سدهای خاکی و راهکارهای بهسازی آنها

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران eima.elyasian@gmail.com

۱- مقدمه:

در این نوع سدها، تاسیسات ثابت و ویژه عموما از اهمیت کمتری نسبت به سدهای بتنی برخوردار بوده و ابزار و تجهیزات سیار و قابل جابجایی نقش بیشتری دارند. بنابراین کارگاه تعمیر وسایل نقلیه جزء تاسیسات عمومی و مهم در اجرای چنین سدهایی می باشد. در این مورد، طراحی شبکه جاده های دسترسی به ارتفاع های مختلف سد دارای اهمیت ویژه ای خواهد بود که همچنین برای اجرای پی کنی ها یا حفاری ها و نیز برای رساندن مواد و مصالح به سایت مورد استفاده قرار می گیرند. تجهیزات مربوط به اجرای حفاری ها و پی کنی و استخراج معادن در این نوع سدها مشابه سدهای بتنی است.

تجهیزات انتقال، پخش و تحکیم بستگی به نوع مصالح، مشخصه های جاده های دسترسی، فاصله معدن قرضه از سد و ... دارد.

تجهیزات آبدهی -به منظور تنظیم مقدار رطوبت مواد رسی معمولا در محل معدن قرضه نصب می شود و در صورت نیاز مانیتورهای آبدهی خاکریز سنگی در محل -در طول اجرا بر روی سد تعبیه می شوند. برای بتن ریزی و اجرای هر کدام یک از مسیرهای انحرافی رودخانه، خروجی تحتانی، آبگیرها، سرریز، آببندها-، برج های آبگیر، تاج و غشای بتن بالادست معمولا لازم است که یک کارگاه اختلاط کمکی ایجاد شود که علاوه بر آن ممکن است برای ساخت و اجرای تاسیسات استفاده شود.

مصالح بدنه که شامل فیلترها می باشند، از محلهای قرضه معدنی یا شنی و نزدیکترین مصاللح رس روزمینی به محل کار و در صورت امکان در همان حالت طبیعی و دست نخورده، تامین خواهند شد. باید در مورد جنس و کیفیت و دانه بندی مصالح یاد شده تحقیق عمیق و دقیقی به عمل آید تا مجبور نباشیم برای این مصالح کارگاه برپا کنیم.

۲- اجرای مصالح آب بند قیری:

در حالتی که سد دارای یک سطح بتنی آسفالتی نفوذناپذیر در سمت بالادست است و یا یک هسته آسفالتی دارد، لازم است که به این منظور یک کارگاه بتن آسفالتی برپا شود، همچنین دانه بندی مصالح، اختلاط، کیفیت شیب لایه های مختلف (پرداخت سطح، نفوذناپذیری و زهکشی) و زاویه شیب و اقلیم شناسی منطقه باید به دقت مطالعه شوند. مصالح سنگی همچنین ممکن است از کارگاه تهیه مصالح برای ساخت بتن فراهم شوند.

۳- اجرای بتن ریزی:

معمولاً بهتر است که بتن ریزی همه بلوک ها کم و بیش همزمان صوررت گیرند و اختلافی برابر یک یا دو لایه بین یک بلوک و بلوک بعدی وجود داشته باشد که باعث می شود سد یک نمای دندانه ای پیدا کند. با این وجود، در سدهای بزرگ با کارگاه های بتن ریزی بزرگ، بتن ریزی قسمتهای بالایی سد باید تدریجاً شروع شود به خاطر اینکه اجرای تاج سد قدری پیچیده و آرام صورت می گیرد و در نتیجه احتیاج به بتن کمتری در روز خواهیم داشت. به این ترتیب، بلوک های تاج سد همزمان با بلوک های دیگر قسمت ها که در حال اجرا شدن هستند می توانند اجرا شوند و بدین طریق احتیاجات بتن ریزی ما با ظرفیت دستگاهها مطابقت خواهند داشت. راه حل دیگر این است تا کارگاه بتن ریزی اصلی را متوقف و برای اجرای تاج سد از کارگاه کمکی استفاده کنیم.

۴- برنامه زمان بندی اجرایی برای سدهای خاکی :

این برنامه، همانند برنامه ای است که برای اجرای یک سد بتنی به کار می رود و همچنین بصورت یک شکل گرافیکی نشان داده شده است. رنگهای مختلف یا بعضی روش های دیگری که در یک پروفیل یا پروفیل های مختلف سد نشان داده شده اند، به این منظور است تا ضخامتهای مختلف مصالحی که در هر ماه اجرا خواهند شد را نشان دهند. بر خلاف سدهای بتنی، درزهای طولی فقط از تماس نوع های مختلفی از مصالح بوجود می آیند که عبارتند از :پشت ریز، خاکریز پایین دست /بالادست، فیلترها، هسته نفوذ ناپذیر، رویه های کار و غیره. در این صورت حجم مصالح مورد نیاز سد از کف رودخانه، بالای 2یا 3متر ضخامت لایه ها محاسبه شده است. تکنیک ساخت بصورت پخش لایه هایی در ضخامت هایی است که با استفاده از تجهیزات موجود می توان آنها

را متراکم کرد. این ضخامت بسته به نوع مصالح نظیر سنگ، خاک، رس نفوذ ناپذیر و غیره تغییر می کند. در این نوع سد، شرایط آب وهوایی خیلی مهم می باشد زیرا همزمان با عملیات پخش مصالح سنگی و متراکم کردن آن هنگامی که باران می بارد، خاکریز و هسته های رسی باید تحت شرایط رطوبت بهینه پخش و متراکم شوند. این مورد تا حد زیادی روی برنامه ریزی اجرایی تاثیر دارد. آنچه در زیر می آید عوامل وضعیتی است که در برنامه ریزی اجرایی یک سد خاکی موثرند: 1. ضخامت قابل قبول لایه، برای هر دو مورد هسته نفوذ ناپذیر و سنگریزه ای یا خاکریزی. در این مورد، ضرورت ندارد که ضخامت لایه های هر روز کاری با هم مطابقت داشته باشند بلکه باید به گونه ای باشد که به حد کافی متراکم شوند.

2. تعداد گذر های (عبور و مرورهای) مورد نیاز توسط تجهیزات متراکم کننده برای هر نوع مصالح، که به دانسیته مورد نیاز بستگی دارد.

3. میزان رطوبت بهینه برای متراکم کردن هسته نفوذ ناپذیر یا خاکریزی.

4. کیفیت سنگریز و درصد قابل قبول مصالح ریزتر از 25میلی متر.

5. شرایط آب و هوایی فصلی.

6. تأثیر تشکیلات زمین شناسی محلی روی پی ها.

7. توپوگرافی و نوع عکس هوایی محل سد. این اطلاعات به منظور ترسیم شبکه راه برای پخش انواع مختلف مصالح در جبهه های مختلف کاری موردنیاز می باشند.

8. پلان انحراف رودخانه.

9. اجرای دیوار آببند که مصالح نفوذ ناپذیر سد را به سنگ بستر یا لایه سربار اتصال می دهد و باید مدت ها قبل از قرار گیری لایه های ستگریزه یا هسته کامل شده باشد تا از بوجود آمدن تأخیرات آینده جلوگیری به عمل آید و بر اساس برنامه اجرایی دنبال شود.

10. تاسیسات یا اجرای مجاری تخلیه تحتانی، آبگیرها و سایر اعضای آبزدایی.

11. اتمام رویه ها همزمان با اجرا و بالا رفتن سد، مخصوصاً وقتی که رویه بالادست با یک لایه نفوذ ناپذیر پوشیده می شود.

12. نیاز احتمالی به پر کردن جزئی مخزن سد در رقوم داده شده. این موضوع اجرای مقاطع کوچک شده بدنه سد را معین می کند.

13. تأثیر سرریز سد بر روی اجرا.

14. اجرای لایه نفوذ ناپذیر در رویه بالادست سد.

15. زمان مسدود کردن تونل انحراف یا حالت های اجرای آن در صورتی که سد در حالت آبگیری باشد.

16. تزریق کردن پی ها.

۵- میزان تولیدی کارگاه مصالح سنگی:

در این مورد، تولیدی کارگاه ظرفیت تجهیزات استخراج، حمل و نقل، ریختن بتن، پخش و متراکم سازی است که برای انواع مختلف مصالح تشکیل دهنده بدنه سد استفاده می شود. برای رسیدن به این خروجی ، تخمین های پی در پی و متوالی زده میشود تا اینکه یک راه حل مناسب پیدا شود.

ضروری است تا رابطه نرخ اجرای احتمالی با میزان سرمایه گذاری بر روی تجهیزات محاسبه شود.

همچنین این را باید در نظر داشته باشیم که قبل از ریختن یک لایه جدید، زمان معینی برای آزمایشگاه یا تجهیزات متراکم سازی هسته به منظور تراکم کافی لایه قبلی مورد نیاز است.

در مواقعی که با زمین و خاک رسی سر و کار داریم، توصیه می شود که یک سطح شیب دار برای رواناب تدارک ببینیم.

۶- سدهای سنگی با رویه نفوذ ناپذیر:

سدهای سنگی با رویه بالا دست نفوذ ناپذیر، معمولاً به کوتاهترین زمان اجرا نیاز دارند. زیرا در این مورد تنوع مواد خیلی کم است

و کار را می توان در لایه های کامل اجرا کرد. علاوه بر این، در این حالت باران مشکلی بوجود نمی آورد، برخلاف سدهای سنگی با یک هسته رسی نفوذ ناپذیر که در اثر این مزاحمت، در بعضی مواقع هسته باید پایین تر از خاکریز سنگی واقع شود. برای این نوع سد، رودخانه باید تقریباً بطور کامل منحرف شود، زیرا اصولاً سیلاب نباید از روی سد جریان داشته باشد. به هر حال، در بعضی شرایط ممکن است انحراف کامل رودخانه میسر نباشد و می بایست برای آن روکش در نظر گرفته شود.

بر این اساس می توان با استفاده از یک یا چند پروفیل از سد، همانند فوق یک برنامه زمان بندی ماهانه اجرایی تهیه نمود.

۷- حفاری روباز برای سدهای مخزنی-خاکی:

روشهایی که مربوط به احداث چنین سدهای می‌باشد با دو دسته از مسایل کلی ذیل در ارتباط می‌باشند :کیفیت پایین سنگهای فونداسیون یا چرخش آب در آنها با بستری عمیق. در دره‌های عریض با شیب ملایم سدها، این موضوع‌ها غالباً با هم روی می‌دهند. در چنین مواردی، گودبرداری و حفاری در صورتیکه عمیق باشد؛ بستر بسیار عمیق چرخش آب بتن‌ریزی شده تا مشکل خاصی ایجاد نشود. بدنه سد فقط به خاک سطحی احتیاج داشته و صخره‌های بزرگ موجود در این بخشها را باید انتقال داد. تنها مورد استثناء در این زمینه رسیدن به سطحی از corse، cut off(مقطع میانبر) یا فونداسیون پایه‌ای می‌باشد. هسته‌ای که گودبرداری برای آن انجام می‌شود دارای شرایط کارکردی بیشتری نسبت به گودبرداری برای هسته‌های مناطق خاکی می‌باشد و این امر بیش از هر چیز دیگر به مسایل مربوط به پاکسازی منطقه کاری باز می‌گردد. بررسی چنین مواردی بر اساس صخره پایه‌ای که مانع وارد شدن آب به محل می‌شود، صورت می‌گیرد. در صورتیکه بدون انجام چنین کاری، میزان گودبرداری برای رسیدن به عمقی مناسب، برای سدها بتنی کم بوده و می‌تواند فقط برای نواحی خاص از مقطع میانبری (cut off)فواندسیون یا برای دالانهای perimetricزیرهسته باعث ایجاد دردسر شود. با این حال، تعداد زیادی از آزمایشهای صورت گرفته بر روی چنین سدهایی که به همراه تغییرات پایه‌ای و مورد نیاز در میانگین بهای کل ساختار سد می‌باشد، در سالهای اخیر متأثر از هزینهٔ انرژی و مقدار تورم می‌باشد. تعداد زیادی از چنین سدهایی، در حال حاضر در سنگهای سخت (سخره‌ها) با شیب عمیق ساخته می‌شوند که در آنها ریسک انحراف در هزینه‌های حفاری و تاریخ تکمیل کار با سدهای بتنی مشابه است. بطور مختصر، برای چنین مواردی که حالتهای نمونه نامیده می‌شوند (دره‌های وسیع و شیبهای ملایم) مطالعه چگونگی گردش آب برای حفاری لازم است. ضمن در نظر گرفتن بخشهای کم اهمیت‌تر، باید گفت در خلال مدتی که حالتهای غیرنمونه‌ای رخ می‌دهند (سدهای با شیب Vشکل) مشکل عظیمتر جلوه داده و احتیاط‌های مشابهی را برای سدهای بتنی باید لحاظ نمود.

برنامه‌ریزی برای گودبرداری (حفاری):

a) راههای دسترسی به سطوح مختلف موجود در ساختار سد باید مشخص و برای استفاده در آینده تبیین شوند. برای حفاری نیز باید از چنین شبکه راههایی استفاده نمود.

b)برای حفاری اصلی در بستر رودخانه‌و بخشهای پایین دست سد، علاوه بر گودبرداری مقطعی (میانبر) و trenchهای دالان Perimetric(حداقل در نواحی مشابه سطح پایین)، باید تقدم و تأخر نیز رعایت شود. همچنین مورد لحاظ قرار دادن این مطلب که این نوع سدها فقط و فقط بصورت افقی وزن داده می‌شوند و اینکه چنین نقشی فقط باید تحت شرایط خاص یا موارد پیش‌بینی شده از سوی سدها قابل انتظار است، مهم به نظر می‌رسد.

c)حفاری در بستر رودخانه با شیب کم غالباً با عملیات انحراف رود بصورت همزمان روی می‌دهند. هنگامیکه آبراه‌هایی موجود بر روی یک یا دو طرف سد باشند، این همزمانی بیش از پیش رخ می‌نماید. در چنین مواردی برای برنامه‌ریزی باید هر دو هدف را لحاظ نموده و رعایت تقدم و تأخر مربوط به کارهای انحراف و تکمیل نیز لازم است.

d)برای موارد نمونه، بخشهای جنبی غالباً با ساختار سد بصورت همزان ساخته می‌شوند. این همزمانی در مواردی همچون زمان لازم برای حفر و بتن‌ریزی دالانهای بازرسی شده Perimetricیا مدولهای مقطعی میانبر (cuf off)صدق می‌کند. از سوی دیگر برای موارد غیرنمونه‌ای (بخشهای با شیب زیاد) عملیات حفر باید عموماً با توجه به زمان آغاز ساخت بدنه سد انجام گیرد.

e)بنا به دلایل فنی، فونداسیون چنین سدهایی در دو یا بیش از دو بخش ساخته نشده و بصورت جداگانه از فازهای مشتقی شده

رودخانه تکمیل نمی‌شود. اما ممکن است در برخی طراحی‌ها در روشهای پیشرفته، با تقسیم رودخانه به بخشهای جداگانه، این کار صورت گیرد. در چنین مواردی، بدلیل آنکه با درجه بالایی از ریسک مواجه هستیم باید با مطالعه‌ای محتاطانه عملیات گودبرداری را بررسی نماییم.

مراجع:

Borja, R.I., Chao, H-Y, Montans, F.J., & Lin, C-H. 1999. Nonlinear ground response at Lotung LSST site. J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 3, 187-197.

Dowding, C. H. & Rozen, A. 1978. Damage to rock tunnels from earthquake shaking. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, GT2, 175-191.

Dominic, A., Kausel, E. & Whittle, A. 2000. A model for dynamic shear modulus and damping for granular soils ,

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Nov. 2000.

Einstein, H. H. & Schwartz, C. W. 1979. Simplified analysis

for tunnel supports. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, GT4.

Hashash, Y. M. A., Tseng, W. S., & Krimotat, A. 1998. Seismic soil-structure interaction analysis for immersed tube tunnels retrofit. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics III, ASCE Geotechnical Special Publication No. 75, Vol. 2, 1380-1391.

Hashash, Y.M.A. & Park, D., 2001. Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi Embayment, to be published, Engineering Geology.

Kuesel, T. R. 1969. Earthquake Design Criteria for Subways. Journal of the Structural Division, ASCE, ST6, 1213-1231.

Lee, M.K.W. & Finn, W.D.L. 1978. DESRA-2, Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential. Soil Mecahnics Series No. 36, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Lee, V.W. & Trifunac, M.D. 1979. Response of tunnels to incident SH-waves, Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 105, 643-659.

Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. F., & Seed, H. B. 1975. FLUSH: A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems. Report No. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center.

Mair, R. Personal communications, 2000.

Manoogian, M.E. 1998. Surface motion above an arbitrarily shaped tunnel due to elastic SH waves, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 75, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, 754-765, Seattle.

Matasovic, N. & Vucetic, M. 1995. Seismic response of soil deposits composed of fully-saturated clay and sand layers. Proc. 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, JGS, Vol. 1, 611-616, Tokyo, Japan.

Okamoto, S., Tamura, C., Kato, K., & Hamada, M. 1973. Behaviors of submerged tunnels during earthquakes. Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Vol. 1, 544-553.

Owen, G. N. & Scholl, R. E. 1981. Earthquake engineering of large underground structures. Report No. FHWA/RD-80/195, Federal Highway Administration and National Science Foundation.

PB, 1991. Trans-bay tube seismic joints post earthquake evaluation, Bay Area Rapid Transit District, report prepared by Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Nov.

Peck, R. B., Hendron, A. J., & Mohraz, B. 1972. State of the art in soft ground tunneling.

Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New York, 259-286.
Power, M. S., Rosidi, D., & Kaneshiro, J. 1996. Volume III Strawman: Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.

بهسازی سدهای خاکی در مقابل شکست هیدرولیکی

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران eima.elyasian@gmail.com

حسین میسمی ،دکترای مهندسی عمران **h.mesam@gmail.com**

چکیده

وقوع خرابی در سدهای خاکی از دیر باز مورد توجه محققین بوده و همواره طراحان سد خاکی در اندیشه ارائه روش‌هایی برای پیش‌بینی خرابی و علاج بخشی آن بوده‌اند.آنچه در سدهای خاکی به عنوان شکست هیدرولیکی مطرح است گونه‌ای ترک خوردگی است که در اثر غلبه فشار بر تنش موجود در المان‌های خاک بوجود می‌آید. مکانیزم هایی که منجر به وقوع این رخداد می‌گردد صورتهای گوناگونی دارند و برای بدست آوردن رابطه بین فشار شکست هیدرولیکی و مشخصات خاک لازم است که روند وقوع این مکانیزم ها بصورت تحلیلی مورد ارزیابی قرار گیرد. در سدهای خاکی این پدیده از نقش مخربی برخوردار است و طراحان و مسئولین سدهای خاکی در صدد جلوگیری از وقوع آن می‌باشند. دراین مقاله به بررسی شکست هیدرولیکی و روشهای مقابله با آن در سدهای خاکی پرداخته شده است..

کلید واژه- شکست هیدرولیکی ، ترک خوردگی ،سدهای خاکی ، فرسایش درونی

مقدمه

منظور از شکست هیدرولیکی وقوع ترک خوردگی در یک توده خاکی در اثر افزایش آب روی مرزهای این محیط و لبه ترکهای موجود می‌باشد. بدیهی است که این خرابی متمایز از خرابیهایی همچون روانگرایی می‌باشد. که در آن فشار آب حفره‌ای در جریان بارگذاری سیکلیک بر تنش موثر خاک غلبه می‌نماید. یکی از قدیمی‌ترین گزارش های خرابی در سدهای خاکی مربوط به سد دیل دیک می‌باشد که در سال ۱۸۶۳ آبگیری شده و در پی آن به علت ریزش یک باران شدید دچار خرابی شده است براساس گزارش Binnie (۱۹۸۱) در این سد شکست هیدرولیکی اتفاق افتاده است. با وجود اینگونه خرابی‌ها، شناسایی پدیده شکست هیدرولیکی اولین بار در صنعت نفت مورد توجه قرار گرفته است. در این صنعت به منظور افزایش میزان بازدهی چاههای نفت اقدام به ایجاد ترک با استفاده از تزریق سیال تحت فشار بالا می‌نمایند. نخستین بار در سال ۱۹۳۲ در یک چاه نفتی در میشگان با استفاده از تزریق اسید میزان باز شدگی درزه‌ها را افزایش دادند. در این مورد خاص سنگ محیط (سنگ آهک) در اسید مورد استفاده قابل حل بوده است، لیکن از تکنیک شکست هیدرولیکی برای افزایش شعاع تاثیر چاه اولین بار در سال ۱۹۵۷ در چاه گازی در کارتراس استفاده شده است(Massarsh, 1978) از طرف دیگر محققین دانش مکانیک سنگ نیز از شکست هیدرولیکی برای تعیین مقدار تنش‌های در جا در محیط های سنگی استفاده کرده‌اند. در این روش یک سیال که عموماً آب می‌باشد تحت فشار بالا تا جایی که منجر به ایجاد ترک شود به محیط تزریق می‌گردد. شکست هیدرولیکی در برخی موارد به عنوان یک تکنیک برای نفوذ مادهٔ تزریق در محیط یا تسهیل ورود سیال به درون چاه نفت استفاده می‌شود. ولی در سدهای خاکی این پدیده از نقش مخربی برخوردار است و طراحان و مسئولین سدهای خاکی در صدد جلوگیری از وقوع آن می‌باشند.

علل وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی

فرسایش درونی

فرسایش درونی یکی از خطرناک‌ترین پدیده‌های مخرب در سدهای خاکی است خرابی ناشی از فرسایش درونی قادر است به طور ناگهانی حجم آب ذخیره شده در مخزن سد را بر روی رودخانه پایین دست جاری کند. بطور کلی هر فرآیندی که منجر به جدا شدن دانه‌ها از همدیگر و حرکت آنها در جهت زده شود، فرسایش درونی نامیده می شود. برای وقوع این وضعیت مکانیزمهای

مختلفی می توان تصور کرد که در هر یک از آنها سرعت آب وضعیت فیزیکی و یا شیمیایی دانه‌ها می‌توانند عامل فرسایش باشد. فرسایش درونی در سدهای خاکی را می توان به دو گروه کلی طبقه‌بندی کرد نوع اول در خاکهای دانه ای و نوع دیگر در خاکهای رسی اتفاق می‌افتد. فرسایش در خاکهای دانه‌ای تحت عنوان فرسایش مکانیکی مطرح می‌شود، ولی در خاکهای رسی می‌توان دانه‌های رسی می‌توان آن را فرسایش شیمیایی نامید. در فرسایش مکانیکی خوردگی مصالح دانه ای که تحت یک گرادیان هیدرولیکی بحرانی قرار گرفته اند مورد بحث است. ولی در فرسایش شیمیایی پارامترهای متعددی از قبیل کانه‌آرایی، خواص شیمیایی رس و نمکهای نامحلول آب حفره ای و آب فرساینده دخالت دارند.

پدیدهٔ رگاب

فشار آب مخزن سد باعث ایجاد نیروی زه در درون هسته می گردد. در صورتی که نیروی مقاوم در مقابل خوردگی در یک دانه خاک کمتر از نیروی محرک زه آب روی همان دانه باشد، این دانه از توده خاک جدا شده و در صورتی که فضای مناسبی برای حرکت داشته باشد شروع به حرکت کرده و جابجا می شود. هم اکنون می توان در نظر گرفت که در وجه پایین دست هسته یک سد خاکی، نیروی زه باعث می شود که دانه های خاک به طرف پایین دست حرکت کرده و وارد فیلتر شوند، بدین ترتیب طول مسیر زه کوتاهتر و گرادیان هیدرولیکی بالاتر می رود و نهایتاً دانه های دیگر با مکانیسمی نظیر فرایند فوق وارد فیلتر می شوند. این پدیده را رگاب می گویند و در طی آن فرسایش یافته به عقب منجر به خرابی نهایی می گردد

پدیده واگرایی خاکهای رسی

خاکهای واگرا خاکهایی هستند که دانه های آنها در شرایط معینی از هم فاصله می گیرند و سریعاً فرسایش یافته و به وسیله آب شسته می شوند. کاربرد چنین خاکهایی موجب بروز گسیختگی در بعضی از سدهای خاکی شده است.

وقوع واگرایی در هر کجای بدنه سد موجب می شود که یک نقطه ضعیف و مستعد ترک خوردگی ایجاد شود. خاکهای واگرا پتانسیل قابل توجهی را بر روی وقوع پدیده رگاب از خود نشان داده اند. این مسئله بخصوص در سدهای خاکی کوتاه بدون فیلتر، که اغلب ساختمان فیزیکی ضعیفی دارند، نمود بیشتری دارد

خرابی موضعی

خرابی موضعی فرسایش درونی را تسریع کرده و همچنین گرادیان هیدرولیکی را افزایش می دهد. با این حال آنچه که مفهوم شکست هیدرولیکی و خرابی موضعی ناشی از وجود یک ناحیه ضعیف در میان توده خاک را به همدیگر پیوند می دهند، ایجاد یک ناحیه تنش توسط خرابی های موضعی در توده خاک می باشد. افزایش فشار مخزن سد ممکن است موجبات گسترش ترک موضعی ایجاد شده را فراهم نماید و نهایتاً منجر به خرابی سراسری شود.

در جریان عملیات تراکم لایه های خاکریز سد، این احتمال وجود دارد که بخش کوچکی از یک لایه با تراکم مناسبی جاسازی نشود و یا اینکه به صورت خشک متراکم شود. در این موارد پس از آبگیری مخزن و رسیدن جریان آب به این ناحیه ضعیف، بخش مذکور به علت قابلیت تراکم پذیری بالا بصورت موضعی نشست می کند و در نتیجه باعث ایجاد یک ترک محلی پنهان در درون توده خاک می‌گردد.

انحلال مصالح بدنه و پی

در برخی از موارد انحلال پاره ای از مواد در خاک منجر به بروز نشستهای غیر قابل تحمل در بخشهای مختلف سدهای خاکی شده است. گزارش(1987) USBR از فراز بند سد Tiber حاکی از آن است که انحلال ژیپس موجود در خاک نشست های زیادی را بر سازه تحمیل کرده و تلاش برای اصلاح مصالح با تزریق نیز ناکام ماند. بطور کلی در انتخاب منابع قرضه و همچنین شناسایی مصالح پی سدها، میزان مواد محلول می بایست مورد توجه واقع شود. در صورت بکارگیری این مواد انتظار خرابی های موضعی در بدنه و پی وجود دارد و متعاقب آن مکانیزمهای فرسایش درونی ممکن است موجب تشدید خرابی گردند.

فرسایش تماسی

برخی از آبرفتهایی که بعنوان پی سدهای خاکی مورد استفاده قرار می گیرند از ساختار لایه ای برخوردار هستند. در چنین مواردی امکان حرکت دانه های ریز در مرز بین لایه ها وجود دارد که این پدیده فرسایش تماسی نامیده شده است. وقوع این خرابی در پی سدها مقدمات ترک هیدرولیکی در نواحی کم تنش را بوجود می آورد.

زمان محتمل برای وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی

خاکهای حاوی ریزدانه با تغییر شرایط زهکشی، تحکیم ومیزان اشباع رفتارهای متفاوتی از خود نشان می دهند. بر همین اساس برای تحقیق رابطه بین شکست هیدرولیکی و مشخصات خاک لازم است وضعیت شرایط مذکور در زمان وقوع خرابی تبیین گردد. به طور کلی شرایطی که خاک در وضعیت خرابی دارا می باشداز سه جهت حائز اهمیت می باشد: سطح تنش خاک، میزان فشار آب و وضعیت مقاومت خاک.

کاهش سطح تنش

کاهش سطح تنش در توده خاک باعث می شود که فشار لازم برای ایجاد و توسعه ترک کاسته شود. بنابراین مناطقی از سد که به دلیل دچار کاهش سطح تنش شده اند در معرض خطر ترک هیدرولیکی قرار دارند. مهم ترین عوامل موثر در سطح تنش عبارتند از: نشست های اختلافی، قوس زدگی هسته و ترک خوردگی، نشست اختلافی می تواند در اثر شیب تند تکیه گاهها، اختلاف جنس مصالح پی، وجود یک سازه ناهمگن در داخل بدنه و یا نا همگنی توزیع آب مخزن در پی سد بوجود آید.همچنین قوس زدگی نیز به سه صورت عرضی (بین هسته و پوسته)، طولی (بین بدنه سد و تکیه گاهها) و موضعی (دراز ناهمواریهای پی) ظاهر می گردد و در هر سه حالت سطح تنش توده خاک کاسته می گردد. در هر یک از مکانیزم های مذکور اگر سطح تنش به حدی باشد که توده خاک دچار ترک خوردگی شود، تمرکز تنش ها در نوک ترک به نحوی است که گسترش آن از طریق فشار آب و پدیده شکست هیدرولیکی را تسهیل می کند.

افزایش فشار آب

اگر فشار آب در یک توده خاکی افزایش یابد، احتمال بروز ترک هیدرولیکی افزایش می یابد. منظور از فشار آب، فشار آب منفذی نمی باشد و بلکه فشار آبی که بر دیواره ترک وارد شده و سعی دارد این ترک را گسترش دهد، مورد نظر می باشد. این فشار در اثر آبگیری مخزن افزایش یافته و به واسطه تخلیل مخزن کاهش می یابد. فشار آب حفره ای به هر مقداری که باشد قدرت ایجاد ترک در توده خاک را ندارد بلکه منجر به پدیده روانگرایی می گردد. ولی افزایش فشار آب در لبه یک توده (بدون نفوذ در آن) می تواند در این توده ترک ایجاد کرده و آنرا گسترش دهد. در جریان ساخت سد قاعدتا مخزن هنوز آبگیری نشده است و بنابراین فشار آب برای وقوع شکست هیدرولیکی وجود ندارد. با این حال در اثر تراکم لایه های خاک و کاهش حجم فضای خالی بین دانه ها، آب مورد استفاده در حین اجرا موجب ایجاد گونه ای فشار آب حفره ای می گردد و نهایتا ممکن است به طور موضعی ترکهایی در داخل بدنه ایجادنماید. با افزایش ارتفاع سد این ترکها تحت تنش بیشتری از طرف خاک قرار گرفته و غالبا بسته می شوند. اولین آبگیری از سد حداکثر افزایش فشار آب در هسته را بوجود می آورد. قبل از آن تقریبا فشار آبی در هسته وجود نداشته است و اگر این آبگیری هم با سرعت انجام پذیرد نفوذ به داخل هسته را نخواهد داشت هر چه از این زمان بگذرد اختلاف فشار آب بیرون و درون هسته کمتر شده و از احتمال ترک هیدرولیکی نیز کاسته می گردد.نهایتا در دراز مدت این دو فشار یکسان می گردند.

زمان حداقل مقاومت خاک

برای جلوگیری از وقوع ترک هیدرولیکی پارامترهای مقاومتی خاک در حالتهای برشی (چسبندگی و اصطکاک) و کششی (مقاومت کششی) حائز اهمیت می باشند. مطالعه تغییرات مقاومت کششی خاک در طول عمر سد از اهمیت برخوردار نیست ولی پارامترهای مقاومت کششی نقش قابل توجهی دارند و با تغییر شرایط تحکیم، اشباع و زهکشی خاک تغییر می کنند.بر اساس نتایج آزمایشگاهی نمونه هایی که در حالت تحکیم نیافته و اشباع شده آزمایش شده اند، مقاومت کمتری نسبت به نمونه های غیر اشباع از خود نشان داده اند. با یان حال مقاومت نمونه های تحکیم یافته از هر دوی آنها بیشتر می باشد، همچنین آزمایش های (LoandKaniaru.1990) این نتیجه گیری را تایید می کنند. علاوه بر بحث های فوق کاهش مقاومت خاک به طور موضعی در

اثر بروز فرسایش درونی محتمل است. با این حال به طور معمول اگر مصالح هسته از پتانسیل بالایی برای ایجاد فرسایش های درونی (واگرایی،رگاب،رمبندگی و ...) برخوردار باشند، می بایست در سالهای اولیه بهره برداری از سد اثر خود را نشان دهند. از جمله این خرابی های توان به خرابی ناشی از وجود ماسه های پوک در پی اشاره کرد. این گونه پی ها بارهای وارده هنگام ساختمان سد را تحمل کرده و سپس هنگام اشباع شدن در اولین آبگیری مخزن دچار نشت شده و یا فرو می ریزند. همچنین انحلال مصالح و سیمان بین دانه های پی و حرکت آنها به درون درزه و ترکها می تواند باعث ایجاد مناطق ضعیف در پی شود.

ارزیابی مکانیزم های خرابی ناشی از شکست هیدرولیکی

برای وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی پنج مکانیزم اصلی وجود دارد:

الف) ایجاد ترک هیدرولیکی در اثر نشست های اختلافی:پس از بروز نشست های اختلافی برخی از مناطق سد دچار کاهش تنش و یا ترک خوردگی می گردند که در این وضعیت با ورود فشار آب مخزن به ناحیه کم تنش امکان وقوع ترک هیدرولیکی با هر دو مد برشی در حالت اشباع نشده و یا تحکیم نیافته و اشباع شده استفاده کرد.[۷-۴]

ب) ایجاد ترک هیدرولیکی در اثر قوس زدگی:قوس زدگی بین هسته و پوسته و همچنین بین هسته و تکیه گاه ها موجب کاهش سطح تنش در هسته می گردد. این کاهش تنش شرایط بروز ترک هیدرولیکی را تسهیل می نماید. در این حالت نیز می توان از مدهای کششی و برشی در حالت اشباع نشده استفاده کرد. در صورتیکه که مصالح هسته از نفوذ پذیری بالایی برخوردار نباشند ممکن است بخش های تحتانی هسته در حالت اشباع شده عمل نماید.

ج)ایجاد ترک هیدرولیک در اثر گسترش ترک ایجاد شده در وجه بالادست هسته: تمرکز تنش در نوک ترک و یا نامتقارنی وجه بالا دست هسته باعث می گردد که گسترش ترک با مد کششی به راحتی صورت پذیرد. برای ایده آل سازی رفتار این مکانیزم می توان از مد کششی با شرایط اشباع نشده استفاده کرد. د)ایجاد ترک هیدرولیکی در اثر فشار بالای تزریق: تزریق از گالری به درون بدنه سد و یا از تاج به پی بوسیله نفوذ سیال پر فشار انجام میگردد. این عملیات می تواند منجر به ایجاد ترکهایی در سد گردد. گمانه های تزریق به شکل دایره هایی با قطر حفاری می شوند و فشار تزریق بوسیله پمپ در درون آنها ایجاد می گردد. با توجه به سطح فشار تزریق و همچنین سطح تنش خاک تحت تزریق هر دو مد کششی و برشی برای وقوع ترک هیدرولیکی محتمل هستند. در صورتی که تزریق در دوران ساخت یا آبگیری باشد معمولاً شرایط اشباع نشده برقرار است ولی اگر مدت زمان زیادی از آبگیری گذشته باشد می توان از نتایج نمونه های اشباع شده استفاده کرد. میزان تحکیم یافتگی تابع زمان گذشته سد است ولی معمولاً پی تحکیم یافته عمل می کند. هـ) ایجاد ترک هیدرولیکی در اثر خرابی های موضعی:خرابی های موضعی باعث بوجود آمدن یک ناحیه کوچک فرسایش یافته در گوشه ای از سد می شوند. مهم ترین آنها فرسایش بین هسته و پی سنگی است که در اثر بروز قوس زدگی در این ناحیه اتفاق می افتد. همچنینی بین هسته و سازه های صلب نظیر گالری و یا دیواره سر ریز ممکن است جدا شدگی بوجود آمده و فشار آب از طریق ایجاد فرسایش نماید. در این صورت ترک هیدرولیکی به صورت ترکیبی با فرسایش و به مرور زمان موجب خوردگی گوشه ای از بدنه می گردد. با این حال می توان کل ناحیه فرسایش یافته را به عنوان یک ترک از پیش موجود در نظر گرفته و وقوع ترک هیدرولیکی در آن را با مکانیزم ارائه شده در بخش (ج) ارزیابی نمود. از جمله این خرابی ها به وقوع خرابی‌های می‌توان موضعی در رس های واگرا و یا رمبنده اشاره کرد

نتیجه‌گیری

هر چه سطح تنش و مقاومت خاک از میزان کمتری و فشار آب از میزان بالاتری برخوردار باشد احتمال وقوع شکست هیدرولیکی بیشتر است. عمدتا کاهش سطح تنش در پایان ساخت سد و حداکثر پس از آبگیری و نفوذ آب به پی اثرات خود را نشان دهد. بنابراین زمان محتمل در این ارتباط برای وقوع ترک هیدرولیکی اولین آبگیری از مخزن سد می باشد.

هر چه سطح تنش و مقاومت خاک از میزان کمتری و فشار آب از میزان بالاتری برخوردار باشد احتمال وقوع شکست هیدرولیکی بیشتر است . احتمال اصلی بروز شکست هیدرولیکی سالهای اولیه بهره برداری از سد می باشد. هر چند که وجود ناهمگنی هایی در پی و یا فرسایش درونی هسته ممکن است در درازمدت منجر به خرابی گردد ولی احتمال این موارد چندان زیاد نیست.

مراجع

[1]- حرکتهای زمین و روانگرایی خاک در حین زلزله، تألیف اچ. بی. سید و آی. ام. ادریس ترجمهٔ سعید منتظر القائم

[۲] - پایان نامهٔ کارشناسی؛ مطالعه پدیده روانگرایی در پی سدهای خاکی؛ مسعود غفاروند

[3] - مجلهٔ ژئوتکنیک و مقاومت مصالح؛ مقالهٔ دکتر سید مجدالدین میر محمد حسینی؛ دانشیار دانشکدهٔ عمران دانشگاه صنعتی امیر کبیر; ۱۳۸۱.

[4] - زمین شناسی مهندسی و ژئوتکنیک؛ تألیف حسین معماران؛ انتشارات دانشگاه تهران

[5] - بررسی پتانسیل واگرایی خاک هسته ناتراوای یک سد خاکی؛ مجموعه مقالات دومین سمینار بین‌المللی خاک و پی ایران؛ اورنگ فرزانه، فرج ا.. عسگری عضو کمیته مواد و مصالح دبرای سدهای خاکی

[6]- تورم و واگرایی خاکها از دید مهندس ژئوتکنیک؛ فرج ا... عسگری – علی فاخر

[۷] - رسالهٔ دکتری؛ شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی؛ دکتر علی قنبری (مهندسین مشاور قدس نیرو)

روشهای مقابله با پدیده واگرایی در سدهای خاکی

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران eima.elyasian@gmail.com

حسین میسمی ،دکترای مهندسی عمران h.mesam@gmail.com

چکیده - خاکهای ریز دانه خاصی در طبیعت وجود دارد که به محض تماس یافتن با آن ،به سرعت شسته می شود.این خاکهاکه معمولا از نوع رس هستند، در صورت قرار گرفتن در معرض جریان آب حتی اگر سرعت جریان کم باشد به سهولت شسته می شوند و فرسایش می یابند. در دو دهه اخیر مساله واگرایی خاک در جریان مطالعات اولیه ونیز اجرای تعداد قابل ملاحظه ای از سدهای خاکی بزرگ کشور مانند سدهای مارون ،۱۵ خرداد،طالقان وشهید یعقوبی مطرح شده و مورد بررسی قرار گرفته است .شایان ذکر است خطر پدیده واگرایی برای هسته رسی سدهای خاکی به اندازه ای مهم است که طراح و متخصص ژئوتکنیک هر سد خاکی ،ناگزیر باید در همان مرحله اولیه مطالعات بداند آیا خاک خاصیت واگرایی دارد یا نه. در بعضی موارد، علاوه بر واگرا بودن خاک در دسترس برای هسته سد، خاک پی و دیواره‌های محل احداث سد نیز تا عمق زیادی واگرا است. دراین مقاله به بررسی روشهای مقابله با مشکلات ناشی از پدیده واگرایی در سدهای خاکی پرداخته شده است.

کلید واژه– واگرایی ، هسته رسی ،سدهای خاکی ، آب شستگی ، ترک خوردگی

مقدمه

مسئله آب شستگی در خاکهای واگرا از جمله مسائلی است که در دو دهه اخیر توجه بسیاری از محققان و مهندسان را به خود جلب کرده است و در نتیجه تحقیقاتی که در همین دو دهه در این زمینه انجام شده نقش پدیده واگرایی در آب شستگی بسیاری از خاکریزها، سدهای خاکی و دیواره های کانالهای خاکی معلوم گردیده است .شناخت پدیده واگرایی علت اصلی بسیاری از آب شستگی ها را که تا پیش از این مبهم بود روشن ساخته است. نخستین بار در سال ۱۹۳۰ میدلتون پدیده واگرایی را یکی از عوامل موثر در فرسایش خاکهای ریز دانه معرفی کرده و بالا بودن درصد املاح سدیم را در خاکهای واگرا یکی از مهمترین ویژگی های آنها دانسته است. در سال ۱۹۳۵تا۱۹۳۸ ولک (Volk) نیز واگرایی خاک ها را دلیل اصلی بسیاری از خرابیهایی دانست که در سد های خاکی کوچک و بند هاو خاکریزهای طراحی شده در سازمان حفاظت خاک آمریکا(Scs) مشاهده شده بود این سد ها پس از اولین آبگیری خراب شده بودند.در خلال سالهای ۱۹۶۰تا۱۹۷۰(Erobil clays) تحقیقاتی که اغلب در استرالیا و بر روی علل تخریب سدهای خاکی کوتاه انجام گرفت به شناخت بهتر رسهایی که به سهولت شسته میشدند منجر گردید. در سال ۱۹۶۵ وود وایکیسان(Wood and Aitchison) پدیده رگاب را در سد های خاکی کوتاه با در نظر گرفتن اثر نوع خاک، نسبت جذب سدیم ،میزان املاح آب موجود در خاک و انجام دادن آزمایشهایی برروی نمونه هایی از خاکهای سد های تخریب شده بر اثر این پدیده مورد بررسی قرار دادند .در سال۱۹۶۹اینگل و ایکیسان(Ingle and Aitchison) نتایج بررسی خود را در زمینه نحوه تاثیر شیمی آب و خاک در پدیده واگرایی و همچنین تاثیر درزها و ترکها در آب شستگی های داخلی عرضه کرده اند و با توجه به این نتایج

حدود سدیم تبادلی رادر خاکای واگرا وغیر واگرا تعیین نمودند[۴].در خلال سالهای ۷۲-۱۹۷۱ شرارد وچند تن از محققان دیگر تحقیقات انجام شده تا آن زمان را با دامنه گسترده تری در آمریکا ادامه دادند و اثر پدیده رگاب را در سه گروه اصلی از سازه های خاکی ساخته شده از خاک رس را بررسی نمودند.

عوامل موثر در پدیده واگرایی

نمک های محلول در آب منفذی

وجود سدیم در خاک‌ها منجر به افزایش پتانسیل اسمزی و کاهش نیروهای جاذبه واندروالسی بین ذرات و در نتیجه واگرایی خاکهای رس می شود برای اینکه خاکی واگرا باشد باید غلظت املاح محلول در آب منفذی آن از حدی بیشتر باشد. نتایج آزمایشهای شرارد نشان میدهد که اکثر خاکهایی که در آنها غلظت املاح محلول در آب منفذی از یک میلی اکی والان گرم در لیتر کمتر است واگرا نیستند

خصوصیات شیمیایی آب در تماس با خاک

در آزمایشهایی که روی رسهای واگرا انجام یافته، مشاهده شده است که افزایش غلظت املاح در آب، فرسایش خاک را متوقف می‌کند [۴]. براساس این آزمایشها واگرا بودن یا نبودن یک خاک به غلظت املاح آب در تماس با آن نیز بستگی دارد.

ترک خوردگی

از آنجائیکه شسته شدن خاکهای واگرا مستلزم شرایطی است که یکی از آنها، وجود ترکها یا منافذ بزرگ در خاک است، بررسی و اطلاع از نحوهٔ ایجاد ترکها در سازه های مجاور آب دارای اهمیت است. به طور کلی ترکهای انقباضی، ترکهای ناشی از نشست نامساوی ، ترکهای ناشی از عمل قوسی شدن و ترکهای هیدرولیکی در خاکریزها و سدهای خاکی بوجود می‌آیند.

کانی‌های تشکیل دهندهٔ خاک رس

به نظر می رسد که وجود کانی‌های مونت موریلونیت در رسها و قرارگیری یونهای سدیم در میان لایه های میانی آنها، یکی از علل اصلی بروز پدیده واگرایی باشد.

میزان تراکم و درصد رطوبت

میزان تراکم و درصد رطوبت خاک از عواملی هستند که چگونگی تأثیر آنها بر میزان واگرایی به خوبی روشن نیست بطوریکه در بعضی موارد کاهش درصد رطوبت باعث کاهش میزان واگرایی خاک مستعد واگرایی در یک خاکریز یا سد خاکی می‌باشد.

حدود اتربرگ

به نظر می‌رسد که بین واگرایی خاک و حدود اتر برگ ارتباط خاصی وجود نداشته باشد. آزمایشهای مختلف برروی بسیاری از خاکهای بر جا مانده از هوازدگی مانند بازالت، دیوریت وگنیس نشان داده است که این خاکهاخاصیت واگرایی ندارند. به این ترتیب به نظر می‌رسد که لای‌های دارای خاصیت خمیری متوسط تا زیاد واگرا نیستند.

درصد رس

نتایج بررسی‌های انجام شده نشان داده است که بین ذرات رس در خاکهای واگرا و غیرواگرا تفاوتی وجود ندارد. البته در صورتی که میزان ذرات کوچکتر از۰/۰۰۵ میلیمتر در خاک کمتر از ۱۲ درصد باشد، نیازی به بررسی واگرایی خاک نیست. در این موارد رفتار تودهٔ خاک، تابع ذرات بزرگتر است و واگرا بودن یا نبودن ذرات رس تاثیری در این رفتار ندارد

شناسایی خاکهای واگرا

از زمان شناخته شدن پدیدهٔ واگرایی تا به امروز کوشش های فراوانی در زمینه ابداع روشهایی جهت تشخیص خاکهای واگرا به عمل آمده است. شناسایی خاکهای واگرا شامل شناخت کلی خاکهای واگرا در بررسی‌های مقدماتی صحرایی و شناسایی خاکهای واگرا در آزمایشگاه است.

بهبود و اصلاح خاک

افزودن آهک به خاک واگرا

چنانچه خاک رس به شدت واگرایی را با مقدار کمی آب آهک (هیدروکسید کلسیم) مخلوط کنیم، خواص آن کاملاً دگرگون می‌شود. بر اثر افزودن آب آهک، دامنهٔ خمیری خاک کاهش و حد انقباض آن افزایش می‌یابد. اگر خاک رس واگرایی با یک یا دو درصد آهک زنده مخلوط شود درصد واگرایی در آزمایش هیدرومتری دوگانه تقریباً صفر می‌گردد[۴].همچنین درصد آهک مورد نیاز در خاکریزها باید به نحوی انتخاب گردد که حد انقباض خاک را پس از تراکم تا میزان رطوبت اشباع افزایش دهد. رعایت این ضابطه باعث جلوگیری از انقباض و ایجاد ترک در لایه های سطحی و در نتیجه جلوگیری از شسته شدن خاک در لایه‌های زیرین می‌گردد.در ایران نیز مطالعات انجام شده در پروژه آبیاری گتوند نشان داده است که خاک واگرای این منطقه با افزودن سه درصد آهک به خاکی غیر واگرا تبدیل می‌شود.

افزودن سولفات آلومینیوم به خاک واگرا

قابلیت حل شدن سولفات آلومینیوم در آب بسیار بیشتر از آهک است و به همین دلیل نیز مخلوط کردن آن با خاکی که اصلاح آن مورد نظر می‌باشد به نسبت آهک هزینهٔ کمتری دارد، همچنین ضرر سولفات آلومینیوم در تماس با دست، نسبت به آهک، کمتر است، در نتیجه استفاده از آن راحت‌تر است، با این همه، استفاده از آن معایبی نیز دارد. که عمده‌ترین آنها عبارتند از:

قیمت آن گران‌تر از آهک است. ـ به شدت اسیدی است ($pH = ۳/۴$) و استفاده از آن رویش گیاهان را مشکل می‌سازد

در پروژه آبیاری گتوند، افزودن ۰/۶ درصد سولفات آلومینیوم به خاک واگرای مورد مطالعه، خاک مذکور بطور کامل غیرواگرا می‌شود. از این ماده جهت تثبیت خاکریز سد سابرادینهو(Sabradinho) در برزیل استفاده شده است [5و6].

افزودن ژیپس (سنگ گچ آبدار) به آب مخزن سد

اگر خاک منطقه‌ای واگرا باشد، علاوه بر مشکلات ناشی از آب شکستگی، بر اثر حل شدن ذرات رس در آب، کیفیت آب مخزن نیز نامناسب می‌گردد در اینگونه موارد، یکی از راه‌حلهای ممکن بهبود کیفیت آب یا افزودن مواد مضاعف به آن است.از روش فوق برای بهبود و کیفیت آب مخزن کاردنیا (cardinina) در استرالیا استفاده شده است[۴]. بدلیل واگرایی خاک در این منطقه، ذرات رس در آب حل شده ضمن کدر کردن آب، تصفیه آن را نیز مواجه با مشکل می‌کرد. برای رفع این مشکل، تصمیم گرفته شد که با اضافه کردن املاح کلسیم به آب مخزن، بر میزان یونهای موجود در آب افزوده شود. در نتیجه این عمل، ساختمان رس بصورت مجتمع در می‌آمد وذرات معلق رس ته‌نشین می‌گشتند. افزودن ۶۵۶۶ تن ژیپس به مخزن ۲۸ میلیون متر مکعبی این دریاچه، باعث گردید که پس از ۵ ماه، میزان ذرات معلق رس به ۱/۵ میزان اولیه تقلیل یابد. علاوه بر بهبود کیفیت آب، کیفیت خاک نیز بر اثر نفوذ آب در آن بهبود یافت و با تثبیت خاک، از خطر آب شستگی داخلی و سطحی نیز به میزان بسیاری کاسته شد.

روشهای مقابله با مشکلات ناشی از پدیدهٔ واگرایی در سدهای خاکی

استفاده از فیلترهای مانع فرسایش برای هسته واگرا

عملکرد مانع فرسایش فیلتر بدین معنا نیست که فیلتر از فرار ریزترین ذرات خاک جلوگیری کند بلکه فیلتر باید قادر باشد، در صورت ترک خوردن هسته ناتراوا و شسته شدن جدار ترک، از عبور بخش درشت دانه خاک هسته (حداقل ذرات درشت تر از d85) جلوگیری نماید. در این صورت منافذ فیلتر در سطح تماس آن با خاک، بسرعت بوسیلهٔ ذراتی که به تدریج ریزتر می‌شوند مسدود شده و لایه نازکی از خاک بسیار ناتروادار ترک بوجود می‌آید.عملکرد فیلترهای مورد استفاده در پائین دست سدهای خاکی با هستهٔ واگرا با آنچه معمولاً از کاربرد متداول فیلترها انتظار می‌رود، تفاوت دارد. طرح فیلتر معمولاً به گونه‌ای است که از ورود تمام ذرات ریز حاک جلوگیری شود لیکن فیلتر نمی‌تواند از حرکت و عبور ذرات رس که به صورت محلولی کلوئیدی در آمده اند، جلوگیری کند، در فیلترهایی که برای خاکهای واگرا طراحی می‌شود، از ورود ذرات لای به فیلتر جلوگیری می‌شود. این ذرات درزها و ترکهای موجود در هستهٔ واگرای بالا دست فیلتر را مسدود می‌کند و در نتیجه، نشست آب بتدریج متوقف می‌گردد.ممکن است تصور شود که در اینگونه فیلترها، منافذ فیلتر بتدریج با ذرات خاک واقع در بالا دست آن پر شده، عملکرد آن دچار اشکال می‌شود، لیکن در واقع فقط سطح بسیار کوچکی از فیلتر که در تماس با ترک‌ها می‌باشد مسدود می‌گردد و مسدود شدن چنین سطح کوچکی، اثر محسوسی در

عملکرد فیلتر نخواهد داشت.در مورد خاکهای درشت دانه‌ای که میزان مصالح ریزدانه آنها در حدی است که خاک را نفوذ ناپذیر می‌کند ، میزان ذرات لای در حدی نباشد که درزها و ترکهای خاک در بالا دست فیلتر مسدود گردد

آماده سازی پی در سدهای خاکی

در بعضی موارد، علاوه بر واگرا بودن خاک در دسترس برای هسته سد، خاک پی و دیواره‌های محل احداث سد نیز تا عمق زیادی واگرا است و در نتیجه استفاده از دیوار جدا کننده نیز جهت اتصال هسته به بستر سنگی راه‌حلی اقتصادی تشخیص داده نمی‌شود. به نظر می‌رسد که در رسهای واگرای اشباع، احتمال وقوع رگاب در اعماق پایین‌تر از عمق نفوذ ترکهای ناشی از خشک شدن خاک بسیار کم باشد.در آن دسته از سدهای خاکی که بر بستر سنگی ایجاد می‌گردند اگر خاک مورد استفاده جهت هسته واگرا باشد، پر کردن تمامی درزها و حتی کوچکترین ترکهای سطحی در محل اتصال هسته سد به سنگ بستر، از مسائل مهمی است که باید توجه خاصی بدان مبذول داشت. علت خرابی بسیاری از سدهای خاکی در آمریکا و استرالیا، شسته شدن ذرات رس از طریق درزهای بستر سنگی بوده است.البته آماده کردن پی در زیر هستهٔ سد در صورت واگرا نبودن خاک نیز لازم است، لیکن اهمیت آن در صورت واگرا بودن خاک هسته سد بسیار بیشتر می‌شود. تزریق و ایجاد دالی بتنی در محل اتصال هسته سد به بستر سنگی، یکی از روشهایی است که می‌توان به منظور جلوگیری از آب شستگی و در محل اتصال هسته به بستر از آن سود جست استفاده از خاک‌های غیر واگرا در لایه‌هایی از خاکریز که مستقیماً بر سطح سنگ قرار می‌گیرند نیز راه‌حل دیگری برای جلوگیری از آب شستگی در این محل است از این روش اخیر در سد سابرادینه در برزیل استفاده شده و عملکرد آن نیز تا کنون خوب بوده است

جلوگیری از ترک خوردگی

وجود ترکها و منافذ بزرگ، یکی از مهمترین علل وقوع آب شستگی در خاکهای واگرا است و جلوگیری از ایجاد ترک در خاکریزهای ساخته شده با اینگونه خاکها یکی از مسائل مهم است. هر چه وزن مخصوص خشک خاک بیشتر باشد، قابلیت تراکم و نشست آن کمتر است، همچنین برای بدست آوردن یک وزن مخصوص مشخص، چنانچه خاک در طرف مرطوب رطوبت بهینه کوبیده شود قابلیت تراکم آن نسبت به زمانی که در طرف خشک رطوبت بهینه کوبیده می‌شود بیشتر است. اگر خاک در طرف مرطوب کوبیده شود دارای نشست بیشتری خواهد بود، ولی در عوض انعطاف پذیری آن نیز بیشتر و امکان ایجاد ترک در آن بر اثر عواملی نظیر نشستت کمتر می‌گردد. در این حالت اگر زمان بین خاکریزی دو لایهٔ متوالی طولانی شود، امکان ایجاد ترک بر اثر کاهش رطوبت و انقباض خاک بیشتر می‌شود. خاک کوبیده شده در طرف خشک دارای تردی و شکنندگی بیشتری است و از این رو با وجود اینکه نشست کمتری دارد امکان ترک خوردن آن بیشتر است. همچنین ، هر چه انرژی تراکم بیشتر باشد خاک دارای تردی و شکنندگی بیشتری خواهد بود.معمولاً در سدهای خاکی، خاک با انرژی بیشتر از انرژی لازم برای آزمایش اشتو استاندارد کوبیده نمی‌شود، زیرا احتمال ایجاد ترک در آن افزایش می‌یابد

استفاده از خاکهای غیرواگرا در مقاطع بحرانی

بهتر است در محلهایی که احتمال خرابی های ناشی از آب شستگی بیشتر است از خاکهای واگرا استفاده نشود،که مهمترین این محلها عبارتند از ۱-اطراف آبروها. ۲-سطوح تماس سازه خاکی با سایر سازه های صلب از جمله بستر سنگی سد، سازه های بتنی انحراف آب و غیره. ۳-مقاطعی از خاکریز که امکان ایجاد ترکهای ناشی ازتنشهای کششی در آن مقطع وجود دارد۴-سطوح خاکریز

نتیجه‌گیری

افزودن آهک علاوه برکاهش دادن میزان واگرایی‌خاک باعث کاسته شدن وزن مخصوص و پتانسیل تورم و افزایش مقاومت برشی و نفوذپـذیری خاک نیز می‌گردد. اضافه کردن حدود ۰/۵ تا ۲ درصد سولفات آلومینیوم به خاک، علاوه بر افزایش مقاومت در برابر آب شستگی، باعث کاهش نفوذپذیری و افزایش مقاومت برشی و کاهش پتانسیل تورم نیز می‌شود. لیکن وزن مخصوص خاک تغییر محسوسی نمی‌کند. افزودن ژیپس به آب مخزن در پروژه ها می تواند سودمند و قابل توجه باشد لیکن معمولاً افزودن غلظت کاتیونهای موجود در آب، روشی گران و غیر متداول است. یکی از بهترین روشهای پیشنهاد شده جهت افزایش ایمنی سدهایی که از خاکهای

واگرا ساخته شده‌اند استفاده از پوشش ماسه‌ای به عنوان فیلتر بر روی شیب پایین دست سد است، که برای محافظت از این فیلتر، می‌توان آن را با یک خاکریز وزنی پوشاند. در صورت واگرا نبودن ذرات رس در درزها و ترکهای سنگ احتمال شسته شدن آنها بر اثر تراوش آب بسیار کم است. بهتر است در ترازهای پایین‌تر سد، خاک را با انرژی بیشتر و در ترازهای بالا با انرژی کمتر و رطوبتی بیشتر از رطوبت بهینه متراکم کرد. در این صورت خاک قسمتهای بالای سد انعطاف‌پذیر می گردد و امکان ایجاد ترک در آن بر اثر نشستهای نا متساوی کمتر است و در قسمتهای پایین نیز که تنشها بیشترند نا مقاومت خاک بیشتر و نشست آن کمتر است.

مراجع

[1]- خاکهای واگرا و نقش آنها در آب شستگی سدهای خاکی؛ تألیف عباس مهدی بیگی

[۲] - زمین شناسی مهندسی و ژئوتکنیک؛ تألیف حسین معماران؛ انتشارات دانشگاه تهران

[3] - مجلهٔ ژئوتکنیک و مقاومت مصالح؛ مقالهٔ دکتر سید مجدالدین میر محمد حسینی؛ دانشیار دانشکدهٔ عمران دانشگاه صنعتی امیر کبیر; ۱۳۸۱.

[4] - تورم و واگرایی خاکها از دید مهندس ژئوتکنیک؛ فرج ا... عسگری – علی فاخر

[5] - بررسی پتانسیل واگرایی خاک هسته ناتراوای یک سد خاکی؛ مجموعه مقالات دومین سمینار بین‌المللی خاک و پی ایران؛ اورنگ فرزانه، فرج ا.. عسگری عضو کمیته مواد و مصالح دبرای سدهای خاکی.

[۶] - بررسی ترکهای کششی در سدهای خاکی؛ مجموعه مقالات نخستین همایش سد خاکی، محمود وفائیان؛ 1376.

رفتار نگاری سد خاکی کرخه با استفاده ازنرم افزاروآنالیز برگشتی سازی

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران eima.elyasian@gmail.com

حسین میسمی ،دکترای مهندسی عمران h.mesam@gmail.com

چکیده:

بررسی رفتار سدهای خاکی در مراحل مختلف ساخت و آبگیری و تغییرات تراز آب مخزن به دلیل رفتار پیچیده و تاحدی نا مشخص سازه ها و همچنین شدت خسارات ناشی از آسیب دیدگی و تخریب آنها از اهمیت ویژه ای بر خورداراست.تامین اطلاعات واقعی از رفتار حقیقی سد و مقایسه آن با پیش بینیهای طراحی میتواند در ارزیابی میزان صحت تئوریها و فرضیات به کار رفته بسیار مفید باشد.در واقع با استخراج پارامتهای واقعی مصالح با اسفاده از مدلهای ساخته شده و مقایسه با پارامتهای اندازه گیری شدهبرای مصالح،بررسی مدلهای رفتاری و فرضیات مختلف می توانیم سدهای ایمن ترو اقتصادی تر بسازیم.

در این تحقیق،بعد از بررسی و جمع بندی رفتار سد کرخه(بزرگترین سد مخزنی کشور)از زمان ساخت تا مرحله آبگیری ،با اسفاده از نتایج ابزار دقیق و مدل کردن سد در برنامه المان محدود PLAXISکه نرم افزار بسیار توانمندی در تحلیل سازهای ژئوتکنیکی می باشد،به انجام تحلیلهای برگشتی بر روی پارامتهای مختلف، از قبیل فشار آب منفذی و تنش کل و نشت در هسته و پوسته سد،ضریب قوس زدگی ونسبت فشار آب حفره ای پرداخته شده است.

کلید واژه: سد خاکی،ابزار دقیق،نرم افزار المان محدود،تحلیل برگشتی،ضریب قوس زدگی،نسبت فشار آب منفذی

مقدمه:

ایران به دلیل قرار گرفتن در کمر بند خشک جغرافیائی جزء مناطق کم باران جهان به شمار می‌رود و حدود ۹۰ درصد از مساحت آن در مناطق خشک و کم آب قرار دارد. وجود رشته کوههای البرز و زاگرس باعث شده کشور از خشکی و بی‌آبی کامل رهائی یافته و سالیانه حدود یک سوم مقدار متوسط جهانی بارندگی داشته باشد. در این کشور پهناور همانگونه که خشکسالی، مسائل و مشکلاتی را به همراه داشته، در سالهای آبی نیز غالباً بارش زیاد در زمان کوتاه، سیلابهای عظیمی ایجاد کرده که علاوه بر وارد نمودن خسارت فراوان جانی و مالی، حجم قابل توجهی از نزولات جوی را هدر می‌دهد.با احداث سدهای مخزنی در مسیر رودخانه‌ها می‌توان علاوه بر مهار سیلابها از هدر رفتن آب جلوگیری به عمل آورد. سدها از نظر مصالح تشکیل دهنده بدنه آنها به

انواع مختلفی تقسـیم می‌شـوند که یکی از آنها سـدهای خاکی می‌باشـد. این سـدها به دلایل مختلف از قبیل فراوانی و در دسترس بودن مصالح مصرفی، عدم نیاز به تکنولوژی پیچیده هنگام ساخت، شکل ساخته شده و در حال احداث از این نوع می‌باشند.

بالا بودن هزینه ساخت و نیز شدت خسارات ناشی از شکست سدها و همچنین عدم قطعیت در پیش‌بینی رفتار سازه‌های ژئو تکنیکی به لحاظ ماهیت خاص مصالح خاکی، لزوم مراقبت و رفتار سنجی[1] سدهای خاکی را بیش از هر چیز آشکار می‌کند. رفتارسنجی سدهای خاکی، علاوه بر کنترل پایداری سد حین عملیات ساخت و هنگام آبگیری می‌تواند از طریق مقایسه رفتار پیش‌بینی شده با رفتار واقعی، به افزایش دانش بشر در خصوص علم سدسازی کمک کند.

معرفی سد کرخه و ابزار دقیقهای آن:

ابزار دقیق در تأسیسات و پروژه های حساس و مهم همچون سدهای بزرگ، نقش شریانهای اطلاعاتی و آگاه کننده از عکس العملها و رفتارهای این سازه ها در برابر شرایط مختلف بارگذاری در مراحل ساخت و بهره برداری را بر عهده دارند.پیش بینی و تعبیه این وسائل در نقاط مهم و حساس، قرائت به موقع و مستمر در مقاطع و فواصل زمانی مورد نیاز و ارزیابی دقیق و جامع داده ها و نتایج بدست آمده توسط این ابزارها، از درجه اهمیت و حساسیت فوق العاده ای برخوردار می‌باشد که این امر سد مخزنی کرخه بعنوان بزرگترین و مهمترین سد خاکی کشور از ابتدای طراحی و ساخت پروژه تا مراحل مختلف آبگیری و بهره برداری، به کمک حدود ۱۰۰۰ ابزار دقیق در ۲۳ مقطع عرضی مختلف، با دقت و جامعیت خاصی مورد توجه و اقدام قرار گرفته است و به همین دلیل، این سد به عنوان مورد مطالعاتی این تحقیق جهت رفتارنگاری انتخاب شده است.رودخانه کرخه از منطقه میانی و جنوب غربی رشته کوههای زاگرس در نواحی غرب و شمال غرب کشور سرچشمه گرفته و پس از طی مسافتی در حدود ۹۰۰ کیلومتر در امتداد شمال به جنوب، سرانجام در مرز مشترک ایران و عراق به مرداب هورالعظیم می رسد.رودخانه کرخه پس از رودخانه های کارون و دز، سومین رودخانه بزرگ ایران از نظر آبدهی محسوب می شود؛ بطوری که متوسط آبدهی سالیانه این رودخانه در محل احداث سد، معادل ۱۸۸ متر مکعب در ثانیه برآورد شده است.حوزه آبریز این رودخانه بوسعت ۴۳۰۰۰ کیلومتر مربع و شامل استانهای کرمانشاه، همدان، کردستان، ایلام، لرستان و خوزستان میباشد. سرشاخه های اصلی تشکیل دهنده رودخانه کرخه، رودخانه های سیمره، کشکان، قره سو، گاماسیاب و چرداول می باشند.

بدنه و مخزن سد:

- نوع سد: خاکی با هسته رسی
- حداکثر عرض سد در پی: ۱۱۰۰ متر
- عرض تاج سد: ۱۲متر
- طول تاج سد: ۳۰۳۰ متر (ششمین در دنیا)
- ارتفاع سد از پی: ۱۲۷ متر
- حجم کل مخزن: ۷/۳ میلیارد متر مکعب (۳۶ برابر حجم مخزن سد کرج)
- حجم مخزن در سطح بهره برداری (تراز ۲۲۰ متر از سطح دریا):۵/۶ میلیارد متر مکعب
- حجم مفید مخزن بعد از رسوب گذاری طی ۵۰ سال در سطح بهره برداری (تراز ۲۲۰ متراز سطح دریا): ۳/۸۹ میلیارد متر مکعب
- مساحت دریاچه در تراز ۲۲۰ متر:۱۶۲/۵ کیلو متر مربع
- طول دریاچه در تراز ۲۲۰ متر: ۶۰ کیلومتر
- حجم کل خاکبرداری: ۱۵ میلیون متر مکعب
- حجم کل خاکریزی: ۳۲ میلیون متر مکعب
- مجموع طول تونلهای احداث شده: ۸۵۵۰ متر

[1] - Monitoring

در جدول(۱) زیر خصوصیات مصالح سد کرخه نشان داده شده است

	وزن مخصوص خشک t/m^3	وزن مخصوص اشباع t/m^3	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	چسبندگی (kN/m^2)	مدول تغییر شکل (mpa)	ضریب پواسون	زاویه اتساع (درجه)	ضریب نفوذپذیری (m/day)	پوکی (%)
هسته در حالت UU	1/74	2/02	6	70	35	0/35	2	10^{-5}	34
هسته در حالت CU			12	50					
هسته در حالت CD			20	30					
پوسته	2	2/2	39	–	102	0/25	10	10^{-1}	25
فیلتر و زهکش	1/9	2	35	–	70	0/27	8	1	50
لایه گلسنگ	1/95	2/1	22	0/7	120	0/3	5	10^{-5}	35
لایه کنگلومرا	2/1	2/3	39/4	0/85	900	0/25	12	10^{-4}	45

ابزار دقیقهای نصب شده در بدنه وپی سد:

پیزومترهای بدنه (EP)

پیزومترهای بکار رفته در بدنه سد کرخه از نوع پیزومترهای تار مرتعش بوده و در داخل هسته وفیلترهای مجاور هسته، نصب گردیده اند. تعداد کل این پیزومترها که برای رفتار سنجی آب حفره ای هسته سد تعبیه شده اند، ۱۹۱ عدد می‌باشد.

پیزومترهای پی (RP)

پیزومترهای نصب شده در پی سد کرخه که به پیزومترهای سنگ معروفند، مانند پیزومترهای بدنه از نوع تار مرتعش می‌باشند که برای بررسی عملکرد دیوار آب بند و رفتار نگاری فشار آب حفره ای پی سد در توده های کنگلومرائی و بین لایه های گلسنگی نصب گردیه اند. تعداد کل این پیزومترها ۶۷ عدد می باشد.

پیزومترهای لوله ایستا (SP)

پیزومترهای لوله ایستا همانطور که اشاره گردیده است، به علت سادگی طرز کارشان از دقت بسیار خوبی برخوردار می‌باشند و به همین دلیل از این پیزومترها هم در داخل بدنه و هم در پی سد کرخه جهت کنترل صحت عملکرد سایر پیزومترها و رفتار نگاری فشار آب حفره ای بدنه و پی، استفاده شده است. در مجموع تعداد ۱۳۳ پیزومتر لوله ایستا در سد کرخه نصب شده است.

انحراف سنجها (I)

انحراف سنجهای نصب شده در بدنه سد کرخه که به نشست سنج نیز مجهز شده اند، به منظور بررسی تغییر شکلهای افقی و قائم بدنه، در هسته و پوسته ها نصب شده اند. تعداد انحراف سنجهای مجهز به نشست سنج در سد کرخه ۲۶ عدد می‌باشند.

فشار سنجها (PC)

در سد کرخه برای اندازه گیری فشار کل توده خاک از فشار سنجهای هیدرولیکی با مبدل تار مرتعش استفاده شده است. این سلولهای فشر در جهات افقی، قائم و عمود بر محور سد، قائم و موازی با محور سد و در نهایت مایل با شیب ۴۵ درجه به سمت بالا دست و پائین دست تعبیه شده اند تا امکان تعیین تنش کل توده خاک در جهات مختلف فراهم باشد. در سد کرخه تعداد ۱۰۲ خوشه ۵ تائی (۵۱۰) سلول فشار در داخل بدنه نصب شده است.

معرفی Plaxis:

Plaxis یک برنامه کامپیوتری المان محدود دو بعدی با هدف به خصـــوصــــی اســـت برای انجام آنالیز پایداری و تغییر شـــکل در کاربردهای مختلف ژئوتکنیکی اســتفاده می‌شود، موقعیت واقعی ممکن است هم با کرنش صفحه‌ای و یا با مدل متقارن محوری مدل

شـود. این برنامه از امکانات گرافیکی سـاده‌ای استفاده می‌کند تا کاربر را برای ایجاد مدل ژئوتکنیکی و مش‌بندی المان محدود که بر مبنای مقطع‌های عرضی عمودی که معرف وضعیت موجود است قادر سازد این برنامه شامل چهار زیربرنامه است.

۱- Input ۲- Calculations ۳- Output ۴- Curves

برنامه Input:

برنامه Inputشـامل تمام قابلیت‌های مربوط به رسـم و تغییر مدل هندسی، رسم مش‌بندی المان محدود متناظر آن و ایجاد شرایط اولیه می‌باشد. ایجاد شرایط اولیه در یک مد جداگانه‌ای در برنامه‌ی Input انجام می‌شود. (مد شرایط اولیه) . برای ایجاد مدل المان محدود باید ابتدا هندسـه مدل را رسـم کنیم. هندسـه مدل شـامل نقاط خطوط و توده می‌باشـد. خطوط و نقاط توسـط کاربر وارد می‌شود در حالی که توده‌ها توسط برنامه ترسیم می‌شود.

Plaxis شامل مدلهای مختلفی برای شبیه‌سازی رفتار خاک که شامل مدل الاستیک خطی، مدل موهر-کولمب، مدل سنگ درزدار، مدل خاک سخت‌شونده، مدل Cam-Clay اصلاح‌شده، مدل خاک نرم و مدل خزش خاک نرم می‌باشد.. مدل مشهور موهر-کولمب از نخسـتین مدل‌های رفتار خاک واقعی می‌باشـد. این مدل الاسـتوپلاستیک کامل که برای مدل کردن رفتار خاک در سد کرخه نیز به کار رفته اسـت شامل پنج پارامتر ورودی که عبارتند از مدول یانگ، E ، ضریب پواسون، ν ، چسبندگی، c، زاویه اصطکاک، φ، زاویه اتساع، ψ می‌باشد

محاسبات

بعد ازانجام مدل المان محدود، محاسـبات المان محدود واقعی را می‌توان انجام داد. بنابراین لازم اسـت که نوع محاسـباتی که باید انجام شـود و نیز نوع بارگذاری و مراحل سـاخت که در محاسـبات باید فعال شـوند، مشـخص شـوند، که همه اینها در برنامه Calculations انجام می‌شود.برنامه Plaxis اجازه انواع مختلف محاسبات المان محدود را می‌دهد. . نظر بر اینکه محاسبات جریان آب زیرزمینی عموماً برای ایجاد توزیع فشـار آب برای اسـتفاده در اطلاعات ورودی برای آنالیز تغییر شـکل به کار می‌رود. برنامه Calculations فقط آنالیز تغییر شکل و تفاوت بین محاسبات پلاستیک، آنالیز تحکیمی، کاهش phi-c (آنالیز ایمنی) و محاسبات دینامیکی را مورد ملاحظه قرار می‌دهد.

در عملیات سـدسـازی یک پروژه، به چند فاز پروژه تقسـیم می‌شـود. به طور مشـابه یک عمل محاسـبه در Plaxis نیز به چند فاز محاسـبه تقسـیم می‌شود. می‌توان به طور مثال با فعال کردن بارگذاری‌های ویژه در یک زمان معین، شبیه‌سازی مراحل ساخت سد مقدمه‌ای در دوره تحکیم، محاسـبه ضـریب ایمنی و... اشـاره نمود. هر فاز محاسـباتی عموماً به چند مرحله محاسبه تقسیم می‌شود. این عمـل به این خاطر نیاز اسـت که رفتار غیرخطی خاک نیاز به بارگذاری برای به کار بردن در قسـمت‌های کوچک، که مراحل نامگذاری نامیده می‌شـود، دارد. در بسـیاری از حالات کافیسـت که موقعیتی را که در آخرین فاز محاسـبه به آن می‌رسـیم مشخص نماییم.

اطلاعات خروجی:

کمیتهای خروجی اصلی محاسبه المان محدود، تغییر مکان در گره‌ها و تنش‌ها در نقاط تنش می‌باشند. وقتی که مدل المان محدود شامل المان‌های سازه‌ای باشد نیروهای سازه‌ای در این المان محاسبه می‌شوند. دامنه گسترده‌ای از تسهیلات در Plaxis برای نشان دادن نتایج آنالیز المان محدود وجود دارند. تنظیمات این تسهیلات باید از برنامه Output شامل تمام تسهیلات برای دیدن لیست نتایج ایجاد شده از اطلاعات ورودی و محاسبات المان محدود می‌باشد.

برنامه Curves

برای رسـم منحنی‌های بار-تغییر مکان، دیاگرام تنش- کرنش و مسـیرهای تنش یا کرنش نقاط از قبل انتخاب شـده در هندسـه اسـتفاده می‌شـود. این منحنی‌ها توسـعه کمیت‌های معین را در مدت فازهای مختلف محاسـباتی نمایان می‌نماید و بینشی در مورد رفتار عمومی و موضـعی به ما ارائه می‌دهد. عموماً گره‌ها برای ایجاد منحنی‌های بار-تغییر مکان بکار می‌روند در حالیکه نقاط تنش برای دیاگرام‌های تنش- کرنش و مسیرهای تنش بکار می‌روند.

آنالیز برگشتی مدل

پس از ساخت مدل با توجه به مراحل گفته شده در بخش قبل، نوبت به آنالیز برگشتی[2] مدل می رسد؛ به این ترتیب که با در اختیار داشتن نتایج ابزار دقیق برای پارامترهای مختلف و موقعیتهای مختلف، میبایست پارامترهای مشخصه مصالح به کار رفته در مدل آنقدر تغییر داده شود که نتایج مدل عددی به نتایج ابزار دقیق نزدیک گردد. برای انجام این مقایسه، از دو دسته نمودار برای پارامترهای موجود (تنش کل، فشارآب حفره ای و تغییر شکل) استفاده گردیده است

برای اولین گام در آنالیز برگشتی سعی بر تطبیق نتایج مربوط به نشستهای مدل با نشستهای ابزارها گردید. مهمترین پارامتری که در این زمینه موثر می باشد مدول ارتجاعی مصالح(E) است که با مشاهده اولین خروجی مربوط به نشست برای پوسته بالا دست و پائین دست ملاحظه گردیده که نشستها بیشتر از مقادیر ابزار دقیق بوده بنابر این مدل ارتجاعی پوسته از مقدار MPa ۱۰۲ به مقدار MPa ۱۴۰ افزایش یافت همچنین با مشاهده خروجی مربوط به نشستهای هسته ملاحظه گردید که مقادیر نشستهای مدل نسبت به نشستهای ثبت شده توسط نشست سنجها بطور قابل ملاحظه ای کمتر می باشد؛ به این ترتیب با کاهش مدول ارتجاعی مصالح هسته، از مقدار MPa ۳۵ به مقدار MPa ۲۶ تطابق بهتری حاصل گردید البته بحث مربوط به تفاوت نشستهای واقعی و نشستهای مدل عددی، به تغییرات E با فشار همه جانبه مرتبط است که در بخش مربوطه، به طور مفصل به آن اشاره خواهیم کرد.

بعد از کالیبره نمودن نشستهای مدل عددی، نوبت به منطبق کردن رفتار فشار آب حفره ای مدل با رفتار ابزارها می باشد. بطور کلی رفتار فشار آب حفره ای در سدهای خاکی رفتاری بسیار پیچیده و حساس می باشد و این رفتار، رفتاری کاملاً متنفاوت با رفتار تغییر شکل سد می باشد؛ یعنی نمی توان با منطبق کردن نتایج مربوط به تغییر شکلها انتظار داشت که رفتار فشار آب حفره ای مدل نیز با رفتار اندازه گیری شده مطابقت دارد. پارامترهای مختلفی در خصوص رفتار فشار آب حفره ای یک سد خاکی موثر می باشند که از جمله مهمترین و حساسترین آنها میتوان به پارامترهای زیر اشاره کرد:

۱- درجه اشباع اولیه مصالح هسته

۲- نفوذ پذیری

به طور کلی با افزایش درجه اشباع اولیه مصالح هسته و کاهش نفوذ پذیری این مصالح، فشار آب حفره ای افزایش می‌یابد.بعد از آنالیز اولیه مشاهده گردید که مقادیر فشار آب در هسته از مقادیر اندازه گیری شده به کمک ابزار دقیق بیشتر می‌باشد و برای این منظور نفوذ پذیری مصالح هسته نیز تا مقدار m/day ۴×۱۰^{-۵} افزایش داده شد. بعد از اعمال این تغییر، رفتار فشار آب حفره ای مدل تا حد قابل قبولی با نتایج ابزار دقیق مطابقت می کرد.

همانطور که ملاحظه گردید، برای کالیبره نمودن نرم افزار، از نتایج سلولهای فشار استفاده نشده است؛ سلولهای فشار بواسطه عملیات نصب تا حدی دچار خطا می شوند و مقادیر ثبت شده در آنها معمولاً با اندکی افت همراه است.پیشنهاد می گردد که از نتایج مربوط به سلولهای فشار صرفا جهت کنترل نتایج استفاده گردد چرا که با کالیبره نمودن نشستها و فشار آب حفره ای ، پارامتر تنش کل نیز تا حد بسیار خوبی کالیبره می گردد.

مقایسه نتایج ابزارها با نتایج PLAXIS

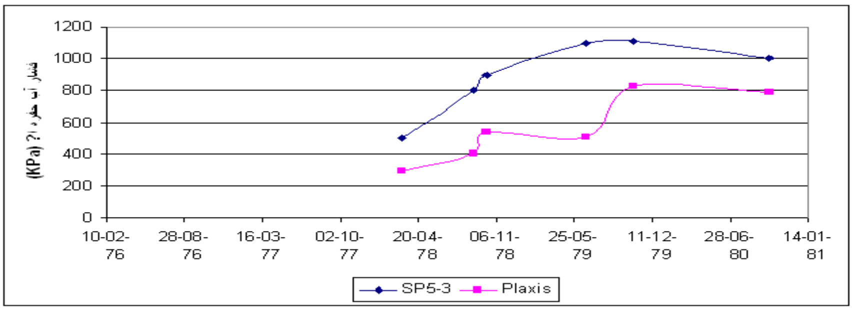
مقایسه فشار آب حفره ای ابزارها با نتایج PLAXIS

مقطع ماکزیمم سد کرخه که جهت رفتارنگاری و مدلسازی عددی این تحقیق انتخاب شده است، مقطع ۵-۵ واقع در کیلومتر ۲۳۰ + ۱ می باشد. این مقطع نسبت به سایر مقاطع ابزارنگاری شده سد، بطور وسیعتری ابزاربندی شده است؛ وبزرگترین مقطع عرضی سد میباشد، ۲۷ پیزومتر بدنه، ۵ پیزومتر پی، ۱۰ پیزومتر لوله ایستا، ۷۵ سلول فشار، ۴ انحراف سنج و در کل ۱۲۱ وسیله، تعبیه گردیده است. از آنجا که رفتار فشار آب حفره ای در سدهای خاکی رفتاری پیچیده و متغیر می باشد در سه تراز مختلف(۱۰۷-۱۳۵-۱۶۵متری)در داخل هسته سد اقدام به مقایسه نتایج حاصل از نرم افزار با نتایج ثبت شده توسط ابزارها شده است(تراز۱۰۷متری

[2] Back Analysis

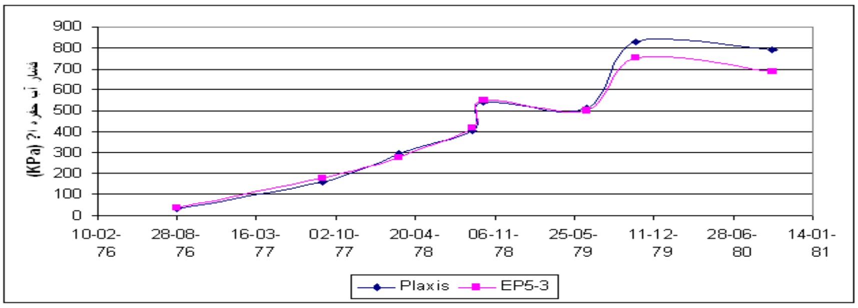
دقیقا محل اتصال پی به هسته سد میباشد) و نمودارهای ۳-۱، ۳-۲، ۳-۳،مربوط به تاریخچه تغییرات پیزومترهای (تراز ۱۰۷)-SP5-3 ، (تراز۱۰۷)EP5-3، (تراز۱۳۵) EP5-13، (تراز ۱۶۵) EP5-18 (عدد ۵ در ابزار دقیقهای نصب شده در سد نشان دهنده مقطع۵-۵ همان مقطع ماکزیمم میباشد) و نقاط معادل آنها در مدل عددی می باشد.

در شکل ۱ که بیانگر تغییرات پیزومتر $SP5-3$ (تراز۱۰۷) و نقطه معادل آن در مدل می باشد، شاهد اختلاف زیادی بین نتایج پیزومتر و نتایج نرم افزار می باشیم و این در حالی است که در اشکال مربوط به پیزوومترهای EP شاهد انطباق بسیار خوبی بین نتایج پیزومترها و نرم افزار می باشیم.

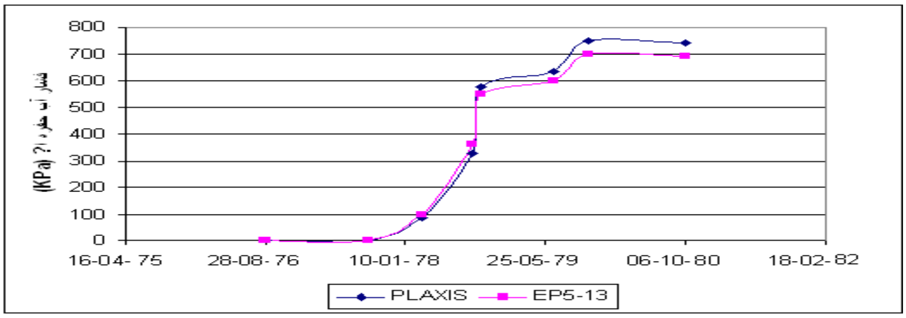


شکل (۱): مقایسه نتایج پیزومتر SP5-3 با PLAXIS

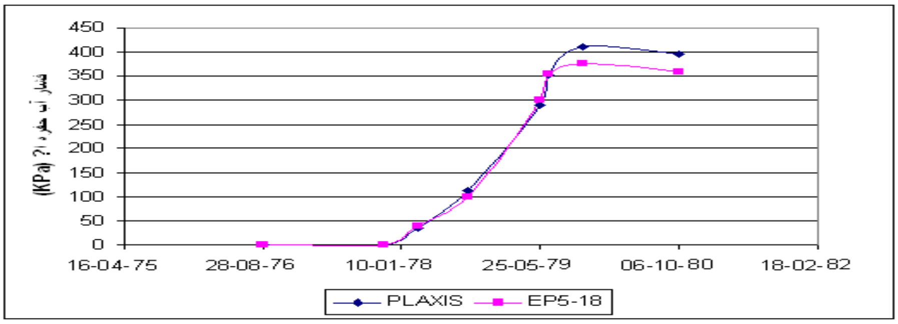
دلیل این مساله چیزی نمی تواند باشد جز اختلاف نتایج حاصل از پیزومترهای EP و پیزومترهای SP؛ چراکه پیزومتر $SP5-3$ در فاصله ۴ متری از پیزومترهای $EP5-3$ قرار دارد و برای تایید این پیزومتر نصب گردیده است، بنابراین نتایج آن می بایست نزدیک به نتایج پیزومتر $EP5-3$ باشد و این در حالی است که قرائتهای پیزومتر $SP5-3$ از قرائتهای مربوط به پیزومتر $EP5-3$ مقادیر به مراتب بیشتری دارد. این مساله علاوه بر اشکال۱ و ۲، در شکل ۳ نیز که بیانگر تغییرات عرضی فشار آب حفره ای در زمانهای مختلف می باشد، بخوبی مشاهده گردیده است؛ پس بطور کلی می توان گفت پیزومترهای EP و SP موجود در بدنه سد کرخه در قسمت میانی تراز ۱۰۷ متر بصورت هماهنگ عمل نکرده اند و این مساله نمی توان به خطای مدل عددی نسبت داد .



شکل (۲): مقایسه نتایج پیزومتر EP5-3 با PLAXIS

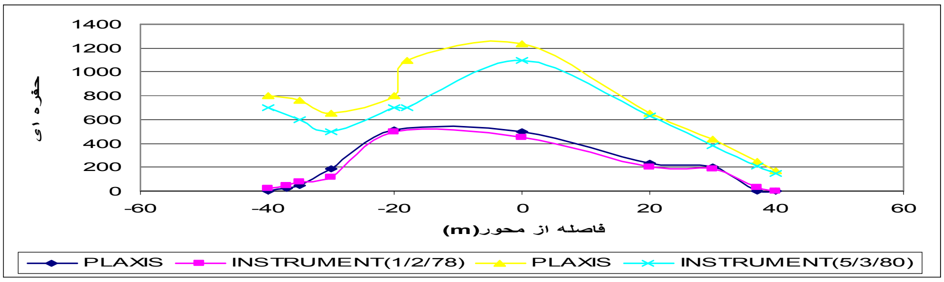


شکل (۳): مقایسه نتایج پیزومتر EP5-13 با PLAXIS

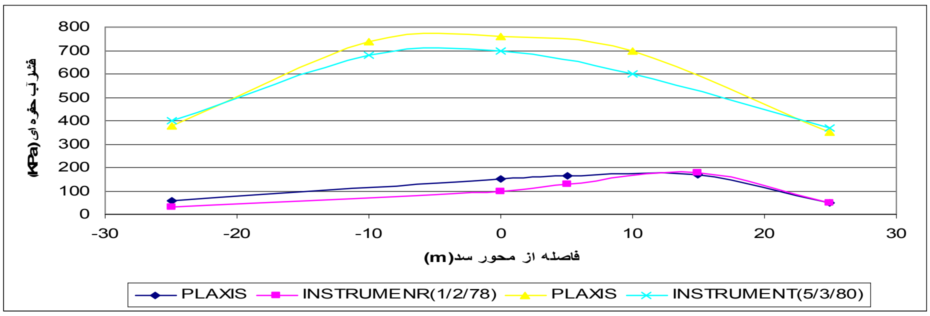


شکل (۴): مقایسه نتایج پیزومتر EP5-18 با PLAXIS

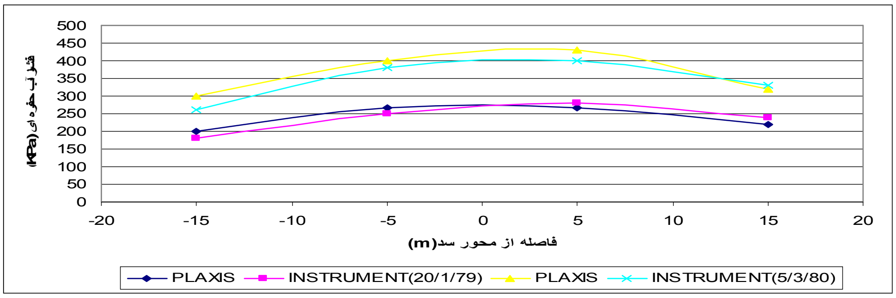
در اشکال ۳و۶و۷ نیز مقطع عرضی فشار آب حفره ای در زمانهای مختلف ترسیم شده است. در رابطه با نمودار ۶-۱۶ همانطور که در بخش قبل گفته شد علت اختلاف نتایج نرم افزار با نتایج ابزارها در وسط مقطع به این دلیل است که در این نواحی به دلیل اختلال در پیزومترهای SP، بجای آنها از پیزومترهایEP استفاده گردیده است (پیزومترهای SP5-3 و SP5-4) و پیزومترهای SP مقادیر به مراتب بیشتری را نسبت به پیزومترهای EP ثبت کرده اند که این مساله در خصوص مدل عددی مشاهده نشده است البته لازم به ذکر است که به دلیل کثرت پیزومترهای EP نسبت به پیزومترهای SP در بدنه سد کرخه بطور اجتناب ناپذیری سعی و خطای صورت گرفته در راستای انطباق نتایج فشار آب حفره ای مدل براساس این پیزومترها صورت گرفته و احتمالا همین مساله باعث شده که پیزومترهای EP انطباق مناسب تری با نتایج نرم افزار داشته باشند، اما قضاوت در مورد این مساله که نتایج کدام دسته از پیزومترها به واقعیت نزدیکتر می باشد امکان پذیر نیست.



شکل (۵): مقطع عرضی تغییرات فشار آب حفره ای ثبت شده توسط پیزومترها و نرم افزار در تراز ۱۰۷ متری در زمانهای ۷۸/۲/۱(اولین مرحله آبگیری سد) و۸۰/۳/۵(اتمام ساخت سد وآبگیری تا تراز۲۲۰ متری)

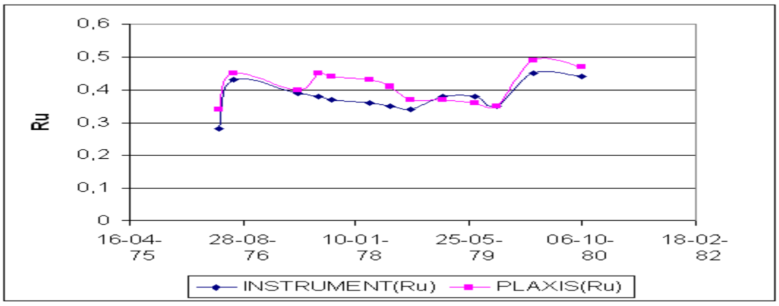


شکل (۶): مقطع عرضی تغییرات فشار آب حفره ای ثبت شده توسط پیزومترها و نرم افزار در تراز ۱۳۵ متری در زمانهای ۷۸/۲/۱ و۸۰/۳/۵



شکل (۷): مقطع عرضی تغییرات فشار آب حفره ای ثبت شده توسط پیزومترها و نرم افزار در تراز ۱۶۵ متری در زمانهای ۷۸/۲/۱ و۸۰/۳/۵

نمودار تغییرات نسبت فشار آب منفذی (Ru)با زمان نیز در شکل۸ ترسیم شده است. در ترسیم نمودار نسبت فشار آب منفذی ابزارها از نتایج پیزومترEP5-3 وسلول فشار PC5-3(تراز ۱۰۷ متری) استفاده شده است که هر دو فاصله ۱۸ متری از محور سد به سمت بالا دست قرار گرفته اند. نمودار مربوط به نتایج PLAXIS نیز برای همین نقطه ترسیم شده است. البته لازم به ذکر است که PLAXIS نسبت فشار آب منفذی را بصورت مستقیم نمی دهد ، لذا برای بدست آوردن این ضریب می بایست بصورت دستی فشار آب حفره ای را به تنش کل تقسیم نمود.



شکل(۸): نمودار تغییرات نسبت فشار آب منفذی اندازه گیری شده و بدست آمده از نرم افزار PLAXIS

همانطور که از شکل ۳-۸ برمی آید. در فاصله زمانی ۷۶/۳/۱۳ تا ۷۶/۴/۲۱ با افزایش ناگهانی در نسبت فشار آب منفذی مواجه هستیم که دلیل آن سرعت زیاد عملیات ساختمانی در این محدوده زمانی می باشد،که با آبگیری و تخلیه مخزن، نسبت فشار آب منفذی کاملا متاثر شده است؛ به این ترتیب که با افزایش تراز مخزن، نسبت Ru افزایش و با کاهش تراز مخزن نسبت Ru کاهش داشته است که کاملاً قابل انتظار و منطبق بر رابطه $R_u = {u}/{\sigma}$ می باشد.

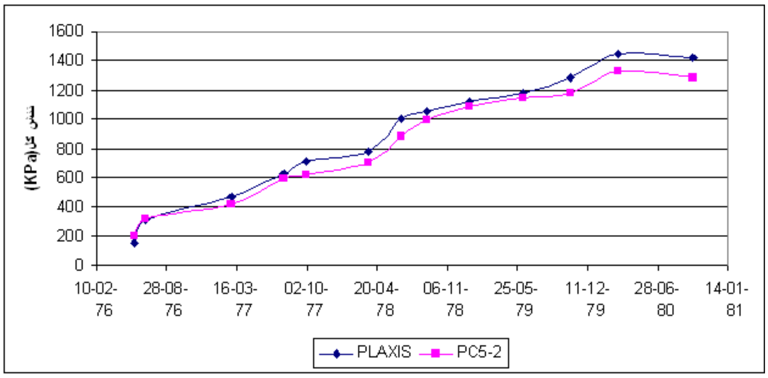
با مقایسه نمودار مربوط به نتایج ابزارها و نمودارها حاصله از نرم افزار، بطور کلی مشاهده می شود که مقادیرRu بدست آمده از نرم افزار، رفتاری کاملا منطقی از خود نشان داده اند اما تا حدودی از مقادیر اندازه گیری شده بیشتر می باشد .

مقایسه تنش کل ثبت شده توسط ابزارها با نتایجPLAXIS

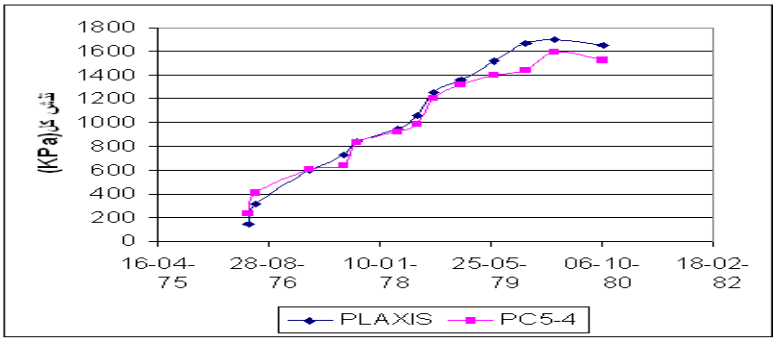
در اشکال ۹ ، ۱۰ و ۱۱ نتایج مربوط به تاریخچه تغییرات سلولهای فشار PC5-7, PC5-4, PC5-2 که همگی در تراز ۱۰۷ متری واقع شده اند ونقاط معادل آنها در مدل عددی آورده شده است. همانطور که مشاهده می گردد بطور کلی با افزایش ارتفاع خاکریزی، نتایج سلولهای فشار نسبت به نتایج حاصله از نرم افزار کاهش پیدا کرده اند. دلیل این مساله می تواند چرخش احتمالی صفحات فشار سنج و همچنین پدیده قوس زدگی موضعی باشد همانطور که از اصول مقاومت مصالح می دانیم زمانی که یک صفحه نسبت به راستای افق به اندازه θبچرخد در اینصورت تنش در صفحه ای که نسبت به راستای افق زاویه θدارد برابر است با :

$$\sigma_\theta = \sigma_y \cos^2 \theta$$

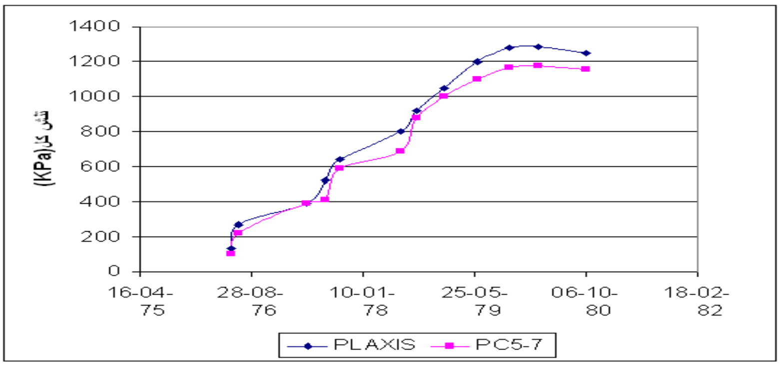
در خصوص سلولهای فشار نصب شده در بدنه سد هم اگر صفحه فشار سنج به اندازه زاویهθبچرخد در نهایت به جای قرائت تنش قائم σ_y تنش کمتری یعنی σ_o ثبت می شود.علاوه بر این مسئله برای نصب سلولهای فشار سنج، در یک تراز مشخص، در ناحیه مورد نظر گودالی حفر می کنند و فشار سنج را در آن گودال قرار می دهند و سپس گودال حفر شده را با همان مصالح پر می کنند و مجددا می کوبند؛ اما با توجه به اینکه خاک پر کننده گودال حفر شده با غلطکهای سبکتر متراکم می شود، همواره خاک موجود در گودال نسبت به خاک موجود در نواحی اطراف گودال از تراکم کمتری برخوردار است و با افزایش تراز خاکریزی، همانند آنچه که در خصوص هسته اتفاق می افتد، مصالح خاکی موجود در گودال به اطراف تکیه می کنند و در نتیجه قوس زدگی موضعی در محل گودال اتفاق می افتد و به دنبال آن، تنش کمتری به صفحه فشار سنج می رسد. این دو مساله می توانند دلیلی برای کاهش مقادیر ثبت شده توسط ابزارها نسبت به مقادیر بدست آمده از نرم افزار باشند.



