.

بدین ترتیب آزمایش‌های عمومی شناسایی مصالح خاک نظیر دانه‌بندی، هیدرومتری، حدود

اتربرگ، درصد رطوبت طبیعی و در مرحله ابتدایی شناسایی قرصه اجتناب‌ناپذیر خواهد بود. پس

از این مرحله آزمایش‌های تراکم انجام می‌شود تا حدود درصد رطوبت بهینه و میزان حداقل وزن

مخصوص مصالح به‌منظور اعمال در مشخصات فنی طرح معین گردد.

برای شناسایی مشخصات و خصوصیات مقاومت برشی و وزن مخصوص مصالح که در تحلیل‌های پایداری به کار گرفته می‌شوند لازم است نمونه‌هایی با حداقل تراکم مجاز و حداکثر درصد رطوبت تعیین شده در مشخصات فنی عملیات اجرایی طرح به صورت بازسازی شده^۱ تهیه شود و بر روی آن‌ها آزمایش‌های مقاومت برشی انجام شود. با توجه به امکان اشباع شدن مصالح، اندازه-گیری وزن مخصوص و مقاومت برشی در دو حالت شرایط ساخت رطوبت بهینه (یا هر شرایطی که طبق آن سد ساخته می‌شود) و اشباع انجام می‌گیرد.

خصوصیات مقاومت برشی مصالح مورداستفاده در بدنه سد بر اساس آزمایش‌های آزمایشگاهی برش مستقیم و سه محوری تعیین می‌شود. بر این اساس انجام آزمایش برش مستقیم در حالت کند (S) و آزمایش سه محوری در سه حالت تحکیم نیافته و زهکشی نشده (UU)، تحکیم یافته و زهکشی نشده با اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای (CU) و تحکیم یافته و زهکشی شده (CD)، برای تخمین این پارامترها الزامی است. در انجام آزمایش‌هایی که نیاز به اعمال فشار همه‌جانبه یا قائم بر روی نمونه‌ها می‌باشد، لازم است این فشار با تنش‌های وارده در تراز از سد که قرار است آن مصالح در آنجا به کار گرفته شوند مطابقت داشته باشد. توصیه می‌شود، از مدل‌سازی اولیه برای تخمین شرایط تنش در نقاط مختلف بدنه سد، به منظور تعیین دستور کار آزمایش‌های برش استفاده شود.

در ضمن لازم است هماهنگی مناسبی بین مشخصات فنی عملیات اجرایی، آزمایش‌های آزمایشگاهی و شرایط اجرایی در محل در مورد میزان تراکم، درصد رطوبت و میزان اشباع نمونه‌های تحت آزمایش برقرار شود. همچنین تعداد آزمایش‌ها باید از نظر آماری کافی باشد تا نماینده واقعی رفتار مصالح و تغییرات احتمالی آن باشد.

پس از انجام تعداد قابل قبولی از آزمایش‌ها، با توجه به حجم بدنه و تعدد منابع قرضه‌ها، پوش مقاومت برشی برای تحلیل به نحوی انتخاب شود که حداقل دو سوم نقاط آزمایش در زیر آن قرار داشته باشد. برای سدهای کوتاه که ممکن است در آن‌ها تعداد کمی آزمایش انجام شده باشد، بهترین خط مماس بر دایره‌های موهر (پوش موهر کلمب) به عنوان معیار انتخاب پارامترهای مقاومت برشی محسوب می‌شود.

¹remold

در خصوص سدهای سنگریز با توجه به دانه‌بندی و ابعاد مصالح سنگریز تخمین پارامترهای مقاومت برشی با استفاده از آزمایش سه‌محوری بزرگ مقیاس توصیه می‌شود. در مواردی که تعیین پارامترهای مقاومتی مصالح درشت‌دانه مستلزم اصلاح دانه‌بندی آن باشد، لازم است از روش‌های مناسب اصلاح دانه‌بندی مانند روش موازی‌سازی دانه‌بندی آزمایشگاهی با دانه‌بندی صحرائی استفاده گردد.

۱۰-۱۰-۱- استفاده از نرم‌افزار برای تحلیل پایداری شیب‌ها

تحلیل دستی پایداری شیروانی‌ها فقط برای شکل‌های ساده امکان‌پذیر است. در عمل برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری شیب از نرم‌افزار استفاده می‌شود. مبنای محاسبه ضریب اطمینان در نرم‌افزارها نیز در بسیاری از موارد روش قطعات است. هم‌اکنون سه نرم‌افزار Slope/w, PLAXIS, FLAC برای این منظور به کار گرفته می‌شود.

بهتر است پیش از استفاده از هر نرم‌افزار از صحت عملکرد آن اطمینان حاصل شود. برای این منظور معمولاً نتایج حاصل از نرم‌افزار با نتایج یک مسئله از پیش حل شده مقایسه می‌شود. این کار در اصطلاح صحت‌سنجی نامیده می‌شود. برای صحت‌سنجی نرم‌افزارهای تحلیل پایداری شیب‌ها، Duncan and Wright (2005) و EM 1110-2-1902 در فصل هفتم کتاب خود ۱۰ مسئله حل شده تحلیل پایداری شیب به روش تعادل حدی ارائه کرده‌اند. در ادامه دو مثال واقعی از تحلیل پایداری شیب‌ها در سدهای کشور توسط نرم‌افزار Slope/w ارائه شده است.

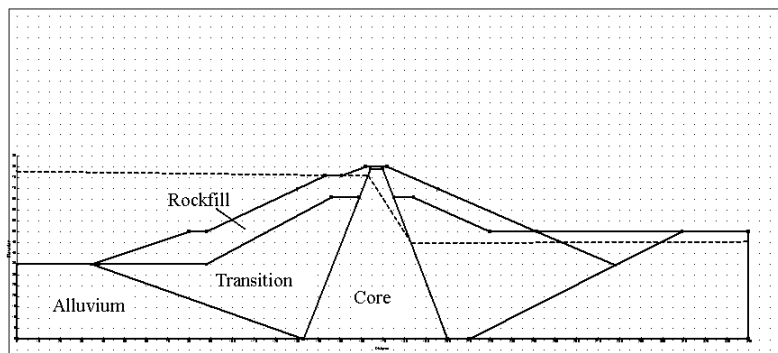
۱۰-۱۰-۱-۱- تحلیل شبه‌استاتیک سد نمونه شماره یک

این سد یک سد ناحیه‌بندی شده با هسته رسی است که به ارتفاع ۵۹ متر از سطح زمین و ۸۱ متر از سنگ‌بستر طراحی شده است. هسته سد از مصالح GM-GC ساخته شده و از لحاظ هندسی یک هسته قائم با عرض نسبتاً زیاد برای آن در نظر گرفته شده است. پوسته سد از دو بخش ناحیه انتقالی و سنگریز طراحی شده است. به منظور تأمین پایداری بیشتر برای شیروانی بالادست سد، فرازبند به بدنه سد متصل شده و در واقع در طرح نهایی جزء بدنه سد شده است. ناحیه بین نشیب‌بند و بدنه سد هم توسط مصالح اضافی حاصل از حفاری‌های مختلف پر خواهد شد.

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی — ۲۵۹

با مراجعه به مفاد فصل اول نشریه ۶۲۴ روشن می‌شود که با توجه به آن‌که ارتفاع سد مورد بررسی بیش از ۳۰ متر است، در شمار سدهای بزرگ دسته‌بندی می‌شود. از سوی دیگر هرچند سکنه قابل توجهی در پایین دست سد وجود ندارد، به دلیل وجود یک راه ارتباطی اصلی در پایین دست سد، تخریب سد پتانسیل خطر بالایی را به همراه خواهد داشت. به این ترتیب و با توجه به مفاد نشریه ۶۲۴ انجام تحلیل شبه‌استاتیک، تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای و تحلیل دینامیکی برای سد الزامی است.

در شکل (۹-۱۰) مقطع شماتیک سد نمایش داده شده است. این مقطع بزرگ‌ترین مقطع بدنه سد است و بر همین اساس تحلیل‌های پایداری شیب در حالت استاتیکی و شبه‌استاتیکی در حالت دوبعدی بر روی این مقطع انجام خواهد شد.



شکل (۹-۱۰): مقطع موردنظر برای بدنه سد شماره یک

رقوم مختلف آب در مخزن سد در شرایط مختلف از گزارش‌های مطالعات منابع آب و طراحی اولیه بدنه سد استخراج شده و به‌طور خلاصه در جدول (۵-۱۰) ارائه شده است. بر اساس اطلاعات موجود در گزارش زمین‌شناسی و همچنین نقشه‌های توپوگرافی رقوم سنگ‌بستر و زمین طبیعی نیز استخراج شده و در جدول (۵-۱۰) ارائه شده است. همچنین شتاب زلزله طرح در سطوح مختلف از گزارش لرزه‌خیزی مربوط به طرح استخراج شده و به‌طور خلاصه در جدول (۶-۱۰) ارائه شده است. علاوه بر این به‌منظور شناسایی دقیق خصوصیات ژئومکانیکی مصالح مورد استفاده، آزمایش‌های مختلف مهندسی ژئوتکنیک انجام شده و سرانجام مشخصات مصالح مطابق جدول (۷-۱۰) انتخاب شده است.

۲۶۰ — اصول مهندسی سدهای خاکی

زاویه اصطکاک داخلی مصالح سنگریز نقش اساسی در محاسبه ضریب اطمینان پایداری شیب دارد. بر همین اساس برای تعیین این پارامتر از آزمایش‌های بزرگ مقیاس سه‌محوری به قطر ۲۰۰ و ارتفاع ۴۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. برای تعیین مقاومت برشی مصالح هسته نیز از نتایج آزمایش سه‌محوری در شرایط مختلف زهکشی شده و زهکشی نشده، که بر روی نمونه‌های با قطر ۱۰ سانتیمتر انجام شده، استفاده شده است.

در جدول (۱۰-۸) ضریب اطمینان موردنظر برای این سد بر اساس توصیه‌نامه طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز و همچنین با توجه به سطوح لرزه‌ای بیان شده در جدول (۱۰-۵)، ارائه شده است. بر اساس اطلاعات جدول (۱۰-۵) و با توجه به مستندات فصل دوم توصیه‌نامه طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز و با فرض $\alpha = 0/40$ ضریب شتاب شبه‌استاتیکی معادل $0/16$ انتخاب می‌گردد.

جدول (۱۰-۵): رقوم مختلف آب در مخزن سد، زمین طبیعی و سنگ‌بستر

موقعیت	حداکثر آب در مخزن سد	تراز مرده آب در مخزن سد	زمین طبیعی	سنگ‌بستر سد در زیر هسته
رقوم	۱۴۷۸	۱۴۳۰	۱۴۲۱	۱۳۹۹

جدول (۱۰-۶): حداکثر شتاب زمین بر مبنای مطالعات لرزه‌خیزی طرح برای سد نمونه ۱

سطح خطر	PGAH (g)	PGAV (g)	Return Period (Year)
DBL	۰/۳۴	۰/۲۰	۵۰۰
MDL	۰/۴۰	۰/۲۶	۲۰۰۰
MCL	۰/۴۶	۰/۳۲	۱۰۰۰۰

جدول (۱۰-۷): خصوصیات منتخب برای تحلیل‌های استاتیکی و شبه‌استاتیکی پایداری شیروانی‌های سد

شماره مصالح	موقعیت در سد	C_{cu} (kN/m ²)	ϕ_{cu} (Degrees)	C_{cd} (kN/m ²)	ϕ_{cd} (Degrees)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
۱	ناحیه انتقالی	-	-	۰	-	۱۸	۱۹
۲	پوسته سنگریز	-	-	۰	-	۱۹	۲۰
۳	آبرفت	-	-	۵	-	۱۹/۵	۲۰/۵
۴	هسته	۴۵	۵	۳۸	۲۰	۱۷/۸	۱۸/۲

برای ارزیابی پایداری شیروانی‌ها، شرایط زیر موردنظر بوده است:

- الف) تحلیل استاتیکی در پایان مرحله ساخت
- ب) تحلیل شبه‌استاتیکی در پایان مرحله ساخت
- ج) تحلیل استاتیکی در شرایط تراوش پایدار
- د) تحلیل شبه‌استاتیکی در شرایط تراوش پایدار
- ه) تحلیل شبه‌استاتیکی در شرایط مخزن نیمه‌پر

برای محاسبه ضریب اطمینان از روش تحلیل تنش مؤثر استفاده شده است. همچنین برای انتخاب پارامترهای مقاومت برشی مصالح، برای ناحیه انتقالی و پوسته سنگریز در کلیه شرایط از نتایج آزمایش‌های زهکشی شده و تحکیم یافته استفاده شده است. باین‌حال پارامترهای مقاومت برشی هسته در پایان مرحله ساخت از نتیجه آزمایش‌های UU و در شرایط تراوش پایدار استاتیکی از نتیجه آزمایش‌های CD استخراج شده است. برای شرایط تراوش پایدار و همچنین مخزن نیمه‌پر باوجود زلزله از نتایج آزمایش‌های CU استفاده شده است.

در ادامه نتایج حاصل از تحلیل‌های مذکور که شامل ضریب اطمینان پایداری شیروانی‌هاست، در جداول (۸-۱۰) تا (۱۰-۱۰) ارائه شده است. در انجام تحلیل‌های مذکور فرضیات زیر موردنظر بوده است:

الف) برای محاسبه ضریب اطمینان از شیوه قطعات قائم به روش جانبو و مرگنسترن-پرایس استفاده شده است. برای هر گوه ۳۰ قطعه قائم در نظر گرفته شده است.

ب) حداقل عمق گوه‌های گسیختگی معادل ۱۵ متر در نظر گرفته شده است. در صورت لزوم می‌توان برای گوه‌های نازک‌تر هم بررسی‌های لازم را انجام داد.

ج) در مورد شکل گوه گزینه بهینه‌سازی شکل گوه در نرم‌افزار فعال گردیده و شکل نهایی گوه در مواردی غیر دایره‌ای شده است. بر این اساس بحرانی‌ترین ضریب اطمینان با توجه به امکان گسیختگی در هر دو حالت دایره‌ای و غیر دایره‌ای محاسبه شده است.

(د) مقدار ضریب فشار آب حفره‌ای (Ru) در پایان مرحله ساخت برای هسته معادل ۰/۳ در نظر گرفته شده است.

جدول (۱۰-۸): ضریب اطمینان حاصل ارزیابی پایداری شیروانی‌ها در پایان مرحله ساخت

شیروانی بالادست در حالت استاتیکی	شیروانی بالادست در حالت شبه‌استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت شبه‌استاتیکی	
۱/۳	۱/۰	۱/۳	۱/۰	ضریب اطمینان مجاز
۱/۶۶۸	۱/۲۷۱	۱/۸۴۶	۱/۲۹۸	ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه

جدول (۱۰-۹): ضریب اطمینان حاصل ارزیابی پایداری شیروانی‌ها در حالت تراوش پایدار

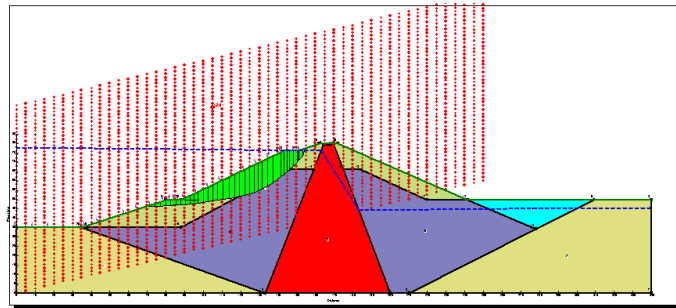
شیروانی بالادست در حالت استاتیکی	شیروانی بالادست در حالت شبه‌استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت شبه‌استاتیکی	
۱/۵	۱/۱	۱/۵	۱/۱	ضریب اطمینان مجاز
۲/۱۸۵	۱/۲۱۹	۲/۰۵۱	۱/۲۹۸	ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه

جدول (۱۰-۱۰): ضریب اطمینان حاصل ارزیابی پایداری شیروانی بالادست در حالت مخزن نیمه‌پر

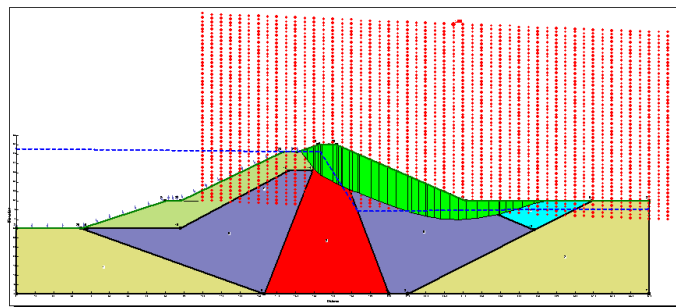
رقوم سطح آب مخزن	۱۴۷۸	۱۴۶۸	۱۴۵۸	۱۴۴۸
ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه در شرایط استاتیکی	۲/۱۸۵	۱/۸۰۱	۱/۷۲۷	۱/۹۳۴
ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه در شرایط شبه‌استاتیکی	۱/۲۱۹	۱/۱۵۶	۱/۱۶۴	۱/۱۹

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی — ۲۶۳

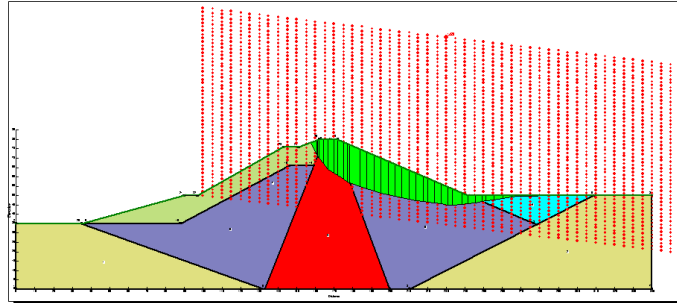
نتایج ارائه شده در جداول (۸-۱۰) تا (۱۰-۱۰) حاکی از آن است که در همه شرایط موردنظر، ضرایب اطمینان به دست آمده بیش از ضرایب اطمینان مجاز است بنابراین طرح موردنظر از لحاظ تحلیل پایداری شیروانی‌ها در شرایط مطلوبی قرار دارد.



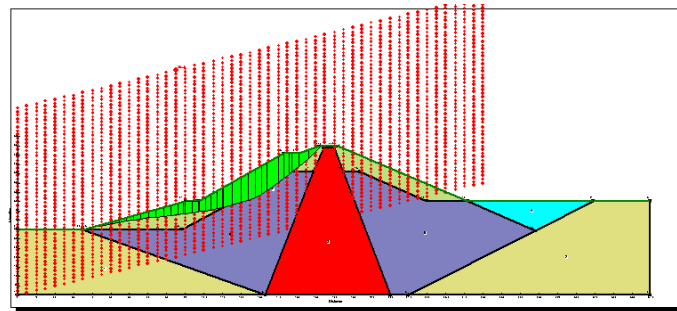
شکل (۱۰-۱۰): موقعیت بحرانی ترین گوه بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی تراوش پایدار



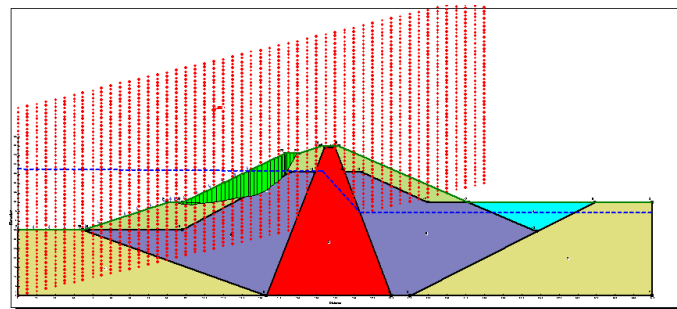
شکل (۱۱-۱۰): موقعیت بحرانی ترین گوه پایین دست در تحلیل شبه‌استاتیکی تراوش پایدار



شکل (۱۰-۱۲): موقعیت بحرانی ترین گوه پایین دست در تحلیل شبه استاتیکی پایان مرحله ساخت



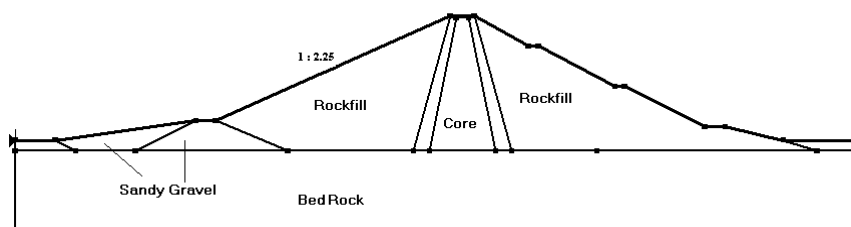
شکل (۱۰-۱۳): موقعیت بحرانی ترین گوه بالادست در تحلیل شبه استاتیکی پایان مرحله ساخت



شکل (۱۰-۱۴): موقعیت بحرانی ترین گوه بالادست در تحلیل شبه استاتیکی مخزن نیمه پر

۱۰-۱-۲- تحلیل شبه‌استاتیک سد نمونه شماره ۲

این سد یک سد سنگریز با هسته رسی قائم است که هسته آن از خاک ریزدانه با طبقه‌بندی CL و پوسته آن از سنگریز طراحی شده است. همچنین بخش اصلی فرازبند سد از شن و ماسه رودخانه‌ای با طبقه‌بندی GW-GP طراحی شده است. سد بر روی سنگ‌بستر واقع شده است و آبرفت قابل توجهی در ساختگاه سد وجود ندارد. ارتفاع سد حدود ۶۷ متر و رقوم تاج آن ۳۰۷ متر از سطح دریاست. به منظور افزایش پایداری سد، بدنه سد به فراز بند متصل شده است. در شکل (۱۰-۱۵) مقطع شماتیک سد نمایش داده شده است.



شکل (۱۰-۱۵): مقطع بدنه سد سنگریز مورد نظر برای تحلیل (نمونه ۲)

بر اساس اصول بیان شده در فصل اول نشریه ۶۲۴ و با توجه به آن که ارتفاع سد مورد بررسی بیش از ۳۰ متر است، این سد در شمار سدهای بزرگ دسته‌بندی می‌شود. همچنین اطلاعات مطالعات اجتماعی طرح نشان می‌دهد که چندین روستا با مجموع سکنه چندین هزار نفر در مسیر رودخانه پایین دست سد قرار گرفته‌اند. بر این اساس تخریب سد پتانسیل خطر بالایی را به همراه خواهد داشت. به این ترتیب و با توجه به مفاد نشریه ۶۲۴ انجام تحلیل شبه‌استاتیک، تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای و تحلیل دینامیکی برای سد ضرورت دارد.

مشخصات مصالح مورد نظر برای ساخت سد در جدول (۱۰-۱۱) ارائه شده است. همچنین در جدول (۱۰-۱۲) خلاصه اطلاعات حاصل از گزارش لرزه‌خیزی طرح پیرامون سطوح مختلف خط زلزله ارائه شده است. بر این اساس و با توجه به مفاد فصل دوم توصیه‌نامه طراحی لرزه‌ای سدهای

خاکی و سنگریزه، با فرض $\alpha=0/44$ ضریب $K_H=0/15$ برای تحلیل شبه‌استاتیکی طرح انتخاب شده است.

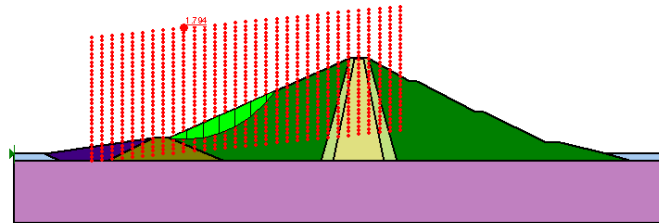
در شکل‌های (۱۰-۱۶) تا (۱۰-۲۰) نتایج برخی تحلیل‌های انجام‌شده برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری شیب‌های سد نمونه ۲ ارائه شده است.

جدول (۱۰-۱۱): مشخصات ژئومکانیکی بخش‌های مختلف بدنه سد در نمونه شماره ۲

شماره مصالح	موقعیت در سد	C_{cu} (kN/m ²)	ϕ_{cu} (Degrees)	C_{cd} (kN/m ²)	ϕ_{cd} (Degrees)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
۱	هسته رسی	۸۰	۶	۵	۲۵	۱۹	۲۰
۲	پوسته سنگریزه	۰	-	۰	۴۴	۲۰	۲۲
۳	شن و ماسه	۰	-	۰	۳۸	۲۰	۲۱/۵
۴	سنگ یستر	-	-	۱۰۰۰	۳۶	۲۳	۲۴

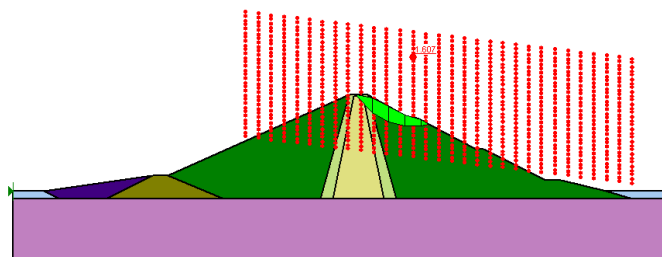
جدول (۱۰-۱۲): اطلاعات حاصل از مطالعات لرزه‌خیزی طرح در سد نمونه ۲

سطح خطر	PGAH (g)	PGAV (g)	Return Period (Year)
DBL	۰/۲۴	۰/۱۷	۵۰۰
MDL	۰/۳۴	۰/۳۶	۲۰۰۰
MCL	۰/۵۳	۰/۴۱	۱۰۰۰۰

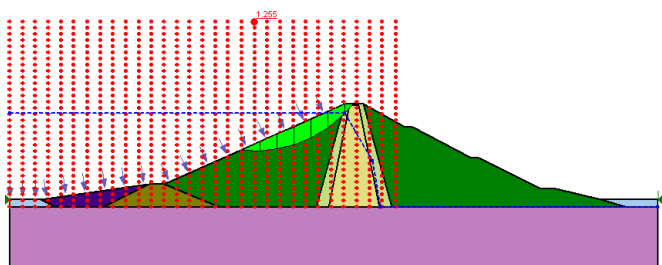


شکل (۱۰-۱۶): موقعیت بحرانی‌ترین گوه بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی پایان مرحله ساخت

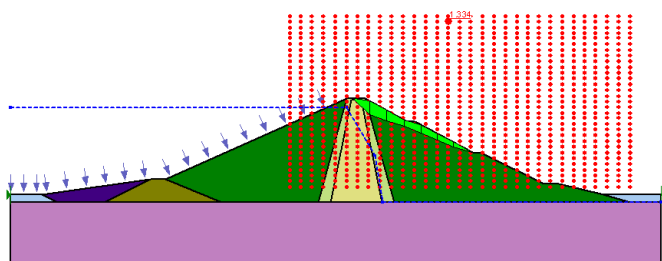
تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی — ۲۶۷



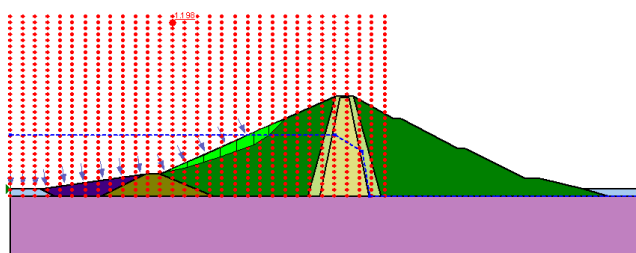
شکل (۱۷-۱۰): موقعیت بحرانی‌ترین گوه پایین دست در تحلیل شبه‌استاتیکی پایان مرحله ساخت



شکل (۱۸-۱۰): موقعیت بحرانی‌ترین گوه بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مخزن پر



شکل (۱۹-۱۰): موقعیت بحرانی‌ترین گوه پایین دست در تحلیل شبه‌استاتیکی مخزن پر



شکل (۲۰-۱۰): موقعیت بحرانی‌ترین گوه بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مخزن نیمه‌پر

جدول (۱۰-۱۳): ضریب اطمینان حاصل ارزیابی پایداری شیروانی‌ها در پایان مرحله ساخت

شیروانی بالادست در حالت استاتیکی	شیروانی بالادست در حالت شبه‌استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت شبه‌استاتیکی	
۱/۳	۱/۰	۱/۳	۱/۰	ضریب اطمینان مجاز
۲/۵۱۹	۱/۷۹۴	۲/۱۴۰	۱/۶۰۷	ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه

جدول (۱۰-۱۴): ضریب اطمینان حاصل ارزیابی پایداری شیروانی‌ها در حالت تراوش پایدار

شیروانی بالادست در حالت استاتیکی	شیروانی بالادست در حالت شبه‌استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت شبه‌استاتیکی	
۱/۵	۱/۱	۱/۵	۱/۱	ضریب اطمینان مجاز
۲/۰۳۰	۱/۲۵۵	۲/۱۴۴	۱/۳۳۴	ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه

جدول (۱۰-۱۵): ضریب اطمینان حاصل از ارزیابی پایداری شیروانی بالادست در حالت‌های مختلف

۲۷۰	۲۸۰	۲۹۰	۳۰۰	۳۰۵	رقوم سطح آب مخزن
۲/۰۵۵	۱/۹۸۸	۱/۹۳۷	۲/۰۳۰	۲/۳۶۸	ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه در شرایط استاتیکی
۱/۲۶۱	۱/۱۹۸	۱/۲۷۶	۱/۲۵۵	۱/۱۶۲	ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه در شرایط شبه‌استاتیکی

ارتفاع آب مخزن

نتایج ارائه شده در جداول (۱۰-۱۳) تا (۱۰-۱۵) حاکی از آن است که در کلیه شرایط موردنظر، ضرایب اطمینان به دست آمده بیش از ضرایب اطمینان مجاز است، بنابراین طرح موردنظر از لحاظ تحلیل پایداری شیروانی‌ها در شرایط مطلوبی قرار دارد.

۱۰-۱۱- نمودارهایی برای تخمین سریع و تقریبی ضریب اطمینان شیب‌های ساده

چندین منحنی طراحی برای تخمین سریع و تقریبی ضریب اطمینان پایداری شیب‌ها توسط محققان ارائه شده است. خلاصه‌ای از این نمودارها در Em-1110-2-1902 ارائه شده است. این نمودارها برای شیب‌های با هندسه ساده و حداکثر دو لایه خاک مناسب هستند.

در شکل (۱۰-۲۱) منحنی پیشنهادی Taylor (1948) برای محاسبه ضریب اطمینان خاک‌های ریزدانه در شرایط زهکشی نشده (UU) نشان داده شده است. در این حالت ابتدا عدد پایداری (N_0) از شکل (۱۰-۲۲) به دست آمده و سپس با استفاده از رابطه زیر ضریب اطمینان پایداری شیب محاسبه می‌شود:

$$F_s = \frac{N_0 c_u}{\gamma H_0} \quad (10-13)$$

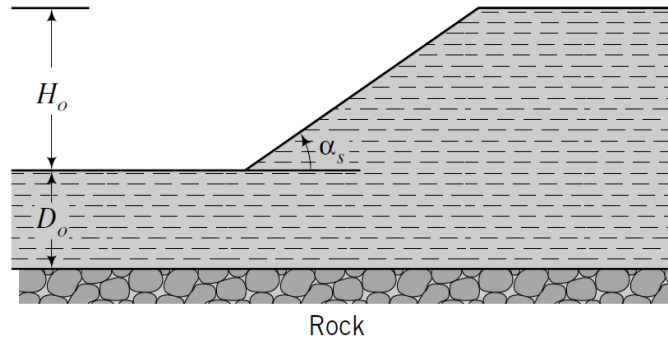
در رابطه بالا c_u چسبندگی زهکشی نشده خاک و H_0 ارتفاع شیروانی است. همچنین در شکل (۱۰-۲۳) نمودارهای پیشنهادی توسط Bishop and Morgenstern (1960) برای محاسبه ضریب اطمینان شیب‌های با هندسه ساده در حالت زهکشی شده (CD) با فرض صرف‌نظر از c' ارائه شده است. در این حالت ضریب اطمینان پایداری شیب از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_s = m - n(r_u) \quad (10-14)$$

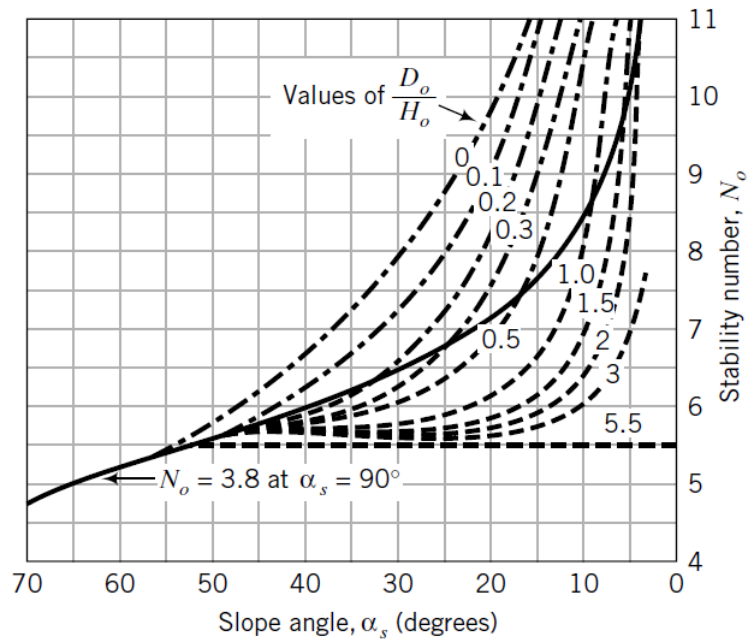
برای محاسبه ضریب اطمینان m , n از شکل (۱۰-۲۳) به دست می‌آیند. r_u ضریب فشار آب حفره‌ای است که متوسط وزنی آن برای کل گوه مورد بررسی محاسبه شده و در رابطه بالا در نظر گرفته می‌شود.

$$r_u = \frac{z_w \gamma_w}{\gamma h} \quad (10-15)$$

در این رابطه γh وزن خاک روی نقطه مورد بررسی و $z_w \gamma_w$ فشار آب بر نقطه مذکور است. ضریب r_u برای شیروانی‌های خشک معادل صفر و برای شیروانی‌های اشباع معمولاً بین ۰/۳ تا ۰/۵ به دست می‌آید.

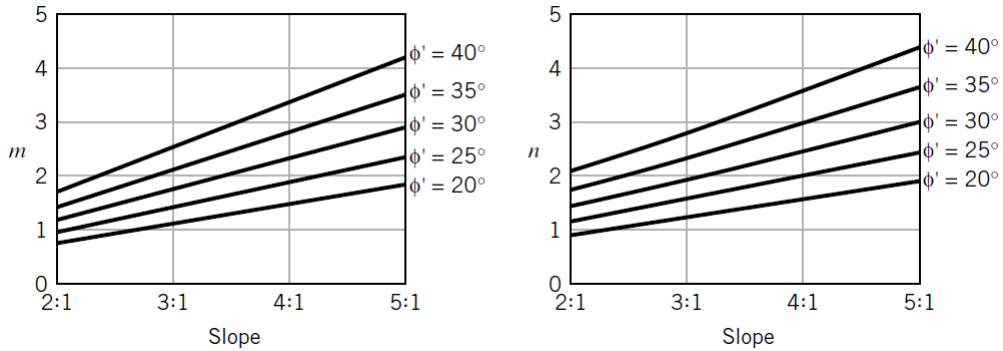


شکل (۲۱-۱۰): مشخصات شیروانی موردنظر برای برآورد ضریب اطمینان از نمودار شکل (۲۲-۱۰)



شکل (۲۲-۱۰): منحنی پیشنهاد شده برای محاسبه عدد پایداری شیروانی شکل (۲۱-۱۰)

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی — ۲۷۱

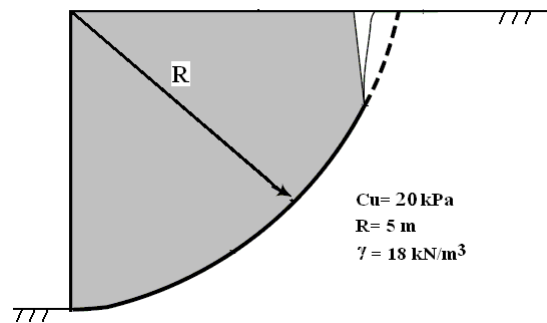


شکل (۱۰-۲۳): منحنی‌های پیشنهاد شده برای محاسبه ضریب اطمینان در حالت زهکشی شده (Budhu, 2011)

۱۰-۱۲- مسائل حل شده:

مثال ۱۰-۱- (نمونه مسئله از روش دایره سوئدی)

در شکل (۱۰-۲۴) یک دیواره عمودی از خاک رس اشباع نشان داده شده است. اگر فرض شود که گوه گسیختگی به شکل یک ربع دایره به شعاع ۵ متر باشد، ضریب اطمینان پایداری این دیواره را با استفاده از روش دایره سوئدی محاسبه کنید. از اثر ترک کششی صرف نظر کنید.



شکل (۱۰-۲۴): موقعیت گوه گسیختگی و مشخصات خاک در مسئله ۱۰-۱

حل:

ابتدا وزن قطعه ربع دایره‌ای و مرکز ثقل آن محاسبه می‌گردد:

$$\gamma W = \frac{\pi R^2}{4} = 18 \times 0.25 \times (25\pi) = 353.25 \text{ kN/m}$$

$$2.12 \text{ m} = 20 / (3\pi)d = \frac{4R}{3\pi}$$

با استفاده از رابطه ردیف (الف) از شکل (۴-۱۰) خواهیم داشت:

$$F_s = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd} = \frac{20 \times 25 \times \pi / 2}{(353.25 \times 2.12)} = \frac{785}{749} = 1.05$$

در صورتی که بخواهیم ضریب اطمینان را با وجود ترک کششی محاسبه کنیم، از رابطه ردیف (د) در شکل (۴-۱۰) استفاده خواهیم کرد. در این حالت θ_c کمتر از ۹۰ درجه خواهد بود و عمق ترک کششی هم باید محاسبه شود. عمق ترک کششی (z_c) و فاصله برآیند فشار آب داخل ترک از محل لنگرگیری (y_c) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{40}{18} = 2.22 \text{ m}$$

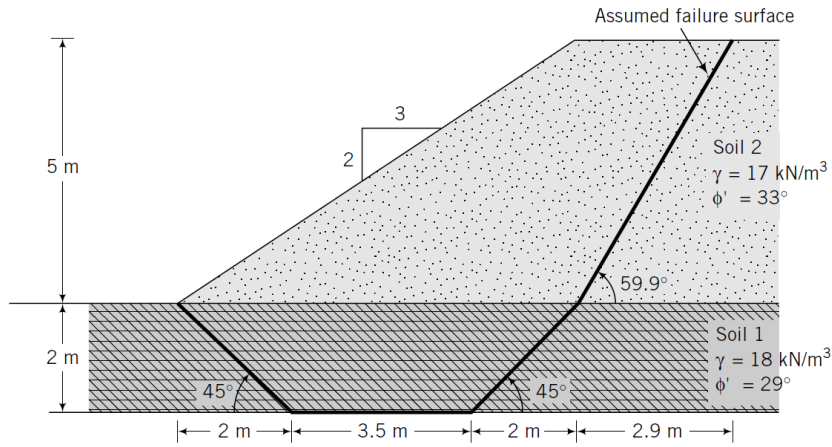
$$y_c = \frac{2z_c}{3} = \frac{4.44}{3} = 1.48 \text{ m}$$

می‌توان نشان داد که در این حالت دیواره پایدار نخواهد بود.

مثال ۱۰-۲- (نمونه مسئله از روش چندبلوکی)

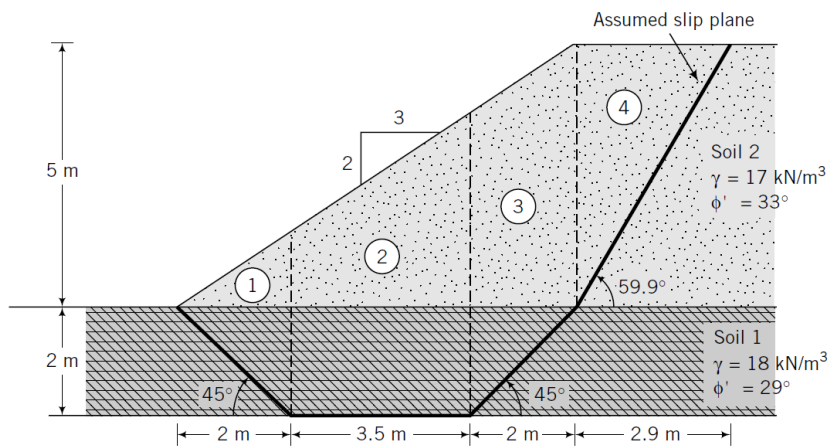
مطابق شکل (۲۵-۱۰) یک شیروانی از خاک درشت‌دانه بر روی یک لایه خاک رس قرار گرفته است. با استفاده از روش تحلیل تنش مؤثر و با به‌کارگیری فرضیات روش جانبو ضریب اطمینان پایداری گوه نشان داده شده را محاسبه کنید.

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی — ۲۷۳



شکل (۱۰-۲۵): موقعیت گوه گسیختگی و مشخصات لایه‌های خاک در مثال ۱۰-۲

در شکل (۱۰-۲۶) مجدداً مسئله ترسیم شده و این بار محدوده داخلی گوه گسیختگی به چهار بلوک مجزا تقسیم شده است. با صرف نظر از C' می‌توان از رابطه (۱۰-۹) ضریب اطمینان را به دست آورد. برای این منظور ابتدا پارامترهای موردنیاز برای هر چهار بلوک محاسبه شده و نهایتاً ضریب اطمینان به دست خواهد آمد.



شکل (۱۰-۲۶): تقسیم گوه گسیختگی به چهار بلوک مجزا

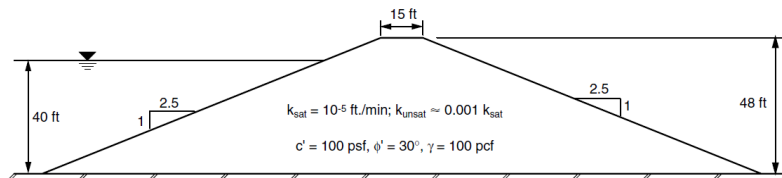
محاسبات لازم برای هر بلوک به طور خلاصه در جدول زیر ارائه شده است:

	Soil 1	Soil 1	
ϕ'	29°	33.5°	
γ_w	9.8		kN/m ³
γ_{sat}	18	17	kN/m ³
d	4.5		m
l	11.5		
d/l	0.39	f_o	1.06
FS	1.04	assumed	

Slice	b (m)	z_1 (m)	z_2 (m)	$W = \gamma b z$ (kN)	θ (deg)	m_j	ESA	
							$W \tan \theta$	$W \tan \phi' (\cos \theta) m_j$
1	2	1	0.7	59.8	-45	3.03	-59.8	71.0
2	3.5	2	2.5	274.8	0	1.00	0.0	152.3
3	2	1	4.3	182.2	45	0.92	182.2	65.9
4	2.9	0	2.5	123.3	59.9	0.95	212.6	38.9
Sum							335.0	328.0
							FS	1.04

مثال ۱۰-۳- (نمونه مسئله از روش قطعات)

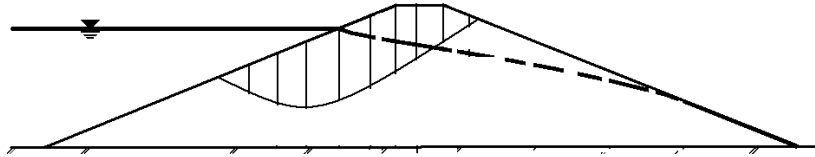
در شکل (۱۰-۲۷) ابعاد هندسی و مشخصات مکانیکی بدنه یک سد خاکی همگن نشان داده شده است. ضریب اطمینان پایداری شیب را بر اساس روش اولیه قطعات در حالت تراش پایدار (زهکشی شده) به دست آورید.



شکل (۱۰-۲۷): مشخصات سد خاکی همگن

حل: برای محاسبه ضریب اطمینان ابتدا یک گوه گسیختگی نظیر آن چه در شکل (۱۰-۲۸) دیده می شود، در نظر گرفته شده، توده مورد نظر به ۹ باریکه قائم تقسیم شده و پارامترهای مختلف رابطه (۱۰-۸) طبق جدول زیر و بر اساس روش اولیه قطعات محاسبه شده است.

تحلیل پایداری شیروانی‌ها در سدهای خاکی ۲۷۵



شکل (۱۰-۲۸): موقعیت گوه موردنظر برای تحلیل در مثال (۱۰-۳)

با استفاده از اطلاعات جدول نتایج، نهایتاً ضریب اطمینان پایداری شیب برای گوه مورد بررسی به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$F_s = \frac{\sum \{c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l) \cos^2 \alpha \} \tan \phi'}{\sum W \sin \alpha} = \frac{25087 + 9126}{28832} = 1.19$$

در عمل برای یافتن بحرانی‌ترین سطح گسیختگی تعداد خیلی زیادی گوه فرضی بررسی می‌شود و برای همه آن‌ها ضریب اطمینان محاسبه می‌گردد. گوه‌ای که کمترین ضریب اطمینان را داشته باشد، به عنوان گوه بحرانی معرفی می‌گردد. محاسبه دستی برای این کار بسیار وقت‌گیر است، بر همین اساس معمولاً تحلیل پایداری شیروانی‌های سد توسط نرم‌افزار انجام می‌شود.

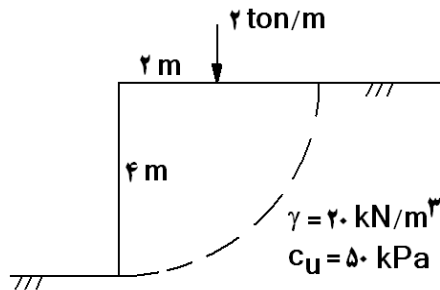
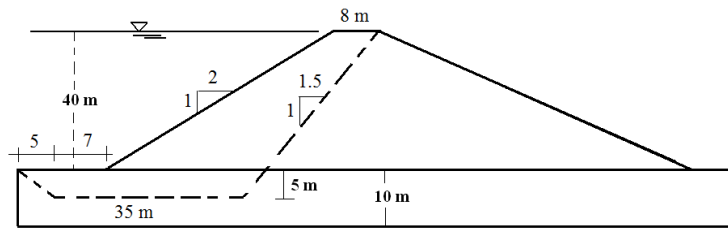
جدول (۱۰-۱۶): محاسبه ضریب اطمینان بر اساس روش قطعات برای سد شکل (۱۰-۲۷)

Slice No.	b (ft)	h _{soil} (ft)	γ _{soil} (pcf)	W (lb)	Δl	α (deg)	c' (psf)	φ (Deg)	γ _{piezometric} (pcf)	u ⁽²⁾ (psf)	u Δl cos ² α	W cos α	W cos α - u Δl cos ² α	(W cos α - u Δl cos ² α) tan φ'	c' Δl	W sin α
1	7.3	2.6	125	2392	11.0	48.1	100	30	0.0	0	0	1597	1597	922	1096	1780
2	11.1	7.6	125	10580	14.4	39.8	100	30	3.4	213	1818	8128	6310	3643	1443	6772
3	7.3	10.9	125	9866	8.6	32.2	100	30	8.2	515	3160	8345	5185	2994	858	5264
4	7.5	12.1	125	11383	8.4	26.7	100	30	10.6	663	4462	10174	5711	3297	843	5107
5	5.1	12.5	125	7886	5.5	22.1	100	30	11.9	745	3488	7307	3819	2205	545	2966
6	7.3	12.2	125	11153	7.7	17.8	100	30	12.1	756	5253	10617	5364	3097	767	3418
7	11.6	10.8	125	15671	11.9	11.4	100	30	10.8	673	7669	15360	7691	4440	1186	3106
8	11.5	7.7	125	11098	11.5	3.8	100	30	7.7	482	5529	11073	5545	3201	1153	732
9	12.3	2.9	125	4466	12.4	-4.0	100	30	2.9	181	2225	4455	2230	1287	1235	-315
Summation:														25087	9126	28832

مسائل حل نشده فصل دهم:

۱- بر اساس روش تحلیل چند بلوکی، ضریب اطمینان پایداری گوه نشان داده شده را محاسبه کنید. خصوصیات مصالح بدنه سد و پی آن در جدول زیر ارائه شده است.

γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (Degrees)	
۲۰	۵	۴۰	بدنه سد
۲۰	۱۵	۳۶	پی سد



۲- بر اساس فرضیات تحلیل تنش کل، ضریب اطمینان پایداری برای دیواره عمودی شکل مقابل را محاسبه کنید. فرض کنید گوه گسیختگی به صورت ربع دایره نشان داده شده باشد.

۳- برای یک شیب با زاویه ۳۰ درجه با افق، اگر زاویه اصطکاک داخلی مصالح ۴۲ درجه باشد، بر اساس منحنی‌های پیشنهاد شده برای محاسبه ضریب اطمینان در حالت زهکشی شده توسط Bishop and Morgenstern (1960) ضریب اطمینان پایداری شیب را در دو حالت کاملاً خشک و کاملاً اشباع محاسبه کنید.

سؤالات فصل دهم:

۱- ضریب اطمینان لازم برای تأمین پایداری شیروانی‌های سد در حالت تراوش پایدار در شرایط استاتیکی چه قدر است؟

الف) ۱/۵ (ب) ۱/۱۵ (ج) ۲ (د) ۲/۵

۲- در محاسبه ضریب اطمینان پایداری شیروانی‌های سد خاکی از کدام پارامترها باید استفاده کرد؟

الف) در پایان مرحله ساخت از نمونه‌های غیراشباع و در زلزله از CD

ب) در تراوش پایدار از CD و در تخلیه سریع از CU

ج) در آبدگیری اولیه از CD و در مدل‌سازی مراحل ساخت از UU

د) در حالت مخزن نیمه‌پر از CD و در شرایط زلزله از UU

۳- کدام عبارت در مورد تحلیل‌های تنش کل و تنش مؤثر صحیح است؟

الف) در تنش کل نیروی آب مخزن سد وارد بر وجه بالادست، در محاسبات وارد نمی‌شود.

ب) در تنش کل از پارامترهای CU استفاده می‌شود.

ج) در تنش مؤثر نیروی آب مخزن سد وارد بر وجه بالادست، در محاسبات وارد نمی‌شود.

د) در تنش مؤثر از پارامترهای CD استفاده می‌شود.

۴- کدام عبارت در مورد تحلیل‌های تنش کل صحیح است؟

الف) از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده استفاده می‌شود.

ب) فشار آب حفره‌ای محاسبه شده از تحلیل تراوش پایدار منظور نمی‌شود.

ج) از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی نشده تحکیم یافته استفاده می‌شود.

د) فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بارگذاری زلزله منظور نمی‌شود.

۵- کدام یک از روش‌های محاسبه ضریب اطمینان شیب بر اساس قطعات قائم کلیه معادلات تعادل

نیرویی و لنگر را ارضا می‌کنند؟

الف) جانبو (ب) اسپنسر (ج) سوئدی اصلاح شده (د) بیشاپ ساده شده

فصل یازدهم:

تحلیل تنش-کرنش سدهای خاکی

۱-۱۱- مقدمه

در فصل‌های قبل، درباره روش‌های تحلیل نشت و تحلیل پایداری در سدها بحث شد. یکی دیگر از محورهای مهم در طراحی سدها تحلیل تنش-کرنش است. در این مرحله لازم است تنش‌ها، تغییرشکل‌ها و کرنش‌های ایجاد شده در بدنه و پی سد محاسبه و مقادیر آن با حد مجاز آن‌ها مقایسه شود. تحلیل تنش-کرنش در دو مرحله استاتیکی و دینامیکی انجام می‌شود. در مرحله دینامیکی بارگذاری زلزله موردنظر است که در فصل بعدی این کتاب بیان شده است.

قابل ذکر است که جزئیات اجرای سدها در این نوشتار موردبحث واقع نشده و نشریه شماره ۹۱ کمیته ملی سدهای بزرگ ایران با عنوان «راهنمای نظارت فنی بر سدها در دوران ساخت و بهره‌برداری» به این موضوع اختصاص یافته است (نورزاد و نوربخش، ۱۳۹۱). در مورد سدهای خاکی، پس از انجام تحلیل تنش-کرنش استاتیکی لازم است کنترل‌های زیر انجام شود:

- الف) بررسی میزان نشست تاج سد
- ب) بررسی پایداری شیروانی‌های سد
- ج) محاسبه میزان قوس‌زدگی در هسته سد
- د) بررسی احتمال ترک‌خوردگی در بدنه سد
- ه) بررسی احتمال وقوع شکست هیدرولیکی

پیش‌نیاز کنترل‌های ذکر شده انجام یک تحلیل کامپیوتری است که در طی آن تغییرات تنش، کرنش و تغییر مکان در تمام نقاط سد به دست خواهد آمد. چنان‌که در فصل قبل بیان گردید، مراحل مختلفی از سد باید تحلیل شود و کنترل‌های ذکر شده در تمام این مراحل باید انجام شوند. معمولاً تحلیل کامپیوتری تنش-کرنش در شرایط استاتیکی برای مراحل زیر انجام می‌گردد:

- مرحله اول: تحلیل تنش‌های اولیه در ساختگاه
- مرحله دوم: تحلیل مرحله ساخت سد (آنالیز لایه به لایه)
- مرحله سوم: تحلیل آبگیری اولیه
- مرحله چهارم: تحلیل تراوش پایدار
- مرحله پنجم: تحلیل تخلیه سریع مخزن

چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک در هر مرحله با مراحل دیگر متفاوت است. به‌عنوان مثال در مرحله تراوش پایدار هسته زهکشی شده است و از خصوصیات زهکشی شده CD خاک استفاده می‌شود، ولی در مرحله تخلیه سریع یا آبگیری اولیه رفتار هسته CU می‌باشد. در این مورد در فصل‌های قبل به تفصیل بحث گردید. از طرف دیگر، تنش‌ها و تغییر مکان‌های حاصل از هر مرحله به‌عنوان شرایط اولیه برای مرحله بعد به کار گرفته می‌شوند. این در حالی است که در تحلیل پایداری شیروانی‌ها به شیوه تعادل حدی چنین فرضی منظور نمی‌گردد.

۱۱-۲- تحلیل تنش‌های اولیه در ساختگاه

در این مرحله تنش‌های موجود در ساختگاه در اثر وزن لایه‌ها محاسبه می‌گردد. نتایج این مرحله به‌عنوان تنش‌های اولیه برای تحلیل مرحله بعد کارآیی دارد. معمولاً این کار توسط نرم‌افزار σ/w و یا PLAXIS انجام می‌شود. گرچه خروجی نرم‌افزار شامل تنش و تغییر مکان برای نقاط مختلف

مدل خواهد بود، باین حال مقادیر تغییر مکان‌ها به مرحله بعد منتقل نمی‌شود. زیرا مبدأ شروع تغییر مکان‌ها برای نقاط مختلف بدنه و پی سد، شروع ساخت سد است و نشست‌هایی که در طول هزاران سال پیش از ساخت سد ساختگاه به خود دیده است مورد توجه نیست.

برای ساختگاه‌هایی که از لایه‌های افقی خاک تشکیل شده‌اند، مقدار تنش اولیه در هر نقطه به عمق h تقریباً مساوی γh است. بنابراین نتایج نرم‌افزار در مقایسه با این رابطه کلی صحت‌سنجی خواهند شد.

۱۱-۳- تحلیل لایه به لایه

باتوجه به اجرای لایه‌به‌لایه سدهای خاکی و با در نظر گرفتن اثر تراکم در تغییر خواص مصالح، کاملاً واضح است که برای حصول نتایج دقیق باید سد خاکی به‌صورت لایه‌به‌لایه مدل گردد و بعد از اعمال هر لایه، لایه بعدی به‌صورت نیروی وزن روی بخش پیش‌ساخته قرار گیرد. در صورتی که تحلیل یک سد خاکی نظیر یک ساختمان یا یک سد بتنی به‌صورت یک مرحله‌ای انجام شود، تنش‌ها و مخصوصاً تغییر مکان‌های حاصله غیرواقعی خواهند بود.

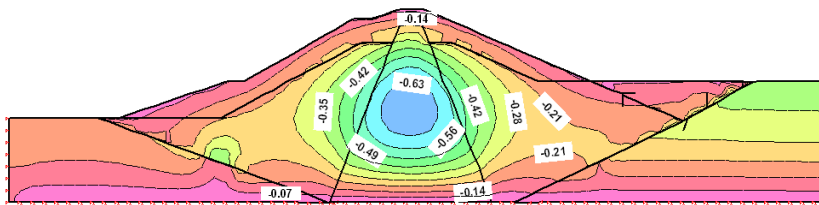
برای شبیه‌سازی ساخت سد به‌صورت لایه‌به‌لایه، ابتدا تنش‌های موجود در پی سد به‌عنوان شرایط اولیه تعیین شده و سپس با صفر منظور کردن جابجایی پی، که ناشی از وزن خود پی است، مدل‌سازی لایه‌های مورد نظر آغاز می‌گردد. نکته قابل توجه در این مرحله آن است که بدنه سد باید با تعداد لایه مناسبی مدل‌سازی گردد. در عملیات اجرای واقعی ساخت لایه‌به‌لایه سدهای خاکی بسته به نوع خاک از تعداد زیادی لایه که معمولاً ضخامت ۲۰۰ تا ۴۰۰ میلی‌متر دارند، استفاده می‌گردد. اما در مدل‌سازی عددی مرحله ساخت با المان‌های محدود، امکان در نظر گرفتن کلیه این لایه‌ها به دلیل وقت‌گیر بودن فرآیند مدل‌سازی وجود ندارد. لذا مدل‌سازی عددی با استفاده از لایه‌های ضخیم‌تر و در مدت‌زمان کوتاه‌تر انجام می‌گیرد.

تعداد لایه‌های استفاده‌شده برای مدل‌سازی استاتیکی و دینامیکی یکی از ملاحظات است که در طراحی به‌عنوان پارامتری تأثیرگذار مورد توجه واقع می‌شود. اولین بار Brown and Goodman (1963) و سپس Clough and Woodward (1967) اثر ساخت لایه‌به‌لایه را برای سدهای خاکی

تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی — ۲۸۱

بررسی کرد. محققان مذکور تحلیل یک‌لایه‌ای و چندلایه‌ای را برای یک سد همگن بر روی پی صلب ارزیابی نموده و به این نتیجه رسیدند که اختلاف بسیار فاحشی در مورد تغییر شکل‌ها در بدنه سدهای مدل‌سازی شده وجود دارد. مطالعات محققان بعدی نشان داد که در نظرگیری ۸ تا ۱۰ لایه کافی است. شیردل و قنبری (۱۳۸۹) نشان داده‌اند که تعداد ۱۰ لایه برای انطباق عینی رفتار سد با نتایج به دست آمده از مدل‌سازی مناسب است.

اگر تحلیل بدنه سد به صورت لایه به لایه انجام شود، حداکثر تغییر مکان قائم بدنه سد در میانه ارتفاع و در هسته اتفاق خواهد افتاد. این در حالی است که در تحلیل یک‌مرحله‌ای همواره حداکثر نشست و تغییر مکان قائم مربوط به تاج سد است. در شکل (۱۱-۱) نمونه‌ای از نتایج تحلیل لایه به لایه برای یک سد خاکی ارائه شده است.



شکل (۱۱-۱): منحنی‌های هم‌تراز تغییر مکان قائم در پایان مرحله ساخت برحسب متر

۱۱-۴- تحلیل آبگیری اولیه

در آبگیری اولیه، پوسته بالادست سد کاملاً اشباع و پوسته پایین دست خشک است. هسته سد بسیار نفوذناپذیر است و بنابراین به جز ریشه آن، در بقیه قسمت‌ها اشباع نشده خواهد بود. در این وضعیت هسته سد نظیر یک تیر طره‌ای است که در یک طرف آن فشار بیش از طرف دیگر است. بنابراین احتمال ترک خوردگی در یک سوم بالایی آن وجود دارد. از سوی دیگر در اولین آبگیری احتمال وقوع ترک‌های ناشی از شکست هیدرولیکی نیز وجود دارد. بر این اساس تحلیل تنش-کرنش بدنه سد در این مرحله حائز اهمیت است.

نتایج تحلیل‌های پایان مرحله ساخت (آخرین لایه اجرای سد) به عنوان شرایط اولیه تنش و تغییر مکان برای این مرحله به نرم افزار داده می‌شود و مقادیر تنش‌ها و فشار آب حفره‌ای محاسبه خواهند شد.

۱۱-۵- تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی با استفاده از نرم افزار

برآورد تنش‌ها و تغییرشکل‌های سد معمولاً توسط نرم‌افزارهای اجزای محدود^۱ یا تفاوت‌های محدود^۲ انجام می‌گردد. یکی از بهترین ابزارها برای این منظور نرم‌افزار Sigma/w است که بر اساس اجزای محدود و المان‌بندی بدنه سد استوار است. مراحل انجام تحلیل تنش-کرنش نرم‌افزاری برای یک سد خاکی به‌قرار زیر است:

- قدم اول: تعریف هندسه سد
- قدم دوم: تعریف خصوصیات مصالح برای بخش‌های مختلف بدنه
- قدم سوم: تعریف شرایط مرزی
- قدم چهارم: تعریف بارگذاری
- قدم پنجم: المان‌بندی سد
- قدم ششم: تحلیل
- قدم هفتم: مشاهده نتایج

تشریح کامل قدم‌های بیان‌شده از اهداف این نوشتار نیست. باین‌حال در ادامه چند نکته مهم در تحلیل‌های عددی سدهای خاکی بیان می‌گردد.

- (۱) در مدل‌سازی عددی، سد و ساختگاه (پی) باهم تحلیل می‌شوند. پیشنهاد می‌شود فقط وقتی ساختگاه در مدل‌سازی وارد نشود که مدول الاستیسیته پی بیش از ۲۰ برابر بدنه سد باشد.
- (۲) بهتر است تعداد المان‌های سد، بسته به ارتفاع سد، بین ۲۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰ المان باشد.
- (۳) مرز زیرین سد معمولاً در هر دو جهت بسته فرض می‌شود و مرزهای کناری فقط در جهت قائم آزاد خواهند بود.
- (۴) المان‌های سد بهتر است مربعی یا مثلثی باشند. باین‌حال نباید ابعاد المان در یک جهت بیش از ۵ برابر جهت دیگر باشد.
- (۵) پیشنهاد می‌شود هسته سد در جهت عرض حداقل ۸ المان داشته باشد تا به‌طور مناسبی بتوان درصد قوس زدگی در آن را محاسبه نمود.

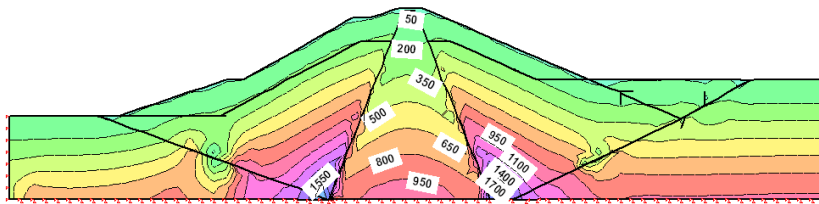
^۱finite element

^۲finite difference

تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی — ۲۸۳

- ۶) مدل رفتاری موهر - کلمب برای تحلیل الاستوپلاستیک بدنه سد مناسب است. با این حال اگر زاویه اتساع مصالح به دقت محاسبه شده است، می توان از مدل دراکر-پراکر هم استفاده کرد.
- ۷) در تحلیل های استاتیکی، مرزهای چپ و راست مدل باید حداقل به میزان یک برابر ارتفاع سد از پاشنه سد فاصله داشته باشند.

در شکل (۱۱-۲) نمونه ای از نتایج نرم افزار σ/w که برای تحلیل یک سد خاکی به کار گرفته شده، ارائه شده است. چنان که دیده می شود حداکثر تنش قائم در کف پوسته و در مجاورت گوشه های هسته اتفاق افتاده است. علاوه بر این، تنش های قائم در هسته سد دچار افت قابل توجهی شده اند. این پدیده قوس زدگی نامیده می شود



شکل (۱۱-۲): کانتورهای تنش های قائم در پایان مرحله ساخت برحسب کیلونیوتن بر متر مربع

۱۱-۶- قوس زدگی

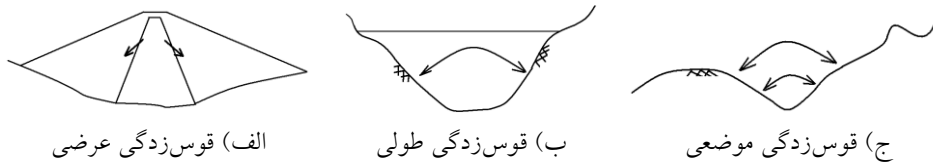
هنگامی که دو محیط با سختی متفاوت در کنار هم قرار می گیرند، محیط ضعیف تر بخشی از سهم بار خود را به محیط قوی تر منتقل می کند. به عبارت دیگر هر یک از دو محیط به نسبت سختی های خود بار می برند. این عامل باعث می شود دو نقطه که دارای عمق یکسانی هستند، تنش های متفاوتی داشته باشند. در سدهای خاکی هسته سختی کمتری نسبت به پوسته دارد. بر همین اساس برای یک ارتفاع مشخص برخی از نقاط هسته تنش کمتری نسبت به نقاط پوسته مجاور خود دارند. به عبارت دیگر هسته بخشی از بار وزن خود را بر روی پوسته می اندازد و خود دچار کم تنش می شود. این

پدیده را قوس زدگی^۱ گویند. در شکل (۱۱-۳) نحوه انتقال بار هسته به پوسته و وقوع قوس زدگی در هسته نشان داده شده است.

قوس زدگی مختص هسته سد نیست و ممکن است در هر جای دیگری که دو عامل زیر وجود داشته باشند، به وقوع بپیوندد:

- الف) دو محیط با سختی متفاوت در مجاورت هم قرار گیرند.
- ب) شرایط هندسی به نحوی باشد که امکان انتقال تنش از محیط ضعیف به محیط قوی تر وجود داشته باشد.

در سدهای خاکی سه حالت مختلف برای قوس زدگی امکان پذیر است، قوس زدگی عرضی، طولی و موضعی. قوس زدگی عرضی بین پوسته و هسته اتفاق می افتد و ناشی از اختلاف جنس مصالح این دو قسمت می باشد. در شکل (۱۱-۳ الف) نحوه انتقال بار در قوس زدگی عرضی دیده می شود. مطالعات عددی درباره میزان تأثیر عوامل مختلف در تشدید قوس زدگی عرضی نشان می دهد که عریض تر شدن لایه های انتقالی و فیلتر و افزایش سختی مصالح هسته، اثر منفی قوس زدگی در کاهش تنش قائم هسته را کاهش می دهد.



الف) قوس زدگی عرضی

ب) قوس زدگی طولی

ج) قوس زدگی موضعی

شکل (۱۱-۳): انواع قوس زدگی و کاهش تنش قائم در بدنه سدهای خاکی

قوس زدگی طولی معمولاً زمانی اتفاق می افتد که دره شیب تندی داشته باشد و V شکل باشد (شکل ۱۱-۳ ب). در این صورت بین دو تکیه گاه سد، قوسی تشکیل می شود و میزان تنش در بدنه خاکریز کاهش می یابد. نتایج شبیه سازی عددی یک دره تنگ برای محاسبه میزان کاهش تنش در اثر بروز قوس زدگی نشان می دهد میزان کاهش تنش در حالتی که شیب تکیه گاه ۳۰، ۴۵ و ۶۰ درجه باشد به ترتیب ۲۸، ۴۴ و ۵۸ درصد است. ضمناً تکیه گاه های تندتر از ۶۰ درجه اختلاف زیادی با حالت قائم نخواهند داشت. قوس زدگی موضعی در محل ناهمواری های پی و محل اتصال هسته با

^۱ arching

تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی —◆— ۲۸۵

سازه‌های بتنی نظیر کالورت‌ها اتفاق می‌افتد. در این نواحی به‌طور محلی سطح تنش کاهش می‌یابد. در شکل (۱۱-۳ ج) نحوه انتقال بار در قوس‌زدگی موضعی نشان داده شده است.

درصد قوس‌زدگی (r_A) معرف مقدار کاهش تنش در اثر قوس‌زدگی است و برای هر نقطه از بدنه سد از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$r_A = \left(1 - \frac{\sigma_v}{\gamma h}\right) \times 100 \quad (1-11)$$

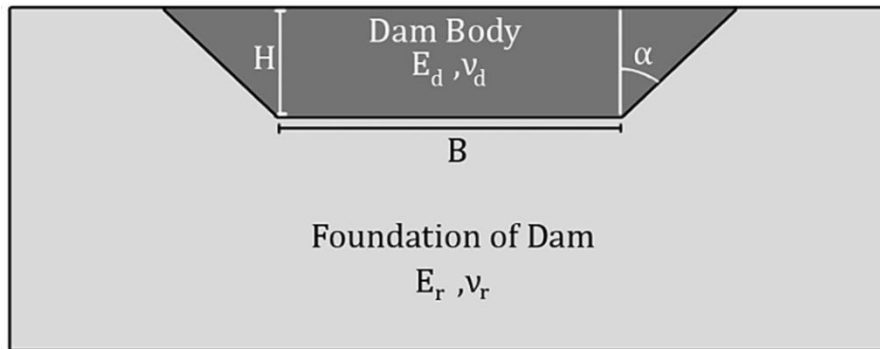
در این رابطه σ_v تنش کل قائم در نقطه مورد بررسی، γ وزن مخصوص خاک و h ارتفاع خاک بر روی نقطه مورد بررسی است. هر چه مقدار r_A بیشتر باشد، قوس‌زدگی موثرتر است و کاهش سطح تنش بیشتر اتفاق می‌افتد. در سدهای خاکی، به‌طور معمول اگر درصد قوس‌زدگی بیش از ۴۰ درصد باشد، شکست هیدرولیکی اتفاق خواهد افتاد. باین‌حال برای تعیین دقیق‌تر احتمال وقوع شکست هیدرولیکی، در بخش‌های بعدی این فصل روابطی ارائه شده است.