شکل(۹): مقایسه نتایج سلول فشار PC5-2 با PLAXIS

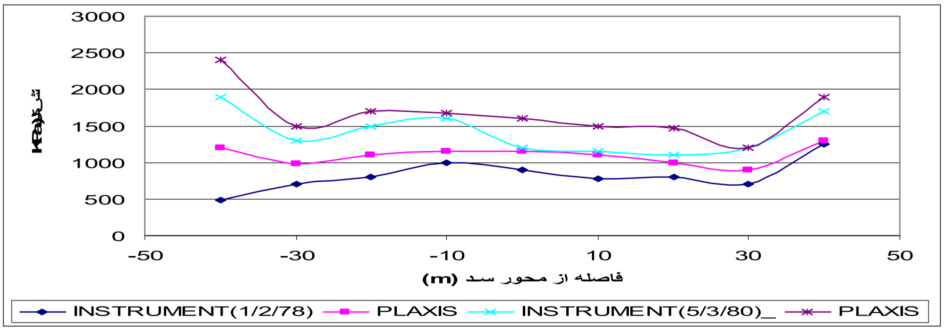


شکل(۱۰): مقایسه نتایج سلول فشار PC5-4 با PLAXIS



شکل(۱۱): مقایسه نتایج سلول فشار PC5-7 با PLAXIS

در شکل ۱۲ نیز مقطع عرض تغییرات تنش کل در تراز ۱۰۷ متر نشان داده شده است . در این نمودار نیز مانند آنچه که در قبل گفته شد، تنشهای ثبت شده توسط ابزارها از تنشهای حاصل از نرم افزار کمتر می باشد همچنین ملاحظه می گردد که نرم افزارPLAXIS بخوبی توانسته است پدیده قوس زدگی را مدلسازی نماید.



شکل (۱۲): مقطع عرضی تغییرات تنش کل ثبت شده توسط سلول فشار و نرم افزار در تراز ۱۰۷ متر در زمانهای ۷۸/۲/۱ و ۸۰/۳/۵

همانطور که ملاحظه می شود اولین نقطه نمودارهای شکل ۱۲ از سمت چپ که مربوط به نتایج سلول فشار PC5-1 و نقطه معادل آن در مدل عددی می باشد، تفاوت بسیار زیادی نسبت به هم دارند به سادگی می توان نتیجه گرفت که سلول فشار موجود در این ناحیه، دچار چرخش زیادی شده است و در نتیجه مقادیر ثبت شده توسط آن دچار افت شدیدی شده است؛ این استدلال در خصوص خطای سلول فشار PC5-1 می باشد و در اینجا به شکل واضحتری می توان این خطا را ملاحظه کرد.

مقایسه نشستهایی قائم ثبت شده توسط ابزارها با نتایج PLAXIS

قسمت عمده نشست هسته و پوسته‌ها مربوط به دوران ساخت می‌باشد. نمودار مربوط به نتایج تاریخچه نشست در ارتفاع ۱۴۰ متری هسته، پوسته پائین دست و پوسته بالا دست که حاصل نتایج صفحه انحراف سنج تراز ۱۴۰ متر و نقطه معادل درمدل عددی می باشد. در بررسیهای نتایج ابزار دقیق که دیده می‌شود، پس از پایان دوره ساخت، نشست به مقدار بسیار کم و نامحسوسی افزایش داشته است و تقریباً می‌توان گفت که ثابت شده است. هسته سد همانطور که ملاحظه می‌شود، نسبت به پوسته‌ها نشست بیشتری داشته است که این مسأله به واسطه تراکم‌پذیری بیشتر مصالح هسته نسبت به مصالح پوسته است همانطور که از شکل منحنی های(۱۳)،(۱۴)و(۱۵) بر می آید، مقادیر نشست حاصله از نرم افزار تا اواسط سال ۱۳۷۸ یعنی زمانی که ارتفاع خاکریز بدنه به تراز تقریبی ۱۷۰ متر رسیده است از مقادیر ثبت شده توسط ابزارها کمتر است و از این زمان به بعد به تدریج مقادیر نشست بدست آمده از نرم افزار از نشستهای ثبت شده توسط ابزار بیشتر شده است. دلیل این مساله افزایش تدریجی مدول ارتجاعی مصالح با افزایش تنش همه جانبه مطابق فرمول زیر می باشد:

$$E = E_0\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_O}\right)^{\sigma}$$

E_O: مدو ل ارتجاعی اولیه مصالح

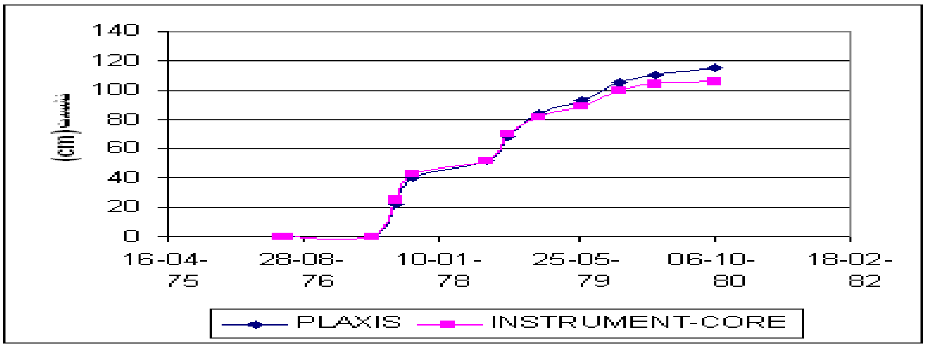
E: مدول ارتجاعی افزایش یافته مصالح

σ_3: فشار همه جانبه

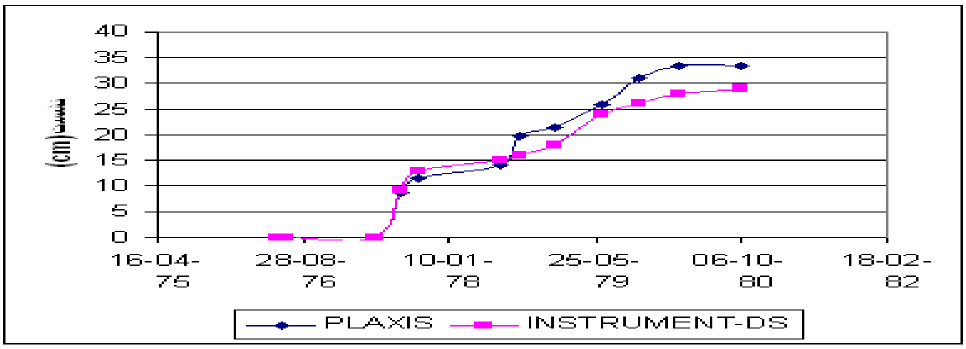
σ_O: فشار اتمسفر

a: پارامتری است که به نوع خاک بستگی دارد.

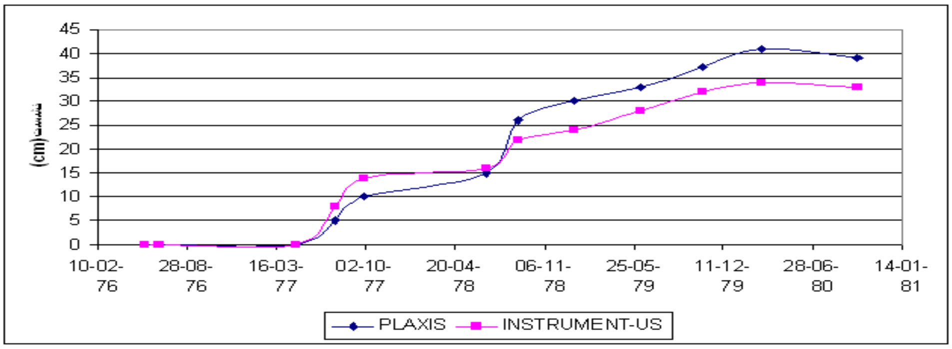
مدول در نظر گرفته شده برای مصالح در نرم افزار، یک مقدار ثابت می باشد؛ حال آنکه مدول ارتجاعی واقعی مصالح با فرمول فوق افزایش می یابد یعتی از مقدار اولیه (E_o) به یک مقدار نهائی (E) افزایش می یابد. مدولی که در نرم افزار برای مصالح در نظر گرفته شده است می توان گفت که یک مقدار متوسط می باشد؛ لذا این مقدار متوسط تا زمانی که تراز خاکریزی به ۱۷۰ متر نرسیده است از مدول ارتجاعی واقعی مصالح بیشتر است و در نتیجه در این محدوده، نشستهای ثبت شده توسط نرم افزار از نشستهای اندازه گیری شده کمتر است. از اواسط سال ۱۳۷۸ به بعد یعنی زمانی که تراز تقریبی لایه ها به عدد ۱۷۰ متر رسیده است، مدول ارتجاعی واقعی مصالح طبق رابطه ۳-۲ از مقدار متوسط در نظر گرفته شده در نرم افزار پیشی می گیرد، بنابراین از این زمان به بعد نشستهای مدل عددی نسبت به نشستهای اندازه گیری شده افزایش می یابد که این اختلاف کاملاً منطقی و قابل انتظار می باشد.همانطور که می‌دانیم، منحنی‌های نشست در هسته و پوسته‌ها به صورت سهمی شکل می‌باشند که با صرفنظر از اثرات ناشی از قوس‌زدگی و مسأله تقید جانبی و تغییرات آنها در ارتفاع می‌توان گفت که مقدار حداکثر این منحنی‌ها (مقدار حداکثر نشست) در ینمه ارتفاع سد به وقوع می‌پیوندد. در سد کرخه، پدیده افزایش سختی قائم با افزایش ارتفاع به علت وقوع پدیده قوس زدگی و پدیده کاهش سختی قائم با افزایش ارتفاع به علت کاهش تقید جانبی، تقریباً به حالت تعدیل در آمده است و پدیده اول که باعث بروز نشست حداکثر پایینتر ازنیمه ارتفاع سد می‌شود و پدیده دوم که باعث بروز نشست حداکثر بالاتر ازنیمه ارتفاع سد منجر می‌شود، تقریباً خنثی شده و در نتیجه، منحنی‌های حداکثرنشست بدنه حین عملیات ساختمانی در نیمه ارتفاع سد به وقوع می‌پیوندد. اما منحنی‌های نشست در هسته به سبب آبگیری و افزایش تراز آب مخزن به علت کاهش تقید جانبی باعث بروز نشست حداکثر بالاتر ازنیمه ارتفاع سد را نشان میدهند.شکل(۳-۱۶) نشست کل بعد از ساخت و آخرین مرحله آب گیری سد کرخه را نشان می دهد.



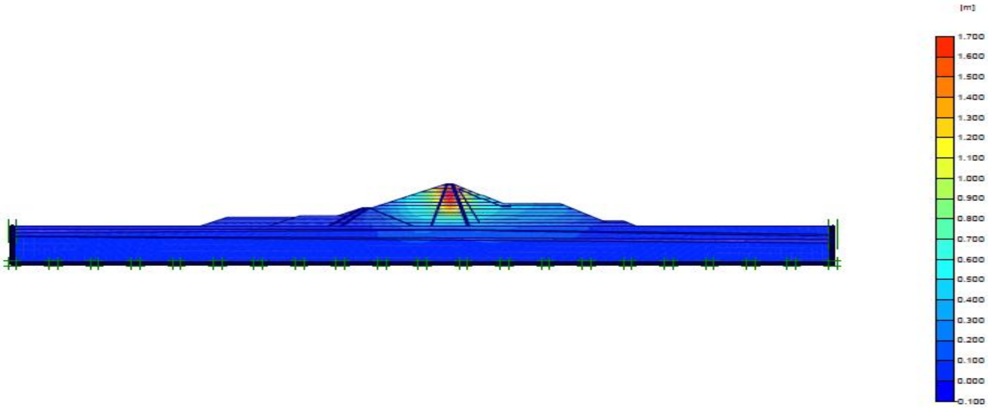
شکل(۱۳): مقایسه نتایج صفحه فشار سنج تراز ۱۴۰ متر موجود در هسته و خروجی نرم افزار PLAXIS



شکل(۱۴): مقایسه نتایج صفحه فشار سنج تراز ۱۴۰ متر موجود در پوسته پایین دست و خروجی نرم افزار PLAXIS



شکل(۱۵): مقایسه نتایج صفحه فشار سنج تراز ۱۴۰ متر موجود در پوسته بالا دست و خروجی نرم افزار PLAXIS



شکل(۱۶):نشست کل بعد از ساخت و آخرین مرحله آب گیری

نتیجه گیری و جمع بندی

رفتارنگاری سد برای بررسی عملکرد سد از لحاظ مسائل ایمنی، مقایسه رفتار واقعی با موارد پیش‌بینی شده در طراحی و تجربه برای طراحیهای آینده لازم و ضروری به نظر می‌رسد. رفتارنگاری با نصب ابزار دقیق در نقاط حساس اندازه گیری پارامترهای مختلف نظیر فشارهای منفذی، تغییر شکل ها و فشارها توده خاک امکانپذیر می‌باشد. در این تحقیق به رفتارنگاری سد کرخه در دوران ساختمان به کمک نرم افزار المان محدود PLAXIS پرداخته شده استکه خلاصه نتایج برگرفته از این تحقیق را شامل می شوند به قرار زیر می باشد:

۱ـ کاربرد روش‌های رفتارنگاری و مقایسه رفتار واقعی سد با پیش‌بینی‌های تئوریک شرایط ایمنی و پایداری سازه را مشخص می‌کند و در صورت نیاز اقدامات اصلاحی و ترمیمی فرصت کافی در پیش خواهد بود این روند موجب می‌شود هر چه بیشتر از خرابی و فجایع ناگوار سدها جلوگیری شود.

۲- با بررسی نتایج پیزومترها، سلول های فشار، نشست سنج ها و همچنین مشاهدات ماهواره ای، ملاحظه گردید که رفتار بدنه حین ساخت و آبگیری، کاملاً منطقی و قابل انتظار بوده و رفتاری که به ناپایداری سد دلالت کند، مشاهده نشده است.

۳- عمده افزایش فشار آب حفره ای ، تنش کل و نشست در بدنه سد حین عملیات ساختمانی اتفاق افتاده است و آبگیری، تأثیر چندانی بر پارامترهای اخیر نداشته است که این مسئله لزوم رفتار سنجی حین ساخت را کاملاً آشکارمی کند. آبگیری، اندکی وجه بالادست هسته را تحت تأثیر قرار داده و همچنین مقداری به نشست پوسته بالادست افزوده است.

۴- پدیده قوس زدگی در هسته سد کرخه کاملاً مشاهده شده است و مقدار آن در نواحی مجاور فیلترها به حداکثر خود می رسد. حین پروسه ساخت، ضریب قوس زدگی کاهش یافته(در واقع پدیده قوس زدگی افزایش می یابد) و پس از ساخت و با شروع آبگیری این ضریب افزایش یافته است.

۵- نشست حاکثر بدنه حین عملیات ساختمانی در نیمه ارتفاع سد به وقوع می‌پیوندد ولی بعد از آبگیری، به علت کاهش تقید جانبی، نشست حداکثر هسته بالاتر ازنیمه ارتفاع سد به وقوع می‌پیوندد.
۶- پیزومترهای الکتریکی موجود در وسط هسته در تراز ۱۰۷ متر و سلول فشار منسوب در فیلتر بالادست در این تراز، دچار خطا شده اند. علاوه بر این، پیزومترهای الکتریکی و لوله ایستایی میانی هسته در تراز ۱۰۷ متر از هماهنگی لازم برخوردار نیستند.
۷- حین پروسه آنالیز برگشتی به طور کلی مشاهده شد که پارامترهای اولیه اندازه گیری شده از دقت مناسبی برخوردار هستند و تنها لازم است که مدول ارتجاعی و نفوذپذیری هسته و پوسته اندکی تغییر داده شود.
۸- به طور کلی نرم افزار PLAXIS با دقت قابل قبولی توانسته است تغییرات تنش و تغییر شکل بدنه سطح را حین ساخت و آبگیری مدلسازی کند.

مراجع :

1.Jansan.LE,(1990), "Advanced Dam Engineering For Design, Construction, and Rehabilitaton."
2.Dunnicliff, J., Green, Gordon E., (1993), "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance", Publication Wiley & Sons.
3.Mirghasemi, A.A., Tarkeshdooz, N., Daadgosttarnia ,S., (2000), "Rore Pressure Monitoring Within Foundation and Impervious Zone of Karkeh Dam During Construction",Proc.20th. Int. Con. Large Dam, Icold, Volume3, PP.259-274, Beiging.
4. Mir Mohammad Hossini, S.M., Tarkeshdooz, N, (2000), "A Comparision Between Predicted and Instrumented Deformations of karkheh Embankment Dam", proc. 20th. Int. Con. Large Dam, Icold, Volume 3, PP. 275-283, Beiging
5. Sandic, Tosic, M.,(2000), "Monitoring of Lazici Dam.",proc.20th. Int. con. Large Dam. Icold, , Volume 3, PP. 133-143, Beiging
6. Hawkes, L., Balley,w.v., (1973), "Desing, Devlop, Fabricate, Test, and Dem on Stratc Permissible Low Cost Cylindrical Stress Gages and Associated Copable of Meauring Change In Stress as a Function of underground Cool Mines, "U.S. Department of The Interior, Bareuu of Mines, Rep., Cont. No. Ho220050
7. Naylor, D.J., Maranha, J.A., Maranha Das neves E., Veiga Pinto A.A., (1997), "A Back-analysis of beliche dam", Geotchnique 47,No.2,pp.221-233
8- Dunnicliff, J., Gordon E.(1993), "Geotechnical Instrumention for Monitoring Field Performance" ,Publication Wiley & sons.

آنالیز دینامیکی سدهای خاکی

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران eima.elyasian@gmail.com

چکیده:

با توجه به اینکه بسیاری از سدهای خاکی در مناطق زلزله خیز احداث شده و یا در دست ساخت قرار دارند، طراحی ایمن آنها در برابر زلزله از اهمیت و جایگاه ویژه ای برخورداراست. بررسی دقیق پایداری لرزه ای سدهای خاکی از مسائل پیچیده در حوزه سازه های خاکی است. دراین تحقیق، مطالعات لرزه خیزی برای سد کرخه با توجه به مشخصات ژئوتکنیکی و زمین شناسی محل سد و منابع احتمالی ایجاد زلزله، تاریخچه محتمل زلزله بم در حالت MCL انتخاب شده و به مدل در برنامه المان محدودPLAXIS اعمال شده است و در نهایت به آنالیز دینامیکی و رفتارنگاری سد پرداخته شده است.

کلمات کلیدی : سدهای خاکی ؛آنالیز دینامیکی؛ المان محدود؛ زلزله؛ رفتار نگاری

مقدمه:

کشور ایران به عنوان یکی از مناطق زلزله خیز جهان همواره در طی سالیان گذشته در معرض زلزله های ویران کننده ای قرار داشته است. شرایط طبیعی و زمین شناسی ایران از نقطه نظر وقوع زلزله به طورجدی در دستورکار مهندسین و برنامه ریزان قرار گرفته است. با توجه به اینکه سدهای بسیاری در مناطق زلزله خیز احداث شده و یا در دست ساخت قرار دارند، طراحی ایمن آنها در برابر زلزله از اهمیت و جایگاه ویژه ای برخورداراست. بررسی دقیق پایداری لرزه ای سدهای خاکی از مسائل پیچیده در حوزه سازه های خاکی است. تنوع خواص دینامیکی بدنه سد و گوناگونی جنس و ضخامت شالوده که می توانند در انتقال، تضعیف و تقویت امواج زلزله نقش اساسی داشته باشند، وجود یا عدم وجود گسل فعال در محدوده محور سد، ویژگی های زلزله مانند فاصله مرکز زلزله تا سد، شدت و طول زمان وقوع زلزله، نوع و امتداد امواج رسیده به سد و محتوی فرکانسی امواج، همه از عواملی هستند که درپاسخ دینامیکی سد نقش به سزایی دارند. به طور کلی سدهای خاکی، سازه هایی سه بعدی، عظیم، نا همگن، غیرایزوتروپ و غیر ارتجاعی هستند که در اندر کنش با شالوده و آب مخزن می باشند. مدلهای عددی که بتوانند تمام عوامل فوق را در نظر بگیرند از پیچیدگی زیادی برخوردار خواهند بود. بسته به اینکه کدام یک از شرایط فوق به طور مشخص حاکم بر مسئله باشد مدل می تواند آن پارامتر را ملحوظ نموده و به منظور یافتن رفتار واقعی تر سد آنها را در نظر بگیرد. در سالهای اخیر پیشرفتهای صورت گرفته در هر دو زمینه نرم افزار و سخت افزار کامپیوتر بسیاری از این مشکلات را خصوصا در زمینه مدل کردن هندسه سه بعدی بدنه سدها و رفتار غیر خطی و غیر ارتجاعی خاک قابل حل نموده است. به همین نسبت پیشرفتهای صورت گرفته در زمینه روشهای آزمایشگاهی و صحرایی در ارزیابی خواص دینامیکی مصالح سد و نتایج حاصل از آزمایش های ارتعاش اجباری سدها و ثبت پاسخ سدها در برابر زلزله های واقعی در جهت تصحیح و اعتبار بخشیدن به روشهای عددی و تحلیلی بسیار موثر بوده است.

آنالیز دینامکی:

طراحی و تحلیل لرزه ای سدهای خاکی، نیازمند ارزیابی احتمال رخدادهای لرزه ای، مشخص کردن نتایج این رخدادها، ارزیابی ریسک های اقتصادی و پتانسیل مرگ و میر مربوط به هر یک از این گزینه ها است.

رخدادهای لرزه ای در نظر گرفته شده برای طراحی، پس از مطالعه داده های لرزه ـ زمین ساخت مربوط به محل سدهای پیشنهاد شده یا موجود، انتخاب می شوند. این بررسی ها نواحی منشا زلزله و یا ساختارهای گسلی، حداکثر زلزله مورد انتظار و رابطه دوره بازگشت با بزرگی زلزله را مشخص می کنند. تجربیات «اداره بازسازی» ایالات متحده، حاکی از این است که در مورد سد و شالوده ای که در معرض روانگرایی نباشد، در شرایط زیر تغییر شکل ها مشکل ساز نخواهد بود:

۱ـ سد از ساخت خوبی برخوردار است (یعنی با تراکم بالایی ساخته شده است) و شتاب های پیک برابر ۰/۲g یا کمتر از این مقدارند؛ یا سد روی شالودهای رسی یا سنگی واقع است و شتابهای پیک ۰/۴g یا کمترند.

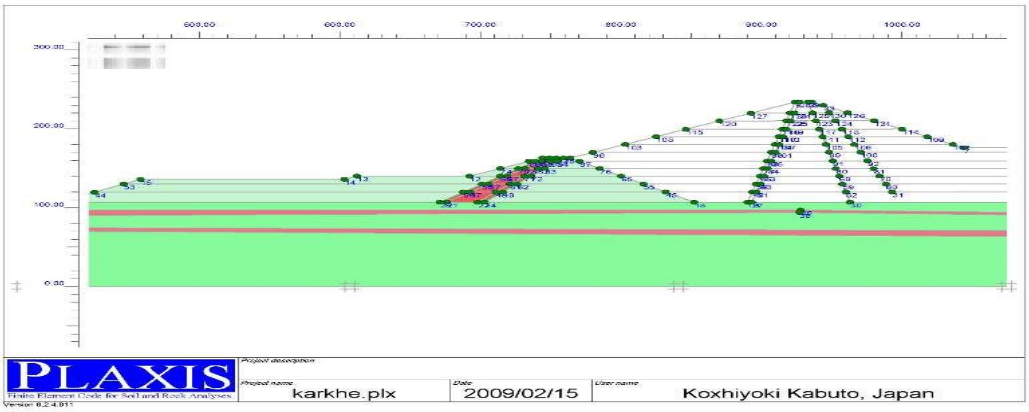
۲ـ شیب های سد برابر ۳ (افق) به ۱ (قائم) یا هموارتر هستند.

۳ـ ضرایب ایمنی استاتیکی سطوح گسیختگی بحرانی شامل تاج (بجز حالت شیب بی پایان) تحت شرایط بارگذاری پیش از زلزله برابر ۱/۵ یا بیشتر هستند.

.۴ـ مقدار ارتفاع آزاد در زمان زلزله، ۲ تا ۳ درصد ارتفاع سد و نه کمتر ۱/۵ متر می باشد. چنانچه این شرایط برقرار باشند، یک آنالیز تغییرشکل با استفاده از روش Newmark انجام می شود. به طور کلی جایگزین، می توان از آنالیز تغییرشکل با رهیافت پتانسیل کرنش به شیوه اجزاء محدود بهره گرفت.

در تعیین پارامترها برای بدست آوردن پاسخ دینامیکی، لازم است شرایط اولیه تنش (سطح تنشهای استاتیکی) در بدنه سد مشخص باشد. بنابراین لازم است ابتدا با انجام آنالیز استاتیکی، سطح تنشها در المانهای مختلف بدست آید.

آنالیز استاتیکی سد کرخه بصورت غیر خطی و با استفاده از مدل الاستوپلاستیک موهر-کولمب و با در نظر گرفتن پی تا عمق ۱۰۷ متری و با وجود نیروی آب آنجام شده است. بارگذاری به صورت ۱۲ مرحله ۱۰ متری و ۱ مرحله ۷ متری انجام می شود و سعی گردیده تا شرایط ساخت مرحله ای مدل شده باشد. شکل (۱-۱)



شکل (۱):ساخت مرحله ای سد

رودخانه کرخه از منطقه میانی و جنوب غربی رشته کوههای زاگرس در نواحی غرب و شمال غرب کشور سرچشمه گرفته و پس از طی مسافتی در حدود ۹۰۰ کیلومتر در امتداد شمال به جنوب، سرانجام در مرز مشترک ایران و عراق به مرداب هورالعظیم می رسد. رودخانه کرخه پس از رودخانه های کارون و دز، سومین رودخانه بزرگ ایران از نظر آبدهی محسوب می شود؛ بطوری که متوسط آبدهی سالیانه این رودخانه در محل احداث سد، معادل ۱۸۸ متر مکعب در ثانیه برآورد شده است. حوزه آبریز این رودخانه بوسعت ۴۳۰۰۰ کیلومتر مربع و شامل استانهای کرمانشاه، همدان، کردستان، ایلام، لرستان و خوزستان میباشد. سرشاخه های اصلی تشکیل دهنده رودخانه کرخه، رودخانه های سیمره، کشکان، قره سو، گاماسیاب و چرداول می باشند.

مشخصات بدنه و مخزن سدکرخه به شرح زیر است:

- نوع سد: خاکی با هسته رسی
- حداکثر عرض سد در پی: ۱۱۰۰ متر
- عرض تاج سد: ۱۲متر
- طول تاج سد: ۳۰۳۰ متر (ششمین در دنیا)
- ارتفاع سد از پی: ۱۲۷ متر
- حجم کل مخزن: ۷/۳ میلیارد متر مکعب (۳۶ برابر حجم مخزن سد کرج)
- حجم مخزن در سطح بهره برداری (تراز ۲۲۰ متر از سطح دریا):۵/۶ میلیارد متر مکعب
- حجم مفید مخزن بعد از رسوب گذاری طی ۵۰ سال در سطح بهره برداری (تراز ۲۲۰ متراز سطح دریا): ۳/۸۹ میلیارد متر مکعب
- مساحت دریاچه در تراز ۲۲۰ متر:۱۶۲/۵ کیلو متر مربع
- طول دریاچه در تراز ۲۲۰ متر: ۶۰ کیلومتر
- حجم کل خاکبرداری: ۱۵ میلیون متر مکعب
- حجم کل خاکریزی: ۳۲ میلیون متر مکعب
- مجموع طول تونلهای احداث شده: ۸۵۵۰ متر

در جدول(۱) خصوصیات مصالح سد

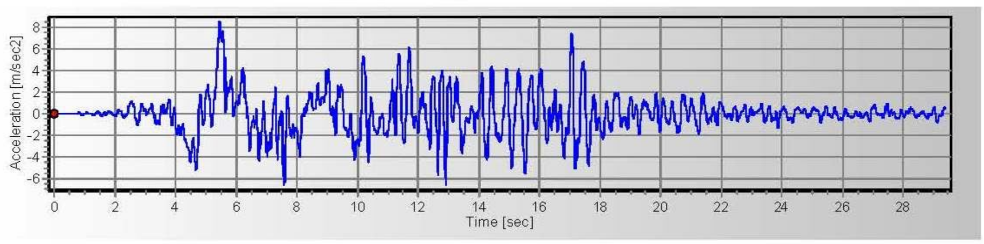
	وزن مخصوص خشک (t/m^3)	وزن مخصوص اشباع t/m^3	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	چسبندگی (kN/m^2)	مدول تغییر شکل (mpa)	ضریب پواسون	زاویه اتساع (درجه)	ضریب نفوذ پذیری (m/day)	پوکی (%)
هسته در حالت UU	1/74	2/02	6	70	35	0/35	2	10^{-5}	34
هسته در حالت CU			12	50					
هسته در حالت CD			20	30					
پوسته	2	2/2	39	–	102	0/25	10	10^{-1}	25
فیلتر و زهکش	1/9	2	35	–	70	0/27	8	1	50
لایه گلسنگ	1/95	2/1	22	0/7	120	0/3	5	10^{-5}	35
لایه کنگلومرا	2/1	2/3	39/4	0/85	900	0/25	12	10^{-4}	45

انتخاب زلزله برای تحلیل دینامیکی سد :

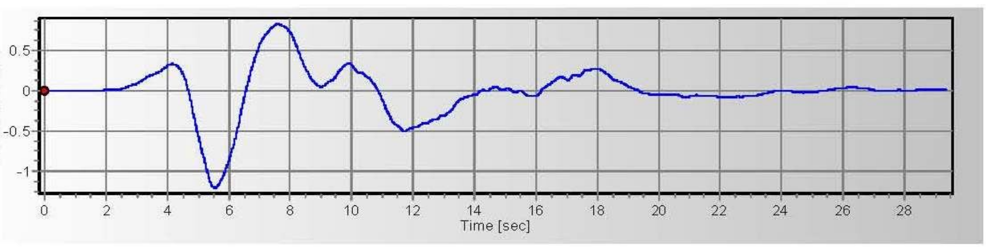
کمیته بین المللی سد های بزرگ دو نوع زمین لرزه را برای طراحی سدها در برابر زلزله توصیه نموده است: زمین لرزه مبنای طرح (DBE) و حداکثر زمین لرزه محتمل (MCE). زمین لرزه مبنای طرح عبارت است از زمین لرزه ای که بتواند حداکثر نیروی دینامیکی ممکن را در طول عمر مفید سد وارد نموده، و سد باید چنان طراحی شود که نیروهای وارده را بدون اینکه خسارت قابل توجهی به آن وارد شود تحمل نماید. همچنین حداکثر زمین لرزه محتمل به زمین لرزه ای گفته می شود که با توجه به شرایط زمین شناسی منطقه، بتواند حداکثر حرکات لرزه ای و شتاب ماکزیمم را در محل سد ایجاد کند. سد طرح شده علی رغم خسارت وارده باید چنین زلزله ای را بدون انهدام کامل تحمل نماید.

به منظور تعیین زلزله مبنای طرح و حداکثر زلزله محتمل در منطقه سد، مطالعات لرزه خیزی و تکتونیک جامعی باید انجام شود و زمین شناسی منطقه و چگونگی گسیختگی های محلی باید بطور کامل بررسی شود تا مشخصات زمین لرزه که شامل محتوای فرکانسی، مدت زمان زلزله، مقادیر اوج شتاب و سرعت و ... تعیین گردند.

در مطالعات لرزه خیزی برای سد کرخه با توجه به مشخصات ژئوتکنیکی و زمین شناسی محل سد و منابع احتمالی ایجاد زلزله، تاریخچه محتمل زلزله بم در حالت MCL ارائه شده است. تاریخچه شتاب افقی و تاریخچه زمانی تغییر مکان در اینحالت در شکلهای (۱-۲)و(۱-۳) نشان داده شده است. حداکثر شتاب حاصل از زلزله ۵/۲ متر بر مجذور ثانیه است.

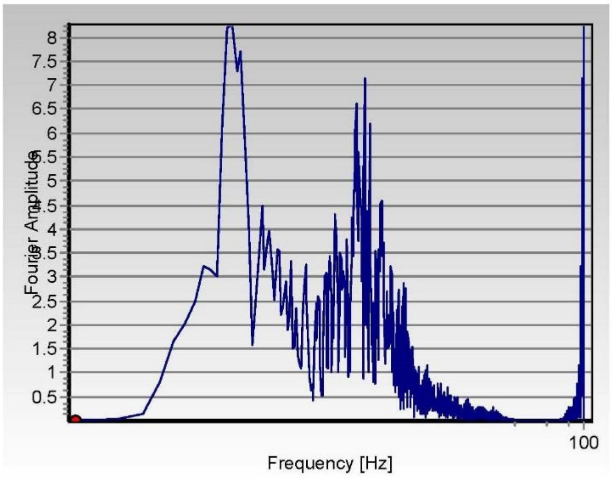


شکل(۲): تاریخچه زمانی شتاب رکورد زلزله طرح



شکل(۳): تاریخچه زمانی تغییر مکان رکورد زلزله طرح

با استفاده از نرم افزار Seismosignal، طیف دامنه فوریه مربوط به رکورد مولفه افقی زلزله طرح بدست می آید که در شکل (۴) نشان داده شده است. با توجه به این طیف، باید از $\omega_1 = 1.48$ تا $\omega_2 = 3.27$رادیان بر ثانیه، میرایی سازه در حد ۰/۰۵ ثابت بماند.



شکل (۵): طیف دامنه فوریه مربوط به رکورد مولفه افقی زلزله بم

بارگذاری دینامیکی:

در همه آنالیزها پی سد با توجه به پارامترهای بدست آمده از آزمایشگاه مدل میشود و برای جلوگیری از بازتاب موج های تنش از مرزهای ویسکوز در اطراف پی استفاده شده است. در تحلیل های ذکر شده در بالا بارگذاری زلزله به صورت اعمال رکورد شتاب زلزله به تکیه گاه ها انجام شده است. بارگذاری فقط در جهت بالادست – پایین دست سد است(به غیر از آنالیز آخر) و رکوردهای زلزله در گامهای زمانی ۰/۰۲ ثانیه به سد اعمال می شود. در این تحلیل ها زمان بارگذاری ۳۰ ثانیه است.

مرزهای مدل

برای محاسبات دینامیک، مرزها باید دورتر از آنالیز استاتیک باشند چون در غیر اینصورت موج های تنش بازتاب خواهد شد و در نتایج محاسبه شده تحریف خواهد شد. با این وجود، قرارگیری مرزها در فاصله دور به المانهای اضافی زیاد و نیز به زمان محاسباتی و حافظه بیشتر نیاز دارد. در این قسمت ما از مرزهای جاذب یا خاموش صحبت خواهیم نمود. روشهای مختلفی برای ایجاد چنین مرزهایی وجود دارد:

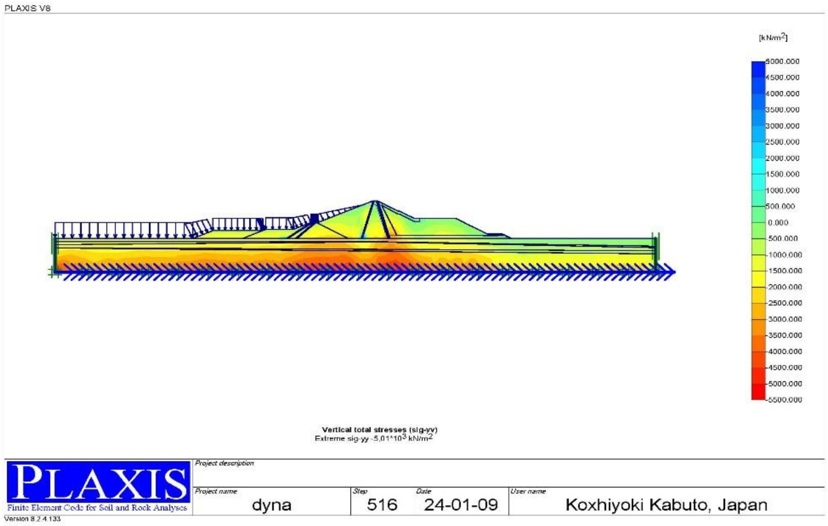
- استفاده از المانهای نیمه محدود (المانهای مرزی)
- سازگاری مشخصات مصالح المانها در مرزها (سختی کم، ویسکوزیته بالا)
- استفاده از مرزهای ویسکوز (میراگرها)

برای ایجاد اثرات دینامیکی در PLAXIS از آخرین روش برای مرزهای جاذب استفاده می شود.

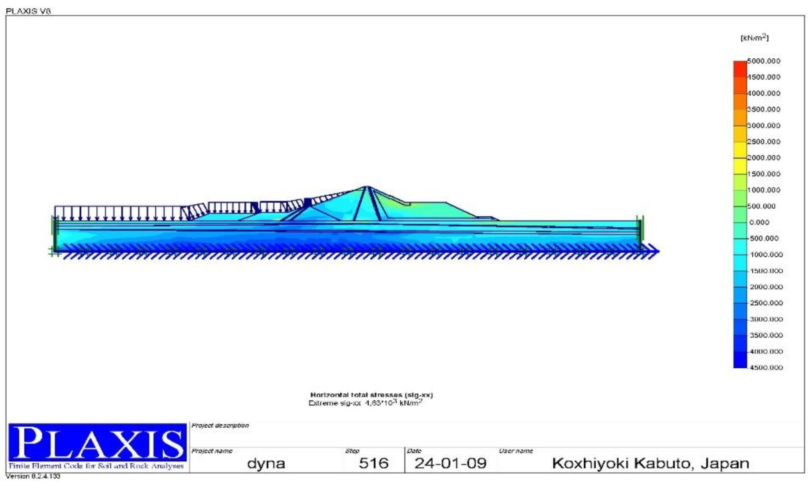
توزیع تنشها

در تحلیل دینامیکی انجام شده، نتایج توزیع تنش های قائم و افقی و همچنین تغییرات تنش های موثر قائم و افقی در اشکال (۱-۶) تا (۱-۹) مشخص شده است. با مقایسه تغییرات تنش های قائم و افقی واضح است که مقدار بیشینه تنش در پی و همچنین در قسمتهای پایین هسته می باشد و کمترین مقدار آن در ارتفاع سد تغییر می کند و همچنین به علت تفاوت محسوس بین سختی های تغییرشکل مصالح (مدول تغییرشکل)، با حرکت به سمت خاکریز از مقدار این تنشها کاسته می شود.با توجه به اثر نیروی زلزله و تغییرات ناگهانی فشار آب حفره ای، نقاطی از سد که در تماس با آب بوده اند به شدت دچار افت تنش موثر در جهات قائم و افقی

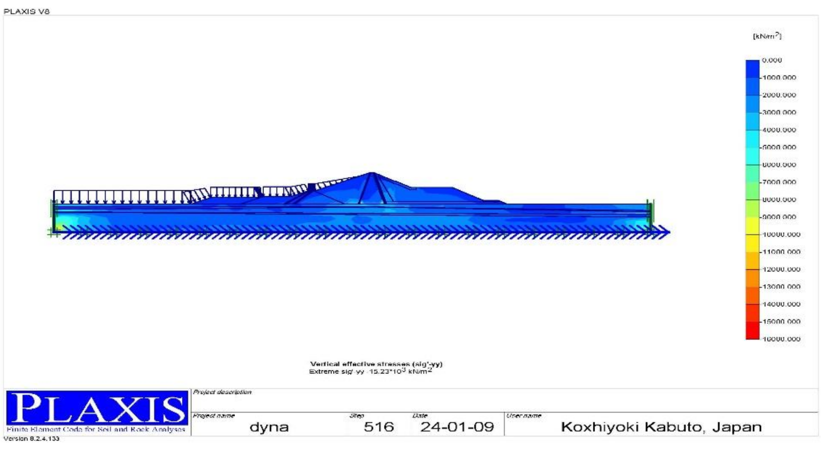
می گردد. با مقایسه اشکال شماره (۸) و (۹) نتیجه می شود که در نقاط بالادست پوسته، تنش موثر به شدت افت کرده حتی به صفر می رسد.



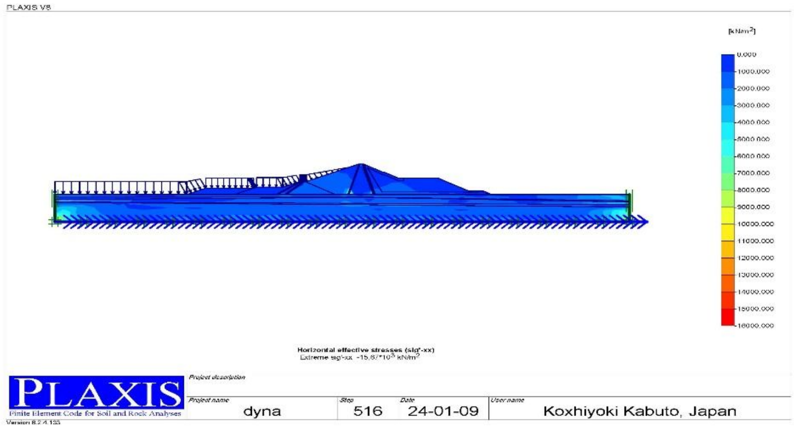
شکل (۶): توزیع تنش های قائم سد کرخه در تحلیل دینامیکی



شکل (۷) توزیع تنش های افقی در تحلیل دینامیکی



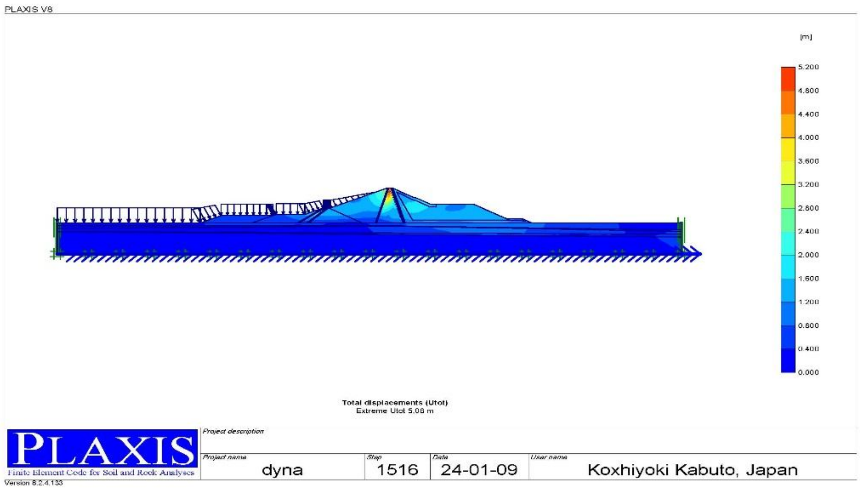
شکل (۸) توزیع تنش های موثر قائم در تحلیل های دینامیکی



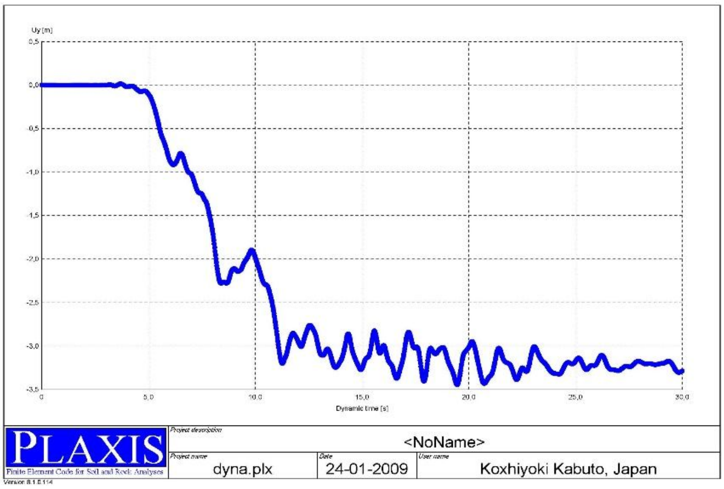
شکل (۹) توزیع تنش های موثر افقی در تحلیل دینامیکی

توزیع تغییر مکان ها

در مرحله تحلیل دینامیکی در ابتدا تغییر مکان در تمامی نقاط سد و در دو جهت X و Y صفر در نظر گرفته شده و برنامه اجرا می شود. لذا تغییر مکان های مشخص شده در شکل (۱۰) فقط ناشی از تحلیل دینامیکی و اثر زلزله می باشد. با توجه به اشکال مورد نظر حداکثر تغییر مکان قائم در تاج سد ۵٫۰۷ متر پیش بینی می شود که تاریخچه زمانی این تغییر مکان در شکل (۱۱) مشخص می باشد. حداکثر تغییر مکان افقی در سد برابر ۱٫۹۲ متر پیش بینی می شود .به طور کلی عدم پایداری سد در حین زلزله، به صورت فرونهشتن پیشانی تاج سد و تورم قسمت های پایین به سمت مخزن دریاچه می باشد که به صورت طبیعی این عمل قابل پذیرش است. همچنین از منحنی هم نشست (شکل۱۰) می توان دریافت که این منحنی ها درناحیه فیلتر متمرکز می شوند و همانطوریکه ملاحضه می شود فیلترها و زهکش ها دارای تغییر مکانهای پسماند بیشتری می باشند و البته مقدار ارتفاع آزاد سد به حدی است که بعلت زلزله در تراوش پایدار خطر سرریز شدن آب از تاج سد(Overtopping) اتفاق نمی افتد و سازه سد در مقابل زلزله MCL رفتار مناسبی نشان می دهد.



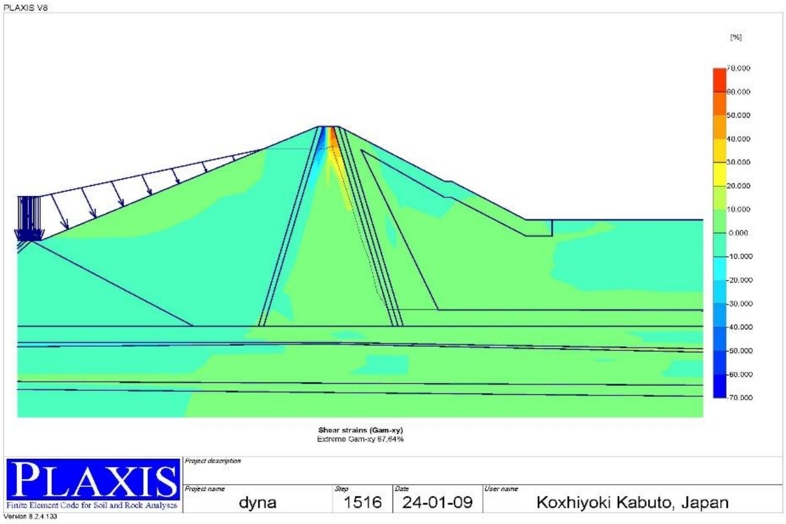
شکل (۱-۱۰) توزیع تغییرمکان افقی در تحلیل دینامیکی



شکل (۱۱): تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم تاج سد

بررسی شکست برشی در هسته

در مبحث شکست برشی فرض بر این است که معیار شکست برشی برای هر صفحه در هر نقطه، کرنش برشی بیش از ۱۵ درصد باشد. با توجه به آنکه قسمت بالایی هسته در ناحیه لغزش قرار می گیرد، نقاطی از هسته که در محدوده تاج سد هستند، کرنش های برشی پسماند تجربه می کنند. حداکثر۱۳درصد کرنش برشی در ارتفاع هسته در شکل (۱۲) آمده است. مشاهده می شود.



شکل(۱۲): تغییرات کرنش برشی در ارتفاع هسته

نتیجه گیری:

در این تحقیق پاسخ غیر خطی سد خاکی کرخه (بزرگترین سد مخزنی کشور) در برابر زلزله با استفاده از مدل الاستوپلاستیک موهر- کولمب ، بدست می آید برای تعیین شرایط اولیه تنش (سطح تنشهای استاتیکی) در بدنه سد سعی گردیده تا شرایط با MCL ساخت مرحله ای مدل شده باشد. سپس فشار های آب به مدل اعمال می شود. برای تحلیل از زلزله مبنای طرح در حال حداکثر شتاب ۵/۲ متر برمجذور ثانیه استفاده شده است. در نهایت جابجایی افقی و قائم ماکزیمم،و شکست برشی در هسته مورد بررسی قرار گرفت.نتایج زیر حاصل این تحقیق میباشد.

۱) با توجه به اثر نیروی زلزله و تغییرات ناگهانی فشار آب حفره ای، نقاطی از سد که در تماس با آب بوده اند به شدت دچار افت تنش موثر در جهات قائم و افقی می گردد که در نتیجه نقاط بالادست پوسته، تنش موثر به شدت افت کرده و در نقاطی حتی به صفر می رسد.

۲) حداکثر تغییر مکان قائم در تاج سد۵,۰۷ متر پیش بینی می شود و حداکثر تغییر مکان افقی سد برابر ۱,۹۲ متر پیش بینی می شود و همچنین تغییر مکانهای افقی سد به سمت دریاچه می باشد. همانطوریکه ملاحضه می شود فیلترها و زهکش ها دارای تغییر مکانهای پسماند بیشتری می باشند و البته مقدار ارتفاع آزاد سد به حدی است که بعلت زلزله در تراوش پایدار خطر سرریز شدن آب از تاج سد(Overtopping) اتفاق نمی افتد و سازه سد در مقابل زلزله MCL رفتار مناسبی نشان می دهد. همچنین عمق سطوح لغزش نسبتا کم است که در مصالح دانه ای دور از واقعیت نمی باشد.

۳) با بررسی نمودارهای نسبت فشار منفذی و تغییرات کرنش برشی در ارتفاع هسته، می توان وقوع یا عدم وقوع ترک را در این ناحیه بررسی نمود.

مراجع:

۱.Balaam, N.P. and Poulos, H.G, “The behavior of foundations supported by clay stabilized by stone columns”, Proceedings of Specialty sessions, VII
European Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering, Helinski.Vol.2.(1983)
2.Bowels, J.E., Foundation Analysis and Design, 4th Edition, McGraw Hill, 278 p(1988)
3. Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M. and Haraka, K. “The Compozer – A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns
۴. Mitchell, J.K. and Huber, T.R., “Performance of a stone column foundation”

سدهای خاکی و راهکارهای بهسازی آنها

ایمان الیاسیان،کارشناس ارشد سازه i.elyasian@gmail.com

چکیده

خاک‌های ریز دانه خاصی در طبیعت وجود دارد که به محض تماس یافتن با آب ،به سرعت شسته می‌شود. این خاک‌هاکه معمولا از نوع رس هستند، در صورت قرار گرفتن در معرض جریان آب حتی اگر سرعت جریان کم باشد به سهولت شسته می‌شوند و فرسایش می‌یابند. بالابودن درصد یون سدیم در آب منفذی از خصوصیات عمده این خاکهاست. خاک‌های مذکور به خاک‌های واگرا مرسومند. این پدیده را با توجه به خصوصیات خاک‌های رسی می‌توان توجیه کرد؛ بین ذرات خاک‌های رسی نیروهای دافعه وجاذبه وجوددارد. نیروهای جاذبه عمدتاً از نوع نیروهای واندروالسی هستند و نیروهای دافعه از وجود لایه دوگانه در اطراف ذرات کانیهای رسی ناشی می‌شوند. در خاک‌های واگرا بر اثر مجاورت با آب نیروی جاذبه بین ذرات از بین می‌رود و در نتیجه ذرات کلوئیدی خاک به سهولت از یکدیگر دور شده و با نیروی کمی که می‌تواند ناشی از حرکت بسیار آرام آب باشد به حرکت در می‌آیند در صورتی که در خاک‌های رسی غیر واگرا نحوه فرسایش به گونه‌ای دیگر است. در این خاک‌ها براثر تماس خاک با آب نیروی جاذبه بین ذرات از بین نمی‌رود و برای فرسایش وشسته شدن آنها لازم است سرعت جریان آب بقدرکافی زیاد باشد. با بررسی راه‌های تشخیص خاک‌های واگرا و ملاحظات طراحی، روش‌های بهبود و اصلاح خاک و مقابله با مشکلات ناشی از آن از جمله استفاده از فیلترهای مانع فرسایش برای هسته‌های واگرا و آماده‌سازی پی خصوصا در محل‌های بحرانی و تماسی و در نهایت با بررسی نقش پدیده واگرایی در فرسایش درونی و مکانیزم وقوع آن و میزان مشارکت آن در شکست هیدرولیکی سدهای خاکی به بهسازی پی در سدهای خاکی می پردازیم
اهداف سد سازی آبیاری زمین های مزروعی-تامین آب آشامیدنی-تولید برق آبی-کنترل سیلابها- پرورش ماهی- تفرجگاه-حفاظت خاک و...

1-سدهای بتنی که به صورت وزنی ویا قوسی هستند
2-سدهای خاکی و سنگریزه ای(خاکی؛ سنگریزه ای ویا مخلوطی)

مشخصه های اقتصادی –هیدرولوژی-پی مناسب-در دسترس بودن مصالح-سرریز مناسب سد-امکان نشت آب از مخزن سد-نحوه انحراف آب- ارزش زمین سد-مدت ساخت-حجم دریاچه یا مخزن-شیب بستر-شکل دره سد-مسیر انتقال آب

کلیدواژه‌ها: خاک‌های واگرا، خاک‌های رسی، بهبود و اصلاح خاک، بهسازی پی ،روانگرایی

- ✓ اجرای مصالح آب بند قیری
- ✓ اجرای بتن ریزی
- ✓ برنامه زمان بندی اجرایی(رعایت توالی و تقدم اجرایی)

شامل : ضخامت قابل قبول لایه- هسته نفوذ ناپذیر و سنگریزه ای یا خاکریزی- تعداد گذر های مورد نیاز توسط تجهیزات متراکم کننده- میزان رطوبت بهینه برای متراکم کردن هسته نفوذ ناپذیر یا خاکریزی- کیفیت سنگریز- شرایط آب و هوایی فصلی- تأثیر تشکیلات زمین شناسی محلی روی پی ها- توپوگرافی و نوع عکس هوایی محل سد- پلان انحراف رودخانه- اجرای دیوار آببند- تاسیسات یا اجرای مجاری تخلیه تحتانی، آبگیرها- اتمام رویه ها همزمان با اجرا و بالا رفتن سد- اجرای لایه نفوذ ناپذیر در رویه بالادست سد- زمان مسدود کردن تونل انحراف درهنگام آبگیری- تزریق کردن پی ها

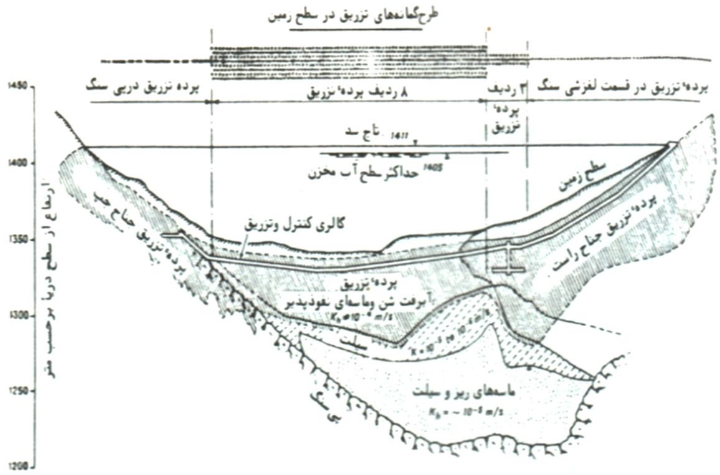
هدف از تزریق

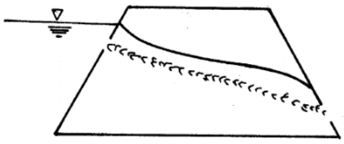
- تقویت پی در زیر سازه ها جهت جلوگیری از حرکت و جابجائی های اضافی.
- به منظور دستیابی به یک سیستم آب بند در زیر یا اطراف یک سازه .
- تراکم تشکیلات خاکی پی سازه ها جهت افزایش مقاومت برشی آنها .
- برای مهار فشار برخاست بر سازه
- پر نمودن فضاهای خالی و جلوگیری از نشست بیش از اندازه تشکیلات

روشهای تزریق

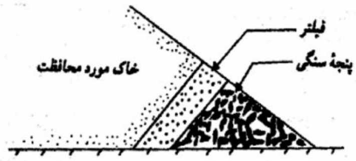
- تزریق با فشار متوسط بدون خراب کردن پی یا تزریق نفوذی Penetration Grouting
- تزریق با فشار زیاد با شکستن بیشتر شکافها یا تزریق جابجائی Displacement Grouting
- تزریق تراکمی و تحکیمی Consolidation Grouting
- اختلاط خاک Soil Mixing
- تزریق با فشار Jet Grouting

- ✓ میزان تولیدی کارگاه مصالح سنگی
- ✓ سدهای سنگی با رویه نفوذ ناپذیر
- ✓ حفاری روباز برای سدهای مخزنی-خاکی
- ✓ برنامه‌ریزی برای گودبرداری وحفاری





پدیدهٔ فرسایش درونی (Piping)

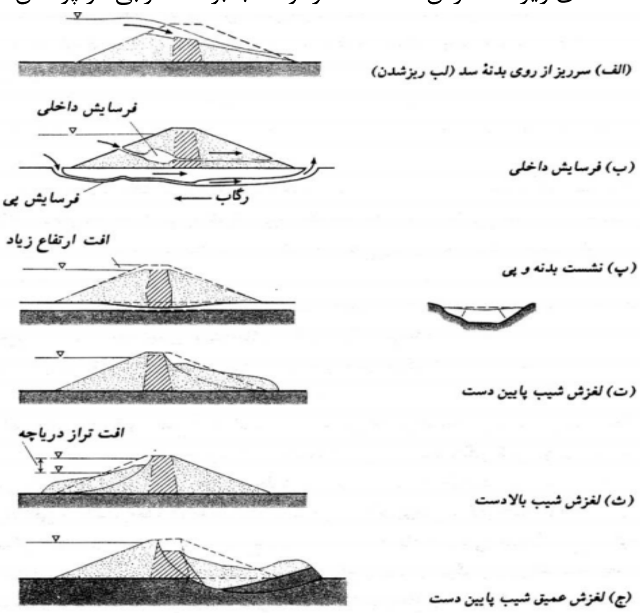


استفاده از فیلتر درپنجه سد خاکی

علل وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی

فرسایش درونی، فرسایش موج و پنجه- پدیدهٔ رگاب- پدیده واگرایی خاکهای رسی- خرابی موضعی- انحلال مصالح بدنه و پی- فرسایش تماسی- کاهش سطح تنش- افزایش فشار آب منفذی- حداقل مقاومت خاک -پتانسیل روانگرایی- ترک خوردگی-کنترل پایداری ، لغزش و تراوش- چسبناک شدن

1-لبریز شدن 2-شسته شدن دانه های ریز 3- لغزش 4- نشت از لوله آب بر 5- خرابی در پوشش غیرقابل نفوذ بالادست



مکانیسم‌های مختلف خرابی سدهای خاکی

۱. ویژگیهای خاک

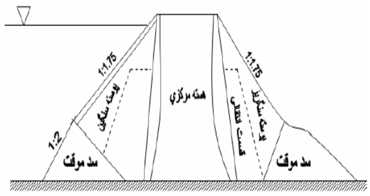
- مدول برشی دینامیکی
- ویژگیهای میرابی
- وزن مخصوص
- ویژگیهای دانه بندی خاک ودانه ها
- دانسیته نسبی
- ساختار خاک

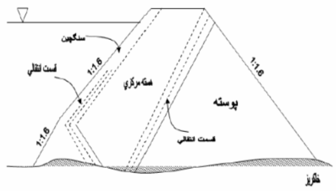
۲. عوامل محیطی

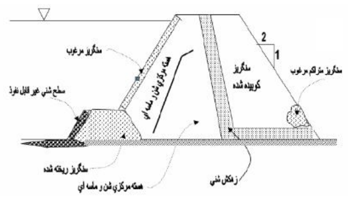
- نحوه تشکیل خاک
- تاریخچه زلزله
- تاریخچه زمین شناسی(سن ،سیمانتاسیون)
- ضریب فشار جانبی خاک
- عمق تر از آب
- فشار محصور کننده موثر

۳. ویژگیهای زلزله

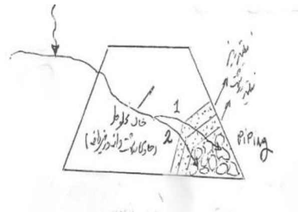
- شدت تکان زلزله
- مدت دوام تکانهای زمین

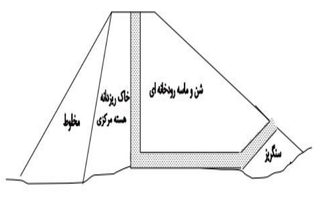


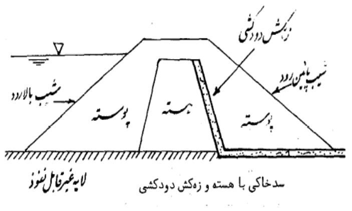




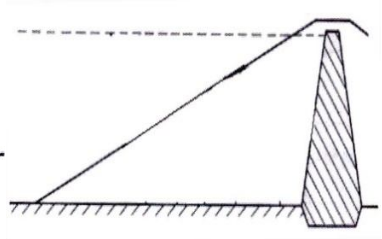
- خواص خاک (منحنی دانه بندی ودرصد ریز دانه)
- درجه اشباع و سطح آب زیر زمینی
- دانسیته نسبی خاک قبل از تراکم
- تنش های اولیه در لایه های خاک قبل از تراکم (تنش های موثر عمودی)
- ساختار ،بافت و سیمانتاسیون خاک قبل از تراکم
- روش های موجود تراکم (انواع تجهیزات ،ظرفیت ارتعاش تجهیزات ،مهارت مهندسین مجری)



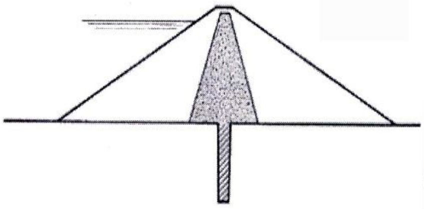




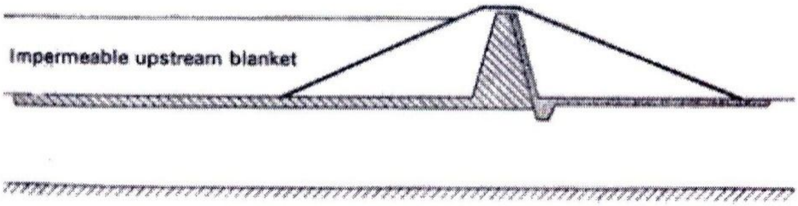
روش های متراکم سازی- روش های مسلح نمودن خاک- روش های زهکشی- پیش بار گذار ی- محدود کردن تغییر شکل برشی- افزودن آهک به خاک واگرا- افزودن سولفات آلومینیوم به خاک واگرا- افزودن ژیپس (سنگ گچ آبدار) به آب مخزن سد- استفاده از فیلترهای مانع فرسایش برای هسته واگرا



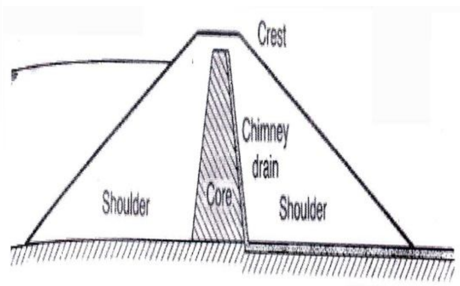
ترانشه‌های آب بند



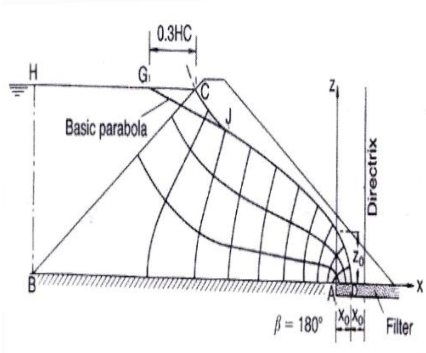
دیوار آب بند



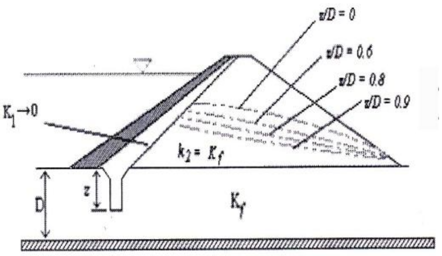
پتوی نفوذ نا پذیر در بالا دست



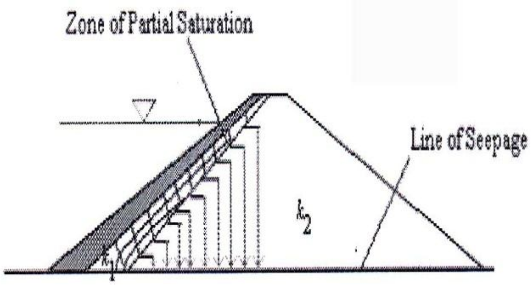
زهکشهای دودکشی



تراوش آب از بالا دست به پایین دست



دیوار آب بند



هسته نازک نفوذ ناپذیر در شیب بالا دست

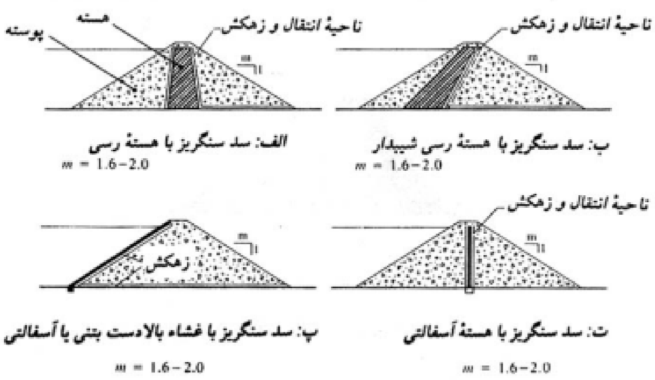
روشهای مختلف آب بندی

۱-ترانشه آب بند Cut off Trench

۲-آب بند ناقص ۳-آب بند سپری ۴- آب بند سیمانی و پرده بتنی در جا

۶-پوشش آب بندها ۷- ژئوسنتیتکها **Geo synthetics**

انواع سدهای خاکی ۱- همگن۲-نوع مطبق۳ -نوع دیافراگمی ۴- با زهکشی پنجه ای ۵- با زهکشی افقی۶- با زهکشی های افقی و قائم ۷- سنگی (سنگریزه)۸- سنگریز با رویه بتنی۹- سنگریز با رویه آسفالتی۱۰- سنگریز با رویه فلزی۱۱-

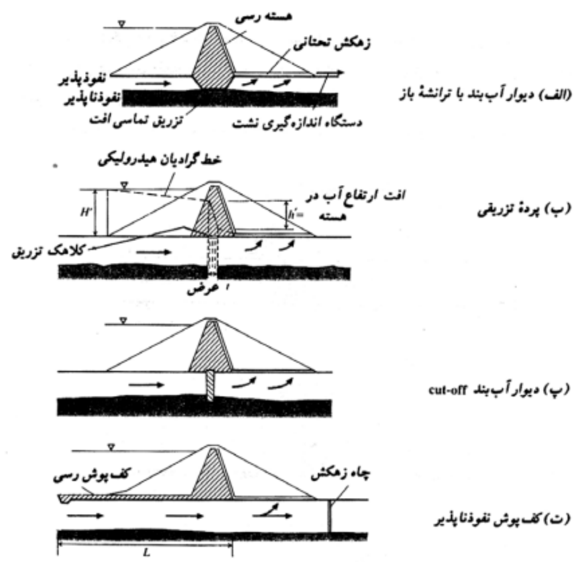


مقاطع تیپ سدهای سنگریزه‌ای

سنگریز با غشا پلاستیکی

کنترل تراوش(نشت)

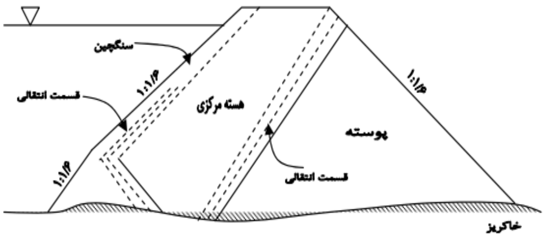
ایجاد زهکش ها-ایجاد فیلترها-هسته مرکزی-چاههای زهکش یا زهکش های عمودی -ایجاد پوشش غیر قابل نفوذ در بالا دست **پرده تزریق- دیوارهای جدا کننده بتونی-دیوارهای جداکننده خاکی - سپر کوبی**

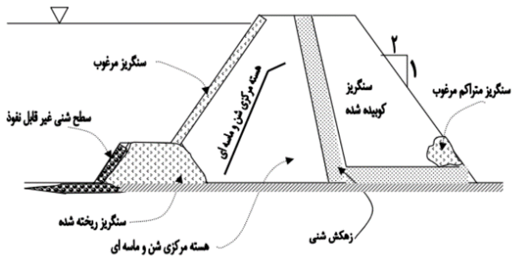


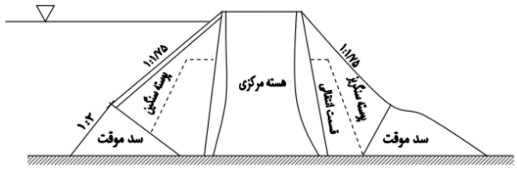
کنترل نشت آب از پی سدهای

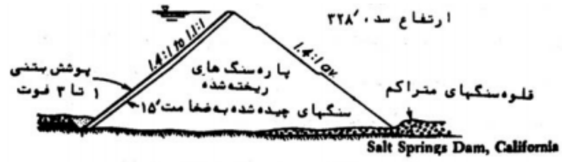
مقاومت سد خاکی و فونداسیون به سه عامل وابسته است:

الف) پلاستیسیته ب) دانه‌بندی و نوع خاک ج) میزان تراکم







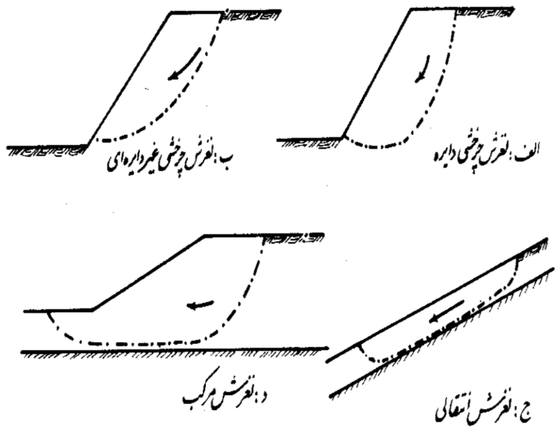


الف ـ با پوشش بالادست

ب ـ با پوشش مخفی (مغزه مایل) دربالادست

ج ـ سدپاره‌سنگی با مغزه نفوذناپذیر

الف - با پوشش بالادست
ب - با پوشش مخفی (مغزه مایل) در بالادست
ج - سد پاره سنگی با مغزه نفوذ ناپذیر
انواع معمولی سدهای پاره سنگی



مراجع:

Borja, R.I., Chao, H-Y, Montans, F.J., & Lin, C-H. 1999. Nonlinear ground response at Lotung LSST site. J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 3, 187-197.

Dowding, C. H. & Rozen, A. 1978. Damage to rock tunnels from earthquake shaking. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, GT2, 175-191.

Dominic, A., Kausel, E. & Whittle, A. 2000. A model for dynamic shear modulus and damping for granular soils ,

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Nov. 2000.

Einstein, H. H. & Schwartz, C. W. 1979. Simplified analysis

for tunnel supports. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, GT4.

Hashash, Y. M. A., Tseng, W. S., & Krimotat, A. 1998. Seismic soil-structure interaction analysis for immersed tube tunnels retrofit. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics III, ASCE Geotechnical Special Publication No. 75, Vol. 2, 1380-1391.

Hashash, Y.M.A. & Park, D., 2001. Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi Embayment, to be published, Engineering Geology.

Kuesel, T. R. 1969. Earthquake Design Criteria for Subways. Journal of the Structural Division, ASCE, ST6, 1213-1231.

Lee, M.K.W. & Finn, W.D.L. 1978. DESRA-2, Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential. Soil Mecahnics Series No. 36, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Lee, V.W. & Trifunac, M.D. 1979. Response of tunnels to incident SH-waves, Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 105, 643-659.

Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. F., & Seed, H. B. 1975. FLUSH: A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems. Report No. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center.

Mair, R. Personal communications, 2000.

Manoogian, M.E. 1998. Surface motion above an arbitrarily shaped tunnel due to elastic SH waves, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 75, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, 754-765, Seattle.

Matasovic, N. & Vucetic, M. 1995. Seismic response of soil deposits composed of fully-saturated clay and sand layers. Proc. 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, JGS, Vol. 1, 611-616, Tokyo, Japan.

Okamoto, S., Tamura, C., Kato, K., & Hamada, M. 1973. Behaviors of submerged tunnels during earthquakes. Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Vol. 1, 544-553.

Owen, G. N. & Scholl, R. E. 1981. Earthquake engineering of large underground structures. Report No. FHWA/RD-80/195, Federal Highway Administration and National Science Foundation.

PB, 1991. Trans-bay tube seismic joints post earthquake evaluation, Bay Area Rapid Transit District, report prepared by Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Nov.

Peck, R. B., Hendron, A. J., & Mohraz, B. 1972. State of the art in soft ground tunneling. Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New York, 259-286.

Power, M. S., Rosidi, D., & Kaneshiro, J. 1996. Volume III Strawman: Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.

ایمان الیاسیان، ساخت سدهای کوچک و متعلقات آن

ایمان الیاسیان، انواع سد

سعید خراقانی، انواع سدهای خاکی

راهکارهای بهسازی و مقاوم سازی ابنیه آبی نظیر سد در برابر زلزله

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران eima.elyasian@gmail.com

چکیده:

سازندهای انسانی دچار آسیب ها و صدمات متفاوتی در گستره استفاده از آنها می شود ولی چیزیی که اهمیت دارد عدم تخریب ناگهانی ابنیه آبی حین وقوع بلایای طبیعی و زلزله می باشد. که نیازمند مراقبت و بهسازی مناسب است. ابنیه آبی با توجه به نیاز های انسان از بدو پیدایش بشری مورد استفاده و ایجاد بشر بوده است و تاکنون گستره فراوانی پیدا نموده است. در جای جای ایران و سایر نقاط دنیا سازه های آبی جدید و قدیمی به چشم می خورد ولی چیزی که از اهمیت بسزائی برخوردار است لزوم بهسازی و مراقبت و نگهداری از آنها می باشد در این مقاله سعی شده است به لزوم این مطلب و راهکارهای آن پرداخته شود. در سازه های آبی بهسازی مداوم و پایش وضعیت از جایگاه متفاوتی با سایر ابنیه برخوردار است و میطلبد که امر تعمیرات پیشگیرانه و بهسازی لرزه ای با مانیتورینگ مداوم به صورت پیوسته و برنامه ریزی شده انجام پذیرد.

کلمات کلیدی: راهکارهای بهسازی ، مقاوم سازی، ابنیه آبی، سد ، زلزله

۱- مقدمه:

ابنیه آبی با توجه به نیاز های انسان از بدو پیدایش بشری مورد استفاده و ایجاد بشر بوده است و تاکنون گستره فراوانی پیدا نموده است. در جای جای ایران و سایر نقاط دنیا سازه های آبی جدید و قدیمی به چشم می خورد ولی چیزی که از اهمیت بسزائی برخوردار است لزوم بهسازی و مراقبت و نگهداری از آنها می باشد در این مقاله سعی شده است به لزوم این مطلب و راهکارهای آن پرداخته شود.

۲- زلزله و اثرات آن بر سازندهای انسانی:

زلزله مخربترین پدیده طبیعی است که معمولا بیش از چند ثانیه طول نمی کشد و در همین زمان اندک خرابی‌های زیادی را ببار می آورد و علت بروز این خرابی‌ها نیز بیش از قدرت، به سریع و ناگهانی بودن حرکات زمین باز می گردد. این حرکات اغلب ناشی از تغییرات زمین ساختی در حاشیه گسلها و راندگی ها بوده و لذا در مناطقی که شکستگی های ساختاری مذکور، توسعه بیشتری یافته اند، زلزله ها نیز معمولا تراکم بیشتری خواهند داشت.

۳- حرکات زمین ساخت:

زمین لرزه ها حاصل فرآیند زمین ساخت فعالیت کره زمین می باشند که در اثر آزاد شدن انرژی ذخیره شده در پوسته زمین (سنگهای گرانیت در اعماق کم و متوسط و بازالت در اعماق زیاد پوسته) می باشد. لیکن زلزله به معنای متداول آن ناشی از حرکات پوسته زمین روی گوشته آن می باشد که باعث فشرده شدن پوسته زمین در بعضی مناطق گردیده و بعد با آزاد شدن انرژی از طریق لغزش بعضی شکاف‌های روی زمین چه در اعماق دریاها و چه در داخل خشکی ها، زلزله بوقوع می پیوندد. علت اصلی این حرکات، وجود گرمای بسیار زیاد داخل هسته زمین و تغییرات دما از عمق به سطح می باشد. گوشته زمین که بین هسته زمین و پوسته قرار گرفته است از طرف هسته بسیار داغ و از طرف پوسته نسبتا سردتر می باشد. حرکت دورانی خمیره گوشته بین هسته و پوسته باعث می شود که پوسته روی گوشته به گردش درآید و در کم ضخامت ترین قسمت پوسته که در کف اقیانوس می باشد از هم شکافته و گوشته خمیری وارد پوسته گردد و آن را تحت فشار قرار دهد. با توجه به حالت کروی زمین این پوسته اضافه شده به دو طریق متعادل می گردد:

الف-کوه‌زایی، نظیر سلسله کوه‌های مختلف جهان (برای مثال زاگرس - البرز و آناتولی در ترکیه)

ب- وارد شدن پوسته به گوشته در مرز بین صفحات واقع بر پوسته زمین (برای مثال دخول پوسته در اقیانوس آرام در زیرکشورهای ژاپن و تایوان)

این رویدادها بطور عمده محدود به نواحی می باشند که در آن بخش‌ها فرآیند دگر شکلی و تکامل پوسته و سایر بخشهای درونی کره زمین ادامه دارد. زمین لرزه‌ها، یکی از بهترین منابع کسب اطلاع از زمین ساخت فعال هر منطقه بوده و از سوی دیگر رویداد آنها باعث ایجاد لرزش‌های شدید زمین و ایجاد خسارت در سازه‌ها می گردد. بنابراین بررسی آنها از دیدگاه‌های لرزه زمین ساخت، زلزله شناسی محض و مهندسی زلزله حائز اهمیت می‌باشد.

فلات ایران از جمله مناطق بسیار فعال جهان است که در طی تاریخ تکوین زمین، حرکات و فازهای تکتونیکی مهم و متعددی را پشت سر نهاده است و این حرکات باعث بروز گسله و شکستگی‌های عمیق و طویلی در پوسته ایران زمین شده‌اند که بسیاری از آنها در حال حاضر نیز فعال بوده و به جهت عمق، طول و سازوکار، از قدرت لرزه خیزی بالایی برخوردار می باشند، بگونه‌ای که به گواه آمار و اطلاعات موجود (چه آنهایی که از کتب و نوشتارهای تاریخی استخراج شده‌اند و چه آنان که در سده اخیر و توسط دستگاه‌های لرزه‌نگار به ثبت رسیده‌اند) ایران در رده مناطق لرزه‌خیز جهان بحساب آمده و همواره در معرض خطر زمین‌لرزه‌های بزرگ و ویرانگر قرار داشته و تقریبا هر ساله شاهد رخداد زمین‌لرزه‌های مخرب می‌باشد.

۴- انواع زمین‌لرزه:

-زمین لرزه‌های تکتونیکی:

زمین لرزه‌های تکتونیکی در برگیرنده تعداد بسیار زیادی از زلزله‌هایی هستند که سالانه در سطح جهان ثبت می‌شوند. حرکات صفحات تشکیل دهنده پوسته زمین عامل ایجاد این زمین لرزه‌ها می‌باشد.

- زمین لرزه‌های آتشفشانی:

این زلزله ها فقط در نواحی فعال آتشفشانی اتفاق می‌افتد و به واسطه انفجارهایی در امتداد مرز صفحات رخ می‌دهند.

- زمین لرزه‌های فروریختی:

بر اثر فرو ریختن غارها و کانال‌های زیرزمینی، زمین لرزه‌هایی ایجاد می‌شود که به نام زمین لرزه‌های فروریختی موسومند. این تکانها بسیار کوچک بوده و فقط اهمیت محلی دارند.

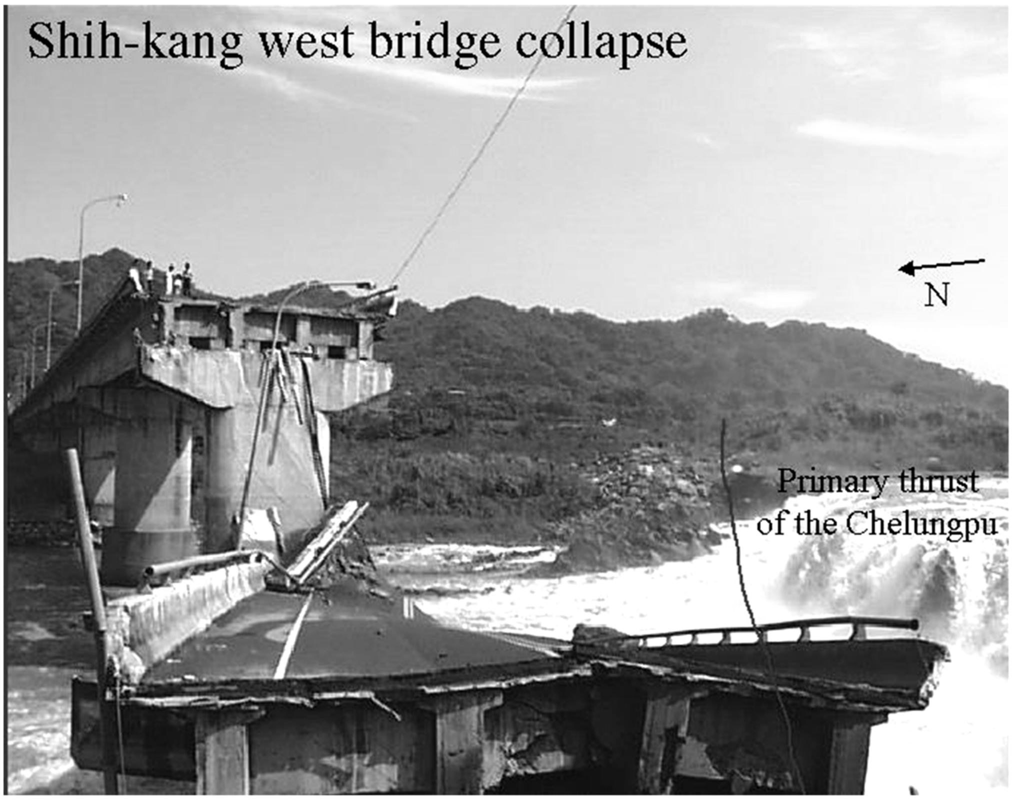
- زمین لرزه‌های القایی:

بر اثر آبگیری یا تغییرات ناگهانی سطح آب دریاچه‌های پشت سدها، تزریق آب یا سیالهای دیگر به داخل زمین و یا استخراج آنها، مخصوصاً در جاهایی که گسلهای فعال وجود دارد زمین‌لرزه‌هایی ایجاد می‌شود. در واقع دلیل اصلی این زمین لرزه‌ها را می‌توان بارگذاری سریع بر روی زمین و یا برداشتن ناگهانی بار زیادی از روی آن ذکر کرد. این زمین‌لرزه‌ها به نام القایی موسومند.

زمین‌لرزه‌هـای نـاشـــی از معادن نیز در این دســـته قرار می‌گیرند. به عنوان مثال می‌توان به زمین‌لرزه‌ای که در ارتباط با آبگیری و تغییرات فصلی سطح آب دریاچه سد سفیدرود روی داد اشاره نمود.

- زمین لرزه‌های ناشی از انفجارها:

انفجارهای نظامی و صـنعتی، همچنین آمد و شد و یا فعالیت‌های ساختمانی، نیز زمین لرزه‌هایی را ایجاد می‌نمایند که شدت، زمان وقوع و محل آنها قابل پیش بینی است.



شکل (۱) زلزله سال ۱۹۹۹ تایوان باعث ویرانی سازه گردیده است.

در میان سازه های ساخته شده بدست بشر، سدها بدلایل مختلف، از جمله اهمیت اهداف ساخت و نیز شدت و حساسیت خطرات و صدمات ناشی از خرابی احتمالی آنها، از موقعیت منحصر به‌فردی برخوردار هستند.

۵- زلزله رودبار:

زمین‌لرزه ســی‌ویکم خرداد ۱۳۶۹ گیلان یکی از مخربترین زلزله های تاریخ معاصـر ایران اسـت. این زلزله را سـراسـر جهان ثبت کرده‌اند. به عنوان مثال مرکز خدمات لرزه‌نگاری سـوئیس بر اسـاس اطلاعاتی که توسـط شبکه لرزه‌نگارها ثبت شده بود یک ارزیابی مقدماتی ارائه کرد که بزرگی آن ۷/۳ ریشـتر بود. چند سـاعت پس از زلزله اصـلی، دو پس‌لرزه قوی با بزرگی ۶/۲ و ۶/۵ ریشـتر رخ داد. در هفته‌های بعد بیش از ۴۰۰ پس‌لرزه دیگر با بزرگی‌های تا ۵/۹ ریشـتر توسـط مرکز ژئوفیزیک دانشـگاه تهران گزارش شـد. شدت لرزش‌ها به حدی بود که منجر به ایجاد ترک‌های اساسی در قسمت فوقانی پشت بندهای میانی سد سفیدرود گردید.

این زمین‌لرزه اسـتان‌های گیلان و زنجان را در شـمال و شـمال‌غربی تهران ویران کرده و حدود ۵۰۰۰۰ کشته و ۵۰۰۰۰ زخمی بر جای گذاشـت. مرکز این زلزله در ۲۰۰ کیلومتری شمال غرب تهران در محلی واقع در منطقه سفیدرود که بین دو شهر کاملا ویران شـده رودبار و منجیل، واقع شـده اسـت. قبل از وقوع زلزله، سـد، نیروگاه و تمامی تاسـیسـات وابسـته به بهترین شـکل در حال بهره‌برداری بوده ولی پس زلزله سـال ۱۳۶۹ رودبار و منجیل سـد سـفیدرود دسـتخوش آسـیب‌های زیادی گردید و وقفه ای در بهره‌برداری آن بوجود آمد نیروگاه و تاسـیسـات وابسـته سـد نیز دچار صدمات جدی گردید که در این پایان‌نامه به آن پرداخته می

شـود. سد لتیان نیز که عینا شرایطی مشابه سد سفیدرود دارد در معرض رخداد زمین لرزه‌های مخرب قرار دارد که باید برای مقابله با آن و مدیریت بحران پس از وقوع زلزله، تجربیات مربوط به سد سفیدرود مد نظر قرار گیرد.

۶- نتایج:

با توجه به آنچه گفته شـد در سازه های آبی بهسازی مداوم و پایش وضعیت از جایگاه متفاوتی با سایر ابنیه برخوردار است و میطلبد که امر تعمیرات پیشگیرانه و بهسازی لرزه ای با مانیتورینگ مداوم به صورت پیوسته و برنامه ریزی شده انجام پذیرد.

۷- پیشنهادات:

با تشـکیل کمیته بهسـازی سـازه های آبی می توان بسیاری از آسیب های وارده به سازه های آبی قدیمی و جدید را برطرف و پیش بینی نمود.

۸- مراجع:

Borja, R.I., Chao, H-Y, Montans, F.J., & Lin, C-H. 1999. Nonlinear ground response at Lotung LSST site. J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 3, 187-197.

Dowding, C. H. & Rozen, A. 1978. Damage to rock tunnels from earthquake shaking. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, GT2, 175-191.

Dominic, A., Kausel, E. & Whittle, A. 2000. A model for dynamic shear modulus and damping for granular soils ,

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Nov. 2000.

Einstein, H. H. & Schwartz, C. W. 1979. Simplified analysis

for tunnel supports. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, GT4.

Hashash, Y. M. A., Tseng, W. S., & Krimotat, A. 1998. Seismic soil-structure interaction analysis for immersed tube tunnels retrofit. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics III, ASCE Geotechnical Special Publication No. 75, Vol. 2, 1380-1391.

Hashash, Y.M.A. & Park, D., 2001. Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi Embayment, to be published, Engineering Geology.

Kuesel, T. R. 1969. Earthquake Design Criteria for Subways. Journal of the Structural Division, ASCE, ST6, 1213-1231.

Lee, M.K.W. & Finn, W.D.L. 1978. DESRA-2, Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential. Soil Mecahnics Series No. 36, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Lee, V.W. & Trifunac, M.D. 1979. Response of tunnels to incident SH-waves, Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 105, 643-659.

Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. F., & Seed, H. B. 1975. FLUSH: A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems. Report No. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center.

Mair, R. Personal communications, 2000.

Manoogian, M.E. 1998. Surface motion above an arbitrarily shaped tunnel due to elastic SH waves, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 75, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, 754-765, Seattle.

Matasovic, N. & Vucetic, M. 1995. Seismic response of soil deposits composed of fully-saturated clay and sand layers. Proc. 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, JGS, Vol. 1, 611-616, Tokyo, Japan.

Okamoto, S., Tamura, C., Kato, K., & Hamada, M. 1973. Behaviors of submerged tunnels during earthquakes. Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, *Vol. 1, 544-553.*

Owen, G. N. & Scholl, R. E. 1981. Earthquake engineering of large underground structures. Report No. FHWA/RD-80/195, Federal Highway Administration and National Science Foundation.

PB, 1991. Trans-bay tube seismic joints post earthquake evaluation, Bay Area Rapid Transit District, report prepared by Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Nov.

Peck, R. B., Hendron, A. J., & Mohraz, B. 1972. State of the art in soft ground tunneling. Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New York, 259-286.

Power, M. S., Rosidi, D., & Kaneshiro, J. 1996. Volume III Strawman: Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.

افزایش مقاومت سدهای بتنی قوسی

i.elyasian@gmail.com ایمان الیاسیان،کارشناس ارشد سازه

h.mesam@gmail.com حسین میسمی، دکترای عمران

چکیده :

در پروژه های سدسازی تمامی بارهای وارده بر بدنه سد ، بررسی و در طراحی اعمال می گردد، سپس سد بر مبنای آن احداث می گردد. قبل از ساخت و حتی در حین عملیات ساختمانی یک سد می توان با تغییراتی در طرح و اجرا نسبت به مقاوم سازی کامل آن اقدام نمود ، ولیکن اگر پس از احداث و آبگیری پاسخهای ابزاردقیق حکایت از عدم مقاومت کافی سد در مقابل بارهای استاتیکی و دینامیکی نماید ، چه باید کرد؟ در این مقاله به یکی از روشهای مقاوم سازی سدهای بتنی قوسی ساخته شده اشاره می گردد که در آن بدون نیاز به خالی کردن مخزن با تزریق در پی و جناحین دره محل احداث ، مقاومت بدنه نسبت به بار زلزله افزایش می یابد.

کلید واژه :

سدهای بتنی قوسی ، مقاوم سازی در دوران بهره برداری ، تاریخچه زمانی زلزله بم ، مدول پی و جناحین ، عملیات تزریق

مقدمه :

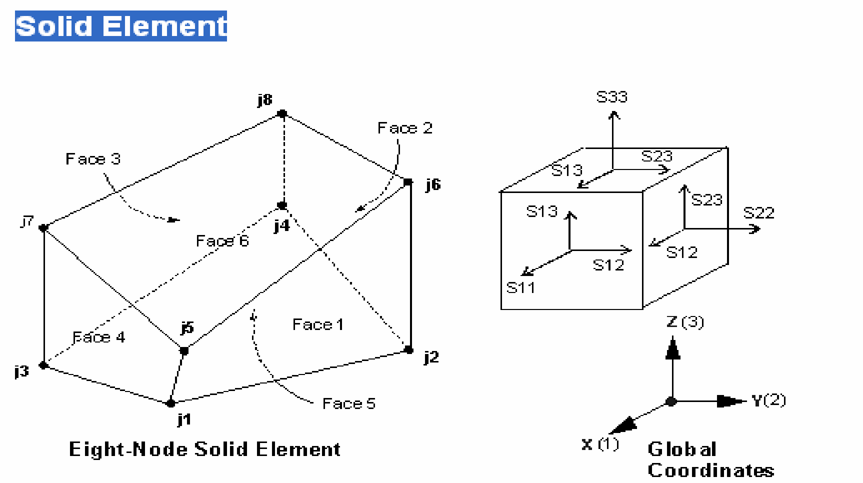
سدهای بتنی قوسی با ویژگیهای خاص و پیچیده اجرایی از جمله سدهایی هستند که در شبکه آب و برق کشور از اهمیت ویژه ایی برخوردارند. هرچند با توانمندی متخصصان ایرانی ساخت اینگونه سدها نیز در کشور متداول و معمول گشته ، اما ممکن است به دلایل متعدد طراحی و اجرا ، فعالیت با مشکلاتی همراه شود.

اگر پس از آبگیری که همواره با پیامدهای سیاسی ، اجتماعی و فرهنگی مواجه است ، مشخص گردد که بدنه در مقابل بار زلزله مقاومت لازم را ندارد ، نمی توان به راحتی مخزن را خالی و توربینهای نیروگاهی را از مدار حارج کرد ، سپس به ترمیم و مقاوم سازی مبادرت نمود..لذا لازم است بدون رها نمودن آب محزن و در هنگام بهره برداری از نیروگاه با روشی دیگر مقاوم سازی و بهسازی صورت پذیرد. از اینرو با کمک مقاله سوم ششمین کنگره (ICOLD) که در اتریش و در سال ۲۰۰۱ برگزار گردید ، مختصات گره ها و المانها استخراج و با نرم افزار (SAP 2000) مدل سد، پی و جناحین ایجاد گردید.سپس با تغییر مدول برشی پی و جناحین در سه سد با ارتفاع مختلف مشخص گردید که هرچه مدول برشی پی و جناحین افزایش یابد ، جابجایی و تنش در بدنه سد ، در مقابل بار زلزله کاهش می یابد.لذا می توان با کمک تزریق در پی و جناحین و به تبع آن، افزایش مدول الاستیسیته و مدول برشی، مقاومت یک سد بتنی ساخته شده را در برابر زلزله افزایش داد.

روش کار:

جهت بررسی امکان مقاوم سازی سدهای بتنی قوسی ساخته شده، ابتدا لازم است مدل سازی مناسبی برای بدنه سد و پی و جناحین آن صورت پذیرد.در اینجا جهت بررسی دقیق و امکان تاثیر دادن پارامترهای مختلف از روش عددی اجزای محدود استفاده می شود. نرم افزار مورد استفاده نرم افزار SAP-2000 می باشد. در مدلسازی میتوان از المانهای مختلفی استفاده نمود المانهای ۸ گرهی، ۱۴ گرهی، ۱۶ گرهی و بالاتر، اما با افزایش تعداد گره ها تعداد معادلات نیز افزایش می یابد که این امر باعث صرف وقت و هزینه بالاتری می گردد. در اینجا جهت تحلیل بدنه پی و جناحین از المان ۸ گرهی Solid استفاده شده است.