مرادی و همکاران (۱۳۹۳)، بر اساس تعداد قابل توجهی تحلیل عددی برای سدهای خاکی، روابط زیر را برای تخمین درصد قوس‌زدگی طولی در بدنه سد ناشی از اختلاف سختی بدنه و پی ارائه کردند:

$$\frac{B}{H} \leq 0.5 \Rightarrow r_A = -63.278(E_d/E_r) - 41.875(B/H) - 0.725(\alpha) + 105.441 \quad (2-11)$$

$$\frac{B}{H} > 0.5 \Rightarrow r_A = -44.216(E_d/E_r) - 1.890(B/H) - 0.554(\alpha) + 71.712 \quad (3-11)$$

در این روابط E_d مدول الاستیسیته برای بدنه سد و E_r مدول الاستیسیته برای پی سد هستند. همچنین α زاویه دیواره دره با محور قائم است که برحسب درجه در این روابط قرار می‌گیرد. سایر پارامترهای مورد استفاده بیانگر هندسه دره هستند و در شکل (۱۱-۴) معرفی شده‌اند. قابل ذکر است که این روابط صرفاً درصد قوس‌زدگی طولی (شکل ۱۱-۳-ب) را به دست می‌دهند و برای محاسبه قوس‌زدگی عرضی کاربرد ندارند.



شکل (۴-۱۱): مقطع طولی بدنه سد و دره آن برای محاسبه درصد قوس زدگی طولی

۱۱-۷- ترک خوردگی در سدهای خاکی

به طور کلی هر عاملی که سطح تنش مؤثر در توده خاک را کاهش دهد یا از مقاومت خاک در مقابل برش یا کشش بکاهد، خاک را به سوی ترک خوردگی سوق می دهد. هم چنین فشار آب به عنوان یک بار خارجی از عوامل اصلی بروز ترک در سدهای خاکی است. در برخی از موارد عوامل کاهنده سطح تنش مؤثر خاک نظیر قوس زدگی، شرایطی به وجود می آورند که فشار آب به راحتی بتواند بر تنش مؤثر خاک غلبه کند. بر همین اساس ترک خوردگی حاصل از آن معمولاً ترکیبی از مکانیزم های مختلف مخرب در سدهای خاکی است. پس از آن که سطح تنش از بخش الاستیک بالاتر می رود، ترک های ریزی به طور مجزا به وجود می آیند که با توجه به ماهیتشان به ترک های انقباضی، حرارتی، کششی و ترک های شکست دسته بندی می شوند.

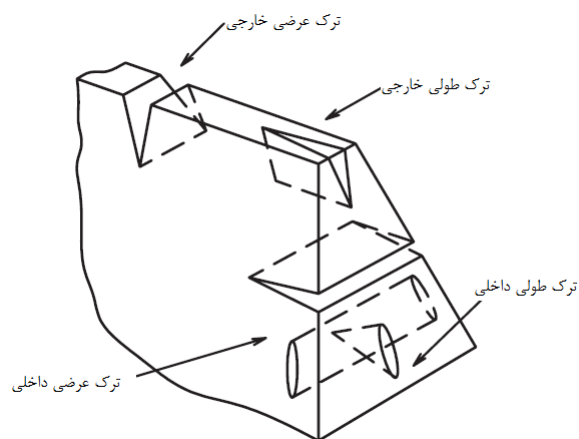
ترک های انقباضی در واقع ناشی از خشک شدن و از دست رفتن رطوبت خاک هستند. این گونه ترک ها به صورت موزاییکی در گل خشک شده به طور معمول دیده می شوند. ترک های حرارتی ناشی از تغییر درجه حرارت هستند که به علت رابطه تنگاتنگ رطوبت و حرارت و تأثیر هر دو روی رفتار خاک، این گونه ترک ها نسبت به سایر مصالح از ماهیت متفاوتی برخوردارند. گسترش ترک در هسته

تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی —◆— ۲۸۷

سدهای خاکی جهت‌های متفاوتی دارد. چنان‌که در شکل (۵-۱۱) نیز نشان داده شده است، می‌توان انواع ترک در هسته سد را با توجه به جهت آن‌ها در ۴ نوع اصلی زیر دسته‌بندی کرد:

- ترک‌های عرضی خارجی
- ترک‌های طولی خارجی
- ترک‌های عرضی داخلی
- ترک‌های طولی داخلی

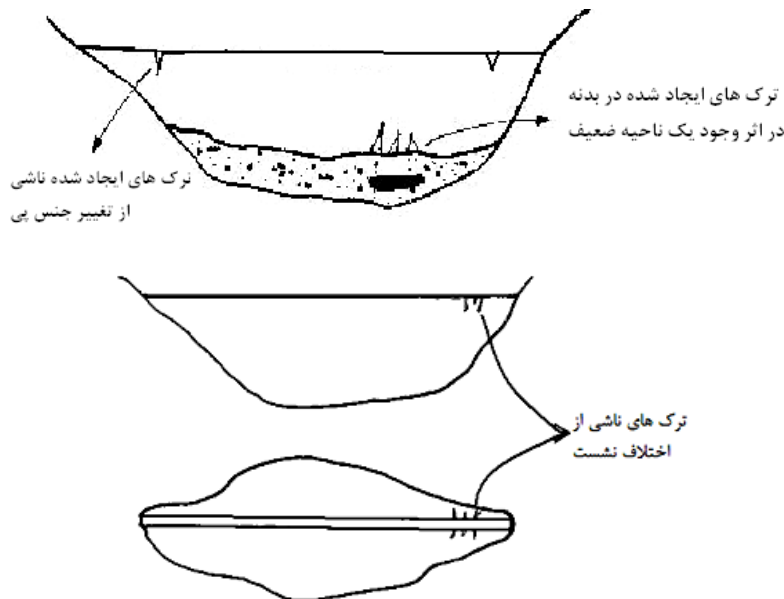
ترک‌های خارجی قابل مشاهده هستند و بر روی سطح سد قرار دارند؛ ولی ترک‌های داخلی قابل مشاهده نیستند و به همین دلیل به سادگی قابل تشخیص و رفع نیستند. با توجه به احتمال گسترش ترک در اثر فرسایش داخلی، و از آنجا که ترک‌های عرضی داخلی هم‌جهت با جریان آب در هسته سد هستند، این دسته از ترک‌ها خطرآفرین‌ترین نوع ترک در سدهای خاکی می‌باشند.



شکل (۵-۱۱): ترک‌های اصلی در هسته سدهای خاکی (Vanicek and Vanicek, 2008)

۱۱-۸- نشستهای اختلافی در بدنه سد

نشست اختلافی می‌تواند در اثر شیب تند تکیه‌گاه‌ها، اختلاف جنس مصالح پی، وجود یک سازه ناهمگن در داخل بدنه یا ناهمگنی توزیع آب مخزن در پی سد، به وجود آید. چنان‌که در شکل (۱۱-۶) دیده می‌شود، شیب تند تکیه‌گاه یا وجود عوارض ناهماهنگ هندسی در تکیه‌گاه‌ها منجر به ایجاد ترک‌های عرضی قائم در هسته می‌شود. این ترک‌ها عموماً در تاج قابل رویت هستند و می‌توان نسبت به ترمیم آن‌ها اقدام کرد. با این حال این احتمال وجود دارد که ترک به صورت مایل گسترش یابد و موجب خرابی نهایی سد گردد. در شکل (۱۱-۶) ترک‌های توسعه یافته در اثر تغییر جنس مصالح پی در طول دره نشان داده شده است. احتمال بروز همین پدیده در اثر تغییر عمق آبرفت یا وجود یک کالورت بتنی در بدنه سد وجود دارد.

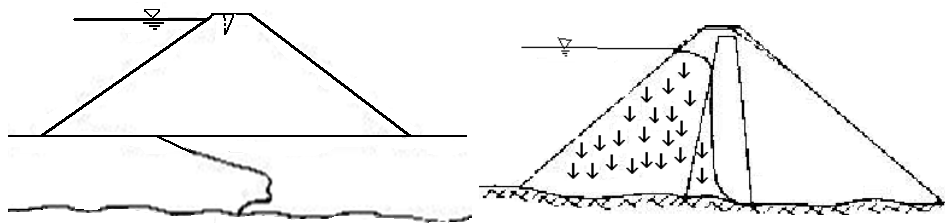


شکل (۱۱-۶): ایجاد ترک در بدنه ناشی از اختلاف جنس مصالح و نشست اختلافی

تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی —◆— ۲۸۹

از طرف دیگر هنگامی که مخزن سد برای اولین بار آبیگیری می‌شود، نفوذ آب به داخل پی و بدنه آغاز می‌گردد. سرعت نفوذ تابع جنس مصالحی است که در پی و بدنه به کار برده شده است. در برخی از نهشته‌های آبرفتی ساختار مصالح در فواصل کوتاه دارای تغییرات قابل توجهی هستند، لذا سرعت نفوذ آب در داخل این مصالح یکسان نیست. بدین ترتیب پروفیل سطح آب در اولین آبیگیری وضعیت یکنواختی ندارد و نظیر آنچه در شکل (۷-۱۱) دیده می‌شود، جبهه نفوذ در بعضی از قسمت‌ها جلوتر از قسمت‌های دیگر است. این مسئله باعث ایجاد ناهمگنی در نشست خاکریز روی این پی می‌شود و نهایتاً ممکن است برخی نواحی کم‌تنش یا ترک‌خورده را درون هسته سد ایجاد نماید.

در جریان اولین آبیگیری، پوسته و بخشی از هسته که آب در آن نفوذ کرده است به علت حضور آب و اشباع شدن نشست می‌کنند. چنان‌که در شکل (۷-۱۱) دیده می‌شود، این پدیده باعث می‌شود تاج سد اندکی به طرف بالادست خم شود و در همین حال به علت بروز نواحی کم‌تنش در وجه پایین دست هسته ترک‌هایی در این مناطق به وجود آید.



شکل (۷-۱۱): نشست‌های اختلافی در بدنه سد در جریان اولین آبیگیری

۱۱-۹- شکست هیدرولیکی

منظور از شکست هیدرولیکی وقوع ترک‌خوردگی در یک توده خاکی در اثر افزایش فشار آب روی مرزهای این محیط و لبه ترک‌های موجود می‌باشد. بدیهی است این خرابی متمایز از روان‌گرایی است که در آن فشار آب حفره‌ای در جریان بارگذاری سیکلیک بر تنش مؤثر خاک غلبه می‌کند.

پدیده شکست هیدرولیکی اولین بار در صنعت نفت برای افزایش میزان بازدهی چاه‌های نفت شناسایی شد و به کار گرفته شد. ولی در سدهای خاکی این پدیده نقش مخربی دارد و طراحان سدهای خاکی در تلاش هستند از وقوع آن جلوگیری کنند.

شکست هیدرولیکی به واسطه غلبه فشار آب بر تنش مؤثر در یک توده خاکی ایجاد می‌شود. هر عاملی که فشار سیال را تقویت نماید یا موجب کاهش تنش مؤثر گردد یا به‌طور موضعی در خاک فرسایش ایجاد نماید، زمینه‌ساز بروز ترک هیدرولیکی می‌شود. کاهش تنش مؤثر در توده خاک باعث می‌شود مقدار فشار لازم برای ایجاد و توسعه ترک کاسته شود. به عبارت دیگر توده‌ای که سطح تنش مؤثر بالایی دارد به‌راحتی دچار ترک هیدرولیکی نمی‌شود و عمدتاً نقاطی که به دلیلی دچار کاهش تنش مؤثر شده‌اند در خطر ترک خوردگی هستند. مهم‌ترین عوامل مؤثر در کاهش سطح تنش توده خاک عبارتند از:

- نشست‌های اختلافی
- نشست بالادست سد در آبیگری اولیه
- قوس زدگی
- ترک خوردگی

این عوامل در واقع با کم کردن سطح تنش مؤثر خاک، شرایط را برای وقوع شکست هیدرولیکی فراهم می‌کنند. فشار آب لازم برای شروع شکست هیدرولیکی با P_f نشان داده می‌شود. در واقع وقتی فشار آب در محیطی بیش از این مقدار باشد ($u \geq P_f$)، شکست هیدرولیکی اتفاق خواهد افتاد. برای تعیین P_f دو راهکار وجود دارد:

الف) راهکار محافظه‌کارانه (تقریبی، برای اطمینان، غیر اقتصادی): مطابق این روش در هر نقطه‌ای که فشار آب بیش از تنش اصلی کوچک‌تر باشد، شکست هیدرولیکی اتفاق می‌افتد.

$$P_f = \sigma_3 \quad (4-11)$$

ب) راهکار دقیق‌تر: در این روش مشخصات مکانیکی خاک هم در محاسبه فشار شکست وارد می‌شوند و مقدار فشار شکست دقیق‌تر از روش قبل به دست می‌آید. در این مورد محققان مختلف

تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی — ۲۹۱

به صورت آزمایشگاهی به مطالعه شکست هیدرولیکی پرداخته‌اند و نهایتاً رابطه پیشنهادی خود را برای محاسبه فشار شکست هیدرولیکی ارائه کرده‌اند. (Fukushima (1986 پیشنهاد کرده است فشار شکست از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$P_f = m\sigma_3 \quad (5-11)$$

که در آن m ضریبی بدون بعد است که با توجه به نوع خاک بین $1/3$ تا $1/6$ انتخاب می‌شود.

همچنین (Ghanbari and Shams Rad (2014 بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و عددی رابطه زیر را پیشنهاد کرده‌اند:

$$P_f = m\sigma_3 + n \quad (6-11)$$

که پارامتر m بین 1 تا $1/2$ و پارامتر n برحسب kg/cm^2 ، بین $0/2$ تا $0/4$ با توجه به نوع خاک تغییر می‌نماید. مقادیر این پارامترها برای انواع مختلف خاک در جدول (۱-۱۱) آمده است. در صورتی که تراکم به روش سبک (ASTM-D698) صورت پذیرد می‌توان مقدار m و n را به میزان $0/05$ کاهش داد. در صورتی که نمونه پس از اشباع شدن آزمایش شده باشد می‌توان مقدار n را به میزان $0/1$ تا $0/2$ کاهش داد.

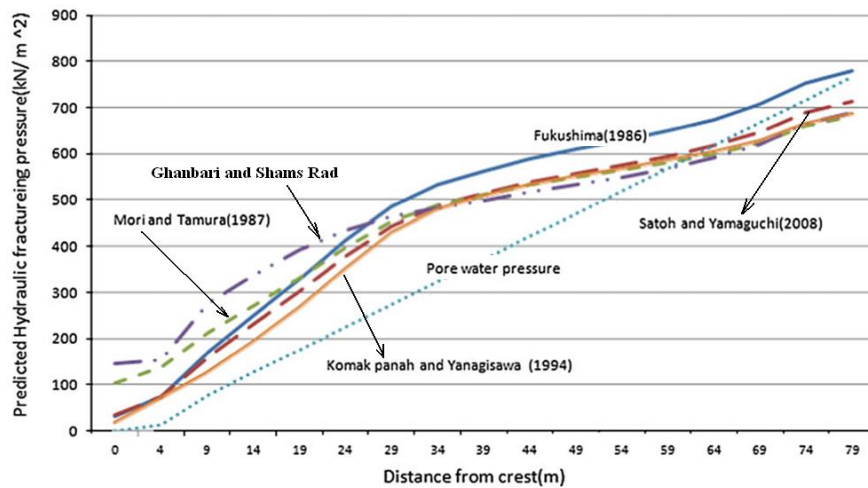
جدول (۱-۱۱) نحوه استخراج پارامترهای رابطه تجربی فشار شکست هیدرولیکی

m	n (kg/cm ²)	نوع خاک
1/2	0/4	خاک‌های مخلوط درشت‌دانه با دانه‌بندی خوب، حاوی ریزدانه رسی
1/15	0/25	خاک‌های شنی حاوی ریزدانه سیلتی و رسی
1/05	0/25	خاک‌های ماسه‌ای با دانه‌بندی خوب، حاوی رس و سیلت
1/0	0/2	خاک‌های ماسه‌ای با دانه‌بندی بد، حاوی رس و سیلت
1/0	0/4	خاک‌های ریزدانه با پلاستیسیته بالا (CH)
1/05	0/3	خاک‌های ریزدانه با پلاستیسیته پایین (CL)

بررسی‌های انجام‌شده حاکی از آن است که محور مرکزی هسته سد و وجه بالادست هسته دو مقطع بحرانی برای وقوع شکست هیدرولیکی هستند. بر همین اساس لازم است برای کلیه نقاط قرارگرفته بر روی این دو خط مقدار فشار آب حفره‌ای و تنش اصلی کوچک‌تر (σ_3) با استفاده از

تحلیل‌های عددی محاسبه گردد. سپس با استفاده از روابط محققان مختلف برای فشار شکست، ضریب اطمینان وقوع شکست هیدرولیکی برآورد گردد.

در شکل (۸-۱۱) تغییرات فشار آب حفره‌ای و فشار شکست هیدرولیکی در وجه بالادست هسته سد برای یک نمونه سد تحلیل شده توسط Ghanbari and ShamsRad (2014) نمایش داده شده است. بر این اساس بخش‌هایی از انتهای هسته که در آن‌ها فشار آب حفره‌ای بیش از فشار شکست هیدرولیکی است، در معرض وقوع شکست هیدرولیکی قرار دارد.



شکل (۸-۱۱): بررسی شکست هیدرولیکی در هسته سد نمونه بر اساس نظرات محققان مختلف

۱۱-۱۰- توصیه‌هایی برای جلوگیری از وقوع شکست هیدرولیکی

با توجه به نتایج به دست آمده از مطالعات نگارنده، و بررسی مطالعات قبلی، توصیه‌های زیر برای طراحی سدهای خاکی به منظور طراحی ایمن سدهای خاکی در برابر شکست هیدرولیکی ارائه می‌گردد:

۱) مقاومت برشی و کششی خاک نقش حائز اهمیتی در جلوگیری از بروز شکست هیدرولیکی دارد، بنابراین نوع مصالح هسته سد به نحوی انتخاب گردد که علاوه بر تأمین آب‌بندی از مقاومت قابل توجهی نیز برخوردار باشد. توجه به مسئله مذکور از سه جهت زیر قابل توجه می‌باشد:

- الف) افزایش مقاومت برشی موجب کاهش اثر پدیده قوس‌زدگی می‌گردد.

تحلیل تنش - کرنش سدهای خاکی — ۲۹۳

- (ب) افزایش مقاومت برشی موجب افزایش پارامترهای m و n در رابطه شکست هیدرولیکی می‌گردد.
 - (ج) افزایش مقاومت کششی خاک موجب تأخیر در بروز ترک خوردگی می‌شود.
- (۲) مصالح هسته سد حتی المقدور خواص خمیری بالایی داشته باشند. شاخص خمیری خاک (PI) بهتر است بین ۱۰ تا ۲۰ باشد. در این صورت هسته سد ضمن برخورداری از انعطاف پذیری مناسب از خاصیت خود ترمیمی ترک‌ها نیز بهره‌مند می‌گردد.
- (۳) از طراحی هسته‌های باریک اجتناب شود. در صورتی که هسته مایل موجب بهبود موقعیت تنش‌های سد شود بهتر است از هسته مایل استفاده شود.
- (۴) طراحی هسته و پی باید به نحوی صورت پذیرد که از بروز نواحی کم تنش اجتناب شود. بهتر است در کنار هسته یک فیلتر چندلایه و سپس ناحیه انتقالی و نهایتاً پوسته وجود داشته باشد. سدهای ناحیه‌بندی شده در مقابل شکست هیدرولیکی بهتر از سدهای همگن رفتار می‌نمایند. در سدهایی که بدون ناحیه انتقالی و صرفاً با هسته مرکزی باریک و قائم ساخته شده‌اند امکان ترک خوردگی وجود دارد.
- (۵) تکیه‌گاه‌هایی که شیب تند دارند با به‌صورت پله‌ای هستند، نواحی کم تنش موضعی ایجاد می‌کنند. ممکن است در نواحی مذکور ترک‌های نازک و کوچکی ایجاد شده و سپس توسط فشار آب مخزن باز شود.
- (۶) حتی المقدور سد با آرامی آبرگیری شده و از آبرگیری سریع مخزن اجتناب شود.
- (۷) سطح تماس هسته با پی و تکیه‌گاه‌ها باید به نحوی باشد که آب‌بندی کاملاً برقرار باشد. در این ارتباط ملایم کردن ناهمواری‌های سطح پی و استفاده از یک لایه رس با پلاسیستته بالا در ناحیه تماسی توصیه می‌گردد.
- (۸) گرچه تراکم سنگین اندکی مقاومت خاک را افزایش می‌دهد ولی برای تأمین انعطاف‌پذیری و افزایش مقاومت کششی بهتر است هسته با تراکم سبک متراکم گردد.
- (۹) بهتر است ناحیه انتقالی دارای ضخامت قابل توجهی باشد و از مصالح غیرچسبنده تشکیل شده باشد. در این صورت ترک‌هایی که در این مصالح رخ می‌دهد پایدار نمی‌ماند و سریعاً با ریزش بسته می‌شوند.

۱۱-۱۱- شکست ذرات^۱ در مصالح سنگریز

پوسته‌های سنگریز از قطعات بزرگ سنگ ساخته شده‌اند که اغلب از طریق انفجار در معادن کوهی به دست می‌آیند. شکل هندسی این قطعات به گونه‌ای است که دارای گوشه‌های تیز و شکننده هستند. در صورتی که ارتفاع سد زیاد باشد، سطح تنش در بخش‌هایی از پوسته سد به حدی بالاست که دانه‌های سنگ خرد شده و لبه‌های آن‌ها شکسته می‌شود. این پدیده اصطلاحاً شکست ذرات نامیده می‌شود و مطالعه آن در سدهای سنگریز بلند اهمیت زیادی دارد. شکست ذرات در برخی از سدها موجب بروز نشست‌های قابل توجه در دوران بهره‌برداری از سد شده است.

به‌طور کلی سنگدانه‌های سخت نظیر سنگ‌های آذرین غیر هوازده، با شکست کمتری مواجه هستند؛ ولی تهیه مصالح و انفجار در این توده‌ها دشوار است و نیاز به صرف هزینه بالاتری دارد. بنابراین طراحان سدهای سنگریز تلاش می‌کنند از سنگ‌هایی استفاده کنند که نه چندان سخت باشند که انفجار در آن‌ها دشوار باشد و نه چندان نرم باشند که به راحتی دچار شکست ذرات شوند. یکی از شاخص‌های اصلی برای شناسایی سنگدانه‌های مناسب برای پوسته، میزان سایش لوس آنجلس آن است. شاید میزان سایش بین ۲۰ تا ۴۰ معیار قابل قبولی برای تشخیص مصالح سنگریز مناسب باشد. باین‌حال امکان استفاده از مصالح قوی‌تر و ضعیف‌تر نیز وجود دارد. علاوه بر این مطالعات آزمایشگاهی (Ghanbari et al. (2013 نیز شاخص‌های مناسب دیگری بر مبنای دانه‌بندی سنگدانه‌ها قبل و بعد از تراکم، معرفی کرده است. در جدول (۱۱-۲) شاخص سایش لوس آنجلس برای چهار سد ساخته شده در شمال غرب ایران آورده شده است.