شکل شماره ۱ المان Solid

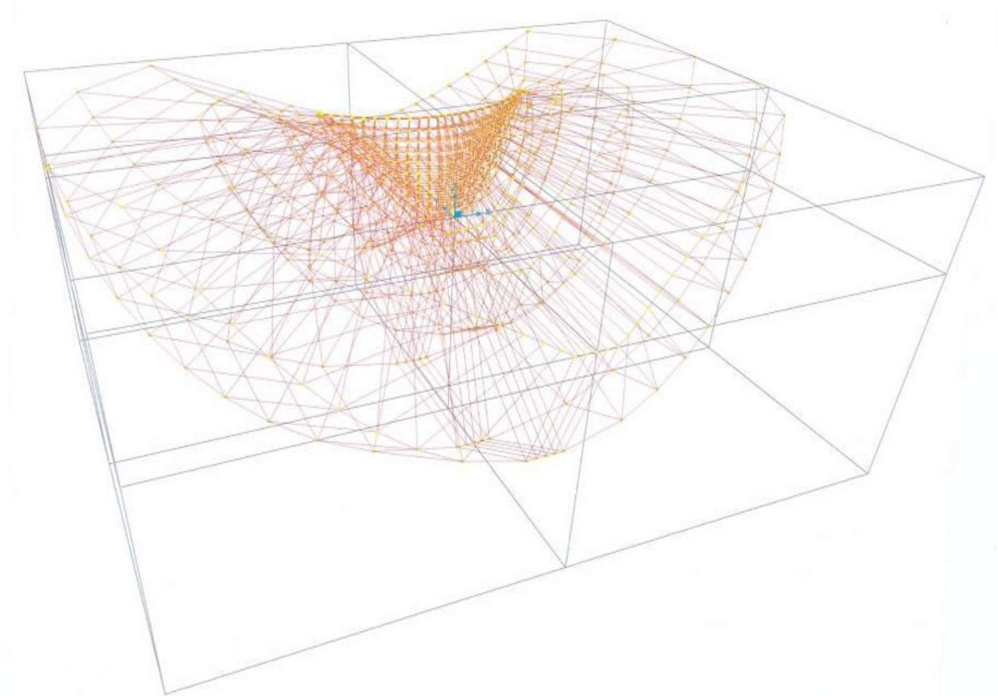


Solid Element Stresses

این المان دارای خصوصیات محوری برشی و خمشی می باشد و تطابق کامل با رفتار المانهای سد بتنی دو قوسی دارد هر المان Solid بصورت یک المان با خصوصیات مشخص که در بین ۸ گره واقع می شود مشخص می گردد. شکل شماره ۱ نمونه ای از المان Solid را نشان میدهد گره ها در قسمت joints معرفی می گردند. تعداد و ابعاد المانها ارتباط کامل به تعداد و موقعیت قرارگیری گره ها دارد در ضخامت سد حداقل سه المان مورد نیاز می باشد که در مدلهای مفروض نیز به سه المان بسنده شده است. بنابراین بایست چهار لایه گره معرفی گردد. با توجه به اینکه هندسه دره نیز جزء مفروضات مدل میباشد میتوان به ازا هر نقطه دلخواه در ارتفاع (z) مختصات نظیر آنرا در عرض دره (x) یا ضخامت بدنه سد (y) را بدست آورد. بنابراین با فرض نمودن ارتفاع دلخواه از روی منحنی طره، y را و از روی منحنی قوس با توجه به روابط ریاضی x را بدست می آوریم. بنابراین با داشتن عرض دره و ارتفاع دره اقدام به شبکه بندی می نمائیم. در این تحقیق به منظور مدلسازی هندسه سد از مقاله سوم، ششمین کنگره ICOLD که در تاریخ ۱۷ اکتبر سال ۲۰۰۱ درانریش برگزار گردید مختصات گره ها و المانها استخراج شد و سپس اقدام به مدلسازی سد توسط نرم افزار SAP 2000 گردید.تا بدین مرحله خصوصیات هندسی مدل معرفی شد. مورد دیگری که توجه به آن در این مرحله ضروری به نظر می رسد عمق مدلسازی پی و جناحین می باشد. حداقل عمق مدلسازی پی و جناحین سه برابر ارتفاع سد در نظر گرفته شده است. حال پس از مشخص نمودن هندسه مدل اقدام به اعمال بارها و مشخص نمودن درجات آزادی گره ها می کنیم. درجات آزادی گره ها مهمترین قسمت مدلسازی میباشد بصورتی که با تعریف نادرست از درجات آزادی دیگر رفتار مدل با رفتار واقعی سازه مطابقتی نداشته و جوابهای حاصله با حقیقت متفاوت می باشد. درجات آزادی هر گره عبارت از اجازه یا توان حرکت یا دوران آن گره در امتدادی خاص یا حول امتدادی خاص می باشد. هر گره در فضا دارای شش درجه آزادی حرکت در سه درجه اصلی x و y و z و حرکات دورانی بصورت R_x و R_y و R_z می باشد. گره های المان Solid دارای سه حرکت آزاد در جهت محورهای اصلی و در کلیه جهات دیگر مقید می باشد. با اعمال این فرضیات می توان انتظار داشت تا مدل رایانه ای

تطابق قابل قبولی با رفتار واقعی سـازه داشـته باشـد. بنابراین بدنه سد به همراه پی و جناحین تا مرز اتصال پی و جناحین (سه برابر ارتفاع سـد) در سـه جهت z و y و x دارای حرکت بوده ولی دوران آنها مقید گردیده اسـت.شکل شماره۲ نمای کلی مدلهای رایانه ای سدهای دو قوسی مدلسازی شده را نشان میدهند.

شکل شماره۲ نمای کلی مدلهای رایانه ای سدهای دو قوسی



جهت تحلیل و بررسی لرزه ای سد بتنی قوسی، عوامل و پارامترهای ذیل مورد استفاده قرارگرفته اند:

- مدول برشـی (G): همانطور که میدانیم مدول برشی با مدول الاستیسیته (E) نسبت مستقیم و با ضریب پواسون (ν) نسبت به معکوس دارد

$G=E/2(1+\nu)$

در اینجا با فرض ثابت بودن جنس پی و جناحین سه نوع سنگ برای پی و جناحین سد ، در نظر می گیریم:

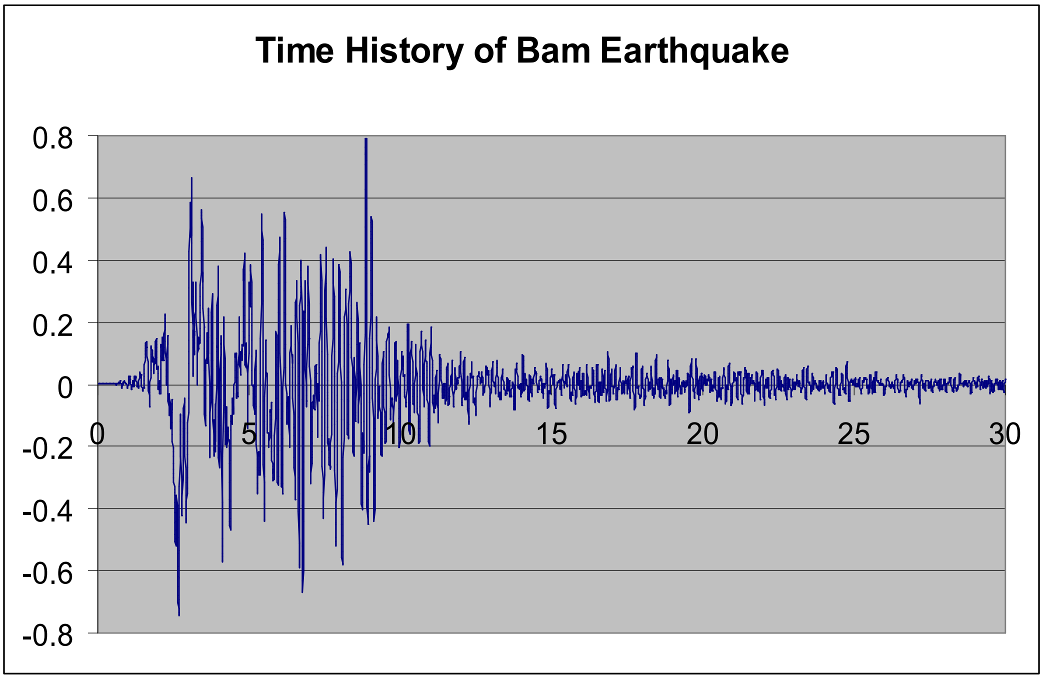
G1،G2 ،G3

- لازم به ذکر است مدول الاستیسته و سایر مشخصات بتن بدنه سد ، در تمامی حالات تحلیل ثابت می باشد و تغییر نمی کند.
- فشار آب مخزن بصورت بار مثلثی اعمال می گرددکه در سطح آب صفر و در عمق H برابر مقدار H. می باشد.
- بار وزن بدنه سد که به مشخصات بتن بستگی دارد نیز در بارگذاری لحاظ شده است.
- برای بررسی اعمال بار دینامیکی، سه ارتفاع مختلف را برای سد در نظر گرفته ایم:

H1=80m ، H2=140m ، H3=200m

- برای اعمال بار زلزله، از روش تاریخچه زمانی و از اطلاعات زلزله بم استفاده شده است ، که در شکل ۳ نشان داده شده است.

شکل ۳ نمودار تاریخچه زمانی زلزله بم

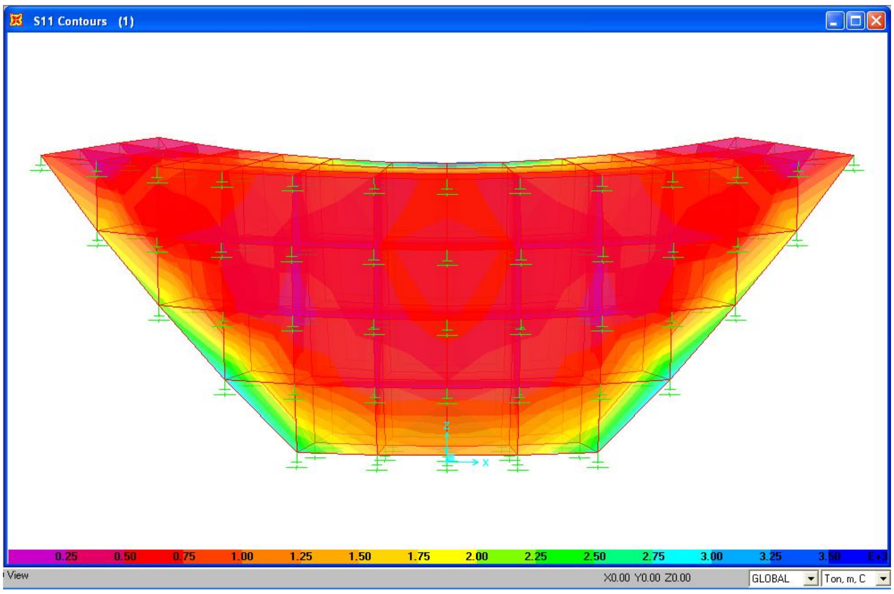


با اعمال سه مدول برشی G1= ۱۲۵۰۰۰ ، G2=۲۱۵۰۰۰۰ و G3= ۴۰۰۰۰۰۰ تن بر مترمربع ، برای حالات پی و جناحین ضعیف ، متوسط و قوی ، در کنار سه ارتفاع مختلف ، بارهای لرزه ای که در اینجا زلزله بم با روش تاریخچه زمانی است ، بار فشار آب مخزن و وزن بدنه سد را با کمک نرم افزار SAP 2000 به نه حالت مذکور اعمال می نمائیم.بدنه سد از بتن ۲۵۰ کیلوگرم در سانتیمتر مربع بوده و در تمامی حالات تحلیل ثابت است.جدول شماره ۱ مشخصات بدنه ، پی و جناحین سد و نسبتهای آنها را در حالات مختلف نشان می دهد.

نتایج :

آنچه مسلم است در بررسی تنش لازم است ، نقاط هم تنش در بدنه سد ترسیم و در حالات مختلف تحلیل مورد بررسی قرار گیرد که در میان حالات متعددی که به کمک برنامه بدست آمد ؛ نقاط هم تنش در بدنه سد ۸۰ متری با مدول برشی پی و جناحین ضعیف بصورت نمونه انتخاب گردید که در شکل ۴ آمده است .

شکل شماره ۴ نقاط هم تنش در بدنه سد

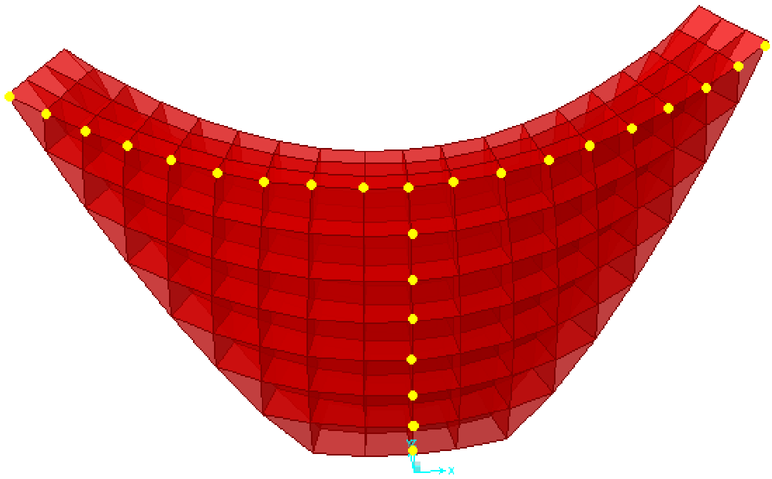


شکل ۵ نقاط مقایسه تنش در بدنه سدها

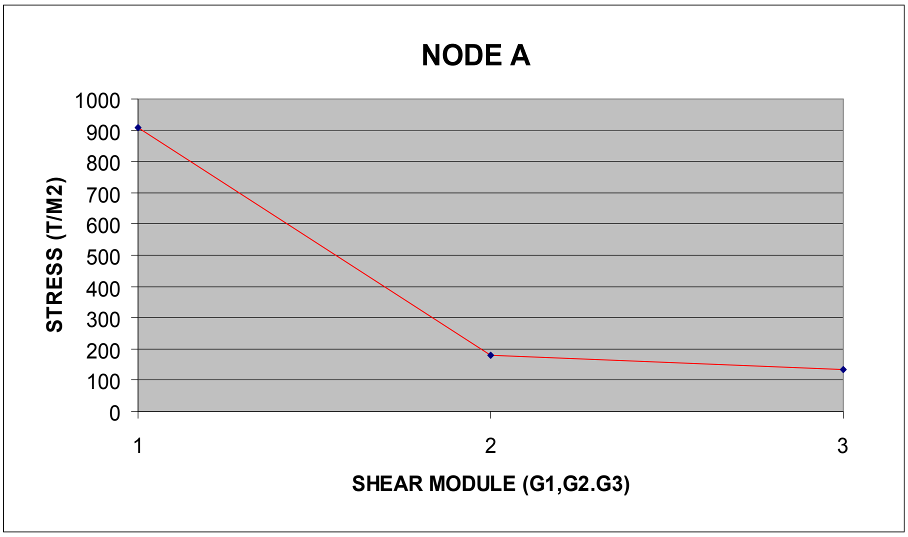
پس از اعمال بارهای مذکور برای مقایســه حالات مختلف ، از تنشــهای بدست آمده در نقاط مختلف بدنه سد ، که در شکل ۵ آمده اســت اســتفاده می نمائیم ، بصــورتیکه تنش هرنقطه در حالات مختلف پی و جناحین ضــعیف ، متوســط و قوی با هم مقایســه می گردد تا کاهش یا افزایش تنش وارده به آن نقطه در حالات مذکور بدست آید.

در تمامی حالات و در تمامی نقاط مقایســه با افزایش مدول برشــی پی و جناحین ، تنش در بدنه ســد کاهش می یابد ، که برای نمونه وضعیت یکی از نقاط بدنه سد در شکل ۶ آمده است.

شکل ۶ کاهش تنش در بدنه سد با افزایش مدول برشی پی و جناحین



مقایسه مشخصات بدنه ، پی ، جناحین	مدول الاستیسیته (تن برمترمربع)	مدول برشی (تن برمترمربع)
بتن بدنه سد	۲۴۰۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰۰
G1پی وجناحین ضعیف	۳۰۰۰۰۰	۱۲۵۰۰۰
G2پی وجناحین متوسط	۵۱۶۰۰۰۰	۲۱۵۰۰۰۰
G3پی وجناحین قوی	۹۶۰۰۰۰۰	۴۰۰۰۰۰۰
E3/Edam=G3/Gdam=4.1	E2/Edam=G2/Gdam=2.18	E1/Edam=G1/Gdam=0.13



بحث و نتیجه گیری :

پس از افزایش مدول برشی پی و جناحین از G1 به G2 و همچنین از G2 به G3 ، تنش در بدنه هر سه سد که ارتفاعهای متفاوتی نیز داشــتند کاهش یافت ، این موضــوع در مورد کاهش جابجاییها نیز صــادق اســت.بنابراین در ســدهای بتنی قوســی هم در زمان ســاخت و هم در زمان بهره برداری می توان با بکارگیری راهکارهایی که منجر به افزایش مدول برشــی پی و جناحین می شــود ، تاثیر زلزله را بر بدنه ســد کاهش داد.اســتفاده از این روش زمانی ارزش واقعی خود را نشــان می دهد که پس از بهره برداری از سد و بهره برداری از نیروگاه امکان تقویت بدنه ســد وجود ندارد.در آن زمان می توان با حفاری گمانه هایی در پی و جناحین ســد و بدون هیچگونه مشــکلی در بهره برداری از ســد و نیروگاه ، و با تزریق به این مهم نائل آمد.عملیات تزریق که امروزه با دستگاههای حفاری و تزریق نه چندان پیشــرفته و به راحتی در پروژه های عمرانی مورد اســتفاده است ، با اشغال حداقل فضای لازم در موقعیتهای مورد نیاز ، به دســتیابی به مقاوم سازی و بهسازی سد کمک شایانی می نماید.موقعیت گمانه های تزریق ، بستگی به پاسخهای ابزار دقیق نصب شده دربدنه سد دارد ، که با کمک آن گروه طراحی ، سازمان و روش اجرای عملیات را مشخص می نماید.

مراجع:

فاروق حسینی، م.، ۱۳۷۹، درآمدی بر مکانیک سنگ، نشر کتاب دانشگاهی

طاحونی، ش.، ۱۳۷۵، اجزاء محدود برای تحلیل سازه ها، انتشارات علم و ادب

مقاله سوم از ششمین کنگره ICOLD

بهینه سازی حجم مخازن سد با استفاده از روش شاخص کمبود تعدیل شده

چکیده:

با نرخ رو به افزایش احداث سدهای مخزنی به منظور مدیریت منابع آبهای رودخانه ای اختصاص دادن فضای کمتر به محل احداث سدهای مخزنی از اهمیت زیادی برخوردار گردیده است. چنانچه ظرفیت مخزن کمتر از میزان مجاز محاسبه شود، سد مخزنی قادر به رفع نیاز آبی پایین دست نمی باشد و از طرف دیگر اگر ظرفیت مخزن بیش از حد نیاز محاسبه گردد طرح به لحاظ اقتصادی قابل توجیه نمی باشد. از بین روشهای موجود روش ۷۵ درصد آبدهی نه تنها کمبود آبی در سالهای مختلف را در نظر نمی گیرد بلکه مصرف آب را نیز محدود می نماید.روش شاخص کمبود به جهت در نظر گرفتن میزان کمی کمبودهای سالیانه ظرفیت مخزن را دقیقتر محاسبه می نماید اما به لحاظ در نظر گرفتن مولفه های محاسبه حجم مخزن سد در دوره های سالیانه از دقت زیادی برخوردار نمی باشد.در روش پیشنهادی نه تنها مولفه های محاسبه حجم مخزن سد به صورت ماهیانه و حتی ده روزه در نظر گرفته می شوند بلکه برای منظور نمودن اهمیت کمبود آب در ماههای سال ارزشهایی برای کمبود های حادث در طرح در زمانهای مختف تعریف می گردند که اهمیت وقوع کمبود را در طراحی مخزن مورد نظر قرار می دهد.اهمیت در نظر گرفتن ارزشهای وزنی به اولویت نسبی محصولات کشاورزی در برخورداری از آبیاری در زمانهای مختلف و اهمیت وقوع کمبود آبی در دوره های مختلف رشد محصول کشاورزی می پردازد و این خود به اعمال مدیریتی در بهره برداری از مخزن می انجامد.

کلمات کلیدی: بهینه سازی، حجم مخازن سد، روش شاخص کمبود تعدیل شده

۱-مقدمه

ایران در منطقه ای از دنیا واقع شده است که متوسط باران سالانه آن کمتر از $\frac{1}{3}$ متوسط باران سالانه جهان است. علاوه بر کمبود باران، توزیع زمانی و مکانی آن نیز بسیار نامناسب است. حتی پر بارانترین نقاط کشور ما، در فصل تابستان نیاز به آبیاری دارند. بنابراین به لحاظ توزیع مکانی و زمانی نیز بارندگی در ایران با نیاز بخش کشاورزی که مصرف کننده اصلی آب در کشور می باشد مطابقت ندارد. اکثر شهرهای ایران نیز در مناطقی واقعند که به رودخانه هایی که جریان آب آنها مستقیماً از رواناب حاصله از بارندگی ها تامین شده باشد دسترسی ندارند. بنابراین باید پذیرفت که خشکی در ایران یک واقعیت اقلیمی است و این ما هستیم که باید خود را با آن سازگاری دهیم. برای زیستن در خشکی چاره کار، شناخت اقلیم و سازگاری با آن است نه مقابله با آن. البته با تمام

خسارتهایی که از خشکسالی ها عاید کشور می شود هنوز براساس معیارهای موجود ایران جزء کشورهای کم آب دنیا قلمداد نمی شود. معیارهای که برای پرآبی یک کشور بکار برده می شود سرانه منابع آب قابل تجدید در آن کشور است. در حال حاضر با توجه به جمعیت جهان مقدار آب تجدید شونده دنیا حدود 6500 متر مکعب در سال برای هر نفر است. اما این مقدار به طور یکنواخت تقسیم نشده است. بطوریکه در بعضی مناطق دنیا مقدار آن زیاد و در برخی جاها کم می باشد. آستانه ۱۰۰۰ متر مکعب در سال برای هر نفر را مرز کم آبی برای هر کشور تعیین کرده اند. در ایران با در نظر گرفتن جمعیت کنونی کشور ، مقدار سرانه آب تجدید شونده حدود ۱۵۰۰ متر مکعب در سال تخمین زده می شود که با این حساب نمی توان آنرا یک کشور کم آب تلقی کرد و بهتر است در حال حاضر آن را جزء کشورهای با تنش آبی در نظر بگیریم. اما توزیع آب در مناطق جغرافیایی کشور نامناسب است. یکی از راههای سازگاری با کم آبی استفاده بهینه از منابع آب و افزایش بهره وری آب است. باید سعی کرد تا حد ممکن از نزولات جوی ، جریان آبهای سطحی و منابع زیرزمینی و رطوبت خاک به نحو مطلوب و بهینه استفاده نمود و این کار عملی نخواهد بود جز با اعمال یک مدیریت بهینه در استفاده از منابع آب.

۱-1- وضعیت منابع آبهای سطحی

در میزان آبهای سطحی ، نوسان شدیدی مشاهده می شود. در اواخر زمستان و اوایل بهار آب رودها و مسیلهای خروشان به دریاها ، دریاچه ها و باتلاقها و کویرها می ریزد و به این طریق مقدار بسیار زیادی آب هدر می رود. اما با فرا رسیدن فصل گرما به ویژه تابستان ، غالباً آنچنان آبها سریع کاهش می یابد و فروکش می کند که در اغلب رودها و مسیلها دیگر قطره ای آب جریان پیدا نمی کند (رودها و مسیلهای فصلی و موقتی). آب رودهای دائمی هم آنقدر کم می شود که در بسیاری از موارد حتی به برخی از روستاهای پائین دست و دور افتاده نمی رسد و از این لحاظ خسارات زیادی به ویژه متوجه کشاورزان می شود. میزان نوسان در شدت جریان آب رودخانه ارتباط مستقیم با میزان بارندگی و ریزش برف در مناطق کوهستانی دارد. میزان نوسانات از فصلی به فصل دیگر متغیر می باشد. همچنین تغییرات زیادی در جریان آب رودخانه هااز سالی به سال دیگر وجود دارد. با توجه به نرخ متغیر جریان رودخانه در ماههای مختلف سال ، کمبود آب در ماههای مختلف سال و حتی دوره های کمتر از ماه مشهود می باشد.

۱-2- کمبود آب و راه حل مقابله با آن

از آنچه که در مورد نوسان شدت جریان رودخانه ها گفته شد، مواجهه با کمبود آبی در فواصل زمانی سالیانه، ماهانه و حتی در دوره های کمتر از ماه نتیجه گرفته می شود و این خود پدیده ای است که سبب وارد شدن خسارات زیادی به بخش کشاورزی و در نهایت حیات اقتصادی و اجتماعی یک منطقه می گردد. از اهمیتی که آب در حیات ساکنین یک منطقه دارد چنین برمی آید که از این نیروی طبیعی روز به روز بیشتر استفاده می شود و کشورها می کوشند تا با مهار کردن آب رودخانه ها ، حداکثر استفاده از آن را در زمینه های مختلف بکنند. در این راستا، احداث سد از جنبه های مختلف دارای اهمیت و بطور مستقیم دارای اثرهای سودمند است که از آن جمله به طور خلاصه موارد زیر را می توان نام برد :

۱- مهار کردن سیلابها و طغیانهای آبی و جلوگیری از خسارات ناشی از آن

۲- ذخیره سازی آب و امکان بهره برداری منطقی و اصولی از آن به ویژه برای فصول کم آب و خشک در مناطق خشک و حتی نیمه خشک. به علت فقر آبی در فصول گرم و خشک فعالیتهای اقتصادی دچار وقفه شده و حتی در معرض نابودی قرار می گیرد. حتی در مناطقی مانند سواحل دریای خزر که تقریباً از لحاظ بارندگی و فراوانی آب شهرت دارند، در فصل تابستان با مشکل کم آبی مواجه می شوند. اما عملاً دیده شده است که احداث سدها و ذخیره کردن آب برای استفاده در فصول خشک به این طریق ، نگرانی که از بابت کمبود آب قبلاً در میان کشاورزان وجود داشته را تا حدودی برطرف کرده است.

۱-3- احداث سد و امنیت در بهره برداری

مهمترین انگیزه احداث سدهای مخزنی، ایجاد اطمینان و اعتماد به دوام و دائمی بودن آب برای ساکنین یک منطقه می باشد. احداث یک سد استفاده کنندگان از آب رودخانه را مطمئن می سازد که نوسان آب مورد استفاده آنان دیگر مانند گذشته ، یعنی قبل از احداث سد شدید نیست یا به عبارت دیگر در شرایط عادی در فصل گرم و خشک تابستان، مردم دچار کم آبی شدید و یا بی آبی

نخواهند شد. در حالی که این امکان وجود دارد که رودخانه بدون سد در دیگر فصول سال از آب کافی برخوردار باشد ولی در فصل خشک تابستان ، آب اندکی در آن جریان یابد، با احداث سد بر روی چنین رودخانه هایی و ذخیره کردن آب آنها در پشت سدها ، این نوسان و تغییرات شدید و بی ثباتی آب تا حدود زیادی از بین می رود که نقش موثری در بهبود وضع زندگی مردم، هم از لحاظ اقتصادی و هم از لحاظ اجتماعی دارد. کشاورزان با دلگرمی و اعتماد برنامه های تنظیم شده برای کشت و زرع را انجام می دهند و با اطمینان خاطر برای زراعت خود خرج می کنند ، تا از وجود آب حداکثر بهره را ببرند. در حالی که این اعتماد و اطمینان در مورد ساکنان اکثر نقاطی که از آب رودخانه بدون سد استفاده می کنند وجود ندارد زیرا کشاورزان در بهار با توجه به فراوانی آب در این فصل ، با عشق و علاقه به زراعت می پردازند و حتی بر سطح کشت خود می افزایند ولی با فرا رسیدن تابستان و فروکش کردن آب رودخانه مایوس می شوند و در مواردی حتی جبور می شوند بیش از دو سوم سطح کشت خود را دیگر آبیاری نکنند تا آب به یک سوم باقیمانده، تا اندازه ای به حد کافی برسد. این بی ثباتی آب زیانهای دیگری نیز در بردارد و آن اینست که کشاورز جرات خرج کردن و سرمایه گذاری در زارعت خود را ندارد و در نتیجه محصول خوبی هم نمی تواند برداشت کند.

۲- تخمین ظرفیت مخزن سد

حجم ذخیره سدها معمولاً از تحلیل آمار درازمدت شدت جریان رودخانه (در حدود ۵۰ سال) و مقایسه آن با نیازهای آبی پائین دست سد و همچنین توجه به خصوصیات هندسی محل محور مخزن سد و سایر عوامل تاثیرگذار تعیین می گردد.

جهت تخمین ظرفیت مخزن سد ابتدا باید منظور از اجرای آن برنامه و نوع بهره برداری سد را با توجه به اولیتها و نیازهای آن منطقه معین و مشخص نمایند. از آن جمله باید مشخص نمود کدام یک از مقاصد زیر شامل اهداف پروژه می باشند:

۱- تامین آب آبیاری منطقه
۲- جلوگیری از طغیان سیل
۳- منحرف نمودن آب
٤- تامین آب مصرفی در شهرها و صنایع
۵- تهیه برق
٦- ....

بسیاری از سدهای کنونی چند جانبه هستند یعنی آب برای کشاورزی و صنعت و شرب فراهم می کنند، از خسارت سیل و شسته شدن خاک و خراب شدن زمینهای زراعتی جلوگیری به عمل می آورند، از آنها برای مصارف خانگی ، کشاورزی و صنعتی برق تهیه می شودوغیره. در مناطق خشک و کم آب ، سدها بیشتر به منظور بهره برداری از آب برای شرب و کشاورزی احداث می شوند. در بعضی از نقاط کشور ، سدهای کوچک از نوع بند انحرافی ساخته می شود که از آنها منحصراً برای آبیاری زمینهای زراعتی استفاده می شود. در سالهای اخیر ساختن سدهای کوتاه یا کوچک به منظور تهیه و ذخیره کردن آب آشامیدنی و کشاورزی به ویژه در نقاط خشک و کم آب کشور بر روی رودخانه های موقتی و فصلی ، خیلی معمول شده است. معمولاً با توجه به اهداف مذکور در بالاست که برنامه لازم برای احداث هر طرح یا سد تنظیم و اجرا می شود

۳- اهمیت دقت در محاسبه حجم مخزن سد

هزینه توسعه منابع آب با نرخ قابل ملاحظه ای روند افزایشی پیدا نموده است، از این رو محاسبه دقیق ظرفیت مخزن سد اهمیت ویژه ای یافته است. چنانچه ظرفیت مخزن سد کوچک باشد، مخزن سد قادر به تامین هدفی که برای آن طرح شده است یعنی نیاز آبی پائین دست خود نمی باشد از سوی دیگر، طراحی کردن مخزن سد با ظرفیتی بالا از جهات مختلف از جمله تغییر کاربری زمین های حاشیه رودخانه از یک سو و افزایش هزینه اجرایی پروژه از سوی دیگر سبب به زیر سئوال بردن اقتصاد طرح می گردد. از این رو با توجه به کمبود آب و اهمیت ذخیره سازی آب ، طراحی و تعیین ظرفیت مخزن سد نیاز به مطالعات عمیقی دارد. در این خصوص تعیین ظرفیت مناسب برای احداث سدهای مخزنی بخصوص در رودخانه های سیلابی که آورد سالانه آنها بسیار متغیر است

نقش اساسی در مدیریت و برنامه ریزی منابع آب ایفا می نماید. بنابراین هرگونه اقدام در راه بهینه سازی حجم مخزن مورد نیاز با توجه به ابعاد اقتصادی طرح گامی به جلو در راه توسعه اقتصادی خواهد بود.

۴-ملاحظات کلی در محاسبه ظرفیت مخزن سد

در طراحی مخازن سد، عوامل و مقاصد متعددی که در توسعه منابع آب دخالت دارند را باید در نظر گرفت. سیاستها و خطوط کلی تعیین شده از سوی تصمیم گیرندگان در ارتباط با توسعه منابع آب در منطقه احداث پروژه در طراحی مخازن سد مورد ملاحظه قرار می گیرد. به عنوان مثال، سدی که در یک منطقه با کمبود جدی آب احداث می گردد با حداکثر ممکن ظرفیت و حداقل مصرف جهت تضمین احتیاجات آبی منطقه طراحی می گردد. به بیانی دیگر اقتصاد طرح تحت الشعاع تامین نیاز آبی منطقه با حداکثر ظرفیت ممکن قرار می گیرد. بنابراین مطالعه دقیقی جهت تعیین ظرفیت مخزن سد در یک منطقه مورد نیاز می باشد. به طور کلی عوامل مهمی که تعیین کننده ظرفیت مخزن سد در یک منطقه می باشند عبارتند از : میزان ریزش جوی

۱. میزان جریانهای ورودی به مخزن
۲. میزان بهره برداری از سفره آب زیرزمینی
۳. نیاز آبی سالیانه و توزیع آن نسبت به زمان
۴. کمبود آب
۵. روش بهره برداری از مخازن سد
۶.تلفات آبی شامل تبخیر و تراوش از سد
۷. احتمالات

علاوه بر عوامل فوق ، مولفه هایی که نقش مهمی در تصمیم گیری بازی می کنند عبارتند از :

۱. درجه آزادی مجاز وقوع کمبود به لحاظ کمیت و دوره زمانی وقوع
۲. خطر پذیری و عدم قطعیت
۳. لحاظ نمودن تاثیرات طرحهای موجود و آینده در حوضه

طرح قابل اجرا ، علاوه بر جوابگویی به نیازهای آبی منطقه باید به لحاظ اقتصادی نیز قابل توجیه باشد . از این رو عوامل موثری که در مطالعات اقتصادی طرح مورد ملاحظه قرار می گیرندعبارتند از :

۱. مقدار هزینه در واحد سطح شبکه آبیاری
۲. مقدار درآمد خالص هر هکتار از محصولات زراعی در آینده و در شرایط آبیاری کامل و درآمد کشاورزی در شرایط بدون اجرای پروژه
۳. هزینه های راهبری و نگهداری بخشهای مختلف پروژه
۴. تعیین دوره بررسی اقتصادی و نرخ تنزیل
۵. رابطه ا فزایش هزینه احداث سد با افزایش ارتفاع آن ویا به عبارتی با حجم مخزن

۵-مرور روشهای موجود در محاسبه حجم مخزن سد

۵-۱- روش ۷۵ درصد آبدهی[1]

در طراحی مخازن سد برای مصارف کشاورزی عموماً روش ۷۵ درصد آبدهی مورد استفاده قرار می گیرد و مصرف به این مقدار جریان محدود می گردد. ظرفیت مخزن عموما با استفاده از منحنی تجمعی یا هر روش مناسب دیگری تخمین زده می شود و سپس با استفاده از آمار موجود جهت کنترل رعایت معیار ۷۵ درصد آبدهی شبیه سازی صورت می پذیرد.

میزان بارش در بخشهای مختلف یک حوزه از یک سال به سال دیگر متغیر می باشد و به همین نسبت حجم جریان رودخانه ها نیز متغیر می باشد. پروژه های آبیاری باید به گونه ای طراحی گردند که احتیاجات آبیاری در بیشتر سالها رفع گردد.

در این روش سعی بر مصرف جریان رودخانه به میزان ۷۵٪ قابلیت اعتماد می باشد. به این مفهوم که در ۷۵ از سالها ، ممکن است در رودخانه ، جریان مازاد داشته باشیم و در ۲۵ درصد از سالها کمبود با دامنه ای متغیر. آشکار است که هر چه میزان اعتماد پذیری بالاتر باشد کمیت آب موجود جهت مصرف کمتر می شود. میزان آب قابل دسترس را می توان با در نظر گرفتن مقداری ظرفیت اضافه جهت استفاده از آب مازاد در سالهای بدون کمبود در سالهای کمبود افزایش داد به این ترتیب یک پروژه را می توان بر مبنای قابلیت اعتماد پائین تری از جریان رودخانه با درجه مشابهی از قابلیت اطمینان طراحی نمود. اما در نظر گرفتن ظرفیت اضافه برای مخزن سد هزینه اضافه دربر خواهد داشت و خود منجر می شود به تخمین زدن هزینه افزوده طرح در برابر ظرفیت اضافه . هر اندازه ارزش آب در یک منطقه بیشتر باشد ، همانند مناطق خشک ، ظرفیت مازادی که برای مخزن سد باید در نظر گرفته شود بیشتر می باشد.

در طرحهای آبیاری اینگونه طلقی می گردد که کشاورز در ۷۵ درصد از سالها باید از بهره مندی از منابع آب اطمینان داشته باشد و در این روش با در نظر گرفتن ظرفیت اضافه این موضوع در نظر گرفته می شود.

پیشنهادات کمیسیون آبیاری به صورت زیر جمع بندی می گردد:

۱. مصرف سالیانه آب به طور تقریبی باید معادل جریان سالانه با ۷۵ درصد قابلیت اعتماد در نظر گرفته شود.
۲. ظرفیت مخزن باید به گونه ای باشد که احتیاجات پروژه آبیاری در ۷۵ درصد از سالها به طور کامل رفع شوند.

محاسبه حجم مخزن

احتمال تامین مقدار نیاز خاصی توسط مخزن را اعتبار مخزن می گویند و به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_f = \frac{N_F}{N} \times 100$$
$$P_R = (100 - P_f)$$

در روابط فوق:

N_f = تعداد سالهای شکست

N= طول عمر پروژه

P_f = درصد شکست

P_R = اعتبار مخزن

محدودیتهای روشهای موجود

از مباحث فوق چنین برداشت می شود که در روش ۷۵ درصد آبدهی مصرف منابع آب از دو جهت محدود می گردد: اول محدود شدن مصرف به جریان با قابلیت اعتماد ۷۵ درصد ودوم طراحی مخزن سد به گونه ای که احتیاجات پروژه را در ۷۵ درصد از سالهایی که پروژه برای آنها طرح شده است برطرف نماید. ممکن است محدودیت در مصرف بواسطه معیار مصرف در ۷۵ درصد از سالها با افزایش ظرفیت ذخیره به حدی که مصرف طرح کاملا رفع گردد قابل حذف باشد. افزایش ظرفیت با در نظر گرفتن متغیرهای مختلف به ندرت عملی می شود.

عموما یک ظرفیت ویژه انتخاب می گردد و جداول عملکرد مخزن به کمک داده های موجود تهیه می گردد. اگر این جداول ناموفق بودن طرح در بیش از ۲۵ درصد از سالها را نتیجه بدهند مصرف طرح در حدی که معیار مصرف در ۷۵ درصد از سالها برطرف نماید کاهش داده می شود. این روش محدودیتهایی دارد به این شرح که فقط تعداد سالهای عدم موفقیت طرح در نظر گرفته می شود و مقدار کمی کمبود در سالهای مختلف در نظر گرفته نمی شود. بنابر این هیچ ارزشی برای میزان کمی کمبود لحاظ نمی گردد.

۵-۲- شاخص کمبود[2] (SI)

موسسه HEC ، سازمان مهندسین ارتش آمریکا با به کارگیری ضریبی موسوم به شاخص کمبود میزان کمی کمبود در سالهای کارکرد پروژه را در نظر می گیرد. (۱۹۷۵)

شاخص کمبود به صورت زیر تعریف می شود:

$$S.I = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Annual \quad Shortage}{Annuel \quad Utilization}\right)^2$$

که در رابطه فوق :

N = تعداد سالهای کارکرد پروژه

$Annual \quad Shortage$ = کمبود سالیانه

$Annual \quad Utilization$ = مصرف سالیانه

هر وقت که شاخص کمبود کوچکتر یا مساوی ۱ باشد طرح موفقیت آمیز است . فرض بر این است که رویداد 20 درصد کمبود در ۲۵ درصد از سالهای کارکرد پروژه مجاز شمرده می شود. قابل مشاهده است که شاخص کمبود مبتنی است بر مقدار کمّی کمبود سالیانه .

جدول (5-1) بیانگر تغییرات درصد کمبود سالیانه و تعداد سالهای عملکرد مخزن است.

جدول(5-۱) نمایش شاخص کمبود

ردیف	شاخص کمبود	تعداد سالهای کمبود در هر ۱۰۰ سال	کمبود سالیانه ٪
۱	۱	۱۰۰	۱۰
۲	۱	۸۰	11/18
۳	۱	۶۰	12/90
۴	۱	۴۰	15/80
۵	۱	۲۵	۲۰
۶	۱	۲۰	22/36
۷	۱	۱۰	31/62
۸	۱	۴	۵۰

باتوجه به مباحث واضح است که روش شاخص کمبود ظرفیت مخزن سد را دقیقتر از روش شاخص کمبود محاسبه می نماید، و این به جهت استفاده نمودن از معیارشاخص کمبود می باشد که میزان کمی کمبود آبی را به صورت سالیانه در محاسبات حجم مخزن سد وارد می نماید.

۵-۳-دیگر نواقص روشهای موجود

تعدادی از نواقص بارز روشهای موجود در طراحی مخزن عبارتند از :

۱. هیچ گونه اشاره ای به حداقل دوره یا دوره مطلوب مطالعات طراحی مخزن در روشهای موجود وجود ندارد. مطالعات در دوره ها با طول های مختلف ، نتایج متفاوتی به دست می دهند. تحلیلهای مبتنی بر طول کوتاه دوره مطالعات نه تنها به تخمین ناصحیح عملکرد پروژه رهنمون می گردند بلکه کلیه محاسبات برای تحلیلهای اقتصادی طرح را نامطلوب می نمایند.

۲. طراحی مخزن سد با مورد ملاحظه قرار دادن پارامترهای موثر از قبیل شدت جریان رودخانه و مصرف در فواصل زمانی طولانی از دقت محاسبه حجم مخزن می کاهد.از اینرو جهت بالا بردن دفت محاسبات لازم است فواصل زمانی محاسبه حجم مخزن سد را از فواصل سالانه به ماهانه و حتی کوتاهتر ده روزه کاهش داد.
۳. دامنه کامل متغیرها با توجه به ظرفیت مخزن و مصرف منابع آب مورد بررسی قرار نمی گیرند و بنابر این مصرف بهینه به حصول نمی پیوندد.

موارد فوق جنبه های دیگری هستند که هنگام طراحی و بهینه سازی ظرفیت مخازن سد باید مورد ملاحظه قرار گیرند.

۶- نیاز به یک معیار استدلالی جهت بهینه نمودن ظرفیت مخزن سد

همانگونه که گفته شد ، طراحی مخزن سد یکی از مهمترین مولفه های برنامه ریزی جهت توسعه منابع آب می باشد. معیارهای موجود و نواقص آنها به طور خلاصه مورد بررسی قرار گرفتند.

با توجه به نرخ در حال افزایش میزان نیاز آبی و لزوم بهینه سازی مصر ف منابع آب در یک محدوده مشخص، بسیار معقول به نظر می رسد که تصمیمی قابل توجیه جهت طراحی مخزن سد اتخاذ گردد. عموما تاسیسات احداث شده جهت حفاظت آب قابل تغییر نمی باشند و این امر به سختی و با صرف هزینه های هنگفت امکان پذیر می باشد. بالا بودن تراز سرریز مشکلات اساسی را به وجود می آورد. به علاوه ، محلهای مناسب جهت احداث نمودن سدی با حجم مخزن بهینه کمیاب می باشد و به همین نسبت امکانات موجود جهت توسعه بهینه منابع آب در دسترس، کم یا محدود می باشند. استفاده از روش ۷۵ درصد آبدهی رودخانه جریان قابل اعتماد جهت طراحی پروژه های آبیاری با معیار تامین ۷۵ درصد از نیازسالهای عمر پروژه، مصرفی بهینه را برای منابع آب پیشنهاد نمی نماید. طراحی پروژه با این روش توسط شماری از محققین مورد بررسی قرار گرفته است و جهت افزایش میزان مصرف طرح استفاده از جریان با ۶۵ یا ۵۰ درصد قابلیت اعتماد پیشنهاد گردیده است. بسیاری از محققین استفاده از متوسط شدت جریان رودخانه را توصیه نموده اند. آشکار است که مصرف بیشتر به طراحی مخزن با حجم بیشتر و در نتیجه افزایش هزینه پروژه می انجامد. شایان ذکر است که میزان مصرف با اصلاح نمودن معیار ۷۵ درصد بهره وری موفقیت آمیز در سالهای طول عمر پروژه قابل افزایش می باشد. بدین گونه که درصد مشخصی از سالها به عنوان عملکرد موفق پروژه تعیین گردد. مقدار کمی کمبود آبی دارای اهمیت می باشد و تخصیص دادن یک سال خاص به عنوان سال شکست پروژه بدون تعیین نمودن درجه حداقل کمبود عملی غیر معقول به نظر می رسد. در واقع حتی تاثیر میزان یکسان کمبود آب در ماههای مختلف سال متفاوت می باشد و این دیدگاه باید در طراحی مخازن سد منظور گردد. همانگونه که قبلا گفته شد ، شاخص کمبود مقدار کمی کمبود سالیانه را مد نظر قرار می دهد. برپایه معیار شاخص کمبود جهت کارکرد موفقیت آمیز پروژه باید ۱۰ درصد کمبود در تمام سالهای کارکرد یا ۲۰ درصد کمبود در ۲۵ درصد از سالهای کارکرد پروژه به وقوع بپیوندد. این شاخص ، تاثیر به سزایی بر نتیجهٔ روشهای موجود که تعداد سالهای کمبود را در نظر می گیرند دارد. با این حال ، نیاز مبرمی به معیاری که کمبود قابل قبولی از مخزن جهت منظورهای مختلف ، تحت شرایط مختلف بهره برداری و در دوره های مختلف با یک نظام ارزشگذاری ترسیم نماید احساس می شود. بدین منظور باید تاثیر فقدان آب بر شرایط اقتصادی و اجتماعی را بررسی نمود. موفقیت یک پروژه این است که از دید مقاصد آن پروژه مورد ارزیابی قرار گیرد. در این راستا ، در نظر گرفتن معیار مشابهی جهت سنجش تمام پروژه ها مناسب به نظر نمی رسد. به عنوان مثال اگر یک طرح جهت آبرسانی به یک منطقه مستعد خشکسالی تدارک دیده شده باشد، لزوما باید از نرخ سود - هزینه به میزان ۱ به ۵ استفاده نمود. از طرف دیگر ، اگر شدت نیازهای اجتماعی آنچنان بالا نباشد، مطلوب است که پروژه تنها بر مبنای معیارهای اقتصادی برآورد شود. منظور از بحث کنونی ، مورد توجه قرار دادن شرایط متغیری است که باید در روند طراحی مد نظر قرار گیرد. همانگونه که قبلا مورد بحث قرار گرفت محاسبه ظرفیت مخزن سد بر مبنای تعداد سالهای کمبود معیار دقیقی به نظر نمی رسد و نیاز است که پروژه بر اساس معیاری معقول تر که در آن مفهوم کمبود به طرز مناسبی تعریف گردد طراحی گردد. حالت ایده آل، برآورد تاثیر کمبودها در قالب تحلیل نرخ هزینه و سودهای اقتصادی و اجتماعی می باشد.

۶-۱- برآوردهای اقتصادی

کمبود آب بر محصولات مختلف در ماههای مختلف سال تاثیر مشخص بر تولید خالص محصولات دارد. کاهش میزان تولید محصولات تحت اثر کمبود آبی به عوامل مختلفی بستگی دارد از جمله :

۱. میزان کمی کمبود آب
۲. تنوع محصولات
۳. دوره رشد محصولات

تحقیقاتی جهت تعریف نمودن عوامل فوق با استفاده از توابع تولید محصولات به وقوع پیوسته است . توابع رشد محصولات که تا به حال پیشنهاد شده اند ، در واقع بسیار تقریبی هستند و استفاده از آنها در چنین محاسباتی بسیار دشوار می باشد. به علاوه ، یک سیاست تثبیت شده عملی با اولویتهای تعریف شده به منظور استفاده از تابع رشد محصولات در تخمین اقتصادی کمبود آب مورد نیاز می باشد. مطابق ملاحظات عملی، ایجاد یک سیاست عملی در مراحل اولیه طراحی مخزن امکان پذیر نمی باشد.

عمل مهم دیگر نوسان قیمت محصولات مختلف می باشد. این خود ناپایداری هایی در معیاری که متکی بر ملاحضات اقتصادی است به وجود می آورد.

۶-۲- ملاحظات اجتماعی - اقتصادی

مطالعات اجتماعی-اقتصادی سطح وضعیت اقتصادی کشاورز و اقتصاد کشاورزی را برآورد می نماید. برای تثبیت روند کشاورزی، استفاده بهینه از آب کشاورزی ضرورت دارد. نه تنها کمیاب بودن آب بلکه ارزش آب و کمبود آن سبب بروز تاثیر عکس بر شرایط اجتماعی– قتصادی جمعیت کشاورزی می گردد. جمعیتی که عموما وابسته به کشاورزی می باشد و شرایط اقتصادی آن وابسته است به تولید محصولات کشاورزی. عموما یک سری الگوی زراعی و ذائقه های غذایی خاصی در یک منطقه موجود می باشد. هر گونه انحراف از ذائقه های غذایی و الگوهای موجود عموما با مقاومت مواجه می شود و یا اینکه به تدریج به شرایط جدیدی که حاکی از منفعت باشد تغییر می یابد. بنابر این جهت طرح ریزی یک پروژه منابع آب شرایط اجتماعی- اقتصادی جمعیت وابسته به منطقه طرح باید در نظر گرفته شود. طرح ریزی باید بر مبنای تامین منافع جمعیت ساکن در منطقه صورت پذیرد تا بازگشت اقتصادی پروژه. به عنوان مثال در منطقه ای که از مشکل کمبود منابع آبی رنج می برد ، کشت محصولاتی که دارای بهره اقتصادی خوبی به لحاظ رونق در بازار دارند برای سکنه ای که دارای ذائقه مصرف محصولات غله ای می باشند منفعت کمی دارد. تحت چنین شرایطی منابع آبی باید جهت زراعت غلات مورد استفاده قرار گیرند به این دلیل که غلات از اهمیت فوق العاده ای برای جمعیت منطقه برخوردار است. این خود البته بر بازگشت مالی پروژه تاثیر می گذارد اما یک قضاوت اقتصادی برای جمعیت ساکن منطقه می باشد.

۶-۳-طرح کلی از روش پیشنهادی

همانطور که قبلا نیز در مورد آن صحبت گردید معیار موجود ۷۵ درصد آبدهی جهت تعیین ظرفیت سد ناقص به نظر می رسد، به این دلیل که در آن میزان کمی کمبود در سالهای عملکرد ناقص پروژه در نظر گرفته نمی شود. بی شک، شاخص کمبود بهتر از معیار ۷۵ درصد عمل می نماید اما در این صورت تنها مقدار کمی کمبود به صورت سالیانه در نظر گرفته می شود. ارزش تاثیر میزان کمبود، به طور قابل توجهی از یک دوره به دوره های دیگر برای یک محصول به صورت منفرد و برای یک محصول نسبت به محصول دیگر در یک دورهٔ مشابه کاملا متفاوت می باشد. به عبارت دیگر ، میزان کمبود آبی قابل قبول چه از دیدگاه اجتماعی و چه از دیدگاه فنی برای محصولات مختلف در ماههای مختلف متفاوت می باشد. این دیدگاه باید در روند طرح ریزی مورد ملاحظه قرار گیرد. به این منظور موارد زیر را باید مد نظر قرار داد :

۱. برآورد کمبود آبی در دوره های مختلف و تخمین تاثیر کمبود آبی بر محصولات مختلف در طول این دوره ها . در نظر گرفتن این نکته تصویری جامع از موقعیت ارائه می نماید اما تعداد پارامترهایی که مورد نظر قرار می گیرند بسیار زیاد است و بنابر این تصمیم گیری تحت تاثیر عوامل زیادی قرار می گیرد.
۲. استفاده از منحنیهای فرمان[3] مناسب تشخیص داده شده در ارتباط با مصرف آب تحت مراحل متفاوتی از کمبود آبی .

اجرا نمودن این بند ممکن است عملی نباشد و به ایجاد پیچیدگیهای قابل ملاحظه ای در روند طرح ریزی بیانجامد.

۳. نسبت دادن ارزش به دوره های مختلف بحرانی رشد محصولات و انواع مختلف محصولات و ارزش آن از دیدگاه اجتماعی-اقتصادی

۶-۴- ارزش گذاری دوره های زمانی مختلف

با مورد ملاحظه قراردادن انواع محصولات طرح، نیازهای آبی آنها، دورهٔ بحرانی رشد محصولات و بازگشت منافع اجتماعی و اقتصادی آنها دوره های مختلف از رشد گیاهان را می توان تفکیک نمود. گیاهان عمده و دوره های رشد آنها قابل تشخیص می باشند و ارزشهایی به این دوره های تشخیص داده شده قابل انتساب می باشد.

با این حال ، با مورد ملاحظه قرار دادن اشکالات عملی ممکن است مطالعه دوره های مشخص 10 روزه یا ماهانه مطلوب واقع گردد. اگر یک دوره مشخص مثلا ماهانه مورد بررسی قرار گیرد عوامل متنوعی که باید مورد بررسی قرار گیرند عبارت اند از :

۱. نیاز آبی ماهانه محصولات و توزیع آب

۲. دوره بحرانی رشد محصولات مختلف کشاورزی

۶-۵- ارزشگذاری تجربی دوره های ماهیانه

با مطالعه دوره های مختلف رشد محصولات کشاورزی از دیدگاههای فوق و با استفاده ازتئوری مجموعه های فازی، ارزشهایی بین ۰ و ۱ به محصولات مختلف انتساب داده می شود به این ترتیب که ارزش ۰ مربوط به ماهی است که کمبود آبی آن کمترین اهمیت را به لحاظ تاثیر بر رشد محصول دارد و ارزش ۱ مربوط به ماهی است که کمبود آبی بیشترین تاثیر را بر رشد محصول دارد. از معایب نظام ارزشگذاری فوق، رویکرد تجربی به قضیه با مطالعه تاثیر کمبود بر رشد محصولات به صورت کیفی و نه کمی می باشد.استفاده از این روش قطعا در ارتقای محاسبات حجم مخزن موثر بوده است اما اگر ارزشهای وزنی به صورتی تعیین گردند که مطابقت بیشتری با واقعیت داشته باشند درجه اعتماد پذیری محاسبات افزایش می یابد. به علاوه تعیین ارزشهای مربوط به دوره ها کمتر از ماه با این روش سوای اینکه دارای پیچیدگی زیادی می باشد از دقت کافی نیز برخوردار نمی باشد.

۶-۶- ضریب پاسخ محصولات کشاورزی

پاسخ محصولات کشاورزی به کمبود آبی توسط ضریب پاسخ محصول[۴] (k_y) به کمیت درمی آید. این ضریب، کاهش نسبی محصول[۵] را به کمبود نسبی تبخیر و تعرق[۶] ارتباط می دهد. کمبود آبی در قالب تبخیر و تعرق واقعی (ET_a) تعریف می گردد و ماکزیمم مقدار تبخیر و تعرق (ET_m) ممکن است به طور مستمر در طول کل دوره رشد محصول یا در طول هر کدام از دوره های رشد شامل : دوره پاگرفتن محصل[۷]، دوره رشد سبزینه[۸]، دوره گل اول[۹]، دوره تشکیل محصول[۱۰] و دوره رسیدن[۱۱] اتفاق بیفتد. مقادیر k_y برای بیشتر محصولات بر مبنای این فرض که رابطه بین محصول دهی نسبی $\left(\frac{y_a}{y_m}\right)$ و تبخیر و تعرق نسبی $\left(\frac{ET_a}{ET_m}\right)$ خطی می باشد برای کمبود نسبی آب در دامنه تغییرات ۵۰ ٪ تا ۰/۵ = $1-\frac{ET_a}{ET_m}$ دارای اعتبار می باشد. بعلاوه مقادیر k_y بر مبنای تحلیل داده های واقعی که دامنه گسترده ای از شرایط رشد را پوشش می دهند بدست آمده اند. نتایج تجربی مورد استفاده، شاخص گونه های مختلف محصول که به محیط رشد تطبیق پیدا نموده اند و تحت یک مراقبت و مدیریت رده بالا قراردارند صادق می باشند.

ضریب پاسخ محصولا ت مطابق رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$K_y = \frac{(1-\frac{y_a}{y_m})}{(1-\frac{ET_a}{ET_m})}$$

که در رابطه فوف:

y_a = محصول دهی واقعی

y_m = محصول دهی حداکثر

ET_a =کمبود آب واقعی

ET_m = کمبود آب حداکثر

۶-۷-کاربرد ضریب پاسخ محصول در طراحی و برنامه ریزی

کاربرد ضریب پاسخ محصول در طراحی و برنامه ریزی در جهت عملکرد پروژه های آبیاری جهت تامین کمی آب مورد نیاز محصولات منطقه طرح را ممکن می سازد. تحت شرایط وجود محدودیت در توزیع و مصرف آب در حد متعادل در کل دوره رشد محصولات در صورت وجود محصولات با ضرایب پاسخ مختلف، محصولاتی که از مقدار ضریب بزرگتری برخوردار می باشند نسبت به محصولات با ضریب کوچکتر به میزان بیشتری از وقوع کمبود آبی خسارت می بینند. خسارات محتمل ناشی از کمبود آبی در مرحله برداشت محصول و ایجاد هما هنگی های مورد نیاز در تا مین نمودن آب جهت کاهش چنین خساراتی را می توان به کمیت درآورد. شناخت عکس العمل محصولات مختلف کشاورزی به کمبود آب در برنامه ریزی تولید از اهمیت قابل توجه ای برخوردار می باشد. برای مثال تحت شرایط وجود محدودیت در تامین آب مورد نیاز آبیاری و با وقوع کمبود آبی به طور مساوی که در کل فصل رشد محصولات رخ می دهد، میزان کاهش محصول برای ذرت با k_y = ۱/۲۵ برای کل دوره رشد از میزان کاهش محصول در ذرت خوشه ای با k_y = ۰/۹۰ بیشتر می باشد. در نتیجه وقتی که این دو محصول در منطقه طرح موجود باشند و حداکثر تولید در واحد حجم مورد نظر باشد، در تامین آب ذرت نسبت به ذرت خوشه ای باید از اولویت برخوردار باشد. اگر طور دیگری به قضیه نگاه شود هنگامی که رسیدن به حداکثر تولید در منطقه طرح مد نظر باشد و زمین به عنوان یک عامل محدود کننده به حساب شمرده نشود، آب در دسترس باید به گونه ای مورد استفاده قرار گیرد که نیاز آبی ذرت به طور کامل رفع گردد. در چنین شرایطی می توان میزان محصولات را با به زیر طرح بردن مساحت بیشتری از زمین به زیر کشت ذرت خوشه ای بدون رفع کامل نیاز آبی محصول درحدی که میزان کمبود آبی از حد بحرانی تجاوز ننماید افزایش داد. به بیان مفصل تر، بررسی عکس العمل محصولات به کمبود آبی در دوره های مختلف رشد از اهمیت ویژه ای در برنامه ریزی آب در دسترس ولی محدود جهت حصول بیشترین محصول برخوردار می باشد. عمده محصولات در دوره شکوفایی و گل دادن نسبت به مراحل اولیه شامل دوره رشد سبزینه پس از مرحله پا گرفتن محصول و دوره های رشد بعدی شامل رسیده شدن از حساسیت بیشتری نسبت به کمبود آب برخوردار می باشند. این موضوع نشانگر این است که زمان تامین آب به همان نسبت سطح تامین آب از اهمیت برخوردار می باشد.بنابراین در برنامه ریزی تامین آب باید اختصاص بهینه تامین آب به محصولات در طول دوره های مختلف رشد را در نظر گرفت، به این طریق که جهت رفع نیاز آبی محصولات، به رفع نیاز آبی محصولات در دوره های با حساسیت بیشتر اولویت بیشتری داده شود. به جای الگوی رفع نیاز آبی به صورت توزیع یکسان در زمان. به عنوان مثال برای ذرت تامین آب باید برای دوره گل دادن، محصول دهی و شکل گیری محصول صورت پذیرد.

۶-۸-کاربرد ضریب پاسخ محصول در برنامه ریزی منابع آب

تحت شرایط وجود محدودیت در منابع آب باید از یک برنامه تامین آب جهت به حداقل رساندن کمبود آبی در طول حساسترین دوره ها (دوره ای با ضریب k_y بالا)استفاده نمود. برای عمده محصولات، این دوره معادل دوره گل دادن و دوره تشکیل دانه محصول است. اجرای این سیاست سبب به حداقل رساندن کاهش تولید محصولات در دوران وقوع کمبود آبی می گردد.

۶-۹-کاربرد ضریب پاسخ محصول در عملکرد مخازن

در طرح ریزی و طراحی سیستمهای تامین آب که با مخزن تغذیه می گردند رها سازی آب برای آبیاری بر مبنای حقابه انتخاب شده یا عرفهای تامین آب صورت می پذیرد. منبع آب به صورت یک پارامتر کاربردی وارد عمل می شود تا یک متغیر کاربردی. آب رها شده شاخص یک جریان ثابت در یک دوره زمانی می باشد در حالی که مفاهیم حقابه و عرفهای تامین آب در مرحله برنامه ریزی

در مصرف مفید می باشند ملاحظات مرتبط با کارآیی آب مصرفی و سطح تولید محصول به طور عمده ای به عملکرد مخزن با بیشترین کارایی کمک می کند. عملکرد مخزن باید درراستای به حداقل رساندن مقدار کمبود آبی در طول دوره رشد محصول باشد به خصوص در زمانی که محصول در حساس ترین دوره رشد به لحاظ بروز عکس العمل به کمبود آبی باشد. اطلاعات مورد نیاز عبارتند از :

۱- تشخیص منبع در دسترس در دوره رشد

۲- تشخیص نیاز آبی محصولات (ET_m) برای محصولات مختلف در دوره های یک ماهه و ده روزه

۳- انتخاب ضرائب پاسخ محصولات طرح

۴- تشخیص توزیع مناسب آب در طول دوره رشد بر مبنای به حداقل رساندن خسارات برداشت محصول به دلیل کمبود آبی در دوره وجود کمبود آبی، برتری تامین آب در میان محصولات در یک منطقه با استفاده از ضرائب پاسخ محصولات قابل تشخیص می باشد.

۶-۱۰- کاربرد ضریب پاسخ در محاسبات مخزن سد

ضرایب پاسخ انتساب داده شده به محصولات مختلف در دوره های مختلف در میزان کمبود آبی دوره های مختلف ضرب می گردد و بدین ترتیب کمبود آبی با ضریب ارزش ماهانه یا ده روزه محاسبه می گردد. با استفاده از کمبود آبی سالیانه حاوی ضریب ارزش کمبود، شاخص کمبود تعدیل شده[12] به صورت زیر نوشته می شود:

$$M.S.I = \frac{100}{N}\sum_{i=1}^{N}\left[(\sum_{1}^{12} S_M \times w_M)/A_U\right]^2$$

که دررابطه فوق:

$M.S.I$= شاخص کمبود تعدیل شده

N = تعداد سالهای کارکرد پروژه

S_m = کمبود آبی ماهانه

W_m = ارزش کمبود ماهانه یا ضریب پاسخ ماهیانه

A_u = مصرف سالیانه

رابطه فوق با اندک تغییراتی به صورت زیر قابل تعمیم به دوره های ۱۰ روزه می باشد:

$$M.S.I = \frac{100}{N}\sum_{i=1}^{N}\left[(\sum_{1}^{36} S_D \times w_D)/A_U\right]^2$$

= $M.S.I$نشانگر شاخص کمبود تعدیل شده

N = تعداد سالهای کارکرد پروژه

S_D = کمبود آبی ده روزه

W_D = ارزش کمبود ده روزه یا ضریب پاسخ ده روزه

A_U = مصرف سالیانه

۶-۱۱- روش محاسبه ارزش کمبود

با احتساب ضریب پاسخ محصولات معادل ارزش کمبود، ارزش کمبود برای هر دوره زمانی مشخص به صورت زیر برآورد می گردد: ارزش هر محصول خاص بر مبنای نیاز آبی محصولات مختلف طرح با استفاده از جداول و نمودارهای ارایه شده توسط سازمان FAO درنشریه ۳۳سازمان نامبرده در هر ماه با توجه به زمان رشد بحرانی تخمین زده شده سپس ارزش کمبودمعادل هر دوره زمانی

با در نظر گرفتن سطح زیر کشت محصولات مختلف و میانگین- گیری وزنی نسبت به سطح زیر کشت قابل محاسبه می باشد. به ترتیب فوق ارزش کمبود برای یک دوره ماهانه به صورت زیر محاسبه می گردد :

$$Wj = \frac{\sum_{i=1}^{n} wij * Ai}{\sum_{i=1}^{n} Ai}$$

که در رابطه فوق :

wj = میانگین ارزش کمبود ماهیانه یا ماهیانه

wij = ارزش کمبود محصول I در ماه یا دهه J

Ai = سطح زیر کشت محصول I

n = تعداد محصولات

۷- اهداف مطالعه حاضر

در مطالعه حاضر به منظور ارائه یک روش جهت تخمین حجم مخزن سد به صورت بهینه با در نظر گرفتن کمبود آب تحت شرایط مختلف ، روشهای موجود طراحی مخازن سد از قبیل منحنی تجمعی جریان، روش ۷۵ درصد آبدهی رودخانه، روش شاخص کمبود (SI) مرور شده اند. روش ۷۵ درصد آبدهی رودخانه ظرفیت سد را بگونه ای محاسبه می نماید که فقط در ۷۵ درصد از زمان پیش بینی شده آب مورد نیاز را تامین می نماید. با توجه به ایرادات روش فوق ، موسسه مهندسین هیدرولوژی (Hec) روش شاخص کمبود را ارائه داد که طبق این روش ، پروژه به گونه ای طراحی می گردد که در ۲۵ درصد از زمان فقط 20 درصد کمبود وجود داشته باشد. روشهای ذکر شده به دلایل زیر فاقد دقت کافی در محاسبه حجم مخزن سد می باشند : روش ۷۵ درصد آبدهی رودخانه علاوه بر اینکه در ۲۵ درصد از زمان توجهی به وقوع کمبود ندارد در ۷۵ درصد دیگر نیز میزان بهره برداری از سد را محدود می نماید. روش شاخص کمبود مخزن سد را به مراتب با دقت بیشتری محاسبه می نماید. اما به این دلیل که شاخص کمبود را به صورت سالیانه در نظر می گیرد فاقد دقت کافی می باشد.   در مطالعه حاضر ، جهت مقایسه روشهای موجود و پیشنهادی، ظرفیت مخزن سد موجود با استفاده از روشهای موجود و پیشنهادی محاسبه می گردد. روش شاخص کمبود تعدیل شده (MSI) با استفاده از آمار و اطلاعات ماهانه روزه رودخانه و در نظر گرفتن کمبودهای ماهیانه و به تخمین ظرفیت مخزن سد می پردازد که نسبت به روشهای موجود برآورد دقیقتری ازحجم مخزن سد به دست می دهد. تفاوت این روش با روش شاخص کمبود این است که علاوه بر در نظر گرفتن کمبود به صورت ماهیانه در محاسبه ظرفیت مخزن سد، میزان تاثیر کمبود آب بر محصولات مختلف کشاورزی نیز منظور گردیده است. در نهایت با اصلاح مجدد روش شاخص کمبود تعدیل شده ، با در نظر گفتن کمبود در دوره های ۱۰ روزه و دخالت دادن تاثیر کمبود آب بر محصولات مختلف کشاورزی ظرفیت مخزن سد طراحی می گردد و در پایان نتایج حاصل از اعمال روشهای پیشنهادی که حاکی از وجود پتانسیل بهره وری بیشتر از ظرفیت مخزن سد نسبت به وضع موجود می باشند ارائه می گردد.

۸-روش مطالعه

جهت دستیابی به اهداف فوق مدل شبیه سازی بهره برداری از مخزن سد با استفاده از زبان برنامه نویسی مطلب نوشته شده است. مدل نامبرده توجیه پذیری ظرفیتهای مختلف مخزن سد در روشهای مختلف را مورد تحلیل قرار می دهد و در نهایت نتایج حاصل از محاسبه حجم مخزن به روشهای مختلف را تحلیل می نماییم. در تحلیل صورت گرفته که بر اساس قابل توجیه بودن شاخص کمبود در دوره ها ی سالانه، ماهانه و ده روزه و همچنین بهره مندی اراضی پایین دست سد در ۷۵ درصد از زمان طول عمر پروژه در مصارف طرح سالانه متفاوت صورت می پذیرد آشکار می گردد که سد موجود از پتانسیل بیشتری جهت آبرسانی به اراضی پایین دست برخوردار می باشد یا اینکه جهت آبرسانی به اراضی پایین دست در شرایط فعلی سد موجود دارای ظرفیتی بیش از میزان نیاز می باشد. به این ترتیب مزیت استفاده از روش های پیشنهادی در محاسبه بهینه ظرفیت مخزن سد به این صورت آشکار می گردد که سد موجود قابلیت آبیاری مساحت بیشتری از اراضی پایین دست را دارد.

$1-75\%$ *Dependable Flow*
2 – Shortage Index
3 – *Rule curve*
4 – Crop Response Coeficient
$5-1-\frac{y_a}{y_m}$
$6-1-\frac{ET_a}{ET_m}$
7 – *Establishment*
8 – Vegetative
9 – Flowring
10 – *Yield Formation*
11 – Ripening

فهرست مراجع

۱ـ پیشوایی. سید احمد و میرباقری.سیداحمد ، " تحلیل داده های هیدرولوژیک در محاسبه حجم مخازن "، مجموعه مقالات اولین کنفرانس هیدرولوژی ایران، دانشگاه تهران، دانشکده فنی ۲۳ـ ۲۰ خرداد ۱۳۶۸

۲ـ تمنایی. حمیدرضا، " محاسبه حجم بهینه مخازن و بده قابل تضمین در بهره برداری از رودخانه "، مجموعه مقالات اولین کنفرانس هیدرولوژی ایران، دانشگاه تهران، دانشکده فنی، ۲۳ـ ۲۰ خرداد ۶۸

۳ـ خدیور. حسین ، " تاثیر احداث سد شهید رجایی بر منابع آبهای سطحی و زیرزمینی دشت تجن " ، استاد راهنما : دکتر جعفر ناجی ، اسفند ۷۸، دانشکده صنعت آب و برق کشور

۴ـ رستم افشار. ناصر، " مهندسی منابع آب " ، سازمان چاپ و انتشارات وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی ، چاپ اول، تهران ۱۳۷۵

۵ـ قریشی. علی اصغر، شریعتی. محمد رضا، جاراللهی. مرضیه ، "برآورد آب مورد نیاز گیاهان عمده زراعی و باغی کشور، جلد اول، محصولات زراعی" ، موسسه تحقیقات خاک و آب کشور

۶ ـ قریشی. علی اصغر، شریعتی، محمد رضا، جاراللهی. مرضیه، شهابی فر. مهدی، "برآورد آب مورد نیاز گیاهان عمده زراعی و باغی کشور، جلد دوم، محصولات باغی" ، موسسه تحقیقات خاک و آب کشور

۷ـ کردوانی.پرویز، "منابع و مسائل آب در ایران، جلد اول، آبهای سطحی و زیرزمینی و مسائل بهره برداری از آنها" ، انتشارات دانشگاه تهران ، ۲۰۲۹ ، چاپ دوم با تجدید نظر

۸ـ نجفلو. اسدالله ، "طراحی هیدرولوژیکی سیستم های منابع آب"، مجموعه مقالات اولین کنفرانس هیدرولوژی ایران، دانشگاه تهران، دانشکده فنی ، ۲۳-۲۰ خرداد ۶۸

۹ـ نقیبی بیدختی. علی، ابریشم چی. احمد، " بهره برداری بهینه مخزن با استفاده از برنامه ریزی پویای فازی " کنفرانس بین المللی سازه های هیدرولیکی ، بخش عمران دانشکده فنی مهندسی دانشگاه شهید باهنر کرمان، ۱۲ و ۱۳ اردیبهشت ۱۳۸۰

۱۰ـ نیریزی. سعید و خیابانی. حمید ، " اثرات کاهش آب آبیاری و تغییرات آبدهی رودخانه ها در انتخاب حجم بهینه سدهای مخزنی "، مجموعه مقالات کنفرانس منطقه ای مدیریت منابع آب ، اصفهان، ایران، ۱۳۷۴

۱۱ـ مهندسین مشاور مهاب قدس، طرح تجن ،" مطالعات اولیه طرح توسعه کشاورزی " ، ۱۳۶۵

۱۲ـ مهندسین مشاور جاماب، " آب مورد نیاز خالص محصولات در دشت ساری، دشت ناز، ۱ – ۶- ۴-۱"، بهمن ۱۳۷۵

۱۳- موسوی ندوشنی ، "هیدرولوژی پیشرفته"، جزوه درسی،دانشکده صنعت آب و برق، گروه عمران آب، ۱۳۸۱پاییز

Refrences

Chow,V.T,1964, "Hand Book of Applied Hydrology, MC Graw Hill Limited, NewYourk
FAO,1975,Vol.33,"Crop Response to water"
HEC,1975,"Reservoir Yield", Crops of Engineers U.S Army, Vol.8, Davis, California
Rostam Afshar.N,1985, "Criteria for Storage Capacity Fixation", MS thesis, University of Roorkee, India
Rostam Afshar.N, etal, "Criteria for Storage Capacity fixation For Irrigation Reservoir projects", CBIP, Vol.4 . No.1, June 1995
Cornwell,D. and R.Lee,1993," AWWARF"-EPA,2002,"FBRR"
Liquefaction Mitigation in Silty Soils Using Composite Stone Columns and Dynamic Compaction, by Thevachandran Shenthan, Rafeek G. Nashed, Sabanayagam Thevanayagam and Geoffrey R. Martin
INVESTIGATION OF PERFORMANCE AND EFFECTIVENESS OF GROUND IMPROVEMENT USING VIBRO-DENSIFICATION, by Balasingam Muhunthan and Rafik Itani
Department of Civil and Environmental Engineering Washington State University Pullman, WA 99164-4870
Subsurface Exploration Using the Standard Penetration Test and the Cone Penetrometer Test, J. DAVID ROGERS Department of Geological Sciences & Engineering, 125 McNutt Hall, University of Missouri–Rolla, Rolla, MO 65409-0230
Vibro Replacement Soil Improvement Works for two LNG-Tanks at the Hazira Terminal, India, keller company
FIELD-BASED LIQUEFACTION EVALUATION PROCEDURES , I. M. Idriss , University of California at Davis
Au, S. K. �2001�. ''Fundamental study of compensation grouting in clay.'' PhD thesis, University of Cambridge, U.K.
Buchet, G., Soga, K., Gui, M. W., Bolton, M. D., and Hamelin, J. P. �1999�. ''COSMUS; New methods for compensation grouting.'' Proc., Association Francaise des Travaux en Souterrain (AFTES) International Conference UNDERGROUND WORKS—Ambitions and Realities, October 25–28, 131–137.
Drammer, G. J. E., Travaes, P. D., and Drooff, E. R. �1994�. ''Settlement protection works for new St. Clair river rail tunnel.'' Can. Tunnelling, 291–302.
Drooff, E. R., Travaes, P. D., and Forbes, J. �1995�. ''Soil fracture grouting to remediate settlement due to soft ground tunnelling.'' Proc., Rapid Excavation and Tunnelling Conf., Society for Mining Metallurgy and Exploration, San Francisco, 21–40.
Essler, R. D., Drooff, E. R., and Falk, E. �2000�. ''Compensation grouting, concept, theory, and practice.'' Geotechnical Special Publication No. 104, American Society of Civil Engineers, 1–15.
Harris, D. I., Pooley, A. J., Menkiti, C. O., and Stephenson, J. A. �1996�. ''Construction of low level tunnels below Waterloo Station with compensation grouting for Jubilee line extension.'' Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, R. J. Mair and R. N. Taylor, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 361–366.
Harris, D. I., Mair, R. J., Burland, J. B., and Standing, J. R. �1999�. ''Compensation grouting to control tilt of Big Ben Clock Tower.'' Geotechnical aspects of underground construction in soft ground,O. Kusakabe, K. Fujita, and Y. Miyazaki, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 225–232.

Ikeda, S., Saito, T., Huang, Y., and Mori, A. �1996�. ''Settlement of storehouses during the passage of two parallel shields through.'' Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, R. J. Mair and R. N. Taylor, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 367– 372.

Komiya, K., Soga, K., Akagi, H., Jafari, M. R., and Bolton, M. D. �2001�. ''Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground.'' Geotechnique, 51�10�, 835–847.

La Fonta, J. �1998�. ''Puerto Rico real-time control of compensation grouting with the cyclops system.'' Geotech. News, 17�2�, 27–32.

Mair, R. J., and Hight, D. W. �1994�. ''Compensation grouting.'' World Tunnelling, November, 361–367.

McKinley, J. D. �1994�. ''Grouted ground anchors and the soil mechanics aspects of cement grouting.'' PhD thesis, University of Cambridge,
U.K.

Osborne, N., Murry, K., Chegini, A., and Harris, D. I. �1997�. ''Construction of Waterloo Station upper level tunnels, Jubilee line extension project.'' Proc., Tunnelling 97, Institution of Mining and Metallurgy, London, 639–662.

Pototschnik, M. J. �1992�. ''Settlement reduction of soil fracture grouting.'' Proc., Conf., Soil Grouting, Soil improvement and Geosynthetics, ASCE, 1, 398–409.

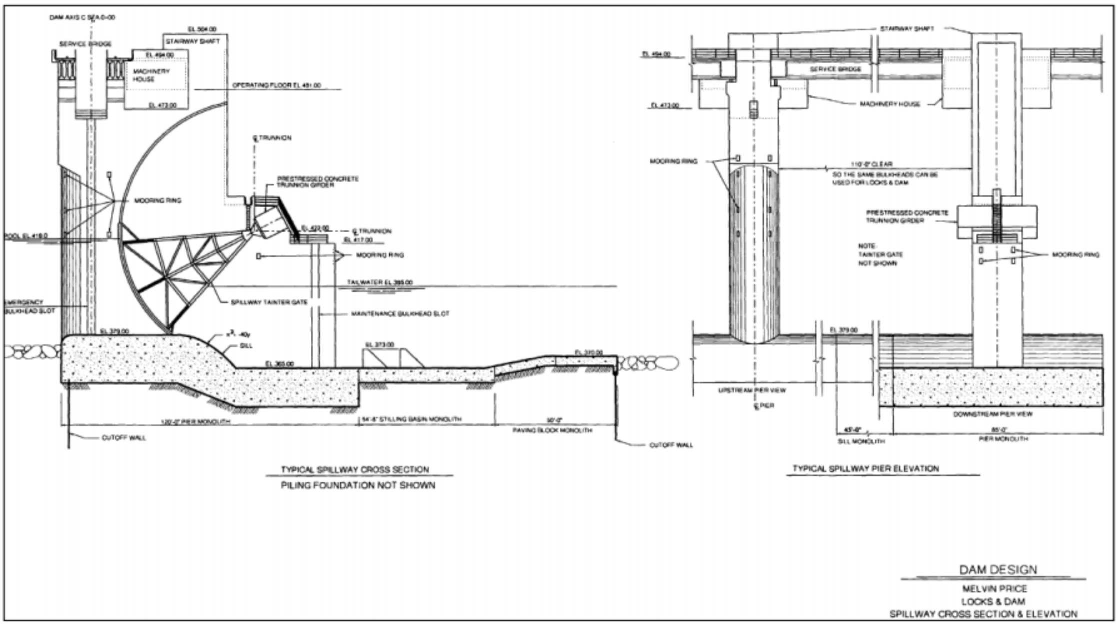
Schweiger, H. F., and Falk, E. �1998�. ''Reduction of settlement by compensation grouting numerical studies and experience from Lisbon underground.'' Proc., The World Tunnel Congress '98 on Tunnel and Metropolises, Sao Paulo, April, A. Negro and A. A. Ferreira, eds., Vol. 2, 1047–1052.

Shirlaw, J. N. �1990�. ''Ground treatment by injection in Hong Kong with special reference to the construction of the Hong Kong mass transit railway.'' MSc thesis, University of Bristol.

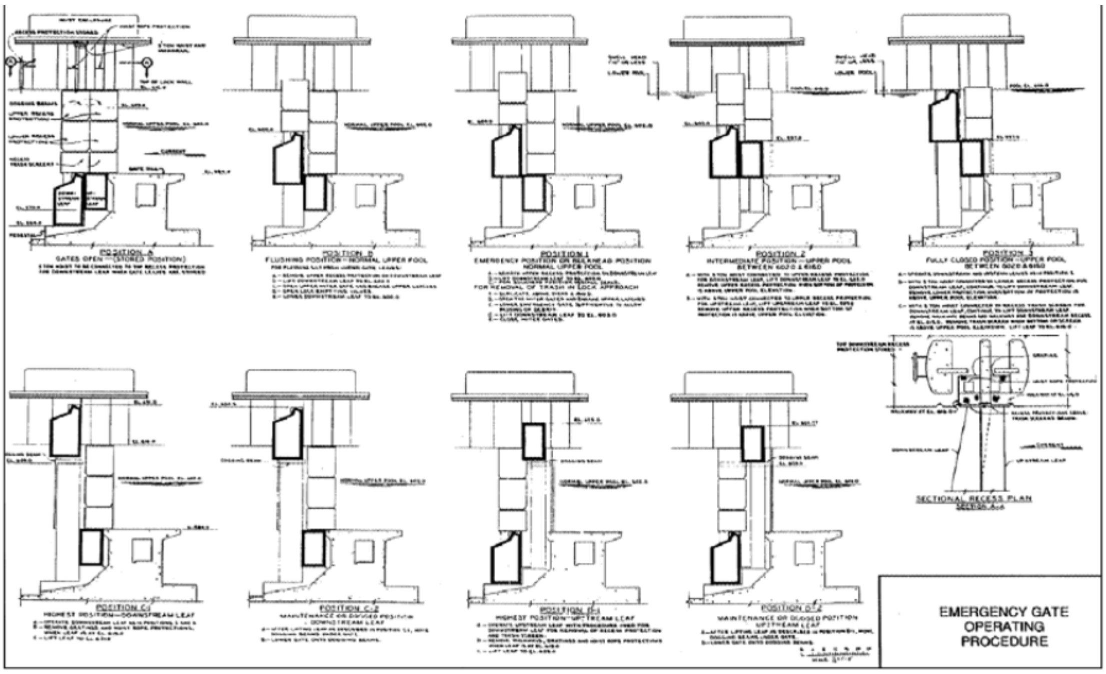
Shirlaw, J. N, Dazhi, W., Ganeshan, V., and Hoe, C. S. �1999�. ''A compensation grouting trial in Singapore marine clay.'' Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, O. Kusakabe, K. Fujita, and Y. Miyazaki, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 149–154.

Soga, K., et al. �1999�. ''Development of compensation grouting modelling and control system.'' Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, O. Kusakabe, K. Fujita, and Y. Miyazaki, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 425–430.

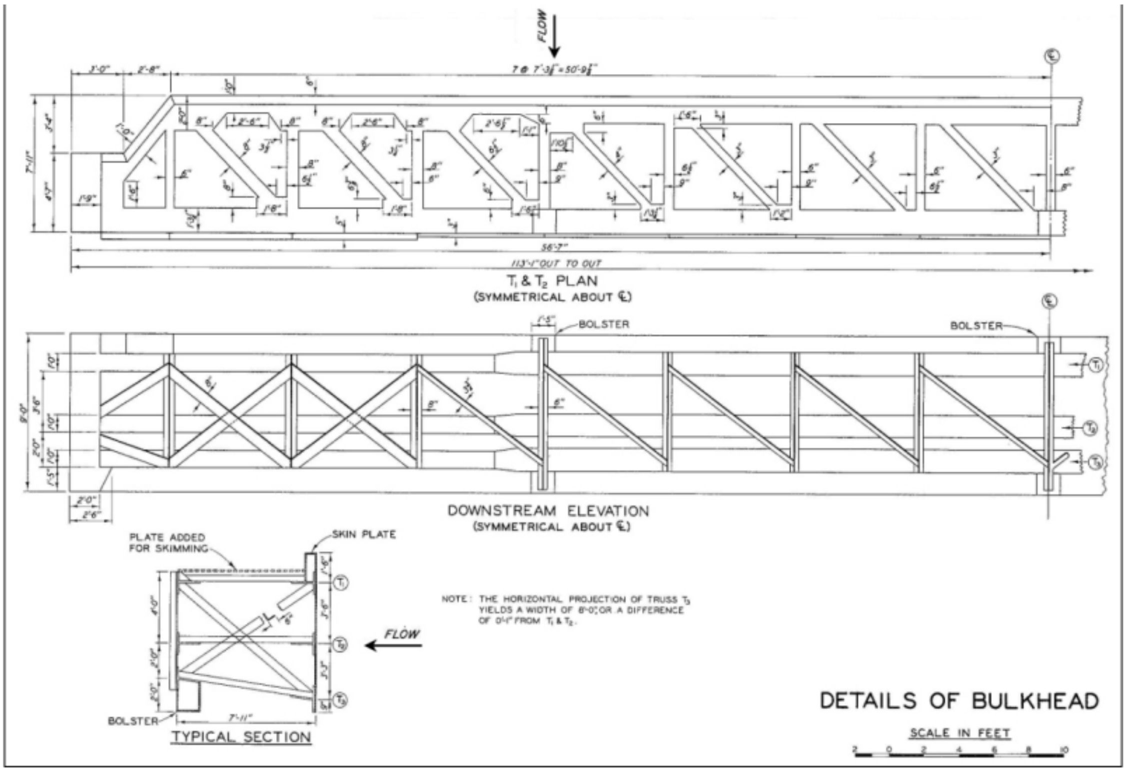
Sugiyama, T., et al. �1999�. ''Compensation grouting at the Docklands Light Lewisham Extension project.'' Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, O. Kusakabe, K. Fujita, and Y. Miyazaki, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 319–324.



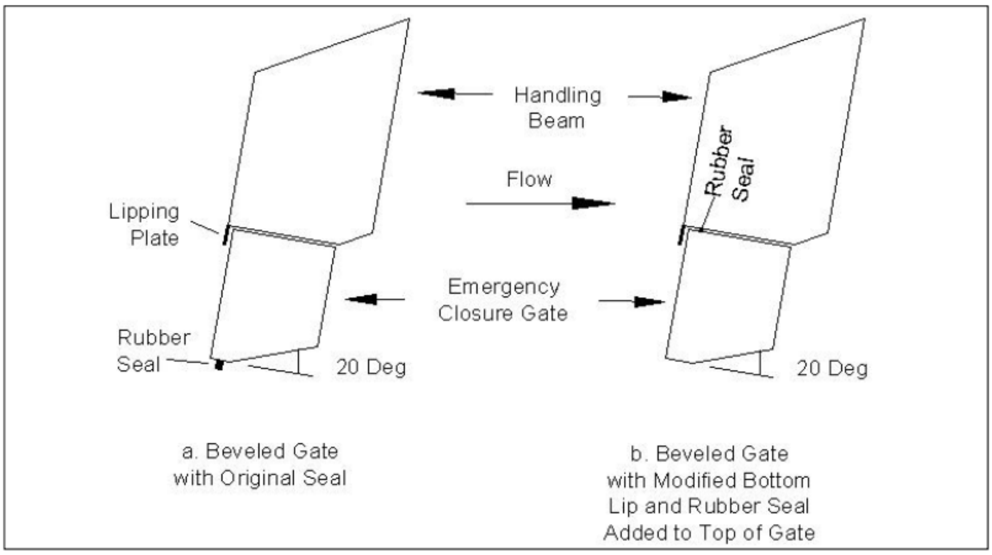
Typical spillway emergency bulkhead configuration.



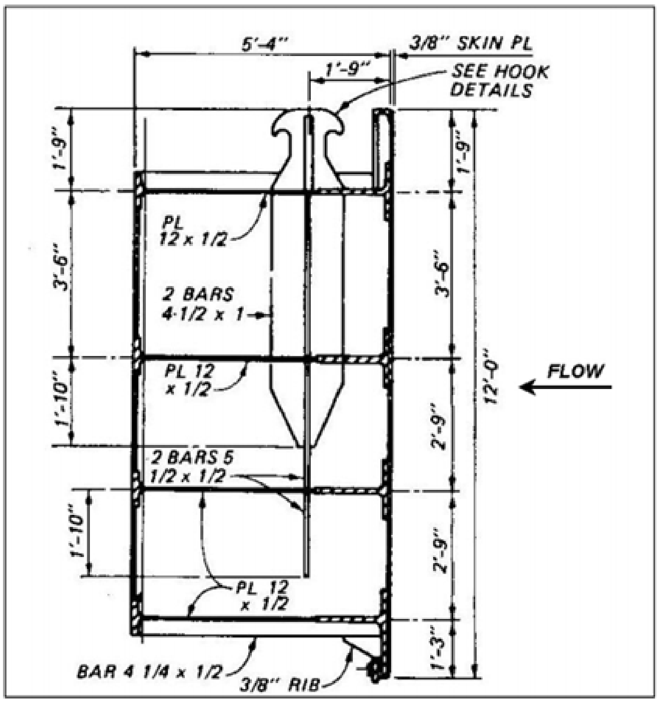
Typical lock emergency gate operating procedure.



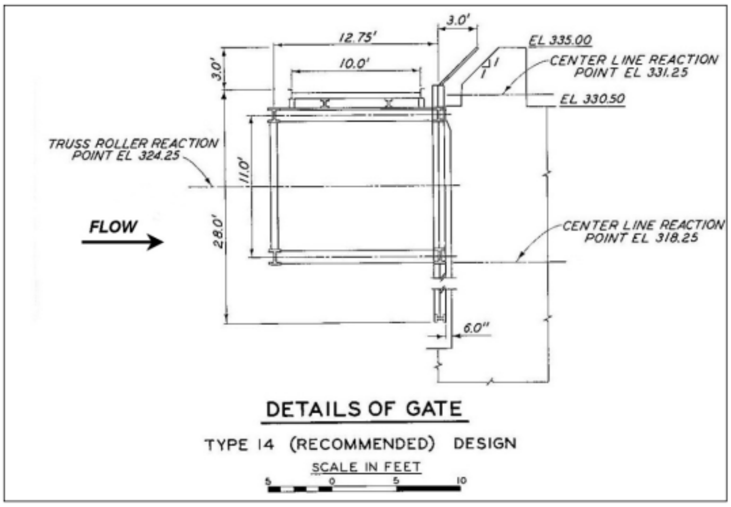
Bulkhead for New Cumberland Lock.



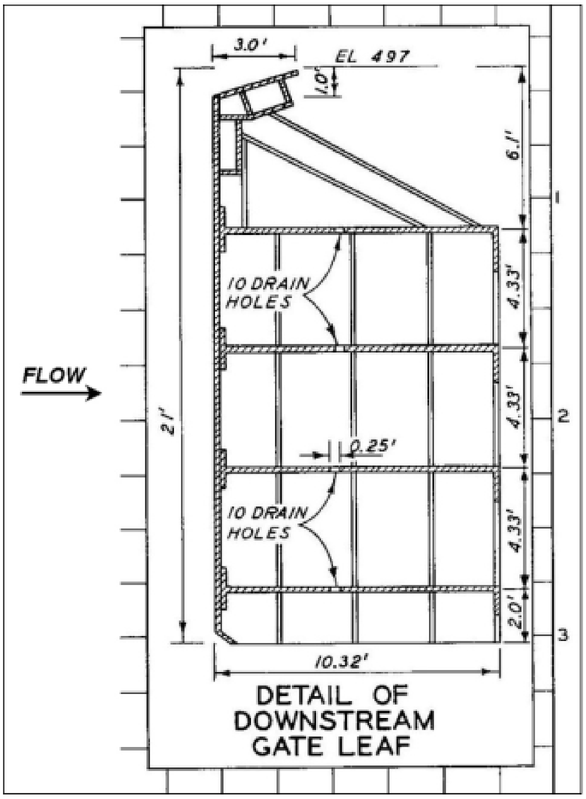
Gate and seal designs evaluated by Coxon et al. (1973).



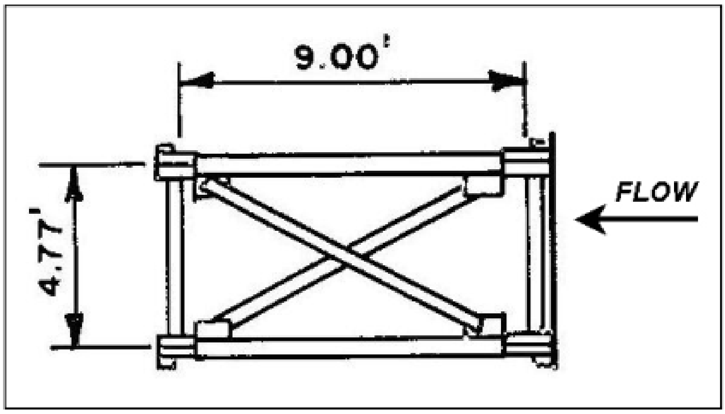
Details of Barkley Dam spillway emergency closure gates.



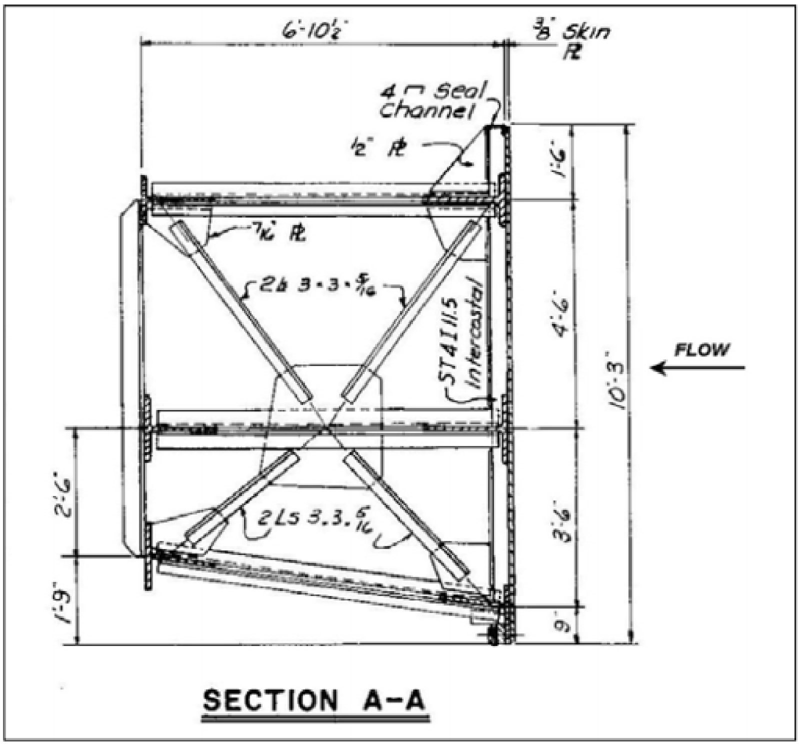
Barkley Lock emergency closure gate. Gate rises from the bottom. Note the gate is shown in the down position adjacent to the upstream miter gate sill.



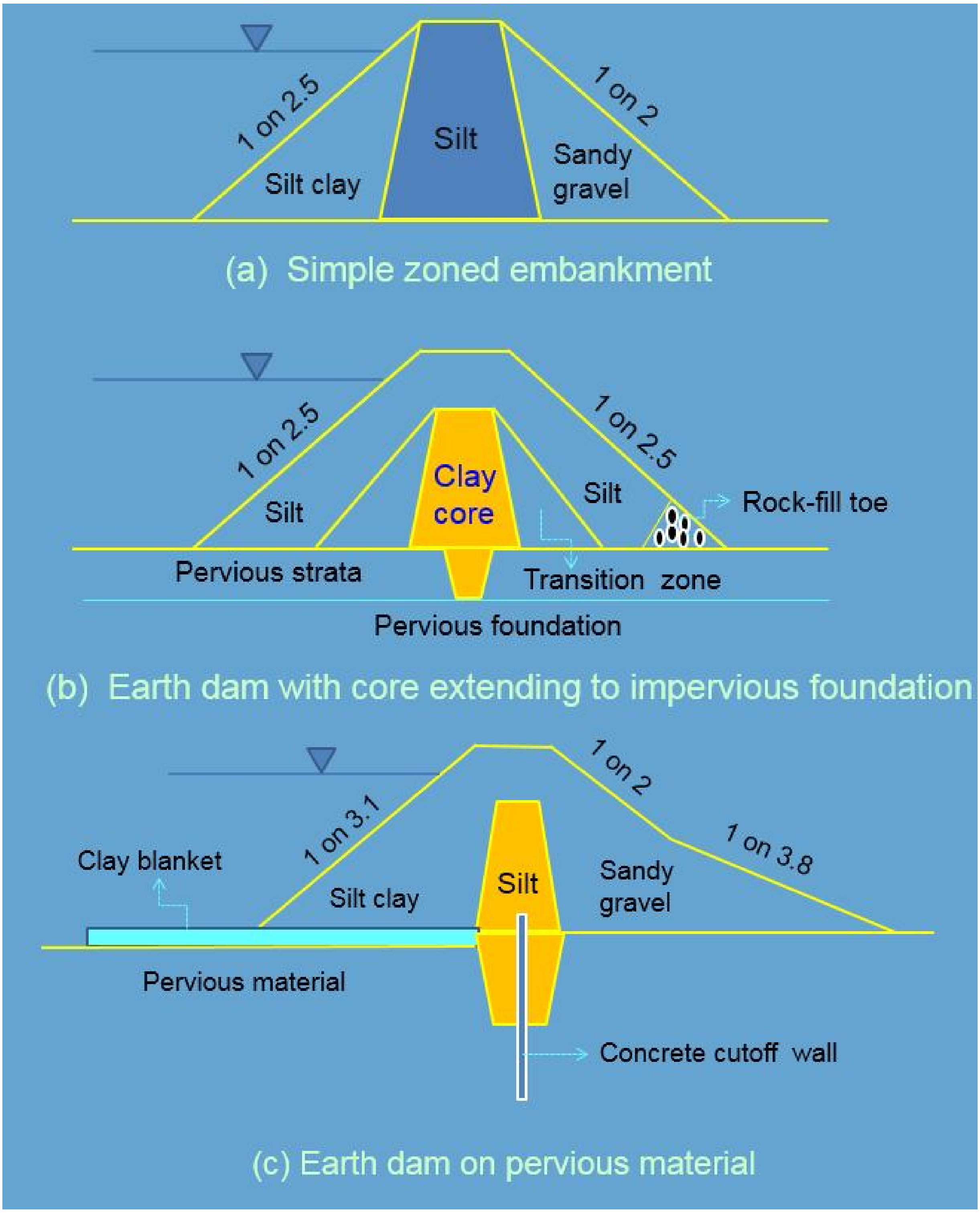
Recommended design of vertical-lift gate at Greenup. Gate is raised from lock gate sill.



Bulkhead section for Hiram Chittenden Lock emergency closure.



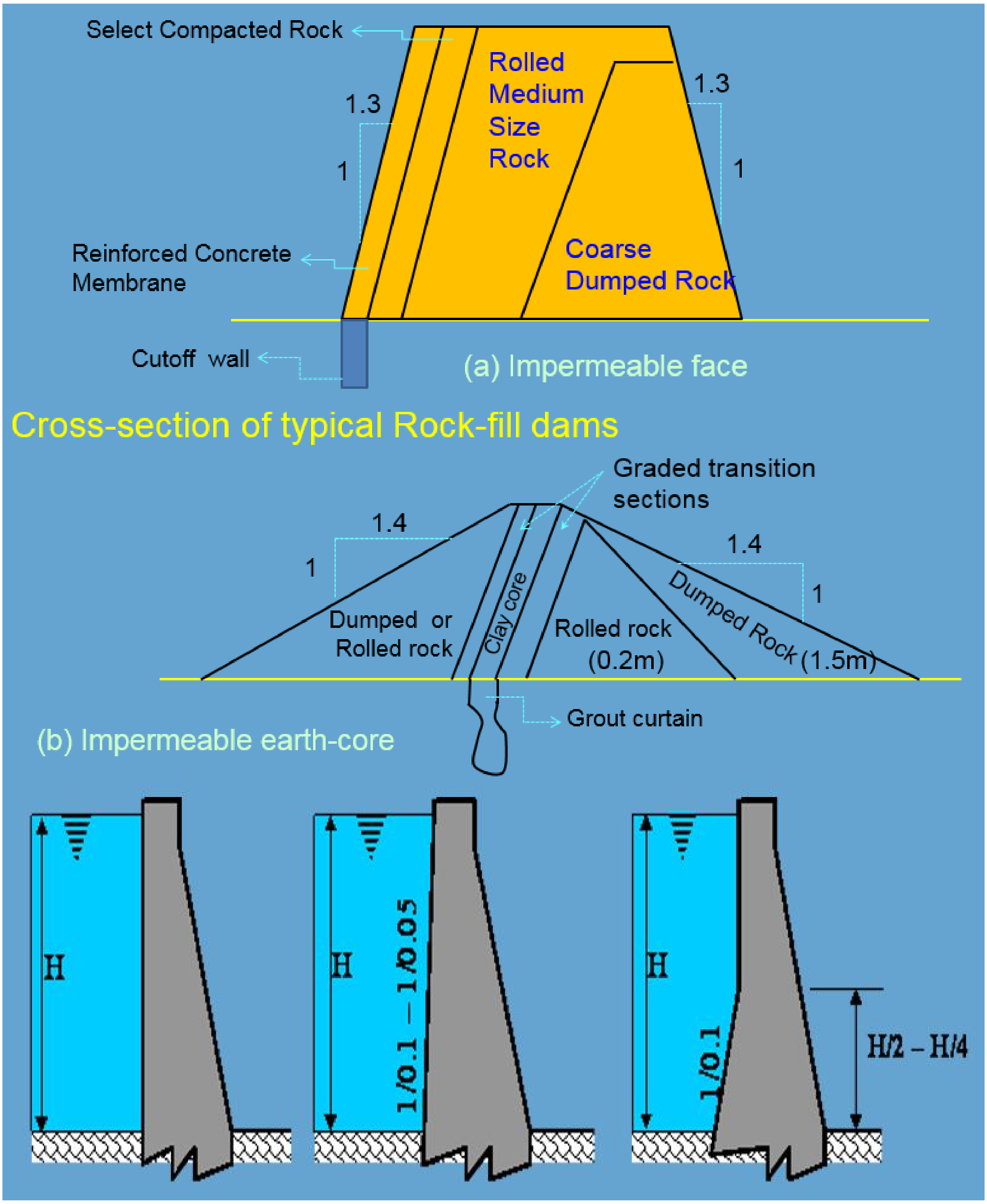
Emergency closure gate at Dam 4, Monongahela River.

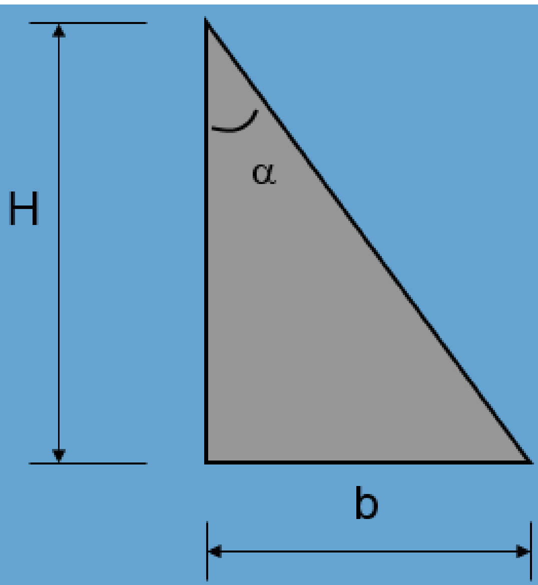


(a) Simple zoned embankment

(b) Earth dam with core extending to impervious foundation

(c) Earth dam on pervious material


Select Compacted Rock
Rolled Medium Size Rock
1.3
1
1.3
1
Coarse Dumped Rock
Reinforced Concrete Membrane
Cutoff wall
(a) Impermeable face
Cross-section of typical Rock-fill dams
Graded transition sections
1.4
1
1.4
1
Dumped or Rolled rock
Clay core
Rolled rock (0.2m)
Dumped Rock (1.5m)
Grout curtain
(b) Impermeable earth-core
H
H
1/0.1 – 1/0.05
H
1/0.1
H/2 – H/4



$$tg\ \alpha = \frac{b}{H} \cong \sqrt{\frac{1}{\frac{\gamma_b}{\gamma} - m}}$$

➢ Check out the safety for

- *Overturning*
- *Shear & sliding*
- *Bearing capacity* of foundation
- No *tensile stresses* are allowed in the dam body

B) HYDROSTATIC FORCES:

Water in the reservoir + tailwater causes Horizontal H_u H_d &

Vertical F_{h1v} F_{h2v}

$$H_u = \frac{1}{2}\gamma\, h_1^2 \qquad H_d = \frac{1}{2}\gamma\, h_2^2$$

C) UPLIFT FORCE (F_u): acts under the base as:

$$F_u = \left[h_2 + \frac{\emptyset}{2}(h_1 - h_2)\right] B\gamma$$

$$F_s = \frac{1}{2}\gamma_s\, h_B^2 \left[\frac{1 - sin\theta}{1 + sin\theta}\right]$$

where

- F_s : the lateral earth force per unit width,
- γ_s : the submerged specific weight of soil,
- h_s : the depth of sediment accumulation relative to reservoir bottom elevation,
- θ : the angle of repose.

Ice force per unit width of dam (kN/m) can be determined from the following table:

Thickness of ice sheet (cm)	Change in temperature (°C/hr)		
	2.5	5	7.5
25	30	60	95
50	58	90	150
75	75	115	160
100	100	140	180

Acting horizontally and vertically at the center of gravity

$$F_s = k\, W_c$$

k (earthquake coefficient): Ratio of earthquake acceleration to gravitational acceleration.

$$F_w = 0.726\, C\, k\, \gamma\, h_1^2$$

- Acts at a distance 0.412 h_1 from the bottom

- F_w : the force per unit width of dam
- C : constant given by

$$C = 0.7\left(1 - \frac{\theta}{90}\right)$$

- θ' : angle of upstream face of the dam from vertical (°C)
  - For vertical upstream face ➔ C = 0.7

$$\sum F = \rho\, Q \Delta V$$

- ρ : the density of water
- Q : the outflow rate over the spillway crest
- ΔV: the change in velocity between sections 1 and 2 (v_2-v_1)

⊙ Momentum correction coefficients can be assumed as unity.

➢ **Dam must be safe against**

➢ **(1) *Overturning* for all loading conditions**

Safety factor:

$$FS_O = \frac{\sum M_r}{\sum M_o}$$

sting moments

rturning moments

➢ **$F.S_O \geq 2,0$ (usual loading)**

➢ **$F.S_O \geq 1,5$ (unusual loading)**

- (2) *Sliding* over any horizontal plane

$$FS_s = \frac{f\sum V}{\sum H}$$

- ***f* = friction coef. btw any two planes**

Safety factor:

- **FSS ≥ 1,5** (usual loading)
- **FSS ≥ 1,0** (unusual or severe loading)

- (3) *Shear and sliding together*

$$FS_{ss} = \frac{f\sum V + 0.5A\,\tau_s}{\sum H}$$

A : Area of shear plane (m²)

τ_s : Allowable shear stress in concrete in contact with foundation

Safety factor:

- $FS_{ss} \geq 5,0$ (usual loading)
- $FS_{ss} \geq 3,0$ (unusual or severe loading)

- (4) Between foundation and dam *contact stresses (σ) > 0* at all points

There are two cases for the base pressure:

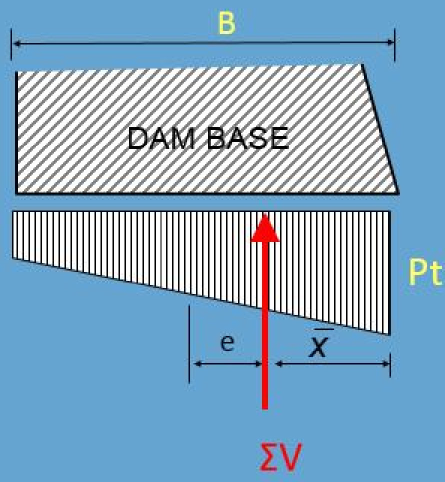
$$\bar{x} = \frac{Mr - Mo}{\sum V}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

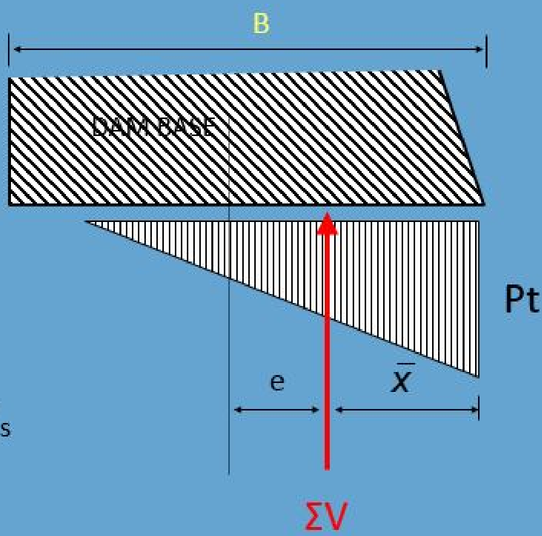
- **CASE 1:** $e \leq B/6$

$$Pt = \left(\frac{\sum V}{B}\right) \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \qquad Pt \leq \sigma_s$$

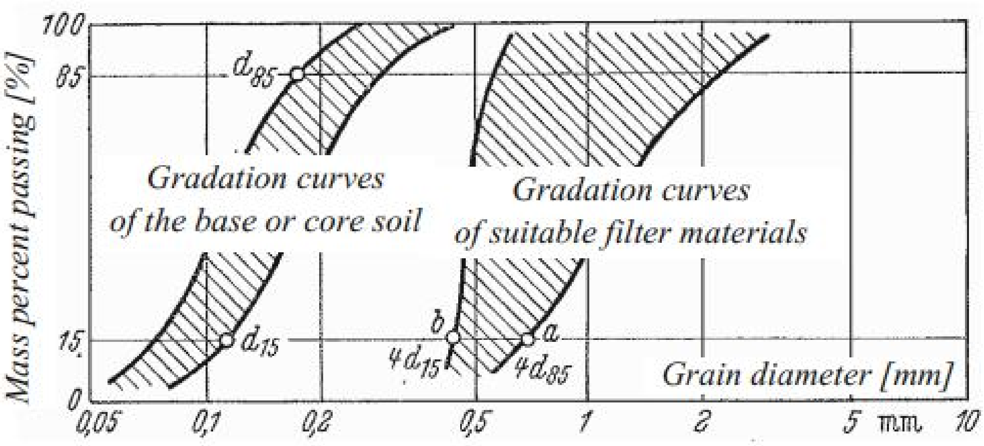
$$Ph = \left(\frac{\sum V}{B}\right) \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \qquad Ph \leq \sigma_s$$



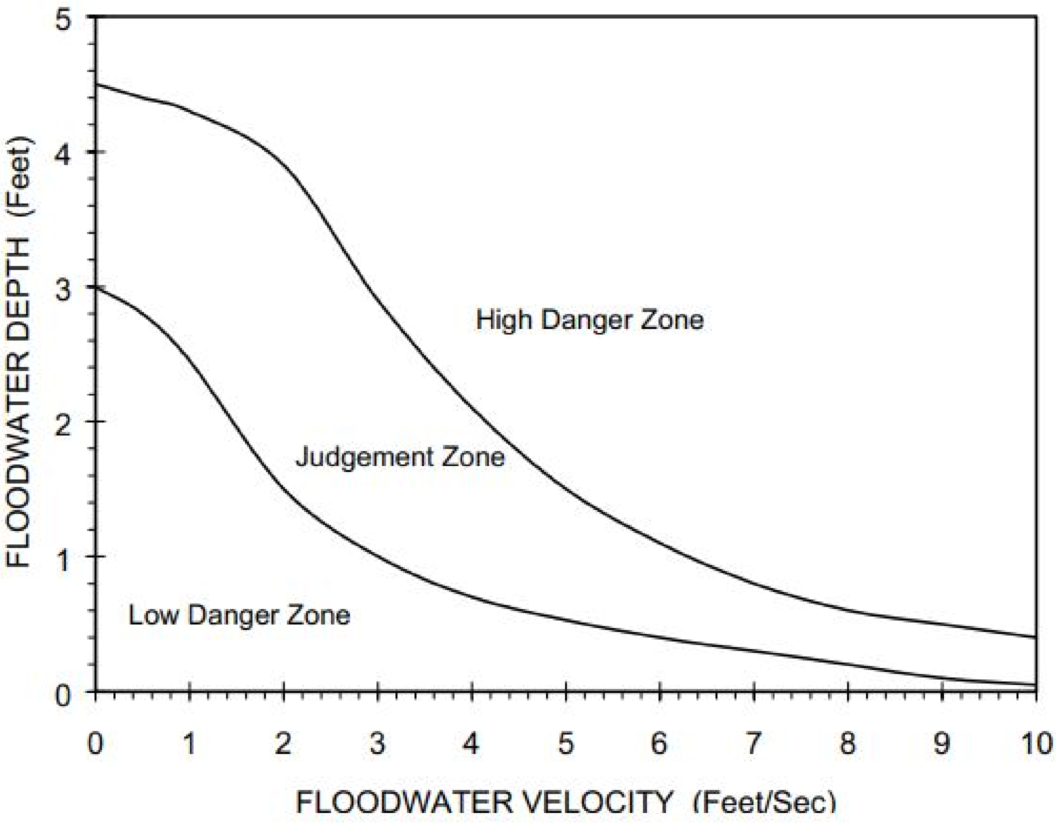
CASE 2: $e > B/6$



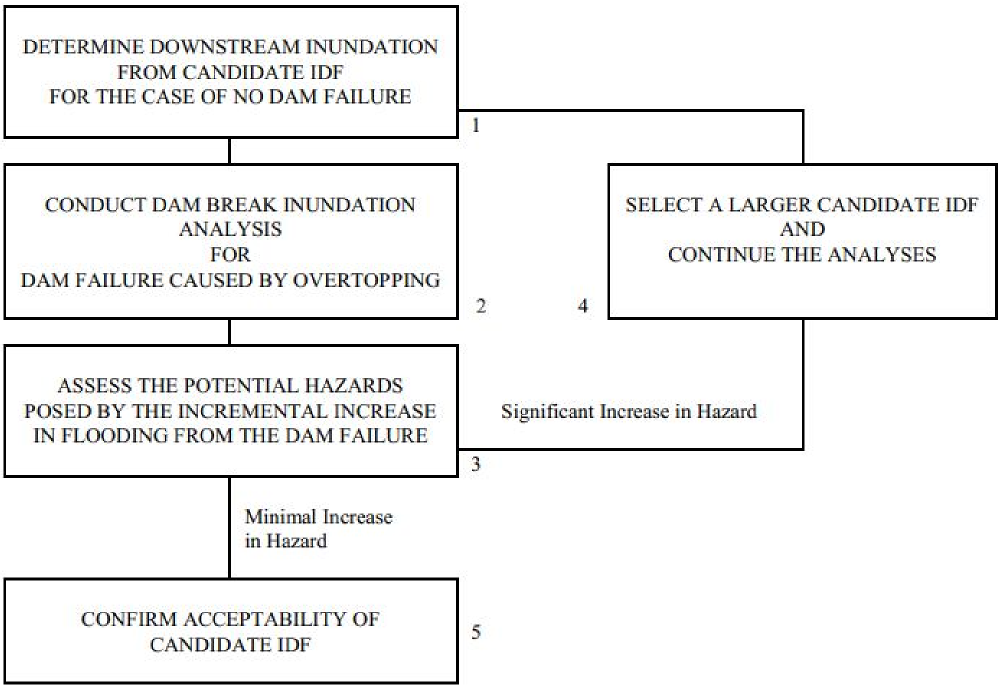
$$Pt = \left(\frac{\sum V}{B}\right) \times \left(\frac{1}{\left(\frac{3}{2}\right) \times \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{B}\right)}\right) \qquad Pt \leq \sigma_s$$



Filter and drainage criteria from Terzaghi & Peck (1948).



HAZARD ASSESSMENT CURVE FOR FLOOD DANGER TO ADULTS FROM FLOOD VELOCITY AND FLOOD DEPTH



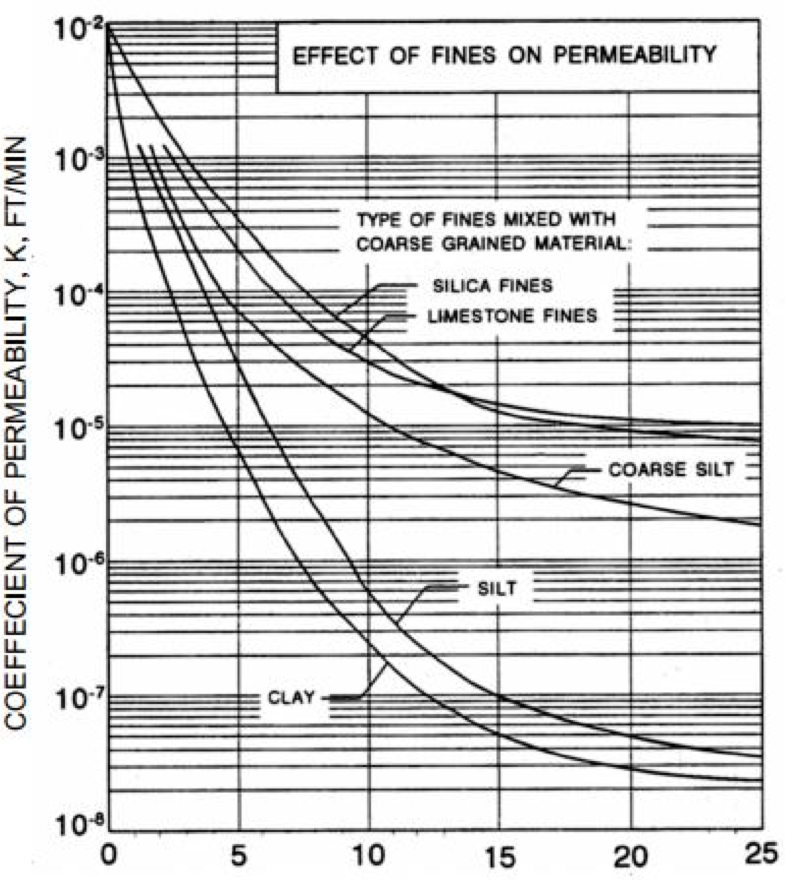
FLOWCHART FOR CONDUCTING INCREMENTAL DAMAGE ANALYSES

MINIMUM REQUIRED EXPLORATION PROGRAM

EXPLORATION METHODS	EARTHEN EMBANKMENTS			BORROW SITES
	LOW	MEDIUM	HIGH	
Backhoe Test Pits	✓	✓	✓	✓[2]
Borings	✓[1]	✓[1]	✓	✓[1,2]
Geophysical Explorations			✓[2]	✓[2]
Permeability Tests		✓[2]	✓	

[1] Borings appropriate where overburden has appreciable thickness

[2] Desirable on a case by case basis



PERCENT BY WEIGHT PASSING NO. 200 SIEVE

TABLE 3 - D_{10} AND D_{90} LIMITS FOR PREVENTING SEGREGATION

Minimum D_{10} (mm)	Maximum D_{90} (mm)
<0.5	20
0.5 - 1.0	25
1.0 - 2.0	30
2.0 - 5.0	40
5.0 - 10	50
10 - 50	60

GUIDANCE IN SELECTION OF MEDIAN STONE SIZE (D_{50}) FOR RIPRAP LININGS ON DAMS WITH 3:1 UPSTREAM FACE

	WAVE HEIGHT (FEET)						
	0.50	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
MEDIAN STONE SIZE D_{50} (INCHES)	2.0	4.0	8.0	12.0	15.0	18.0	24.0

SCALING OF RIPRAP SIZE FOR SLOPE OF EMBANKMENT

	SLOPE OF UPSTREAM FACE OF DAM (H:V)				
	2:1	3:1	4:1	5:1	6:1
RIPRAP SCALING FACTOR **Ratio to Stone Sizes for 3:1 Slope**	1.28	1.00	0.81	0.73	0.68

FILTER DIAPHRAGM SCHEME

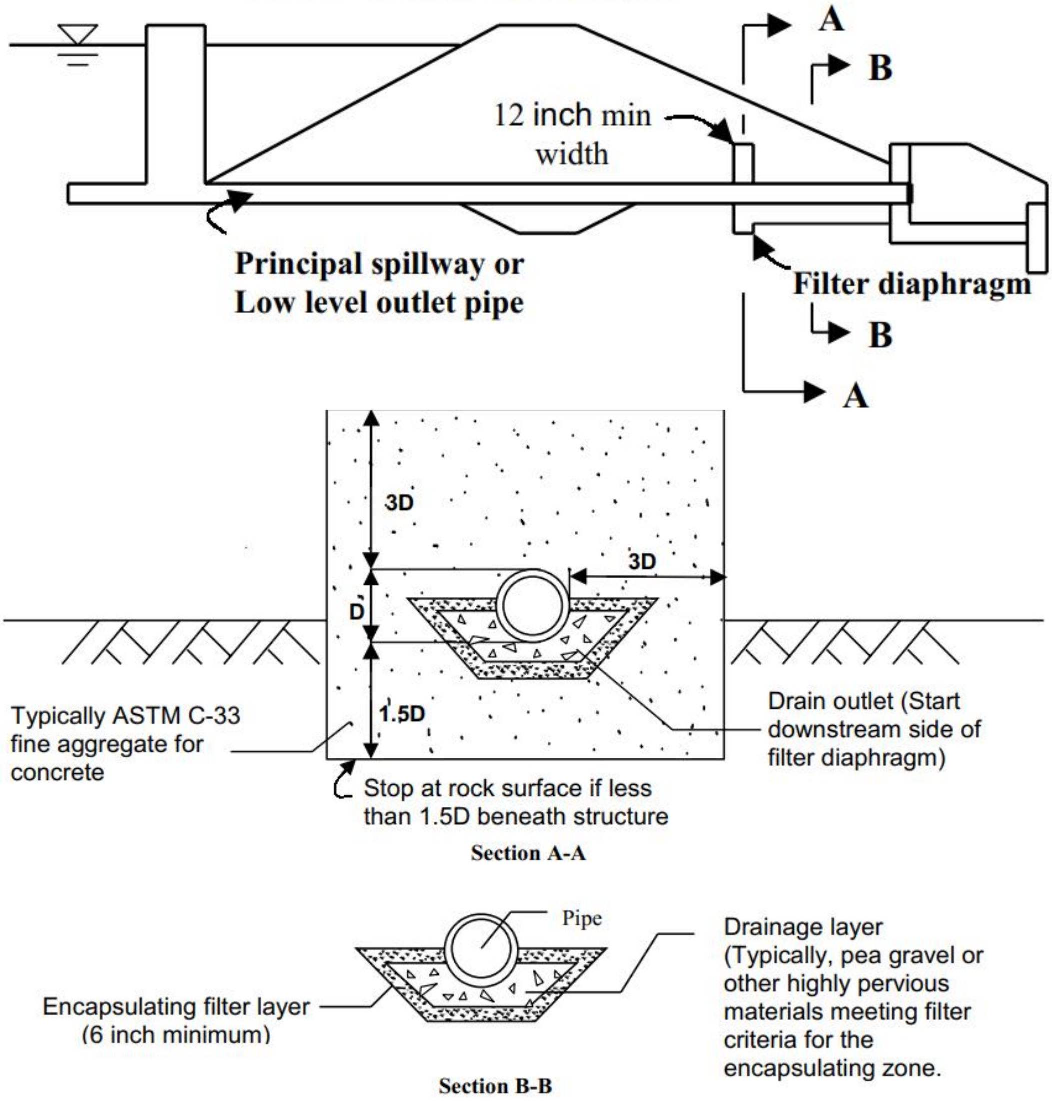


Figure prepared with minor modifications from conceptual details in Talbot and Ralston

$$D_{min} = 0.25(D_{50})$$

$$1.25(D_{50}) \leq D_{max} \leq 1.50(D_{50})$$

COMMON TYPES OF PRINCIPAL SPILLWAYS

GENERAL APPLICABILITY OF SPILLWAY TYPE				
SPILLWAY TYPE	**SMALL DAM**	**INTERMEDIATE AND LARGE DAMS**	**OFF-CHANNEL STORAGE FACILITIES**	**REGIONAL STORMWATER DETENTION PONDS**
Chute	✓	✓	✓	✓
Chute with Bascule Gate		✓		
Chute with OGEE Weir		✓		✓
Chute with Stoplog Entrance	✓			
Chute with Gated Entrance		✓		
Culvert	✓		✓	✓
Drop Inlet	✓		✓	✓
Gated Tower	✓	✓	✓	✓
Labyrinth	✓	✓		✓
Morning Glory		✓		
Open Channel	✓			
Side Channel		✓		

ENGINEERING CONCERNS:

- Long Term Durability
- Desired Mode of Reservoir Operation
- Flexibility to Change Reservoir Operational Mode
- Expected Frequency of Site Visits by Operator
- Ease of Maintenance, Inspection and Future Repair
- Positive Control of Discharge
- Resistance to Debris Blockage
- Need for Atmospheric Venting or Aeration
- Potential for Ice Damage
- Energy Dissipation at Spillway Outlet
- Fish Passage Considerations

COMMON TYPES OF EMERGENCY SPILLWAYS

GENERAL APPLICABILITY OF SPILLWAY TYPE				
SPILLWAY TYPE	**SMALL DAM**	**INTERMEDIATE AND LARGE DAMS**	**OFF-CHANNEL STORAGE FACILITIES**	**REGIONAL STORMWATER DETENTION PONDS**
Chute	✓	✓	✓	✓
Gated Chute		✓		
Gabion Lined Chute	✓		✓	✓
Culvert			✓	
Drop Inlet	✓		✓	✓
Labyrinth	✓	✓		✓
Open Channel	✓	✓	✓	✓
Side Channel		✓		

ENGINEERING CONCERNS

- Frequency of Operation
- Operator Intervention
- Resistance to Debris Blockage
- Positive Control of Discharge
- Limiting Erosional Damage
- Duration of Operation
- Need for Atmospheric Venting or Aeration of the Flow

$$\text{Channel Freeboard (ft)} = 2.0 + .025\ V\ [y]^{.333}$$

where: V = Velocity of flow (ft/sec) at a given location
y = Depth of flow (ft) at a given location

$$\mathrm{Tan}(\theta) \leq \frac{1}{3F}$$

where: $\boldsymbol{F}$ = Froude number, and

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

where: V = Velocity (ft/sec) at the given location
g = Gravitational acceleration (32.2 ft/sec^2)
y = Depth of flow (ft) at the given location

PERMISSIBLE VELOCITIES FOR GABIONS

GABION BASKET THICKNESS	PERMISSIBLE VELOCITY
6 Inches	11 ft/sec
9 Inches	13 ft/sec
12 Inches	15 ft/sec
18 Inches	17 ft/sec
36 Inches	21 ft/sec

ENGINEERING CONCERNS:

- The erosion resistance of the foundation or streambed material
- The velocity and magnitude of the discharge, particularly the unit discharge
- The frequency of occurrence and duration of both normal discharges and flood flows
- The type of spillway or outlet
- Environmental concerns (e.g. the need for fish passage and preservation of fish habitat)

ENGINEERING DESIGN CONSIDERATIONS:

- Wind/wave action for the cases when the reservoir is at normal pool condition and when the reservoir is at its maximum level during passage of the inflow design flood

- Embankment settlement

- Uncertainties in design or uncertainties associated with project operation

- Exposure to geologic hazards

$$W_1 = (W_{inst} - 10)$$

where: W_1 = One Minute Sustained Wind Speed (MPH)
W_{inst} = Instantaneous Wind Speed (MPH), at 25 Feet above the Ground

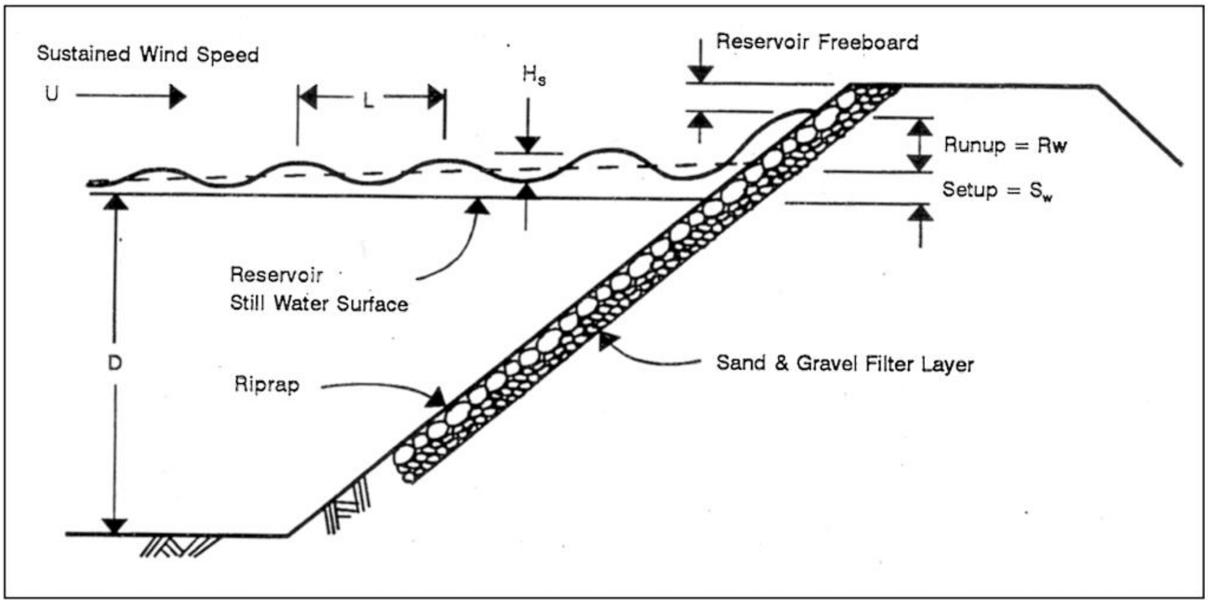
SUGGESTED DESIGN WIND SPEEDS FOR AREAS OF LIMITED DATA

GENERALIZED DESIGN WIND SPEEDS			
FREEBOARD CONDITION	WASHINGTON LOCATION		
	COASTAL AREAS	WESTERN WASHINGTON	EASTERN WASHINGTON
NORMAL FREEBOARD	70 MPH	60 MPH	50 MPH
MINIMUM FREEBOARD	50 MPH	30 MPH	30 MPH

Wave Runup the vertical height above stillwater level that waves reach upon impacting the dam face.

Effective Fetch the unobstructed horizontal distance measured along the reservoir surface towards the dam face over which winds can generate waves or wind setup. More detailed information on computing effective fetch can be obtained in COE reports[1,2,3,6].

Design Wind Speed the average wind speed, sustained over some specified duration, which is used in computing wind setup, significant wave height and wave runup.



DEPICTION OF RESERVOIR FREEBOARD AND WIND/WAVE EFFECTS

the freeboard needed to contain wind/wave action is computed as:

$$F_w = S_w + R_w$$

where:

F_w = Freeboard needed to contain wind/wave action (Feet)
S_w = Wind Setup (Feet)
R_w = Wave Runup (Feet)

Wind Setup - Computation of wind setup[4] is depicted in equation 3. In general, wind setup is small relative to the magnitude of the significant wave height - except for large reservoirs.

$$S_w = \frac{U^2 F}{1400D}$$

where:

S_w = Wind Setup (Feet)
F = Effective Fetch (Miles)
U = Design Wind Speed (MPH) at 25 Feet above the Reservoir Surface
D = Average Reservoir Depth (Feet)

ESTIMATION OF WIND GENERATED WAVES

SIGNIFICANT WAVE HEIGHT (FEET)							
SUSTAINED WIND SPEED	**EFFECTIVE FETCH (MILES)**						
	.05	.10	.25	.50	1	2	5
20 MPH	0.20	0.30	0.45	0.60	0.85	1.20	1.75
30 MPH	0.35	0.45	0.65	0.90	1.30	1.75	2.70
40 MPH	0.45	0.60	0.90	1.25	1.75	2.45	3.70
50 MPH	0.55	0.75	1.15	1.60	2.20	3.00	4.70
60 MPH	0.65	0.90	1.40	1.90	2.70	3.60	5.70
70 MPH	0.75	1.15	1.60	2.25	3.20	4.30	6.70
80 MPH	0.90	1.20	1.85	2.60	3.70	5.00	7.80
90 MPH	1.00	1.35	2.10	3.00	4.20	4.70	8.90
100 MPH	1.15	1.50	2.40	3.40	4.70	6.40	10.00

Wave Runup - The amount of wave runup (Figure 3) is dependent on the wave height, the steepness of the wave (significant wave height (H_s) relative to wave length (L), the ratio of (H_s/L)) and upon the slope and roughness of the dam face. Wave runup (R_w) can be estimated by:

$$R_w = C_r(H_s)$$

where:

C_r = Coefficient of Wave Runup

VALUES OF THE COEFFICIENT OF WAVE RUNUP

COEFFICIENT OF WAVE RUNUP (C_r)							
DAM FACE	SLOPE OF UPSTREAM FACE OF DAM (H:V)						
	Vertical	1.5:1	2:1	3:1	4:1	6:1	10:1
Concrete Facing	1.7	2.5	2.2	1.8	1.3	0.8	0.5
Grass Lined	---	2.3	2.0	1.6	1.2	0.8	0.5
Riprap	---	1.4	1.3	1.2	1.0	0.7	0.4

Uncertainties in Project Design or Operation

Uncertainty Considerations at Normal Pool Condition - The following issues/items should be considered in addition to wind/wave action in determining normal freeboard:

- Site specific operational constraints
- Likelihood of elevated reservoir levels due to misoperation or failure of hydraulic features of the project
- Erodibility of the embankment from wave action and/or wave overtopping of the dam

Uncertainty Considerations at Maximum Pool Condition - The following issues/items should be considered in addition to wind/wave action in determining minimum freeboard during passage of the inflow design flood:

- Potential for partial debris blockage of the spillway(s)
- Uncertainties in the computed magnitude of the inflow design flood
- Spillways which have discharge characteristics (such as some drop inlet spillways) where increases in reservoir levels do not produce significant increases in spillway discharge
- Site specific operational constraints during extreme flood events
- Likelihood of elevated reservoir levels due to misoperation or failure of hydraulic features during an extreme flood event
- Erodibility of the embankment from wave action and/or wave overtopping of the dam

Geologic Hazards

- Waves produced by landslides into the reservoir
- Seiches produced by earthquake motions
- Mudflows and other hazards associated with volcanos

DESIGN MINIMUMS IN SELECTING RESERVOIR FREEBOARD

RESERVOIR FREEBOARD (FEET)	SMALL DAM	INTERMEDIATE DAM	LARGE DAM
NORMAL FREEBOARD	2.00	3.50	5.00
MINIMUM FREEBOARD	0.50	0.75	1.00

- Proper concrete mix design.
- Good construction practice.
- Sufficient concrete cover on reinforcing steel.
- Provision of control joints to limit cracking.

AIR-ENTRAINMENT[a]

Nominal Max. Aggregate Size (inches)	Air Content (%)	
	Severe Exposure	Moderate Exposure
3/8	7½	6
1/2	7	5½
3/4	6	5
1	6	4½
1	5½	4½
2	5	4
3	4½	3½

MAXIMUM WATER-CEMENT RATIOS[a]

Exposure Condition	Max. W/C Ratio (by Weight)
Concrete usually inundated or Dry	0.50
Freeze and Thaw Zone Concrete Frequently Moist	0.45

CEMENT CONTENT[a]

Exposure (Based on # of Freeze/Thaw Cycles)	Cement Content, lb. per cu. yd.[b]
Severe[c] Freeze-Thaw	564
Moderated[d] Exposure	517
Little or No Exposure	470

CONCRETE COVER FOR STEEL REINFORCEMENT[1]

Location	Minimum Cover, Inches
Concrete cast against and permanently exposed to earth (or backfill)	3
Concrete exposed to earth or weather	2
Concrete not exposed to weather or in contact with ground	1½

Criteria for Project Ranking

Rank of projects	Storage capacity (100 MCM)	Ranking			
		Flood control		Irrigation	Hydropower
		Town and industrial town to be prevented	Cultivated land area (10^4ha)	Irrigation land area (10^4ha)	Installed capacity of hydropower plant (MW)
1	>10	Very important	>33.3	>10	>750
2	10~1	Important	33.3~6.67	10~3.33	750~250
3	1~0.1	Intermediate	6.67~2.0	3.33~0.33	250~25
4	0.1~0.01	Ordinary	20~0.33	0.33~0.03	25~0.5
5	0.01~0.001	—	<0.33	<0.03	<0.5

Note MCM : Million Cubic Meters

Source: Unified Design Standard for Reliability of Hydraulic Engineering Structures, GB-50199-94, P.R. China, Nov. 01, 1994.

Size Classification

Category	Reservoir capacity ($10^6 m^3$)	Height of the dam (m)
Small	From 0.062 to 1.23	From 7.6 to 12.2
Intermediate	From 1.23 to 61.5	From 12.2 to 30.5
Large	>= 61.5	>= 30.5

Hazard Potential Classification

Category	Loss of life (Extent of development)	Economic loss (Extent of development)
Low	None expected (No permanent structures for human habitation)	Minimal (Undeveloped to occasional structures or agriculture)
Medium	Few (No urban developments and no more than a small number)	Appreciable (Notable agriculture, industry or structures)
High	More than few	Excessive (Extensive community, industry or agriculture)

Criteria for Hazardous Level

Consequence category	Potential incremental consequences of failure [1)		Inflow design flood
	Life safety [2)]	Socio-economic Financial Environmental [2) 3)]	
Very high	Large number of fatalities	Extreme damages	Probable maximum flood (PMF) [4)]
High	Some fatalities	Large damages	Annual Exceedance probability between 1/1,000 and the PMF [5)]
Low	No fatalities anticipated	Moderate damages	Annual Exceedance probability between 1/100 and 1/1,000 [5) 6)]
Very Low	No fatalities	Minor damages beyond owner's property	

Recommended Safety Standards

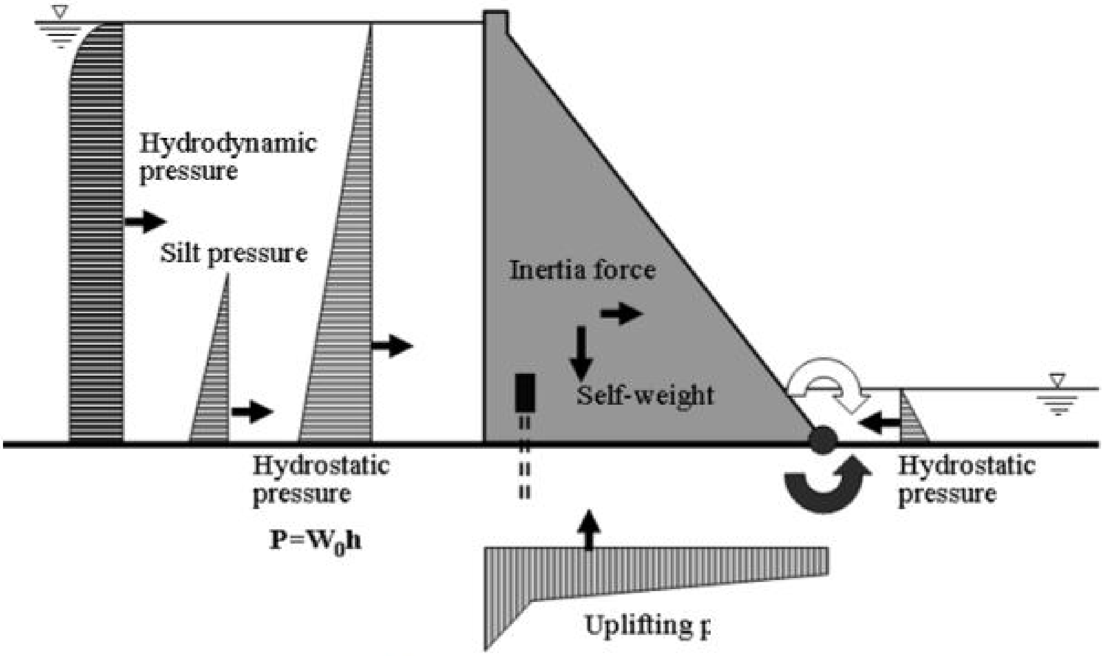
Hazard	Size	Safety standard
Low	Small	50-year to 100-year flood
	Intermediate	100-year to 50% of the PMF
	Large	50% to 100% of the PMF
Medium	Small	100-year to 50% of the PMF
	Intermediate	50% to 100% of the PMF
	Large	PMF
High	Small	50% to 100% of the PMF
	Intermediate	PMF
	Large	PMF

Loads imposed on dam body

Name of loads	Load deviation coefficient
Self weight	1.05
Silt pressure	1.20
Hydrostatic pressure	1.00
Hydrodynamic pressure	1.20
Thermal load	1.10
Seismic load	1.10

Loads imposed on dam bodies

Reservoir water level	Type of dam		
	Concrete gravity dam	**Arch dam**	**Fill dam**
Retention water level	• self-weight • hydrostatic pressure • hydrodynamic pressure • horizontal earthquake acceleration • mud pressure • uplift	• self-weight • hydrostatic pressure • hydrodynamic pressure • horizontal earthquake acceleration • mud pressure • uplift • thermal load	• self-weight • hydrostatic pressure • horizontal earthquake acceleration • pore pressure
Design flood water level	• self-weight • hydrostatic pressure at FWL • mud pressure • uplift	• self-weight • hydrostatic pressure at FWL • mud pressure • uplift • thermal load	• self-weight • hydrostatic pressure at FWL • pore pressure



Typical loads acting on dam body

Basic definition of loads

Loads	Formula	
Self-weight	Based on unit weights of the dam body materials	
Hydrostatic pressure	$P = W_0 h$	P : Hydrostatic pressure W_0 : Unit weight of water h : Depth of water including wave height
Uplift	Based on the condition of foundation treatment and location of drains $Ux = W_0 Hx$	 Ux : Uplift pressure at location x Hx : Depth of water at location x
Silt pressure	$P_e = C_e W_0 d$	P_e : Horizontal silt pressure C_e : Silt pressure coefficient d : Thickness of silt
Seismic force	$I = Wk$	I : Inertial force of the dam body during an earthquake W : Self weight of a dam body k : Design seismic coefficient
Hydrodynamic pressure	$P_d = 0.875 W_0 k (Hh)$^0.5	P_d : Hydrodynamic pressure W_0 : Unit weight of water k : Design seismic coefficient h : Depth of water from reservoir water surface to foundation bed H : Depth of water from reservoir water surface to the point of action of hydrodynamic pressure

Design seismic coefficient

Dam type \ Earthquake intensity zone		Strong	Middle	Weak
Concrete gravity		0.12	0.12	0.10
Arch		0.24	0.24	0.20
Fill dam	Homogeneous type	0.15	0.15	0.12
	Other type	0.15	0.12	0.10

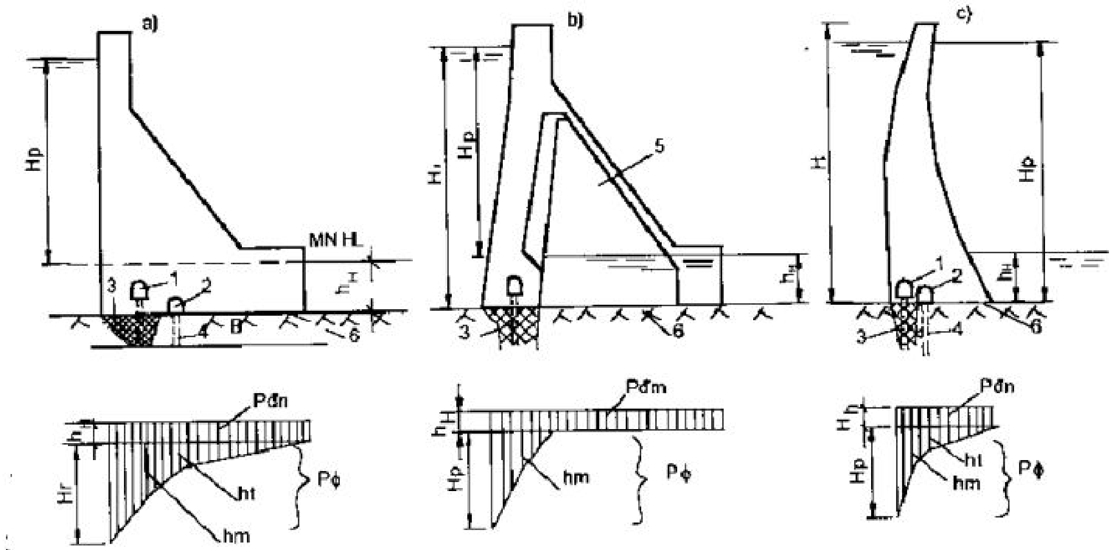
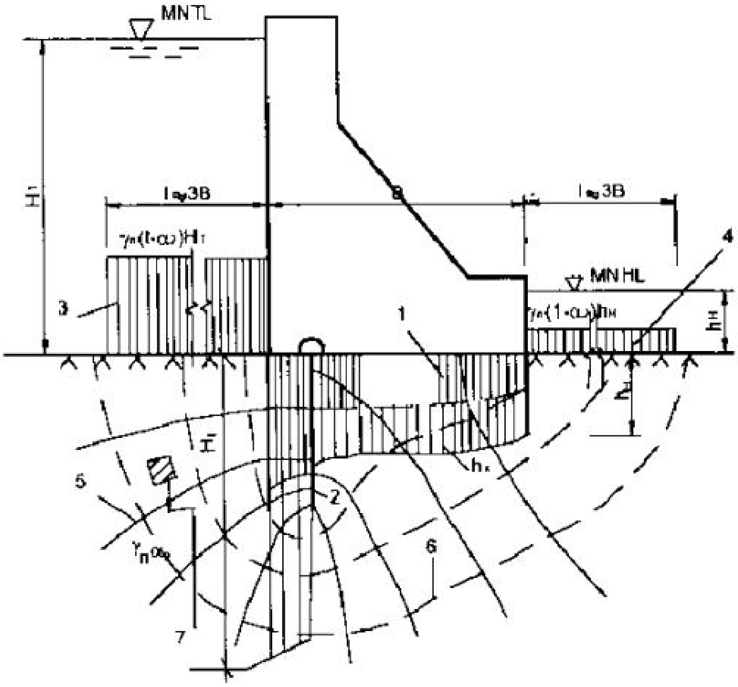


Diagram of back pressure of water on the interface between the dam and rock foundation in case of having the impervious curtain and drainage device

a- Gravity dam; b- Large-head buttress dam (counterfort dam); c- Arch dam.

1- Cement injecting (spraying) gallery; 2- Water drainage gallery; 3- Cement curtain; 4- Vertical drainage well; 5- Internal empty-chamber; 6- bordering between concrete and rock.



Force actions diagram of infiltration flow in a dam base

1- The total uplift pressure diagram at the interface between concrete and rock base; 2- Cement curtain; 3- Loads acting on the upstream base; 4- Loads acting on the downstream base; 5- Constant pressure line; 6- flow path; 7- The unit seepage force.

h_m/H_{tt} and h_t/H_{tt}

Dam types	*Basic combination*		*Special combination*	
	h_m/H_{tt}	h_t/H_{tt}	h_m/H_{tt}	h_t/H_{tt}
a) Blocking gravity dam (H.1a), gravity dam with waterproof layer located at the pressure face (H.1d), gravity dam anchored to the base (H.1đ)				
- Grade I	*0.4*	*0.2*	*0.6*	*0.35*
- Grade II	*0.4*	*0.15*	*0.5*	*0.25*
- Grades III and IV	*0.3*	*0*	*0.4*	*0.15*
b) Slotted gravity dam (H.1b), gravity dam with empty opening near the base (H.1c), and buttress dam from grades I to IV	*0.4*	*0*	*0.5*	*0*
c) Arch and gravity arch dam from grades I to IV	*0.4*	*0.2*	*0.6*	*0.35*
Note: h_m/H_{tt} and h_t/H_{tt} in special combination case (loads and actions) are only applied when upstream level is NWL (Normal water level) and waterproof and drainage devices are broken or work abnormally.				

Dam height H (m)	Permeability of waterproof membrane body		J_{cp}
	Unit seepage discharge not higher than (l/min)	Seepage factor not higher than (cm/s)	
Greater than 100	0.01	1.10^{-5}	30
From 60 to 100	0.03	6.10^{-5}	20
Lesser than 60	0.05	1.10^{-4}	15

Requirements for concrete in different zones of the dam	Dam zone	
	Concrete	Reinforced concrete
- Based on compressible strength	I – IV	I – III
- Based on tensional strength	I - III	I – III
- Based on moisture proofness	II – III	II – III
- Based on limit elongation	I – IV	No requirement
- Based on water erosion strength	II – III	II - III
- Based on abrasive strength toward flow with silt as well as real gas strength when throughput at the concrete surface is equal to or greater than 15m/s	II	II
- Based on exothermal ratio of curing concrete	I – IV	No requirement
Note: For dam grade IV, it is allowed to bypass the requirement about limit elongation and exothermal ratio of concrete.		

Coefficient of working condition m of the dam

Calculation cases and causes for the use of working condition factor	*Working condition factor m*
1. Stability of concrete and reinforced concrete dams on half-rock base	*1,0*
2. Stability of concrete and reinforced concrete dams on half-rock base:	
a) For sliding face travelling through cracks of the base	*1,0*
b) For sliding face travelling through contact zones between concrete and rock; sliding face in the base, of which a part travels through cracks and the remaining travels through monolith	*0,95*
3. Stability of arch dam	*0,75*
4. General durability and local durability of concrete and reinforced concrete dams as well as of their items if the durability is critical to below structures:	
a) In concrete structure:	
- For basic load combinations and actions	*0,9*
- For special load combinations and actions, without consideration of earthquake	*1,0*
- As above, but with consideration of earthquake	*1,1*
b) In reinforced concrete structures (flank and plate types), if thickness of the plate (flank) is equal or greater than 60cm ;	*1,15*
c) In reinforced concrete structures (flank and plate types), if thickness of the plate (flank) is lesser than 60cm	*1,0*
5. Same as 4, but durability of the non-pre-stressed reinforcing bar is critical to below structures:	
a) Items of reinforced concrete, of which horizontal cross section has number of main bars:	
- Lesser than 10;	*1,1*
- Greater or equal to 10;	*1,15*
b) Combination structure of steel – reinforced concrete (open or buried underground)	*0,8*

Fill dam *Calculation of dam design*

a) Seepage;

b) Seepage stabilization

c) Inverse layer, drainage item and transition layers;

d) Stabilization of the dam and foundation as well as in items of the dam;

e) Stress and deformation, displacement of dam body and dam foundation;

f) Consolidation of dam slopes influenced by wave and temperature impacts;

g) For dams having core wall, clay sloping wall or clay base, pore pressure must be calculated for the determination and inspection of stability, cracking resistance during the constructional period including velocity on the dam and the operational period.

Allowable gradient $[J_k]_{cp}$ for filling-block in the dam body

Soil types	Work grade			
	I	II	III	IV~V
Clay	1,00	1,10	1,20	1,30
Loam clay	0,70	0,75	0,85	0,90
Medium sand	0,50	0,55	0,60	0,65
Clay sand	0,40	0,45	0,50	0,55
Fine sand	0,35	0,40	0,45	0,50

If J_k is greater than above value, inverse filter must be designed and constructed

Critical average gradient $[J_k]_{th}$ for waterproof items

Soil types	Allowable average head gradient		
	Blanket	Slope wall and core wall	Body and prisms of the Dam
Clay, clay concrete	15	12	from 8 to 2
Loam clay soil	10	8	from 4 to 15
Clay sand soil	3	2	from 2 to 1

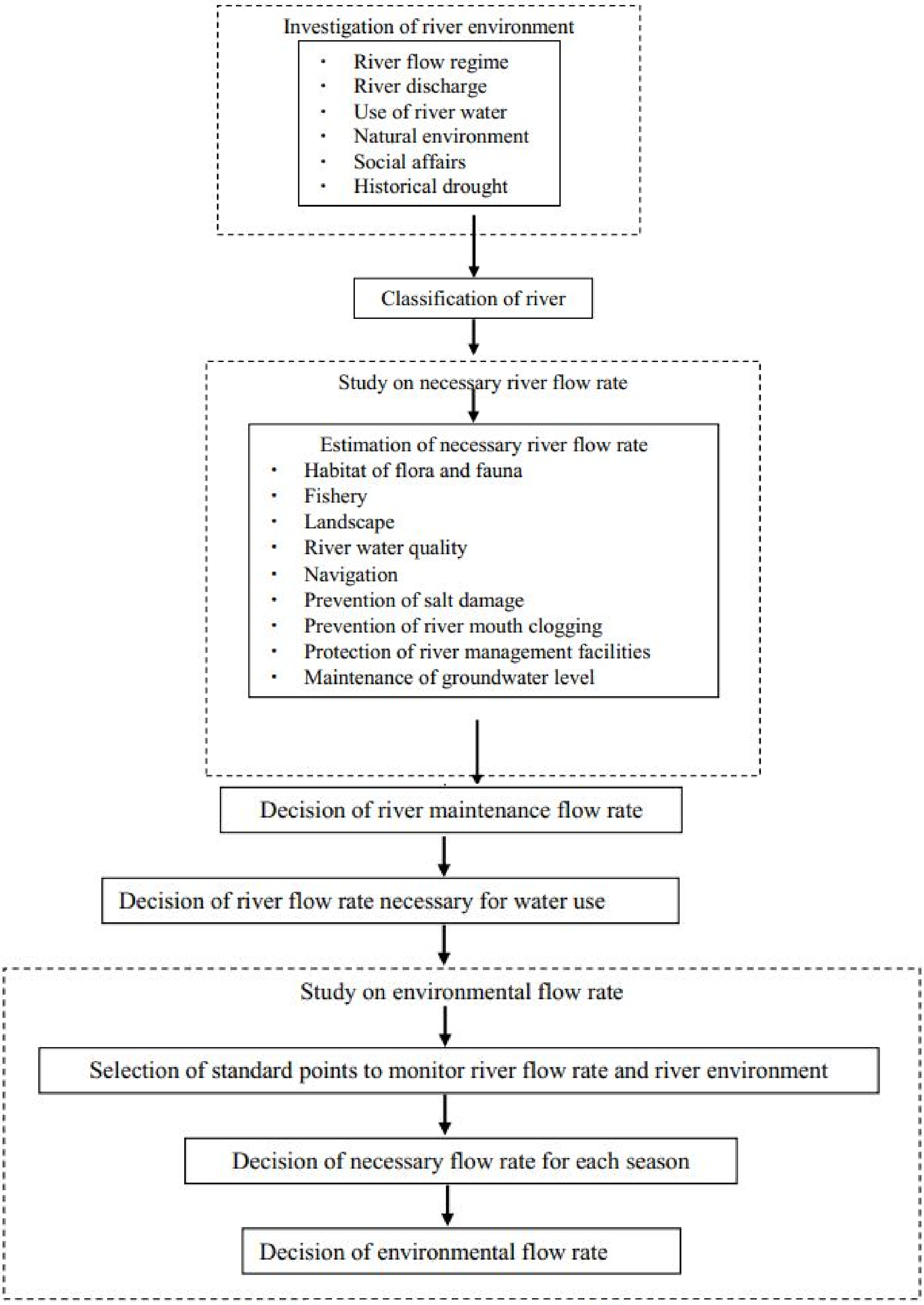
- *Constructional period (including as-built): Upstream and downstream roofs;*
- *Stable infiltration period: Upstream and downstream roofs;*
- *Fast draining period (of the reservoir): Upstream roofs.*

Minimum stability safety coefficient of dam roof $[K_{cp}]$

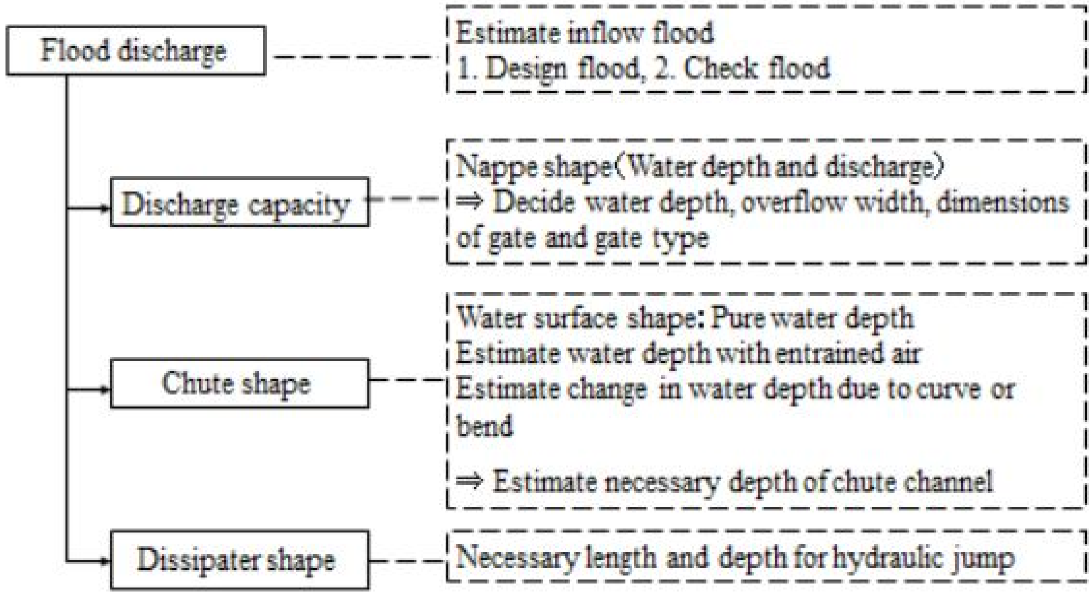
Working condition (action complex)	Dam grade			
	I	II	III	IV~V
Normal (basic)	1,50	1,35	1,30	1,25
Particular	1,20	1,15	1,10	1,05

Cases for calculation of earth dam stability

TT	Period	Calculation cases	Complex	Roof for stable calculation
1	Construction	Based on the fills in upstream and downstream roofs during constructional sub-periods, including a period when the construction is completed but not in operation and the water level is unfavorable	Special	Upstream, downstream
2	Stable infiltration	Upstream has NWL, downstream has the highest level that can occur during the water supply period and not greater than 0.2 H_{dam}	Basic	Downstream
3		Upstream has MDWL, downstream has a level equivalent to design discharge $Q_{discharge}$	Basic	Downstream
4		Upstream has MDWL, downstream has a level equivalent to check discharge Q_{check}	Special	Downstream
5		Upstream has NWL, downstream has the average level of the water supply period. Drainage item works abnormally	Special	Downstream
6	Drain water level	Upstream has MDWL draining into stable operational level that must be kept according to the design. Downstream level is equivalent to design discharge $Q_{discharge}$	Basic	Upstream
7		Upstream has MDWL draining into stable operational level that must be kept according to the design. Downstream level is equivalent to check discharge Q_{check}	Special	Upstream
8		Upstream has NWL draining into dam safety level when occurring breakdown. Downstream level is equivalent to $Q_{discharge\ max}$ when releasing water from the reservoir	Special	Upstream
9	Earthquake	Upstream level is NWL, downstream level is average level of the water supply period, including the consideration of earthquake	Special	Upstream, downstream



Process for decision of environmental flow rate



Hydraulic analyses of discharge facilities

1) Estimate necessary capacity;
2) Calculate necessary dimensions and shape;
3) Select the location;
4) Estimate flow condition by hydraulic calculation and/or simulation considering the surrounding topography;
5) Estimate flow conditions by hydraulic model test;
6) Reconsider the location, dimensions and/or shape in case the initial design gives negative effect to the surrounding area; and
7) Construct facilities as designed.

Flow frequency as well as the highest designed and examined water levels of hydraulic works

No.	Type of construction	Design class				
		Special	I	II	III	IV
1	Headwork units of various types (exclude headwork in the tidal region); water conduction channel and relevant works not belonging to the agricultural irrigation and drainage system; conveyance structures cross rivers and streams of the irrigation and drainage system for agriculture					
	- Design frequency, % In accordance with return period, year	0.10 1,000	0.50 200	1.00 100	1.50 67	2.00 50
	- Check frequency, % In accordance with return period, year	0,02 5,000	0,10 1,000	0,20 500	0,50 200	- -
2	Headwork in tidal region; constructions and relevant water conduction system in the irrigation and drainage system for agriculture (exclude construction transferring water to cross rivers and streams of the irrigation and drainage system for agriculture):					
	- Design frequency, % In accordance with return period, year	0.20 500	0.50 200	1.00 100	1.50 67	2.00 50
	- Check frequency, % In accordance with return period, year	0.10 1,000	0.20 500	0.50 200	1.00 100	- -

The lowest flow and water level using to calculate the structural stability of the construction and foundation

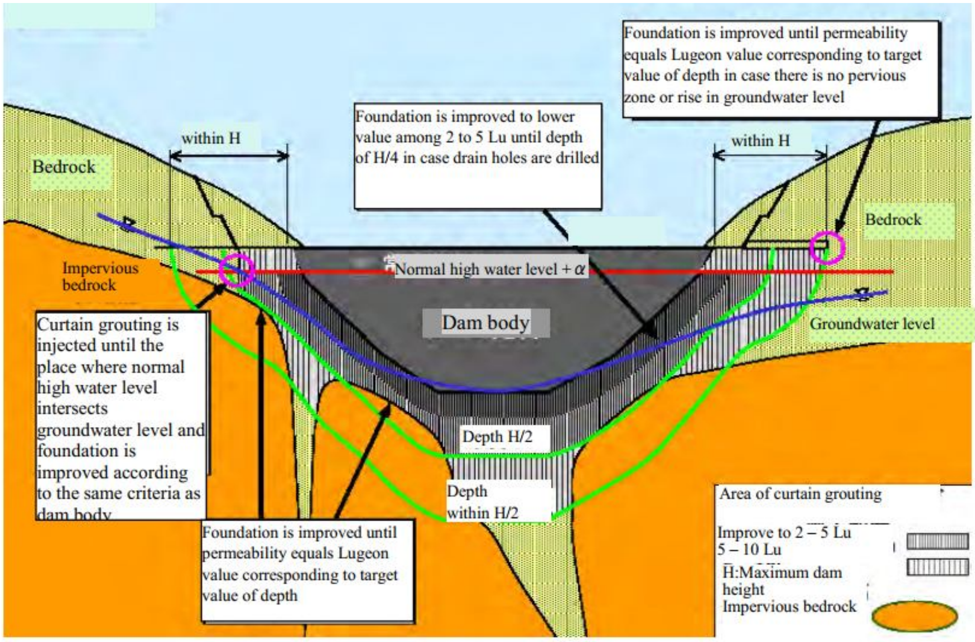
No	Type of construction	Construction class	Frequency of the lowest flow and water level, %	
			Design	Examine
1	Reservoir	Special, I, II, III and IV	Death elevation	The lowest drainage level using to repair and dredge, etc.
2	On-river construction	Special	99	The lowest daily water level occurring at the constructional alignment
		I	97	
		II	95	
		III	95	
		IV	90	
3	Drainage system and other relevant works in the hydraulic system	Special , I, II, III and IV	The lowest water level stipulating in the exploitation period	The drainage water level using to repair and dredge, etc.

Allowable gradient $[J_k]_{cp}$ for filling-block in the dam body

Soil types	Work grade			
	I (to be read as Special)	II (to be read as I)	III to be read as II)	IV - V (to be read as III - IV)
Clay	1.00	1.10	1.20	1.30
Loam clay	0.70	0.75	0.85	0.90
Medium sand	0.50	0.55	0.60	0.65
Clay sand	0.40	0.45	0.50	0.55
Fine sand	0.35	0.40	0.45	0.50

Critical average gradient [J_k]$_{th}$ for waterproof items

Soil types	*Allowable average head gradient*		
	Blanket	*Slope wall and core wall*	*Body and prisms of the Dam*
Clay, clay concrete	*15*	*12*	*from 8 to 2*
Loam clay soil	*10*	*8*	*from 4 to 15*
Clay sand soil	*3*	*2*	*from 2 to 1*



Area of grouting

where, H: Maximum height of dam

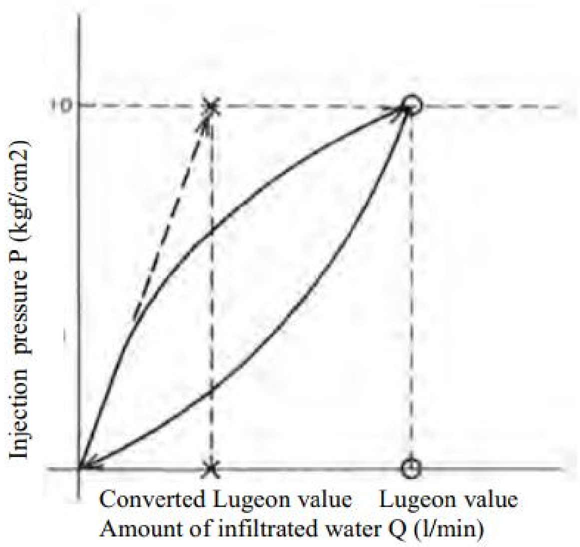
Lu: Lugeon value, defined as the loss of water in liters per minute and per meter of borehole length at a hydrostatic pressure of 10 kgf/cm^2, approximately 0.98 MPa. Lugeon value is calculated by the following formula.

$$Lu = \frac{10 \times Q}{P \times L} \quad \dots (1)$$

where, Q: Amount of infiltrated water (l/min)

L: Length of drill hole to conduct Lugeon test (m)

P: Injection pressure (kgf/cm^2)



Estimation of Lugeon value

Permeability coefficient K is calculated by the following formula when a permeability test is conducted at a drill hole with constant injection pressure.

$$K = \frac{Q}{2 \times \pi \times L \times H} \log_e \frac{L}{r} \ \ldots (2)$$

where, L: Length of drill hole to conduct permeability test (cm)

H: Head (cm)

Q: Amount of infiltrated water (cc/s)

r : Radius of drill hole (cm)

Unifying formulae (1) and (2), permeability coefficient, K, is calculated by the following formula.

$$K = 2.66 \times 10^{-6} \times Lu \times \log_e \frac{L}{r} \ \ldots (3)$$

where, K: Permeability coefficient (cm/s)

Lu: Lugeon value

L: Length of drill hole to conduct permeability test (cm)

$$K = 1.34 \times 10^{-5} \times Lu \ \ldots (4)$$

r : diameter of drill hole (cm)

Standard Specification for Concrete Structures in Japan shows the relation between compressive strength, f'_{ck}, and bending strength of concrete, f_{bck}, for reference as follows:

$$f_{bck} = k_{0b} \times k_{1b} \times f_{tk}$$

$$k_{0b} = 1 + \frac{1}{0.85 + 4.5\left(h/l_{ch}\right)}$$

$$k_{1b} = \frac{0.55}{\sqrt[4]{h}} (\geq 0.4)$$

where f_{bck}: Bending strength of concrete (N/mm^2);

k_{0b}: Coefficient showing the relation between tensile strength and bending strength due to tensile softening characteristics of concrete;

k_{1b}: Coefficient showing reduction of strength due to drying, hydration or any other causes;

h: Height of component (m) (> 0.2) ;

l_{ch}: Characteristic length (m) ($= G_F \times E_c / f_{ck}{}^2$) ;

Ec : Modulus of elasticity (kN/mm^2) ;

G_F : Failure energy (N/m) ($=10 \times (d_{max})^{1/3} \times f_{ck}{}^{1/3}$) ;

d_{max} : Maximum size of coarse aggregate (mm) ;

f'_{ck} : Compressive strength (N/mm^2) ; and

f_{tk} : Tensile strength (N/mm^2) ($f_{tk} = 0.23 \times f'_{ck}{}^{2/3}$)

Example of calculated minimum bending strength of concrete structure corresponding to its compressive strength

Unit: MPa

Compressive strength		20	25	30	35	40	50
Bending strength	h=1.00m	2.0	2.3	2.6	2.9	3.2	3.7
	h=0.20m	3.0	3.5	4.0	4.4	4.8	5.6

Freeboard of dam crest is determined:

$$h_d = \Delta h + h_{sl} + a$$

In which

Δh *Height of tail water due to wind, m;*

h_{sl} *Height of run-up wave on the slope, m;*

a *Safety height, determined based on 6.1.3, m;*

Freeboard of the dam is stipulated differently for 3 cases:

- *Normal high water level;*
- *Design flood level;*
- *Check flood level;*

Safety height of the dam

Working condition of the reservoir	*Safety height according to grade of the dam (m)*				
	I	*II*	*III*	*IV*	*V*
Normal water level	*1.5*	*1.2*	*0.7*	*0.5*	*0.5*
Design flood level	*1.0*	*1.0*	*0.5*	*0.5*	*0.5*
Check flood level	*0.5*	*0.3*	*0.2*	*0.2*	*0.0*

Design wind frequency

Working condition of the reservoir	*Design wind frequency according to grade of the dam (%)*		
	I-II	*III-IV*	*V*
Normal water level	*2*	*4*	*10*
Check flood level	*25*	*50*	*50*

Crest elevation of non-overflow section of dam

Category	Gravity dam, hollow gravity dam, and arch dam	Fill dam
Freeboard	At the normal water level, $H_f = h_w + h_e + h_a$, where $H_f \geq 2$. At the surcharge water level, $H_f = h_w + \frac{h_e}{2} + h_a$ where $H_f \geq 2$. At the design flood water level, $H_f = h_w + h_a$ where $H_f \geq 1$.	At the normal water level, $H_f = h_w + h_e + h_a + 1$ where $H_f \geq 3$. At the surcharge water level, $H_f = h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + 1$ where $H_f \geq 3$. At the design flood water level, $H_f = h_w + h_a + 1$ where $H_f \geq 2$.

H_f is the freeboard (in units of m).

h_w is the height of waves caused by wind (in units of m).

h_e is the height of waves caused by an earthquake (in units of m).

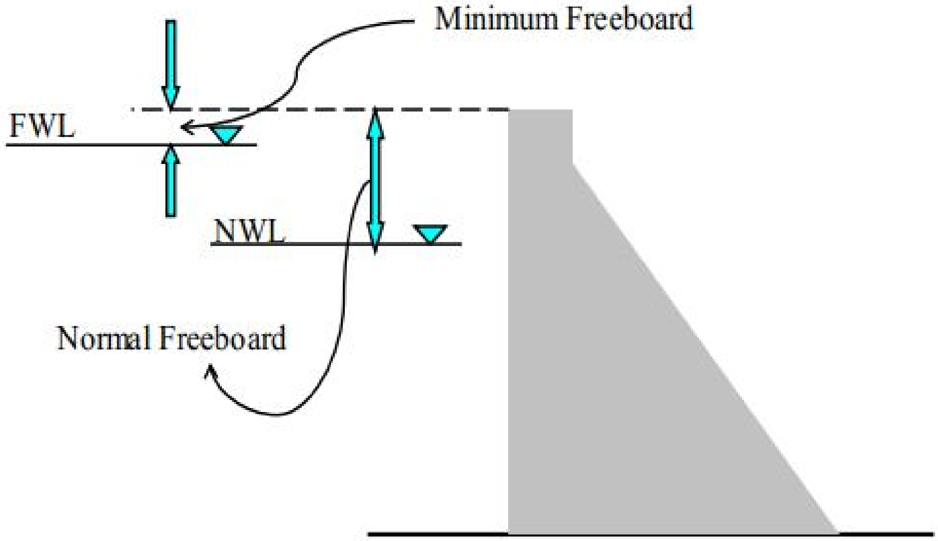
h_a is 0.5 m for dams with a spillway gate and 0 m for dams without a spillway gate.

$hw= 0.00086\ V^{1.1} \times F^{0.45}$ i) Wave height caused by wind, hw

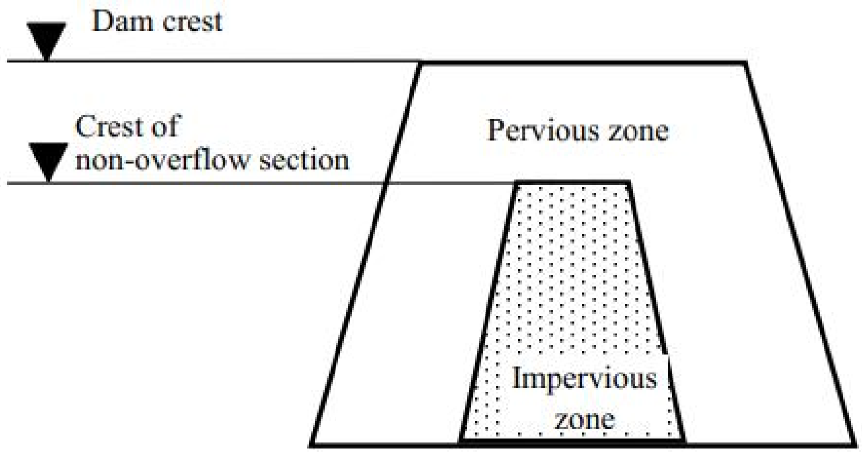
V: 10-minute-mean wind velocity (m/s) [In general, 30 m/s or 20 m/s is adopted.]

F: Maximum fetch (m) measured from the dam at the design flood level.

$he=(1/2)\times(K\tau/\pi)\times(gHo)^{0.5}$ ii) Wave height caused by earthquake



Normal and minimum freeboard



Crest of fill type dam

Wave heights by fetch and wind velocity

Fetch (km)	*Wind velocity (m/s)*	*Wave height (m)*
1.6	*22.5*	*0.8*
1.6	*33.8*	*0.9*
2.5	*22.5*	*1.0*
2.5	*33.8*	*1.1*
2.5	*45.0*	*1.2*
5	*22.5*	*1.1*
5	*33.8*	*1.3*
5	*45.0*	*1.5*
10	*22.5*	*1.4*
10	*33.8*	*1.6*
10	*45.0*	*1.8*

Normal freeboard and minimum freeboard (the least amount recommended In the case of an earth dam with ripraps)

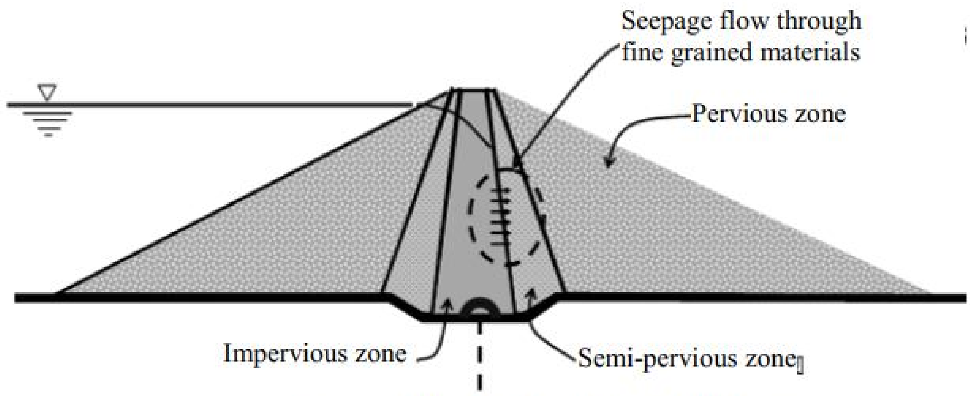
Fetch (km)	Normal freeboard (m) Wind velocity: 45m/s	Minimum freeboard (m) Wind velocity: 22.5m/s
Less than 1.6	1.2	0.9
1.6	1.5	1.2
4.0	1.8	1.5
8.0	2.4	1.8
16.1	3.0	2.1

Allowable specific discharge of different soils corresponding to different flow depth

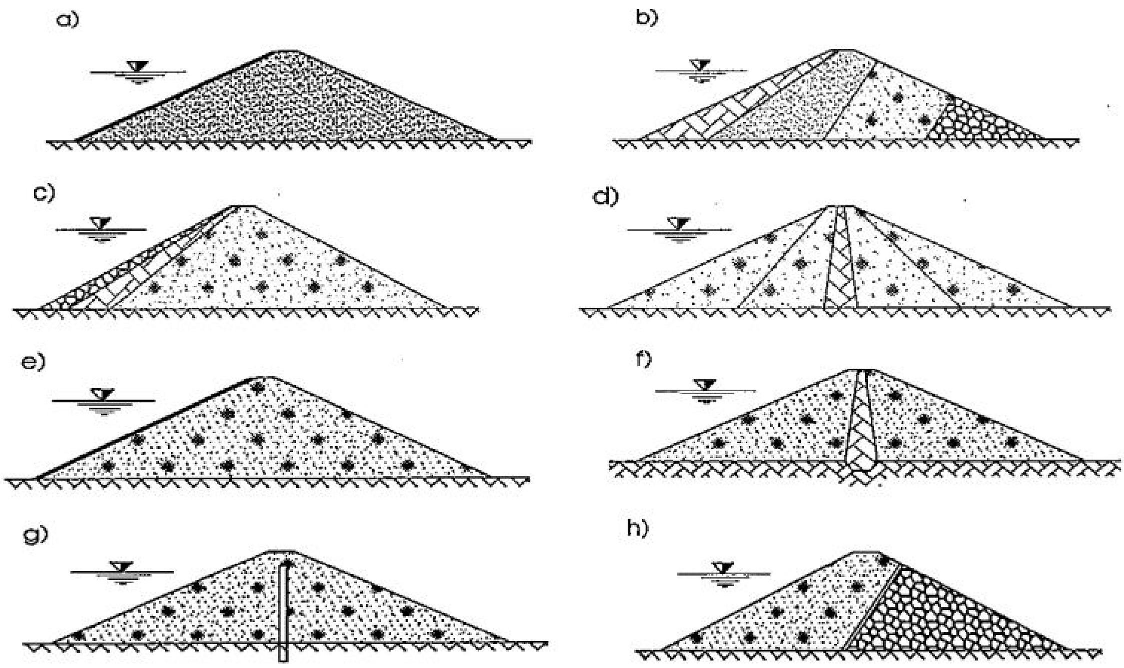
Order number	***Soil type***	***Non-erosion velocity when depth is 1m (m/s)***	***Allowable specific discharge (m^3/s) when flow depth is***		
			h=5m	*h=10m*	*h=20m*
1	*Medium sand including coarse sand*	*0.6*	*7*	*16*	*37*
2	*Sand including medium gravel*	*0.75*	*9*	*20*	*46*
3	*Normal density clay, heavy loam clay with normal density*	*0.85*	*10*	*23*	*53*
4	*Coarse gravel including light but high density loam clay*	*1.00*	*12*	*27*	*62*
5	*Sand including no less than 10% of high density clay gravel and heavy but high density loam clay*	*1.2*	*14*	*32*	*74*

Allowable average specific discharge $[q]_{tb}$ corresponding to different diameters of rock and different erosion depth

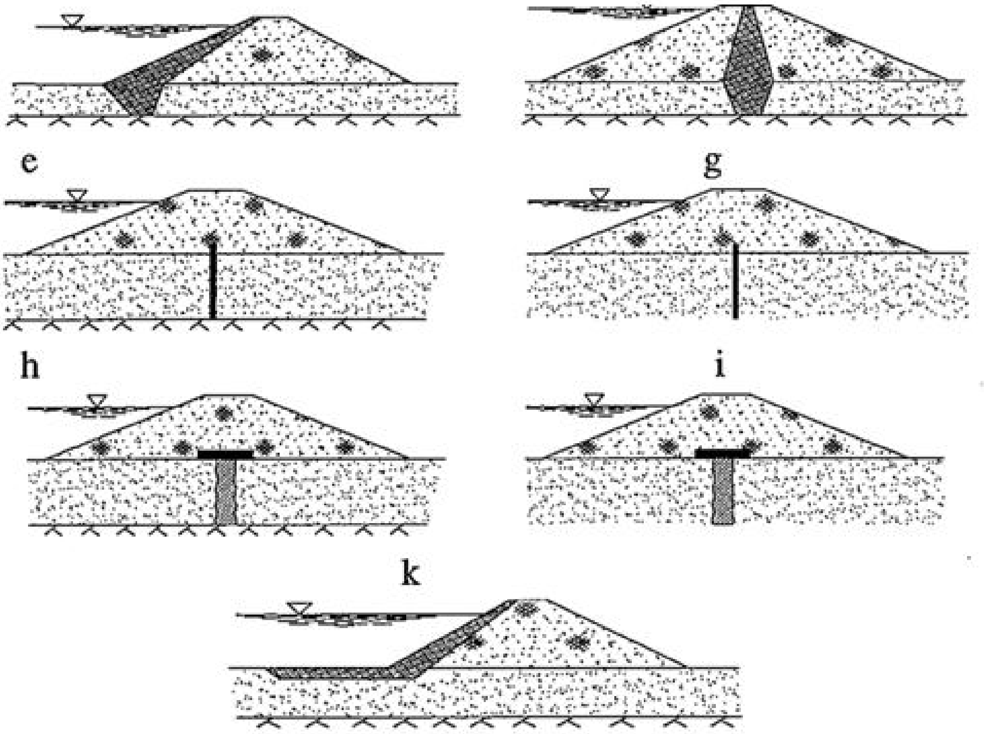
Rock diameter (m)	***$[q]_{tb}$ corresponding to erosion depth is***			
	5m	*10m*	*15m*	*20m*
0.10	*20*	*30*	*45*	*60*
0.30	*22*	*40*	*55*	*70*
0.50	*25*	*50*	*65*	*80*
0.75	*29*	*60*	*75*	*90*
1.00	*32*	*70*	*85*	*100*
1.50	*35*	*75*	*90*	*110*
2.00	*38*	*80*	*95*	*120*
2.50	*42*	*85*	*105*	*130*
3.00	*45*	*90*	*115*	*140*



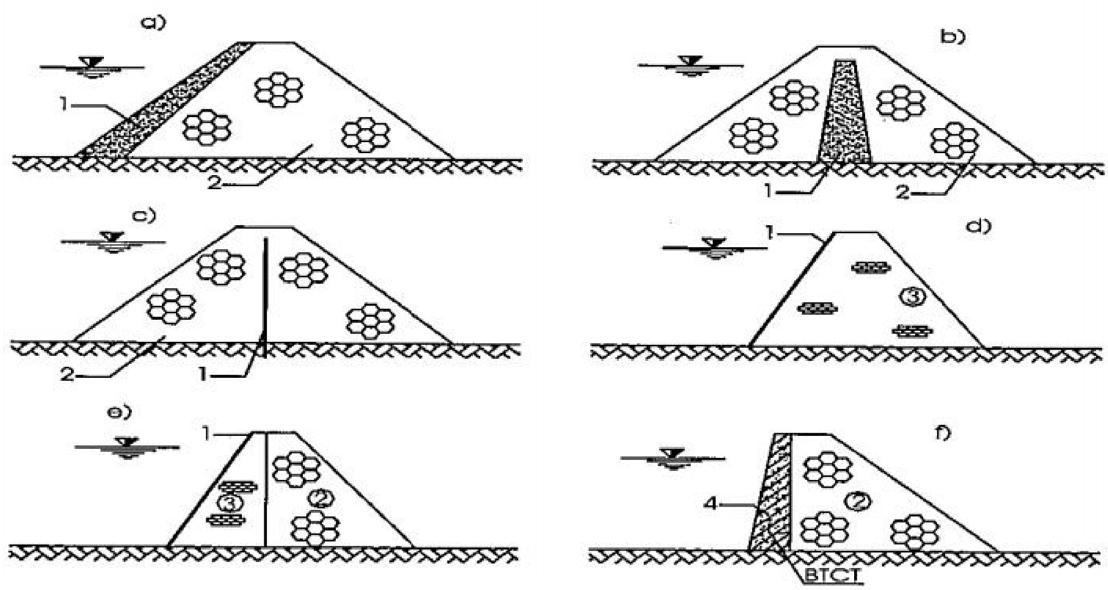
Seepage Flow in Zoned Type Fill Dams



Cross section of common earth dams constructed on impervious (low permeability) foundation



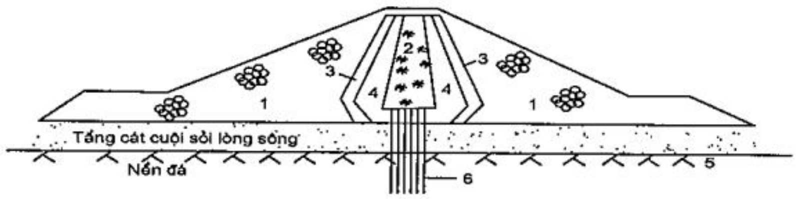
Cross section of common earth dams constructed on pervious foundation



Remark:

1) Impervious equipment; 2) rockfill; 3) masonry rock; 4) concrete or reinforced concrete

Cross section of some common rock dams constructed on rock bed



Remark:

1) rockfill; 2) impervious core; 3) transitional block; 4) transitional filter; 5) rock base;6) impervious diaphragm

Cross section of rockfill dam construction on gravel sandy foundation

Classification of Earth Dam

a) Classification based on the cross-section of dam

1- Homogenous dam with single type of soil

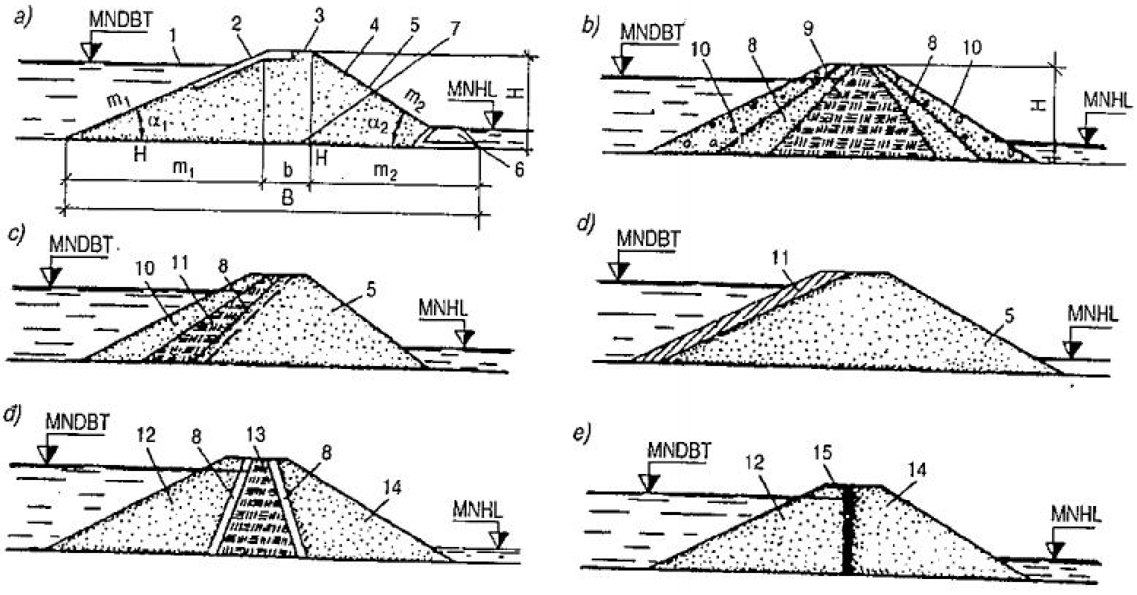
2- Non-homogenous dam with multi types of soil

3- Dam with clay sloping wall

4- Dam with sloping wall made by materials which are not soil

5- Dam with clay core-wall

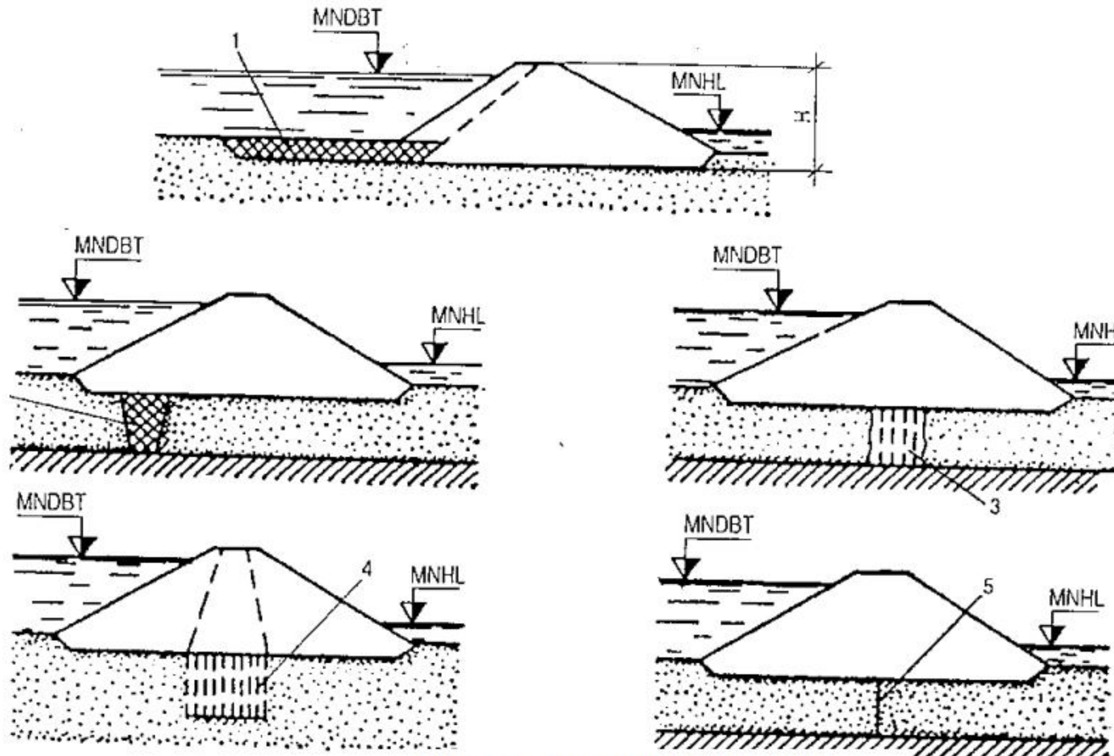
6- Dam with impervious diaphragm



Types of earth fill dam

a) Homogenous dam; b) non-homogenous dam; c) Dam with clay sloping wall
d) Dam with sloping wall made by materials which are not soil; đ) Dam with clay core-wall;
e) Dam with impervious diaphragm; 1 – upstream slope; 2- slope reinforce; 3- dam crest;
4- downstream slope; 5- dam body; 6- water drainage trench; 7- dam base; 8- transitional zone;
9- Central core; 10- protective layer; 11- sloping wall; 12- upstream wedge; 13- core;
14- Downstream wedge; 15- impervious diaphragm; b- width of dam crest;
B-Width of dam base; H- dam height; $m_1 = ctg\alpha_1$; $m_2 = ctg\alpha_2$

b) Classification based on impervious part of foundation
1- Earth dam with front yard
2- Earth dam with cutoff wall
3- Earth dam with diaphragm using materials such as: clay mortar, cement mortar, molten glass, asphalt or impervious mixture.
4- Earth dam with hanging-type diaphragm when thickness of pervious base is quite big.
5- Earth dam with wall-type diaphragm using reinforced concrete or steel.

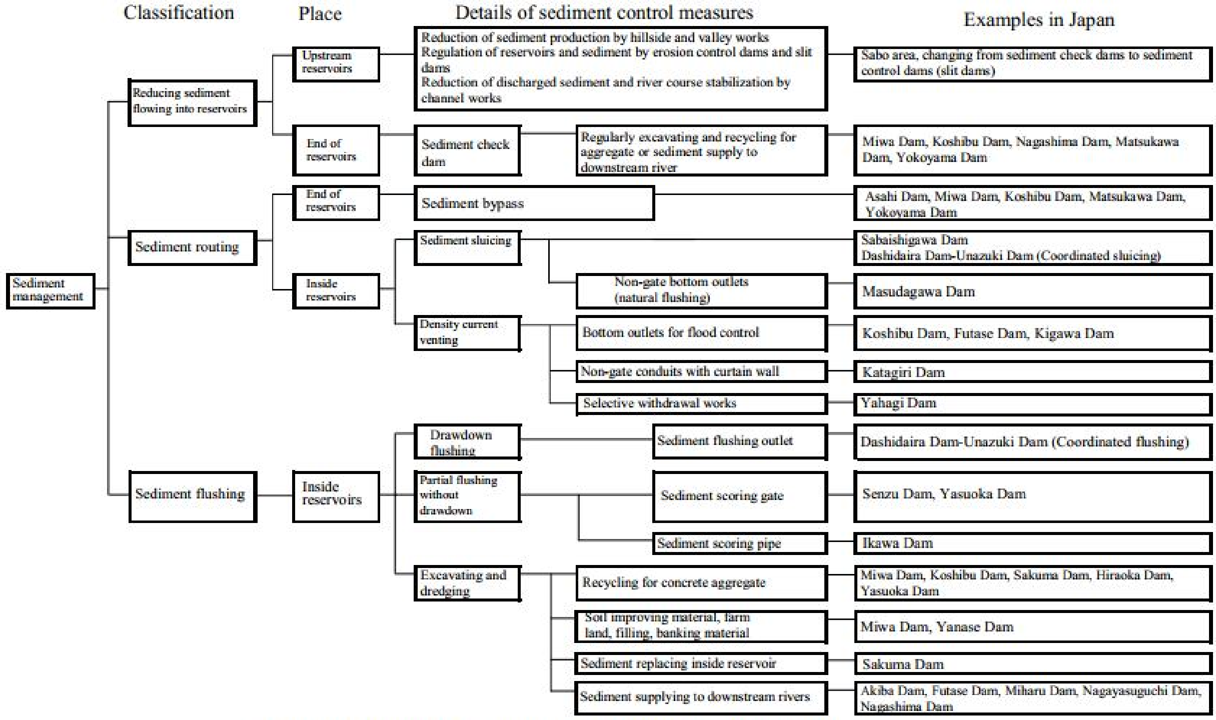


Impervious structure at dam foundation

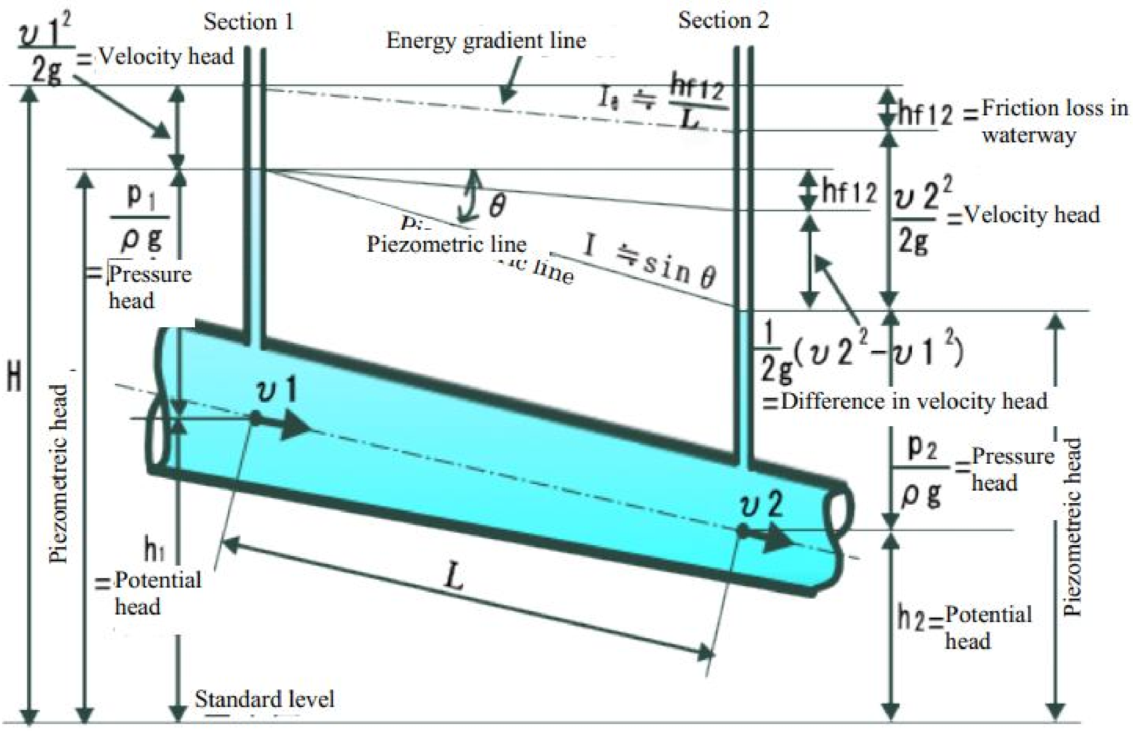
1-Front yard; 2- cutoff wall; 3- diaphragm using impervious materials;
4- Hanging-type diaphragm; 5- impervious diaphragm located through pervious foundation

c) Classification of earth dam based on construction methods
1- Earth dam using filling and compacting method
2- Earth dam using method as of filling soil into water
3- Earth dam using hydraulic method
4- Earth dam using mixed method of both fill and hydraulic method
5- Earth dam using blast oriented method (referring to Chapter for earth-rock dam)

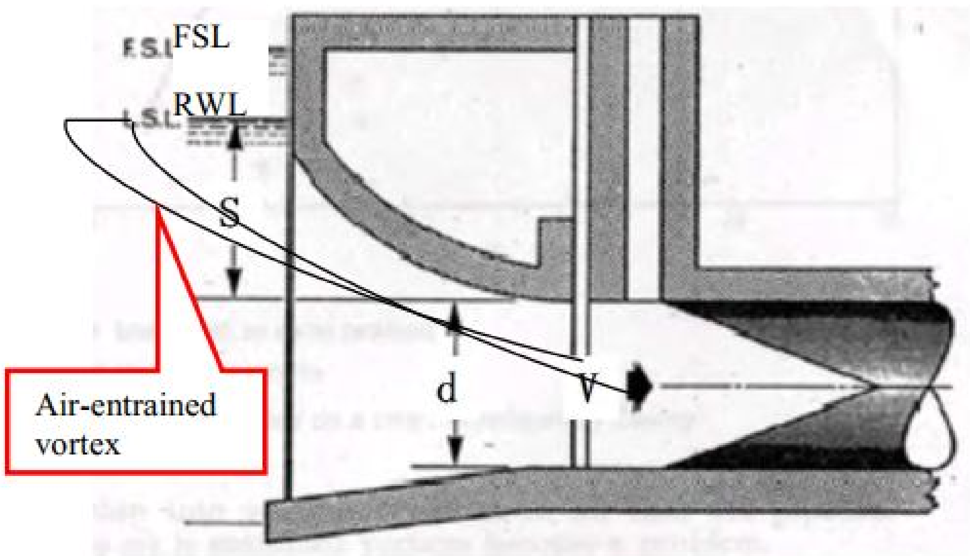
d) Classification of earth dam based on dam body height
1- Low dam, water head ≤ 20m;
2- Medium height dam, water head within 20÷50m;
3- Height dam, water head within 50÷100m;
4- Extreme height (or super height), water head ≥ 100m



Classification of reservoir sediment management



Hydraulics of pipe flow



Submerge depth of pressure type intake

The acceptable size is determined by considering following condition.