جدول (۱۱-۲): شاخص سایش لوس آنجلس برای مصالح چهار سد سنگریز ساخته شده در ایران

نام سد	سد میانه	سد سه‌پند	سد سیلان	سد شهید مدنی
شاخص سایش لوس آنجلس	۲۱	۳۷	۲۸	۳۲

^۱ particle breakage

سؤالات فصل یازدهم:

- ۱- چه ضرورتی دارد که تحلیل شرایط اولیه ساختگاه انجام شود؟ چرا تغییر مکان‌های این تحلیل برای مرحله بعد منظور نمی‌شود؟
- ۲- پدیده‌های زیر را تعریف کنید:
الف) قوس‌زدگی ب) شکست هیدرولیکی ج) شکست ذرات
- ۳- در یک نقطه از هسته سد فشار آب منفذی موجود معادل ۵۰ کیلوپاسکال است. اگر خاک هسته دارای طبقه‌بندی GC باشد، تحت چه فشار همه‌جانبه‌ای امکان وقوع شکست هیدرولیکی در آن وجود دارد؟
- ۴- انواع ترک در هسته سدهای خاکی را نام ببرید و بر روی یک هسته شماتیک شکل آن‌ها را ترسیم کنید.
- ۵- چه آزمایشی برای تخمین قابلیت شکست ذرات در مصالح سنگریز پوسته سد وجود دارد؟ مقدار قابل قبول آن در چه محدوده‌ای است؟
- ۶- چهار توصیه برای جلوگیری از وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی را بیان کنید.
- ۷- قرار است بر یک دره که دیواره‌های آن با افق زاویه ۶۰ درجه می‌سازد، یک سد خاکی به ارتفاع ۵۰ متر ساخته شود. اگر مقدار مدول الاستیسیته ساختگاه سه برابر مقدار مدول الاستیسیته بدنه سد باشد، درصد قوس‌زدگی طولی ناشی از تنگ بودن دره را محاسبه کنید. عرض کف دره ۳۰ متر است.
- ۸- انواع مختلف قوس‌زدگی در سدهای خاکی را با رسم شکل نام ببرید.
- ۹- وضعیت مرزها در تحلیل استاتیکی تنش-کرنش سدهای خاکی به چه صورت است؟ در چه جهتی آزاد و در چه جهتی بسته هستند؟
- ۱۰- چه ضرورتی دارد که تحلیل لایه به لایه (آنالیز مرحله ساخت سد) برای سدهای خاکی انجام شود؟ چرا برای ساختمان‌های اسکلت فلزی تحلیل طبقه به طبقه انجام نمی‌شود و تمام سازه در یک مرحله مدل‌سازی می‌شود؟

۱۱- برای جلوگیری از شکست هیدرولیکی در هسته سد سنگریز با هسته رسی کدام راهکار مناسب‌تر است؟

الف) استفاده از فیلتر چندلایه در اطراف هسته

ب) استفاده از هسته رسی قائم به‌جای هسته مایل

ج) استفاده از خاک با اندیس خمیری بالا در هسته

د) افزایش رطوبت اجرای هسته

۱۲- کدام عبارت در ارتباط با پدیده آرچینگ صحیح است؟

الف) در آرچینگ σ_1 از حالت معمول بیشتر می‌شود.

ب) آرچینگ احتمال وقوع شکست هیدرولیکی را کاهش می‌دهد.

ج) هر چه زاویه دره تندتر باشد، درصد آرچینگ بیشتر است.

د) آرچینگ احتمال وقوع رگاب را کاهش می‌دهد.

۱۳- برای یک المان خاک که تنش‌های اصلی آن مطابق رابطه زیر است، ضریب اطمینان وقوع

شکست هیدرولیکی را بر اساس معیار ساده شکست کششی محاسبه کنید.

$$(\sigma_1=24 \text{ kPa}, \sigma_3=12 \text{ kPa}, u=8 \text{ kPa}, \phi=30^\circ, c=24 \text{ kPa})$$

فصل دوازدهم:

تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی

۱-۱۲- مقدمه

سدها تحت تأثیر بارگذاری ناشی از زلزله رفتارهای گوناگونی از ترک‌خوردگی جزئی تا انهدام کامل از خود نشان داده‌اند. تا به امروز سدهایی که با رعایت اصول مهندسی ساخته شده زلزله‌های شدید را بدون آن که اثرات زیان‌آوری بر عملکرد ایمن آن‌ها داشته باشد، تحمل کرده‌اند. موارد گزارش شده از شکست سد یا سازه‌های جنبی در زلزله، بسیار کم‌شمار، ولی در حد فاجعه بوده‌اند. بر این اساس لازم است سدها در برابر بارگذاری زلزله ایمن باشند. (نشریه ۶۲۴، ۱۳۹۲)

ارزیابی پایداری و عملکرد سدهای خاکی و سنگریز در زمان زلزله به سه روش زیر امکان‌پذیر است:

- روش شبه‌استاتیک
- روش دینامیکی کامل
- روش محاسبه جابه‌جایی‌های ماندگار

این سه روش در اغلب موارد مکمل یکدیگر هستند و ارزیابی نهایی بر اساس مجموع نتایج حاصل از آن‌ها صورت می‌پذیرد. در روش شبه‌استاتیک پتانسیل لغزش یک توده خاک با استفاده از روش‌های مختلف تحلیل پایداری، مانند روش قطعات، بررسی می‌شود و با اعمال یک ضریب زلزله افقی یا قائم (برحسب نیاز) ضریب اطمینان پایداری آن در مقابل لغزش محاسبه می‌گردد. در واقع، در این روش اثر زلزله به صورت استاتیکی و با اعمال نیروهایی که از حاصل ضرب ضرایب زلزله در وزن توده لغزنده در دو امتداد افقی و قائم به دست می‌آید، در تحلیل لحاظ می‌شود. قدمت استفاده از این روش به قبل از سال ۱۹۵۰ باز می‌گردد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت بسیاری از سدهای جهان که هم‌اکنون مورد بهره‌برداری قرار دارند، با این روش طراحی شده‌اند.

در مقابل روش نسبتاً ساده شبه‌استاتیک، روش‌های پیچیده‌تری وجود دارند که در آن‌ها پاسخ سازه در طول زلزله با استفاده از روش‌های عددی (مانند اجزای محدود یا تفاضل محدود) تحلیل می‌شود. از این روش عموماً با نام روش تحلیل دینامیکی یاد می‌شود. از مهم‌ترین مزایای این روش در مقایسه با روش شبه‌استاتیک، اعمال اثر تنش‌های اولیه، تأثیر پارامترهای رفتاری مصالح در پاسخ سازه، تغییر مقاومت برشی در طول زلزله، اثر پارامترهای زلزله شامل دامنه، محتوای فرکانسی و مدت دوام زلزله و همین‌طور امکان تخمین افزایش فشار آب حفره‌ای در طول زلزله است. از این روش‌ها، برای کنترل طراحی اولیه (که بر اساس تحلیل شبه‌استاتیک انجام شده) استفاده می‌شود. البته این روش‌ها محدودیت‌ها و مشکلاتی نیز دارند. از جمله می‌توان به عدم قطعیت در کمیت‌های ورودی تحلیل همانند نوع مدل رفتاری مصالح و مقدار پارامترهای موردنیاز آن، ابهام در پارامترهای زلزله‌های ورودی و همین‌طور محدودیت‌های نرم‌افزاری اشاره نمود.

در روش محاسبه جابه‌جایی‌های ماندگار، یک گوه صلب از سد در نظر گرفته شده و میزان تغییر مکان کل توده در پایان زلزله برآورد می‌گردد. به تغییر مکان گوه مذکور، تغییر مکان‌های ماندگار حاصل از زلزله گویند. روش‌های تحلیل تغییر مکان لرزه‌ای به‌ویژه در تکمیل تحلیل‌های شبه‌استاتیک

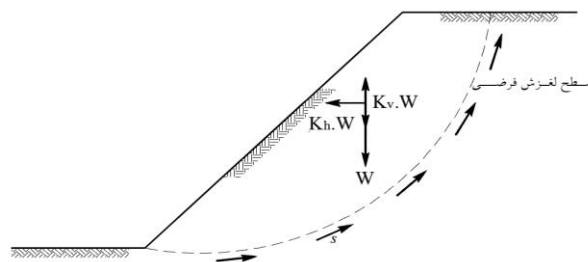
با توجه به محدودیت‌های این روش در تخمین میزان نشست‌های حاصل از زلزله می‌تواند کاربردهای فراوانی داشته باشد.

تشریح کامل این روش‌ها در نشریه ۶۲۴ آمده است. در اینجا به اختصار پیرامون هر روش بحث می‌شود و خلاصه‌ای از مطالب نشریه مذکور نیز ذکر می‌گردد.

۱۲-۲- تحلیل شبه‌استاتیک

به‌طور کلی اساس روش شبه‌استاتیک بر معادل‌سازی بارگذاری حاصل از ارتعاشات زلزله با یک بار استاتیکی استوار است. درحالی‌که بارهای ناشی از یک زلزله طی لحظات بسیار کوتاهی اعمال شده و تغییر جهت و مقدار می‌دهد، در این روش، بار استاتیکی معادل همواره جهت و مقدار ثابتی دارد و به‌صورت دائمی اعمال می‌گردد.

در این‌گونه تحلیل‌ها معمولاً نیروی شبه‌استاتیک در جهت افقی و به سمت بیرون شیب در نظر گرفته می‌شود. این شرایط در حالت کلی بحرانی‌ترین شرایط برای پایداری یک شیب به شمار می‌آید. باین‌حال اعمال مؤلفه نیروی شبه‌استاتیکی حاصل از زلزله در جهت قائم نیز امکان‌پذیر است. در این صورت تحلیل پایداری بر اساس اثر همزمان مؤلفه‌های قائم و افقی زلزله صورت می‌پذیرد. شکل (۱-۱۲) شمایی کلی از نیروهای وارد بر یک شیروانی خاکی را در یک تحلیل شبه‌استاتیک نشان می‌دهد.



شکل ۱-۱۲- نحوه تأثیر نیروهای حاصل از زلزله بر پایداری شیروانی

نیروهای شبه‌استاتیکی بر اساس روابط زیر محاسبه می‌گردند:

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = k_h \cdot W \quad (1-12)$$

$$F_r = \frac{a_v \cdot W}{g} = k_v \cdot W \quad (2-12)$$

در این روابط:

a_h و a_v به ترتیب شتاب‌های قائم و افقی شبه‌استاتیک زلزله

k_h و k_v به ترتیب ضرایب زلزله قائم و افقی بدون بعد شبه‌استاتیکی

W وزن توده لغزشی مفروض است.

در نشریه شماره ۶۲۴ که به دستورالعمل طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز اختصاص دارد، جزئیات بیشتری درباره تحلیل شبه‌استاتیکی سدهای خاکی ارائه شده است. بر اساس این دستورالعمل، انجام تحلیل لرزه‌ای به روش شبه‌استاتیک برای همه سدهای خاکی و سنگریز در هر دو مرحله اول و دوم مطالعاتی الزامی است. لازم به ذکر است که در خصوص بسیاری از انواع سدها تحلیل شبه‌استاتیک به تنهایی کافی نیست و لازم است سایر تحلیل‌های لرزه‌ای موردنیاز در مورد آنها انجام شود.

۱۲-۲-۱- محدودیت‌ها و مزایای روش شبه‌استاتیک

روش شبه‌استاتیک با وجود قدمت و سادگی به کارگیری آن معایب و کاستی‌هایی دارد که استفاده مطلق از آن را در تحلیل‌های لرزه‌ای با محدودیت‌هایی روبه‌رو کرده است. از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- استفاده از روش تعادل حدی برای تحلیل شبه‌استاتیکی
- عدم در نظر گرفتن رفتار تنش-کرنش مصالح خاکی
- عدم در نظر گرفتن میرایی و جذب انرژی توسط پی و بدنه سد

تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی — ۳۰۱

- عدم امکان محاسبه و اعمال تغییرات تنش حاصل از تغییرات فشار آب حفره‌ای در حین زلزله
- عدم امکان محاسبه مستقل تغییر شکل‌ها
- عدم امکان بررسی مستقیم پدیده‌هایی نظیر روانگرایی و شکست هیدرولیکی
- در نظر گرفتن سد به صورت یک جسم کاملاً صلب و در نتیجه اعمال شتاب یکسان در تمامی نقاط بدنه سد
- عدم تغییر شتاب در طول زمان

با وجود تمامی محدودیت‌های فوق، استفاده از روش شبه‌استاتیک بنابر دلایل زیر همچنان در

طراحی لرزه‌ای سدها متداول و مرسوم است:

- سادگی درک مفاهیم و سهولت به‌کارگیری و استفاده از آن
- پیشنهاد تجربه‌ای استفاده از روش شبه‌استاتیک
- امکان انجام تحلیل در زمان کوتاه
- امکان دستیابی نسبتاً آسان به پارامترهای ژئوتکنیکی مورد نیاز این روش

۱۲-۲-۲- ضریب شتاب شبه‌استاتیک (ضریب زلزله)^۱

انتخاب ضریب شتاب شبه‌استاتیک یا ضریب زلزله مهم‌ترین مرحله در انجام تحلیل‌های شبه‌استاتیک به شمار می‌آید. با مشخص شدن این ضریب، دستیابی به ضریب اطمینان پایداری لرزه‌ای شیروانی-های سد با انجام یک تحلیل پایداری به سهولت امکان‌پذیر خواهد بود. ضریب زلزله یا ضریب شتاب شبه‌استاتیک، به‌طور کلی تابع عوامل ذیل می‌باشد:

- شرایط لرزه‌خیزی ساختگاه
- طول عمر مفید سد

^۱ seismic coefficient

- درجه اهمیت سد و مخاطرات و خسارات احتمالی در صورت خرابی سد
- شرایط هندسی بدنه و پی سد
- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح بدنه و پی

روش‌های مختلفی برای تخمین ضریب زلزله پیشنهاد شده است که هر یک قادر به در نظرگیری یک یا چند عامل فوق‌الذکر می‌باشند. برخی مراجع با پیشنهاد اتخاذ یک مقدار ثابت برای ضریب زلزله، صرفاً به ارائه محدوده مقادیر ضریب زلزله (مثلاً بین ۰/۱ تا ۰/۱۵) بدون اشاره به هیچ‌یک از عوامل مؤثر بر آن بسنده نموده‌اند. برخی دیگر یک ضریب زلزله ثابت به صورت کسری از حداکثر شتاب زلزله طرح پیشنهاد می‌کنند که خود تابع عواملی نظیر لرزه‌خیزی ساختگاه، طول عمر و درجه اهمیت سد می‌باشد. برخی روش‌ها با لحاظ نمودن اثرات هندسه بدنه سد، ضریب زلزله را به صورت متغیر (افزایشی) در ارتفاع توصیه نموده‌اند.

روش‌های دیگری نیز وجود دارد که اثرات جنس مصالح و هندسه بدنه و پی سد را نیز در تخمین ضریب زلزله اعمال می‌نمایند. تعدادی از این روش‌ها مبتنی بر تئوری انتشار موج می‌باشد، که در نهایت به تاریخچه زمانی ضریب زلزله و یا تاریخچه زمانی ضریب اطمینان منجر می‌شود. با توجه به تغییرات ضریب اطمینان یا ضریب زلزله در طول زمان، ارزیابی پایداری لرزه‌ای سد به سهولت امکان‌پذیر نیست و نیازمند تفسیر نتایج و تحلیل‌های تکمیلی می‌باشد.

یکی از متداول‌ترین روش‌های تعیین شتاب شبه‌استاتیکی، انتخاب مقدار آن بر اساس حداکثر میزان شتاب زمین (PGA^1) در طی یک زلزله با سطح خطر مشخص و بر اساس رابطه زیر است:

$$K_h = \frac{\alpha \times PGA}{g} \quad ; \quad \frac{1}{3} \leq \alpha \leq \frac{1}{2} \quad (۳-۱۲)$$

¹peak ground acceleration

تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی — ۳۰۳

در این رابطه α به صورت یک ضریب ثابت در محدوده $0/33$ تا $0/5$ توصیه می‌شود. شتاب PGA نیز معادل شتاب بیشینه زمین در صورت رخداد زلزله طرح^۱ می‌باشد که عموماً در سدهای متعارف بر مبنای سطح خطر^۲ MDE (حداکثر زلزله طراحی) در نظر گرفته می‌شود.

زلزله مربوط به سطح خطر MDE طی مطالعات لرزه‌خیزی ساختگاه سد بر اساس طول عمر مفید و درصد احتمال وقوع این سطح از زلزله محاسبه می‌شود. در این محاسبات معمولاً طول عمر سدها بین ۵۰ تا ۱۰۰ سال و درصد وقوع زلزله MDE در طول این مدت، بین ۵ تا ۱۰ درصد در نظر گرفته می‌شود. انتخاب هر یک از این پارامترها در یک سد اصولاً تابعی از درجه اهمیت سد و اقتصاد طرح و تبعات اقتصادی، اجتماعی و زیست‌محیطی است که در صورت آسیب آن در زلزله انتظار می‌رود. مقادیر حداقل و حداکثر ضریب زلزله افقی مطابق رابطه زیر توسط نشریه ۶۲۴ پیشنهاد می‌شود:

$$0.1 \leq K_h \leq 0.20 \quad (4-12)$$

۱۲-۲-۳- ضریب شتاب شبه استاتیک قائم

معمولاً رکوردهای شتاب‌نگاشت زلزله در دو جهت متعامد افقی و یک جهت قائم ثبت می‌گردند. با این حال در تحلیل‌های شبه‌استاتیک غالباً شتاب افقی مورد توجه بیشتری واقع می‌شود و طراحی سدها تنها برای تحمل بارهای ناشی از این مؤلفه زلزله صورت می‌پذیرد. بررسی‌ها نیز نشان می‌دهند در شرایط متعارف، مؤلفه قائم زلزله تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر پایداری شیروانی‌ها ندارد. لذا در حالت کلی نیازی به اعمال این ضریب در تحلیل پایداری شیب سدها در حالت شبه‌استاتیک نخواهد بود. در صورتی که به تشخیص تیم طراحی و با توجه به موقعیت ساختگاه، نیاز به اعمال ضریب زلزله در جهت قائم (Kv) باشد، این ضریب حداکثر برابر دو سوم ضریب زلزله در حالت افقی (Kh)

^۱design earthquake

^۲maximun design earthquake

در نظر گرفته می‌شود. در این صورت با توجه به این که در جریان زلزله، مؤلفه‌های قائم و افقی به‌طور هم‌زمان به حداکثر میزان خود نمی‌رسند، می‌توان مقدار مؤلفه افقی نیروی شبه‌استاتیک را کاهش داد. درصد کاهش بر مبنای قضاوت مهندسی تعیین می‌گردد. (نشریه ۶۲۴)

موارد فوق‌الذکر مختص ساختگاه‌های واقع در حوزه دور^۱ است و برای ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک^۲ لازم است مطالعات ویژه صورت پذیرد.

۱۲-۳- تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی کامل‌ترین نوع تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز به‌شمار می‌آید. چراکه بر خلاف تحلیل‌های معمول شبه‌استاتیک که صرفاً به مبحث پایداری سد می‌پردازد، تحلیل‌های دینامیکی قادرند تا علاوه بر نمایش رفتار سد در خلال زلزله و پس‌از آن، برخی دیگر از پارامترهای حائز اهمیت در طرح لرزه‌ای سدهای خاکی، از جمله میزان تغییر شکل‌های ماندگار، میزان فشار آب حفره‌ای اضافی، روان‌گرایی و ... را نیز تحلیل و ارزیابی کنند و تخمین مناسبی از شرایط یا مقدار آن‌ها به دست دهند.

به‌طور معمول تحلیل دینامیکی با استفاده از نرم‌افزارهای موجود و با مدل‌سازی عددی انجام می‌شود. برای آن‌که یک مدل‌سازی و تحلیل عددی قادر باشد شبیه‌سازی مناسبی را از رفتار یک سد هنگام زلزله ارائه دهد، لازم است مدل ساخته‌شده تا حد ممکن با مشخصات واقعی سد تطابق داشته باشد. هندسه و شرایط مرزی مدل و نیز نحوه اعمال بار و رفتار مصالح از مهم‌ترین عواملی به‌شمار می‌آیند که می‌توانند تأثیر به‌سزایی در صحت نتایج حاصل از تحلیل عددی داشته باشند.

تجربه نشان داده که در آبرفت‌های معمولی با مشخصات متوسط تا خوب، در صورت استفاده از مرز جاذب، مدل‌سازی ۱/۵ تا ۲ برابر ارتفاع سد از پنجه پایین‌دست و بالادست به‌سوی مرزهای

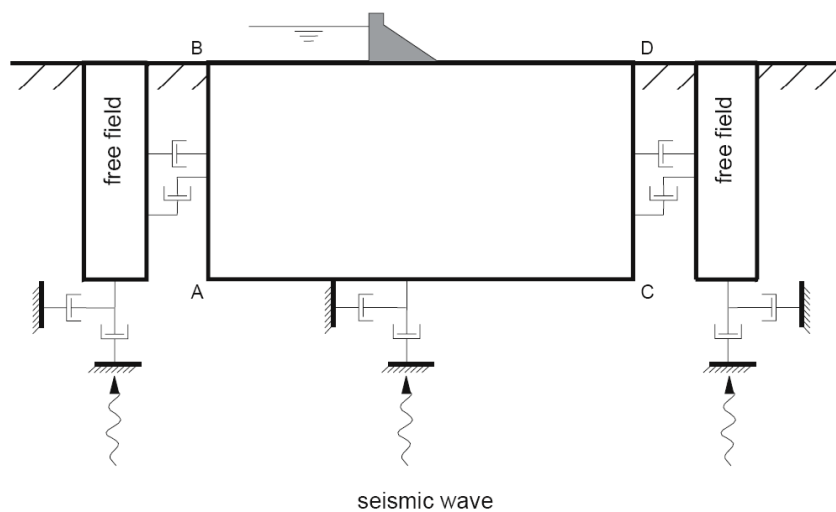
^۱far field

^۲near field

۳۰۵ — تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی

خارجی مدل مناسب خواهد بود. در صورت استفاده از مرزهای معمولی محدوده مذکور به ۳ تا ۴ برابر ارتفاع سد تبدیل می‌گردد. همچنین در مدل‌سازی پی سدهای خاکی لازم است به زیر توجه شود:

- سدهای بر پی آبرفتی: در این سدها مدل‌سازی پی الزامی است.
- سدهای بر پی سنگی: در صورتی که سد خاکی بر روی یک بستر سنگی با سختی بالا ساخته شود و هیچ‌یک از سطوح لغزش در کنترل پایداری سد از پی سنگی عبور نکند، مدل‌سازی هندسه بدنه سد به تنهایی کافی است و نیازی به مدل‌سازی هندسه پی در مدل نخواهد بود. در غیر این صورت مدل‌سازی پی سنگی ضروری است. تجربیات نگارنده نشان می‌دهد که وقتی سختی پی بیش از ۱۰ برابر سختی بدنه سد است، می‌توان پی را در تحلیل وارد نکرد.



شکل ۱۲-۲- مدلی برای تحلیل‌های لرزه‌ای سازه‌های سطحی و شبکه مرز آزاد

به طور کلی معادلهٔ تعادل دینامیکی به صورت زیر نوشته می شود:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F^a\} \quad (5-12)$$

که در آن $[M]$ ماتریس جرم، $[C]$ ماتریس میرایی و $[K]$ ماتریس سختی است. همچنین $\{\ddot{u}\}$ ، $\{\dot{u}\}$ و $\{u\}$ به ترتیب بردار شتاب، سرعت و تغییر مکان در نقاط مختلف هستند و $\{F^a\}$ بردار نیروی وارده در زلزله است که برابر با حاصل ضرب شتاب زلزله در جرم می باشد. روش های تحلیل دینامیکی سدهای خاکی به سه دسته کلی تقسیم می شوند:

- روش الاستیک خطی
- روش معادل خطی
- روش های غیرخطی

در روش های الاستیک خطی، مقدار مدول برشی و میرایی مصالح در طول تحلیل ثابت است و تنها در شرایطی که نیروهای وارده کوچک باشند، قابل استفاده است. با توجه به آن که در بارگذاری-های سطوح متوسط و بالا، مقدار مدول برشی سکانت و میرایی در مصالح ژئوتکنیکی، بسته به کرنش برشی ایجاد شده در المان ها تغییر می کند، این روش برای تحلیل دینامیکی سدها مناسب نیست و معمولاً از روش های معادل خطی و غیرخطی برای بررسی پاسخ لرزه ای سدها استفاده می شود.

با توجه به رفتار غیرخطی خاک، مقدار مدول برشی و میرایی در طول یک زلزله ثابت نیست و بسته به مقدار کرنش های برشی ایجاد شده در خاک تغییر می کنند. بدین ترتیب به منظور افزایش دقت تحلیل دینامیکی خطی لازم است اثر همه پارامترهای مؤثر بر مدول برشی و میرایی، از جمله تاریخچه کرنش برشی در تخمین این پارامترها لحاظ گردد، به نحوی که بتوان مقادیر مدول برشی و میرایی منتخب برای هر یک از مصالح بدنه سد را با تقریب مناسبی معادل متوسط مدول برشی و میرایی مصالح در طول زلزله دانست. این روش نسبتاً ساده تحلیل دینامیکی که در گذشته به طور

تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی — ۳۰۷

گسترده‌ای برای تخمین پاسخ دینامیکی سدهای خاکی و سنگریز مورد استفاده قرار گرفته است، روش معادل خطی نامیده می‌شود.

از سوی دیگر در روش‌های غیرخطی، رفتار مصالح (رابطه تنش در برابر کرنش) به صورت غیرخطی در نظر گرفته می‌شود، که تطابق بیشتری با رفتار مصالح ژئوتکنیکی دارد. همچنین در این روش‌ها برخی نارسایی‌هایی که در تحلیل لرزه‌ای سد به روش خطی و معادل خطی وجود داشت تا حد زیادی رفع شده است. از جمله در روش‌های غیرخطی تغییر مکان حاصل از زلزله به طور مستقیم در طول تحلیل محاسبه می‌شود و مشابه روش‌های خطی و معادل خطی نیازی به استفاده از روش‌های کمکی نظیر بلوک لغزش نیومارک نخواهد بود. همچنین در برخی از انواع پیشرفته‌تر این مدل‌ها، تولید و گسترش فشار آب حفره‌ای در طول مدت تحلیل از طریق حل معادله تعادل دینامیکی و روابطی که میزان کرنش حجمی را وابسته به نرخ کرنش‌های برشی می‌نمایند قابل محاسبه است. علی‌رغم این مزایا، اغلب مدل‌های رفتاری به کار گرفته شده در مدل‌سازی‌های غیرخطی نیازمند پارامترهای متعددی هستند که تخمین و برآورد آن‌ها مستلزم انجام آزمایش‌های پیچیده دینامیکی است. همچنین استفاده از این روش‌ها مهارت‌های خاصی را می‌طلبد که استفاده از آن‌ها را تا حدودی محدود ساخته است.

۱۲-۴- تحلیل تغییر مکان‌های ماندگار

تخمین میزان تغییر مکان‌های حاصل از زلزله و بررسی عملکرد سد در اثر وقوع این تغییر شکل‌ها، پس از محاسبه مقادیر ضرایب اطمینان پایداری شیروانی‌های سد در مقابل لغزش در حالت شبه‌استاتیک، دومین گام در ارزیابی رفتار لرزه‌ای یک سد به شمار می‌آید. بدین ترتیب، در صورتی که تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل لرزه‌ای سد از مقدار مجاز تغییر مکان در سطح لرزه‌ای مورد نظر کمتر باشد، سد ایمن شناخته شده و در غیر این صورت می‌توان از طریق اعمال اصلاحات مناسب در طرح اولیه شامل تغییر مصالح بدنه، اصلاح شیب‌ها، بهبود وضعیت پی و ... نسبت به کاهش

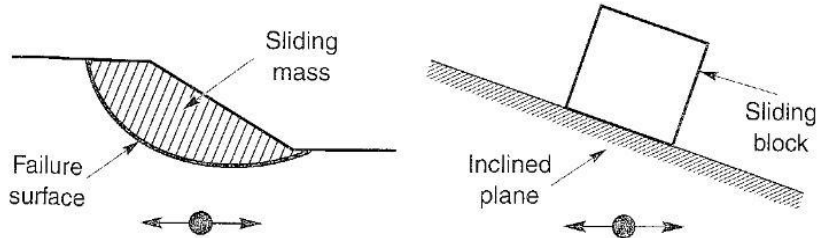
مقادیر تغییر شکل و بهبود رفتار لرزه‌ای سد اقدام نمود. در حالی که تغییر مکان‌های سد در محدوده مجاز قرار دارد، می‌توان نشست ماندگار حاصل از زلزله را به ارتفاع آزاد سد اضافه نمود. روش‌های مختلفی برای تعیین تغییر مکان ماندگار پس از زلزله وجود دارد که برخی از آن‌ها مبتنی بر تحلیل‌های عددی دینامیکی است و برخی دیگر با استفاده از روابط و فرضیات ساده‌کننده میزان تغییر مکان سد را تخمین می‌زنند. در ادامه دو روش بلوک لغزشی نیومارک و روش سید و مکدیس^۱ که از کاربرد بیشتری برخوردارند، بر اساس مطالب بیان‌شده در نشریه^۱ ۶۲۴، معرفی می‌گردد.

۱۲-۴-۱- روش بلوک لغزشی نیومارک

در طول مدت زلزله لحظاتی وجود دارد که در آن‌ها، شتاب و در نتیجه نیروی لرزه‌ای وارده بر گوه‌هایی از سد، بیش از توان مقاومت سطح لغزش آن گوه‌هاست. اما از آنجا که این حالت تنها در لحظات بسیار کوتاهی رخ می‌دهد، سد پایدار باقی می‌ماند، ولی مقداری تغییر مکان ماندگار در بدنه سد به وجود می‌آید. اصول روش نیومارک بر پایه محاسبه این تغییر مکان‌ها در سطوح لغزش مختلف بنا شده است.

برای محاسبه تغییر مکان‌های ماندگار، نیومارک یک توده در آستانه لغزش از یک شیروانی را با یک بلوک لغزشی بر روی یک سطح شیب‌دار همانندسازی نمود (شکل ۱۲-۳).

^۱seed & makdisi, 1978



شکل ۳-۱۲- شبیه‌سازی توده لغزشی با بلوک لغزش نیومارک بر روی سطح شیب‌دار

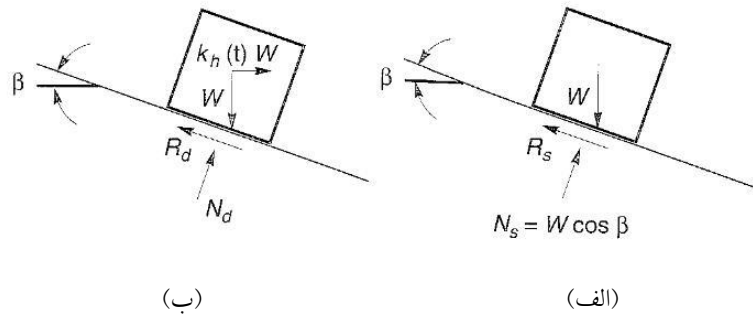
در صورتی که مطابق شکل (۳-۱۲- الف)، تعادل نیروها در شرایط استاتیکی و در جهت موازی سطح شیب در نظر گرفته شود، نسبت نیروی مقاوم بسیج شده R_s به نیروی محرک D_s ضریب اطمینان لغزش خواهد بود. در این صورت با فرض چسبندگی صفر در سطح لغزش رابطه ضریب اطمینان به صورت زیر خواهد بود:

$$FS = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \tan \phi}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (۶-۱۲)$$

که در آن ϕ زاویه اصطکاک بین بلوک لغزشی و سطح شیب‌دار است.

حال اگر نیروی حاصل از زلزله در هر زمان به صورت ضریب زلزله $a_h(t) = k_h(t) \cdot g$ بر روی بلوک لغزشی عمل کند (برای سادگی اثر زلزله قائم در نظر گرفته نشده است)، در یک زمان خاص، شتاب افقی در بلوک منجر به نیروی $k_h W$ بر روی بلوک می‌شود (شکل ۳-۱۲- ب). در صورتی که نیروها در جهت شیب اعمال شوند، با حل معادلات تعادل، ضریب اطمینان شبه‌استاتیکی در یک زمان معین از رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$FS_d(t) = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos \beta - k_h \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta + k_h(t) \cos \beta} \quad (۷-۱۲)$$



شکل ۱۲-۴- نیروهای اعمالی بر بلوک لغزشی بر روی سطح شیب‌دار، الف) شرایط استاتیکی و ب) شرایط دینامیکی

بدین ترتیب با افزایش مقدار ضریب اطمینان کاهش پیدا می‌کند و در یک مقدار خاص از k_h ضریب اطمینان لرزه‌ای برابر با یک می‌شود. ضریبی که بدین ترتیب به دست می‌آید ضریب زلزله بحرانی^۱ (k_y) و شتاب حاصل از آن نیز شتاب بحرانی $a_y = k_y g$ نامیده می‌شود. برای بلوک لغزش شکل (۱۲-۴) مقدار ضریب زلزله بحرانی برای وقتی که بلوک لغزشی به سمت پایین حرکت کند، عبارت خواهد بود از:

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \quad (۸-۱۲)$$

در شرایطی که بلوک لغزشی در جهت بالادست در آستانه حرکت قرار گیرد، مقدار ضریب شتاب بحرانی عبارت است از:

$$k_y = \frac{\tan \phi + \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad (۹-۱۲)$$

بنابراین بر اساس روش‌های تعادل حدی، ضریب اطمینان کمتر از یک بیانگر حرکت سطح لغزش مورد بررسی است. در صورتی که شتاب زلزله که به بلوک لغزش وارد می‌شود از مقدار شتاب بحرانی آن بیشتر شود بلوک لغزشی شروع به حرکت خواهد کرد. در این شرایط در واقع نیروی زلزله

^۱yield coefficient

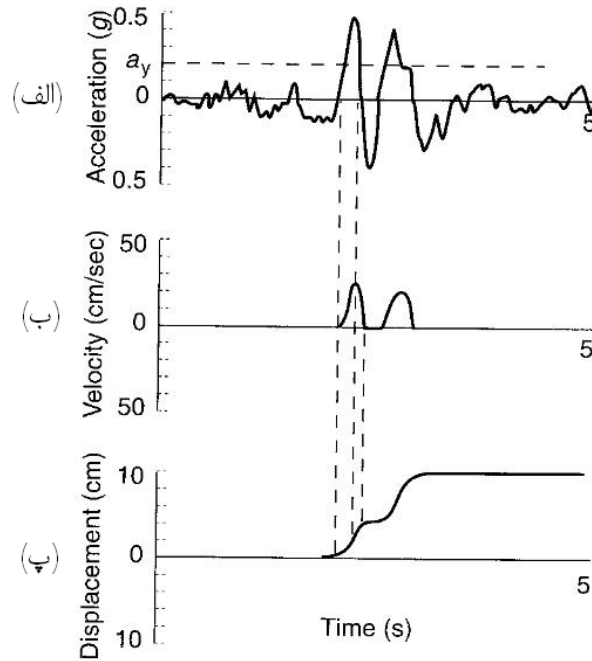
بیشتر از مقاومت شیب موردنظر است و اختلاف این مقادیر منجر به اعمال نیرو به بلوک لغزشی و در نهایت جابه‌جایی بلوک می‌شود. این ایده اولین بار توسط نیومارک مطرح شد.

شکل (۱۲-۵) اصول تعیین تغییر مکان به روش نیومارک را نشان می‌دهد. در شکل (۱۲-۵-

الف)، تاریخچه شتاب زلزله القا شده بر بلوک لغزشی نشان داده شده است. مقدار a_y در این شکل معرف شتاب بحرانی این بلوک لغزشی می‌باشد. اختلاف شتاب القایی و شتاب بحرانی a_y منجر به پیدایش سرعت در بلوک لغزشی و در نهایت جابه‌جایی آن می‌شود. به عبارت دیگر در هنگام وقوع زلزله، توده لغزشی از لحظه‌ای که ضریب اطمینان به کمتر از یک کاهش می‌یابد در طول سطح گسیختگی حرکت می‌کند و در زمان و محلی که تنش حاصل از زلزله از مقاومت سطح لغزش کمتر شد توقف می‌نماید و مجدداً تعادل برقرار می‌شود. بر اساس مقادیر تجمعی تغییر مکان نسبی سطح لغزش که بدین ترتیب محاسبه می‌شود و ممکن است در محدوده چند سانتیمتر تا چند متر باشد، پایداری و ناپایداری سد مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

در روش نیومارک رفتار پی و توده در آستانه لغزش به صورت صلب در نظر گرفته شده است،

در حالی که در طول زلزله، بلوک لغزش در درون خود نیز تغییر مکان‌هایی خواهد داشت که در این روش لحاظ نمی‌گردد.



شکل ۱۲-۵- روش نیومارک در تعیین تغییر مکان بلوک‌های لغزشی

۱۲-۴-۲- روش سید و مکدیسی

بر اساس مطالعات انجام‌شده توسط سارما^۱ بر روی پاسخ دینامیکی سد با بدنه انعطاف‌پذیر، میزان شتاب در بدنه سد به صورت تابعی از عمق بلوک تا تاج سد محاسبه گردید. سید و مکدیسی از نتایج این مطالعات بهره گرفتند و روش زیر را برای تعیین تغییر مکان‌های خاکریزها و سدها معرفی نمودند. در این روش ابتدا شتاب تاج سد با استفاده از جذر مجموع مربعات وزنی طیف پاسخ طرح در سه پرئود نوسانی اول محاسبه می‌شود:

$$a_{\max} = \sqrt{(1.6S_{a1})^2 + (1.06S_{a2})^2 + (0.86S_{a3})^2} \quad (۱۰-۱۲)$$

^۱sarma, 1975

تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی — ۳۱۳

در رابطه فوق S_{ai} طیف پاسخ طرح در پریود نوسانی i است. با فرض ثابت بودن مدول برشی در بدنه سد مقدار فرکانس‌های دورانی در سه مود اول نوسانی سد از رابطه‌های زیر به دست می‌آیند:

$$\omega_1 = \frac{2.404}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (الف-۱۱-۱۲)$$

$$\omega_2 = \frac{5.52}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (ب-۱۱-۱۲)$$

$$\omega_3 = \frac{8.65}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (پ-۱۱-۱۲)$$

که در آن H ، G و ρ به ترتیب ارتفاع سد، مدول برشی و جرم حجمی متوسط در بدنه سد

هستند.

سپس بر اساس نمودار ارائه‌شده در شکل (۱۲-۶)، مقدار شتاب متوسط حداکثر ($a_{max,ave}$) وارد بر توده لغزشی بر اساس شتاب حداکثر تاج و نسبت عمق توده لغزشی به ارتفاع سد، تعیین می‌گردد. مقدار ضریب شتاب بحرانی k_y نیز (ضریب زلزله افقی که بر اثر اعمال آن سطح لغزش موردنظر شروع به حرکت می‌کند و یا ضریب اطمینان پایداری مساوی ۱ می‌شود) از تحلیل پایداری به روش شبه‌استاتیک و یا از روش‌های تقریبی محاسبه می‌شود. در نهایت با توجه به نسبت شتاب بحرانی به شتاب متوسط حداکثر توده لغزشی و استفاده از شکل (۱۲-۷) مقدار تغییر مکان ماندگار نرمال شده با توجه به بزرگی زلزله اعمال شده محاسبه می‌شود. در شکل مذکور تغییر مکان نرمال شده دارای رابطه زیر است:

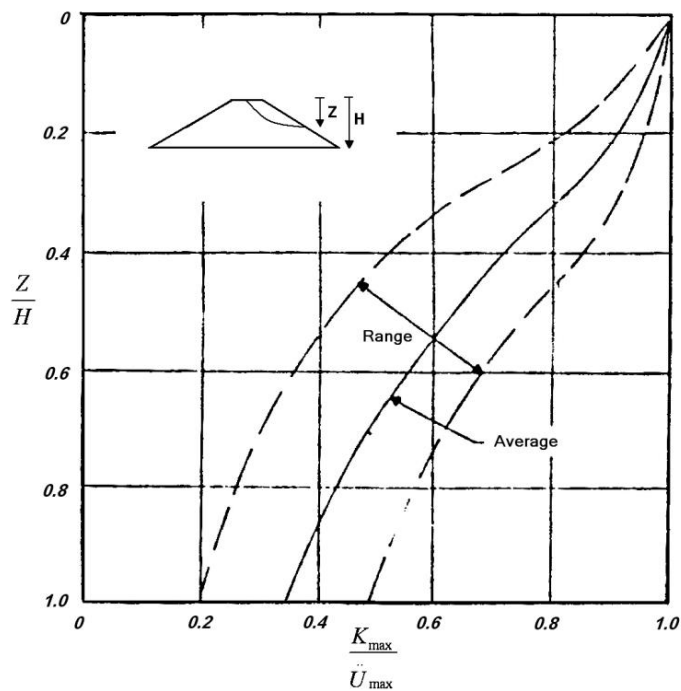
$$u^* = u / (a_{max} T_o) \quad (۱۲-۱۲)$$

که در آن a_{max} شتاب متوسط حداکثر توده لغزشی و T_o پریود نوسانی مود اول سد می‌باشد.

بنابراین تغییر مکان نرمال شده دارای واحد ثانیه است. اگر چه در روش ارائه‌شده، ارتفاع سد در تعیین پریود طبیعی وارد می‌شود ولی ارتفاع سد به درستی در مقدار تغییر مکان محاسبه‌شده لحاظ

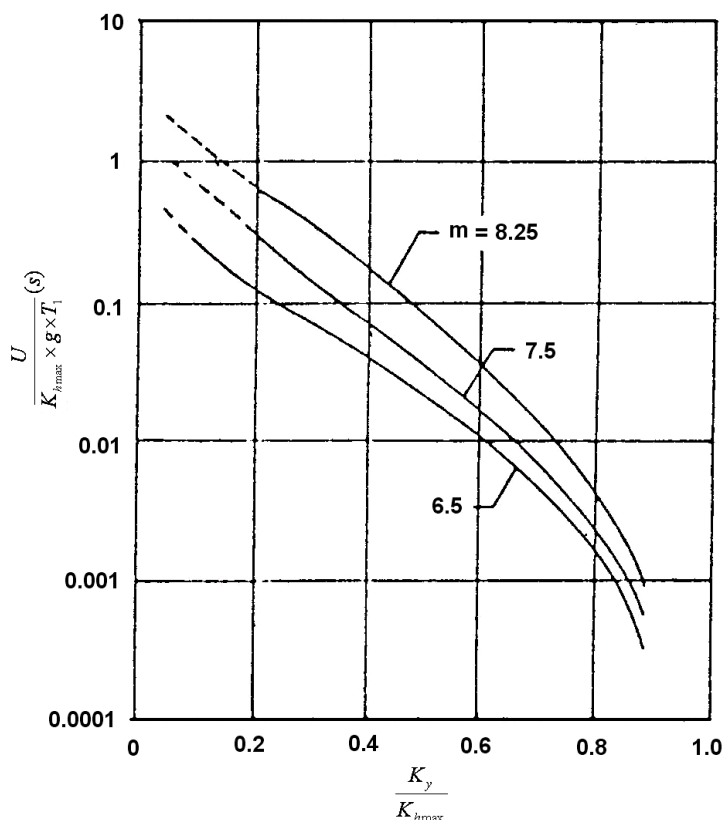
نمی‌شود. در واقع از این روش می‌توان در سدهای با ارتفاع متوسط (تا حدود ۶۰ متر) استفاده کرد، اما در سدهای با ارتفاع بالاتر مقدار شتاب مطابق آنچه در شکل (۶-۱۲) ارائه شده در ارتفاع سد افزایش نمی‌یابد (Bureau, 1985) و استفاده از این روش منجر به تخمین درست در شتاب متوسط حداکثر در هر توده نمی‌شود.

از فرضیات دیگر روش فوق، عدم کاهش مقاومت برشی در طول مدت زلزله است. بنابراین نمی‌توان از این روش در تخمین تغییر مکان در زلزله‌های شدید (بزرگ‌تر از ۰/۵g) استفاده کرد. همچنین این روش به مقدار شتاب تاج بسیار حساس است که این موضوع می‌تواند نتایج حاصله را به شکل محسوسی تحت تأثیر خود قرار دهد و با تقریب همراه سازد.



شکل (۶-۱۲): تغییرات ضریب شتاب ماکزیمم نسبت به عمق جرم لغزش

(Makdisi and Seed, 1978)



شکل (۷-۱۲): تعیین تغییر مکان ماندگار با استفاده از روش (Makdisi and Seed, 1978)

۱۲-۵- محدوده کاربرد روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای بر اساس نشریه ۶۲۴

میزان مخاطرات و خسارات ناشی از تخریب احتمالی سد، تابع عوامل مختلفی همچون بزرگی ارتفاع و حجم مخزن، و نیز میزان تمرکز جوامع انسانی، صنایع، زمین‌های کشاورزی و تأسیسات زیرساختی در محدوده سد می‌باشد. هرچه اندازه یک سد از نظر ارتفاع یا حجم مخزن بزرگ‌تر یا هزینه‌های انسانی، اقتصادی، اجتماعی و فرهنگی که به واسطه تخریب احتمالی سد رخ می‌دهد بیشتر باشد، بر میزان اهمیت سد افزوده شده و به تبع آن حجم بیشتری از مطالعات و تحلیل‌ها را طلب

خواهد کرد. در نتیجه، نوع و گستردگی تحلیل‌های موردنیاز برای هر سد باید متناسب با درجه اهمیت آن باشد. نحوه تعیین درجه اهمیت و درجه خطرپذیری سد در مراجع مختلف با توجه به شرایط هر کشور یا منطقه متفاوت است که برخی از مهم‌ترین این دسته‌بندی‌ها در پیوست ارائه شده است. در نشریه ۶۲۴ پیشنهاد شده است که از روش ارائه شده ذیل که متناسب با شرایط بومی کشور است استفاده گردد.

دسته‌بندی سد بر اساس اندازه:

سدها از نظر اندازه بر اساس ارتفاع و حجم مخزن، مطابق جدول (۱۲-۱)، به سه دسته تقسیم می‌شوند:

سد کوچک: به سدهایی اطلاق می‌شود که ارتفاع آن‌ها کمتر از ۱۵ متر و حجم مخزن آن‌ها کمتر از ۱ میلیون مترمکعب باشد.

سد متوسط: سدهای با حجم مخزن کمتر از ۵ میلیون مترمکعب و ارتفاع بین ۱۵ تا ۳۰ متر در دسته سدهای متوسط قرار دارند. همچنین سدهایی با ارتفاع کمتر از ۱۵ متر که حجمی در حدود ۱ تا ۵۰ میلیون مترمکعب را دارا هستند جزء سدهای متوسط هستند.

سد بزرگ: سدهایی با ارتفاع بیش از ۳۰ متر یا حجم مخزن بیش از ۵۰ میلیون مترمکعب را شامل می‌شود. همچنین سدهایی با ارتفاع ۱۵ تا ۳۰ متر و حجم مخزن ۵ تا ۵۰ میلیون مترمکعب نیز در این دسته از سدها طبقه‌بندی می‌شود.