(1) To prevent the surface of the waterways and penstocks from the wearing

(2) To prevent turbines from damaging and the runner from wearing.

After finding the soil or sand particle size for the design, the length of a settling basin is obtained as follows:

$$L \geq \frac{H}{Vg} \cdot V = \frac{Q}{B \cdot Vg}$$

Where,

L : necessary length (m)

H : water depth (m)

B : width of the settling basin (m)

V : mean flow velocity (m/s) = Q/B*H

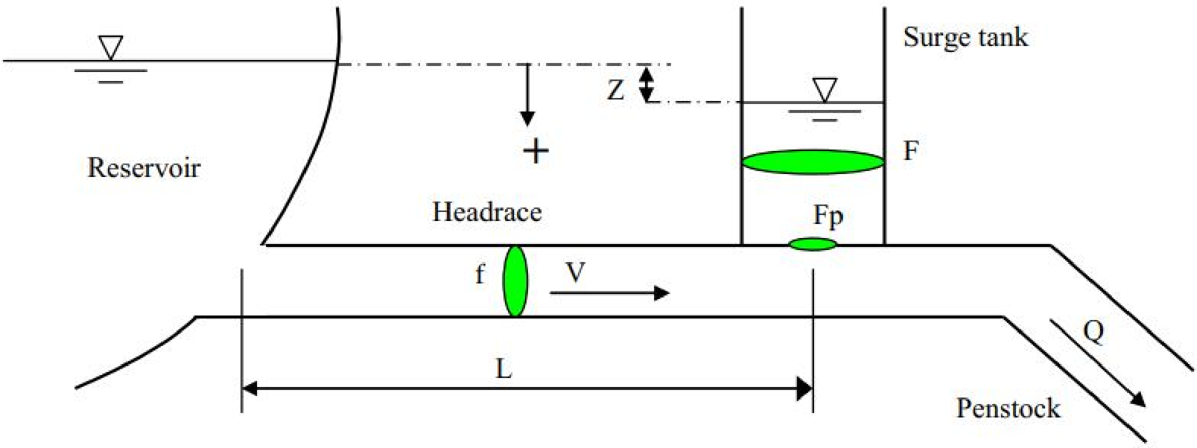
Vg : settling velocity (m/s)

Q : water flow rate (m^3/s)

Vg is 0.1 m/s in accordance with diameter of sand, 0.5 or 1 mm;

V shall be less than 0.3 m/s, and;

A settling basin shall be twice longer than the length obtained abovementioned formula.



Visual description of symbols in equation for restricted orifice type surge tank

Fundamental equation for restricted orifice type surge tank

Motion equation .... $\frac{dv}{dt} = \frac{z - C \cdot |V| \cdot V - k}{L/g}$

Continuity equation .... $\frac{dz}{dt} = \frac{Q - f \cdot V}{F}$

Resistance of orifice .... $k = \frac{|f \cdot V - Q| \cdot (f \cdot V - Q)}{2 \cdot g \cdot (Cd \cdot Fp)^2}$

Where,

Q : Water discharge (m^3/s)

V : Mean flow velocity (m/s

z : Water level of the surge tank (m)

t : Time (sec)

g : Acceleration of gravity ($9.8 m/s^2$)

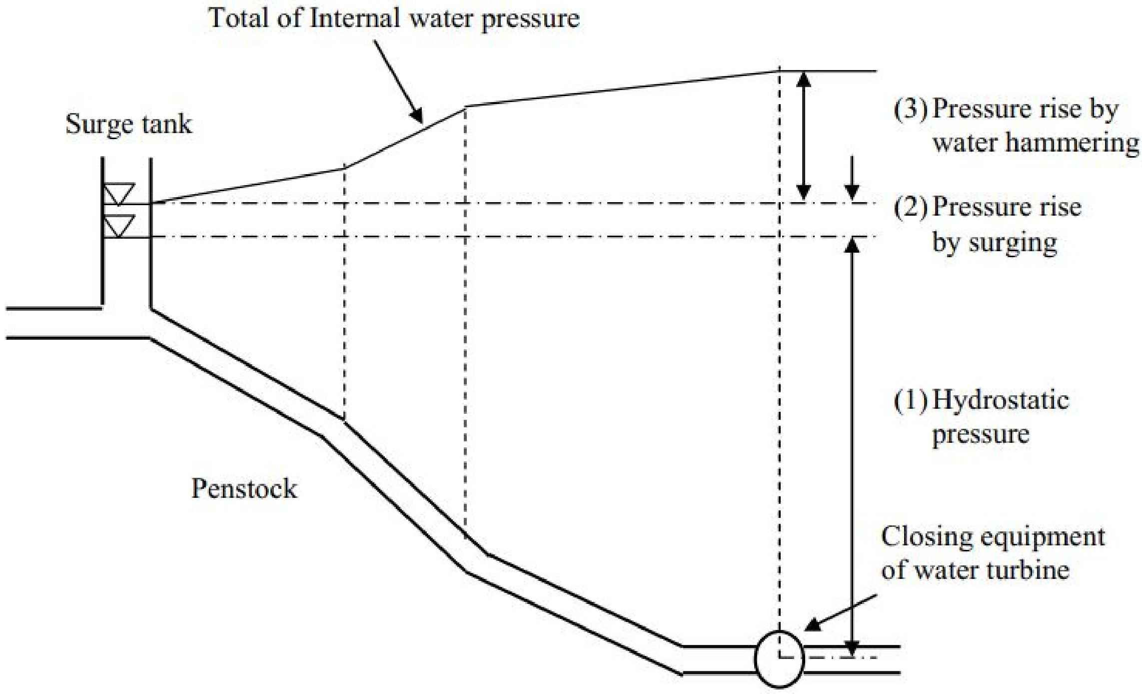
L : Headrace length (m)

F : Cross-section area of surge tank (m^2)

Fp : Cross section area of the orifice

C : Coefficient of head-loss

Cd : Discharge coefficient of orifice



Cross Section Image of Penstock and its Internal Water Pressure

Formula for the propagation velocity of pressure wave is described as follows.

$$\alpha_i = \frac{1}{\sqrt{\frac{w}{g} \cdot \left(\frac{1}{k} + \frac{1}{E} \cdot \frac{D}{t}\right)}}$$

Where,

α_i	:	Propagation velocity of pressure wave of number penstock pipe i (m/s)
w	:	Unit weight of water ($1 tf/m^3$)
g	:	Acceleration of gravity (m/s^2)
K	:	Elastic coefficient of water ($\fallingdotseq 2.1 \times 10^5 tf/m^2$)
E	:	Elastic coefficient of steel ($\fallingdotseq 2.1 \times 10^7 tf/m^2$)
D	:	Diameter of steel penstock pipe (m)
t	:	Thickness of steel penstock pipe (m)

Therefore, the average propagation velocity of pressure wave is described as follows.

$$\alpha_m = \frac{\sum L_i}{\Sigma\left(\frac{L_i}{\alpha_i}\right)}$$

$\rho = \frac{\alpha_m \cdot v_0}{2 \cdot g \cdot H_0}$ ....Allievi's pipeline constant

$\theta = \frac{\alpha_m \cdot T}{2 \cdot L_0}$..................................Closing time constant of a closing equipment

$n = \frac{\rho}{\theta}$

Where,

h_0	:	pressure rise due to water hammering at a closing equipment (m)
H_0	:	Hydrostatic pressure after entirely shutting off a closing equipment at the turbine end (m)
L_0	:	Length of pipe line (m)

$v_0 = \frac{\Sigma v_i \cdot l_i}{L_0}$: Average velocity

l_i	:	Pipe length of section i (m)
v_i	:	Velocity of section i (m/s)
T	:	Closing time of a closing equipment (s)
g	:	Acceleration of gravity (m/s^2)
α_m	:	Average propagation velocity of pressure wave (m/s)

1) In case of $\rho>1$:

When $\frac{h_0}{H_0} \geq 50\%$, $\frac{h_0}{H_0} = \frac{n}{2} \cdot (n+\sqrt{n^2+4})$

When $\frac{h_0}{H_0} < 50\%$, $\frac{h_0}{H_0} = \frac{2 \cdot n}{2-n}$

When $\frac{h_0}{H_0} \doteqdot 30\%$, $\frac{h_0}{H_0} \doteqdot 1.10n$

2) In case of $\rho<1$:

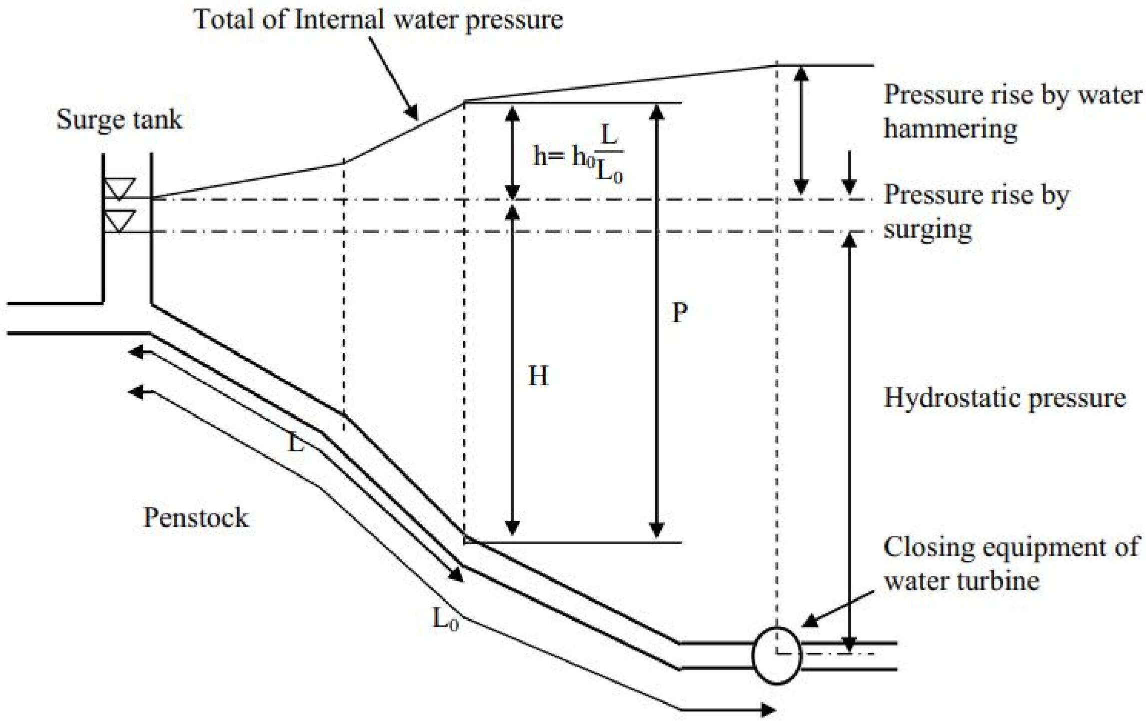
$$\frac{h_0}{H_0} = \frac{2 \cdot n}{1+n \cdot (\theta-1)}$$

a) Stable operation

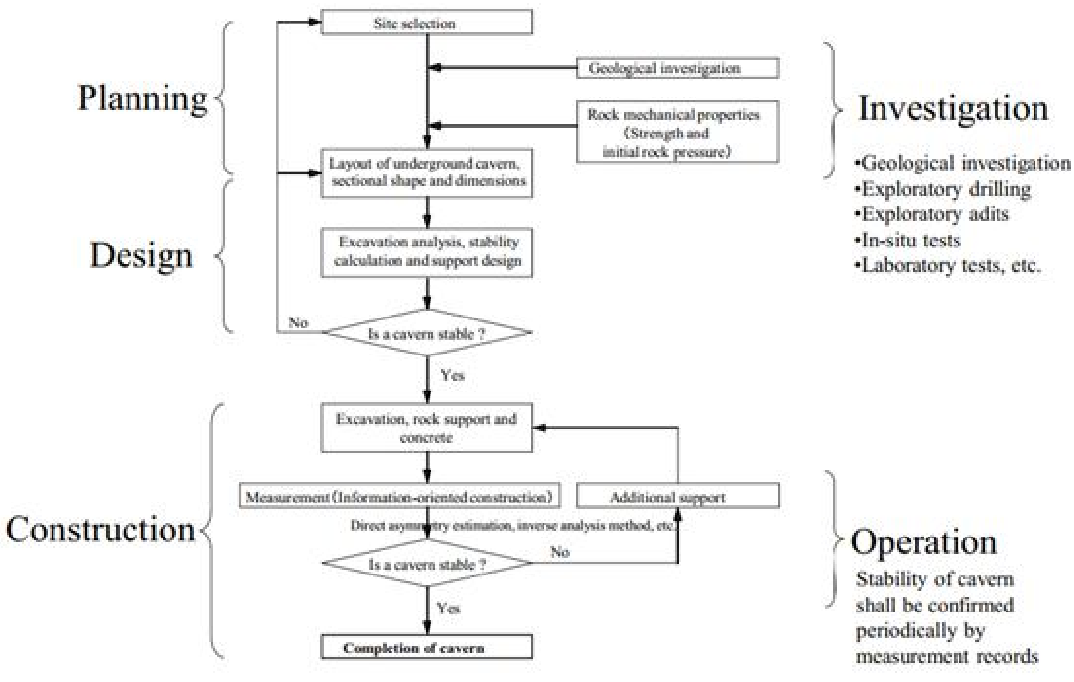
b) Infiltration and water leakage

c) Penstock route

d) Expose d type penstock

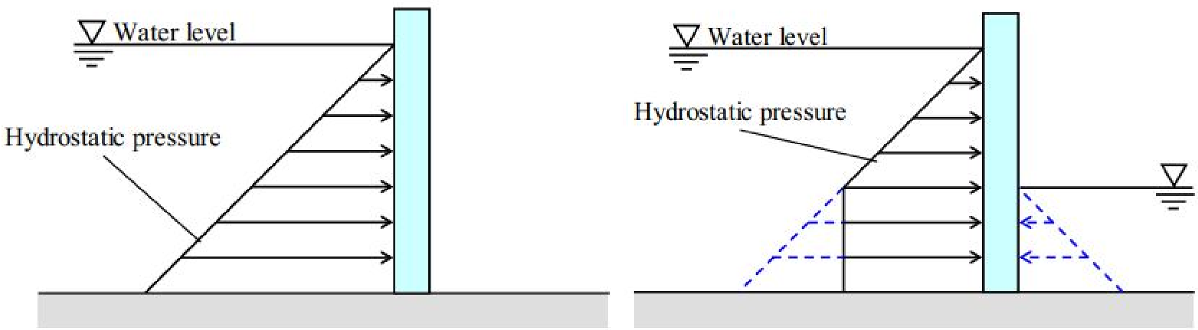


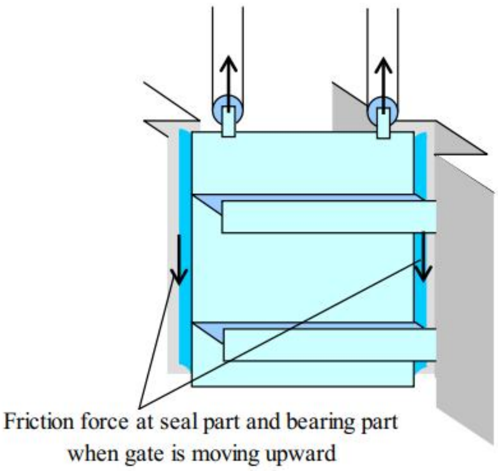
Relationship of h and h_0

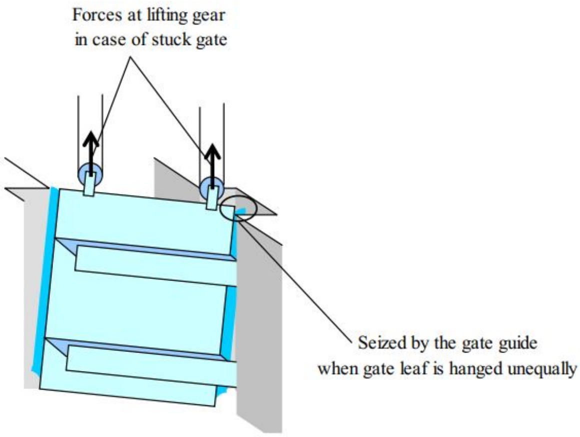


Development process of underground cavern

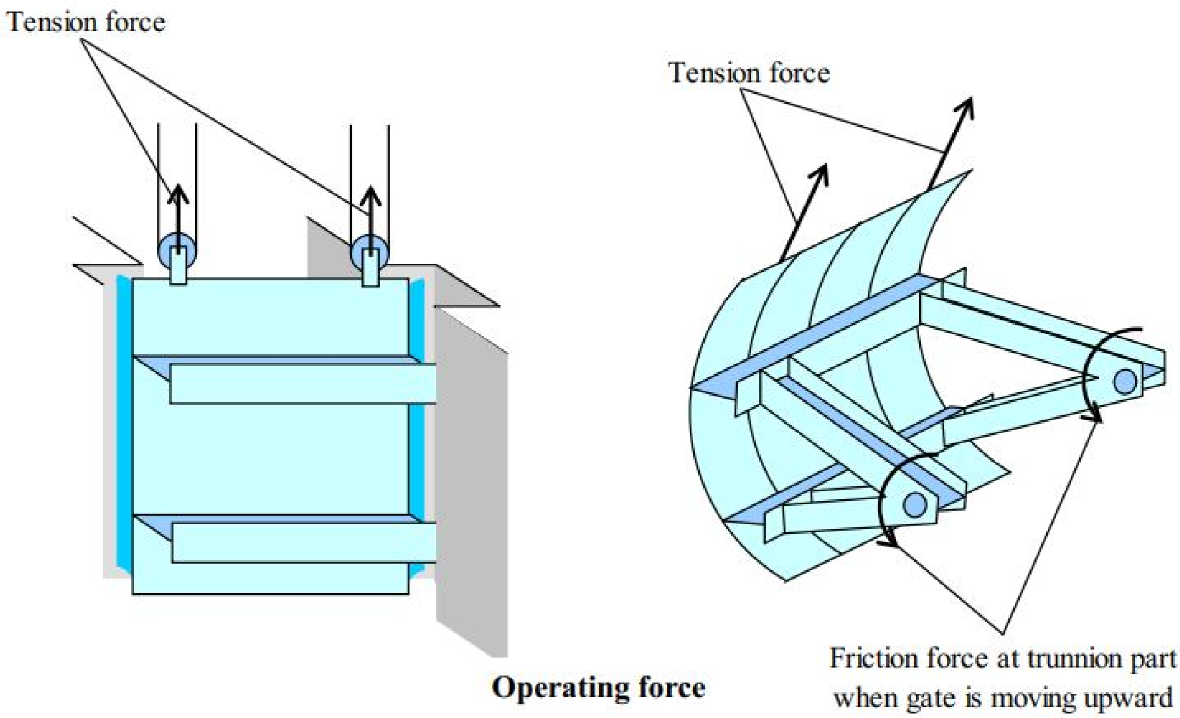
Hydrostatic pressure



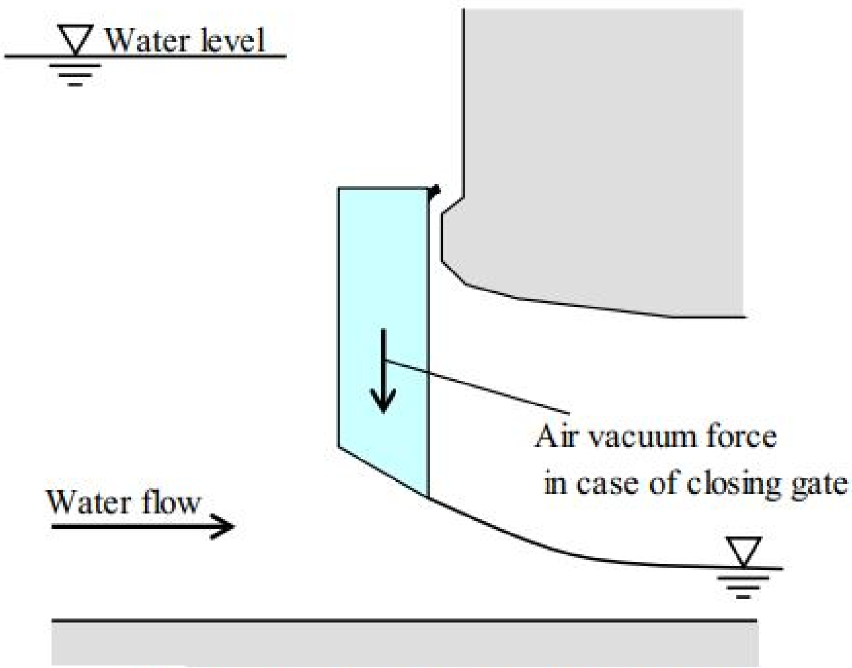




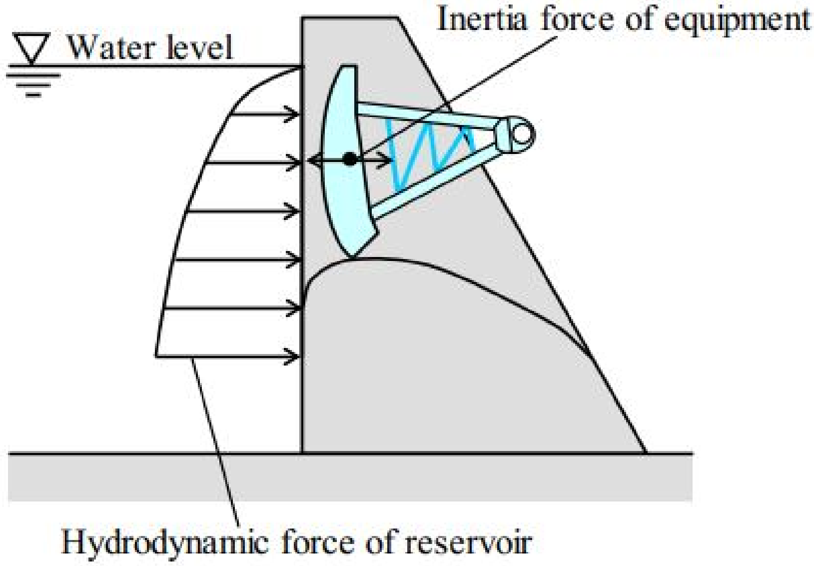
Forces at lifting gear in case of stuck gate



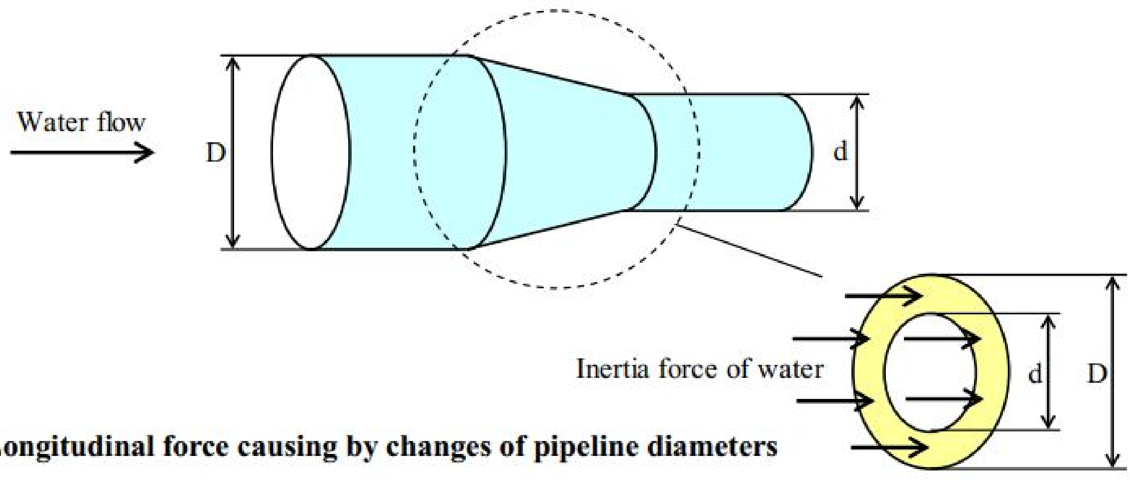
Operating force



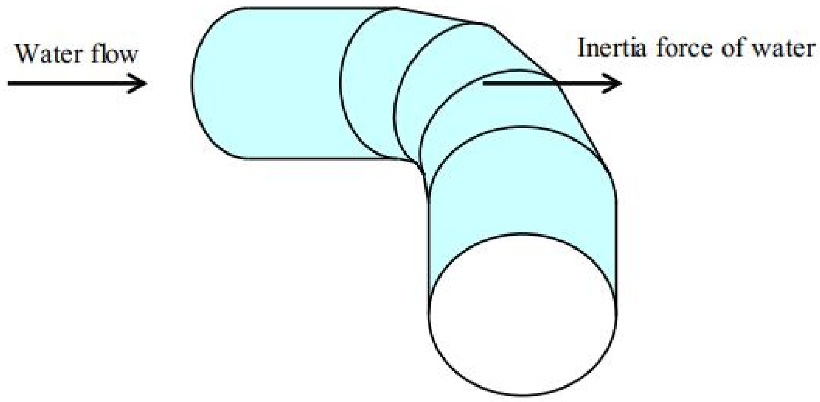
Air vacuum force in case of closing gate



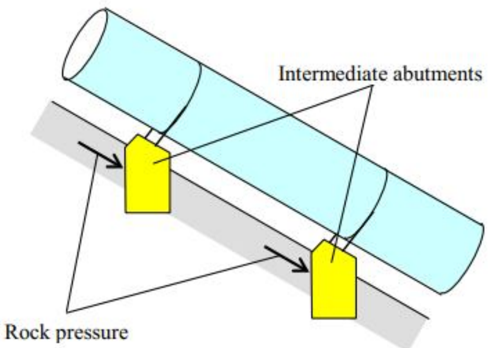
Earthquake force



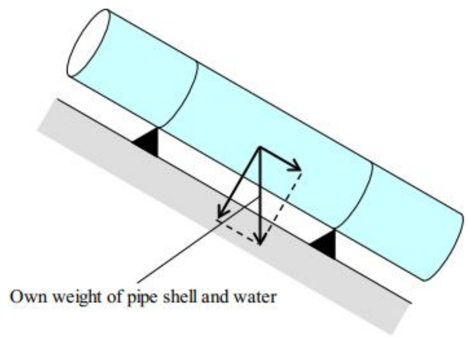
Longitudinal force causing by changes of pipeline diameters



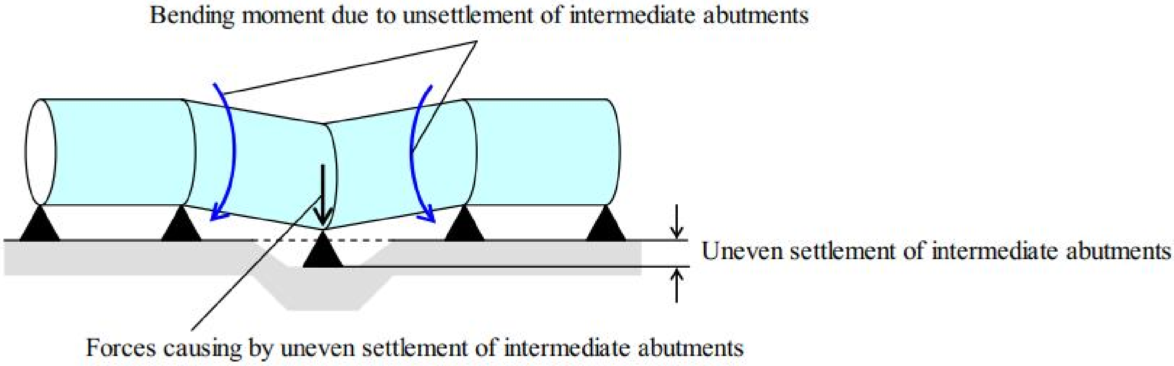
Longitudinal force causing by changes of pipeline direction at bend section

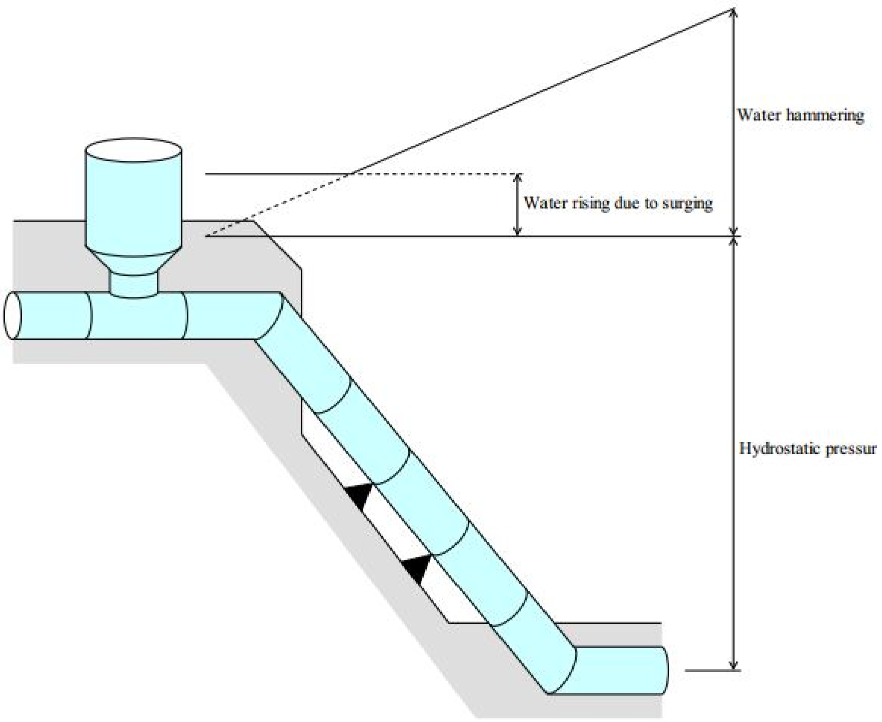


Rock pressure on intermediate abutments



Own weight of pipe shell and water





Water pressure acting on pipe shell

Classification of forces on gates

Class	Vietnamese standard (TCVN 8299)	Japanese standard (Technical standards for gates and penstocks)
Main loads (which act permanently on valve and gate)	- Hydrostatic pressure - Hydrodynamic pressure - Own weight, inertial force - Seepage pressure of water - Buoyancy - Wave pressure - Frictional force - Sludge pressure - Wind pressure, air pressure - Force of lifting mechanism - Water hammer pressure	- Hydrostatic pressure - Own weight, inertial force - Buoyancy - Wave pressure - Frictional force - Sludge pressure - Wind pressure, air pressure - Force of lifting mechanism
Special loads (which act temporally or locally on valve and gate)	- Impact pressure of floating object or ship - Earthquake force - Construction load, thermal dilatation force - Trial load - Force of lifting mechanism in gate stuck situation - Vacuum force when closing gate	- Earthquake force - Construction load - Trial load - Force of lifting mechanism in gate stuck situation - Vacuum force when closing gate

Classification of forces on penstocks

Class	Vietnamese standard (TCVN 8636)	Japanese standard (Technical standards for gates and penstocks)
Major loads (which act permanently on penstock)	- Water pressure acting on the pipe wall, including water hammer, - Water pressure acting on the guard valve in the pipe, - Longitudinal force causing by the changes of pipeline diameters at bend elbow and at the butt end of expansion joints, - Own weight of the pipe shell and water which is fully stored in the pipe, - Friction force between pipe shell and intermediate abutments, between water and pipe shell, friction force inside expansion joints, - Centrifugal force causing by the movement of water through bend elbow, - Deformation force causing by the influences of environmental temperature and internal water pressure to the un-sectional pipe, - Rock pressure on anchors and intermediate abutments, - Forces causing by the uneven settlement of anchors and intermediate abutments, and - Rock pressure acting on embedded pipe sections.	- Water pressure acting on the pipe wall, including water hammer, - Own weight of the pipe shell and water which is fully stored in the pipe, - Friction force between pipe shell and intermediate abutments, between water and pipe shell, friction force inside expansion joints, - Decree of vacuum being generated in the pipeline in case of empty pipe, - Snow force. - Wind force, - Forces causing by earthquake and other geologic factors.
Supplementary loads (which act temporally or locally on penstock)	- Decree of vacuum being generated in the pipeline in case of empty pipe, - Wind force, - Force generating from hydraulic test, and - Forces being generated during the constructing concrete parts.	- Local stress at pressure lining part seized by ring girder, stiffeners and anchor blocks. - Local stress caused by thickness change, and - Bend stress at bending part.
Special loads (which act temporally or locally on penstock)	- Forces causing by earthquake and other geologic factors.	- Excessive local stress concentration at holes of a pressure lining part.

Loads imposed on dam bodies

Basic load condition		Type of dam		
		Concrete gravity dam	Arch dam	Fill dam
Usual	Normal operating	• self-weight • hydrostatic pressure at NHWL • mud pressure • uplift	• self-weight • hydrostatic pressure • mud pressure • uplift • thermal load	• self-weight • hydrostatic pressure • pore pressure
Unusual	Construction	• self weight • empty reservoir		• self weight • pore pressure, ,and • empty reservoir
	Design Flood	• self-weight • hydrostatic pressure at DFWL • mud pressure • uplift	• self-weight • hydrostatic pressure at DFWL • mud pressure • uplift • thermal load	• self-weight • hydrostatic pressure at DFWL • pore pressure
	Normal operating with OBE	• self-weight • hydrostatic pressure* • hydrodynamic pressure* • horizontal earthquake acceleration in downstream direction • mud pressure • uplift*	• self-weight • hydrostatic pressure* • hydrodynamic pressure* • mud pressure • uplift* • thermal load • dynamic OBE load	• self-weight • hydrostatic pressure* • horizontal earthquake acceleration • pore pressure
	Construction with OBE		• self weight • empty reservoir • thermal load • dynamic OBE load	

Loads imposed on dam bodies (end)

Extreme	Construction with OBE	• self weight • horizontal earthquake acceleration in upstream direction • empty reservoir		•
	Normal operating with MCE	• self-weight • hydrostatic pressure* • hydrodynamic pressure* • horizontal earthquake acceleration in downstream direction • mud pressure • uplift*	• self-weight • hydrostatic pressure* • hydrodynamic pressure* • mud pressure • uplift* • thermal load • dynamic MCE load	•
	Check flood	• self-weight • hydrostatic pressure at check flood • mud pressure • uplift	• self-weight • hydrostatic pressure at check flood • mud pressure • uplift and • thermal load	•

Where:

H_1 : Upstream water depth;

H_2 : Downstream water depth;

H_3 : Uplift at drains;

H_4 : Height of gallery from dam base;

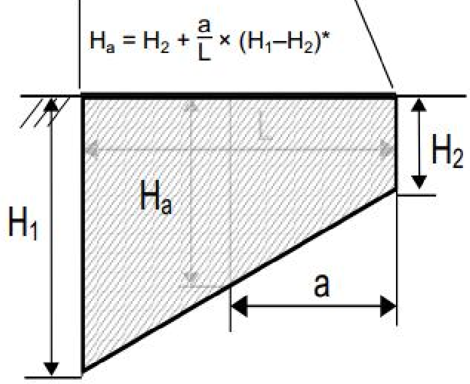
X : Distance of drains from upstream end of dam base;

L : Base length of dam body;

E : Drain effectiveness expressed as a decimal;

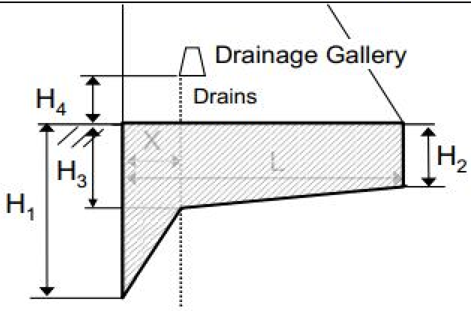
T : Zero compression length.

H_a : Seepage uplift acting on the dam foundation at the position obtaining the distance "a" measured from the downstream end of dam body.



Without foundation drains

Uplift under various conditions (end)



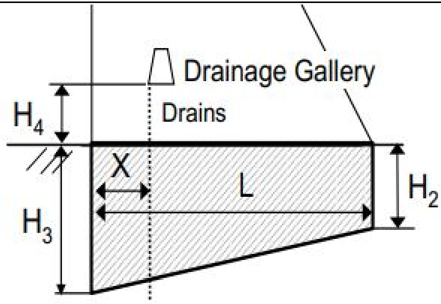
When $H_4 \geq H_2$

$$H_3 = (1-E) \times (H_1-H_4) \times \frac{L-X}{L} + H_4$$

When $H_4 < H_2$

$$H_3 = (1-E) \times (H_1-H_2) \times \frac{L-X}{L} + H_2$$

With drains



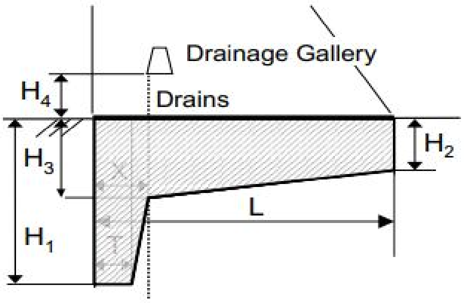
When $X \leq 0.05H_1$

If $H_4 \geq H_2$ $\quad H_3 = (1-E) \times (H_1-H_4) + H_4$

If $H_4 < H_2$ $\quad H_3 = (1-E) \times (H_1-H_2) + H_2$

With drains near upstream end

T≤X



When $H_4 \geq H_2$

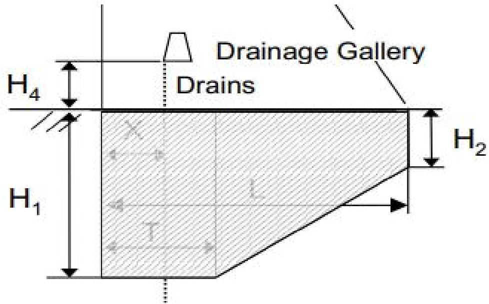
$$H_3 = \left[(H_1-H_4) \times \frac{L-X}{L-T} + H_2-H_4\right] \times (1-E) + H_4$$

When $H_4 < H_2$

$$H_3 = \left[(H_1-H_2) \times \frac{L-X}{L-T}\right] \times (1-E) + H_2$$

Cracked base with drains, zero compression zone not extending beyond drains

T>X



NOTE:

Drain effectiveness depends on depth, size, and spacing of the drains; the character of the foundation; and the facility with which the drains can be maintained.

Cracked base with drains, zero compression zone extending beyond drains

Stability condition of arch dam

Load condition	Minimum safety coefficient of sliding
1. Usual	2.0
2. Unusual	1.3
3. Extreme	1.1

Where: $n = (f \times v + \tau \times l)/H$

n : Shear friction safety coefficient;

f : Internal friction coefficient;

τ : Shear strength, Pa;

v : Total vertical force acting on the shear plane per unit width, N;

H : Total horizontal force acting on the shear plane per unit width, N;

l : Area resisting with respect to the shear force per unit width, m^2;

Minimum safety coefficients of fill dams

Analysis condition		**Required minimum safety coefficient**	**Slope**
Usual	Normal operating*	1,5	Upstream and Downstream
Unusual	Just after completion and before filling	1,3	Upstream and Downstream
	Design flood	1,4	Downstream
	Rapid drawdown	1,1 to 1,3	Upstream

Loads imposed on dam bodies

Basic load condition		Type of dam		
		Concrete gravity dam	Arch dam	Fill dam
Usual	Normal operating	• self-weight • hydrostatic pressure at NHWL • mud pressure • uplift	• self-weight • hydrostatic pressure • mud pressure • uplift • thermal load	• self-weight • hydrostatic pressure at NHWL • pore pressure
Unusual	End of construction			• self weight • pore pressure • empty reservoir
	Design Flood	• self-weight • hydrostatic pressure at DFWL • mud pressure • uplift	• self-weight • hydrostatic pressure at DFWL • mud pressure • uplift • thermal load	• self-weight • hydrostatic pressure at DFWL • pore pressure
Extreme	Normal operating with MCE		• self-weight • hydrostatic pressure at NHWL • hydrodynamic pressure • mud pressure • uplift • thermal load • horizontal earthquake acceleration	• self-weight • hydrostatic pressure at NHWL • pore pressure • horizontal earthquake acceleration
	Normal operating after MCE	• self-weight • hydrostatic pressure at NHWL • mud pressure • uplift*		

Minimum safety coefficient for stress in arch dam

Loading combination	Compressive stress	Tensile stress	Internal shear stress
1. Usual (normal operating)	2,0	1,0	2,0
2. Unusual (design flood condition)	1,5	1,0	1,5
3. Extreme (MCE)	1,1	1,0	1,1

Recommended minimum safety coefficient for stress and shear friction

Load condition	Hazard potential	
	High and significant	Low
1. Usual	3,00	2,00
2. Unusual	2,00	1,25
3. Post earthquake	1,30	> 1,00

Recommended minimum safety coefficient of arch dams

Loading combination	Sliding stability*
1. Usual (normal operating)	1,5
2. Unusual (design flood condition)	1,5
3. Extreme (MCE)	1,1

Minimum safety coefficients of fill dams

	Analysis condition	Required minimum safety coefficient	Slope to be analyzed
Usual	Normal operating at NHWL	1,5	Upstream and downstream
Unusual	Just after completion and before filling	1,3	Upstream and downstream
	Design flood	1,4	Downstream
	Rapid drawdown from NHWL	> 1,1	Upstream
	Normal operating with MCE*	>1,0	Upstream and downstream

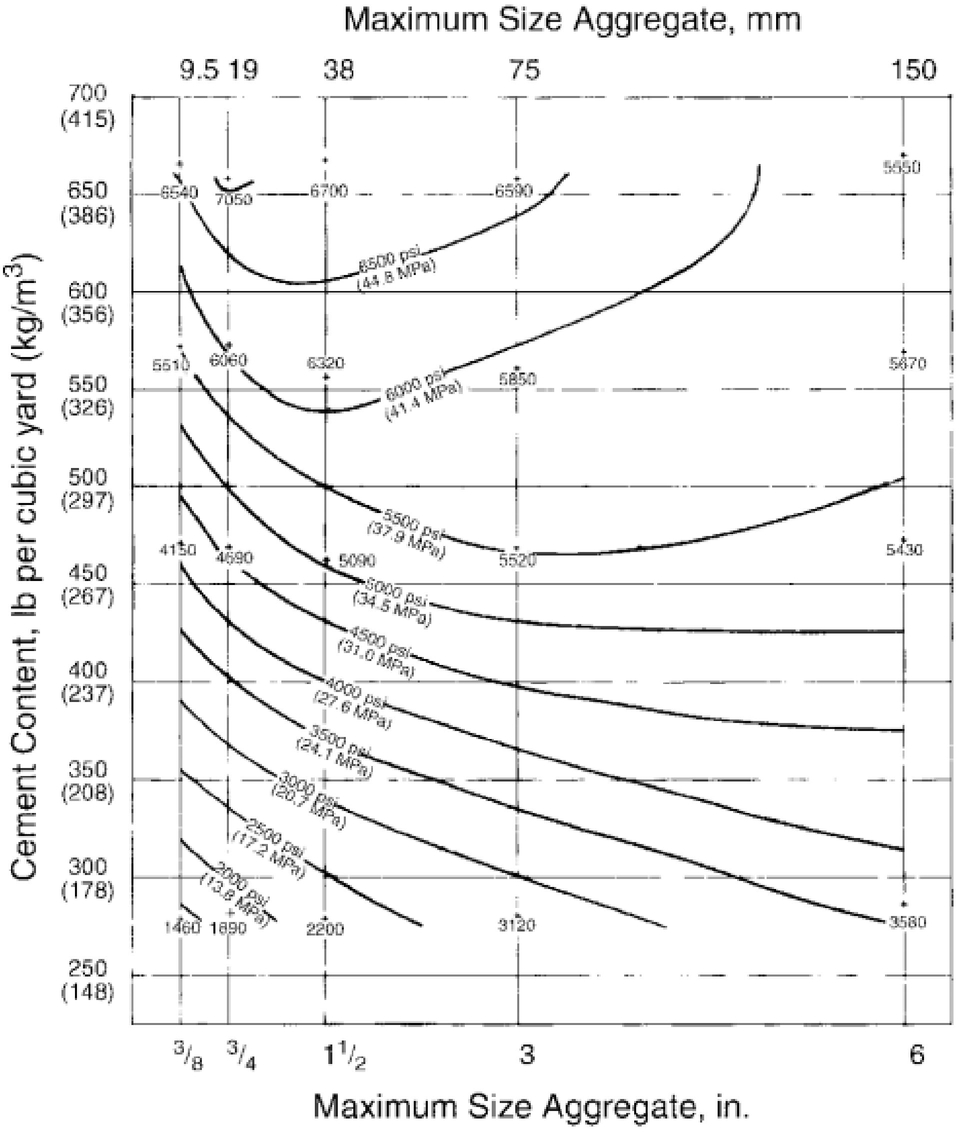
Grading requirements for coarse aggregate

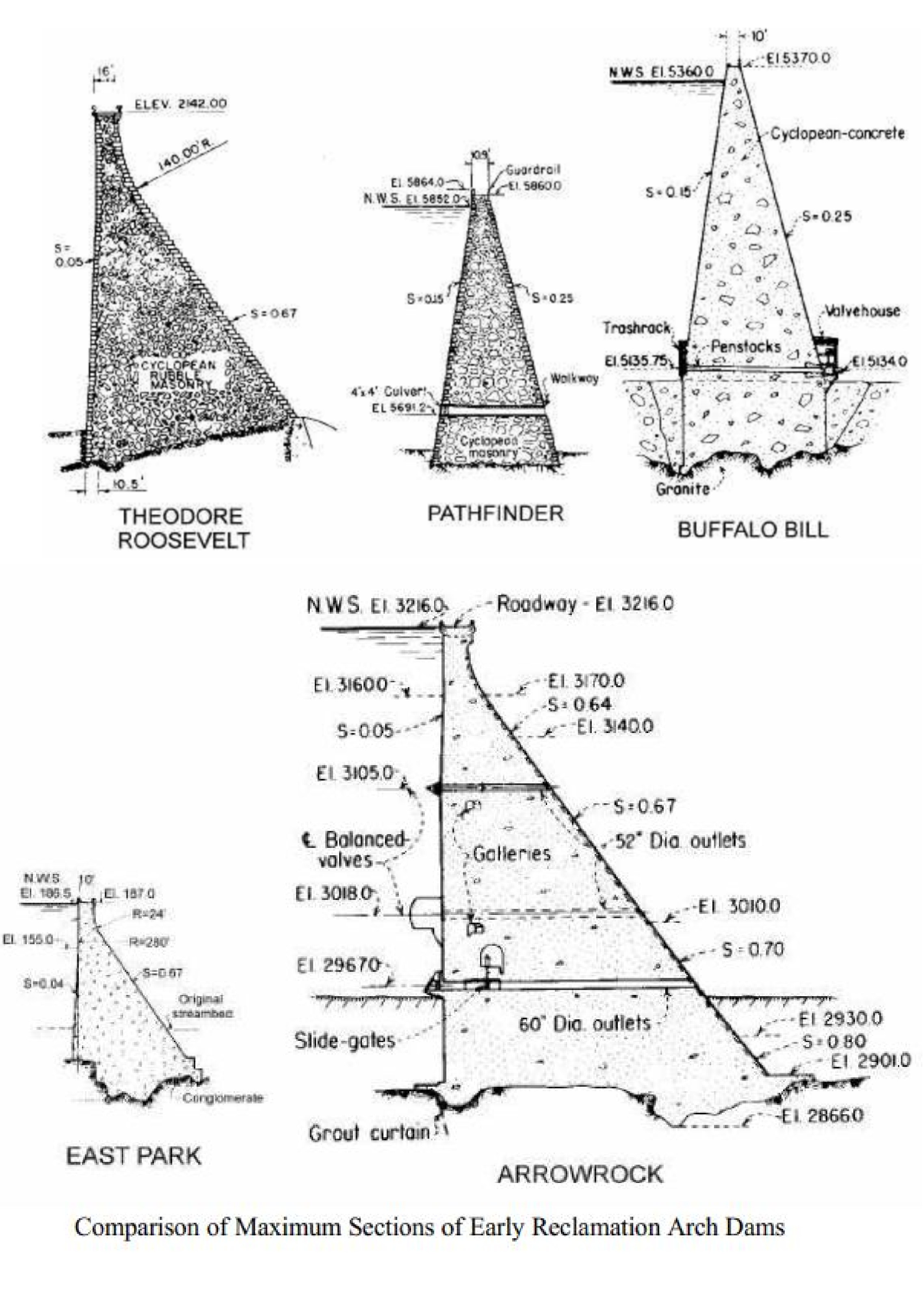
Test sieve size, square mesh, in. (mm)	Percent by weight passing designated test sieve			
	Cobbles 6 to 3 in. (150 to 75 mm)	Coarse 3 to 1-1/2 in. (75 to 37.5 mm)	Medium 1-1/2 to 3/4 in. (37.5 to 19 mm)	Fine 3/4 in. to No. 4 (19 to 4.75 mm)
7 (175)	100			
6 (150)	90 to 100			
4 (100)	20 to 45	100		
3 (75)	0 to 15	90 to 100		
2 (50)	0 to 5	20 to 55	100	
1-1/2 (37.5)		0 to 10	90 to 100	
1 (25)		0 to 5	20 to 45	100
3/4 (19)			1 to 10	90 to 100
3/8 (9.5)			0 to 5	30 to 55
No. 4 (4.75)				0 to 5

Ranges in each size fraction of coarse[*] aggregate that have produced workable concrete

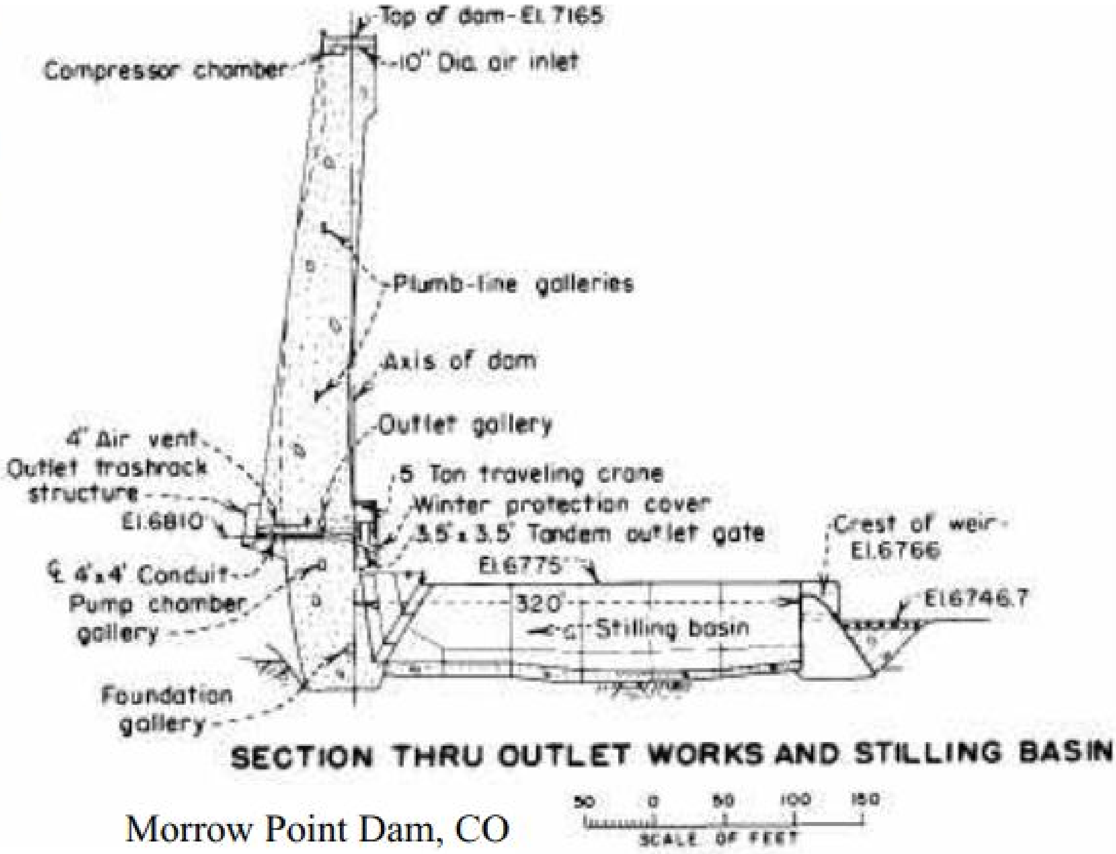
Maximum size in concrete, in. (mm)	Percentage of cleanly separated coarse aggregate fractions				
	Cobbles 6 to 3 in. (150 to 75 mm)	Coarse 3 to 1-1/2 in. (75 to 37.5 mm)	Medium 1-1/2 to 3/4 in. (37.5 to 19 mm)	Fine	
				3/4 to 3/8 in. (19 to 9.5 mm)	3/8 in. to No. 4 (9.5 to 4.75 mm)
6 (150)	20 to 30	20 to 32	20 to 30	12 to 20	8 to 15
3 (75)		20 to 40	20 to 40	15 to 25	10 to 15
1-1/2 (37.5)			40 to 55	30 to 35	15 to 25
3/4 (19)				30 to 70	20 to 45

[*]U.S. Bureau of Reclamation (1981).

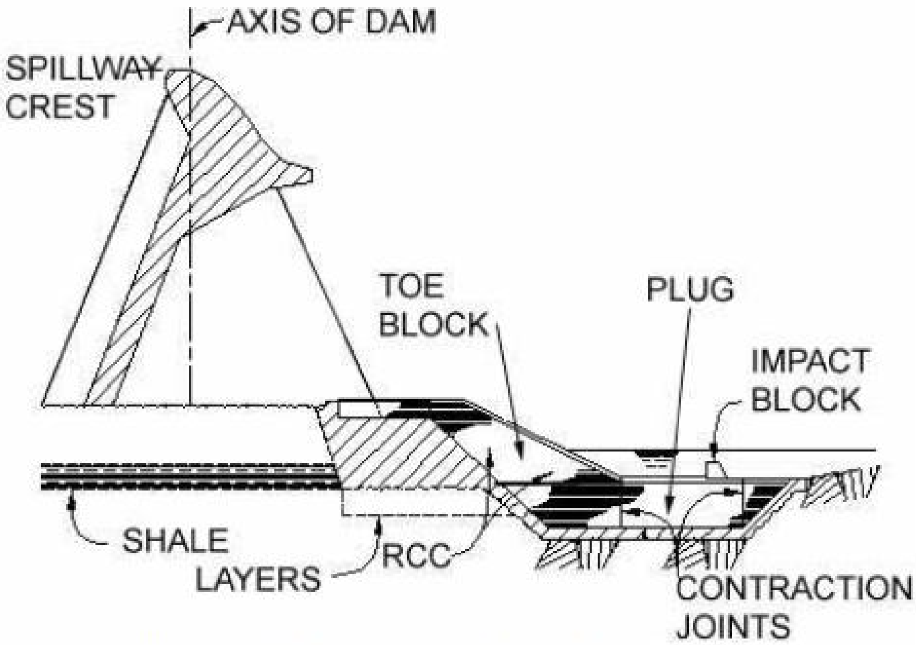

Maximum Size Aggregate, mm
9.5
19
38
75
150
Cement Content, lb per cubic yard (kg/m3)
700 (415)
650 (386)
600 (356)
550 (326)
500 (297)
450 (267)
400 (237)
350 (208)
300 (178)
250 (148)
6540
7050
6700
6590
5550
6500 psi (44.8 MPa)
5510
6060
6320
5850
5670
6000 psi (41.4 MPa)
5500 psi (37.9 MPa)
4150
4690
5090
5520
5430
5000 psi (34.5 MPa)
4500 psi (31.0 MPa)
4000 psi (27.6 MPa)
3500 psi (24.1 MPa)
3000 psi (20.7 MPa)
2500 psi (17.2 MPa)
2000 psi (13.8 MPa)
1460
1890
2200
3120
3580
3/8
3/4
1 1/2
3
6
Maximum Size Aggregate, in.



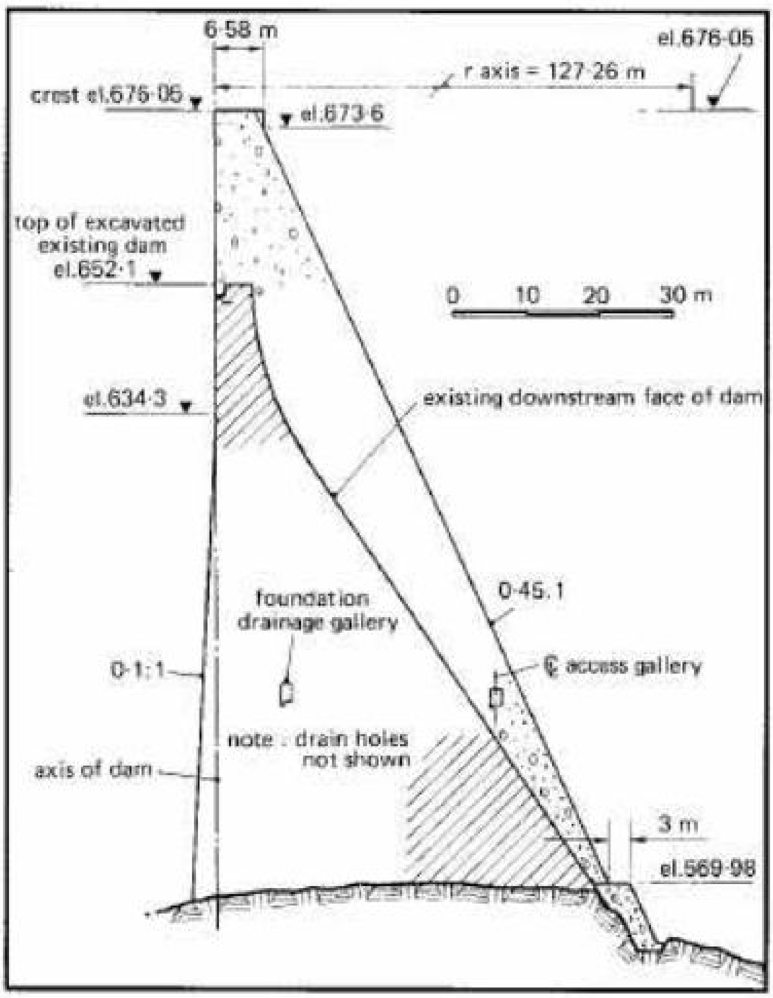
Comparison of Maximum Sections of Early Reclamation Arch Dams



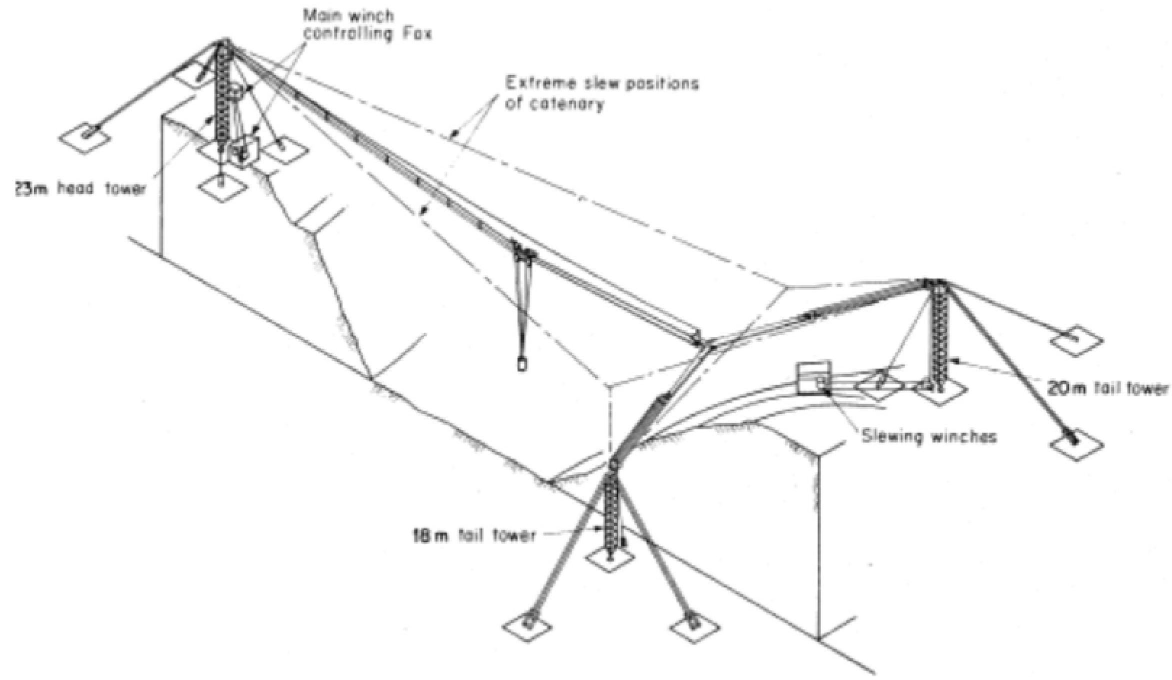
Morrow Point Dam, CO

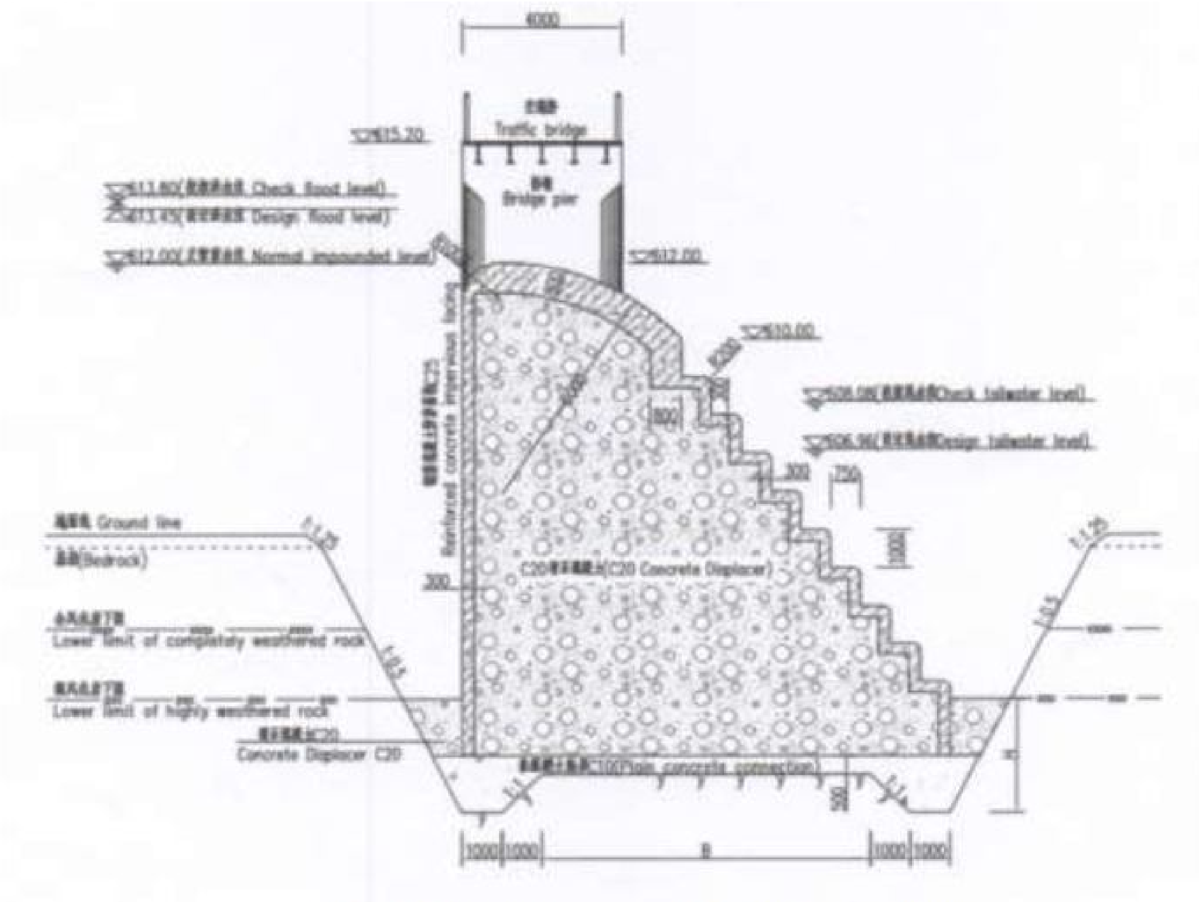


Section Through Buttress 8 or 9 at Pueblo Dam, CO
Showing RCC Stabilization Measures.



Schematic of Raising Theodore Roosevelt Dam, AZ





Typical calculation section of overflow dam body

Different Load combinations

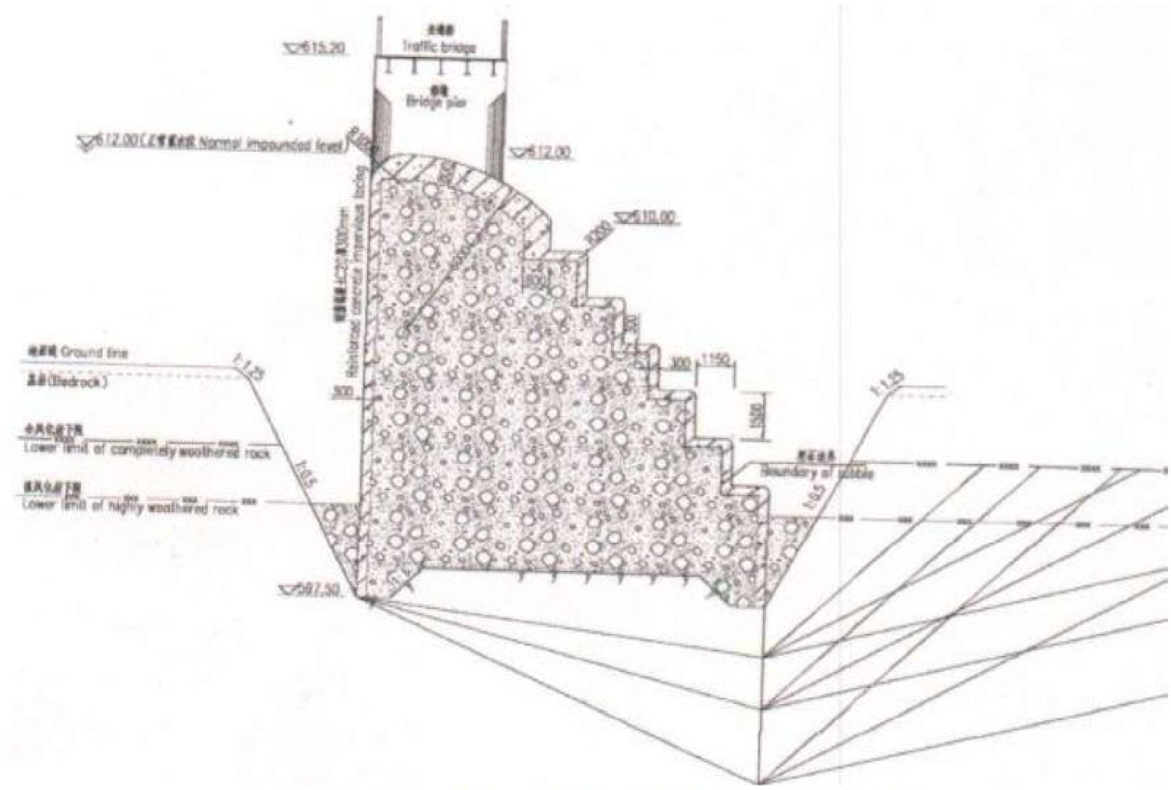
Load Combination	Major consideration	Load							
		Dead weight	Static water pressure	Uplifting pressure	Silt pressure	Wave pressure	Dynamic water pressure	Soil pressure	Other loads
Basic combination	Normal storage level	√	√	√	√			√	√
	Design flood water level	√	√	√	√		√	√	√
Special combination	Check flood water level	√	√	√	√		√	√	√

Parameters for the calculation of stability

	Base rock – base rock	Cushion concrete - base rock	Masonry body-cushion concrete
Shearing friction coefficient	0.5	0.8	0.6
Shearing cohesive force (KN/m^2)	150.00	600.00	350.00

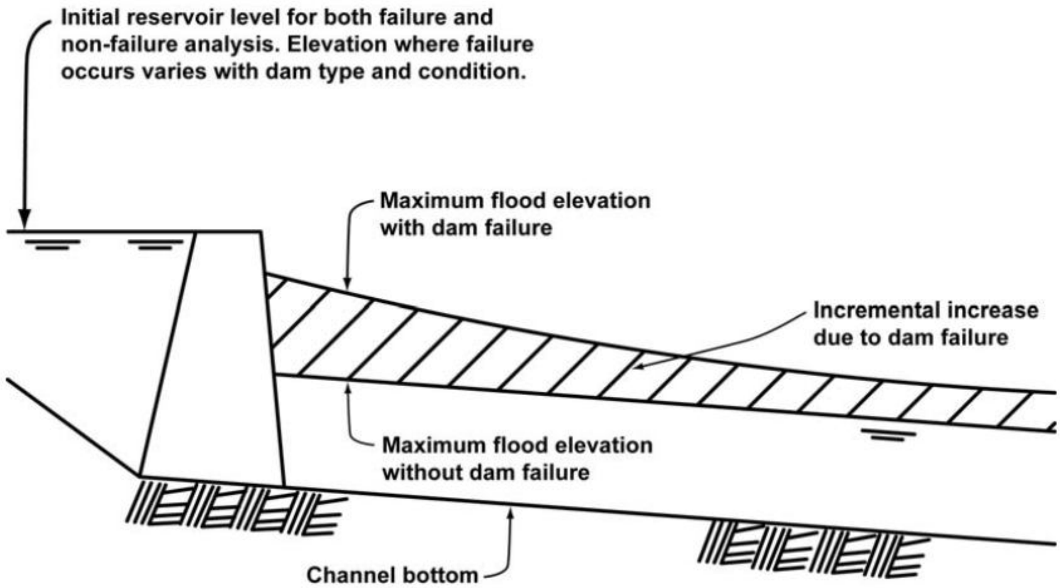
Results of overall dam anti-slide stability and dam foundation face stress calculations

Design combination	Type of activity	Lasting state		Occasional state
Activity combination		Basic combination		Special combination
Consideration		Normal storage level	Design flood level	Anti-slide stability coefficient
Anti-slide stability coefficient	Base rock – base rock	3.03	3.55	3.87
	Cushion concrete – base rock	9.48	11.33	12.38
	Masonry body – cushion concrete	5.82	6.93	7.56
	Standard	3.00	3.00	2.50
Dam heel vertical positive stress	Calculated value (MPa)	0.09	0.09	0.07
	Permissible value (MPa)	>0		
Dam toe vertical positive stress	Calculated value (MPa)	0.25	0.24	0.23
	Permissible value 'MPa)	Min (1.60/3.50, 1.00)		Min (1.8/3.00,1.00)

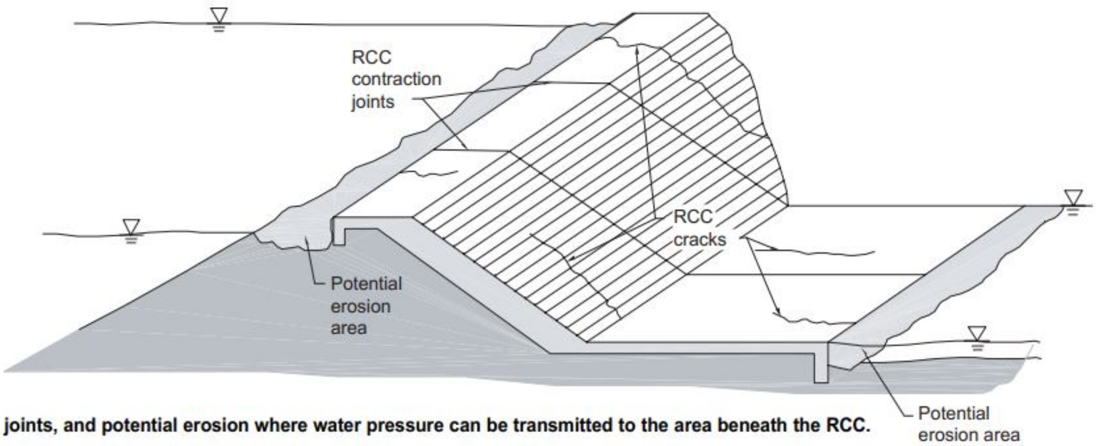


The table of deep sliding stability calculated results.

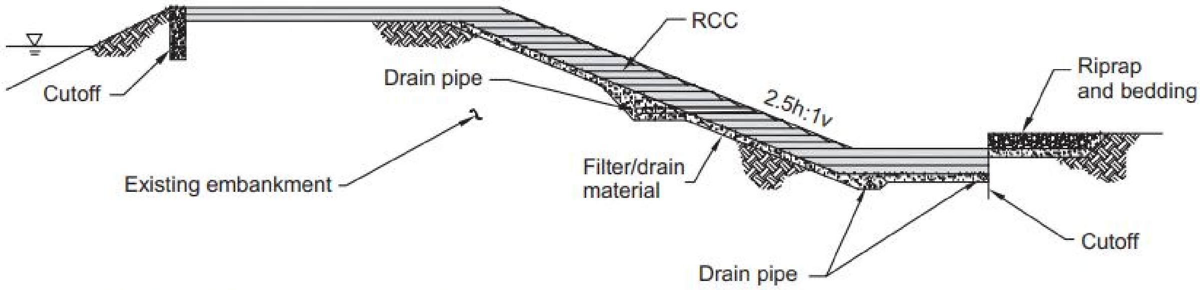
α	7.5			15			25		
β	15	30	45	15	30	45	15	30	45
Q(KN)	278.50	252.5.	248.50	524.00	450.5.	444.50	954.00	828.00	817.50
K	3.30	3.20	3.20	3.15	3.05	3.05	3.10	3.00	3.00



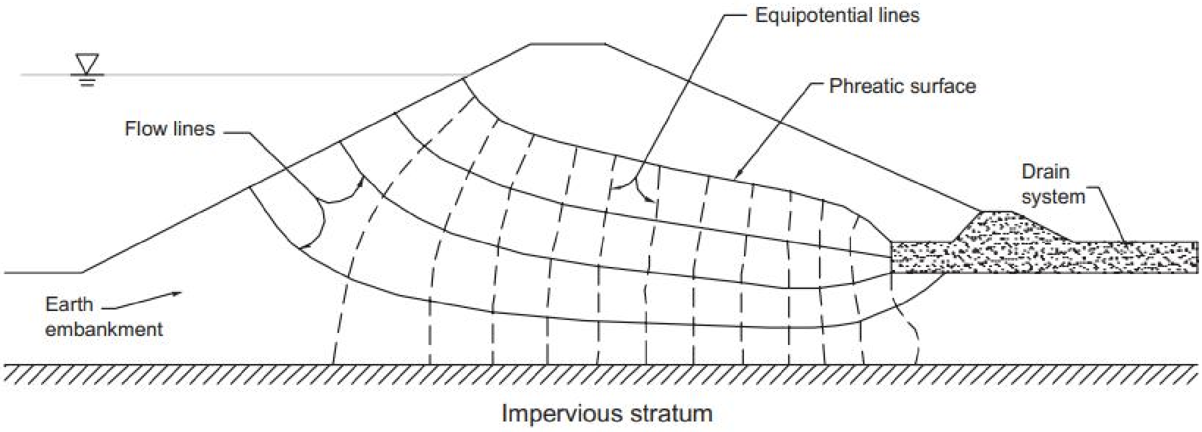
Incremental flood depth.



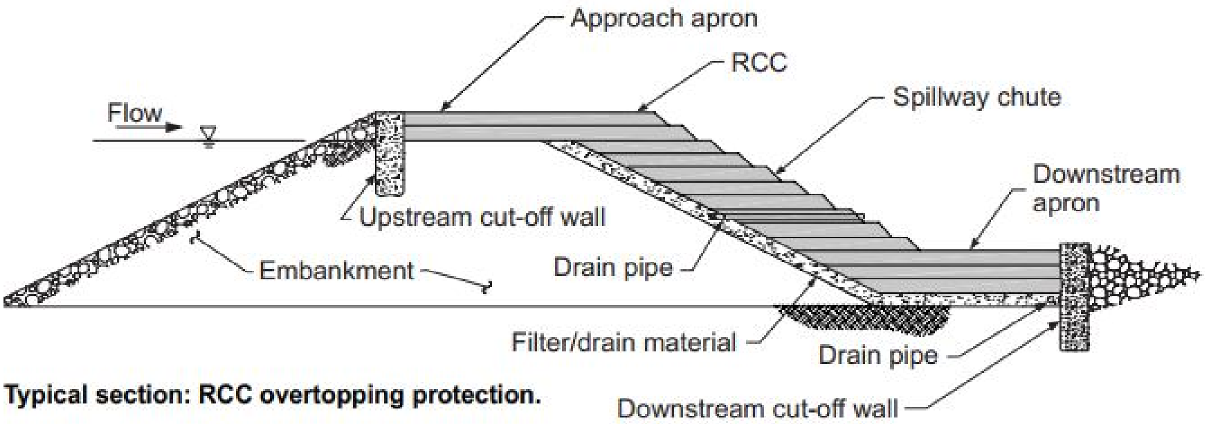
Cracks, joints, and potential erosion where water pressure can be transmitted to the area beneath the RCC.



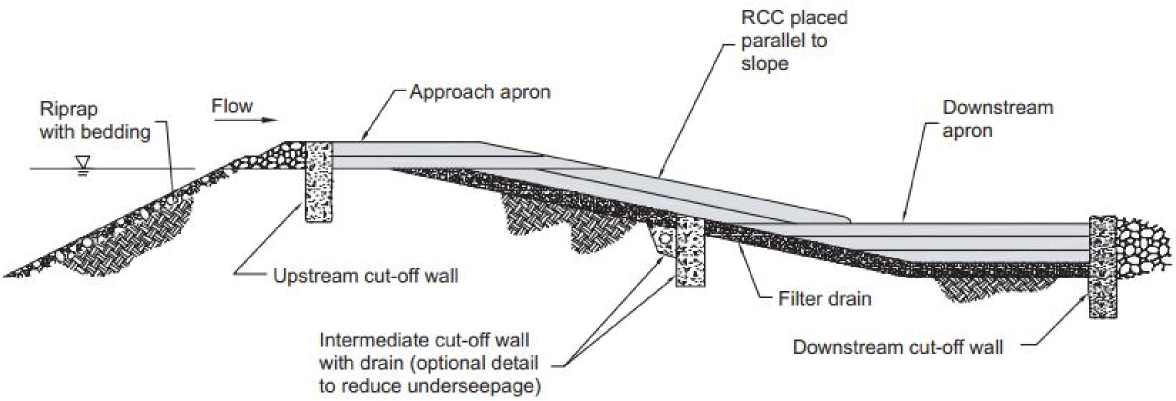
Typical RCC overtopping section with underdrain (not to scale).



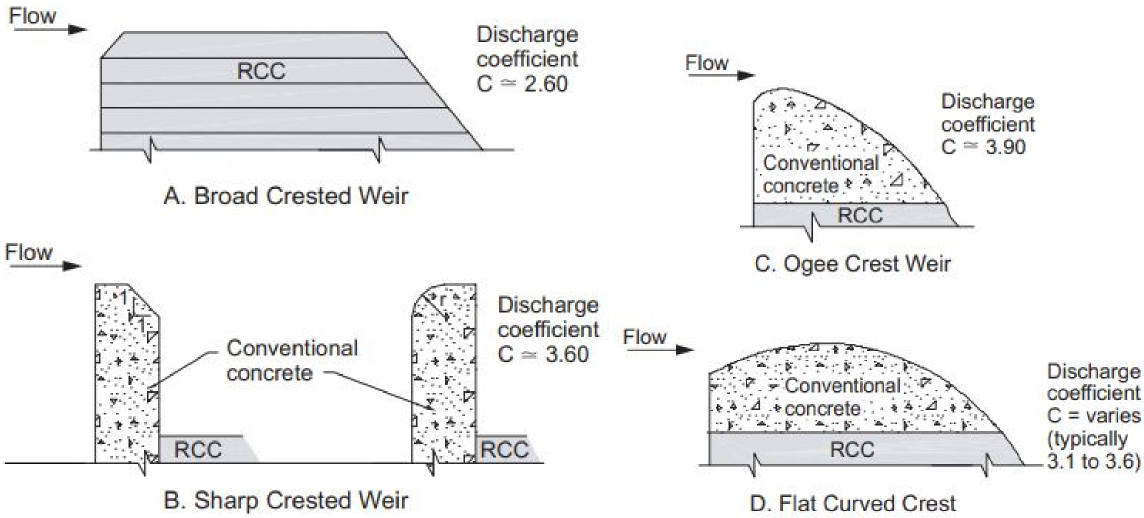
Example of a flow net solution for an embankment with a toe drain.



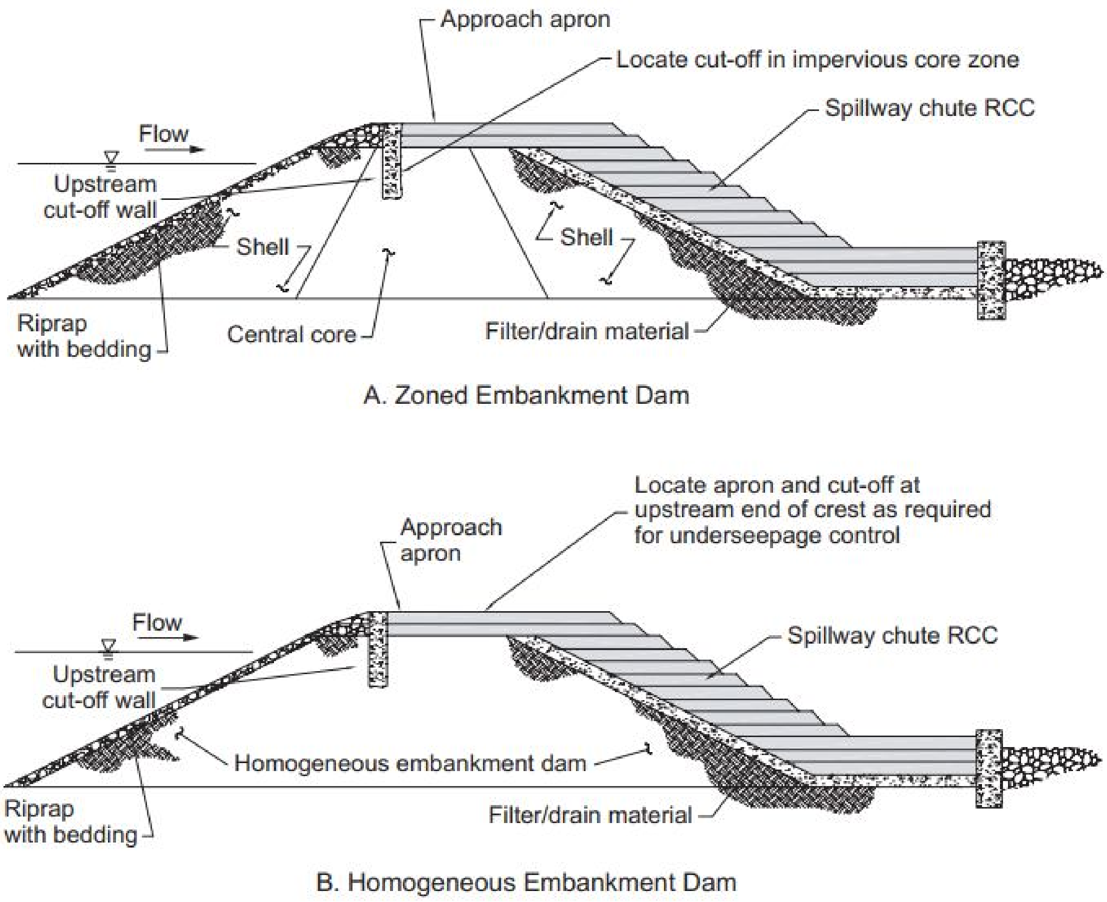
Typical section: RCC overtopping protection.

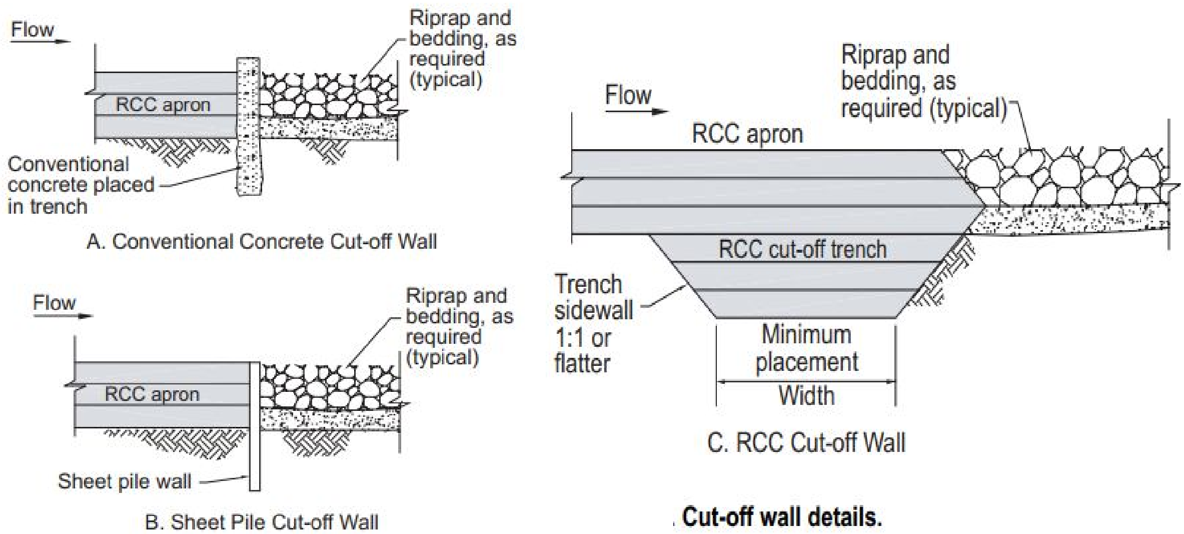


Overtopping protection with RCC placed parallel to chute (plating).

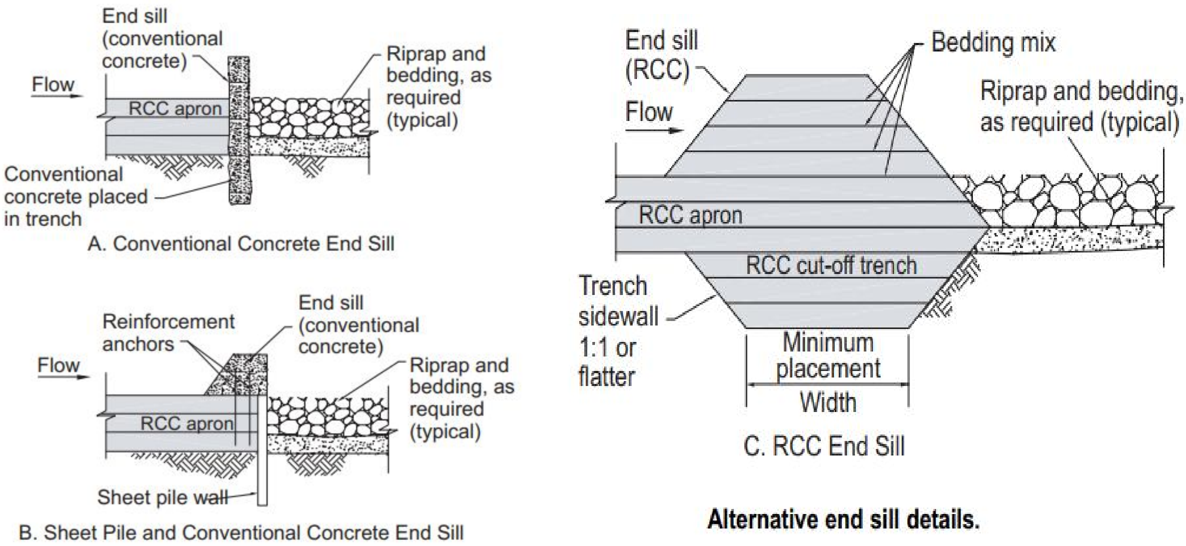


Alternative weir crest shapes.

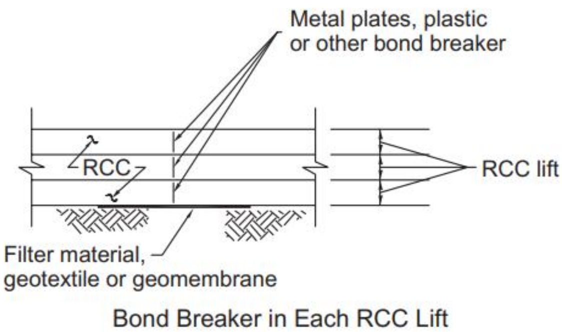




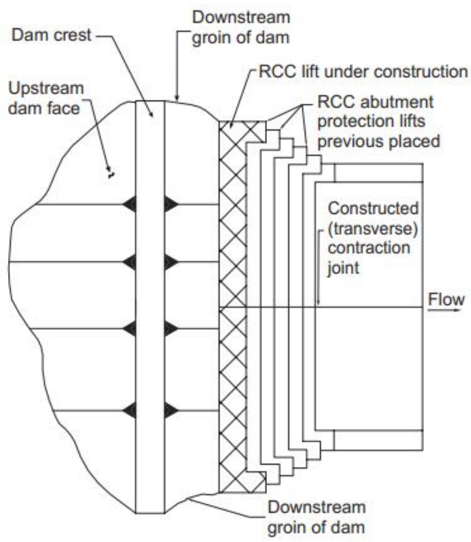
Cut-off wall details.



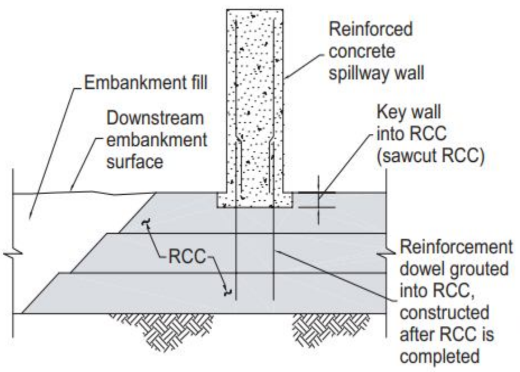
Alternative end sill details.

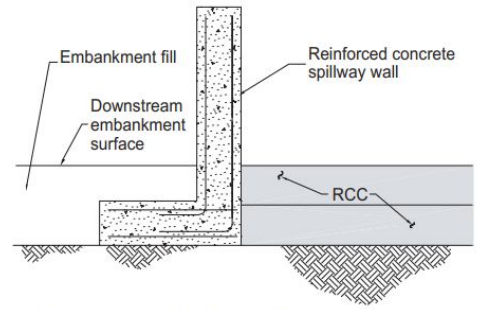


Typical section at contraction joint.

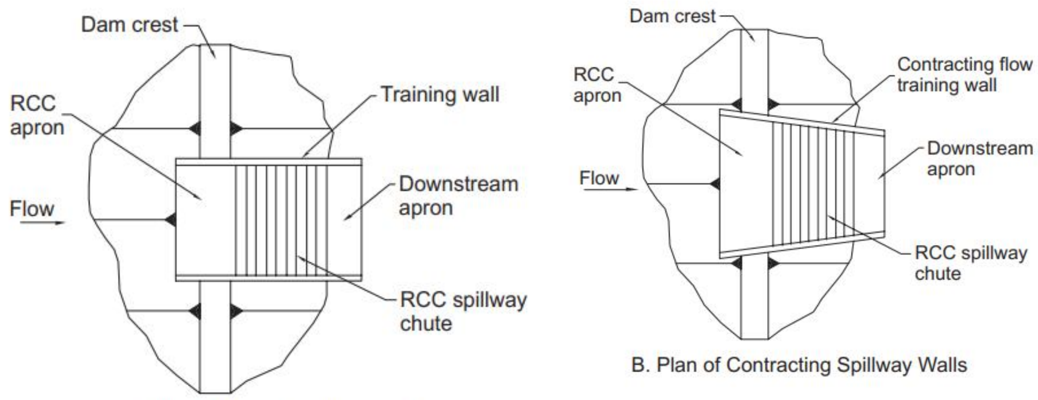


Plan of RCC overtopping and abutment protection partially constructed.





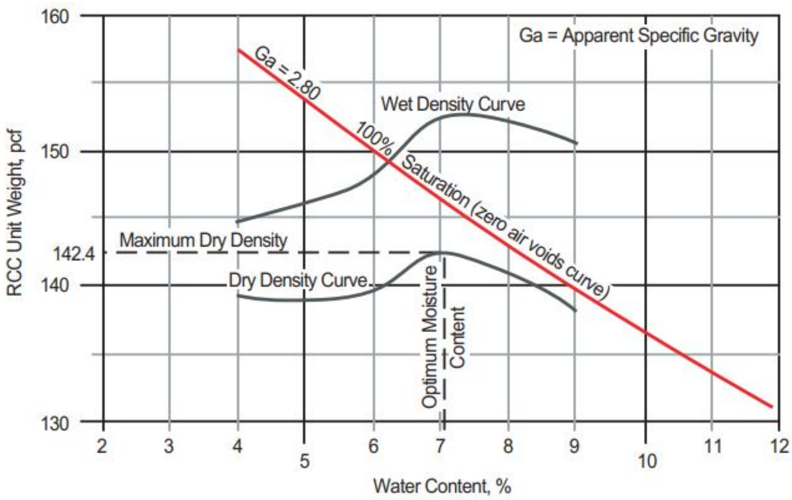
Reinforced concrete training wall (section looking downstream).



A. Spillway Walls Parallel to Flow

B. Plan of Contracting Spillway Walls

Spillway flow training walls.

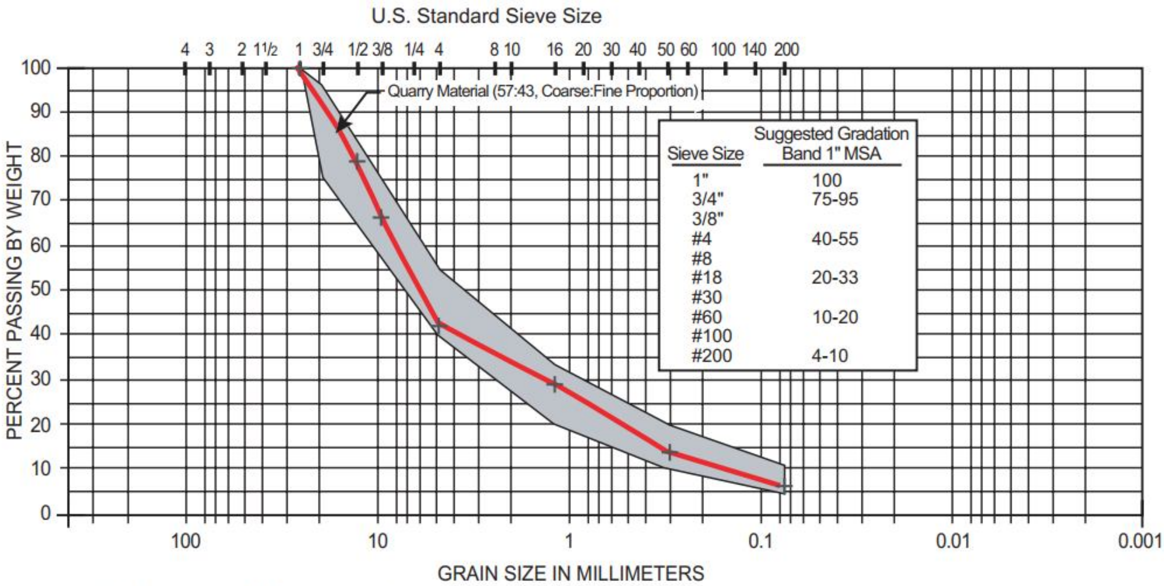


provided are:

- Cement type, and pozzolan (if used), content
- Aggregate content (SSD) (coarse and fine)
- Water content (above SSD)
- Total water content
- Specific gravity (SSD)
- Absorption
- Air content
- Water: Cement + Fly ash Ratio

Determine the properties for the RCC including:

- Nominal maximum size of aggregate that can be used
- Expected exposure conditions
- Specified strength and test ages
- Workability (Vebe time)
- Aggregate quality requirements
- Cement type and pozzolan (if used) and properties
- Aggregate gradation



RCC aggregate design gradation bands.