جدول ۱۲-۱- معیار دسته‌بندی سدهای خاکی و سنگریز بر اساس اندازه سد

حجم مخزن (میلیون مترمکعب)				ارتفاع سد (متر)
>۵۰	۵ تا ۵۰	۱ تا ۵	۰ تا ۱	
۳	۲	۲	۱	کمتر از ۱۵
۳	۳	۲	۲	۱۵ تا ۳۰
۳	۳	۳	۳	>۳۰

۱: سد کوچک، ۲: سد متوسط، ۳: سد بزرگ

۱۲-۵-۱- درجه‌بندی اهمیت سد بر اساس پتانسیل خطر

به منظور دستیابی به یک طرح موفق و ایمن و در عین حال اقتصادی، همواره لازم است پتانسیل خطر^۱ سد در اثر عملکرد نامطلوب آن تعیین شود. بدین ترتیب با مشخص شدن میزان اهمیت سد و آثار و تبعات خرابی احتمالی آن می‌توان نسبت به انتخاب نوع تحلیل‌های موردنیاز اقدام نمود. همچنین در صورتی که در طول عمر سد تغییراتی در طرح یا عوامل تأثیرپذیر از خرابی سد صورت گیرد که منجر به بالاتر رفتن اهمیت سد گردد، لازم است پس از ارزیابی مجدد، نسبت به بازبینی طرح و احتمالاً ایمن‌سازی آن اقدام گردد.

پتانسیل خطر سد بر اساس معیارهای جدول (۱۲-۲) تعیین می‌شود. با توجه به این که یک سد می‌تواند پتانسیل‌های خطر متفاوتی از نظر تلفات جانی، آثار اقتصادی، فرهنگی و زیست‌محیطی داشته باشد، باید بالاترین پتانسیل خطر به دست آمده از جنبه‌های مختلف را به عنوان «پتانسیل خطر» سد انتخاب نمود.

^۱hazard rating

جدول ۱۲-۲- میزان پتانسیل خطر سد بر اساس تبعات و عواقب احتمالی ناشی از آسیب آن در زلزله

پتانسیل خطر سد			اثرات نامطلوب مورد انتظار بر اثر خرابی سد
کم	متوسط	بالا	
انتظار تلفات جانی نمی- رود. (کمتر از ۱۰ نفر تخلیه شوند)	به علت محدودیت تمرکز جوامع انسانی، تلفات جانی قابل توجهی انتظار نمی-رود. (کمتر از ۱۰۰ نفر تخلیه شوند)	به علت وجود جوامع انسانی گسترده انتظار تلفات جانی چشم گیر می-رود. (بیش از ۱۰۰ نفر تخلیه شوند)	تلفات جانی
خسارت اقتصادی قابل توجهی وجود ندارد. ولی احتمال تخریب زمین های کشاورزی و راه های فرعی و تأسیسات معدنی و... به صورت محدود وجود دارد.	خسارت اقتصادی قابل توجه مانند تخریب راه ها و ریل های درجه دو، تأسیسات وابسته به سد، زمین های کشاورزی و صنایع محدود و...	خسارت اقتصادی بسیار قابل توجه مانند تخریب راه ها و ریل های اصلی، زمین های وسیع کشاورزی و صنایع و تأسیسات زیربنایی و ملی، خود سد یا سدهای پایین دست و...	آثار اقتصادی
عدم وجود آثار خاص ملی و فرهنگی	وجود آثار ملی و فرهنگی محدود و با اهمیت کم	تخریب گسترده و جبران ناپذیر محیط زیست و آثار ملی- فرهنگی	آثار فرهنگی و زیست محیطی

۱۲-۵-۲- تحلیل های مورد نیاز در طرح لزه ای سدها

حداقل تحلیل های لزه ای مورد نیاز برای ارزیابی پایداری و عملکرد سد تحت زلزله، بر اساس درجه اهمیت سد (اندازه و پتانسیل خطر)، مطابق جدول (۱۲-۳) تعیین می شود. در خصوص کفایت تحلیل های مذکور، لازم است بر اساس شرایط خاص هر سد، گروه طراحی بر پایه قضاوت مهندسی تصمیم گیری نماید.

تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی — ۳۱۹

لازم به ذکر است تحلیل‌های لرزه‌ای مذکور در جدول (۱۲-۳) با فرض این است که مصالح پی سد، سنگی یا از نوع آبرفت متراکم باشد. در صورتی که احتمال وقوع روانگرایی در مصالح پی یا بدنه سد وجود داشته باشد، لازم است تحلیل‌های لازم برای ارزیابی رفتار روانگرایی مصالح در حین زلزله و پس‌از آن بر اساس مطالب نشریه ۶۲۴ انجام گردد.

جدول ۱۲-۳- حداقل تحلیل موردنیاز برای طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز

پتانسیل خطر			طبقه‌بندی سد
بالا	متوسط	کم	
۲	۱	۱	کوچک
۳	۲	۱	متوسط
۳	۳	۳	بزرگ

۱- لزوم انجام تحلیل شبه‌استاتیک

۲- لزوم انجام تحلیل شبه‌استاتیک و تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای

۳- لزوم انجام تحلیل شبه‌استاتیک، تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای و انجام تحلیل دینامیکی

برای سدهای با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر یا حجم مخزن بیش از ۲ میلیارد مترمکعب، لازم است کمیته ویژه‌ای به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سدها تشکیل گردد و نیاز استفاده از آزمایش‌های مدل سد نظیر سانتریفوژ بررسی گردد.

برای سدهای با ارتفاع بیش از ۱۰۰ متر واقع در مناطق با لرزه‌خیزی بالا توصیه می‌شود در انتهای مطالعات مرحله اول (مطالعات مرحله شناخت) بر روی گزینه منتخب بدنه، تحلیل دینامیکی با پارامترهای در دسترس مصالح انجام گیرد تا در صورت عملکرد لرزه‌ای نامطلوب، سایر گزینه‌های بدنه مجدداً ارزیابی گردد. برای سدهای با ارتفاع کمتر یا واقع در مناطق با لرزه‌خیزی کم، انجام تحلیل‌های پایداری سد به روش شبه‌استاتیک در این مرحله از مطالعات کفایت می‌کند.

۱۲-۶- روان‌گرایی در سدهای خاکی

خاک‌های سُست بر اثر تنش‌ها و کرنش‌های برشی ناشی از زلزله تمایل به کاهش حجم دارند. در خاک‌های اشباع این کاهش حجم می‌تواند منجر به افزایش فشار آب حفره‌ای گردد. اضافه فشاری که بدین ترتیب ایجاد می‌شود، بسته به میزان نفوذپذیری مصالح، شرایط زهکشی، سرعت اعمال بارهای تناوبی ناشی از زلزله و همچنین میزان تمایل خاک به کاهش حجم، ممکن است به سادگی زائل نشده و نهایتاً بخشی از آن در سیکل‌های مختلف زلزله در داخل خاک انباشته شود. با ادامه بارگذاری ناشی از زلزله این میزان اضافه فشارهای باقی مانده می‌توانند به اندازه‌ای زیاد شود که میزان تنش مؤثر بین ذرات خاک را به مقدار قابل توجهی کاهش داده و حتی به صفر برسانند. با کاهش تنش مؤثر بین ذرات خاک از مقاومت و سختی آن کاسته شده و رفتار خاک بیشتر به سیال نزدیک می‌شود که آنرا پدیده روان‌گرایی می‌نامند. بروز پدیده روان‌گرایی ممکن است به تغییر شکل‌های بزرگ و ناپایداری در سازه‌ها بینجامد. خرابی در سازه‌های مدفون، ناپایداری‌های وسیع در شیب‌های ملایم، جوشش و فوران ماسه، بازشدگی سطح زمین و نظایر آن از سایر نشانه‌های وقوع روان‌گرایی است. سه شرط لازم برای آن که یک نقطه از توده خاک مستعد روان‌گرایی باشد به‌قرار زیر هستند:

- خاک نفوذپذیری بالایی داشته باشد (درصد ریزدانه در آن اندک باشد).
- خاک اشباع باشد.
- تراکم خاک در حد متوسط یا کم باشد.

در سدهای خاکی، این پدیده می‌تواند هم در پی و هم گاهی در بدنه سد رخ دهد. سدهای مختلفی در اثر روان‌گرایی تخریب شده‌اند که البته این خرابی‌ها در سدهایی رخ داده که به روش هیدرولیکی ساخته شده‌اند. با توجه به آن که در سال‌های اخیر عمدتاً مصالح بدنه سدهای خاکی با تراکم نسبتاً بالایی (دانسیته نسبی بالاتر از ۸۰ درصد) ساخته می‌شود، می‌توان با اطمینان از روش‌های

اجرایی، احتمال وقوع روان‌گرایی در بدنه سدهای در دست‌ساخت را تا حد زیادی منتفی دانست. با این حال ارزیابی پتانسیل روانگرایی در سدهای موجود که به روش‌های (هیدرولیکی) نامناسب اجرا شده باشند و در کلیه پی‌های آبرفتی ضروری است. در چنین مواردی لازم است تا با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از مدل‌های مناسب که قابلیت شبیه‌سازی روان‌گرایی را داشته باشند، نشست سد و پایداری آن پس از زلزله مورد تحلیل و ارزیابی قرار گیرد.

بررسی دقیق وقوع روان‌گرایی نیاز به آزمایش‌های پیچیده دینامیکی بر روی مصالح دست‌نخورده دارد. اما روش‌های ساده‌تر کیفی-تحلیلی نیز وجود دارد که جزئیات هر یک از آن‌ها در «راهنمای ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی خاک و پیامدهای ناشی از آن» (نشریه شماره ۵۲۵) به تفصیل آمده است. به‌طور خلاصه روش‌های زیر برای بررسی امکان وقوع روان‌گرایی وجود دارد:

(۱) روش‌های تقریبی با استفاده از خصوصیات پایه خاک، نظیر دانه‌بندی، سرعت موج برشی و دانسیته

نسبی خاک

خاک‌های سیمانته، خاک‌های ریزدانه، خاک‌های درشت‌دانه که درصد بالایی ریزدانه نیز دارند و خاک‌های درشت‌دانه با تراکم بسیار بالا مستعد روان‌گرایی نیستند. در مقابل ماسه‌های سست و خاک‌هایی درشت‌دانه با تراکم کم ممکن است روان‌گرا شوند.

(۲) روش‌های مبتنی بر نتایج آزمون‌های صحرایی، نظیر SPT و CPT

در این روش‌ها معمولاً با استفاده از نتایج آزمون‌های صحرایی نسبت تنش که باعث روان‌گرایی می‌شود، تخمین زده شده و با نسبت تنش موجود مقایسه می‌شود. منظور از نسبت تنش، نسبت تنش برشی به تنش قائم در نقطه مورد بررسی است.

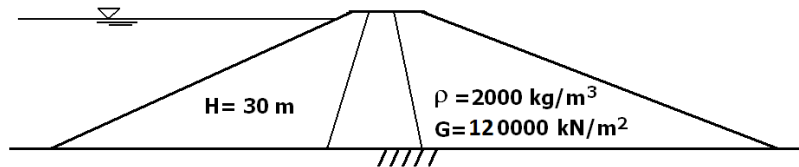
در صورتی که افزایش قابل توجه فشار آب حفره‌ای در طول زلزله، در لایه‌های مختلف سد و بدنه پی سدهای خاکی محتمل باشد یا آنکه روان‌گرایی در این لایه‌ها رخ دهد امکان بروز تغییر شکل‌های بیش‌ازحد مجاز وجود خواهد داشت. برای تعیین میزان تغییر شکل‌های ماندگار در این

شرایط، باید از تحلیل‌های دینامیکی به روش غیرخطی از قبیل مدل‌های پلاستیک با سطح حدی و یا مدل رفتاری با سخت‌شوندگی سینماتیکی که در آن فشار آب حفره‌ای به نحو مناسبی شبیه‌سازی می‌گردد، استفاده شود.

تحلیل دینامیکی در این حالت به صورت حل توأم^۱ خواهد بود که در آن‌ها معادله تعادل و معادله تراوش به‌طور همزمان حل خواهند شد، در این شرایط پارامترهای مقاومت برشی به صورت زهکشی شده استفاده خواهد شد چرا که تولید فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری لرزه‌ای خود منجر به کاهش مقاومت برشی می‌گردد.

مسئله (۱۲-۱): محاسبه شتاب حداکثر تاج سد از تحلیل طیفی

برای سد نشان داده شده در شکل (۱۲-۸) حداکثر شتاب تاج سد را بر اساس تحلیل طیفی به دست آورید. حداکثر شتاب مبنای طرح برای ساختگاه این سد $PGA=0.3g$ و میرایی مصالح بدنه سد به‌طور متوسط ۵ درصد می‌باشد. جنس مصالح پوسته سد از شن رودخانه‌ای با $e=0.4$ است و رفتار غیرخطی مصالح بدنه سد با استفاده از منحنی ارائه شده در شکل (۱۲-۱۰) قابل بیان است.



شکل (۱۲-۸): سد خاکی به ارتفاع ۳۰ متر موردنظر برای محاسبه حداکثر شتاب تاج

^۱coupled

حل مسئله:

قدم اول: انتخاب طیف طرح

در قدم اول لازم است طیف طرح تعیین شود. روش‌های مختلفی برای تهیه طیف طرح یک ساختمان وجود دارد:

- تهیه طیف طرح با استفاده از شتاب‌نگاشت زلزله‌های قوی گذشته
- تهیه طیف طرح به روش مصنوعی
- استفاده از طیف‌های ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ها و متون علمی

در شکل (۹-۱۲) طیف رایج زلزله‌های آمریکا نشان داده شده و در این مسئله از طیف مذکور استفاده شده است. حداکثر شتاب ساختمانی در این طیف $a_{max}=0.2g$ است. بنابراین برای استفاده از آن لازم است مقادیر شتاب به دست آمده از آن را در نسبت PGA طرح به $0.2g$ ضرب کنیم، تا نتایج قابل استفاده گردد. با داشتن ضریب میرایی و پیوند اصلی سد می‌توان از طیف طرح، شتاب طیفی را محاسبه نمود.

قدم دوم: محاسبه اولیه حداکثر شتاب تاج سد

بر اساس داده‌های مسئله حداکثر مدول برشی (G_{max}) برابر 120000 کیلونیوتن بر مترمربع می‌باشد. قابل ذکر است که محققان روابط متعددی برای محاسبه حداکثر مدول برشی در خاک‌های مختلف ارائه کرده‌اند که در کتب مرجع دینامیک خاک این روابط بیان شده است.

با این حال G_{max} به دست آمده از این روابط (و همچنین مقدار داده شده در این مسئله) فقط برای کرنش‌های محدوده الاستیک صادق است و در عمل مقدار واقعی مدول برشی کمتر از آن است. فرض کنید نسبت مدول برشی واقعی به حداکثر مدول برشی برابر 0.6 باشد، در این صورت با

داشتن فرکانس مودهای ارتعاشی سد، شتاب طیفی از شکل (۹-۱۲) محاسبه می‌شود و آن‌گاه شتاب ماکزیمم تاج به دست می‌آید. مقادیر فرکانس برای سه مود اول از روابط زیر به دست می‌آید:

$$w_1 = \frac{2.404}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{2.404}{30} \sqrt{\frac{1200000000 \times 0.6}{2000}} = 24.04$$

$$w_2 = \frac{5.52}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} = 55.2$$

$$w_3 = \frac{8.65}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} = 86.5$$

همچنین مقادیر دوره تناوب برای سه مود اول طبق روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$T_1 = 2\pi/w_1 = 0.066 \text{ sec}$$

$$T_2 = 2\pi/w_2 = 0.027 \text{ sec}$$

$$T_3 = 2\pi/w_3 = 0.018 \text{ sec}$$

با داشتن T_1 و T_2 و T_3 مقادیر شتاب طیفی مود اول تا سوم (S_{a1} و S_{a2} و S_{a3}) از شکل

(۹-۱۲) به دست می‌آید.

$$S_{a1} = 0.25g, S_{a2} = 0.21g, S_{a3} = 0.2g$$

ولی شتاب مبنای طرح برای سد موردنظر ۱/۵ برابر شتاب پایه منحنی طیف طرح است، بنابراین

مقادیر به دست آمده باید ۱/۵ برابر شوند. لذا داریم:

$$S_{a1} = 0.37g, S_{a2} = 0.32g, S_{a3} = 0.3g$$

حال مقدار شتاب ماکزیمم تاج بر اساس روش جذر مجذور مربعات (SRSS) از رابطه زیر به

دست می‌آید:

$$\ddot{U}_{\max} = \sqrt{(1.6S_{a1})^2 + (1.06S_{a2})^2 + (0.86S_{a3})^2} (g) = 0.73g$$

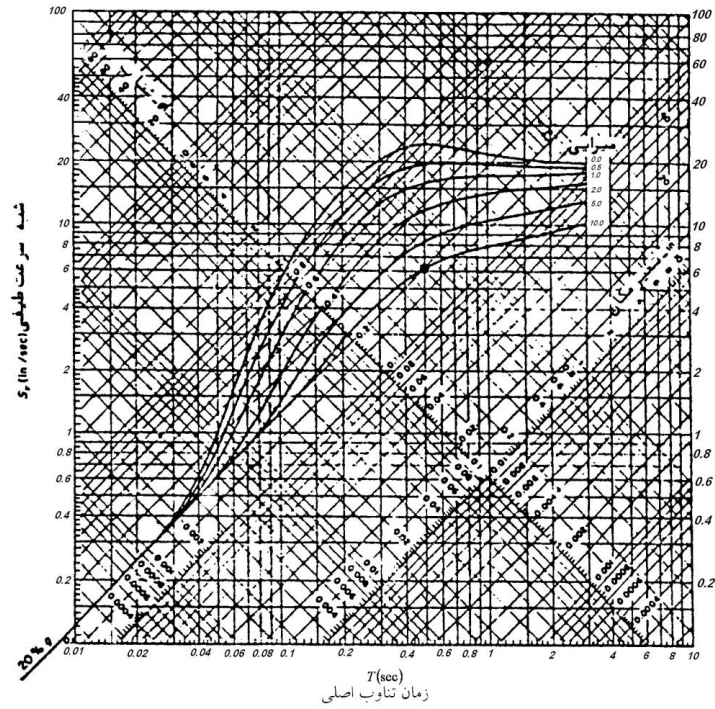
قدم سوم: کنترل مقدار مدول برشی

با استفاده از شتاب به دست آمده در قدم قبل، از رابطه زیر کرنش برشی محاسبه می‌شود و سپس با استفاده از شکل (۱۰-۱۲) نسبت مدول برشی برآورد می‌گردد. برای محاسبه کرنش برشی از روابط بیان‌شده در کتب دینامیک خاک خواهیم داشت:

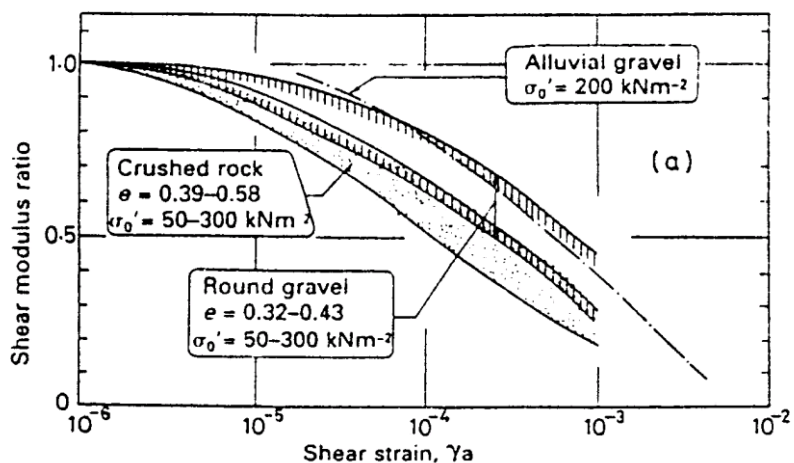
$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_0} = 0.65 \bar{a}_{\max} \frac{\sigma_0(r_d)}{\sigma'_0(g)} \Rightarrow \gamma_{av} = 0.65 \bar{a}_{\max} \frac{\gamma(h_{av})}{G(g)}$$

$$\gamma_{av} \approx 0.65 \times 0.3H \times \left(\frac{\rho}{G} \right) \times \bar{a}_{\max} = 0.65 \times 9 \times \frac{2000}{72000000} \times (0.43 \times 9.81) = 0.0007$$

در واقع نقطه‌ای در یک سوم ارتفاع سد به‌عنوان متوسط وضعیت سد در نظر گرفته شده است. اگر روند افزایش شتاب در ارتفاع سد خطی باشد، شتاب این نقطه حدود $0.43g$ خواهد بود. بر اساس منحنی (۱۰-۱۲) نسبت مدول برشی متناسب با کرنش 0.0007 حدود 0.55 است که با دقت قابل قبولی منطبق بر فرض اولیه است. بنابراین شتاب تاج سد معادل $0.73g$ است و بر این اساس بدنه سد موجب می‌شود که شتاب ساختگاه با حدود $2/5$ برابر بزرگ‌نمایی در تاج سد نمایان شود. اگر بین فرض اولیه برای نسبت تنش برشی و مقدار به دست آمده انطباق کافی وجود نداشته باشد، مقدار جدیدی برای نسبت مدول برشی انتخاب می‌شود و محاسبات از قدم دوم به بعد تکرار می‌شود. قابل ذکر است که منحنی شکل (۱۰-۱۲) فقط یک نمونه منحنی رفتار غیرخطی خاک برای پوسته سدهای خاکی است. در این مورد منحنی‌های دیگری در کتب مرجع دینامیک خاک ارائه شده است.



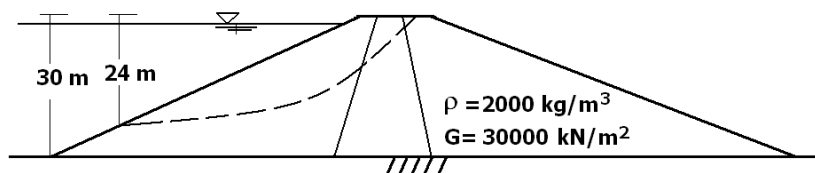
شکل (۹-۱۲): طیف طراحی معتبر و رایج آمریکا بر اساس زلزله‌های بزرگ ایالات متحده (مقیاس شده بر اساس شتاب حداکثر $0.2g$)



شکل (۱۰-۱۲): نمونه منحنی تغییرات مدول برشی در برابر کرنش برشی برای مصالح دانه ای (Kokusho, 1980)

مسئله (۲-۱۲): برآورد تغییر مکان ماندگار سد بر اساس روش ماکدیسی و سید

برای سد نشان داده شده در مسئله قبل حداکثر تغییر شکل ماندگار بدنه سد در اثر بارگذاری زلزله را محاسبه کنید. بزرگی زلزله برای این منطقه حدود ۷/۵ است.



شکل (۱۱-۱۲): سد خاکی به ارتفاع ۳۰ متر موردنظر برای محاسبه حداکثر تغییر مکان ماندگار

حل مسئله:

قدم اول: محاسبه K_y برای گوه‌های مختلف

در این مرحله ۵ گوه در بالادست سد و ۵ گوه دیگر در پایین دست سد مشخص شده و برای هر یک از آنها ضریب شتاب تسلیم به دست می‌آید. ضریب شتاب تسلیم، برای هر گوه مقداری برای ضریب شتاب شبه‌استاتیکی است که باعث می‌شود ضریب اطمینان پایداری گوه مذکور مساوی واحد شود. بنابراین برای محاسبه آن باید به ازای هر گوه تعدادی تحلیل پایداری شیب انجام شود تا در نهایت مشخص شود که به ازای چه ضریبی ضریب اطمینان در حالت شبه‌استاتیکی مساوی یک می‌شود.

در شکل (۱۱-۱۲) به‌عنوان نمونه یکی از گوه‌های بالادست سد نشان داده شده است. افزایش تعداد گوه‌ها موجب افزایش دقت محاسبات می‌شود. برای ۵ گوه مفروض، ارتفاع هر گوه به ترتیب $0/2$ ، $0/4$ ، $0/6$ ، $0/8$ و یک برابر ارتفاع بدنه سد می‌باشد. پس از انجام تحلیل پایداری با نرم‌افزار $Slope/w$ ضریب K_y برای هر گوه به دست آمده و در جدول (۴-۱۲) آورده شده است. برای این کار لازم است اطلاعات هندسه سد و مشخصات مقاومت برشی مصالح به‌طور کامل در دسترس باشد.

جدول ۴-۱۲- مقادیر ضریب شتاب تسلیم (K_y) در ارتفاع‌های مختلف سد

Y/H	گوه‌های پایین دست	گوه‌های بالادست
۰/۲	۰/۲۱	۰/۲۰
۰/۴	۰/۱۹	۰/۱۸
۰/۶	۰/۱۸	۰/۱۷
۰/۸	۰/۱۷	۰/۱۶
۱	۰/۱۶	۰/۱۵

مطابق جدول (۴-۱۲) به‌عنوان نمونه برای گوه نشان داده شده در شکل که در ۸۰ درصد بالایی بدنه قرار دارند، ضریب استاتیکی معادل $0/17$ موجب به دست آمدن ضریب اطمینان ۱ در آنالیز پایداری شیب بالادست می‌گردد.

قدم دوم: محاسبه تغییر مکان ماندگار برای هر گوه

بر اساس عدد داده شده برای شتاب ماکزیمم تاج از شکل (۶-۱۲) شتاب افقی برای گوه‌های مختلف محاسبه می‌گردد. در نهایت با استفاده از شکل (۷-۱۲) تغییر مکان افقی برای هر گوه به دست می‌آید. روند مذکور در جداول (۵-۱۲) و (۶-۱۲) خلاصه شده است.

جدول ۱۲-۵- مقادیر تغییر مکان ماندگار برای گوه‌های پایین دست سد

Y/H	Ky	K _{max} (از شکل ۶-۱۲)	U (m) (از شکل ۷-۱۲)
۰/۲	۰/۲۱	۰/۶۶	۱/۰۷
۰/۴	۰/۱۹	۰/۵۲	۰/۴۲
۰/۶	۰/۱۸	۰/۳۹	۰/۲۵
۰/۸	۰/۱۷	۰/۳۲	۰/۱۰
۱	۰/۱۶	۰/۲۶	۰/۰۴

جدول ۱۲-۶- مقادیر تغییر مکان ماندگار برای گوه‌های بالادست سد

Y/H	Ky	K _{max} (از شکل ۶-۱۲)	U (از شکل ۷-۱۲)
۰/۲	۰/۲۰	۰/۶۶	۱/۱۸
۰/۴	۰/۱۸	۰/۵۲	۰/۶۳
۰/۶	۰/۱۷	۰/۳۹	۰/۲۷
۰/۸	۰/۱۶	۰/۳۲	۰/۱۲
۱	۰/۱۵	۰/۲۶	۰/۰۵

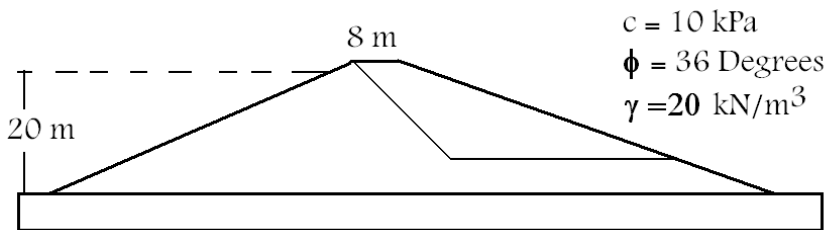
بیشترین مقدار تغییر مکان ماندگار گوه‌های شکست در بالادست و پایین دست از ستون آخر

جداول بالا به دست می‌آید. بر اساس نتایج به دست آمده، برای گوه نشان داده شده در شکل تغییر

مکان ماندگار معادل ۱۲۰ میلی متر است.

سؤالات فصل دوازدهم:

- ۱- نحوه تعیین ضریب لرزه‌ای شبه‌استاتیک برای سدهای خاکی را بر اساس نشریه ۶۲۴ بیان کنید.
- ۲- برای یک سد خاکی به ارتفاع ۴۵ متر و حجم مخزن ۲۰۰ میلیون مترمکعب که قرار است در گرمسار ساخته شود، چه مقداری برای ضریب لرزه‌ای شبه‌استاتیک توصیه می‌کنید؟ مطالعات لرزه‌خیزی نشان داده است که حداکثر شتاب زلزله در منطقه برای دوره بازگشت ۲۰۰۰ ساله حدود ۰/۴ شتاب جاذبه زمین است.
- ۳- روش بلوک لغزش نیومارک چگونه تغییر مکان ماندگار را برای یک گوه محاسبه می‌کند؟ آیا این روش اثرات انعطاف‌پذیری پی را در محاسبه تغییر مکان لرزه‌ای مدل‌سازی می‌کند؟
- ۴- در تحلیل دینامیکی یک سد خاکی مرزها به چه صورت تعریف می‌شوند؟ انواع مرزها برای تحلیل دینامیکی را بیان کنید و خصوصیات هر یک را بنویسید.
- ۵- بر اساس روش ماکدیسی و سید، تغییر مکان ماندگار گوه نشان داده‌شده در شکل زیر را محاسبه کنید. بزرگی زلزله در منطقه ۷/۵ و حداکثر شتاب زمین معادل ۰/۴۵ شتاب جاذبه زمین است. ارتفاع آب در مخزن سد ۲۰ متر و ارتفاع سد ۲۲ متر و ارتفاع گوه موردنظر ۱۵ متر است. مدول برشی مصالح بدنه سد در کرنش‌های کوچک معادل ۲۰ مگاپاسکال است.



- ۶- یک سد خاکی به ارتفاع ۳۰ متر در اطراف کرج در دست مطالعه است. کدام ضریب را برای ضریب زلزله شبه‌استاتیک این سد پیشنهاد می‌کنید؟
- الف) ۰/۳۵ ب) ۰/۳۰ ج) ۰/۲۶ د) ۰/۱۸

مراجع

۱. بازرگان، جلال و، سید داریوش اسماعیلی (۱۳۸۹) «ارزیابی و اصلاح معیار شیمیایی تشخیص پتانسیل واگرایی خاک‌های رسی»، نشریه زمین‌شناسی مهندسی دانشگاه خوارزمی، جلد چهارم، شماره ۲ صفحه ۹۱۷ تا ۹۴۲.
۲. رحیمی، حسن (۱۳۸۲)، «سدهای خاکی»، انتشارات دانشگاه تهران.
۳. رحیمی، فریدون، قنبری، علی و صادقی‌پور، امیرحسین "مطالعه پدیده واگرایی در خاکهای ریزدانه و ارزیابی نتایج روشهای مختلف شناسایی خاکهای واگرا"، چهارمین کنفرانس ملی مهندسی عمران، تهران (۱۳۸۷).
۴. شیردل، مهدی و علی قنبری (۱۳۸۹)، « بررسی تأثیر مدل‌سازی لایه به لایه در رفتار سدهای خاکی» نشریه مهندسی عمران و محیط‌زیست دانشگاه تبریز، جلد ۴۰، شماره ۲، صفحه ۸۵ تا ۹۱
۵. قنبری، علی و زریابی، سجاد (۱۳۹۳) " روشی ساده برای محاسبه مقدار نشت از پی سدهای خاکی با وجود بلانکت و دیوار آب‌بند "، مجله، شماره ۷۵، صفحه ۸۷-۹۳.
۶. قنبری، علی، "کاوشهای صحرایی در مهندسی ژئوتکنیک"، نشر پژوهشی نوآوران شریف، (۱۳۸۸)
۷. قنبری، علی، (۱۳۷۹). چهارمین کنفرانس سدسازی کشور، "زمان محتمل برای وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی"، زمینه ۵- محور ۵.
۸. قنبری، علی (۱۳۸۱)، «مطالعه آزمایشگاهی شکست هیدرولیکی در هسته سدهای خاکی»، رساله دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه امیرکبیر.
۹. نشانی اینترنتی <http://watinst.ut.ac.ir/downloads/pdf/ebooks/SmallDam.pdf>
۱۰. نشریه شماره ۶۲۴، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهوری اسلامی ایران، «راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز»، معاونت نظارت راهبردی - امور نظام فنی (۱۳۹۲).
۱۱. نورزاد، علی و حسین زاهدی (۱۳۹۲)، « طرح و محاسبه سدهای دوزنقه‌ای با مصالح شن و ماسه سیمانی‌شده»، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشریه شماره ۹۲.
۱۲. نورزاد، علی و سید مهدی نوربخش (۱۳۸۹)، « راهنمای پایش تراوش در سدهای خاکی با استفاده از اندازه‌گیری‌های دمایی»، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشریه شماره ۸۸
۱۳. نورزاد، علی و سید مهدی نوربخش (۱۳۹۱)، « راهنمای نظارت فنی بر سدها در دوران ساخت و بهره‌برداری»، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشریه شماره ۹۱.

14. AS1547 (2000), Emerson soil crumb test (AS 1289.3.8.1-1997). On site domestic wastewater management. (AS1547:2000).
15. ASTM D4647-06 Standard Test Method for Identification and Classification of
16. ASTM. 1992. Standard Test Method for Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by Pinhole Test, ASTM Designation D 4647-92.
17. Bishop, A W (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes *Geotechnique*, 5 , No.1, pp 7-17
18. Bishop, A. W., and Morgenstern, N. R. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, 10(4), 129–150. Boston, Massachusetts, 672pp.
19. Brown, C. B., Goodman, L. E.,(1963) "Gravitational stresses in accreted bodies", *Proceedings of the Royal Society of London, Series A* 276,571–576.
20. Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations*. 3rd edition. John Wiley & Sons, Inc.
21. BUREAU (1987) "Design of Small Dams", United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 3rd Edition.
22. Casagrande, A., (1937). *Seepage Through Earth Dams*, in *Contribution to Soil Mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers, Boston, P.295.
23. Chen, Z.-Y., and Morgenstern, N. R. (1983). Extensions to the generalized method of slices for stability analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 104–119.
24. CHINCOLD (1979) *Dam Construction by the Chinese People*, The Chinese National Committee on Large Dams.
25. Clough, R. W., Woodward, R., (1967) "Analysis of embankment stresses and deformations", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE 93, , 529–549.
26. Das, B. M. (1994). *Principles of Geotechnical Engineering*. 3rd edition, PWS Publishing, Co.,
27. Das, B. M., (1983). *Advance Soil Mechanics*, Hemisphere Publishing Corporation, Washington.
28. *Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test* Contained in Vol. 04.08, 2006.
29. Duncan, J.M. and Wright, S.G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons, Inc.
30. EM 1110-2-6050, (1999) "Response Spectra And Seismic Analysis For Concrete Hydraulic Structure", Appendix H, US Army Corps of Engineering.
31. EM 1110-2-6051, (2003) "Time History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures", US Army Corps of Engineering.

32. Emerson, W. W. (1964), "The Slaking of Soil Crumbs as Influenced by Day Mineral Composition," *Australian Journal of Soil Research*, vol. 2, pp. 211-217.
33. *Environmental Engineering*, 2008, 638, Hardcover, Book, XIV, 638 p. 275 illus.
34. Fakhari, A. and Ghanbari, A. (2013), "A simple method for calculation the seepage from earth dams with clay core", *Journal of GeoEngineering*, Vol. 8, No. 1, pp. 27-32.
35. Fell, R., MacGregor, P., and Stapledon, D. (1992) *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. A.A. Balkema Publishers, Brookfield.
36. Fellinius, W (1936) Calculation of the stability of earth dams, *Trans 2nd Congr Large Dams*, Wash, D C Vol.4, pp 445-65
37. Ghanbari A. and Derakhshandi M.(2007)" Using a Combined Method for Evaluating Seismic Parameters and its Effects on Hazard Analysis Curves", *Journal of Faculty of Engineering* , University of Tabriz, No. 45, pp. 59- 63. (In Farsi), ISSN : 1029-8568.
38. Ghanbari, A, Hamidi, A and Abdolazadeh, N. (2013) "A Study of the Rockfill Material Behavior in Large-Scale Tests", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 46(2): 125 – 143.
39. Ghanbari, A, Shams Rad, S. (2014) "Development of an empirical criterion for predicting the hydraulic fracturing in the core of earth dams", *Acta Geotechnica*, (In-Press)
40. Ghanbari, A. and Ahmadabadi, M. (2010). Pseudo-dynamic active earth pressure analysis of inclined retaining walls using horizontal slices method. *Scientia Iranica, Transaction A: Civil Engineering*, 17, No. 2, 118–130.
41. Ghanbari, A. and Zaryabi S. (2014) "A Simple Method for Calculating the Seepage at the Foundation of Embankment Dams with Blanket and Clay Trench" *Journal of GeoEngineering*, TGS, 9(1), 21-32.
42. Ghanbari, A., Davoodi, M. and Ahmadi, B. (2008). "A New Equation to Calculate The Seismic Coefficient of Pseudo-Static Analysis for The Masjed Soleiman Dam", *Dam Engineering*, Volume XIX, Issue 2, 2008.
43. Ghanbari, A., Sadeghpour, A. H., Mohamadzadeh, H. and Mohamadzadeh, M., (2008) " An Experimental Study on the Behaviour of Rockfill Materials Using Large Scale Tests", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 13, Bundle G, ISSN 1089-3032.
44. ICOLD (1989), *Rockfill dams with concrete facing*. State of art. International commission on large dams. Bulletin 70.

45. Janbu, N. (1973), "Slope Stability Computations," Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume, R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos, eds., John Wiley and Sons, New York, pp 47-86.
46. JDEC (2007), Engineering manual for construction and quality control of trapezoidal CSG dams. Japan Dam Engineering Center.
47. Knodel, P. C.(1991). Characteristics and problem of dispersive clay soils. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
48. Kokusho, T. (1980),"Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range", Soils and Foundations, 20(2), pp 45-60.
49. Kuros and Khaneiki (2007), "Water and irrigation techniques in ancient Iran", Iranian National Committee on Irrigation and Drainage, (IRNCID).
50. Makdisi, F. and Seed, H. (1978), "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations", Journal of Geotechnical Engineering, 104(7): 849–867.
51. Moradi, M., Shirgir, V. and Ghanbari A. (2014) " An Approximate Equation for the Estimation of Arching Due to the Shape and Hardness of Valley in the Earth Dams" Electronic Journal of Geotechnical Engineering,. Vol. 19, Bund. U, pp. 6343-6352.
52. Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, 15(1), 79–93.
53. NCHRP (2008), Report 611, "Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments", Chapter 8, Slopes and Embankments.
54. Saville, T.. McClendon, E.W. and Cochran, A.L. (1962). Freeboard allowances for waves in inland reservoirs. JASCE, Vol. 88, No. WW2, 93-123.
55. Schafferank, F, (1917). Über die Standicherheit durchlaessiger geschuetteter Dämme, Allge, Eauzeitung.
56. Seed, H. B. 1979. "19th Rankine Lecture: Considerations in the Earthquake Resistant Design of Earth and Rockfill Dams," Geotechnique, Vol 29, No. 3, pp 215-263.
57. SEEP/W (2007). "Seepage Modeling With SEEP/W." Geo-Slope International Ltd, Calgary.
58. Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. and Decker, R. S., (1967) "Identification and Nature of Dispersive Soils", J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol 102, No. GT1, 287-301.
59. Sherard, J.L. (1963), "Earth and Rockfill Dams", John Wiley and Sons, Inc., New York.
60. Singh R., Roy D. and Das D., (2007), "A correlation for permanent earthquake-induced deformationof earth embankments", Engineering Geology 90, 174–185.

61. Spencer, E. (1967). A Method of Analysis of Embankments assuming Parallel Inter-slice Forces. *Geotechnique*, Vol. 17(1), pp. 11-26.
62. Stello, W, (1987). "Seepage Chart for Homogeneous and Zoned Embankment" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113(9), 996-1012.
63. Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley, New York.
64. USACE (1990), EM 1110-1-1904, Settlement Analysis, U.S. Army Corps of Engineers, 1990.
65. USACE (1993), Manual EM 1110-2-1901, "Seepage Control", Appendix D, Filter Design, U.S. Army Corps of Engineers, September 30, 1986, revised April 30, 1993.
66. USACE (1993). "Seepage control in Earth foundation." EM 1110-2-1901, U.S. Army corps of Engineering, Washington, D.C.
67. USACE (1995), EM 1110-2-1908, "Instrumentation of Embankment Dams and Levees", U.S. Army Corps of Engineers, 1995.
68. USACE (1995), EM 1110-2-1911, "Construction Control for Earth and Rock-Fill Dams", U.S. Army Corps of Engineers, 1995.
69. USACE (1995), EM 1110-2-2200, "Gravity Dam Design", U.S. Army Corps of Engineers, 1995.
70. USACE (2003), EM 1110-2-1902, Stability of Earth and Rock-Fill Dams, U.S. Army Corps of Engineers, 2003.
71. USACE (2004), EM 1110-2-2300, General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams, Appendix B, Filter Design, U.S. Army Corps of Engineers, July 30, 2004.
72. USACE (2004). "Seepage Control." EM 1110-2-2300, U.S. Army corps of Engineering, Washington, D.C.
73. USBR (1977), "Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams", United States Department of Interior Bureau of Reclamation, A Water Resources Engineering Monograph, No. 19.
74. USBR (1987). "Embankment Dams." Chapter 5, Seepage analysis, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington, D.C.
75. USBR (1991). "Characteristics of Dispersive and Problems Clay Soils,". Technical Report, R -91-09. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington, D.C.
76. Vanicek, I. and Vanicek M. (2008), *Earth Structures, In Transport, Water and*
77. Vitharana, N., Bell, G., Jensen, J. and Sinha, J. (2002), "Seismic Assessment of Wyngala Concrete Gravity Dam and Intake Towers", ANCOLD 2002 Conference on Dams.

78. Westergaard H. (1933), "Water pressure on dams during earthquake".
Transactions, ASCE 98; 418-433.

واژه‌نامه

انگلیسی - فارسی

abutment	تکیه‌گاه
additives for concrete	افزودنی‌های بتن
adit	تونل اکتشافی
alkali aggregate reaction	واکنش قلیایی سنگدانه
arch dam	سد قوسی
arching	قوس زدگی
asphalt concrete	بتن آسفالتی
asphalt faced rockfill dam (afrd)	سد سنگریز با رویه آسفالتی
asphalt core rockfill dam (acrd)	سد سنگریز با هسته آسفالتی
bentonite	بتونیت
blanket	بلانکت (پتوی رسی)
borehole	گمانه
buttress dam	سد پشت‌بنددار
camber	گرده‌ماهی
cation exchange capacity (cec)	ظرفیت تبادل کاتیونی

cavitation	کاویتاسیون
chute	شوت (تندآب)
coarse aggregate	درشت‌دانه
cofferdam	سد فرعی (فراز بند)
collapsible soil	خاک فروریزشی
concrete dam	سد بتنی
concrete face rock fill dam (cfrd)	سد سنگریز با رویه بتنی
consolidation	تحکیم
construction	ساخت
construction joints	درزهای اجرایی
crest level	رقوم تاج
crest of dam	تاج سد
cross-section	مقطع عرضی
culvert	کالورت
curing	عمل آوری، نگهداری
cut-off wall	دیوار آب‌بند
dam axis	محور سد
dead water level	رقوم مرده آب مخزن
design criteria	معیار طراحی
design earthquake	زلزله طرح
design flood	سیل طراحی
dewatering	خشکه‌اندازی
discharge	دبی
dispersive	واگرا
diversion dam	سد انحرافی

double curvature dam	سد دو قوسی
downstream face	وجه پایین دست
drain chimney	زهکش دودکشی
drainage	زهکشی
drilling	حفاری
durability	دوام
earth dam	سد خاکی
earthfill	خاکریز
earthquake	زلزله
effective stress analysis	تحلیل تنش مؤثر
embankment dam	سد خاکی
energy dissipation	زائل شدن انرژی
erosion	فرسایش
exchangeable sodium (es)	سدیم قابل تبادل
exchangeable sodium percent (esp)	درصد سدیم قابل تبادل
expansive soil	خاک تورم پذیر
factor of safety	ضریب اطمینان
failure surfaces	سطوح گسیختگی
far field	میدان دور
fault	گسل
fetch	طول آزاد دریاچه
filter	فیلتر
fine aggregate	ریزدانه
finite differences method	روش تفاوت های محدود

finite element method	روش اجزای محدود
flood hydrograph	هیدروگراف سیل
flow net	شبکه جریان
fly ash	خاکستر بادی
foundation treatment	اصلاح پی
freeboard	ارتفاع آزاد
gallery	گالری
gate	دریچه
geophysical exploration	کاوش‌های ژئوفیزیکی
grading	دانه‌بندی
gravity dam	سد وزنی
grouting	تزریق
grouting curtain	پرده تزریق
heel	پاشنه
homogeneous embankment	سد همگن
hydraulic gradient	گرادیان هیدرولیکی
ice loading	بارگذاری یخ
in situ tests	آزمایش‌های صحرائی
inspection	بازرسی
instrumentation	ابزار دقیق
internal friction angle	زاویه اصطکاک داخلی
karstic foundation	پی کارستی

liquefaction	روان‌گرایی
maximum design earthquake (mde)	حداکثر زلزله طرح
maximum water level (mwl)	رقوم حداکثر آب
method of slice	روش قطعات
mineralogy	کانی‌شناسی
mix design	طرح اختلاط
near field	میدان نزدیک
normal water level (nwl)	رقوم نرمال آب
overtopping	روگذری
overturning	واژگونی
particle breakage	شکست ذرات
particle shape	شکل دانه‌ها
peak ground acceleration	حداکثر شتاب زمین
percent sodium (ps)	درصد سدیم
permeability	نفوذپذیری
phreatic line	خط آزاد آب
pinhole test	آزمایش سوراخ سوزن
pipng	رگاب
pozzolan	پوزولان
principal stresses	تنش‌های اصلی
problematic soils	خاک‌های مشکل‌آفرین

regulatory dam	سد تنظیمی
remold	بازسازی شده
reservoir	مخزن
reservoir dam	سد مخزنی
riprap	سنگچین (ریپ-راپ)
rockfill	سنگریز
rockfill dam	سد سنگریز
roller compacted concrete (rcc)	بتن غلطکی
rubber dam	سد لاستیکی
sand boiling	جوشش ماسه
seepage	تراوش
segregation	جداشدن دانه‌ها
seismic coefficient	ضریب لرزه‌ای
shearing resistance	مقاومت برشی
sheepsfoot	پاچه‌بزی
shrinkage	انقباض
sliding criteria	معیار لغزش
sodium absorption ratio (sar)	نسبت جذب سدیم
spillway	سرریز
starter dam	سد اصلی
steady state seepage	تراوش حالت پایدار
stilling basin	حوضچه آرامش
stress distribution	توزیع تنش

۳۴۳

tailing dams	سد باطله
toe	پنجه
total dissolved salt (tds)	کل املاح محلول
total stress analysis	تحلیل تنش کُل
transient seepage	تراوش گذرا
transition zone	ناحیه انتقالی
tunnel	تونل
uncertainty	عدم اطمینان، عدم قطعیت
underground dam	سد زیرزمینی
uplift	زیرفشار
valley shape	شکل دره
value engineering	مهندسی ارزش
vibratory roller	غلطک ارتعاشی
water quality	کیفیت آب
water seals	آب‌بندها
waterproofing	آب‌بندی
wave height	ارتفاع موج
weathering of rock	هوازدگی سنگ
yield	تسلیم
zoning of dams	ناحیه‌بندی سد



Kharazmi University

Principles of Earth Dam Engineering

Ali Ghanbari Ph.D



ISBN: 978-964-6706-90-3



9

789646

706903