RCC Gradations

Sieve Size	Fawell Dam, Illinois	Mona Dam, Utah	Smith Lake Dam, Virginia	Leyden Dam, Colorado	Lake Tholocco Dam, Alabama	Saddle Dam, Indiana
1½"	100	100	100	100	99	80-100
1"	96	96			92	
¾"		84	70	75	84	70-90
½"	69				74	
⅜"		59	53	58	69	
#4	46	41	42	43	52	350-60
#8			35	28	38	25-50
#16	23	21	29	22	28	
#30			20	18		12-30
#50			11	13	18	
#100			9	9		
#200	7	4	7	6	10	5-10

Typical Effective Depths of Compaction.

Equipment Type	Typical Equipment	Effective Depth Of Compaction
Small vibratory plates	Wacker VPG – 165A Wacker BPS – 2550	2 to 3 inches
Rammer "jumping jack" type compactor	Wacker BS – 92Y Bowmag BPR 55/52D	6 to 12 inches
Large reversible vibrating plates (sleds)	Wacker BPU-4045 H	Up to 12 inches
Hand guided vibratory drum compactors	Wacker W-74	6 to 8 inches
Small dual drum vibratory compactors	Caterpillar CS-323C Ingersol-Rand DD-24	6 to 12 inches
Large single drum and double drum vibratory rollers	Caterpillar CS-563 Caterpillar CB-634 C Bomag BW-213B Ingersol Rand DD-90HF	Up to 14 inches

Constituent	Weight of Material (lbs/ft^3)	Weight of material (lbs/yd^3)	Specific Gravity	Absolute Volume (ft^3/yd^3)
Cement	14.8	400	3.15	2.03
Coarse Aggregate (SSD)	73.1	1974	2.63	12.03
Fine Aggregate (SSD)	55.4	1496	2.85	8.41
Total Water	10.6	286	1.0	N/A
Absorbed Water	2.2	59	1.0	N/A
Free Water (total water – absorbed water)	8.4	227	1.0	3.63
Total Volume of Constituents	N/A	N/A	N/A	26.11

	RCC Design Mix Proportions			
Constituent	Dry Weight (lbs/yd^3)	SDD Weight (lbs/yd^3)	Percent of Dry Weight of Aggregate	Percent of Dry Soil-Cement Material
Cement	412	412	12.1%	10.8%
Coarse Aggregate	1936	1965	57%	51%
Fine Aggregate	1460	1489	43%	38%
Total Water Content	286 (7.5%)	N/A	8.4%	7.5%
Air Content (3.3%)	N/A	N/A	N/A	N/A
Free Water	N/A	229	N/A	N/A

Constituent	RCC Design Mix Proportions			
	Dry Weight (lbs/yd^3)	SSD Weight (lbs/yd^3)	Percent of Dry Weight of Aggregate	Percent of Dry Soil-Cement Material
Cement	440	440	13%	11.5%
Coarse Aggregate	1872	1900	55.1%	48.8%
Fine Aggregate	1523	1553	44.9%	39.7%
Free Water Content (above SSD)	N/A	246	N/A	N/A
Water Content	304	N/A	8.9%	7.7%
Air Content (1.9%)	N/A	N/A	N/A	N/A

Typical Values for Use in Estimating RCC Trial Mixture Proportions

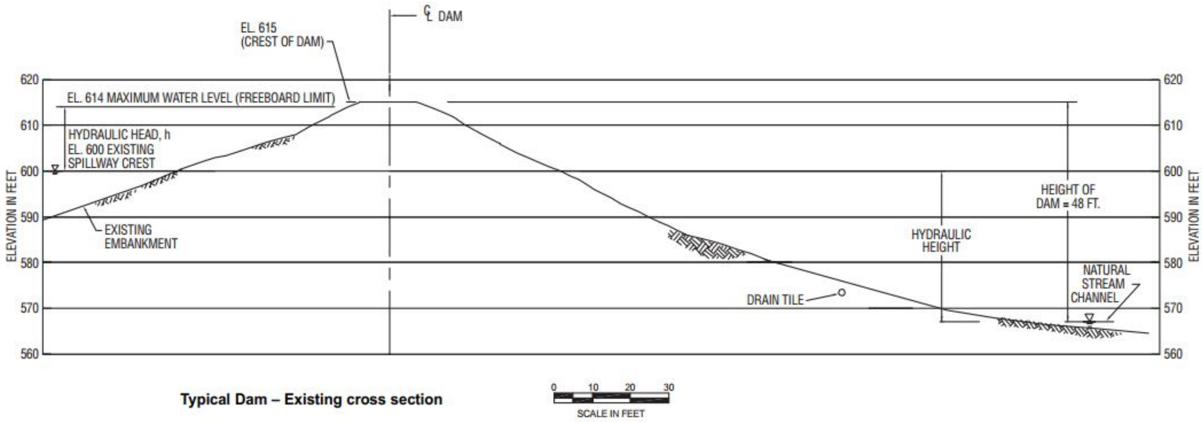
	Nominal Maximum Size of Aggregate[a]			
	3/4" (19 mm)		2" (50 mm)	
Contents	Average	Range	Average	Range
Water content[b], lbs/yd^3 (kg/m^3)				
a) Vebe <30 sec	253 (150)	224 - 305 (133 - 181)	206 (122)	180 - 236 (107 - 140)
b) Vebe >30 sec	226 (134)	185 - 260 (110 - 154)	201 (119)	175 - 210 (104 - 125)
Sand content, % of total aggregate volume				
a) crushed aggregate	55	49 - 59	43	32 - 49
b) rounded aggregate	43	38 - 45	41	35 - 45
Mortar content, % by volume				
a) crushed aggregate	70	63 - 73	55	43 - 67
b) rounded aggregate	55	53 - 57	51	47 - 59
Paste: mortar ratio, V_p/V_m, by volume	0.41	0.27 - 0.55	0.41	0.31 - 0.56
Entrapped air content on – 1½ in. (37.5-mm) fraction, %	1.5	0.1 - 4.2	1.1	0.2 - 4.1

Fine Aggregate Grading Limits

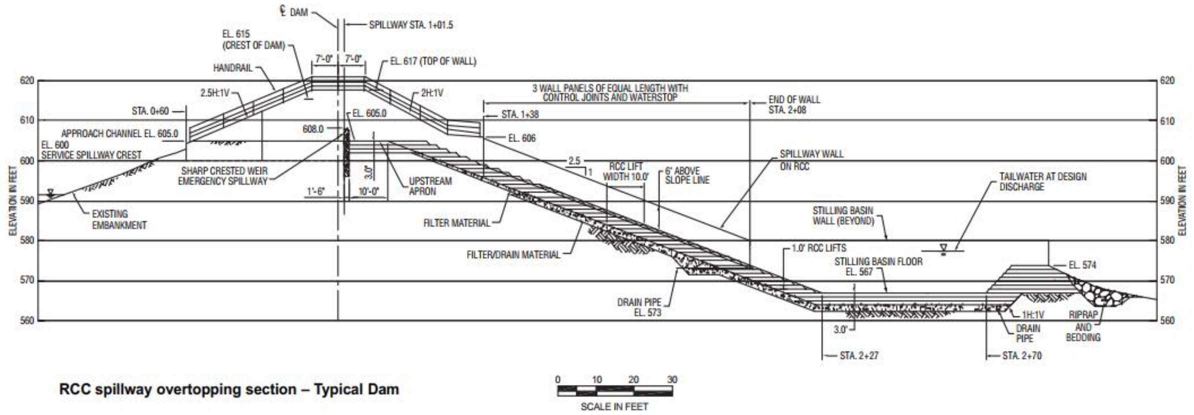
Sieve Size	Cumulative Percent Passing
3/8 in. (9.5 mm)	100
No. 4 (4.75 mm)	95 – 100
No. 8 (2.36 mm)	75 – 95
No. 16 (1.18 mm)	55 – 80
No. 30 (600 µm)	35 – 60
No. 50 (300 µm)	24 – 40
No. 100 (150 µm)	12 – 28
No. 200 (75 µm)	6 – 18
Fineness modulus	2.10 – 2.75

Ideal Coarse Aggregate Grading

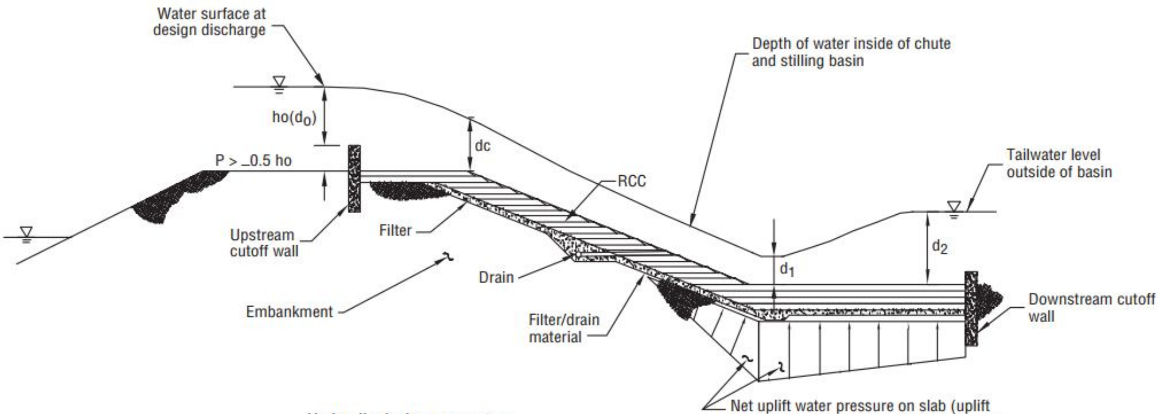
	Cumulative Percent Passing		
Sieve Size	**3 in. to No. 4 (4.75 to 75 mm)**	**2 in. to No. 4 (4.75 to 50 mm)**	**¾ in. to No. 4 (4.75 to 19.0 mm)**
3 in. (75 mm)	100		
2½ in. (63 mm)	88		
2 in. (50 mm)	76	100	
1½ in. (37.5 mm)	61	81	
1 in. (25.0 mm)	44	58	
¾ in. (19.0 mm)	33	44	100
½ in. (12.5 mm)	21	28	63
⅜ in. (9.5 mm)	14	18	41
No. 4 (4.75 mm)	—	—	—



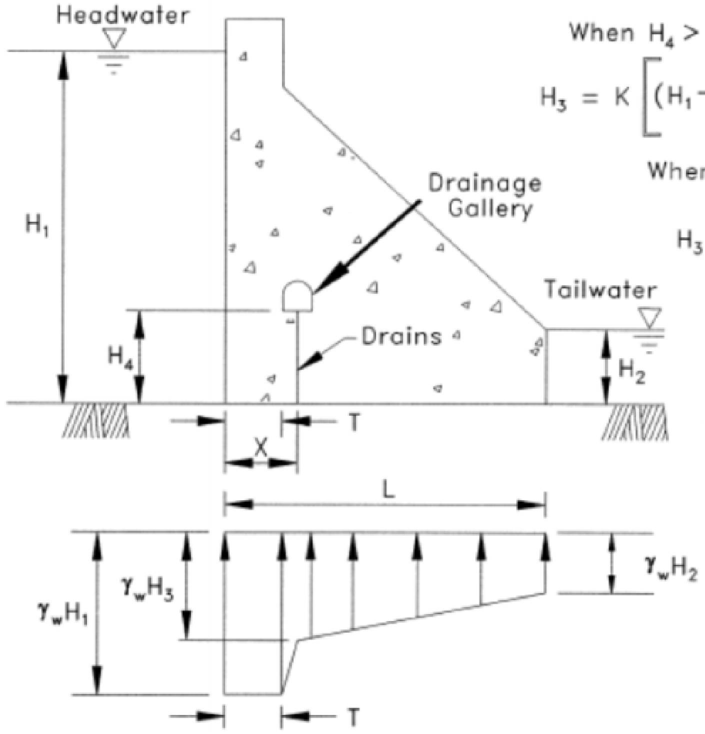
Typical Dam – Existing cross section



RCC spillway overtopping section – Typical Dam



Hydraulic design parameters



When $H_4 > H_2$:

$$H_3 = K\left[(H_1 - H_2)\frac{L-X}{L-T} + H_2 - H_4\right] + H_4$$

When $H_4 < H_2$:

$$H_3 = K\left[(H_1 - H_2)\frac{L-X}{L-T}\right] + H_2$$

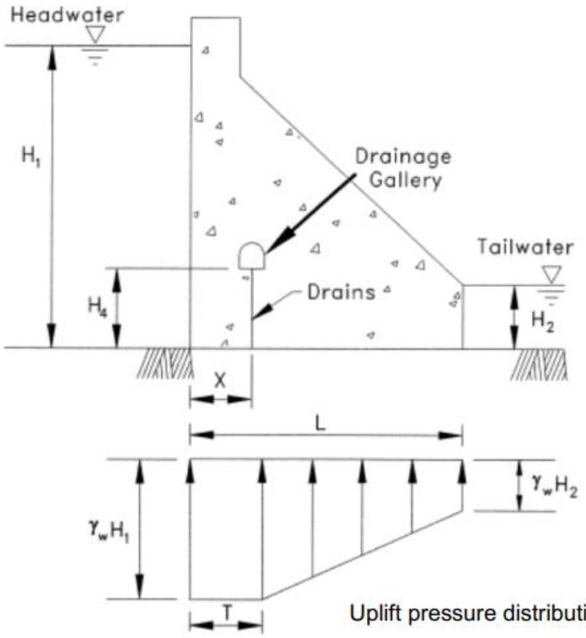
Where:

E = Drain effectiveness expressed as a decimal

$K = 1-E$

T = Zero compression length

$T < X$



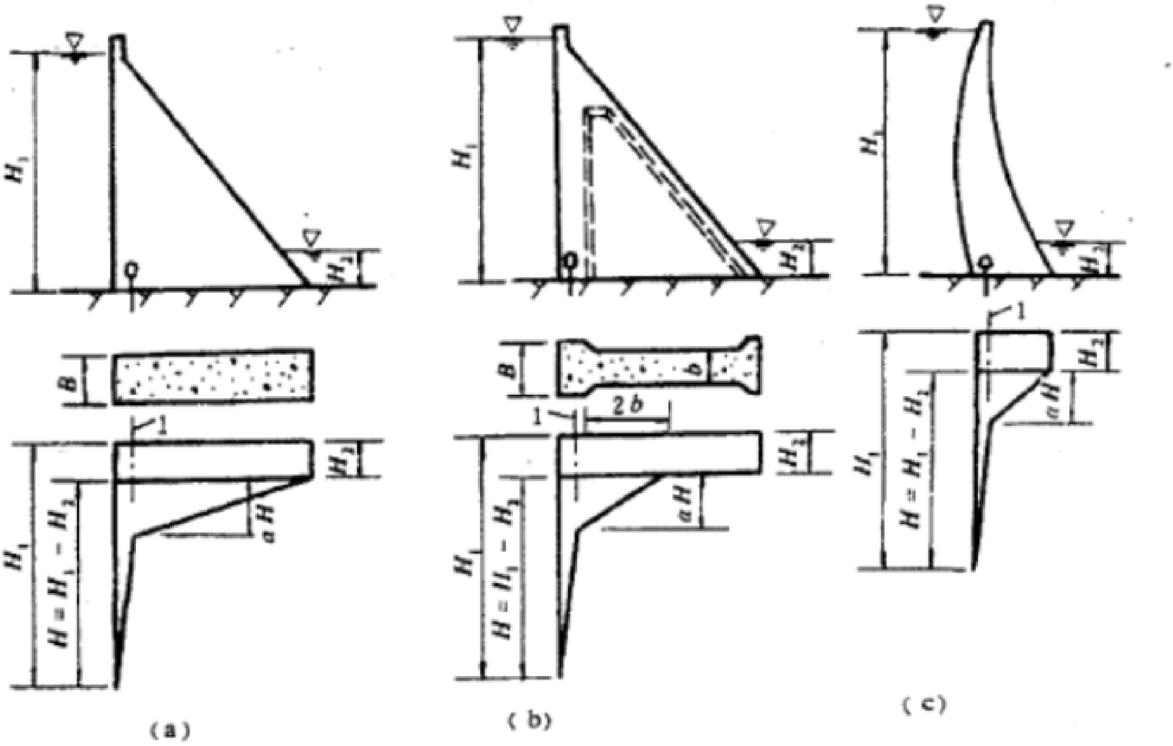
Where:

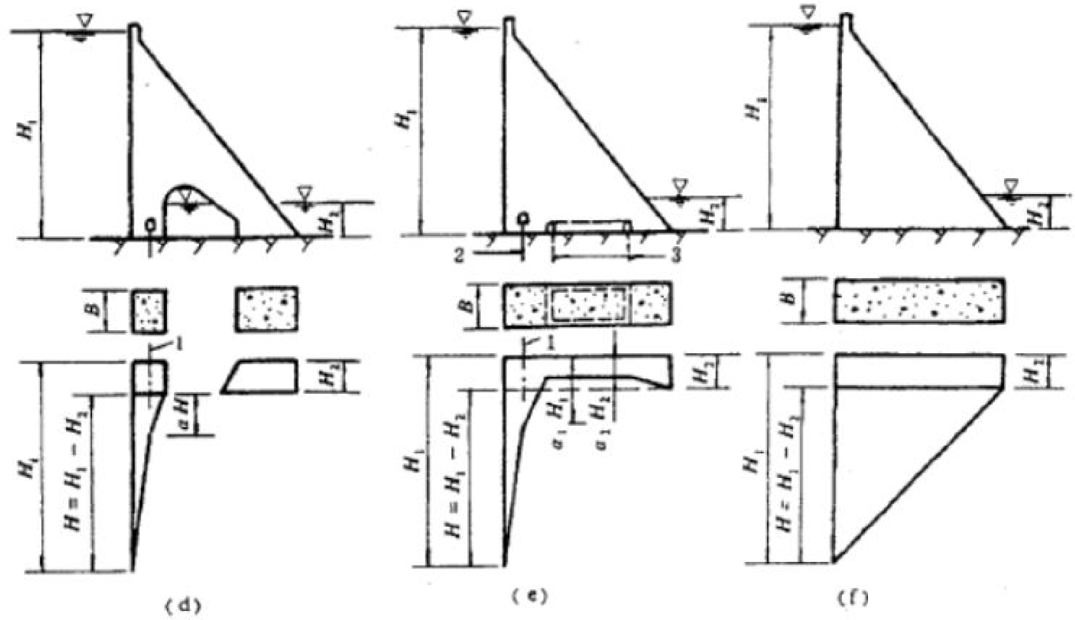
T = Zero compression length
T > X

Note:

Refer to paragraph 3-3d(1)(e) in EM1110-2-2200 for investigating existing dam

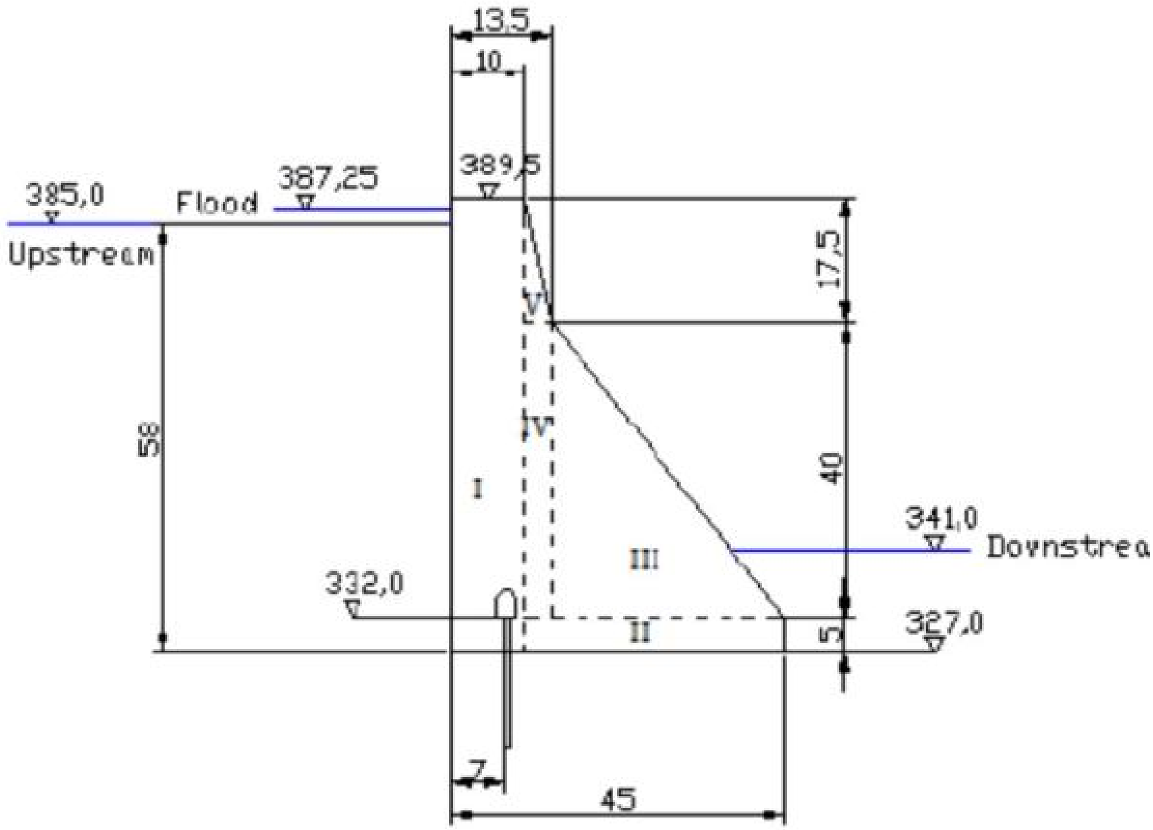
Uplift pressure distribution with drains and cracked base extending beyond drair





Uplift pressure distribution on the dam bottom face

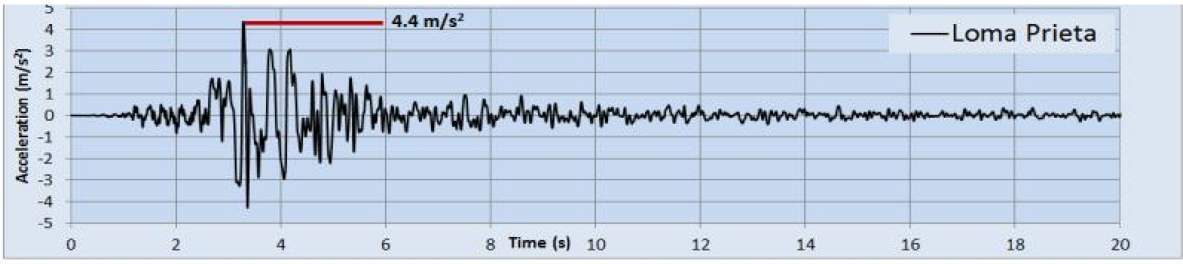
Calculation method	Compressive strength	Tensile strength	Sliding stability
Dynamic method	1.3	0.7	0.65
Pseudo-static method	2.8	2.1	2.7

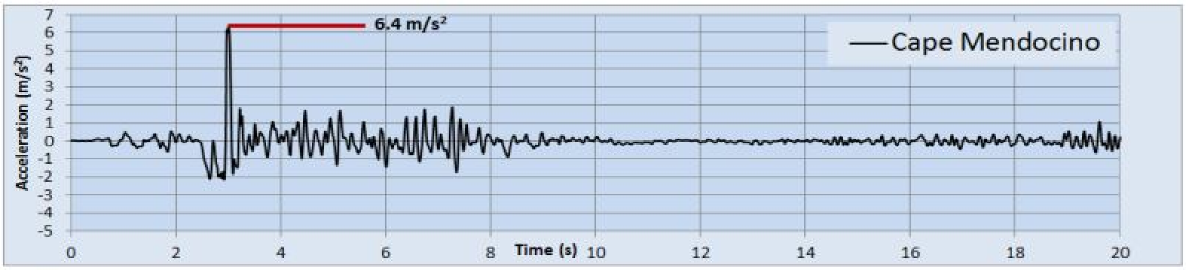


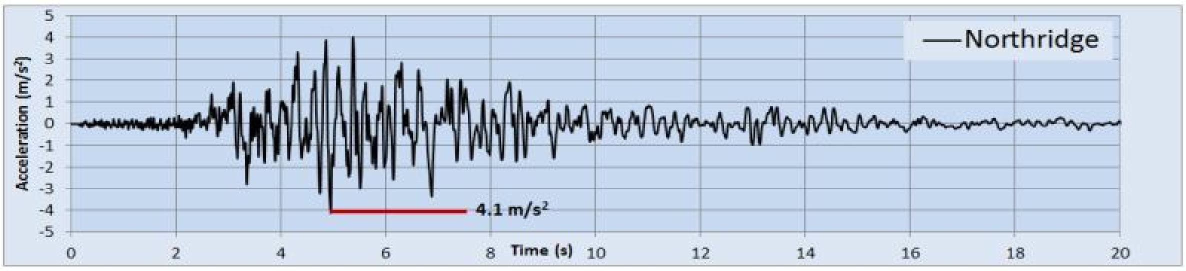
	b [m]	h [m]	A [m²]	e_x [m]	e_y [m]	A * e_x [m³]	A * e_y [m³]
I	10,0	62,5	625,0	5,00	31,25	3.125,00	19.531,25
II	35,0	5,0	175,0	27,50	2,50	4.812,50	437,50
III	31,5	40,0	630,0	24,00	18,33	15.120,00	11.547,90
IV	3,5	40,0	140,0	11,75	25,00	1.645,00	3.500,00
V	3,5	17,5	30,6	11,17	50,83	342,08	1.556,67
Sum			1.600,6			25.044,58	36.573,32

Selected ground motions

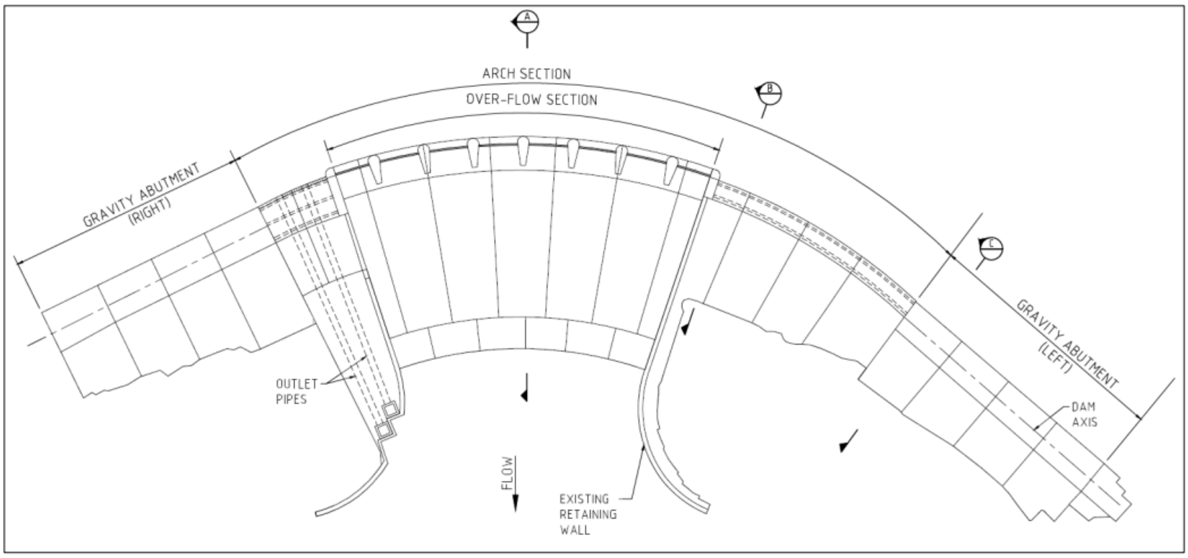
Earthquake	Station	Year	Ms	Distance (km)	Scaled PGA (m/s²)
Loma Prieta (California, USA)	Gilroy – Gavilan College	1983	6.9	29	4.4
Cape Mendocino (California, USA)	Cape Mendocino	1992	7.1	8.5	6.4
Northridge (California, USA)	Canoga Park, Santa Susana	1994	6.7	14.7	4.1

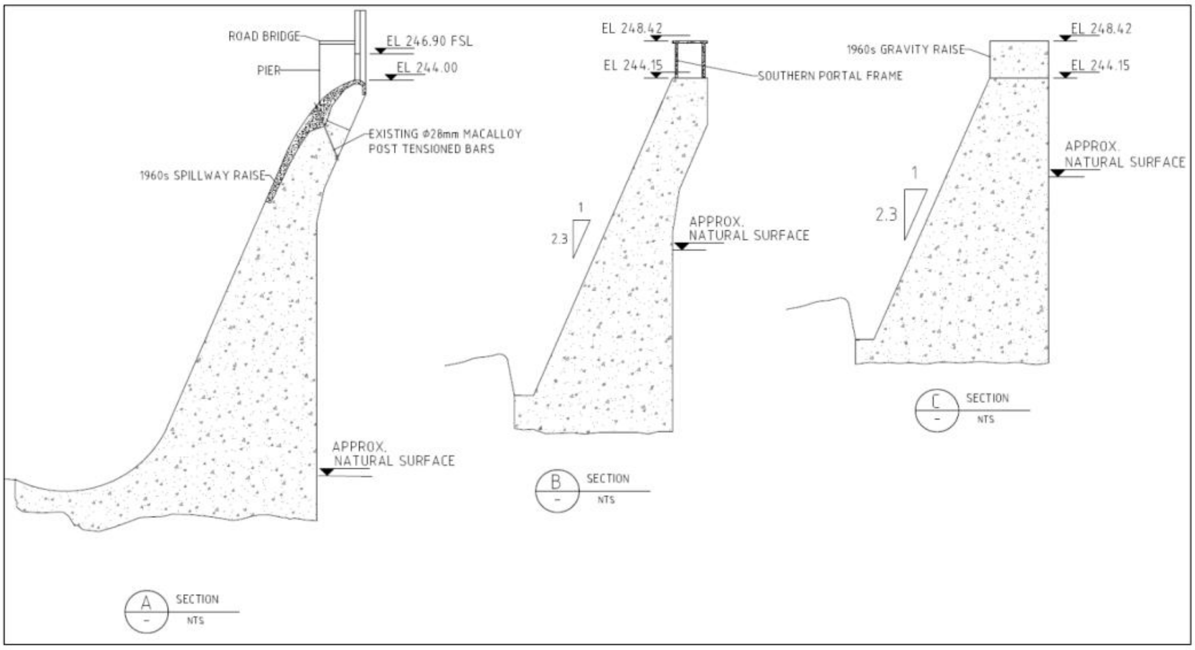


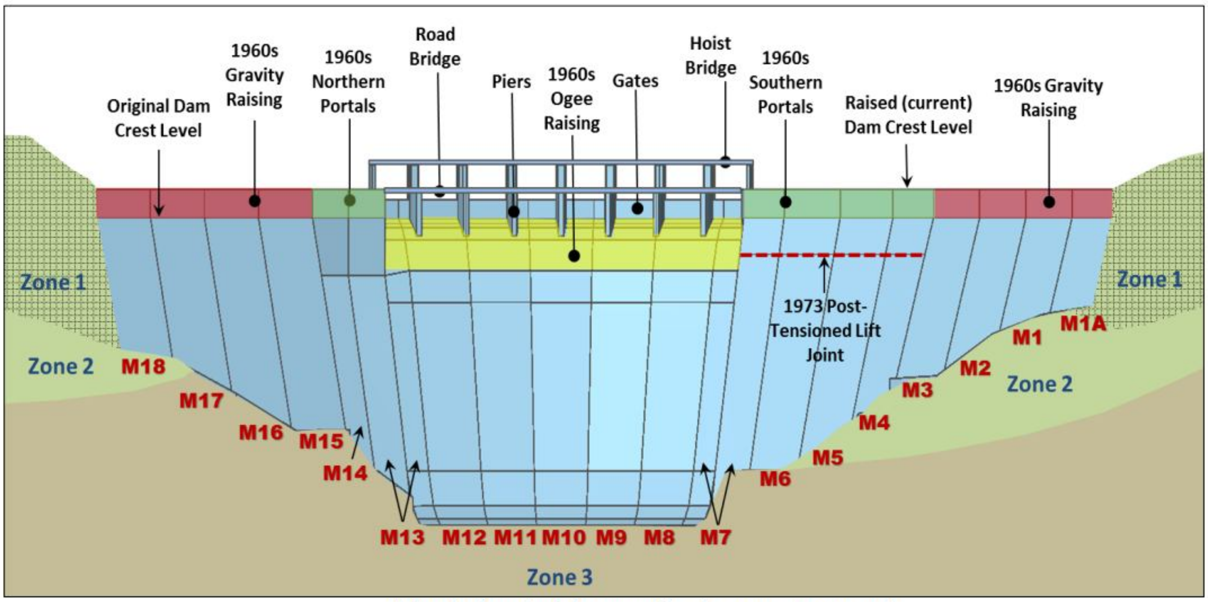




Load condition	Minimum Factors of Safety for:		
	Compressive Stress	Tensile Stress	Sliding Stability
Static			
Usual	4.0	1.7	2.0
Unusual	2.5	1.7	1.3
Extreme	1.5	1.7	1.1
Dynamic			
Unusual	2.5	1.7	1.3
Extreme	1.5	1.7	1.1


A
ARCH SECTION
OVER-FLOW SECTION
B
GRAVITY ABUTMENT
(RIGHT)
C
GRAVITY ABUTMENT
(LEFT)
OUTLET
PIPES
DAM
AXIS
FLOW
EXISTING
RETAINING
WALL


ROAD BRIDGE
EL 246.90 FSL
PIER
EL 244.00
EXISTING Ф28mm MACALLOY
POST TENSIONED BARS
1960s SPILLWAY RAISE
APPROX.
NATURAL SURFACE
A SECTION
NTS
EL 248.42
EL 244.15
SOUTHERN PORTAL FRAME
1
2.3
APPROX.
NATURAL SURFACE
B SECTION
NTS
1960s GRAVITY RAISE
EL 248.42
EL 244.15
APPROX.
NATURAL SURFACE
1
2.3
C SECTION
NTS

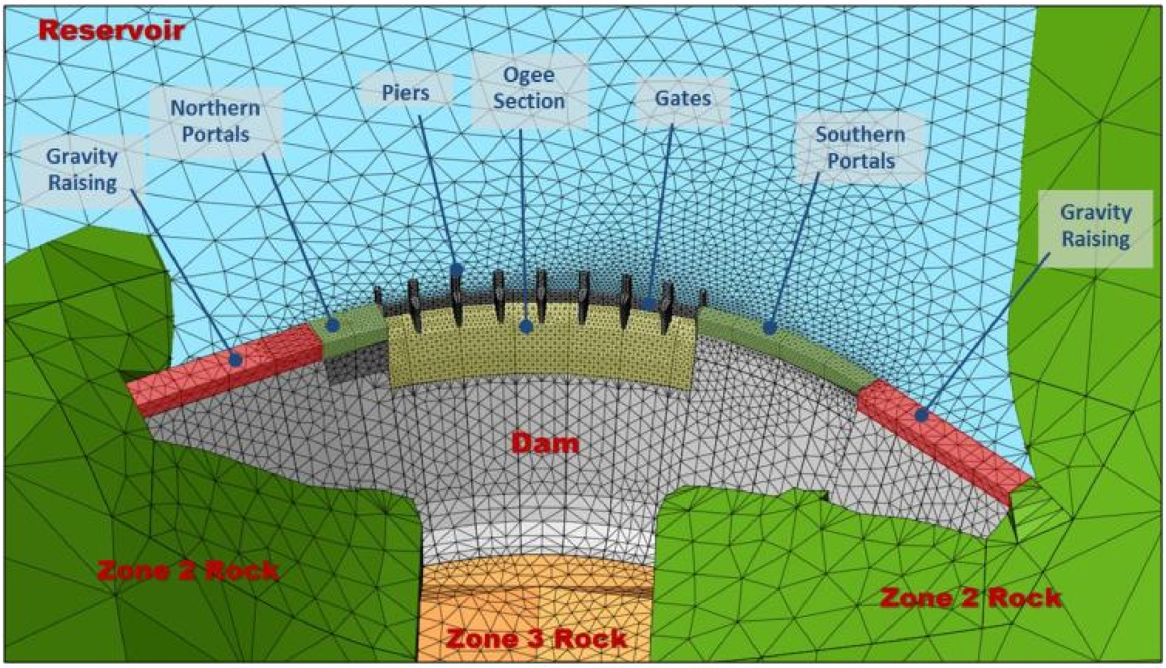


Adopted material properties for parent concrete

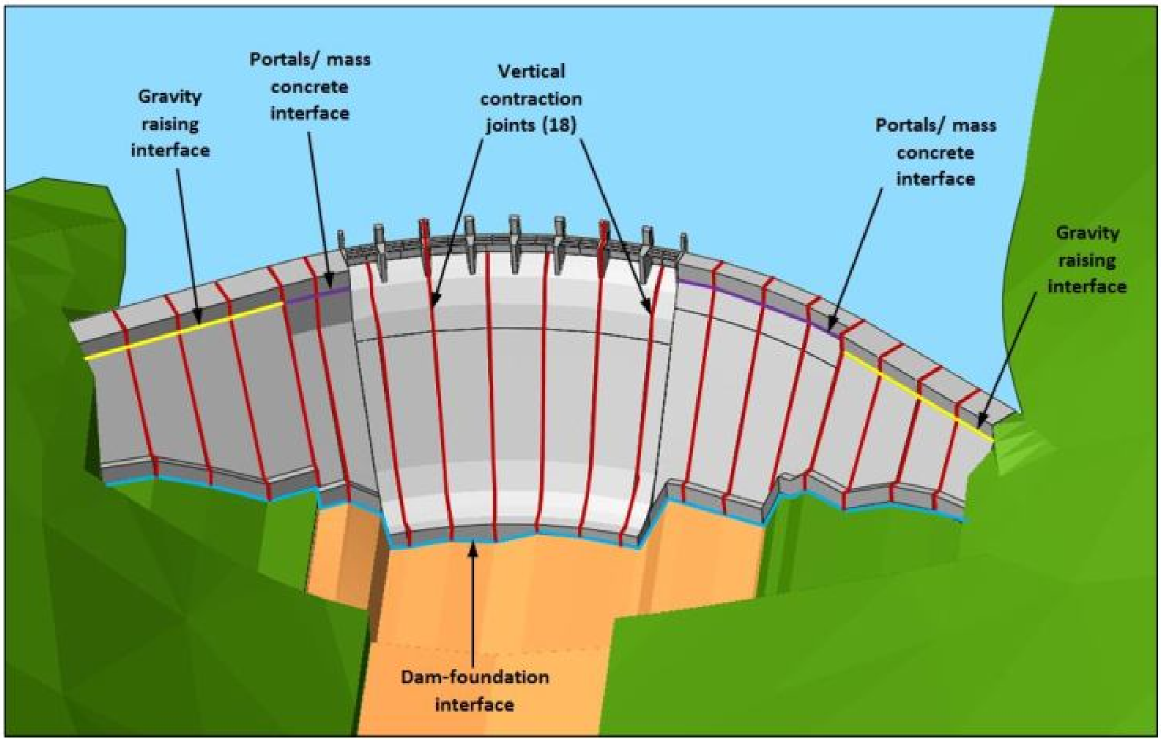
Property	Mass concrete in original dam	Mass concrete in raised portion	Reinforced concrete in raised portion
Density (kg/m^3)	2,400	2,400	2,400
Static Compressive strength (MPa)	38.3	26.5	48.2
Dynamic Compressive strength (MPa)	49.8	34.5	62.7
Static Tensile Strength - Direct (MPa)	1.8	1.2	-
Static Tensile Strength – Splitting (MPa)	4.6	2.4	-
Dynamic Tensile Strength – Direct (MPa)	2.7	1.8	-
Dynamic Tensile Strength – Splitting (MPa)	6.9	3.6	-
Static and Dynamic Modulus of Elasticity (MPa)	25,600	17,700	21,800
Static and Dynamic Poisson's Ratio	0.2	0.2	0.14

Adopted global tensile strength at lift joints

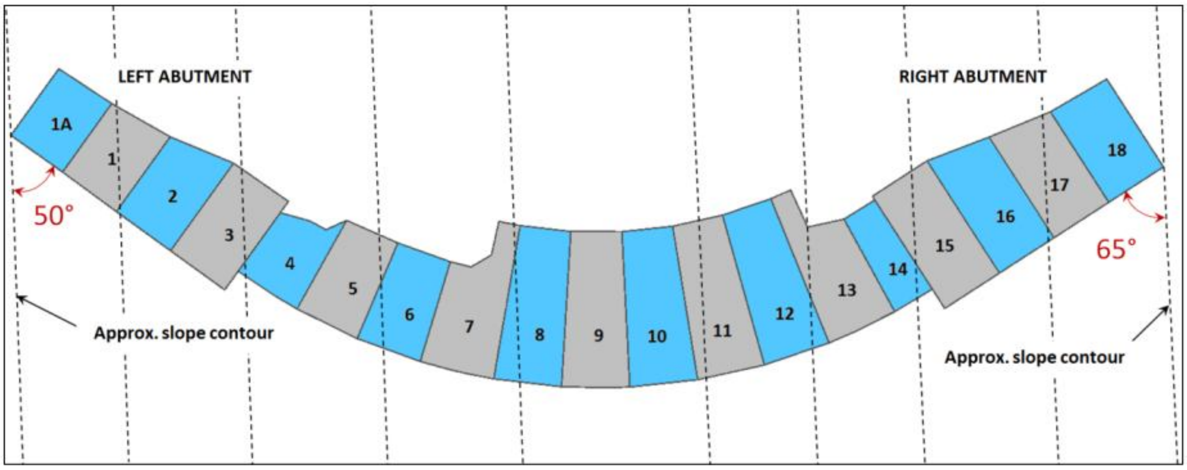
Property	Mass concrete in original dam	Mass concrete in raised gravity potion
Static – Direct (MPa)	0.9	0.45
Static – Splitting (MPa)	1.8	0.9
Dynamic – Direct (MPa)	1.35	0.7
Dynamic – Splitting (MPa)	2.7	1.4



Finite element model mesh



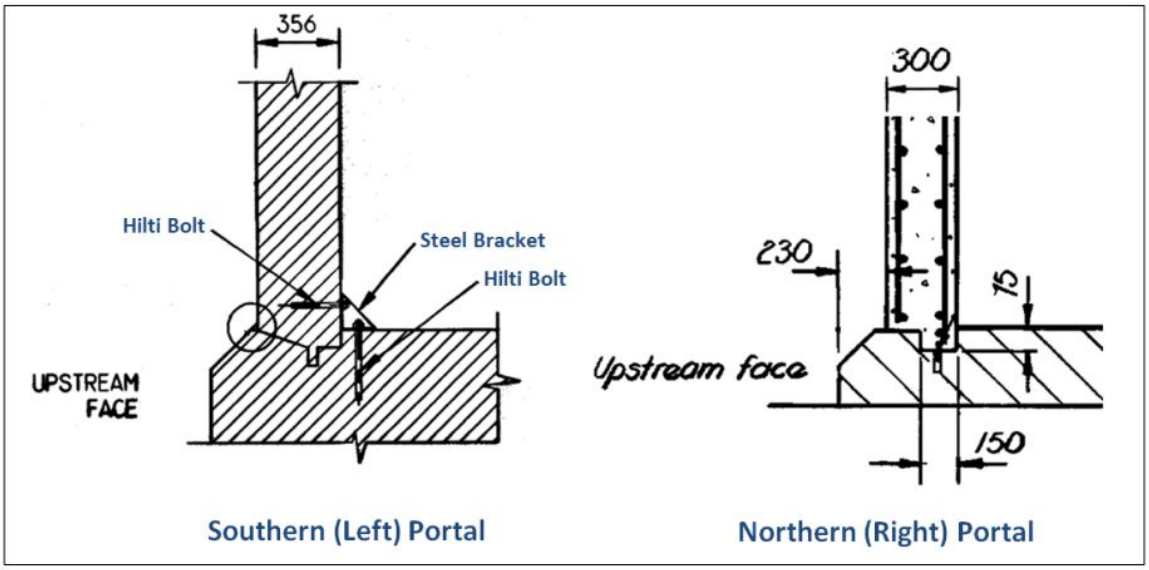
Nonlinear interfaces (rendered view of the FE model)



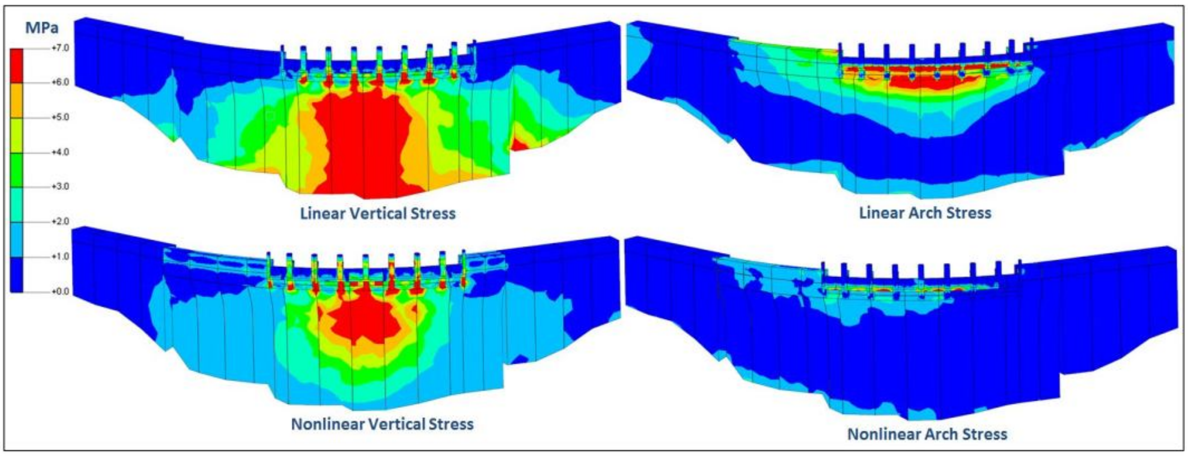
Monolith labelling for sliding assessment

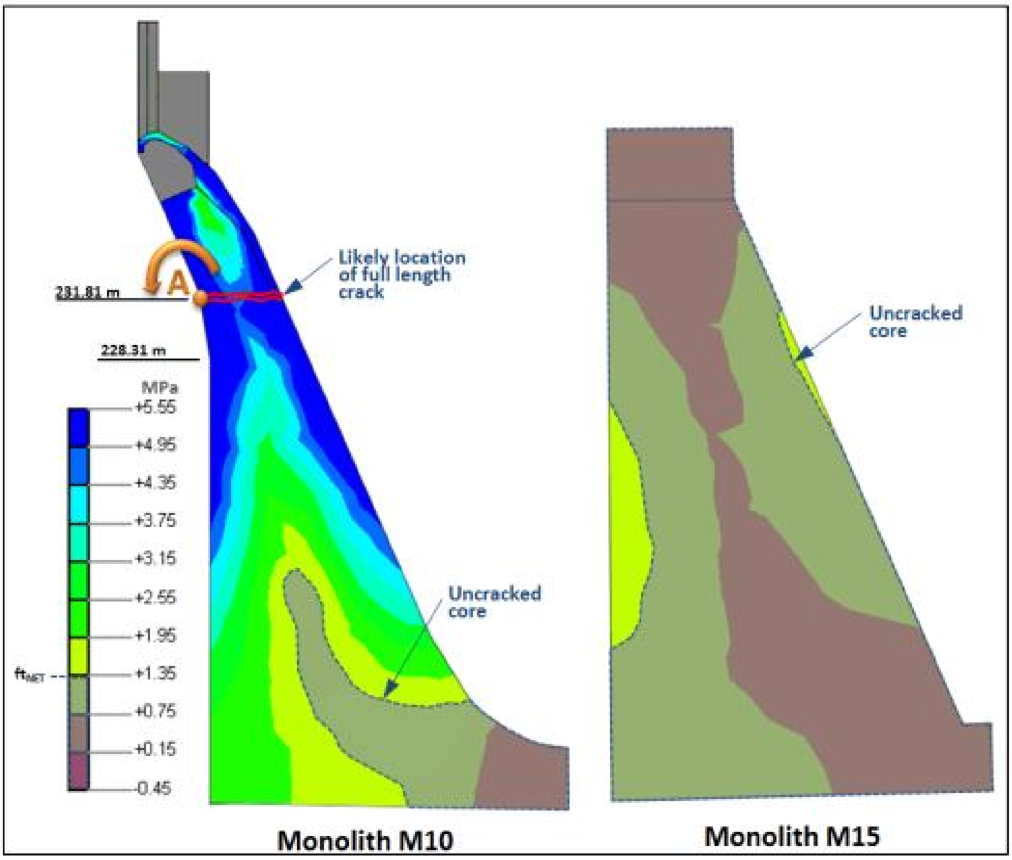
Load magnification factors and strength reduction factors

Case	Load Factor (LF)	Strength Reduction Factor (Φ)
Static cases (hydrostatic)	1.2	-
Seismic actions	1.0	-
Flexural moment	-	0.8
Shear	-	0.7
Axial compression	-	0.6
Axial tension	-	0.8

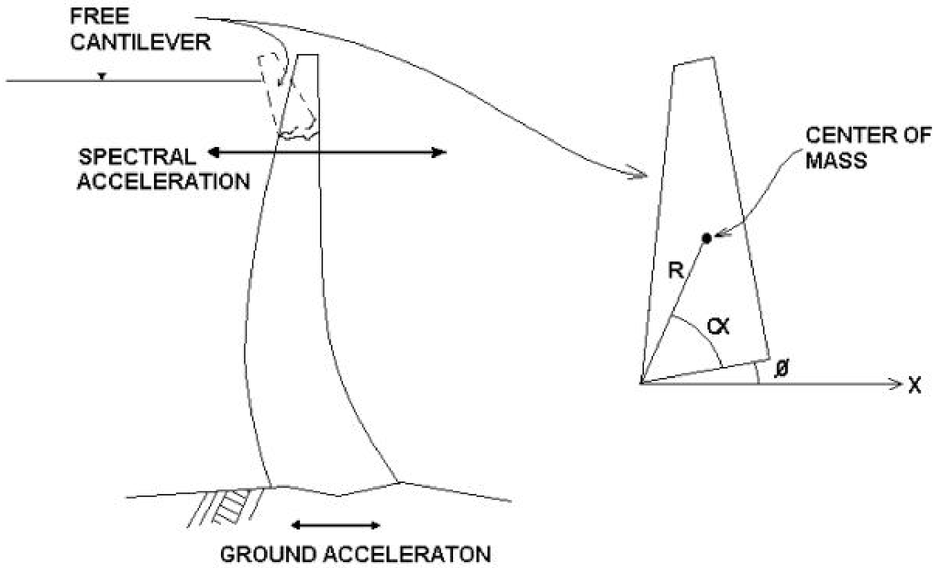


Detail of shear keys at the base of portals

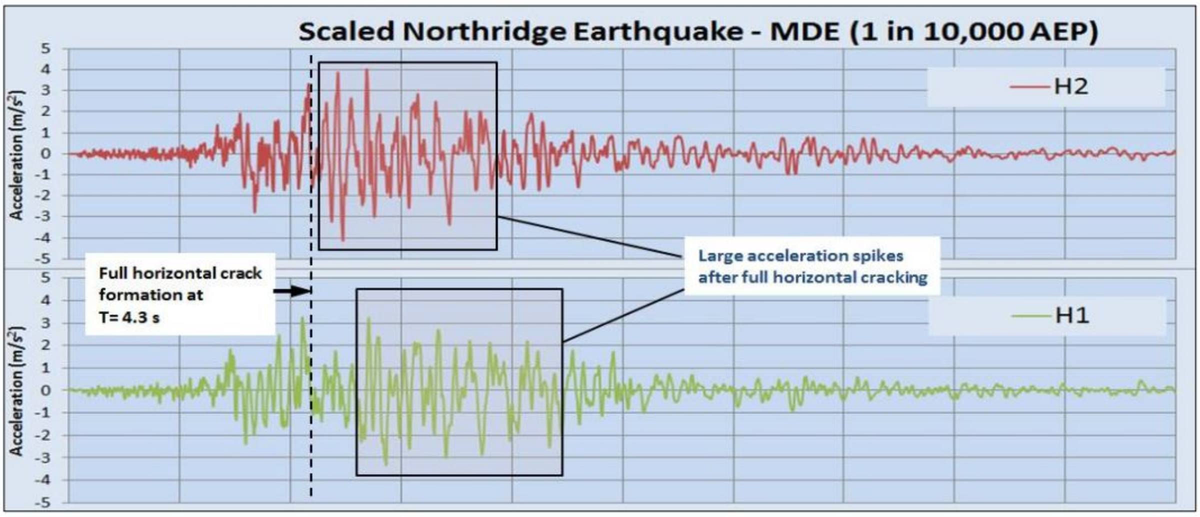




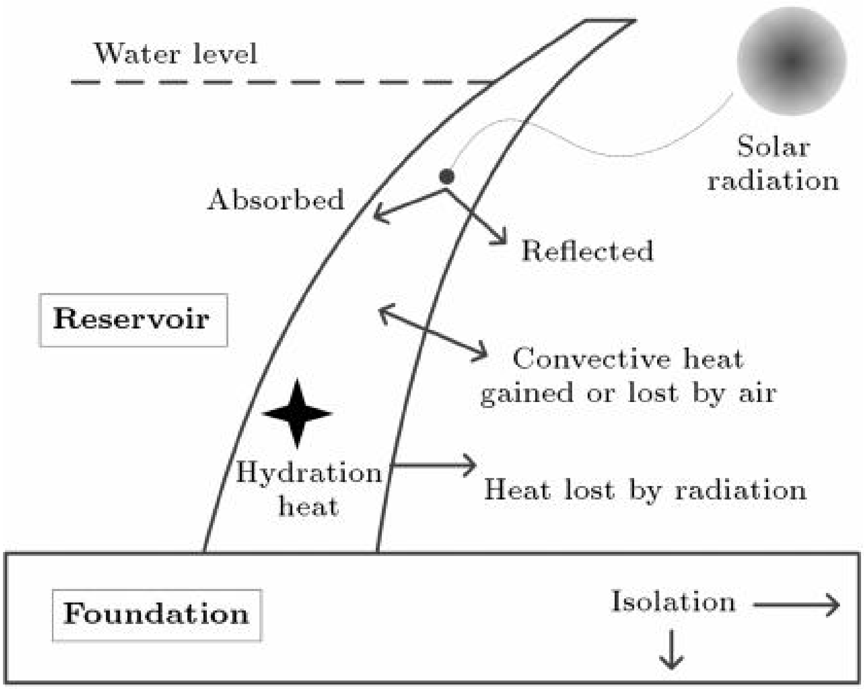
Vertical stress – Northridge MDE



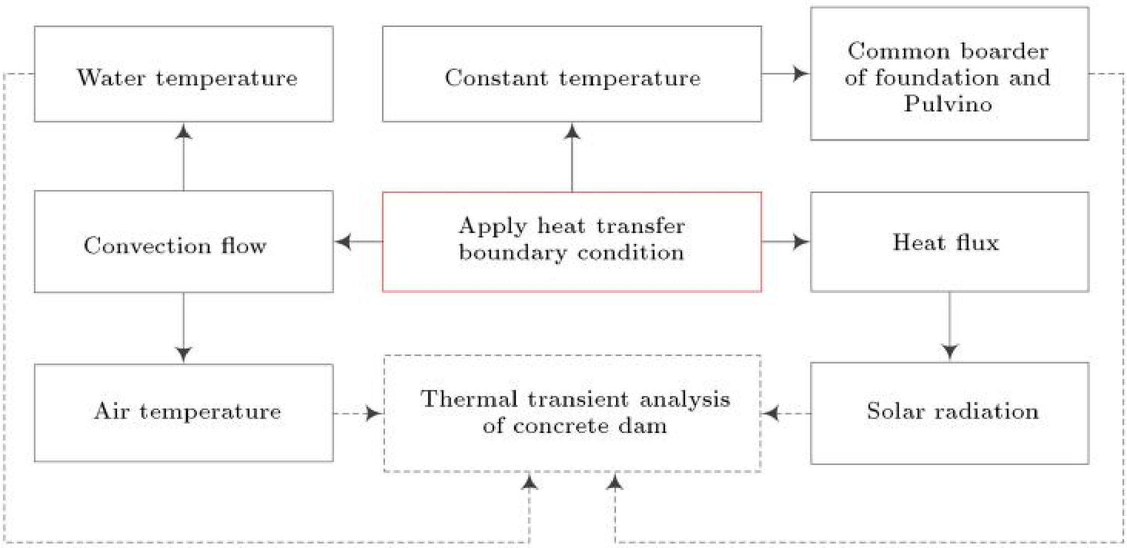
Free body diagram of a cantilever with associated forces.



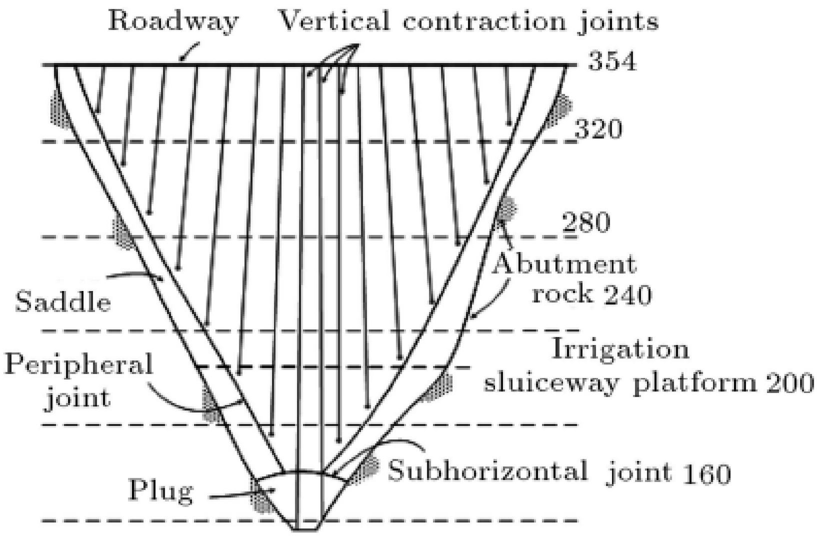
Early onset of full horizontal crack – Northridge MDE



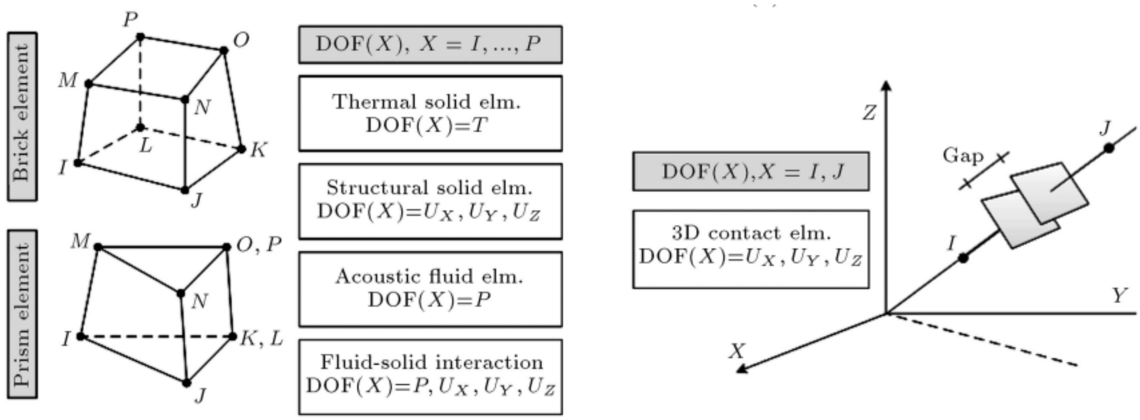
Heat transfer mechanism for an arch dam.



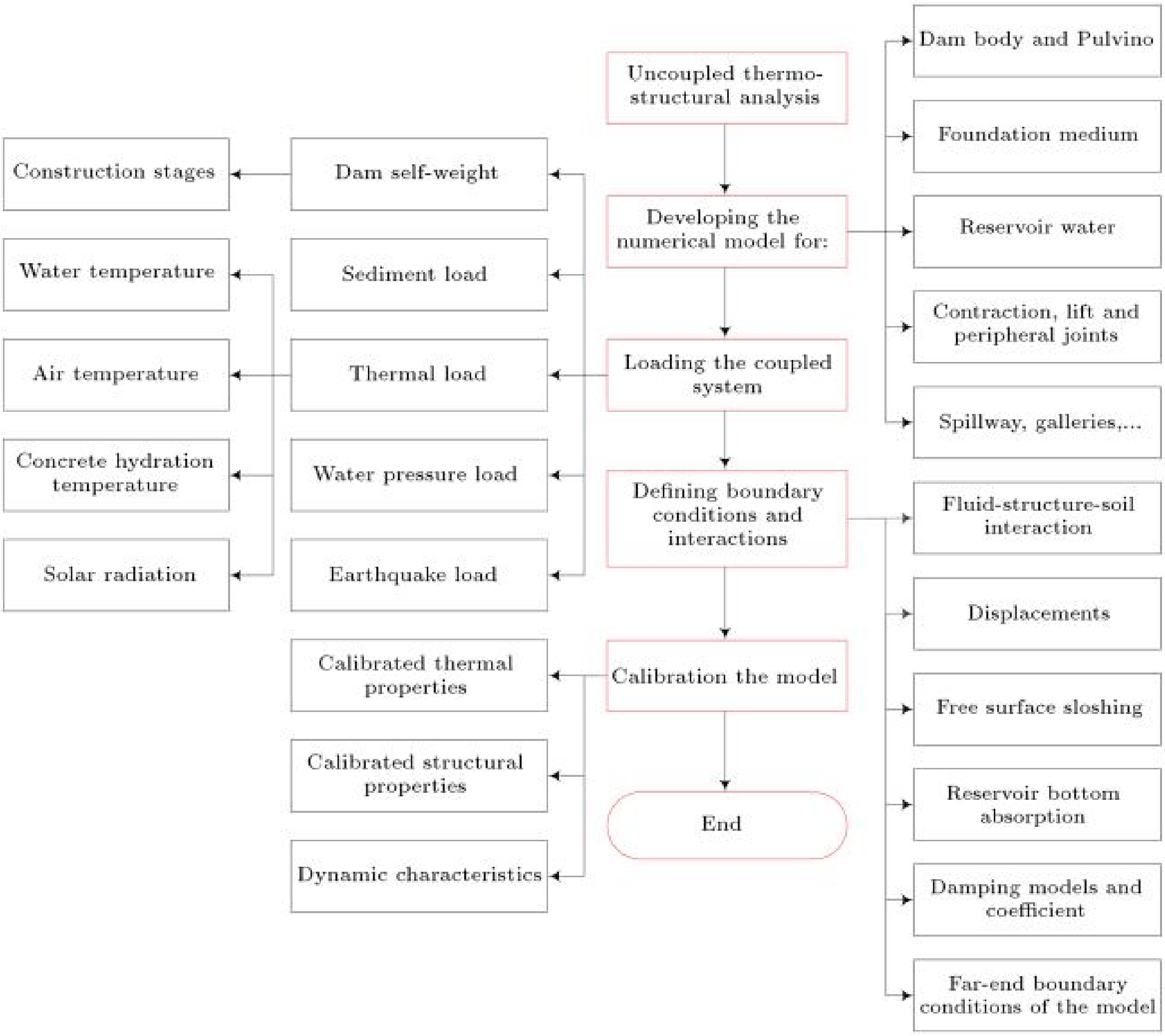
Implementation of the heat transfer boundary conditions for dam.



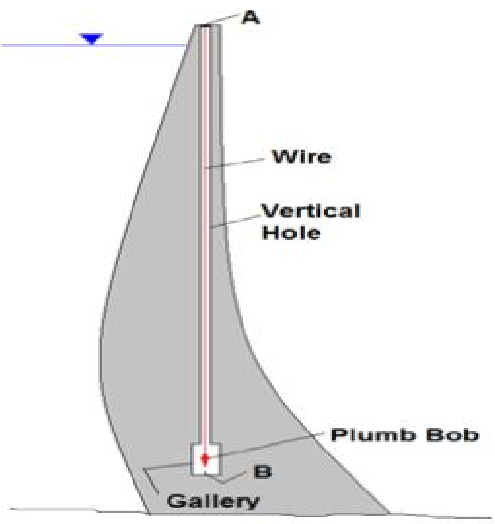
Roadway
Vertical contraction joints
354
320
280
Abutment
rock 240
Saddle
Irrigation
sluiceway platform 200
Peripheral
joint
Subhorizontal joint 160
Plug



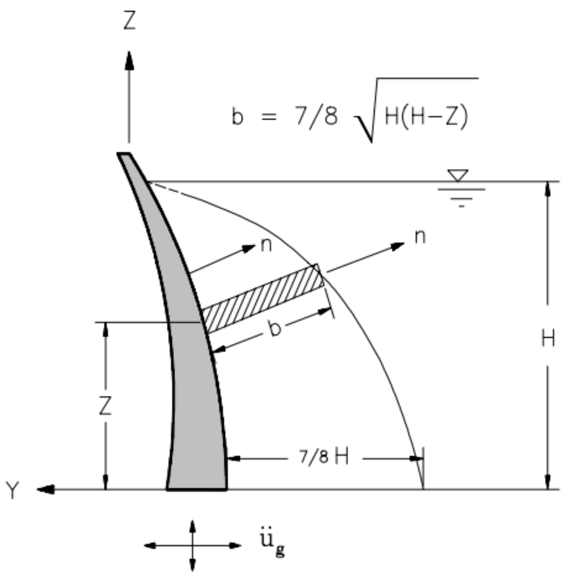
Brick element
Prism element
P
O
M
N
L
K
I
J
O, P
K, L
DOF(X), $X = I, ..., P$
Thermal solid elm.
DOF(X)=T
Structural solid elm.
DOF(X)=U_X, U_Y, U_Z
Acoustic fluid elm.
DOF(X)=P
Fluid-solid interaction
DOF(X)=P, U_X, U_Y, U_Z
DOF(X),$X = I, J$
3D contact elm.
DOF(X)=U_X, U_Y, U_Z
Z
Y
X
Gap



Uncoupled thermo-structural analysis
Developing the numerical model for:
Loading the coupled system
Defining boundary conditions and interactions
Calibration the model
End
Dam body and Pulvino
Foundation medium
Reservoir water
Contraction, lift and peripheral joints
Spillway, galleries,...
Fluid-structure-soil interaction
Displacements
Free surface sloshing
Reservoir bottom absorption
Damping models and coefficient
Far-end boundary conditions of the model
Dam self-weight
Sediment load
Thermal load
Water pressure load
Earthquake load
Construction stages
Water temperature
Air temperature
Concrete hydration temperature
Solar radiation
Calibrated thermal properties
Calibrated structural properties
Dynamic characteristics



A
Wire
Vertical Hole
Plumb Bob
B
Gallery

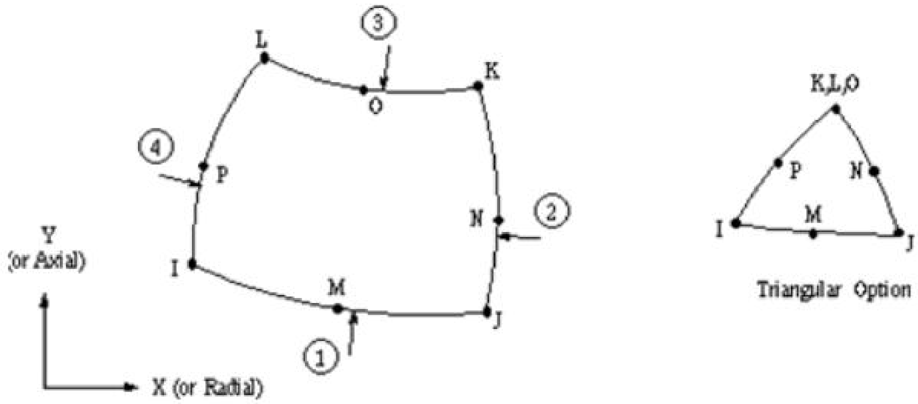


Z
b = 7/8 √H(H−Z)
n
n
b
H
Z
7/8 H
Y
ü_g

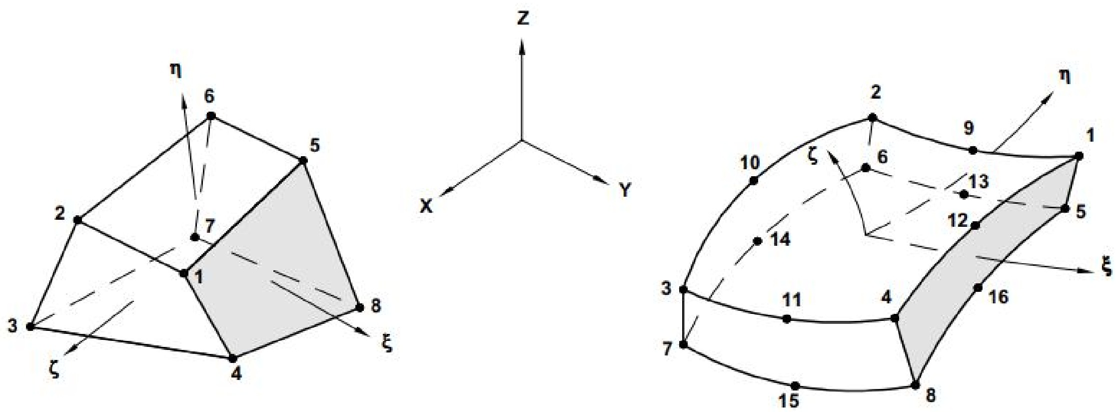
Froces Acting On Concrete Gravity Dam

- Weight of the dam
- Thrust of the tail water

  The forces that try to destabilize the dam include:
- Reservoir water pressure
- Uplift pressure
- Forces due to waves in the reservoir
- Ice pressure
- Temperature stresses
- Silt pressure
- Seismic forces
- Wind pressure

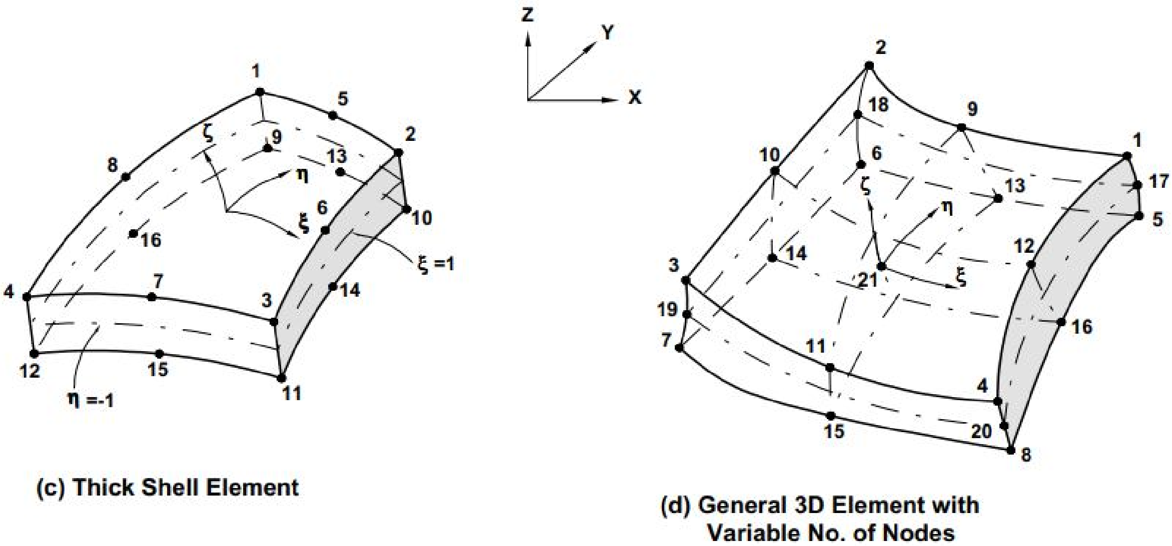


Plane 183 solid



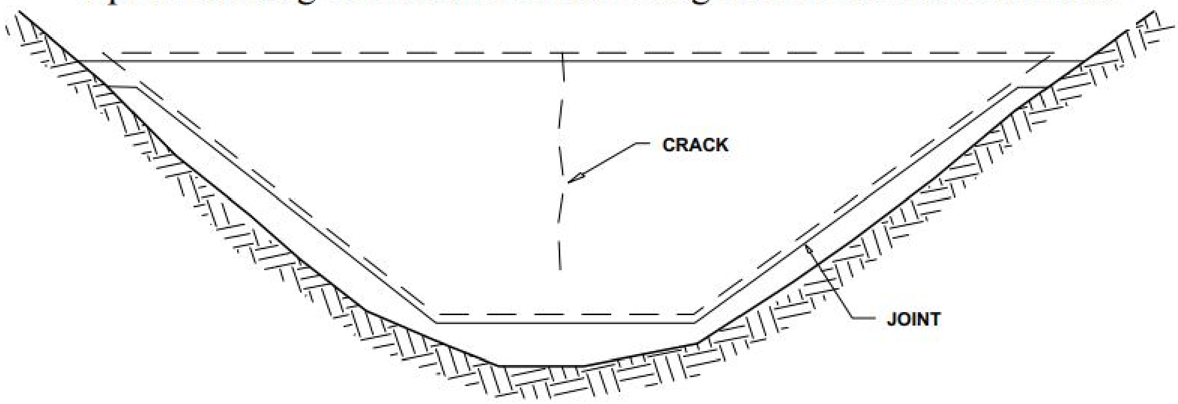
(a) 8-Node Solid Element

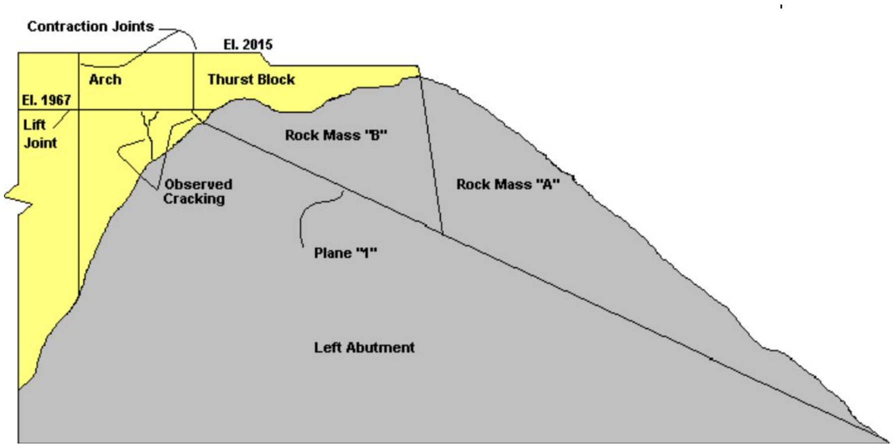
(b) 16-Node 3D Shell Element

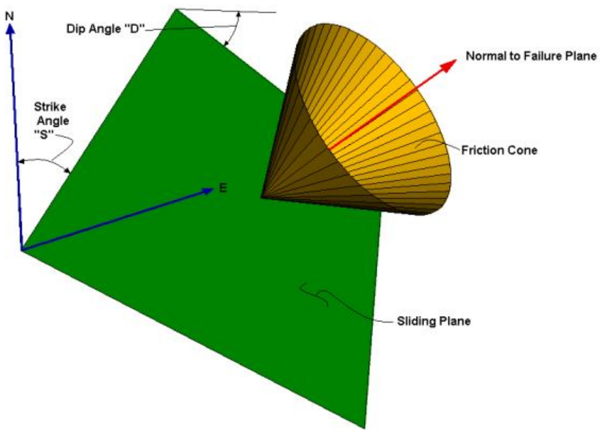


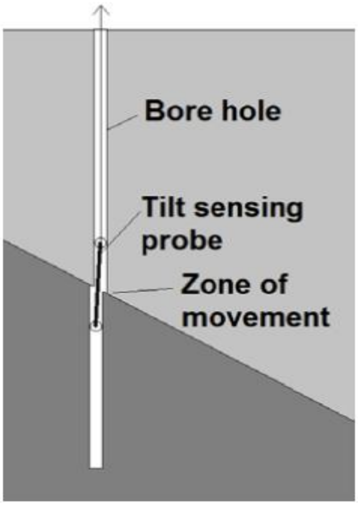
Typical finite elements used in solid modeling.

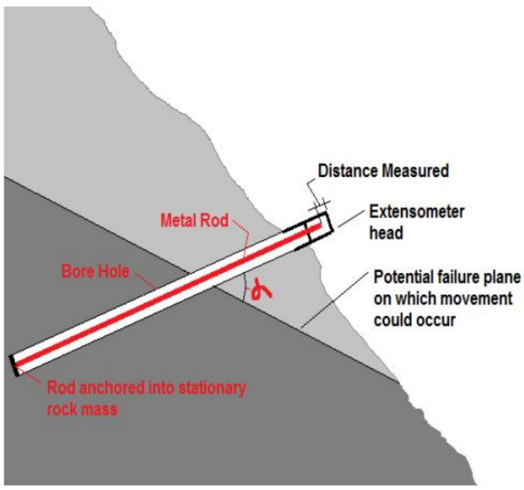
Upward sliding of Plum Arch Dam along its artificial flat abutment.

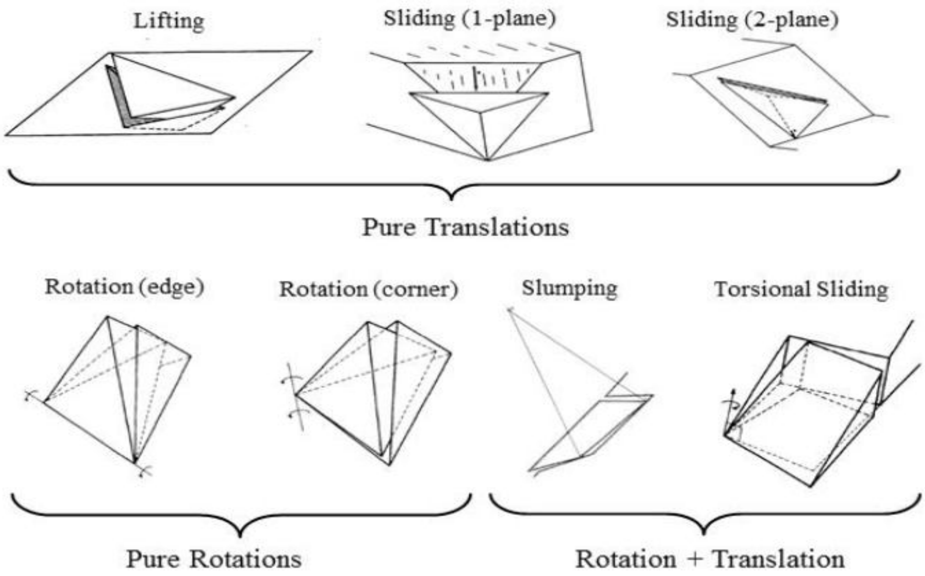





N
Dip Angle "D"
Strike Angle "S"
E
Normal to Failure Plane
Friction Cone
Sliding Plane


Bore hole
Tilt sensing probe
Zone of movement


Distance Measured
Extensometer head
Metal Rod
Bore Hole
Potential failure plane on which movement could occur
Rod anchored into stationary rock mass



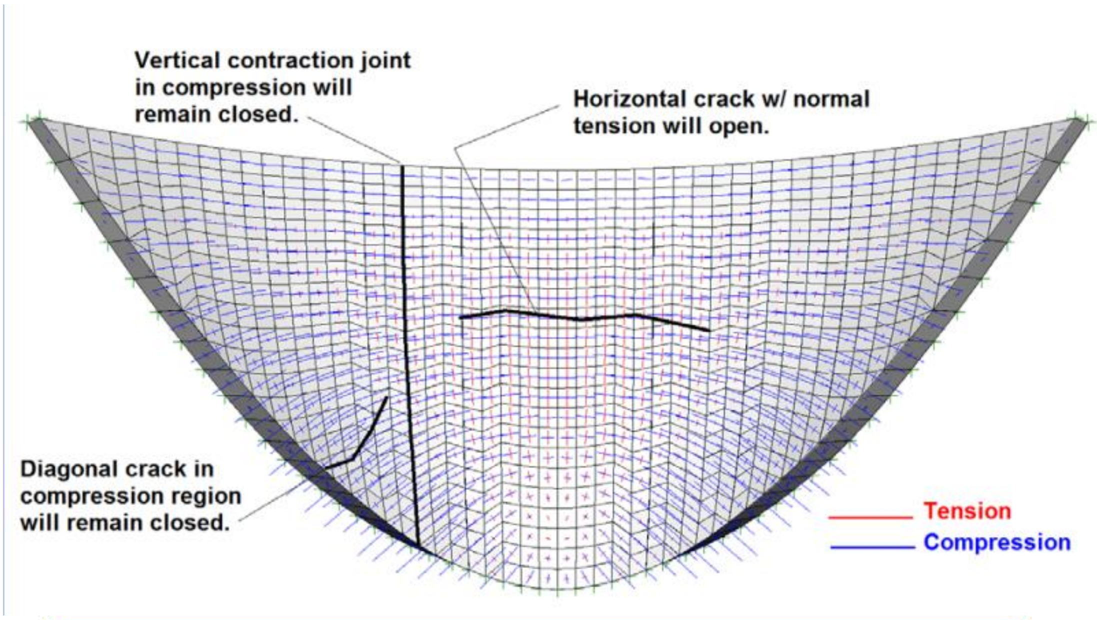
Kinematic block failure modes (Goodman, 1995).

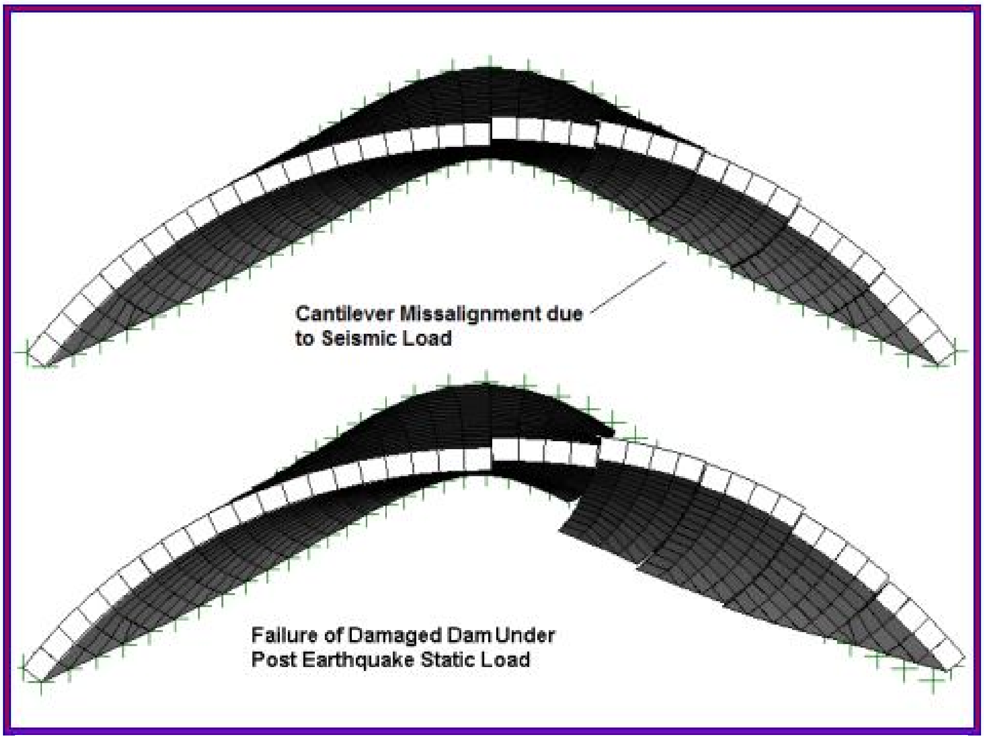
A failure mode sequence involving thermal loading might look like the event tree described below.

1) Thin arch dam relies on massive thrust block for stability.
2) Summer thermal loading causes the arch to expand at a greater rate than the thrust block.
3) The differential expansion results in the arch applying an upward force to the thrust block.
4) The upward force initiates base cracking in the thrust block.
5) Base cracking subjects the thrust block to greater uplift force.
6) Increased uplift plus increased horizontal force due to arch expansion destabilizes thrust block.
7) Thrust block moves enough to deny the arch support.
8) Dam fails.

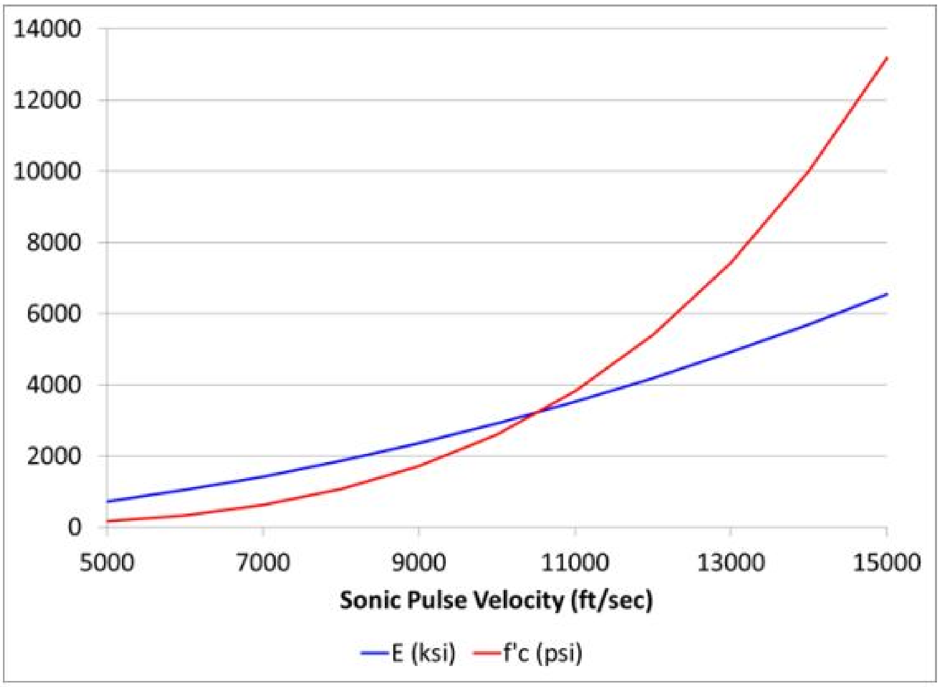
suppose the failure mode described below is being investigated:

1) Cross valley seismic loading causes bending moments in excess of the flexural capacity of a gate pier.
2) Pier reinforcing steel yields.
3) Pier begins to rock back and forth in the cross valley direction.
4) Reinforcing steel ruptures.
5) Without reinforcing, pier cannot resist static gate load. Pier slides downstream, releasing a portion of the reservoir.



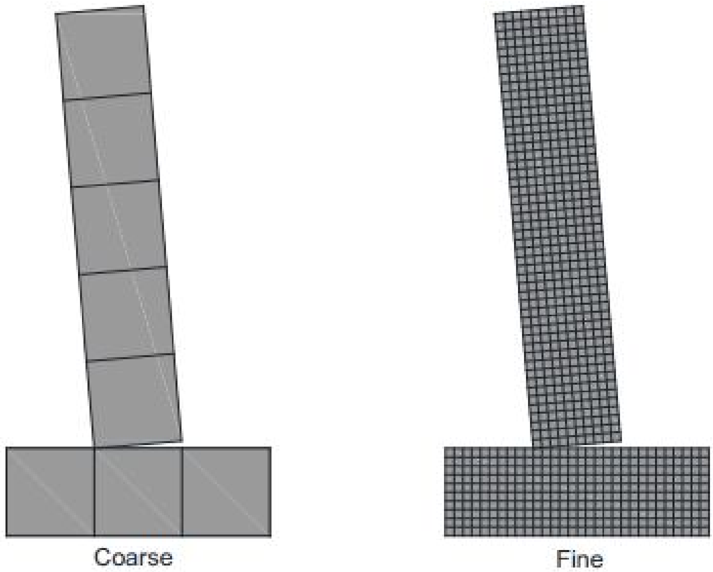


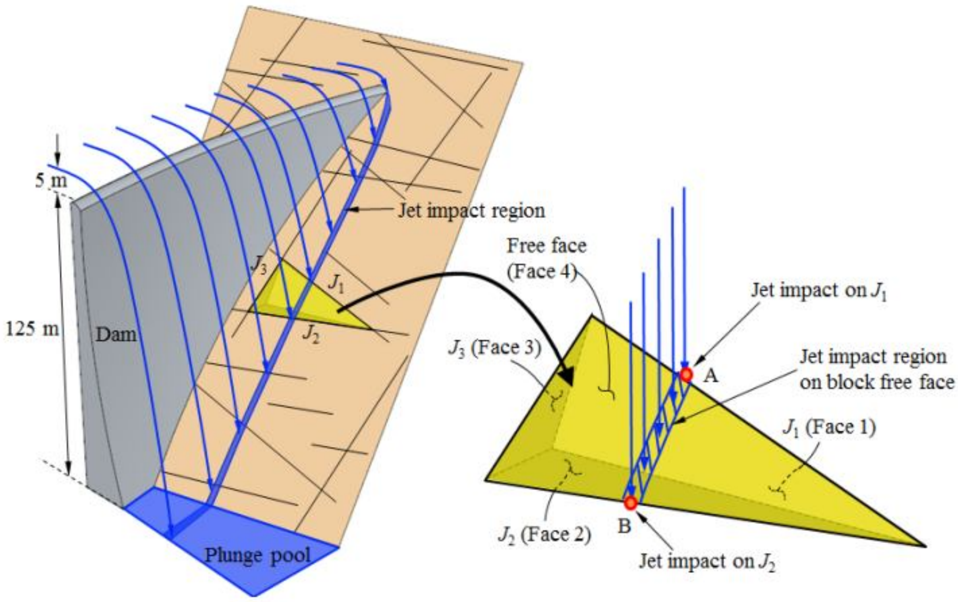
$$V = \sqrt{\frac{E\,(1-\mu)}{\rho\,(1+\mu)(1-2\,\mu)}} \qquad E = 57000 * \sqrt{f'c}$$



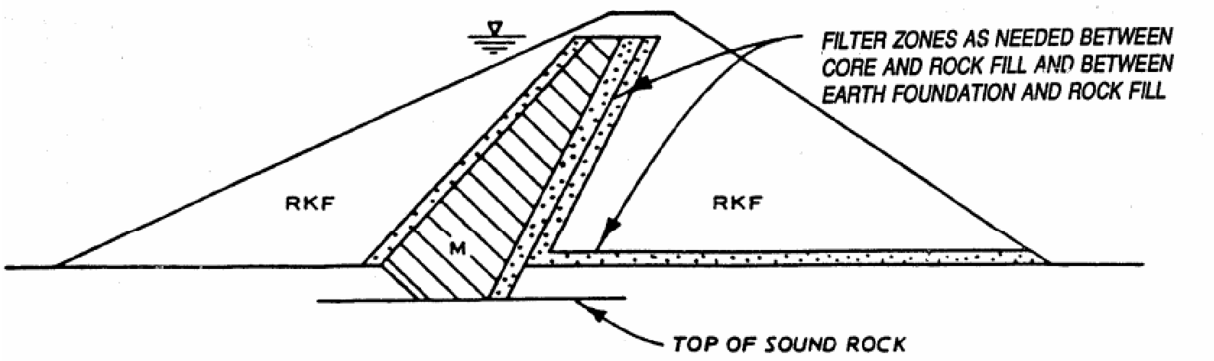
Assessing the Erodibility of Rock

1. Intact rock strength (unconfined compressive strength).
2. Fracture frequency (size of individual rock blocks).
3. Orientation of fracture sets.
4. Shear strength and condition of fractures (continuity, roughness, aperture opening, in-filling material and alteration or weathering condition of wall rock).
5. Weak planes in the intact rock (bedding, foliation, schistocity, fissility, etc.)
6. Faults and shear zones.





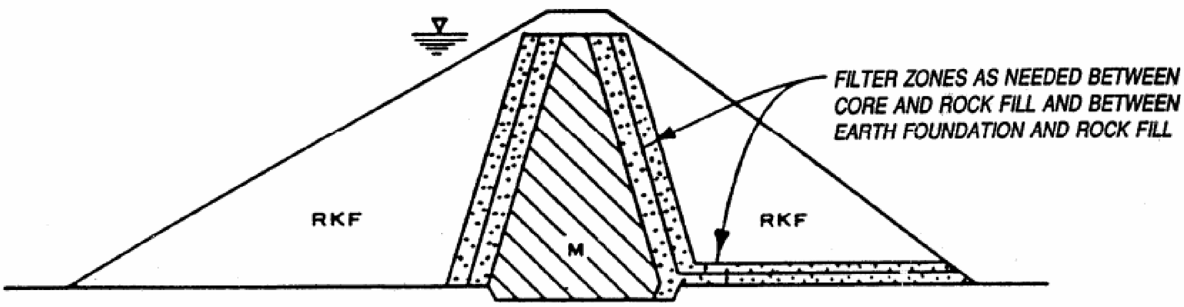
Schematic of overtopping jet onto removable abutment block.



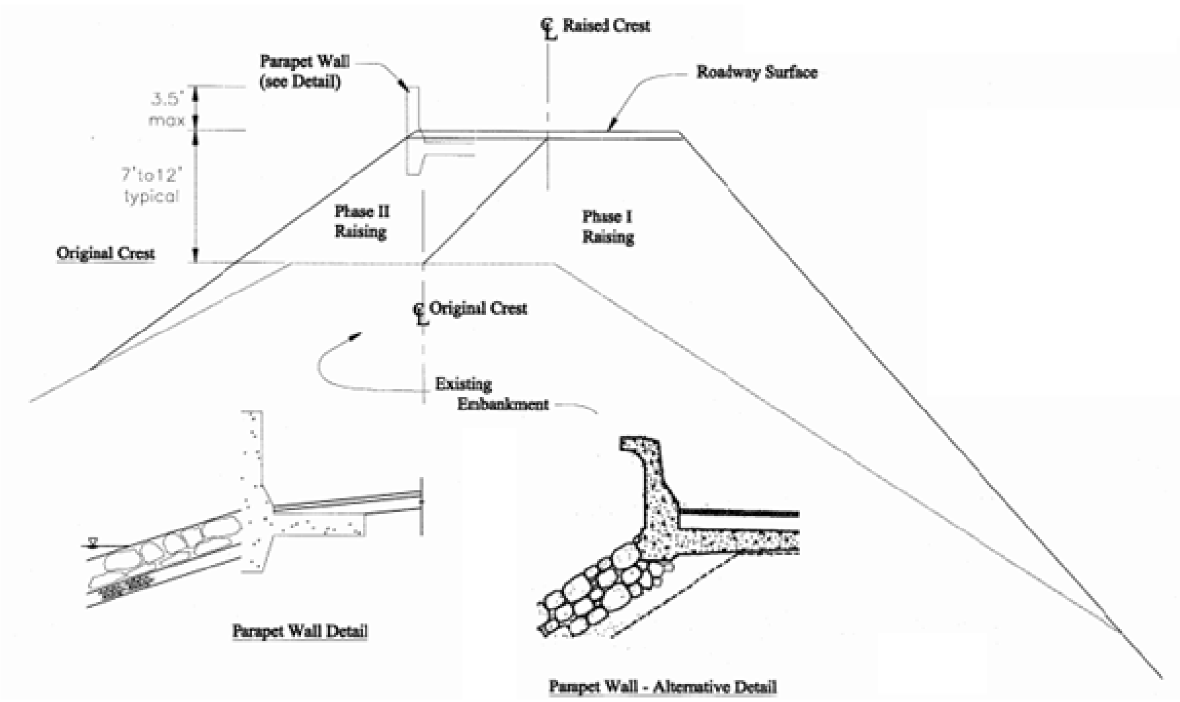
a. DAM WITH INCLINED IMPERVIOUS ZONE

LEGEND

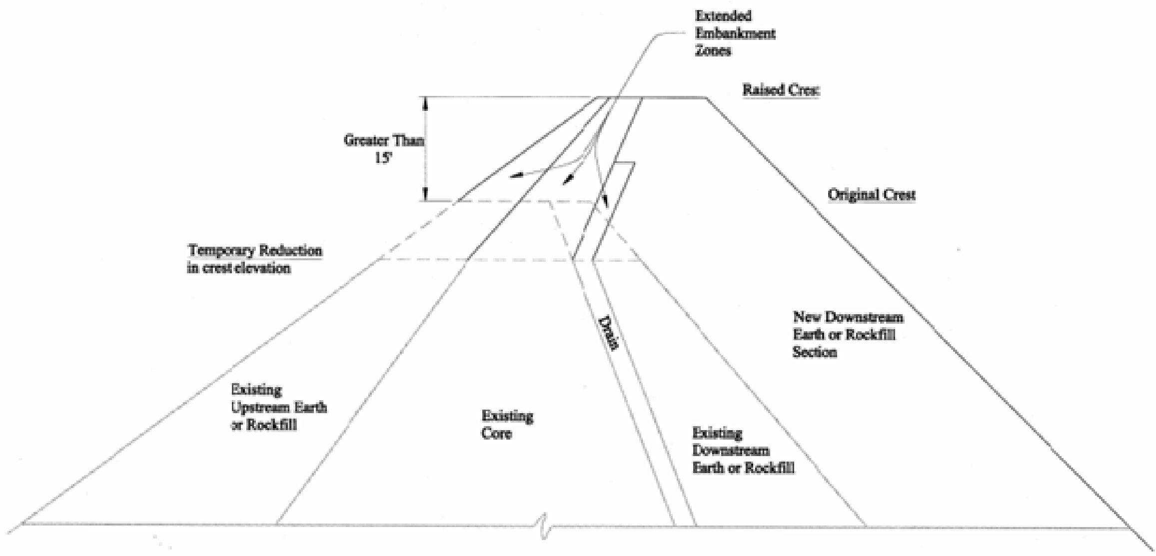
M = IMPERVIOUS
RKF = ROCK FILL



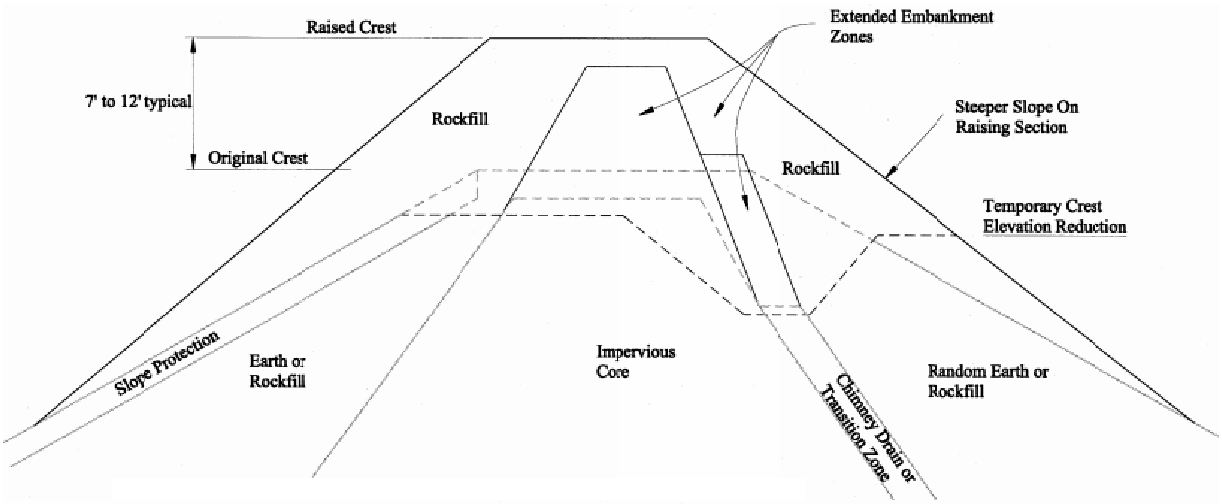
b. DAM WITH CENTRAL CORE

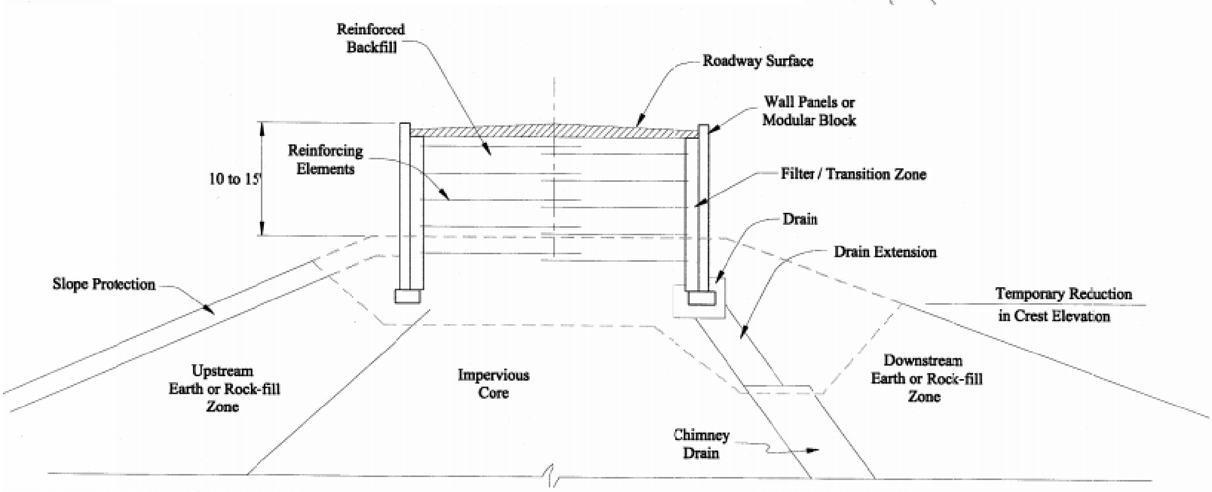


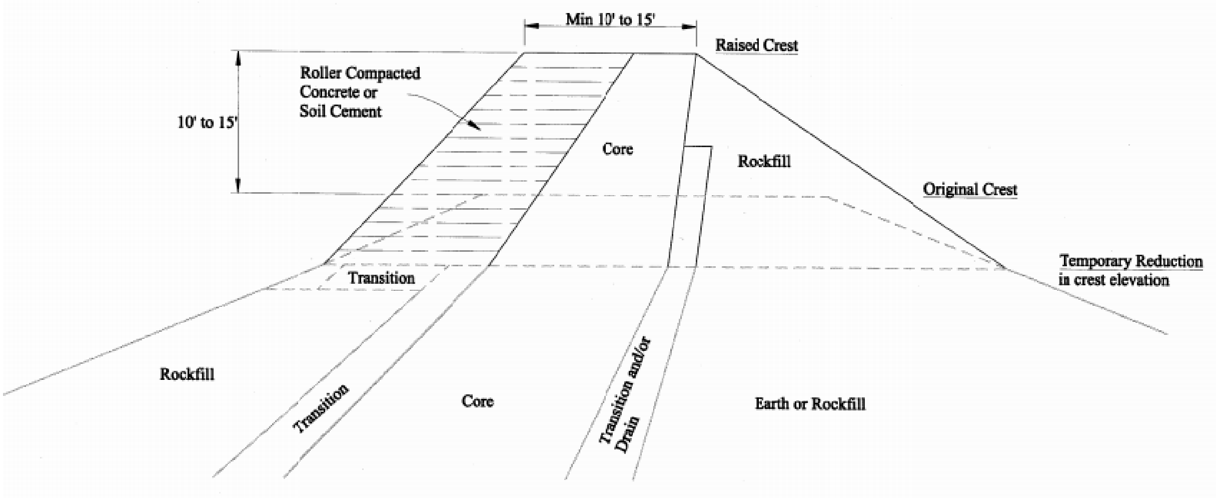
℄ Raised Crest
Parapet Wall
(see Detail)
Roadway Surface
3.5'
max
7' to 12'
typical
Phase II
Raising
Phase I
Raising
Original Crest
℄ Original Crest
Existing
Embankment
Parapet Wall Detail
Parapet Wall - Alternative Detail

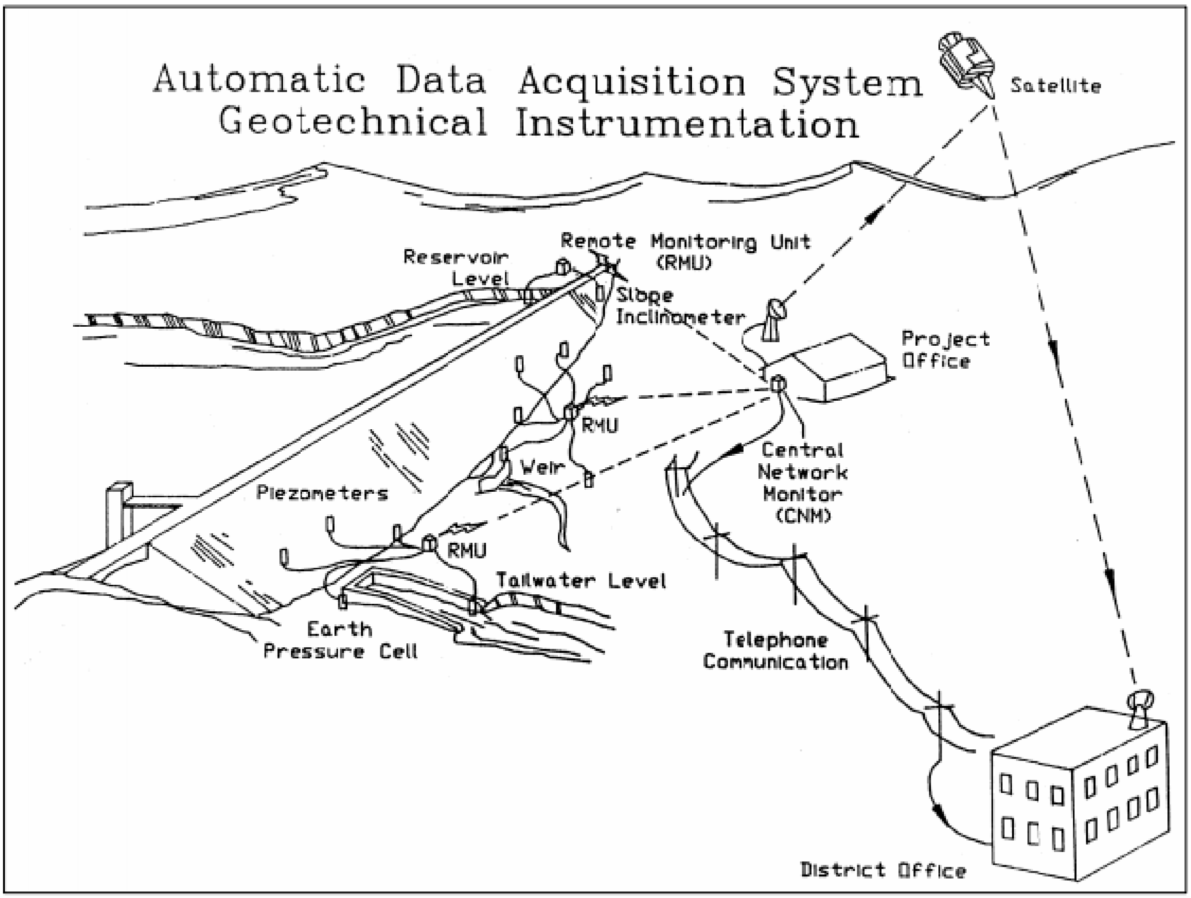


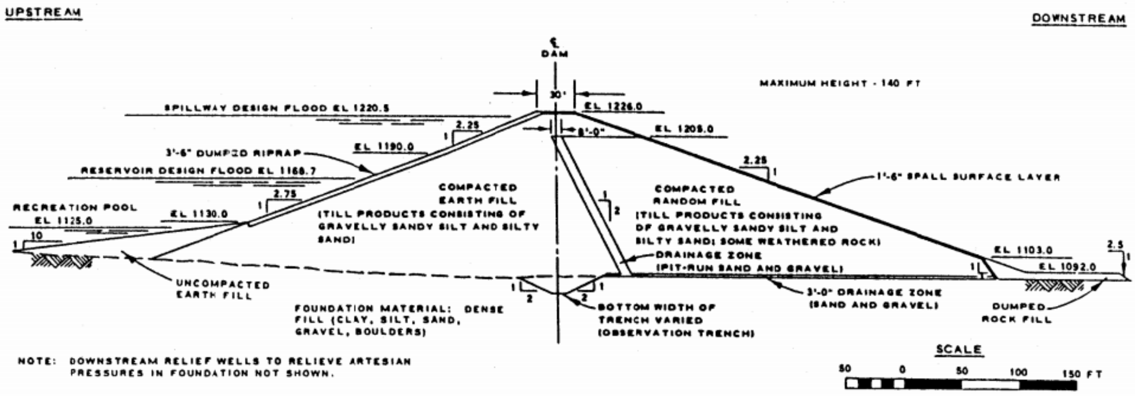
Extended
Embankment
Zones
Raised Cres:
Greater Than
15'
Original Crest
Temporary Reduction
in crest elevation
Drain
New Downstream
Earth or Rockfill
Section
Existing
Upstream Earth
or Rockfill
Existing
Core
Existing
Downstream
Earth or Rockfill


Raised Crest
Extended Embankment Zones
7' to 12' typical
Rockfill
Original Crest
Steeper Slope On Raising Section
Rockfill
Temporary Crest Elevation Reduction
Slope Protection
Earth or Rockfill
Impervious Core
Random Earth or Rockfill
Chimney Drain or Transition Zone

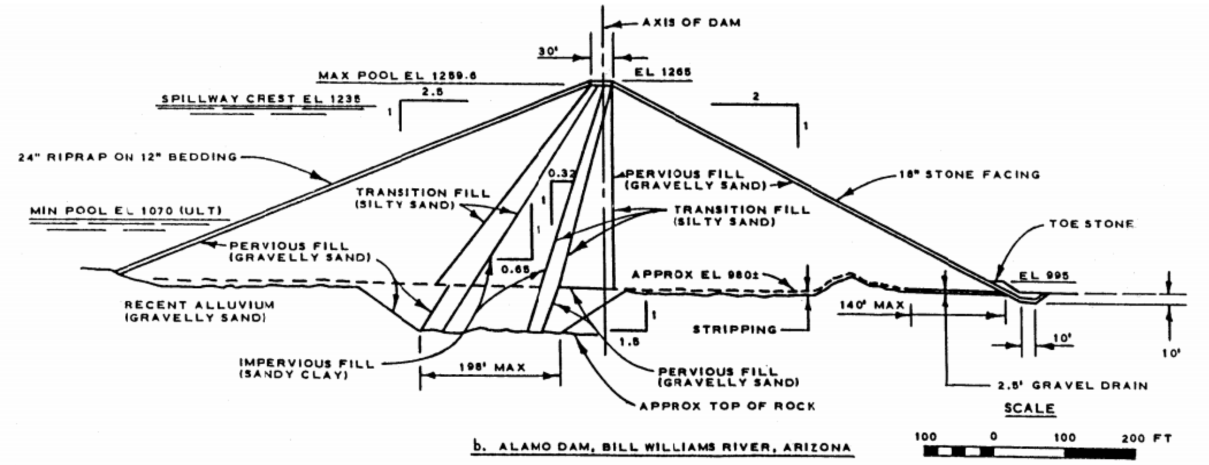

Reinforced Backfill
Roadway Surface
Wall Panels or Modular Block
Reinforcing Elements
10 to 15'
Filter / Transition Zone
Drain
Drain Extension
Slope Protection
Temporary Reduction in Crest Elevation
Upstream Earth or Rock-fill Zone
Impervious Core
Downstream Earth or Rock-fill Zone
Chimney Drain


Min 10' to 15'
Raised Crest
Roller Compacted Concrete or Soil Cement
10' to 15'
Core
Rockfill
Original Crest
Transition
Temporary Reduction in crest elevation
Rockfill
Transition
Core
Transition and/or Drain
Earth or Rockfill

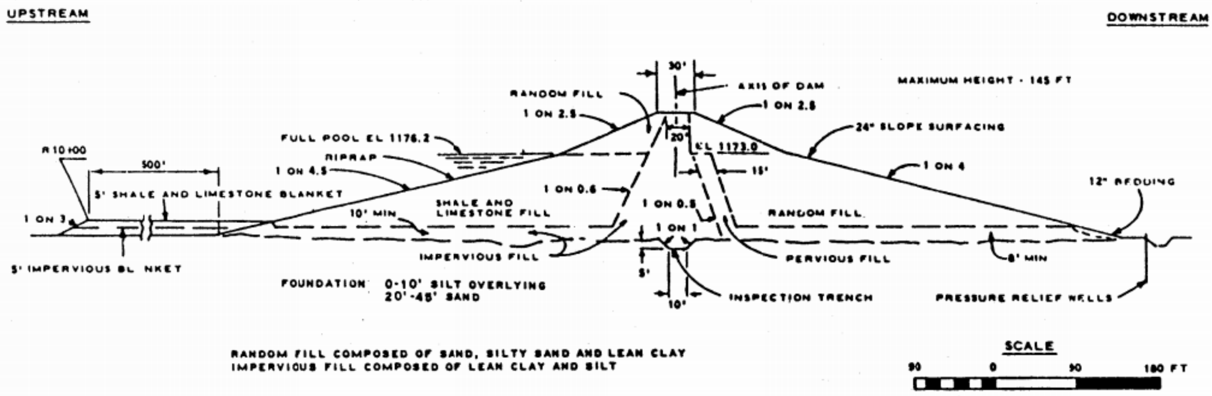




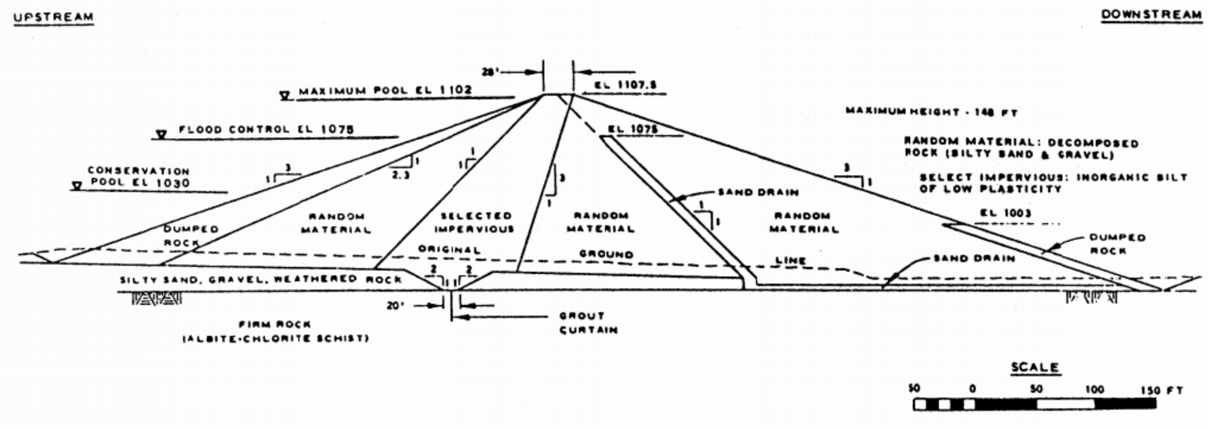
a. PROMPTON DAM, LACKAWAXEN RIVER, PA.



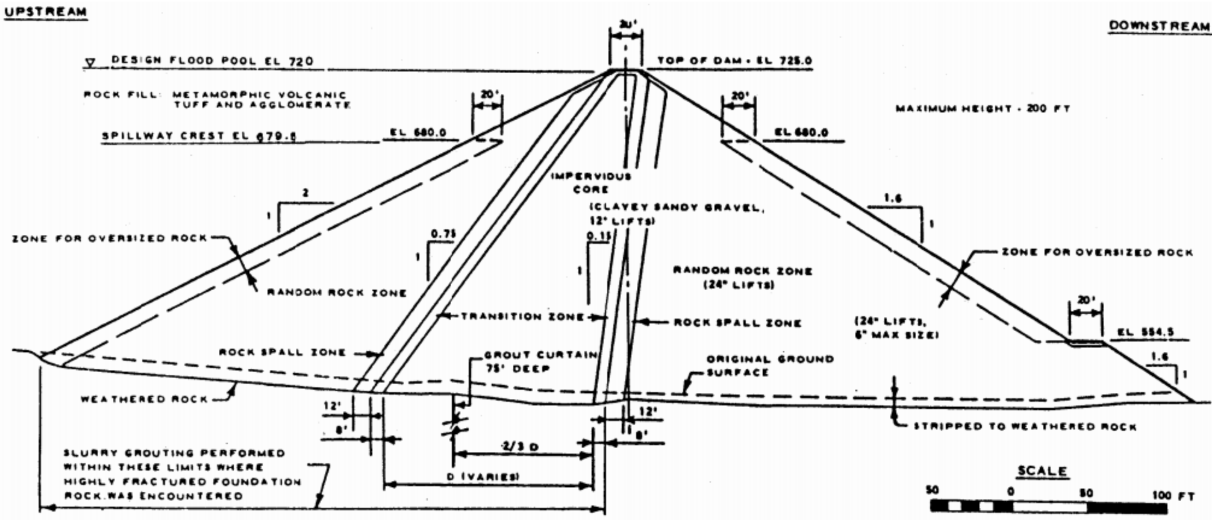
b. ALAMO DAM, BILL WILLIAMS RIVER, ARIZONA



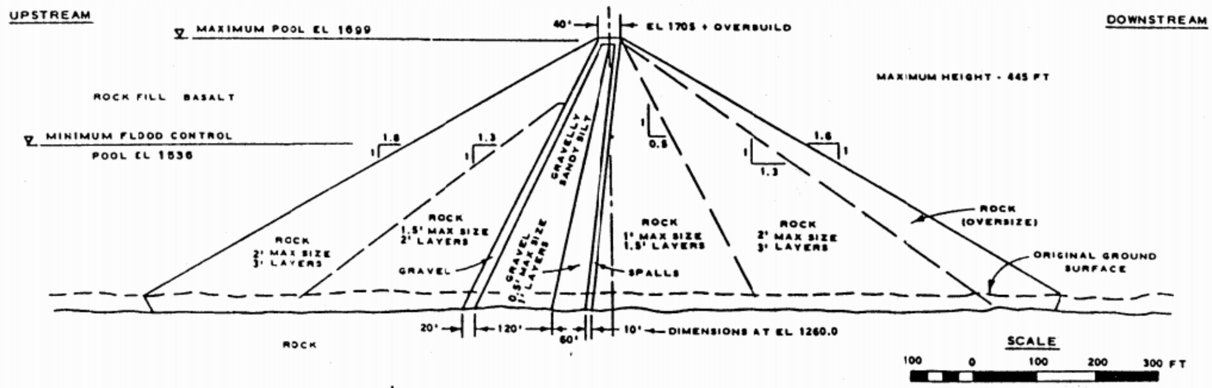
c. MILFORD DAM, REPUBLICAN RIVER, KANS.



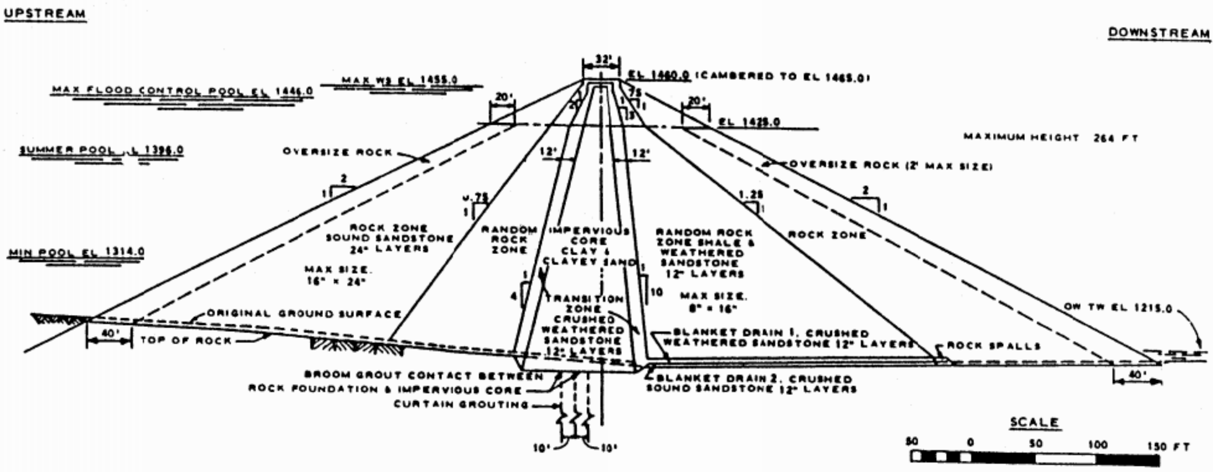
b. W. KERR SCOTT DAM, YADKIN RIVER, N. C.



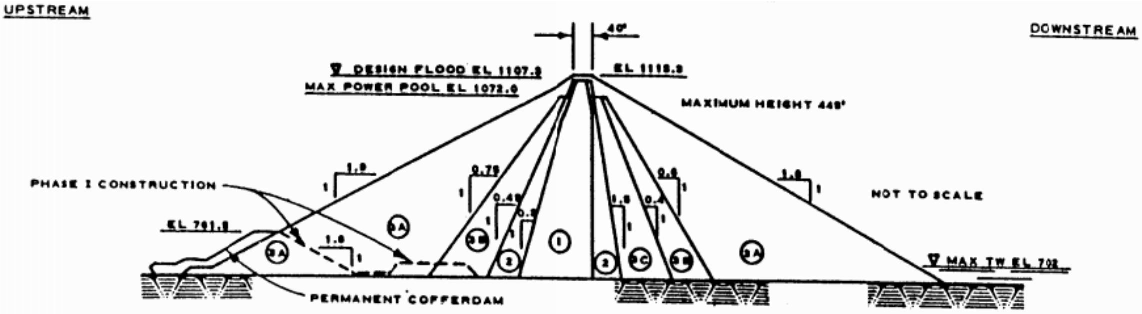
a. NEW HOGAN DAM, CALAVARAS RIVER, CALIF.



b. COUGAR DAM, SOUTH FORK MCKENZIE RIVER, OREG.



c. JOHN W. FLANNAGAN DAM, POUND RIVER, VA.



ZONE (1) IMPERVIOUS CORE - HIGHLY WEATHERED AND DISINTEGRATED ROCK, 8" (20.3 CM) COMPACTED LIFT, SHEEPSFOOT ROLLER, 6 PASSES

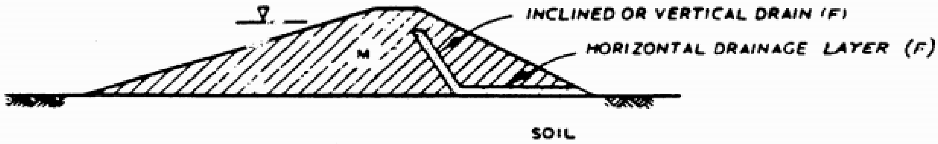
ZONE (2) TRANSITION MATERIAL - WEATHERED ROCK, 12" (30.5 CM) COMPACTED LIFT, RUBBER-TIRED ROLLER, 4 PASSES

ZONE (3A) BEST QUALITY ROCK - SOUND QUARTZITE WITH UP TO 30% ARGILLITE AND/OR PHYLLITE, 36" (91.4 CM) UNCOMPACTED LIFT, 15-TON VIBRATORY ROLLER, 2 PASSES

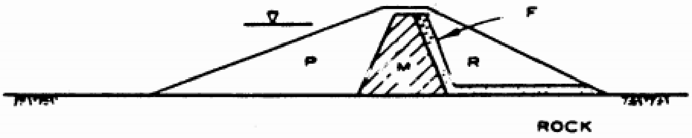
ZONE (3B) INTERMEDIATE QUALITY ROCK - SLIGHTLY WEATHERED ROCK WITH UP TO 40% ARGILLITE AND/OR PHYLLITE, 24" (61 CM) UNCOMPACTED LIFT, 15-TON VIBRATORY ROLLER, 2 PASSES

ZONE (3C) RANDOM ROCK - 24" (61 CM) UNCOMPACTED LIFT, 15-TON VIBRATORY ROLLER, 2 PASSES

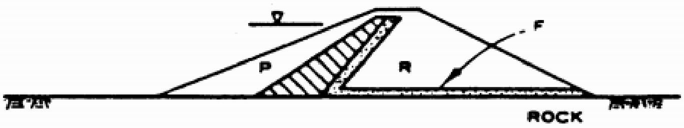
b. CARTERS DAM, COOSAWATTEE RIVER, GA.



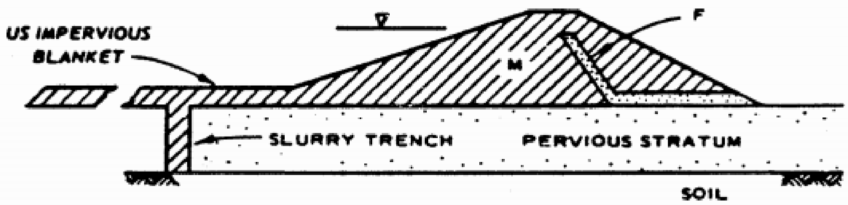
a. Homogeneous dam with internal drainage on impervious foundation



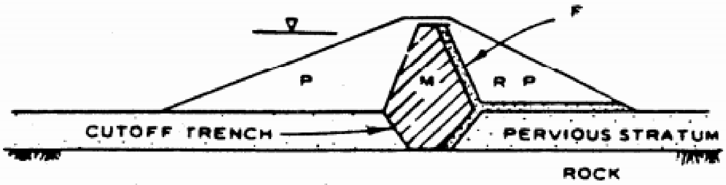
b. Central core dam on impervious foundation



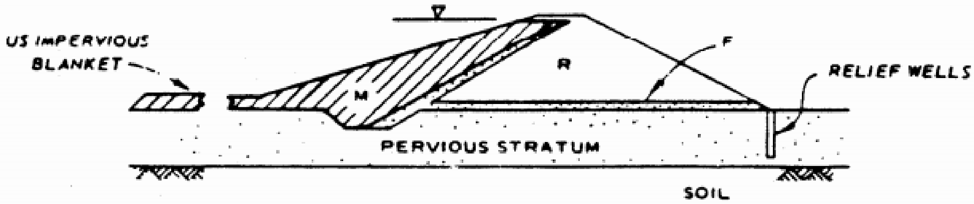
c. Inclined core dam on impervious foundation



d. Homogeneous dam with internal drainage on pervious foundation

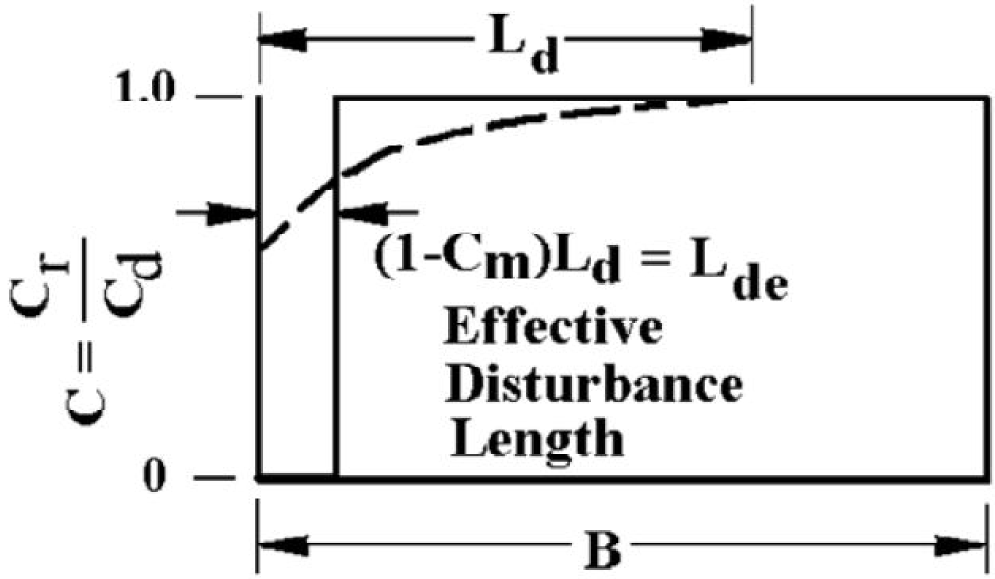


e. Central core dam on pervious foundation

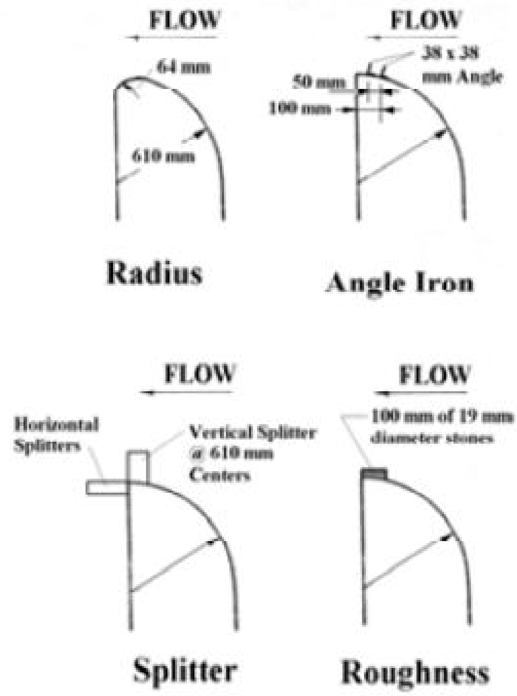


f. Dam with upstream impervious zone on pervious foundation

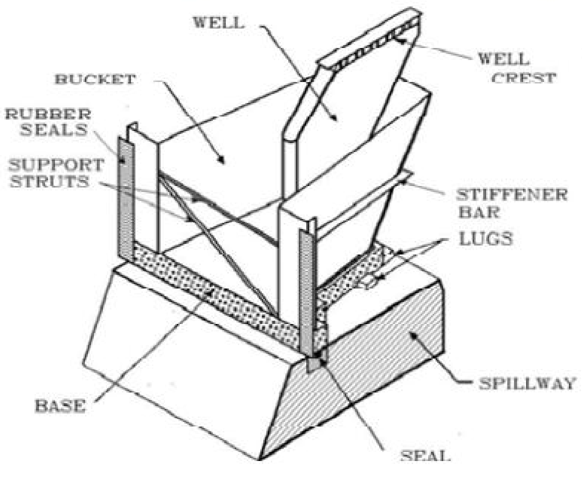
Effective Disturbance Length



Nappe Oscillation



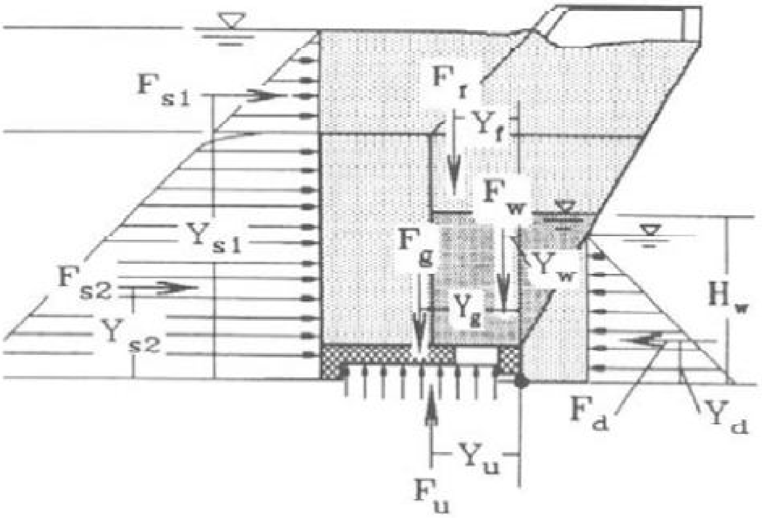
Fusegate Geometry



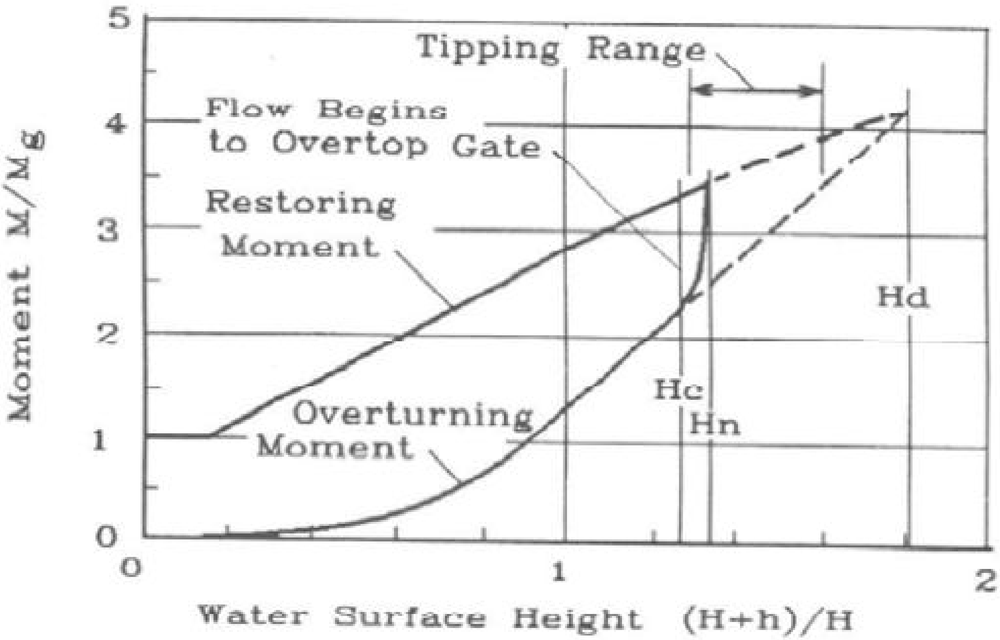
TYPES

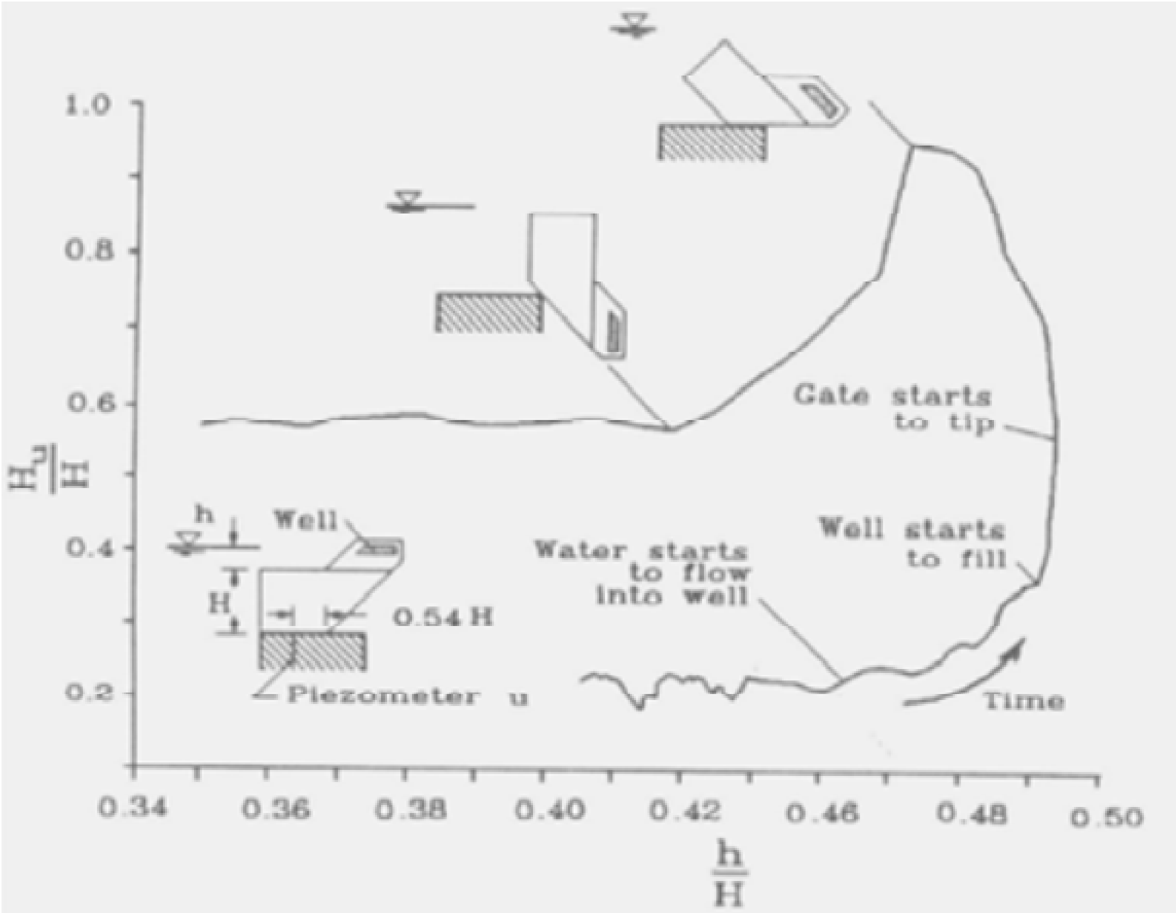
- Slide Gates
- Wheel Gates
- Radial Gates
- Drum Gates
- Crest Gate
- Rubber Dams
- Fusegates
- Flashboards

Forces on Fusegate

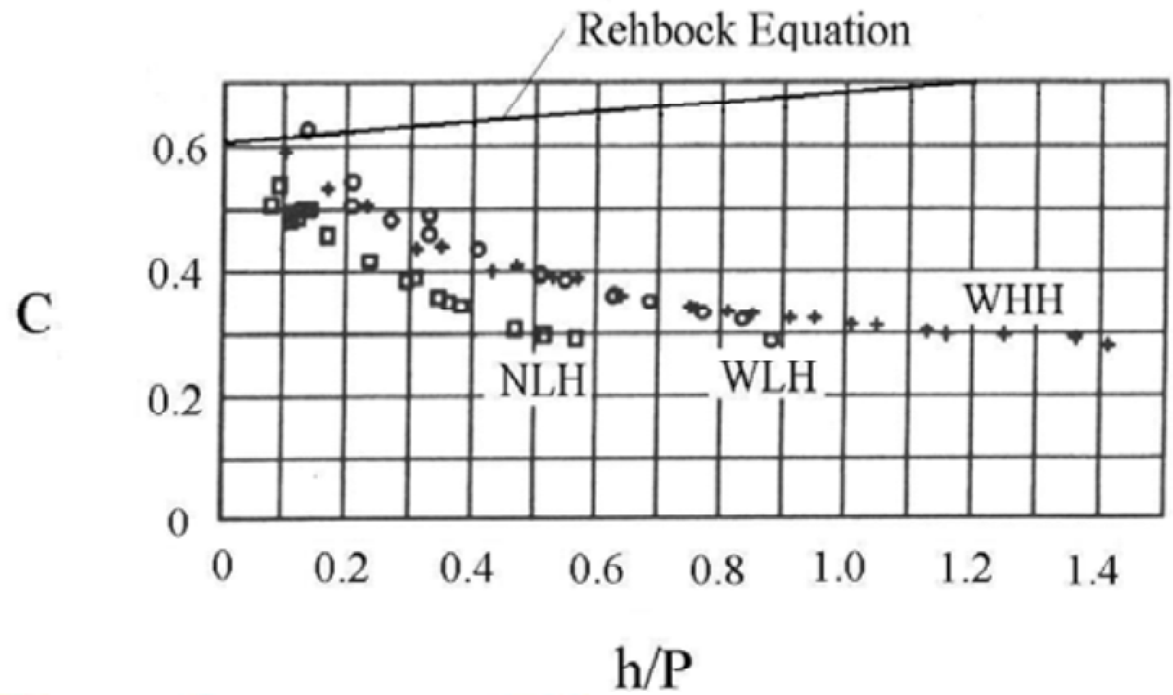


Moments on Fusegates

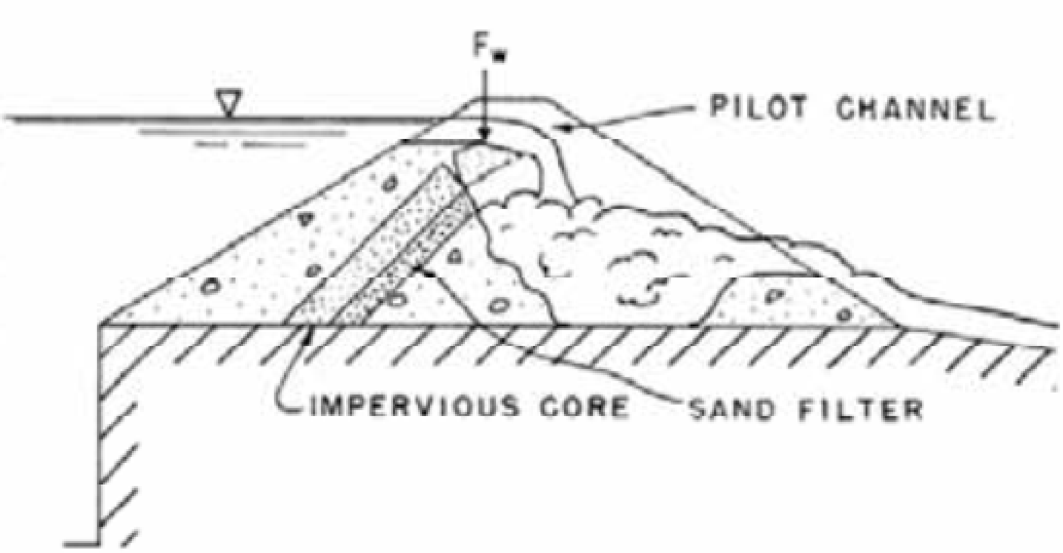


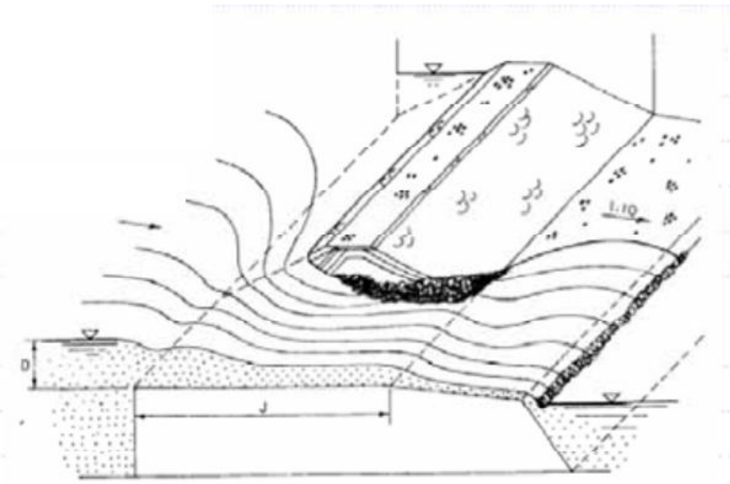


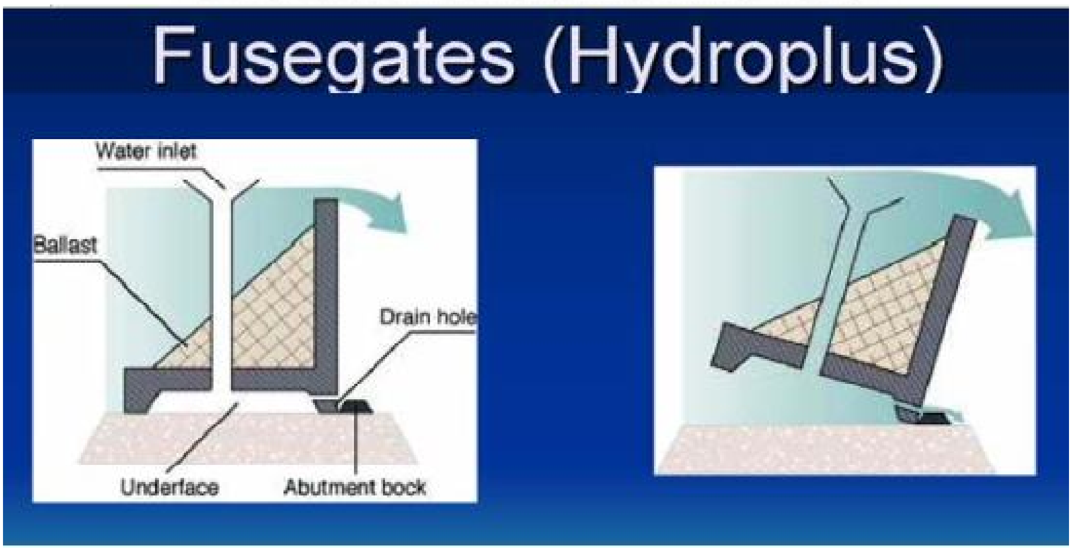
Fusegate Chamber Pressures

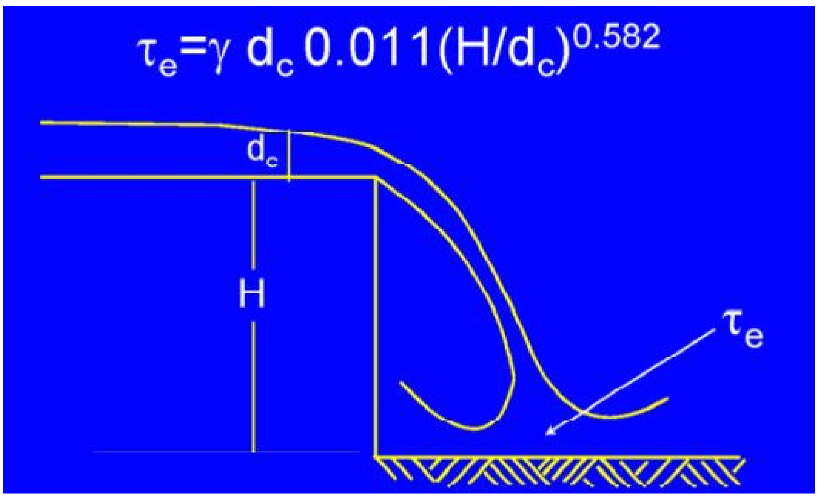


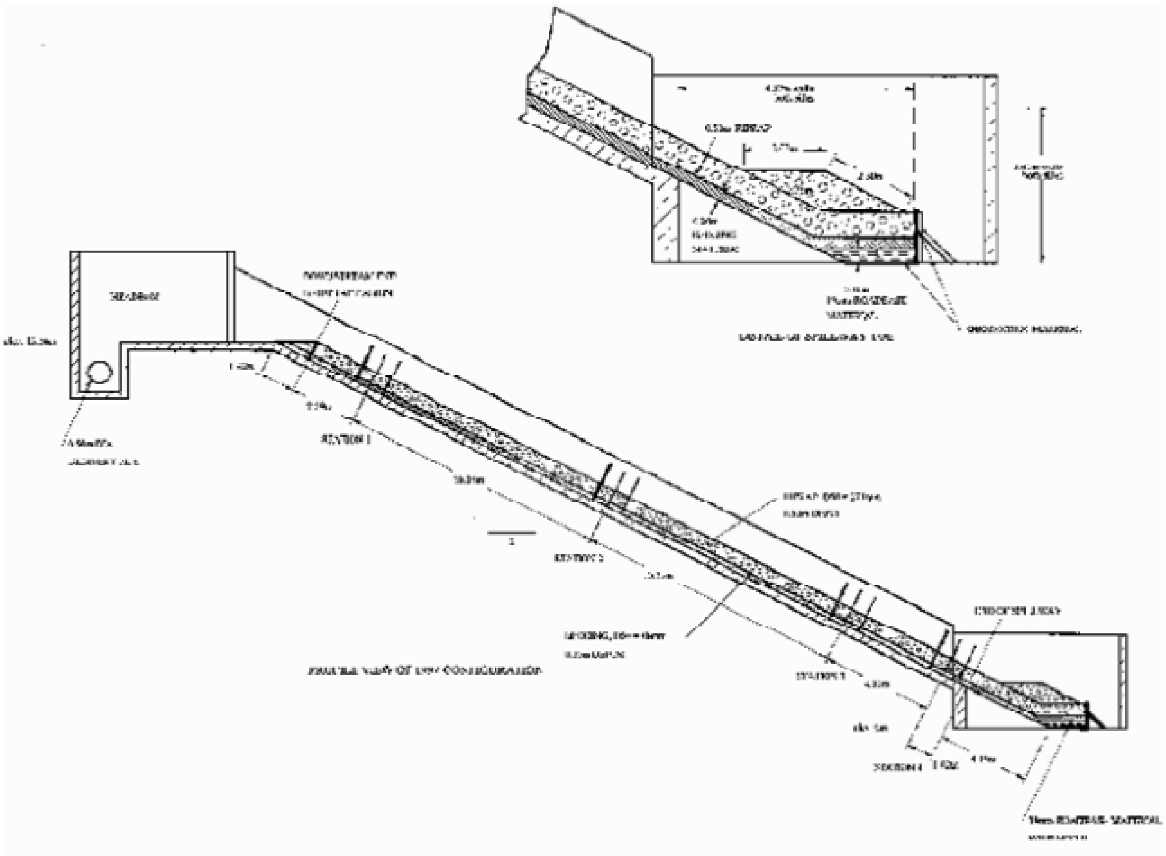
Discharge Characteristics




D
J
1:10


Fusegates (Hydroplus)
Water inlet
Ballast
Drain hole
Underface
Abutment bock

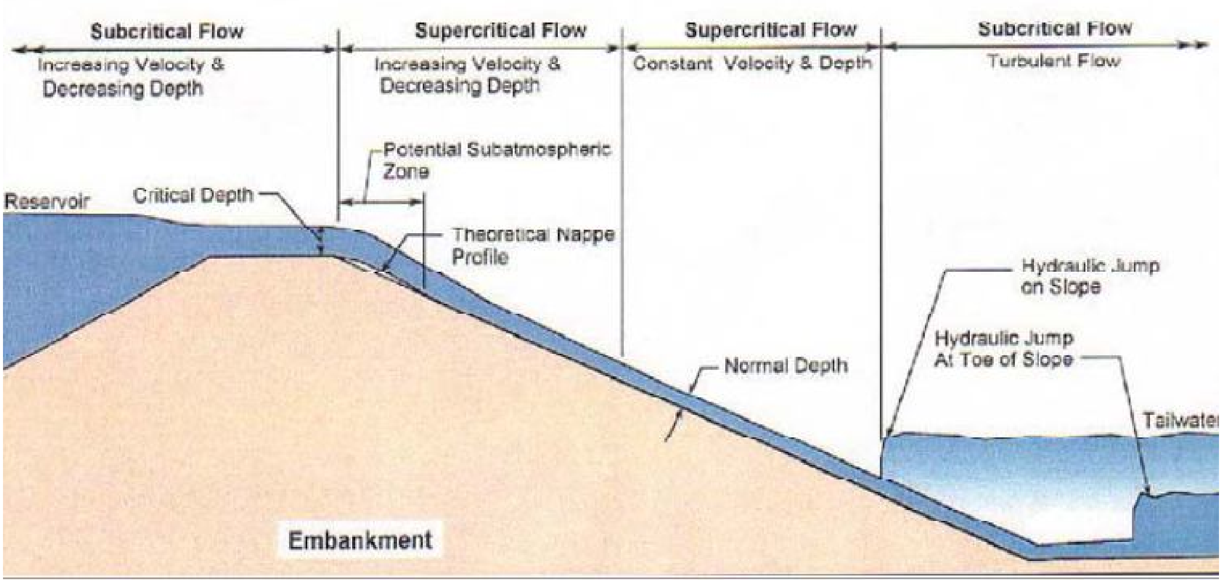

$\tau_e = \gamma\, d_c\, 0.011 (H/d_c)^{0.582}$
d_c
H
τ_e

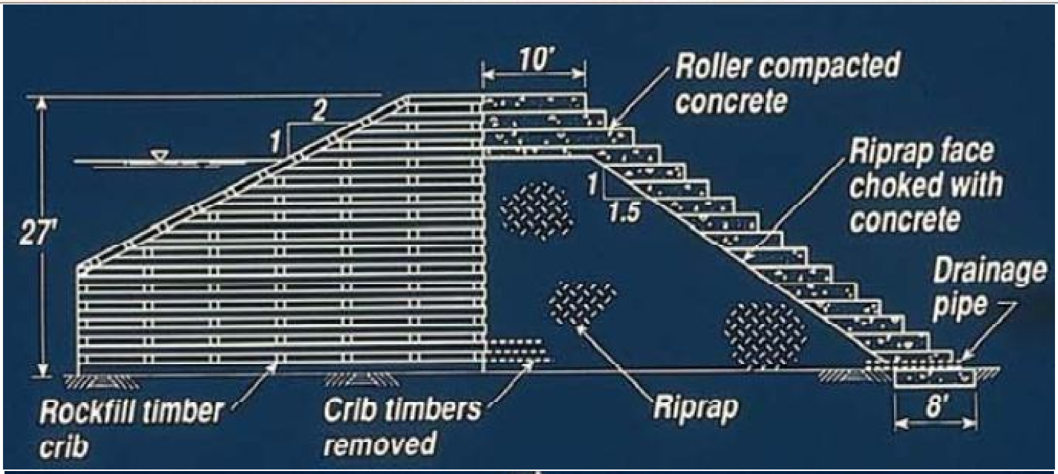


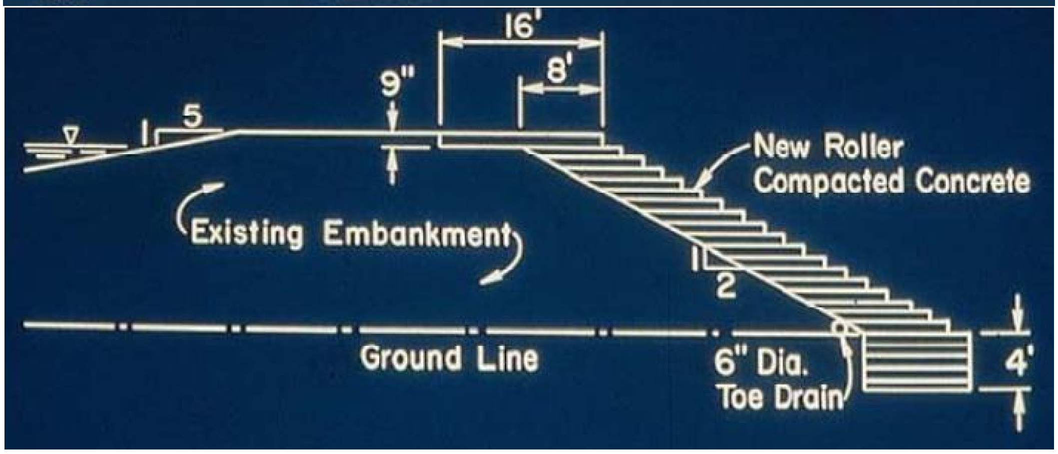
Overtopping Technologies

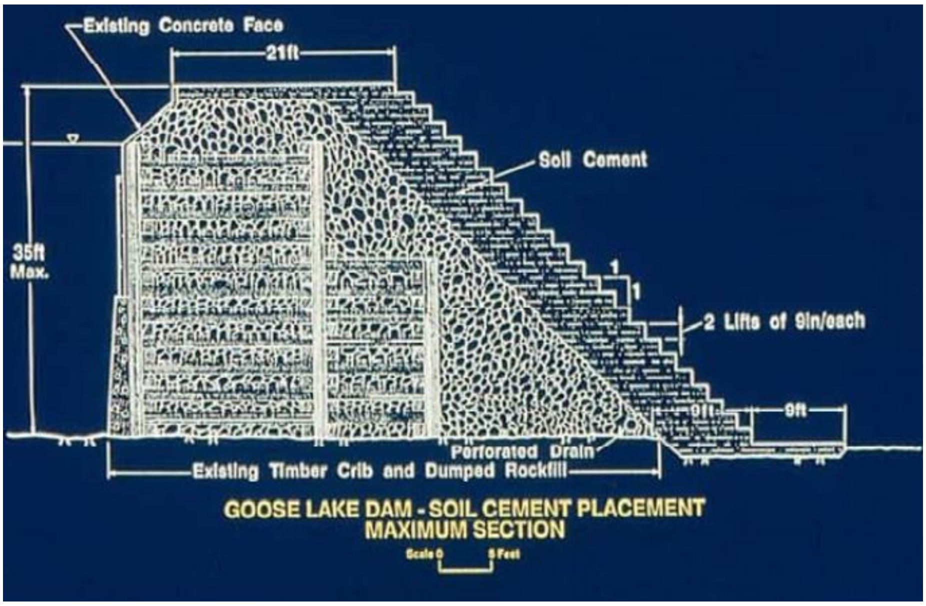
- Earthen embankments
- Grass covered earthen embankments
- Geotextiles & Membranes
- Gabion/Reno mattresses
- Riprap
- Concrete blocks
  - Cable-tied, interlocking, overlapping
- Soil cement
- Reinforced concrete slab
- RCC
  - Smooth
  - Rough lifts
  - Formed steps
- Stepped spillways over embankment or concrete dams
  - Formed RCC or reinforced concrete

Hydraulics of Overtopping

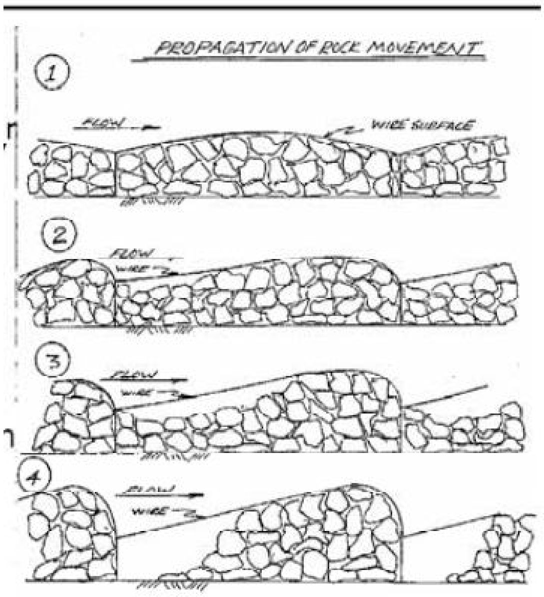


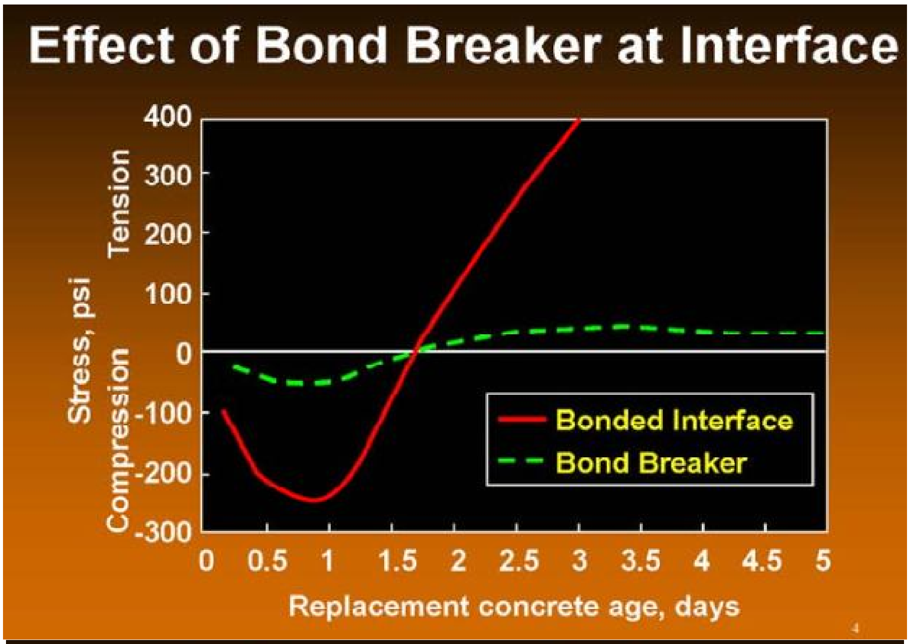




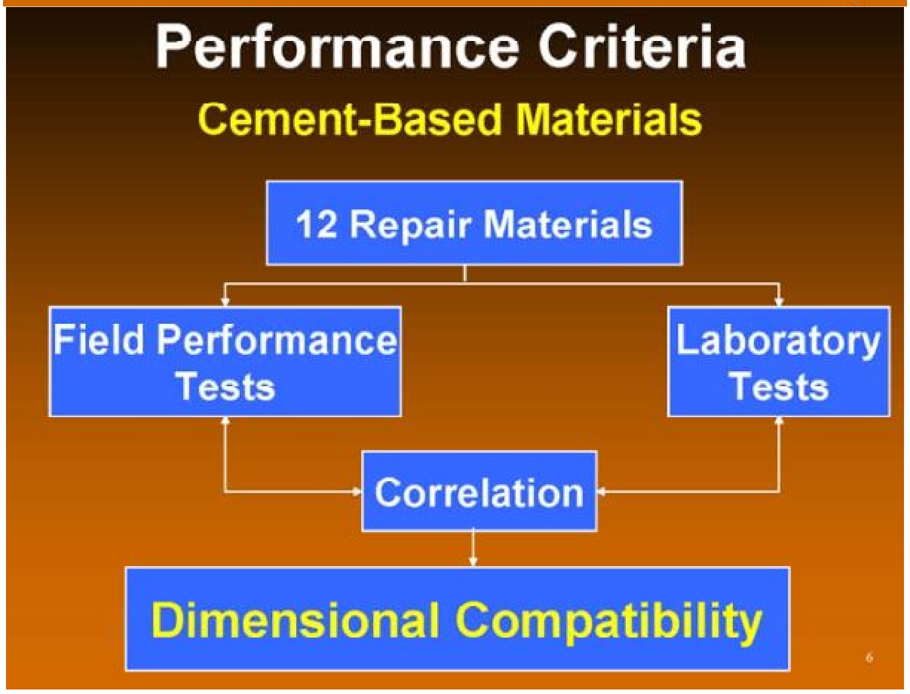


Rock or Reno Mattresses

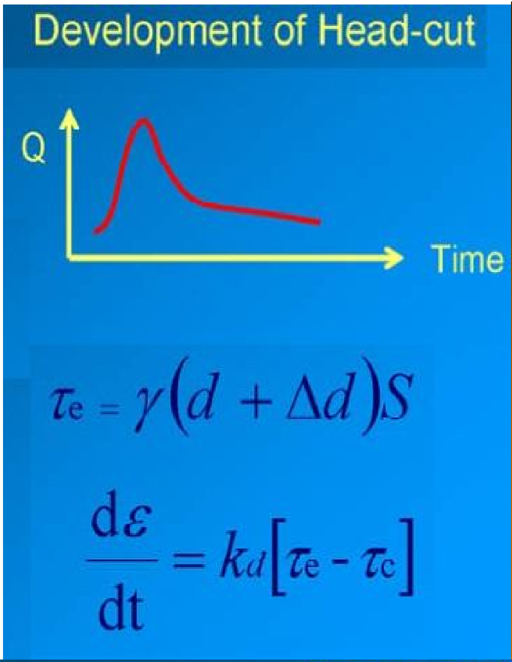


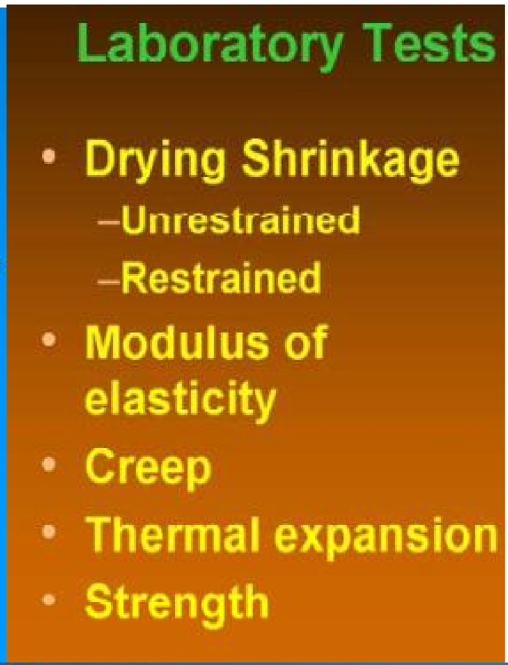


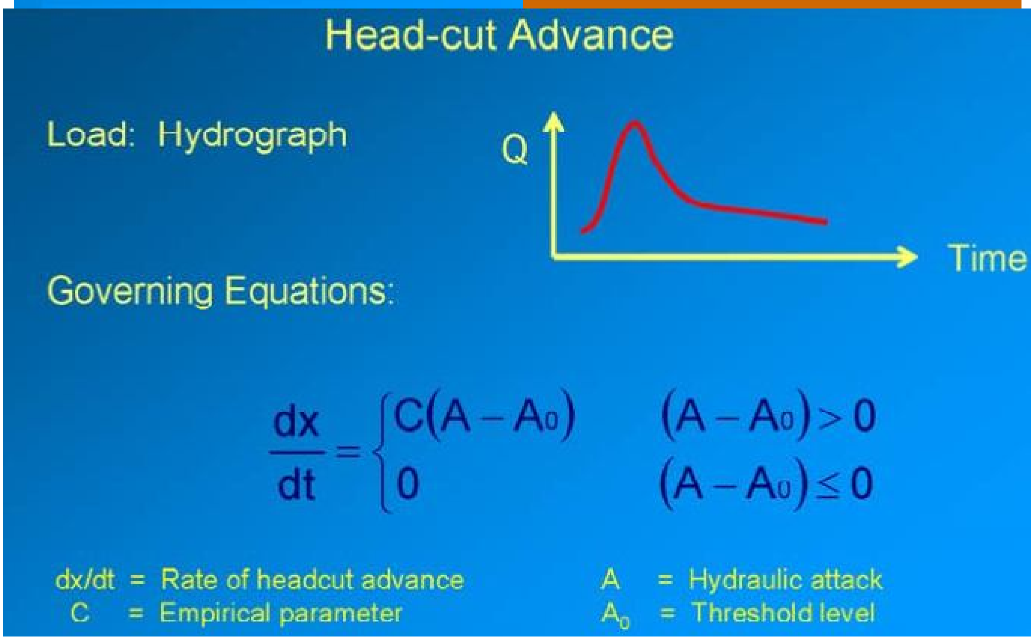
Effect of Bond Breaker at Interface
Stress, psi
Tension
Compression
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
4.5
5
Replacement concrete age, days
Bonded Interface
Bond Breaker

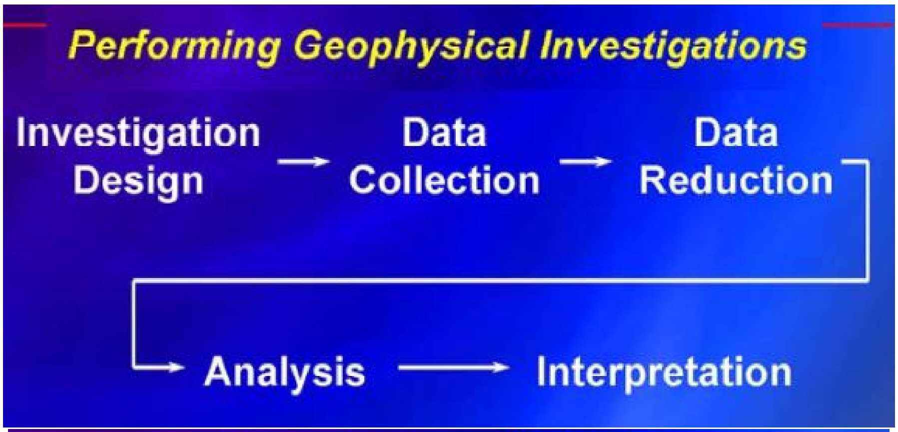


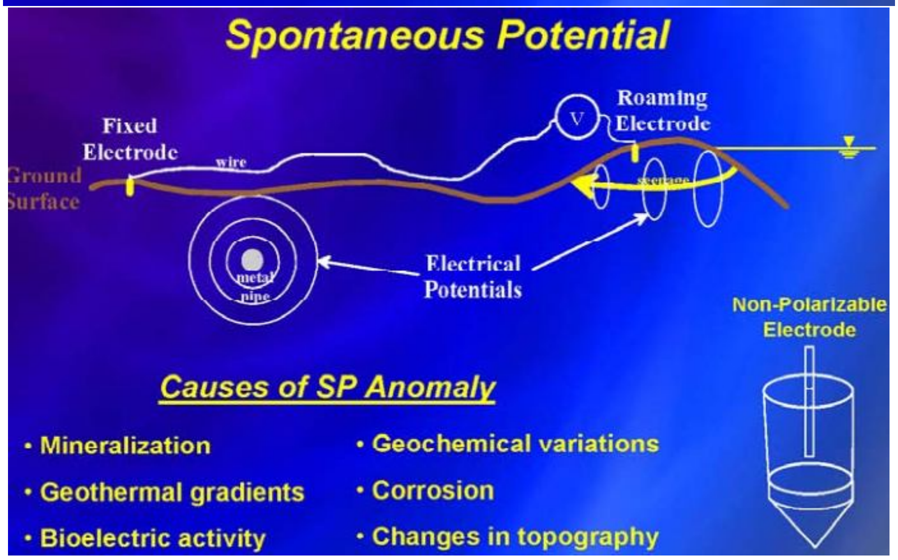
Performance Criteria
Cement-Based Materials
12 Repair Materials
Field Performance Tests
Laboratory Tests
Correlation
Dimensional Compatibility


Development of Head-cut
Q
Time
$\tau_e = \gamma(d + \Delta d)S$
$\frac{d\varepsilon}{dt} = k_d[\tau_e - \tau_c]$

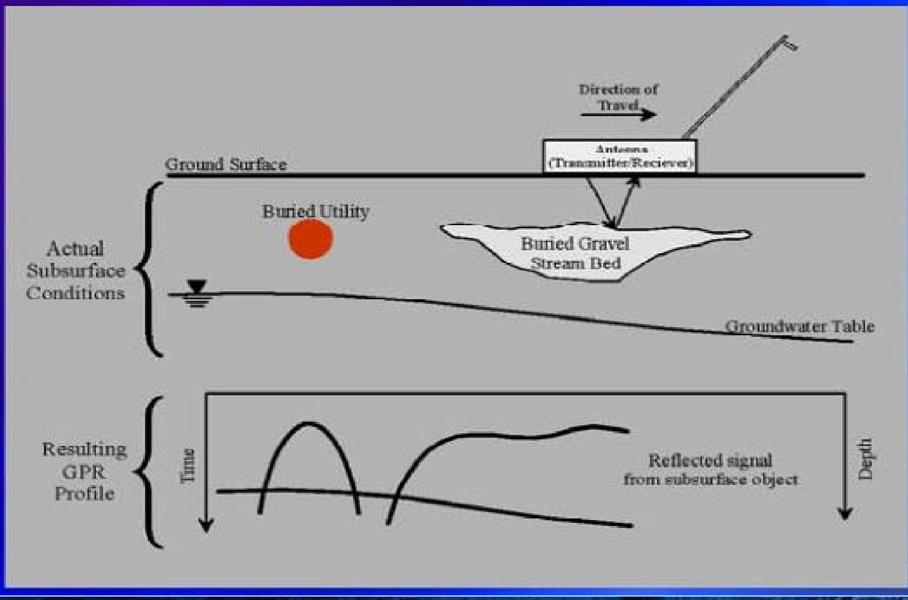

Laboratory Tests
• Drying Shrinkage
–Unrestrained
–Restrained
• Modulus of elasticity
• Creep
• Thermal expansion
• Strength


Head-cut Advance
Load: Hydrograph
Q
Time
Governing Equations:
$\frac{dx}{dt} = \begin{cases} C(A - A_0) & (A - A_0) > 0 \\ 0 & (A - A_0) \le 0 \end{cases}$
dx/dt = Rate of headcut advance
C = Empirical parameter
A = Hydraulic attack
A_0 = Threshold level


Performing Geophysical Investigations
Investigation Design
Data Collection
Data Reduction
Analysis
Interpretation


Spontaneous Potential
Fixed Electrode
wire
Roaming Electrode
V
Ground Surface
seepage
metal pipe
Electrical Potentials
Non-Polarizable Electrode
Causes of SP Anomaly
• Mineralization
• Geothermal gradients
• Bioelectric activity
• Geochemical variations
• Corrosion
• Changes in topography

Ground Penetrating Radar (GPR)

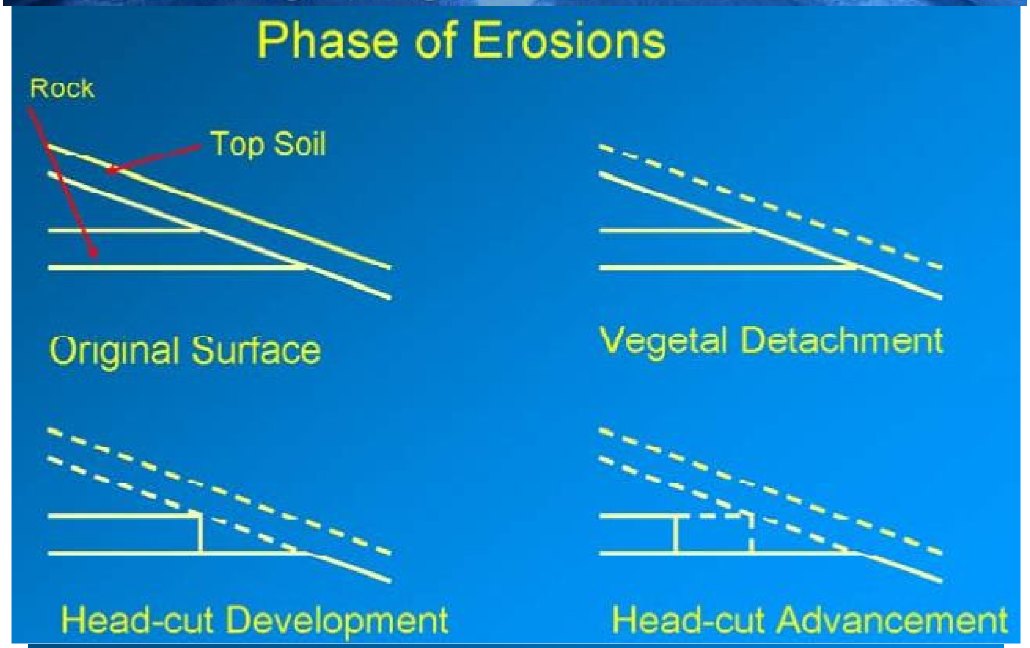


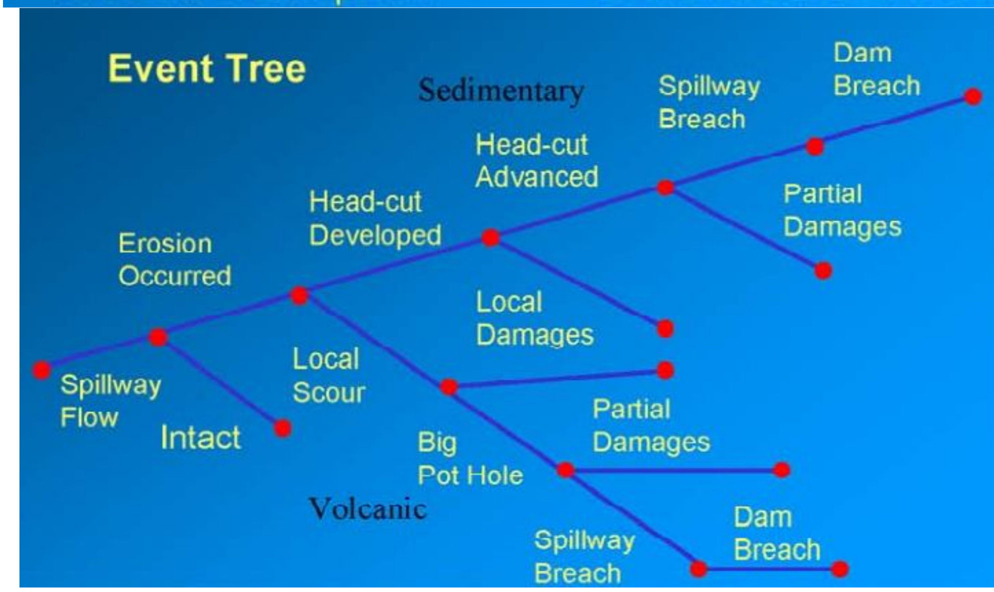
Monitoring

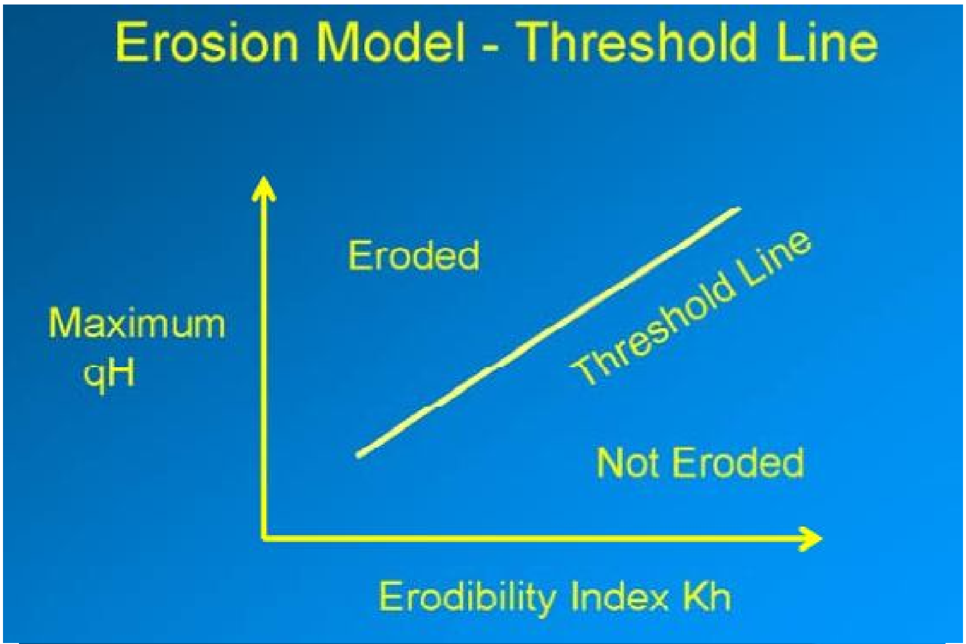
- Monitoring is needed
  - to estimate performance
  - to set a maintenance/rehabilitation plan
- Measurements of
  - movement, cracking, deterioration, aging issues
- Documentation of
  - surveys, photos, checklists and notes

Data Usage

- Review of monitoring data
  - by personnel experienced and qualified
- When first gathered to understand current condition
  - as comparison to historic records for evaluating changes







Erodibility Index (K_h)

$$K_h = M_s * K_b * K_d * J_s$$

M_s = Material Strength Number
K_b = Block Size Number
K_d = Joint Shear Strength Number
J_s = Joint Orientation Number

Maximum Hydraulic Attack

E = ☎ * q * H

E = Maximum Hydraulic Attack

☎ = Unit weight of water

q = Unit discharge

H = Energy line drop

Logistic Regression

- Odds ratio $\frac{p}{1-p}$
- Logit transformation

$$Ln\left[\frac{p}{1-p}\right] = b_0 + b_1 x$$

$$p = \frac{1}{1+\exp\left[-\left(b_0 + b_1 x\right)\right]}$$

p = probability of occurrence

b_0, b_1 = regression parameters

x = independent variable

Multiple Logistic Regression

$$p = \frac{1}{1+\exp\left[-\left(b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + .. + b_n x_n\right)\right]}$$

p = probability of occurrence

b_0, b_1, b_2, .., b_n = regression parameters

x_1, x_2, .., x_n, = independent variables

Multiple Logistic Regression for Spillway Erosion

$$p = \frac{1}{1 + \exp\left[-\left(b_0 + b_1 K_h + b_2 qH\right)\right]}$$

K_h = Erosion Index, Material Resistance
qH = Maximum qH, Hydraulic Attack

Result of Multiple Logistic Regression

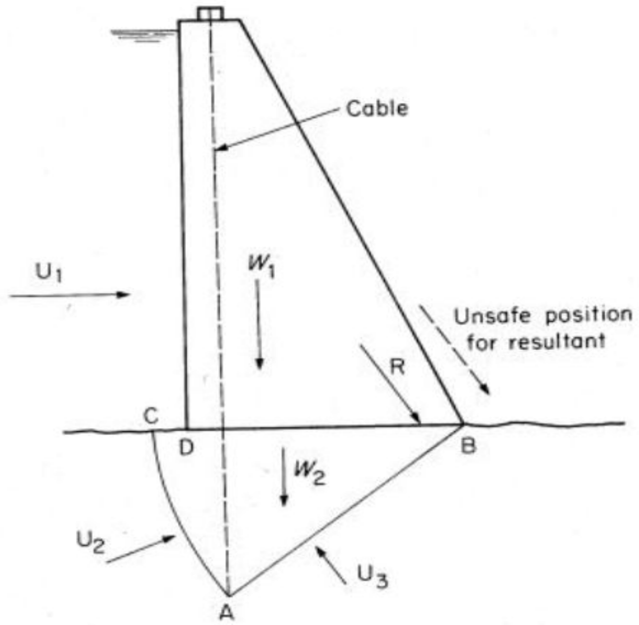
$$p_e = \frac{1}{1 + \exp\left[-\left(1.171 - 3.9 K_h + 3.364\, qH\right)\right]}$$

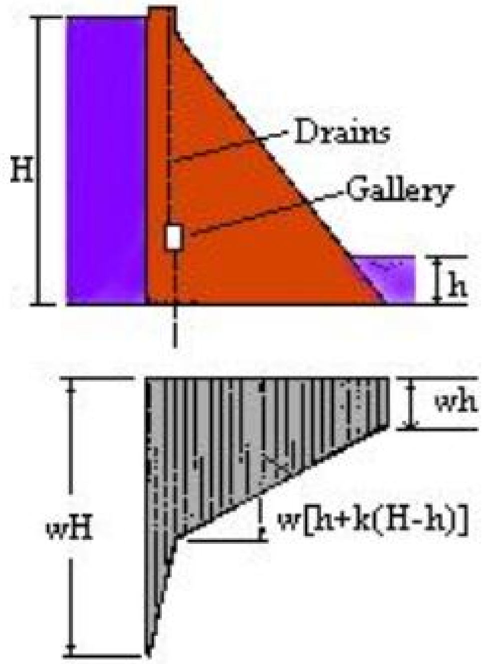
p_e = probability of erosion
K_h = Erosion Index, Material Resistance
qH = Maximum qH, Hydraulic Attack

CONCRETE DAMS

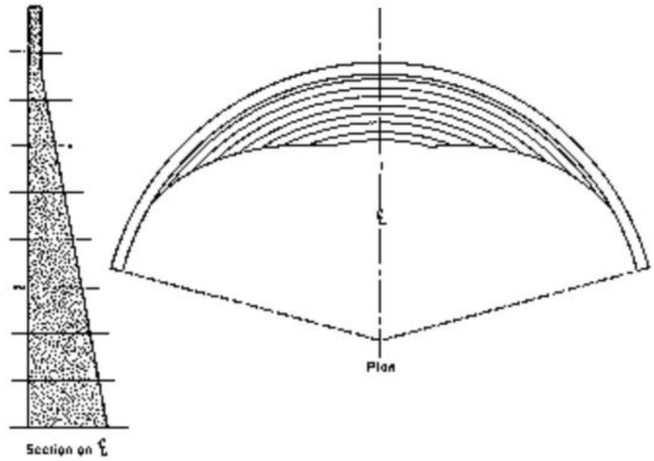
GRAVITY DAMS	ARCH DAMS	BUTTRESS DAMS
1. Introduction 2. Design Concepts and Criteria 3. Uplift 4. Stresses 5. Contraction Joints 6. Galleries 7. Appurtenant Structures 8. Prestressed Gravity Dams	1. Introduction 2. Design concepts and criteria 3. Abutments - Stability 4. Shell geometry 5. Contraction joints 6. Prestressing	1. Introduction 2. Concrete Slab Deck 3. Massive Head Buttress 4. Multiple Arch Dam 5. Buttresses 6. Uplifting and Sliding 7. Spill-over Buttress Dams 8. Prestressing

Prestressed Gravity Dams

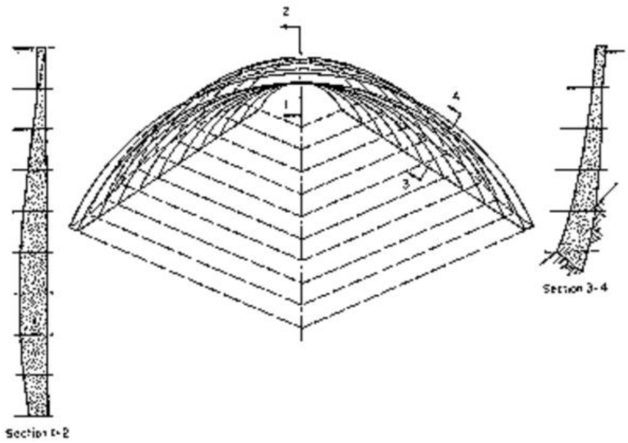




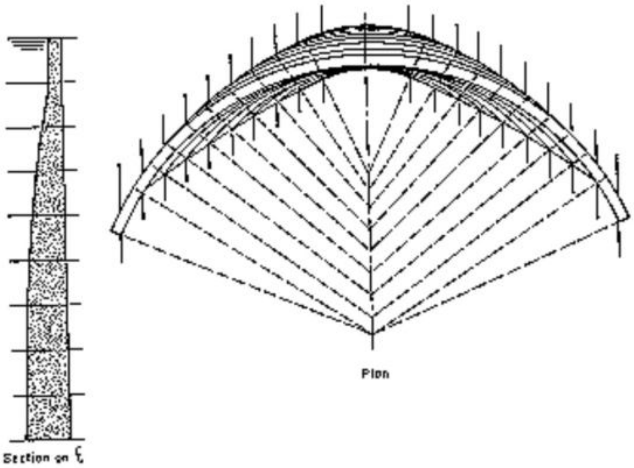
Constant-Radius Arch Dam



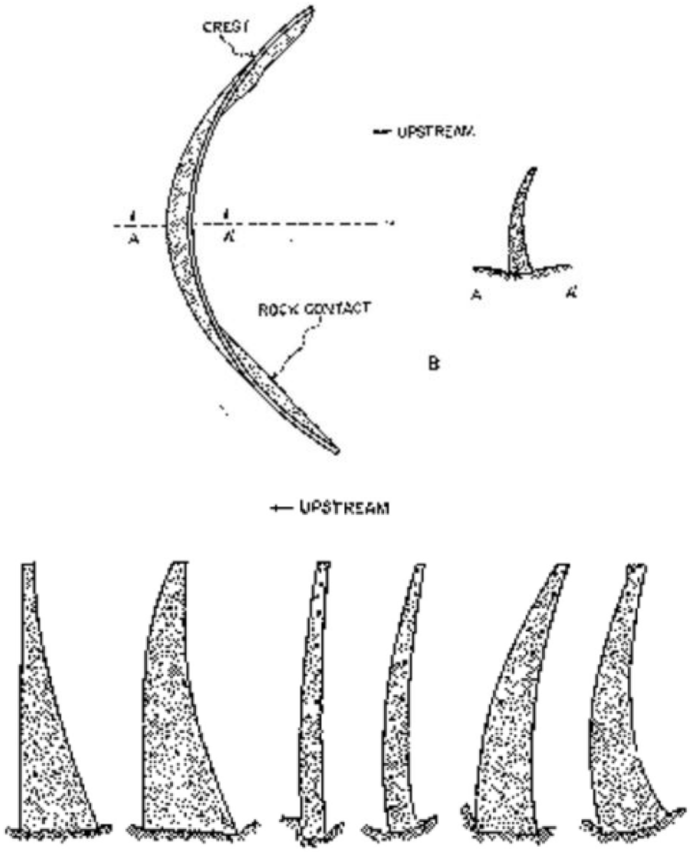
Constant-Angle Arch Dam

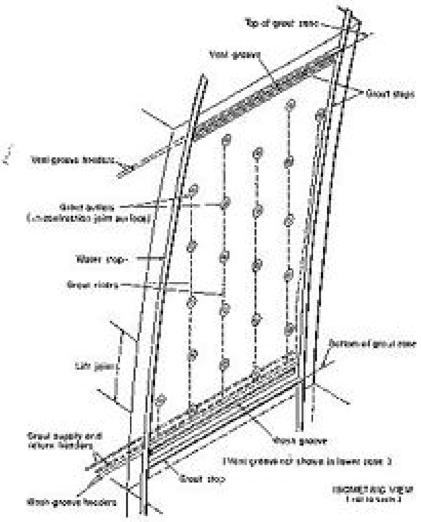


Variable-Radius Arch Dam

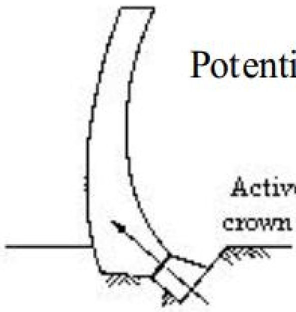


Double curvature - Cupola Dam

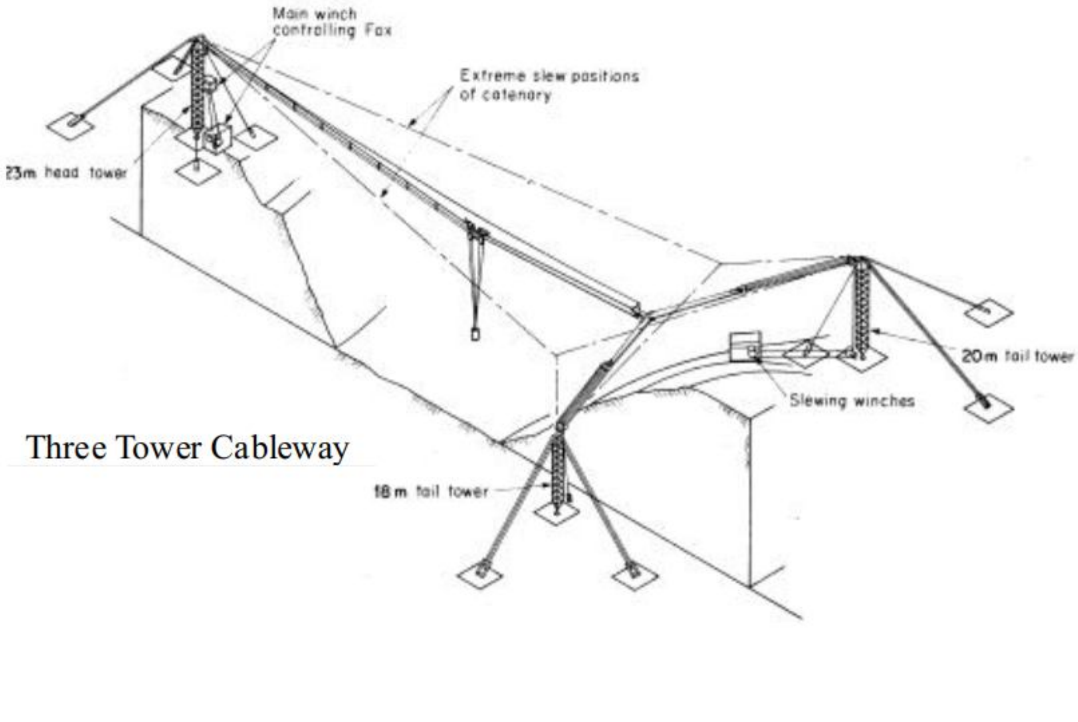




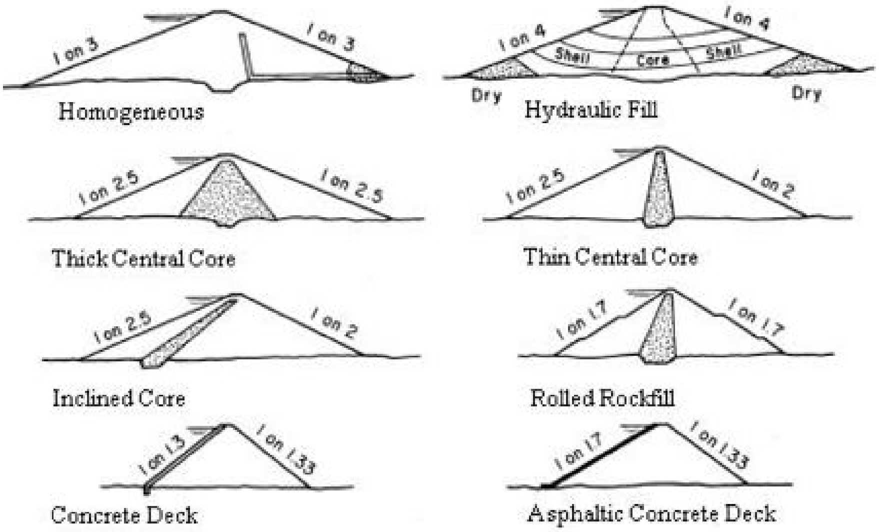
Contraction Joints



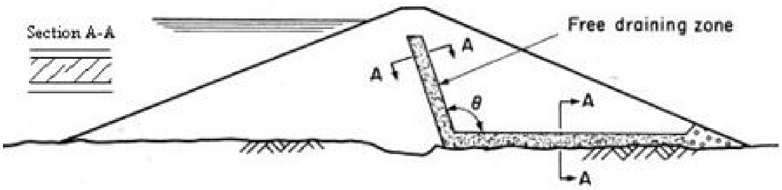
Potential application of prestressing to arch dams



Three Tower Cableway



Types of Earthfill Dam



Homogeneous Earthfill Dams

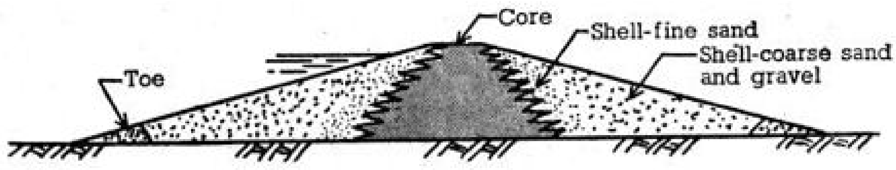
Earth Core Rockfill Dams

The rockfill dam consists of a number of components:

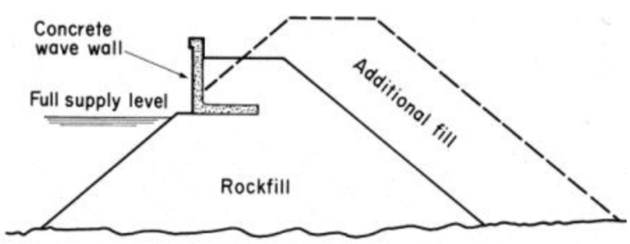
1. The main rockfill
2. The impervious zone
3. Auxiliary supporting members

The minimum thickness of core is dependent on a number of factors:

1. tolerable seepage loss;
2. minimum width which will allow proper construction;
3. the type of material chosen for the core and shoulders of the dam;
4. design of proposed filter layers;
5. past experience on similar projects.



Hydraulic Fill Earthfill Dams



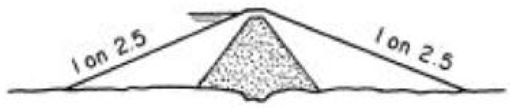
Crest Width

$W=3.6H^{1/3}-3(m)$

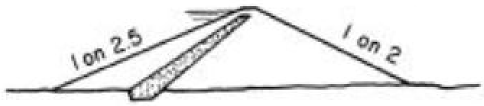
Height of dam (m)	Crest Width
30	8
50	10
70	11
100	13
200	18

Composite Earth and Rockfill

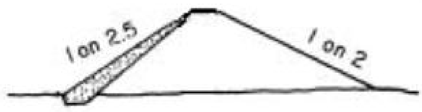
Central earth core



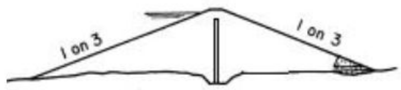
Sloping earth core



Upstream core

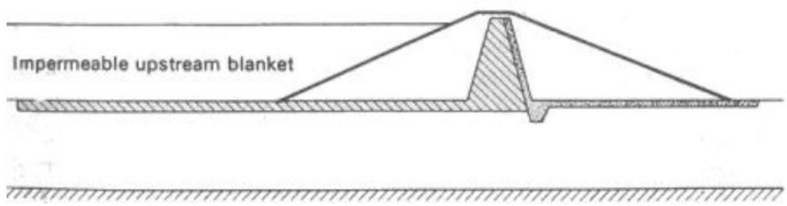


Central thin membrane



Rock with a thin membrane or diaphragm to hold water

Upstream thin membrane or deck



Rockfill Materials

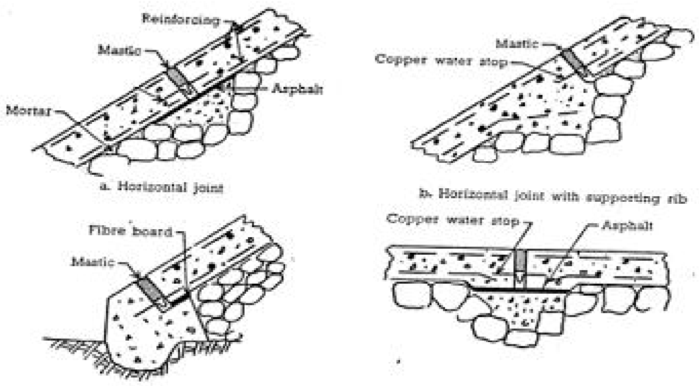
Likely to be satisfactory	Likely to be unsatisfactory
Granite, diorite	Shale
Gneiss	Slate
Basalt	Schist
Sandstone	Siltstone
Dense limestone	Porous limestone
Dolomite	Chalky limestone
Quartzite	
Massive Schist	

The principal factors considered in determining core dimensions and embankment zoning are

- The type and volume of core materials available;
- The relative economics of earthfill and rockfill;
- The plasticity of the available core material and its effect on the risk of core cracking;
- The extent and rate of reservoir draw-down;
- The nature of the foundation rock under the core.

Influence of Post Construction Settlement at Crest on Cracking

Crest Settlement (mm)	Kind of cracking
Less than 50	No cracking of dams
Equal or greater than 50	Transverse cracking of dams compacted dry may appear
Greater than 100	Reinforced concrete facing without perimetral joint may crack
Equal or greater than 130	Longitudinal cracking between core and shell may appear
Greater than 160	Longitudinal cracking of core compacted dry may appear
Greater than 180	Hydraulic fracturing may appear
Equal or greater than 220	Transverse cracking of core compacted wet may appear. Longitudinal cracking between core compacted wet and shell may appear.
Equal or greater than 350	Asphaltic concrete facing may crack (self healed for settlement of 350mm)
Greater than 400	Longintudinal cracking of core compacted wet may appear. Reinforced concrete facing with perimetral joint will crack
Greater than 1000	No uncracked dam in those studied
Greater than 1200	All dams exhibit transverse cracking
Equal or greater than 1400	Serious cracking of asphaltic concrete facing
Equal or greater tahn 3800	Cracking needing substitution of reinforced concrete facing



Timber Face Steel Face Cement Concrete Face

Decked Rockfill Dams

Filter and Transition Zones

To prevent migration of fines from the core:

$$D_{15}/D_{85} < 4\text{-}5$$
(filter)/(zone being filtered)

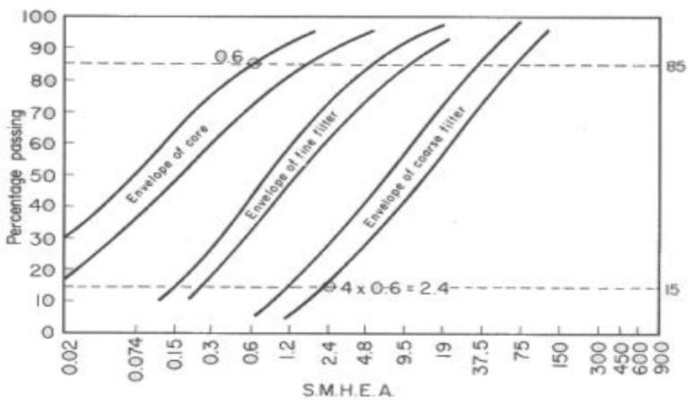
$$D_{50}/D_{50} < 25$$
(filter)/(zone being filtered)

For sufficient permeability:

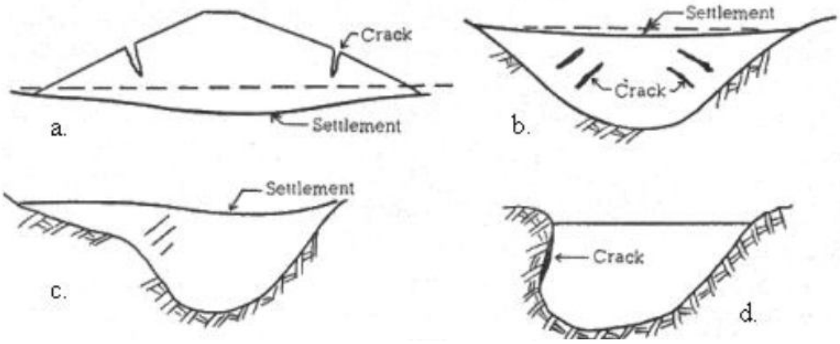
$$D_{15}/D_{15} > 4\text{-}5$$
(filter)/(zone being filtered)

To prevent segregation of the filter:

$$D_{60}/D_{10} < 20$$
(filter)/(filter)

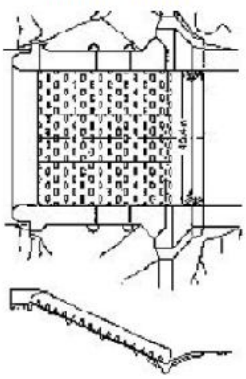


Single filter between core and rockfill

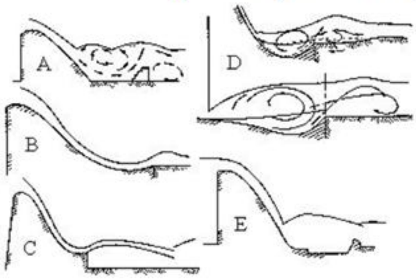


a. Settlement in section
b. Settlement - elevation
c. Irregular abutment
d. Overhanging abutment

Stilling Basins



Spillways - Energy Dissipation



A. Roller Basin
B. Deflector Bucket
C. Flip Bucket
D. Non-radial spillway and sluice buckets
E. Schoklitsch dissipator

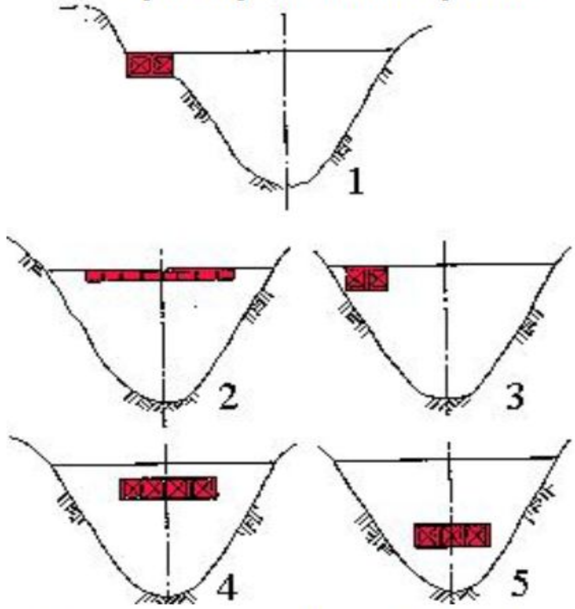
Free Overfall

Flip Bucket Spillways

Auxiliary Spillway **Fuse-Plug Spillway**

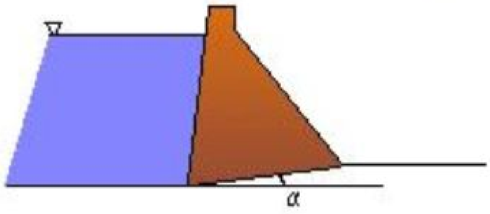
The discharge over a spillway crest is given by the formula: $Q=C.L.H^{3/2}$

Spillway Location Options



Passage over or through the dam

Factor of Safety - Gravity Dams



$$Fss = \frac{(\Sigma H/\Sigma V) - \tan\alpha}{1 + (\Sigma H/\Sigma V)\tan\alpha}$$

$$Fsf = \frac{S}{\Sigma H} \qquad S = \frac{cA}{\cos\alpha(1-\tan\phi\tan\alpha)} + \Sigma V \tan(\phi + \alpha)$$

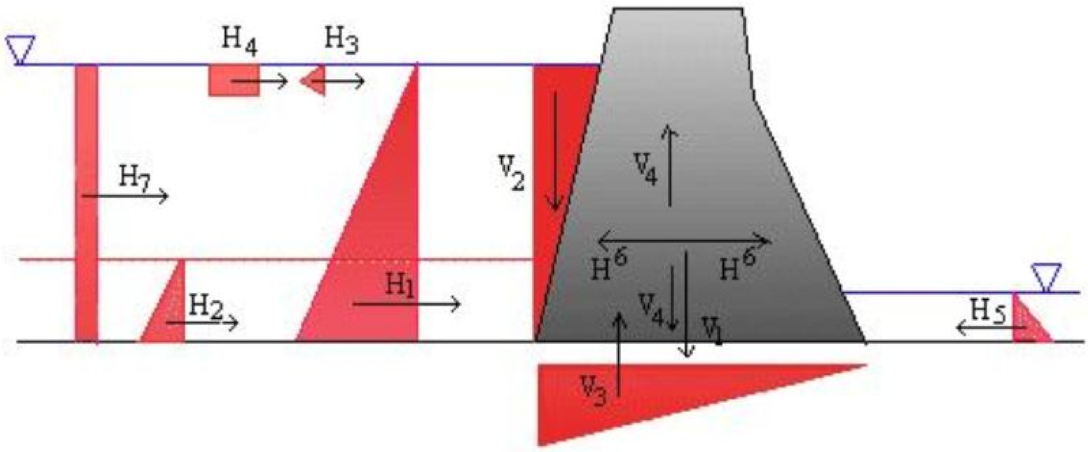
Range of shearing resistance parameters

Location of plane of shearing/sliding	Cohesion (c)	Friction tan ø
mass concrete intact	1.5-3.5	1.0-1.5
mass concrete horizontal construction joint	0.8-2.5	1.0-1.5
conrete/rock interface	1.0-3.0	0.8-1.8
rock mass sound	1.0-3.0	1.0-1.8
rock mass inferior	<1.0	<1.0

Recommended shear friction factors, Fsf (USBR 1987)

	Load Combination		
Location of sliding plane	Normal	Unusual	Extreme
dam concrete, base interface	3.0	2.0	<1.0
foundation rock	4.0	2.7	1.3

Loading and Factor of Safety - Static Loading



A dam is a three dimensional structure and despite assumptions, it is not homogeneous and its integrity is in the hands of the constructors.

- The foundations are neither isotropic or truly elastic.
- Concrete and rock are brittle, although elastic theories are applied in stress calculations.
- The dam and foundation will become saturated with varying effects on the materials.
- The dam will be subjected to water load, daily and seasonal temperature cycles.
- It will be subjected to random events such as : Floods, Waves, Seiche Effects, Earthquakes, Ice Formation and other natural phenomena.

Civil Engineering	Sanitary Engineering	Hydraulic Engineering
Structural Engineering	Electrical Engineering	Illumination Engineering
Air Pollution Engineering	Acoustic Engineering	Demography
History	Landscape Planning	Traffic
Landscape Architecture	Transportation	Ecology
Geography	Environmental Engineering	Geomorphology
Geology	Hydrology	Hydrography
Meteorology	Soil	Agricultural Economics
Biology	Forestry	Range Management
Fish	Wildlife	Legal
Photogrammetry	Cartography	Systems Programming
Mathematical Programming	Construction Methods Analysis	Remote Sensor Interpreting

Multidisciplinary Approach

جدول ۱- معیار دسته‌بندی سدهای خاکی و سنگریز بر اساس اندازه سد

ارتفاع سد (متر)	حجم مخزن (میلیون متر مکعب)			
	۰ تا ۱	۱ تا ۵	۵ تا ۵۰	>۵۰
۰ تا ۱۵	۱	۲	۲	۳
۱۵ تا ۳۰	۲	۲	۳	۳
>۳۰	۳	۳	۳	۳

۱:سد کوچک، ۲: سد متوسط، ۳: سد بزرگ

جدول ۲- میزان پتانسیل خطر سد بر اساس تبعات و عواقب احتمالی ناشی از اسیب ان در زلزله

اثرات نامطلوب مورد انتظار بر اثر خرابی سد	پتانسیل خطر سد		
	بالا	متوسط	کم
تلفات جانی	به علت وجود جوامع انسانی گسترده انتظار تلفات جانی چشمگیر می‌رود. (بیش از ۱۰۰ نفر تخلیه شوند)	به علت محدودیت تمرکز جوامع انسانی، تلفات جانی قابل توجهی انتظار نمی‌رود. (کمتر از ۱۰۰ نفر تخلیه شوند)	انتظار تلفات جانی نمی‌رود. (کمتر از ۱۰ نفر تخلیه شوند)
آثار اقتصادی	خسارت اقتصادی بسیار قابل توجه مانند تخریب راهها و ریلهای اصلی، زمین‌های وسیع کشاورزی و صنایع و تأسیسات زیربنایی و ملی، خود سد یا سدهای پایین دست و...	خسارت اقتصادی قابل توجه مانند تخریب راهها و ریلهای درجه دو، تأسیسات وابسته به سد، زمین‌های کشاورزی و صنایع محدود و...	خسارت اقتصادی قابل توجهی وجود ندارد. ولی احتمال تخریب محدود زمینهای کشاورزی و راههای فرعی و تأسیسات معدنی و... به صورت محدود وجود دارد.
آثار فرهنگی و زیست‌محیطی	تخریب گسترده و جبران ناپذیر محیط زیست و آثار ملی- فرهنگی	وجود آثار ملی و فرهنگی محدود و با اهمیت کم	عدم وجود آثار خاص ملی و فرهنگی

جدول ۳- حداقل تحلیل مورد نیاز برای طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز

طبقه‌بندی سد	پتانسیل خطر		
	کم	متوسط	بالا
کوچک	۱	۱	۲
متوسط	۱	۲	۳
بزرگ	۳	۳	۳

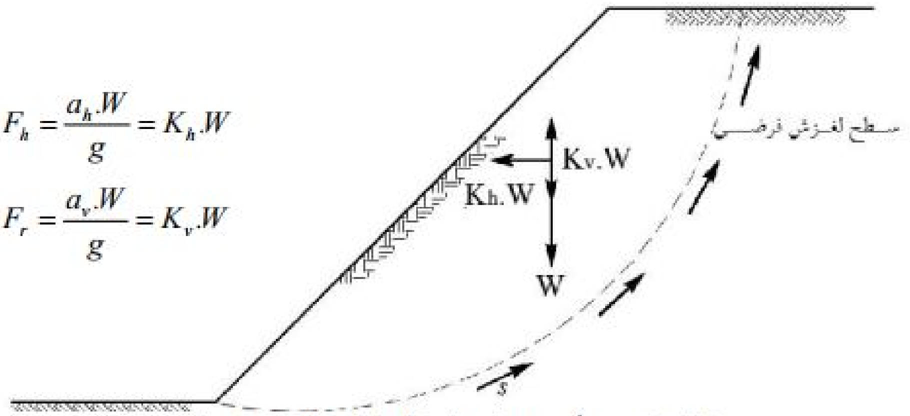
۱- لزوم انجام تحلیل شبه استاتیک

۲- لزوم انجام تحلیل شبه استاتیک و تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای

۳- لزوم انجام تحلیل شبه استاتیک، تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای و انجام تحلیل دینامیکی

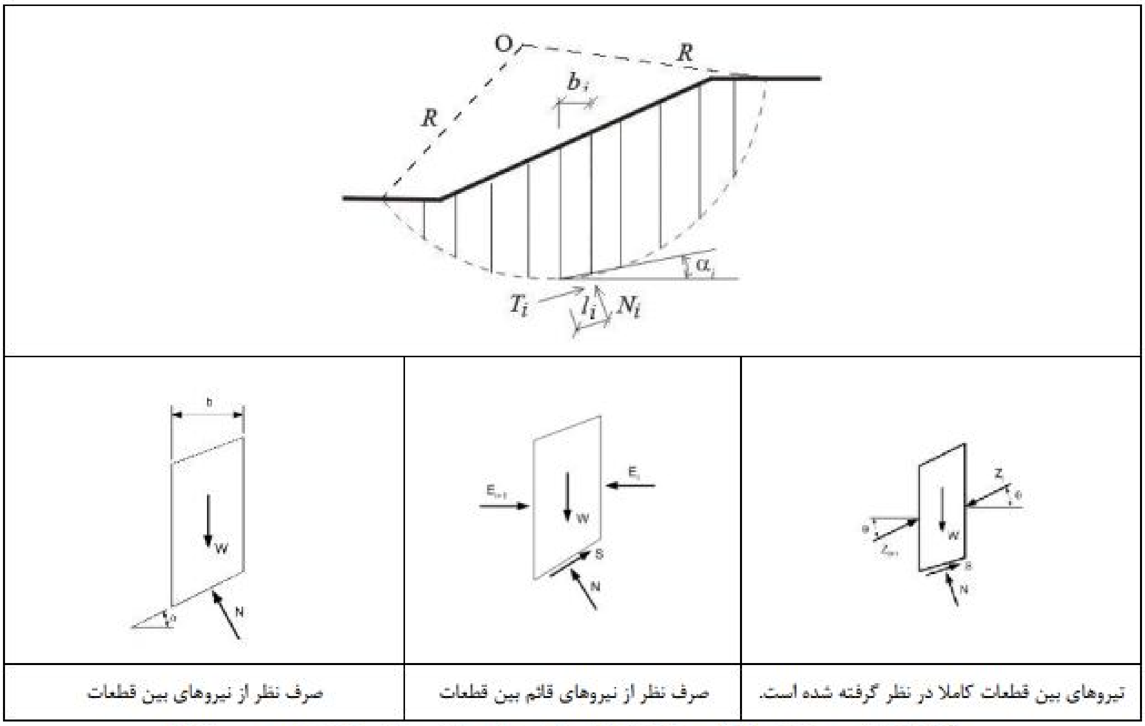
$$F_h = \frac{a_h.W}{g} = K_h.W$$

$$F_r = \frac{a_v.W}{g} = K_v.W$$

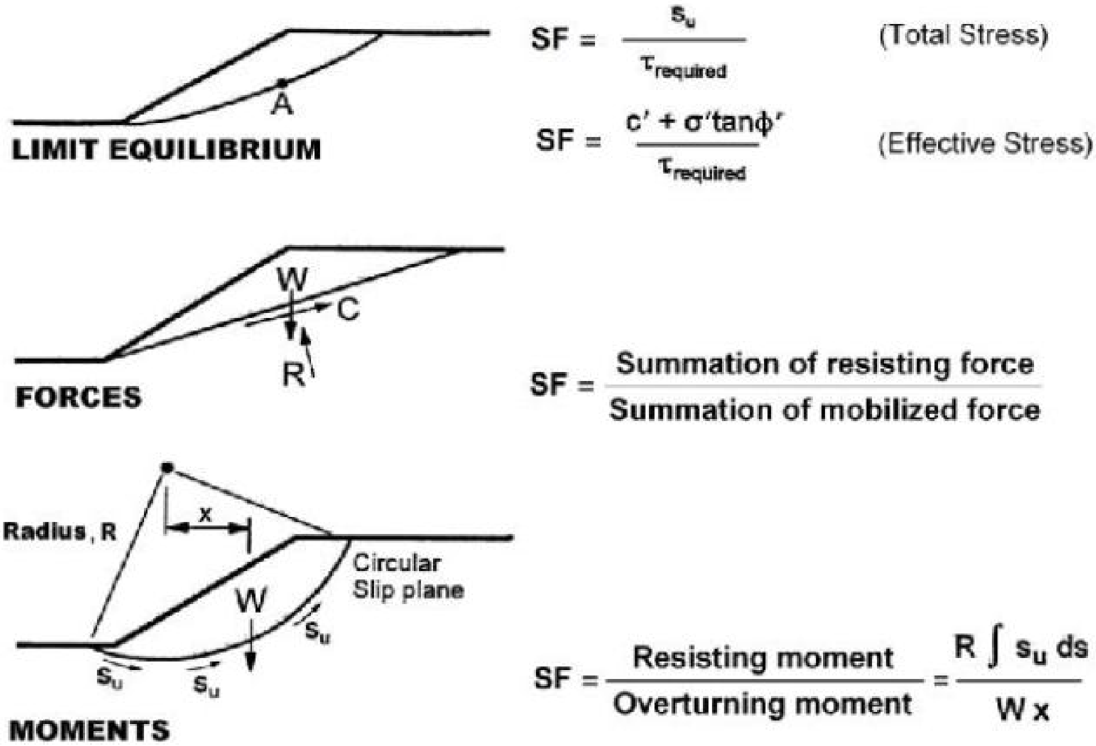


شکل ۱- نحوه تأثیر نیروهای حاصل از زلزله بر پایداری شیروانی

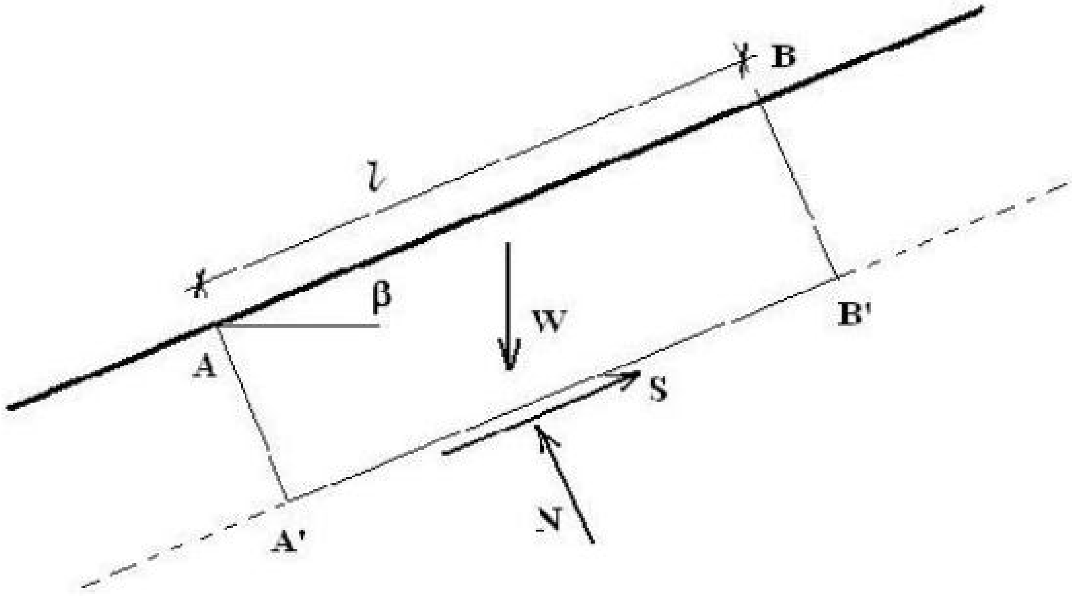
$$K_h = \frac{\alpha \times PGA}{g} \quad ; \quad \frac{1}{3} \le \alpha \le \frac{1}{2} \quad 0.1 \le K_h \le 0.20$$



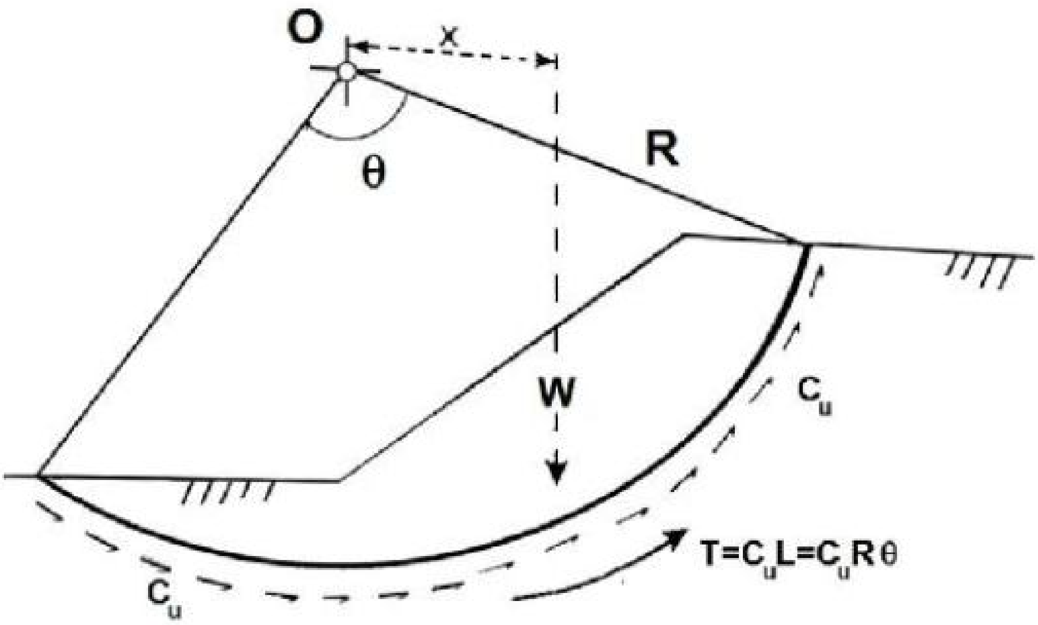
شکل ۲- تقسیم یک توده لغزش به قطعات قائم و شیوه‌های مختلف در نظر گرفتن نیروی بین قطعات



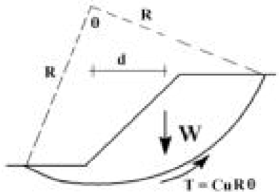
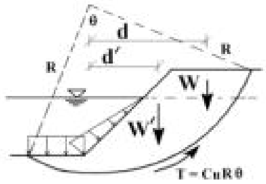
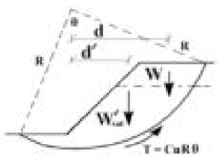
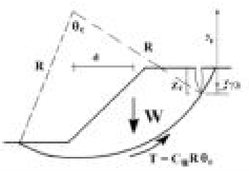
شکل ۴- تعاریف مختلف ضریب اطمینان



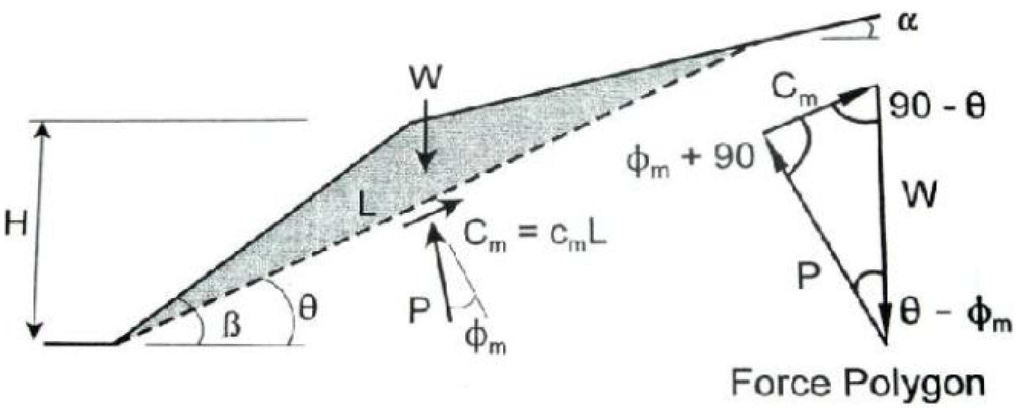
شکل -۵- نیروهای وارد بر یک شیب نامحدود



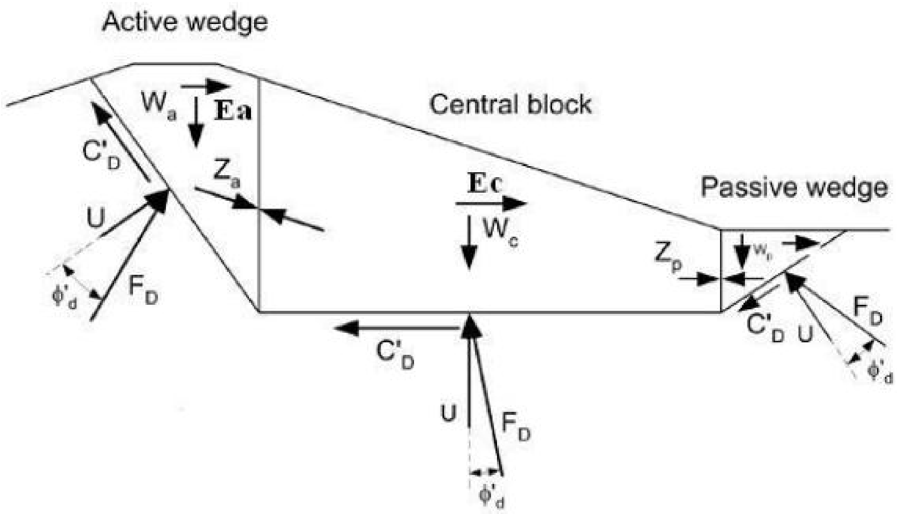
شکل-۶- نیروهای وارد بر یک سطح لغزش دایره‌ای در روش سوئدی (φ=۰)

	حالت تحلیل	شکل شماتیک	رابط ضریب اطمینان
الف	تحلیل زهکشی نشده (خاک اشباع، بدون آب در جلوی شیروانی)		$F_s = \dfrac{c_u R^2 \theta}{Wd}$
ب	تحلیل زهکشی نشده (بخشی از خاک اشباع، با آب در جلوی شیروانی)		$F_s = \dfrac{c_u R^2 \theta}{Wd + W'd'}$
ج	حالت (ب) با فرض تخلیه سریع مخزن سد		$F_s = \dfrac{c_u R^2 \theta}{Wd + W_{sat} d'}$
د	حالت (الف) با درنظرگیری ترک کششی پُر از آب		$F_s = \dfrac{c_u R^2 \theta_c}{Wd + 0.5 \gamma_w {z_c}^2 (y_c)}$

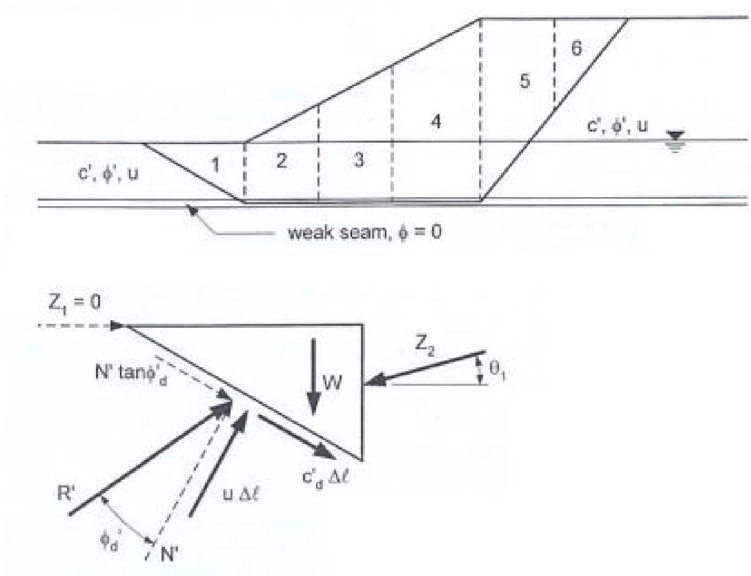
نیروهای وارد بر یک سطح لغزش دایره‌ای در روش سوئدی ($\phi=0$)

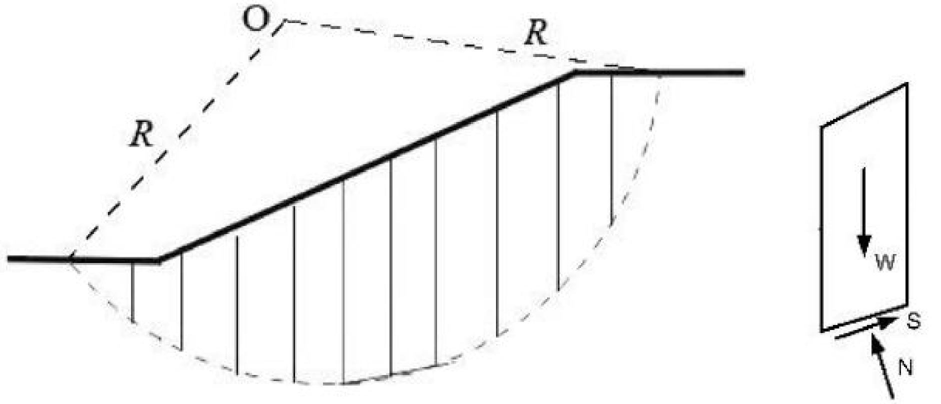


شکل -۷- نیروهای وارد بر یک سطح لغزش صفحه‌ای

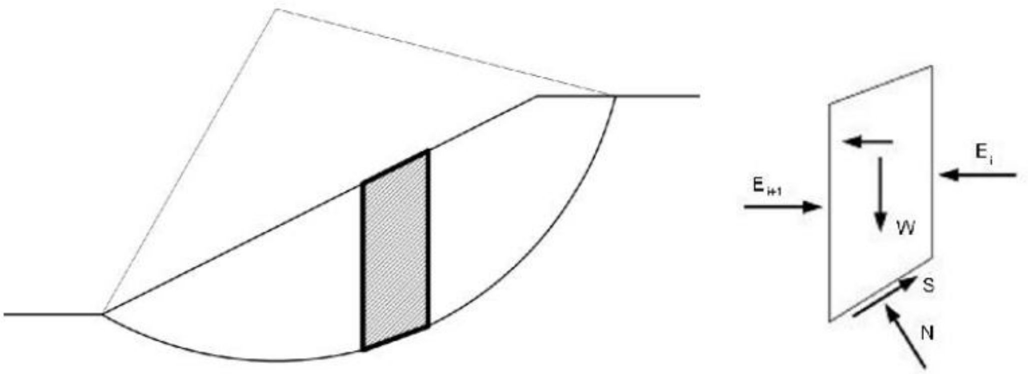


شکل ۸- نیروهای وارد بر بلوکهای مختلف توده گسیخته شده در روش گوه‌ای





شکل۹- توده لغزشی و نیروهای وارد بر یک قطعه نمونه در روش اولیه قطعات



شکل۱۰- توده لغزشی و نیروهای وارد بر یک قطعه نمونه در روش بیشاپ ساده شده

جدول مقایسه فرضیات روشهای مختلف تعادل حدی برای محاسبه ضریب اطمینان با استفاده از معادلات تعادل

روشهای مختلف تعادل حدی	تعادل نیرو (افقی)	تعادل نیرو (قائم)	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 اصلاح شده	✓	✓	×	✓	✓	به موازات سطح شیب
بیشاپ ساده شده	✓	×	✓	✓	×	صفر
روش عمومی جانبو	✓	✓	×	✓	✓	متغیر: بر اساس تعادل لنگر قطعه
اسپنسر	✓	✓	✓	✓	✓	ثابت
مرگنسترن و پرایس	✓	✓	✓	✓	✓	متغیر: به صورت تابع فرضی

جدول مقایسه ویژگی‌های روشهای مختلف تعادل حدی

	شیب نامحدود	دایره سوئدی	لغزش صفحه‌ای	گوه‌ای	روش اولیه قطعات	بیشاپ اصلاح شده	عمومی جانبو	اسپنسر مرگنسترن و پرایس
دقت*	✓	✓	✓	×	×	✓	✓	✓
صفحه لغزش موازی شیب*	✓	-	-	-	✓	✓	✓	✓
صفحه لغزش دایره‌ای*	-	✓	-	-	✓	✓	✓	✓
مکانیزم لغزش گوه‌ای*	-	-	✓	✓	-	-	✓	✓
صفحه لغزش غیر دایره‌ای*	-	-	-	-	-	-	✓	✓
مناسب برای تحلیل دستی*	✓	✓	✓	✓	✓	✓	×	×
مناسب برای تحلیل شبه‌استاتیکی	×	×	✓	✓	×	×	-	✓

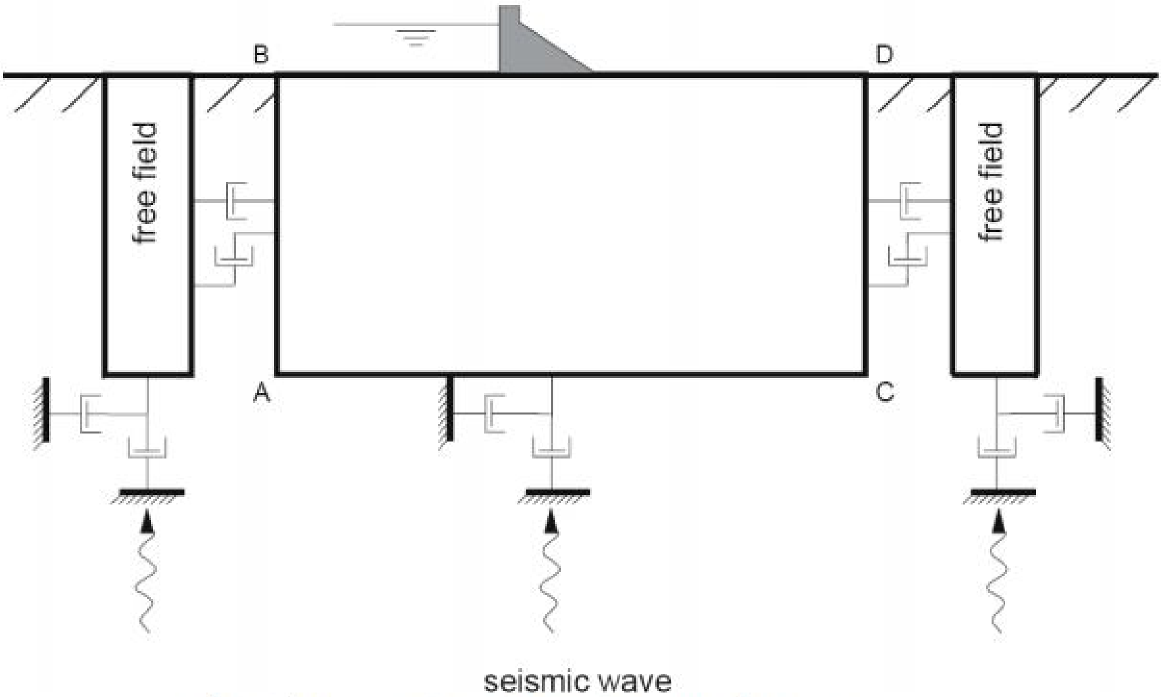
۱- پایان مرحله ساخت

۲- آبگیری اولیه مخزن سد

۳- تراوش پایدار سد (مخزن پر و نیمه‌پر)

۴- تخلیه سریع مخزن سد

- وزن مخصوص کل
- پارامترهای مقاومت برشی بر حسب تنش‌های مؤثر
- فشار آب حفره‌ای محاسبه شده از شرایط هیدرواستاتیکی یا تحلیل تراوش پایدار
- فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی (ناشی از زلزله)



جدول- 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		

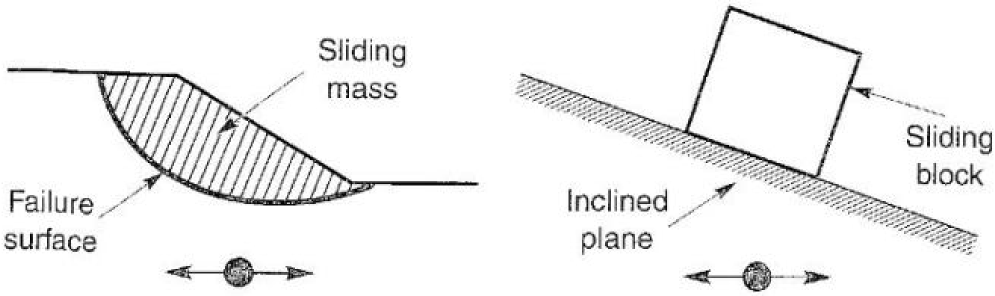
جدول – حالت‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای سدخاکی به روش شبه‌استاتیکی

حالت تحلیل	شیروانی	نوع تحلیل	مصالح	پارامترهای مقاومت برشی	فشار آب منفذی	ضریب اطمینان مجاز
زلزله در پایان ساخت	بالادست و پایین-دست	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 پایین-دست	تنش کل	هسته	CU	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی	۱/۰۰ تا ۱/۱۰ (بسته به درجه اهمیت سد)
			پوسته	CD		
		تنش مؤثر	هسته	CD	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی + فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی	
			پوسته			

جدول- حالتهای مختلف تحلیل لرزه‌ای

حالت تحلیل	شیروانی	نوع تحلیل	نفوذپذیری مصالح	پارامترهای مقاومت برشی	فشار آب منفذی	ضریب اطمینان مجاز
پایان ساخت	بالادست و پایین‌دست	تنش کل	کم	UU	در نظر گرفته نمی‌شود	۱/۰۰
			متوسط			
			زیاد	CD	سطح آب مخزن و پایاب در پایان ساخت	
تراوش پایدار مخزن پر	پایین‌دست	تنش کل	کم	CU	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی	۱/۰۰ تا ۱/۱۵ (بسته به درجه اهمیت سد)
			متوسط			
			زیاد	CD		
		تنش مؤثر	کم	CD	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی + فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی	
			متوسط			
			زیاد			
تراوش پایدار مخزن نیمه پر	بالادست	تنش کل	کم	CU	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی	۱/۰۰ تا ۱/۱۵ (بسته به درجه اهمیت سد)
			متوسط			
			زیاد	CD		
		تنش مؤثر	کم	CD	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی + فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی	
			متوسط			
			زیاد			

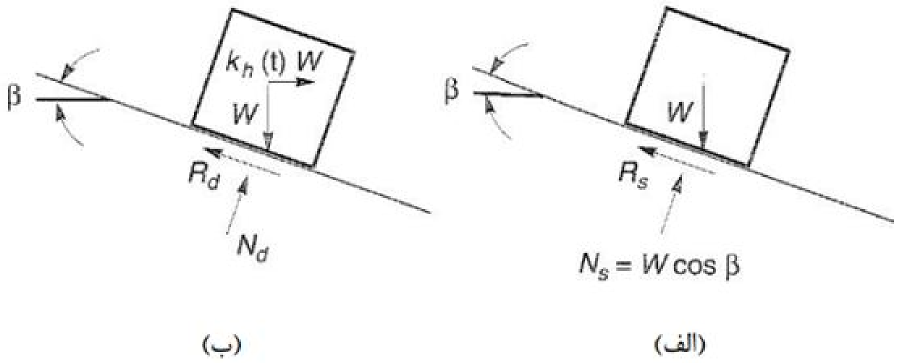
- محاسبه دانسیته نسبی خاکهای ماسه‌ای
- محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاکهای دانه‌ای یا ماسه‌ای
- ارزیابی پتانسیل نشست لرزه‌ای ماسه‌ها
- ارزیابی پتانسیل روانگرایی ماسه‌های اشباع
- محاسبه مدول برشی در کرنشهای بسیار کوچک
- سرعت موج برشی



همانندی بین توده لغزشی و بلوک لغزش نیومارک بر روی سطح شیب‌دار

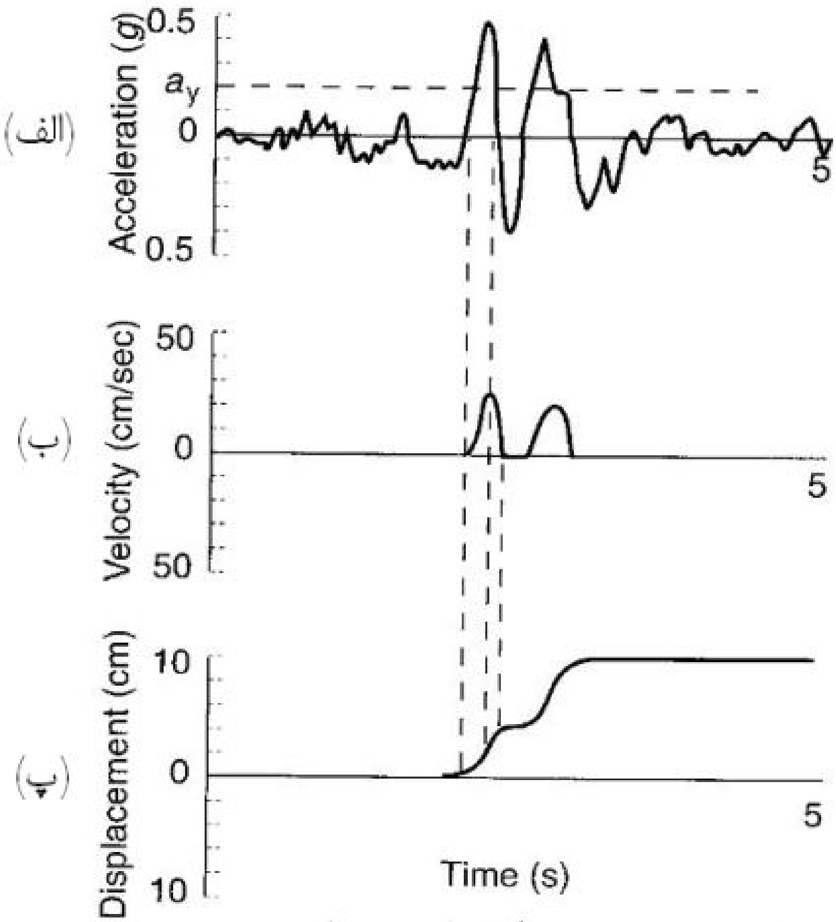
$$FS = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W\cos\beta\tan\phi}{W\sin\beta} = \frac{\tan\phi}{\tan\beta}$$

$$FS_d(t) = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos\beta - k_h\sin\beta]\tan\phi}{\sin\beta + k_h(t)\cos\beta}$$



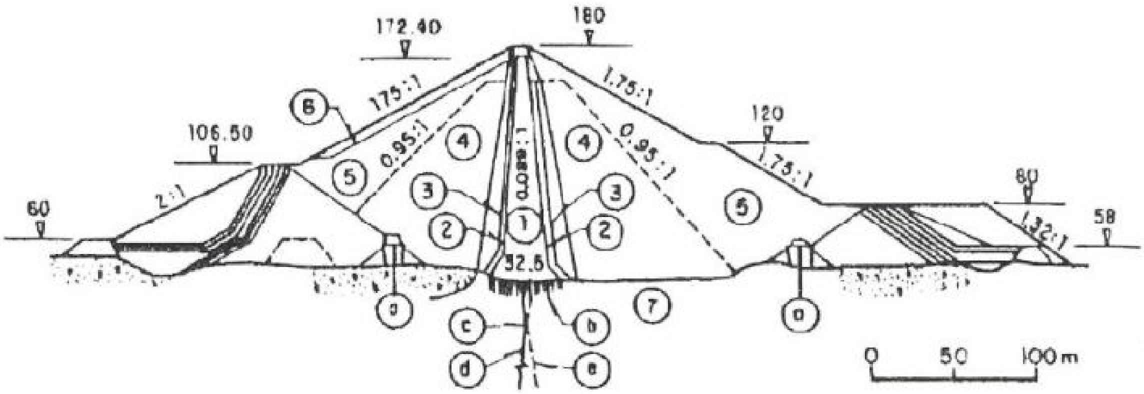
نیروهای اعمالی بر بلوک لغزشی بر روی سطح شیب‌دار، الف) شرایط استاتیکی و ب) شرایط دینامیکی

$k_y = \tan(\phi - \beta)$ Yield Coefficient $\quad k_y = \dfrac{\tan\phi + \tan\beta}{1 + \tan\phi\tan\beta}$



روش نیومارک در تعیین تغییر مکان بلوک‌های لغزشی

- محاسبه ضریب زلزله بحرانی در ترازهای مختلف سد،
- محاسبه شتاب متوسط در بلوکهای لغزشی در طول زلزله
- محاسبه تغییر مکان در بلوکهای لغزشی به روش نیومارک
- تغییرمکان حاصل از لغزش دامنه‌ای
- تغییرمکان حاصل از متراکم شدن مصالح که عمدتاً در سدهایی که به نحو مناسب متراکم نمی‌شوند و یا سدهای سنگریز اتفاق می‌افتد.
- تغییرمکانهای حاصل از وقوع روانگرایی در پی و یا بدنه سد.



① impervious core
② filters
③ transitions
④ compacted rockfill
⑤ dumped rockfill
⑥ large size rockfill
⑦ sound rock

ⓐ concrete cut off wall
ⓑ grouting
ⓒ gallery G-4
ⓓ grouting holes
ⓔ elevation, in m

جدول دسته‌بندی خطر لرزه‌ای در ساختگاه سد بر مبنای بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA)

درجه خطر (میزان خطر)	شرایط
I (کم)	PGA < 0.1g
II (متوسط)	0.1g < PGA < 0.25g
III (زیاد)	PGA > 0.25g و هیچ گسل فعالی تا فاصله ۱۰ کیلومتری وجود ندارد
IV (خیلی زیاد)	PGA > 0.25g و یک گسل فعال در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر وجود دارد

جدول عوامل مؤثر در میزان خطرپذیری سد

عامل خطرپذیری (Risk factor)	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
گنجایش مخزن (میلیون مترمکعب)	>۱۲۰ (۶)	۱-۱۲۰ (۴)	۰/۱-۱ (۲)	<۰/۱ ۰
ارتفاع سد (متر)	>۴۵ (۶)	۳۰-۴۵ (۴)	۱۵-۳۰ (۲)	<۱۵ (۰)
تعداد افرادی که در زمان خطر باید تخلیه شوند	>۱۰۰۰ (۱۲)	۱۰۰-۱۰۰۰ (۸)	۱-۱۰۰ (۴)	هیچ (۰)
آسیب بالقوه پائین دست	زیاد (۱۲)	متوسط (۸)	کم (۴)	هیچ (۰)

جدول ـ درجه خطرپذیری سد

عامل خطرپذیری کل	درجه خطرپذیری (میزان خطرپذیری)
۰ تا ۶	I (کم)
۷ تا ۱۸	II (متوسط)
۱۹ تا ۳۰	III (زیاد)
۳۱ تا ۳۶	IV (خیلی زیاد)

جدول- دوره بازگشت و حداکثر شتاب زمین

دسته‌بندی سد	دوره بازگشت زلزله (سال)	شتاب بیشینه زمین (PGA)		
		ناحیه A	ناحیه B	ناحیه C
IV	۳۰۰۰۰	۰/۳۷۵g	۰/۳۰g	۰/۲۵g
III	۱۰۰۰۰	۰/۲۵g	۰/۲۰g	۰/۱۵g
II	۳۰۰۰	۰/۱۵g	۰/۱۲۵g	۰/۱۰g
I	۱۰۰۰	۰/۱۰g	۰/۰۷۵g	۰/۰۵۰g

جدول- رده بندی لرزه‌ای برای پروژه‌ها

رده لرزه‌ای	درجه اهمیت سازه	شدت لرزه‌ای پایه ساختگاه
A	درجه ۱ (ذخیره آب)	≥۶
B	درجه ۱ (غیر ذخیره آب) درجه ۲ (ذخیره آب)	
C	درجه ۲ (غیر ذخیره آب) درجه ۳	≥۷
D	درجه ۴ و ۵	

جدول- دسته‌بندی درجه خطرپذیری سد

درجه خطرپذیری	تبعات اجتماعی و انسانی	تبعات اقتصادی
کم	عدم وجود ساختمان‌های مسکونی دائمی	آسیبهای جزئی به اراضی، مزارع، مراکز صنعتی و بازرگانی، حمل و نقل و تأسیسات و اموال عمومی و ...
متوسط	عدم وجود مراکز تجمع انسانی، یا وجود تنها ۱ یا چند ساختمان دائم که در صورت بروز سیلابی به عمق ۶۰ سانتیمتر یا کمتر و یا با سرعتی کمتر ۰/۶ متربرثانیه امکان آسیب به آنها وجود خواهد داشت.	خسارت به اراضی و زمین‌های کشاورزی، مراکز صنعتی و بازرگانی، تأسیسات و اموال عمومی و عدم امکان استفاده و یا تخریب امکانات حمل و نقل و ...
زیاد	وجود مراکز تجمع انسانی توسعه یافته که در صورت بروز سیلابی به عمق بیش از ۶۰ سانتیمتر و یا با سرعتی بیش از ۰/۶ متربرثانیه امکان آسیب به آنها وجود خواهد داشت.	خسارت عمده و تخریب اراضی و زمین‌های کشاورزی، مراکز صنعتی و بازرگانی، خطوط حمل و نقل و تأسیسات عمومی و ...

جدول - مقادیر حداقل ضریب شتاب شبه‌استاتیکی در تحلیل لرزه‌ای سدها در آیین نامه سال ۱۹۷۶ ژاپن

دسته‌بندی سد	میزان لرزه خیزی منطقه		
	بالا (H)	متوسط (M)	کم (L)
سد بتنی ثقلی	۰/۱۲	۰/۱۲	۰/۱۰
سد بتنی قوسی	۰/۲۴	۰/۲۴	۰/۲
سد سنگریز، سد ناحیه بندی شده	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۱
سد خاکی، سد همگن	۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۱۲

جدول- مقادیر ضریب لرزه‌ای نواحی چهارگانه خطر زلزله در آمریکا

ناحیه	توصیف ناحیه	ضریب لرزه‌ای
۱	خطر کم (بزرگی V و VI واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۰۵
۲	خطر متوسط (بزرگی زلزله VII واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۱
۳	خطر بالا (بزرگی بیش از VIII واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۱۵
۴	برای ناحیه ۳ با این اختلاف که در مجاورت یک سیستم گسل قطعا بزرگ واقع شده باشد	۰/۲

جدول - مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای تحلیل شبه‌استاتیکی

حالت بارگذاری	حداقل ضریب اطمینان
پایان مرحله ساخت با بارگذاری زلزله (هر دو شیروانی بالادست و پایین دست)	۱/۰
تراوش پایدار با بارگذاری زلزله (شیروانی پایین دست)	۱/۲۵
تراوش پایدار در ارتفاعات مختلف مخزن با بارگذاری زلزله (شیروانی بالا دست)	۱/۲۵
تخلیه سریع با بارگذاری زلزله (شیروانی بالادست)	۱/۰

جدول- ضریب اهمیت سد یا خاکریز

نوع سد یا خاکریز	ضریب اهمیت
خاکریزهای معمولی که شکست آنها بحرانی نیست	۱/۰
خاکریزهای مهم که گسیختگی آنها ممکن است موجب اختلال درسرویس‌های حساس عمومی نظیر بزرگراههای اصلی وخطوط راه آهن گردد.	۱/۵
سدهای کوچک ومتوسط	۲

جدول - مقادیر ضرایب تقلیل شتاب تاج

Z/H	۰/۰	۰/۱	۰/۳	۰/۵	۰/۷	۰/۹	۱/۰
شتاب ماکزیمم نسبی	۱/۰۰	۰/۹۸۶	۰/۸۷۴	۰/۶۶۸	۰/۴۰۶	۰/۱۲۷	۰

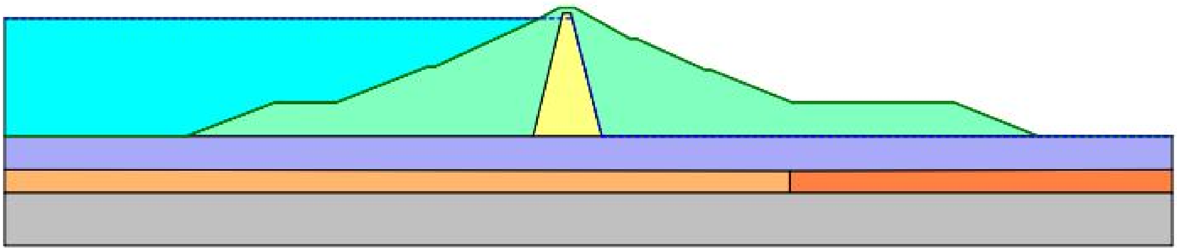
H: ارتفاع سد ; Z: فاصله هر نقطه از تاج

جدول- حداکثر شتاب زمین بر مبنای مطالعات لرزه خیزی طرح برای سد

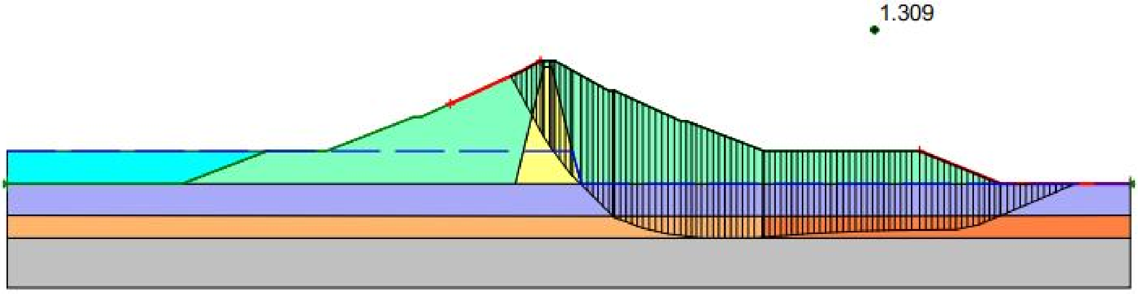
سطح خطر زلزله	حداکثر شتاب زمین (برحسب g)		دوره بازگشت زلزله (سال)
	افقی (PGA_H)	قائم (PGA_V)	
DBE	۰/۲۴	۰/۱۷	۵۰۰
MDE	۰/۳۳	۰/۳۰	۲۰۰۰
MCE	۰/۵۳	۰/۴۱	۱۰۰۰۰

جدول- حداکثر شتاب زمین بر مبنای مطالعات لرزه خیزی طرح برای سد

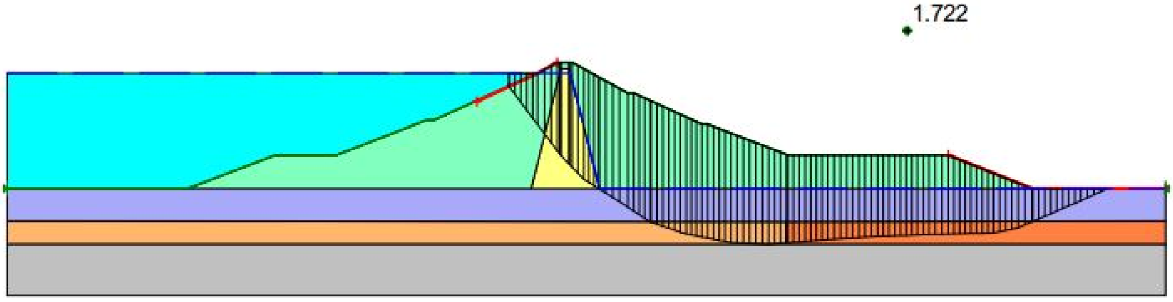
سطح خطر زلزله	حداکثر شتاب زمین (برحسب g)		دوره بازگشت زلزله (سال)
	افقی (PGA_H)	قائم (PGA_V)	
DBE	۰/۱۸	۰/۱۰	۵۰۰
MDE	۰/۳۰	۰/۱۸	۲۰۰۰
MCE	۰/۴۶	۰/۲۸	۱۰۰۰۰



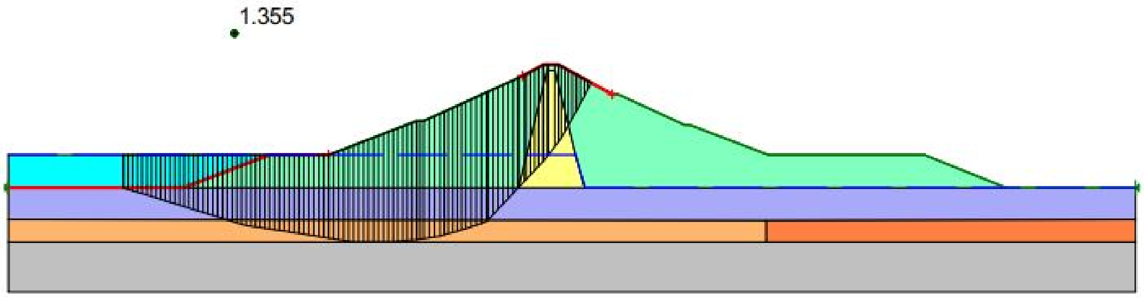
شکل - مدل مقطع بدنه سد در شرایط تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن



شکل- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل استاتیکی مرحله پایان ساخت



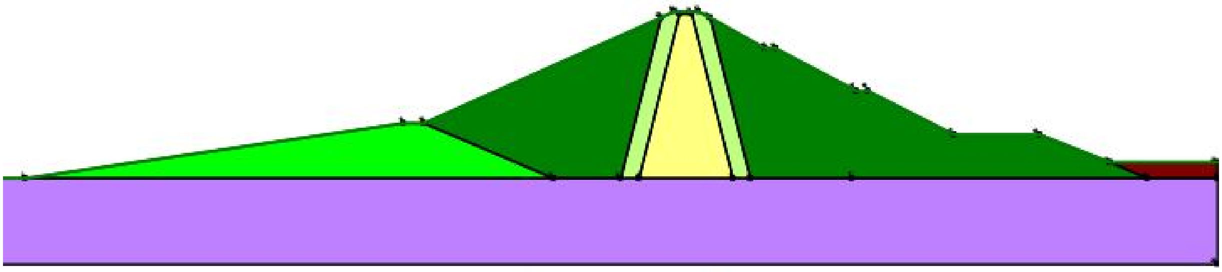
شکل – سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر



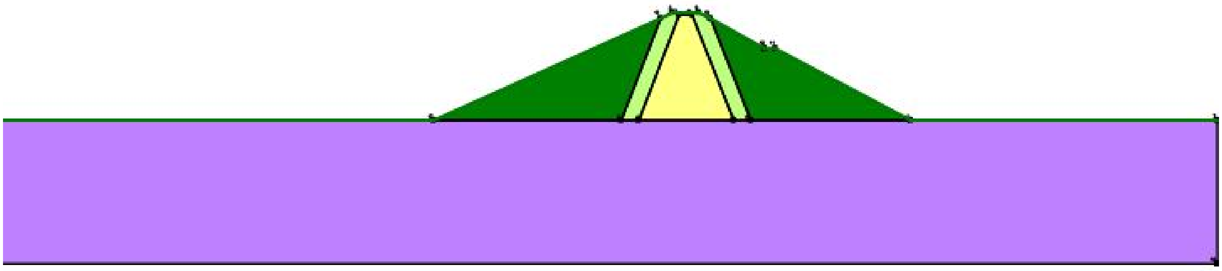
شکل- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله پایان ساخت

جدول- پارامترهای ژئوتکنیکی مصالح نواحی مختلف بدنه و پی سد در تحلیل‌های پایداری

ردیف	مصالح	شرایط	چسبندگی (kPa)	زاویه اصطکاک (درجه)	وزن مخصوص (kN/m^3)	
					مرطوب	اشباع
۱	هسته	UU	۸۰	۶	۱۷/۵	۲۰
		CU	۳۵	۱۸		
		CD	۵	۲۵		
۲	پوسته سنگریز	CD	۰/۰	φ_0=۴۲ $\Delta\varphi$= ۶	۲۰	۲۲
۳	فیلتر و زهکش	CD	۰/۰	φ_0=۳۶ $\Delta\varphi$= ۲	۱۹	۲۰
۴	مصالح فرازبند	CD	۰/۰	۳۲	۲۰	۲۱/۵
۵	پی سنگی (مقطع میانی و تکیه‌گاه راست)	CD	۱۰۰۰	۳۶	۲۳	۲۴
۶	پی سنگی (تکیه‌گاه چپ)	CD	۶۰	۲۶	۲۳	۲۴



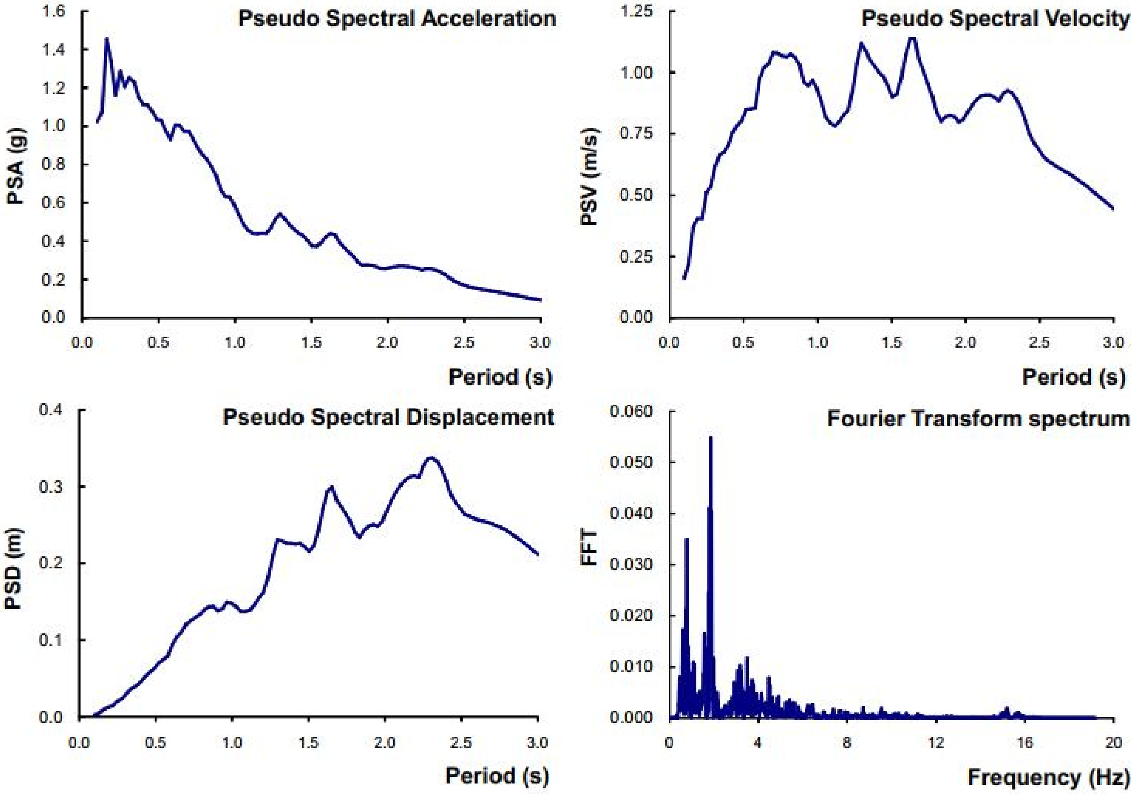
، شکل- مدل مقطع میانی بدنه سد
(مقطع دارای بیشترین ارتفاع سد)

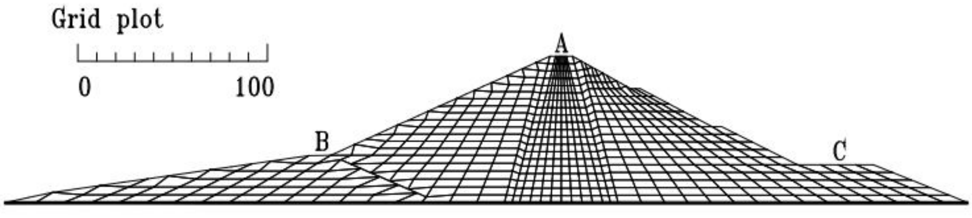


شکل- مدل مقطع بدنه سد در تکیه گاه چپ

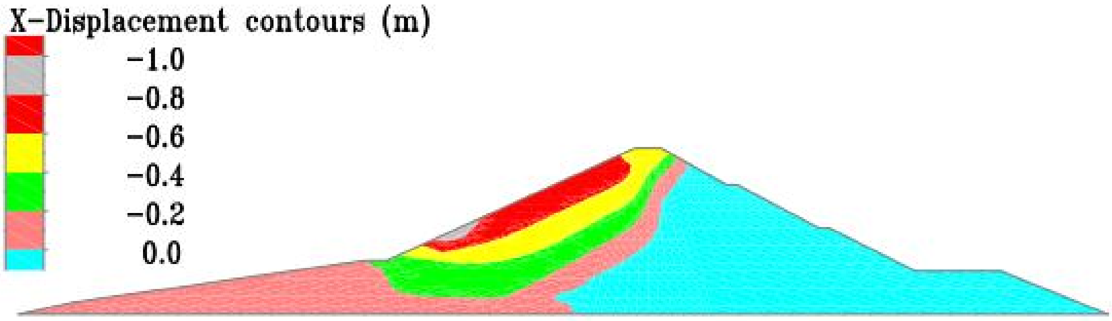
جدول -- برآورد مدول برشی حداکثر در نواحی مختلف بدنه سد

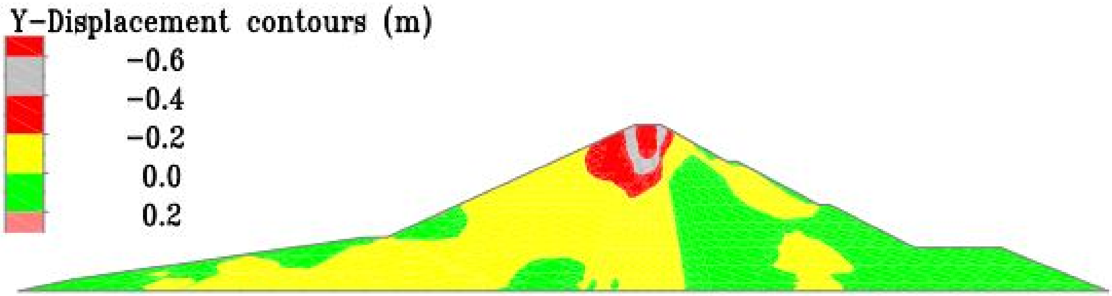
مصالح	مدول برشی حداکثر (G_{max}) (kPa)	ضریب پواسن υ	مرجع
هسته رسی	$G_{max}=(3270)\dfrac{(2.973-e)^2}{1+e}(\sigma'_{\circ})^{0.5}$	0.35	Hardin & Black (1968)
فیلتر و زهکش	$G_{max}=220K_{2max}(\sigma_0)^{0.6}, K_{2max}=59^{*}$	0.3	Seed et al. (1970)
سنگریز	$G_{max}=13000\dfrac{(2.17-e)^2}{1+e}(\sigma'_0)^{0.55}$	0.3	Kokusho & Esashi (1981)
شن و ماسه بالادست	$G_{max}=\dfrac{8400(2.17-e)^2}{1+e}(\sigma'_0)^{0.55}$	0.3	Kokusho & Esashi (1981)
توده‌سنگ بستر	$G_{max}=4GPa$	0.35	-



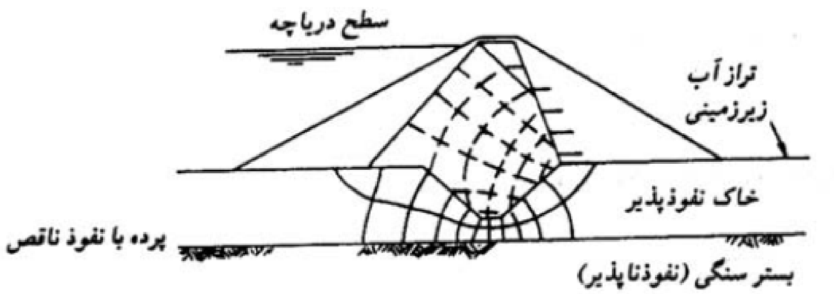


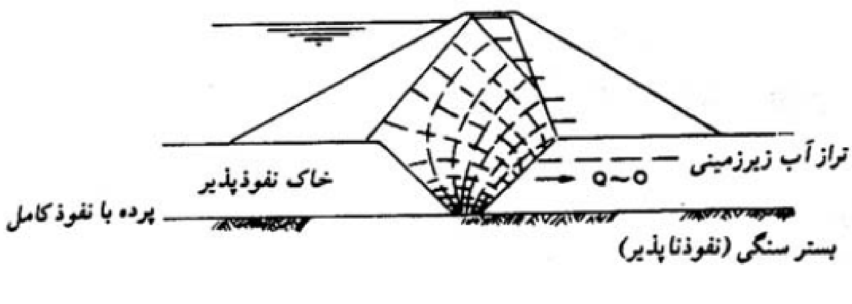
شکل -- شبکه المانهای تفاضل محدود بدنه سد

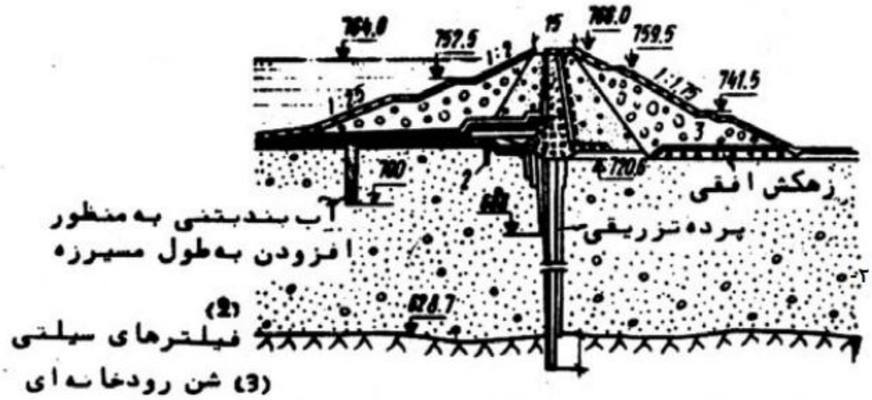




$$\overline{a}(t) = \frac{\sum_{i=1}^{n} a_i(t) m_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i}$$



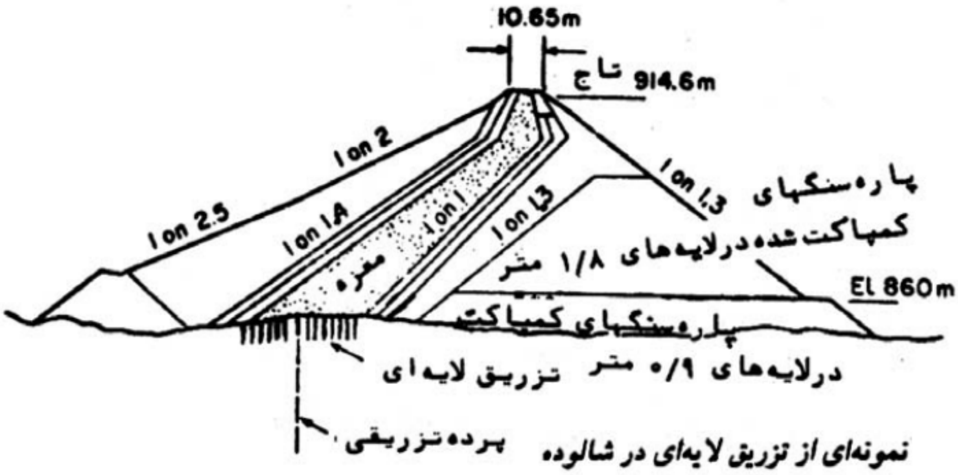




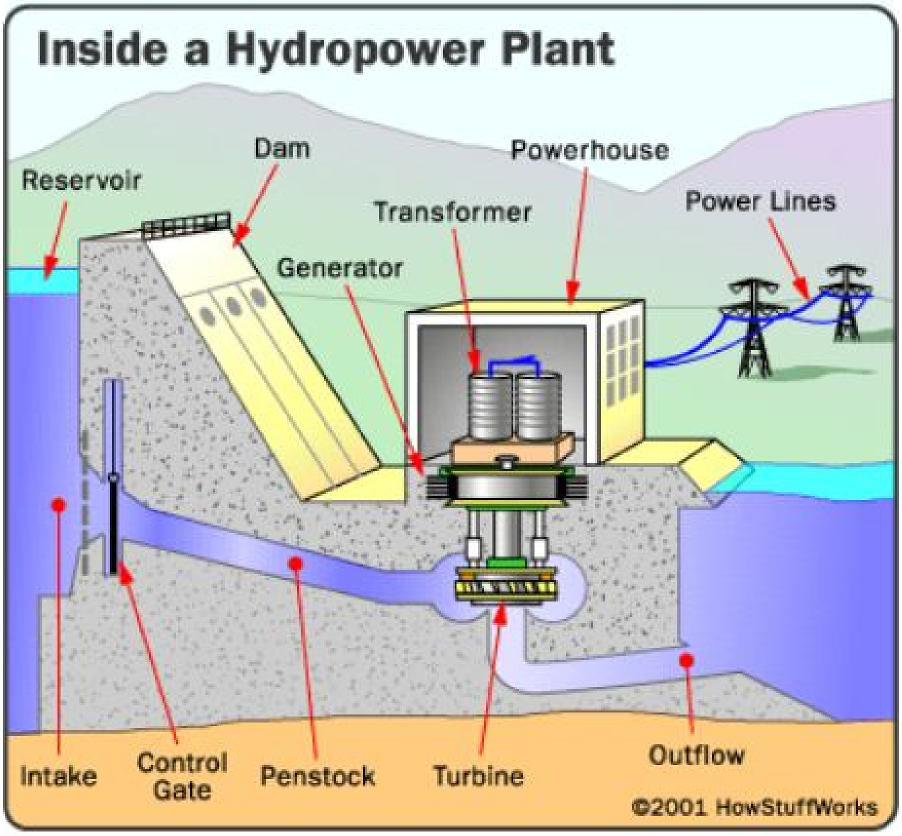
شکل ۲-

Sylvanstein Dam (Federal Republic of Germany)

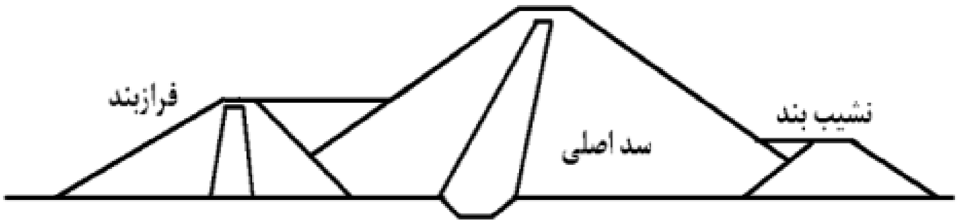
مقطع کامل نمونه سدی که با تزریق آب بندی شده است

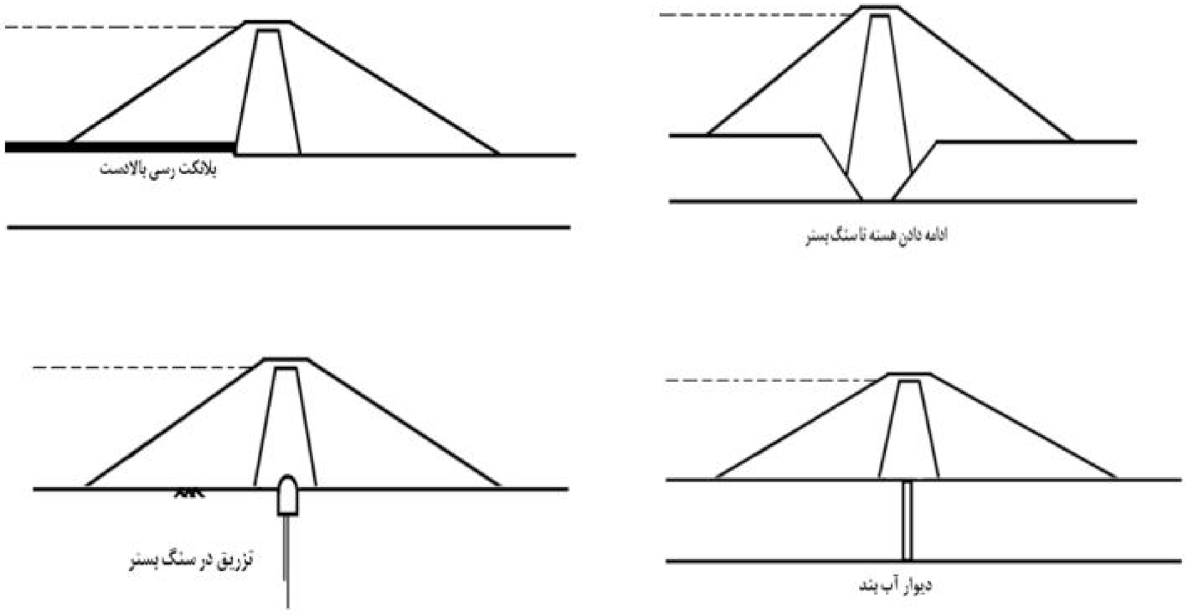


نمونه‌ای از تزریق لایه‌ای در شالوده



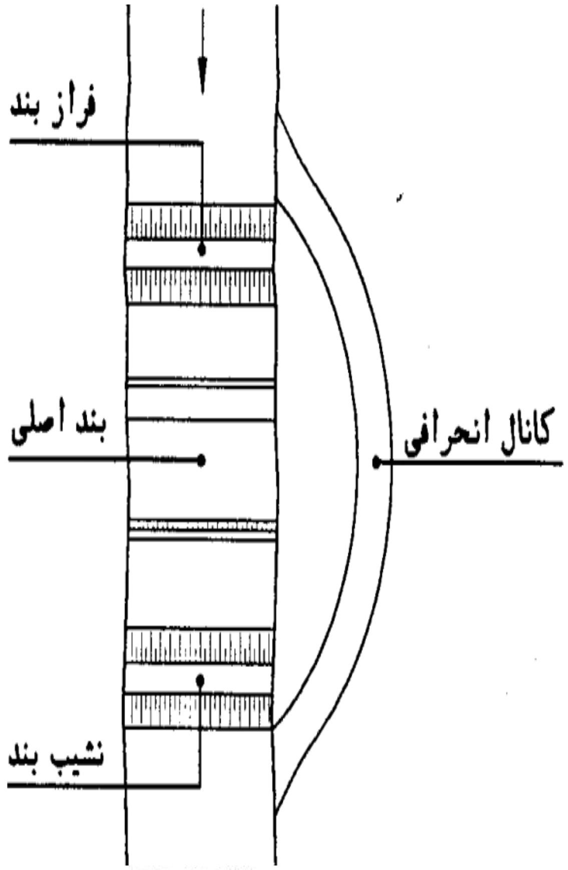
چگونگی تولید برق در نیروگاه‌های برق‌آبی

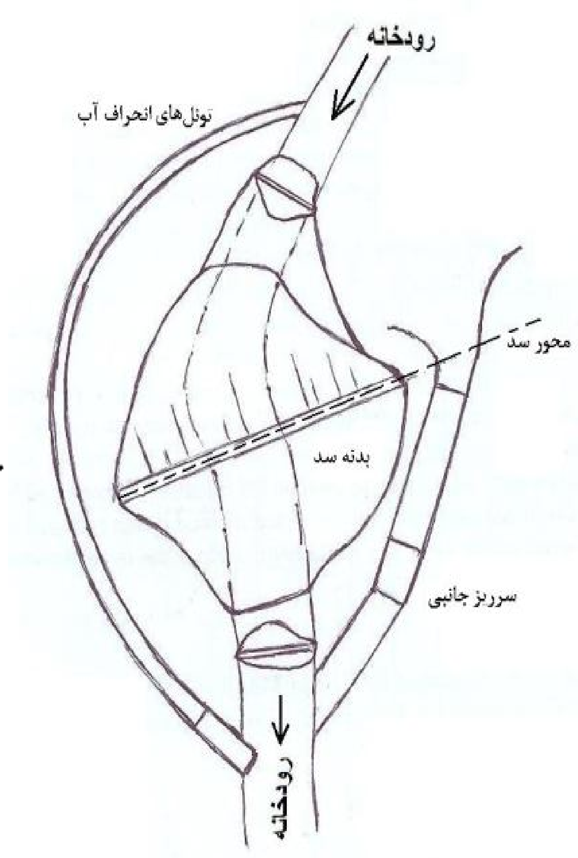




گزینه‌های مختلف برای کنترل تراوش از پی سدهای خاکی

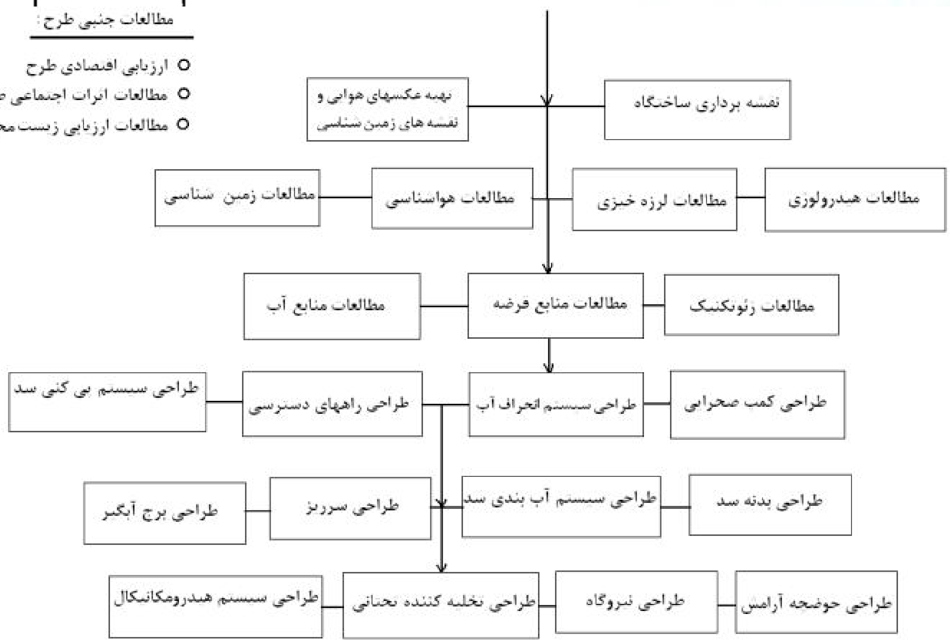
مقطع طولی یک سرریز جانبی



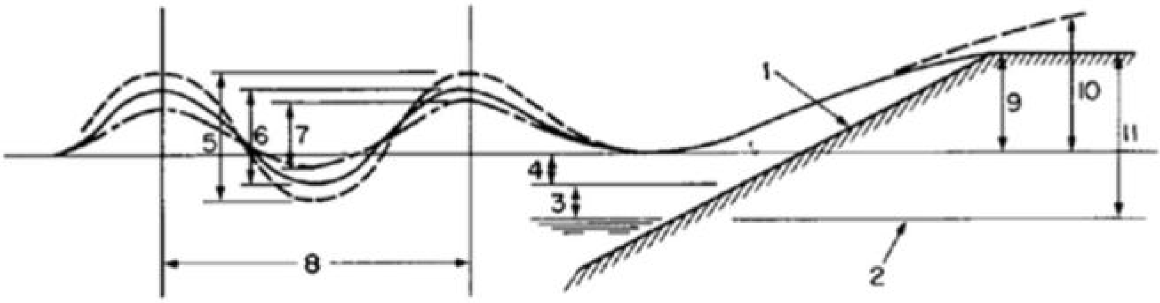


مطالعات جنبی طرح :

- ارزیابی اقتصادی طرح
- مطالعات اثرات اجتماعی طرح
- مطالعات ارزیابی زیست‌محیطی



مراحل طراحی و تهیهٔ نقشه‌های اجرایی در یک پروژهٔ سدسازی

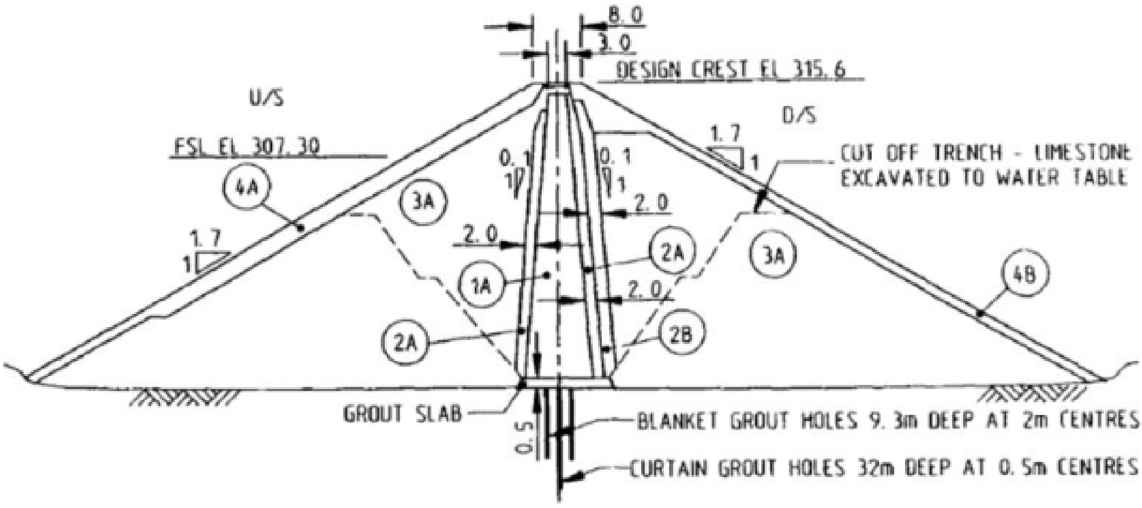


1 — Embankment slope
2 — Still water level (full supply level)
3 — Flood surcharge
4 — Wind set-up plus seiche effect
5 — Maximum wave height
6 — Design wave height
7 — Significant wave height
8 — Wave length
9 — Run-up by Design Wave
10 — Run-up by Maximum Wave
11 — Freeboard

جزئیات مورداستفاده در محاسبهٔ ارتفاع موج

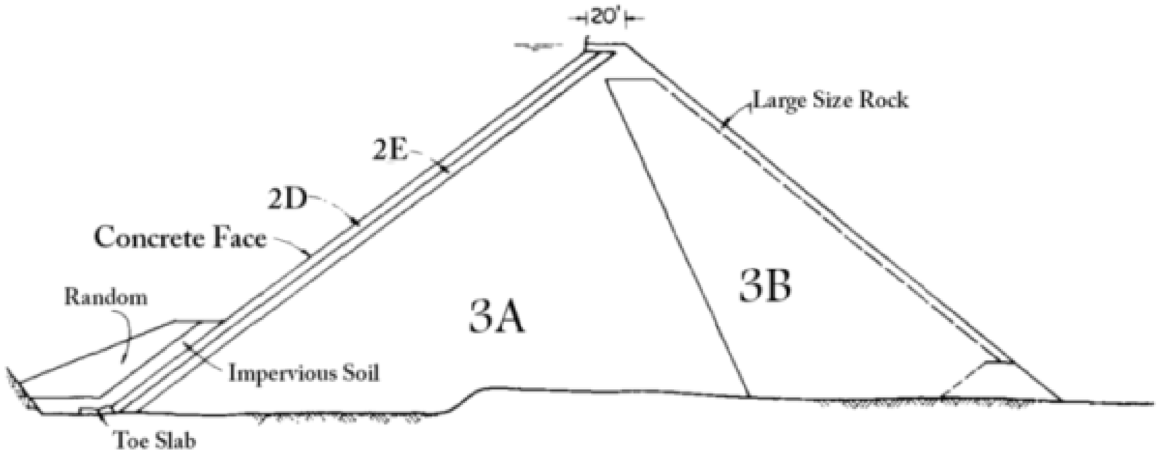
جدول : مقادیر اولیه برای انتخاب عرض تاج سد و عرض تاج هسته

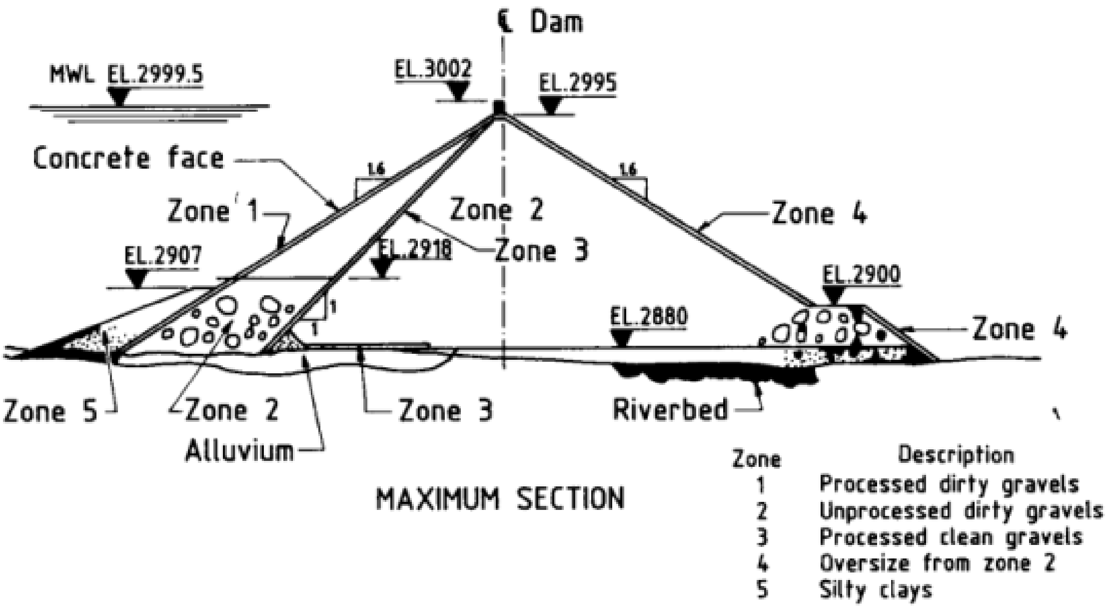
ارتفاع سد خاکی	محدودهٔ عرض تاج هسته	محدودهٔ عرض تاج سد
کمتر از ۲۰ متر	۱/۵ تا ۲/۵ متر	۴ تا ۶ متر
۲۰ تا ۵۰ متر	۲ تا ۶ متر	۵ تا ۱۰ متر
۵۰ تا ۱۰۰ متر	۴ تا ۸ متر	۸ تا ۱۵ متر
۱۰۰ متر به بالا	۶ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۲۰ متر



Zone	Description
1A	Clay Core
2A	Fine Filter
2B	Coarse Filter

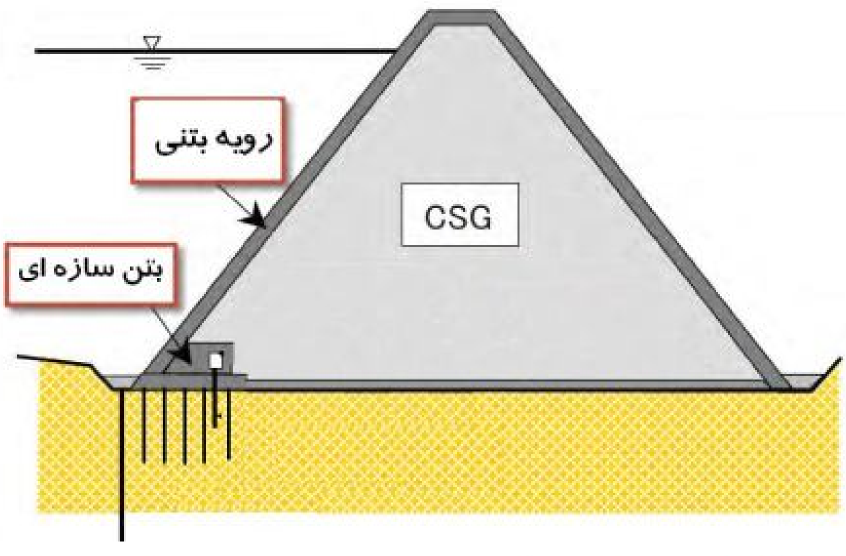
Zone	Description
3A	Rolled Rockfill
4A	Upstream Rip Rap
4B	Downstream Rip Rap





جدول: نمونه‌ای از درصد اختلاط مصالح برای یک هستهٔ آسفالتی

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



نمونهٔ مقطع طراحی شده برای یک سد شن و ماسهٔ سیمانی‌شده

انواع خاک‌های مشکل‌آفرین

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)

توده خاک مستعد روان‌گرایی

- خاک نفوذپذیری بالایی داشته باشد (درصد ریزدانه در آن اندک باشد).
- خاک اشباع باشد.
- تراکم خاک در حد متوسط یا کم باشد.

آسیب‌پذیری ناشی از روانگرایی تابعی از عوامل زیر می‌باشد:

- درجه اشباع بودن
- توزیع ابعاد دانه‌ها
- چگالی نسبی (شاخص چگالی)

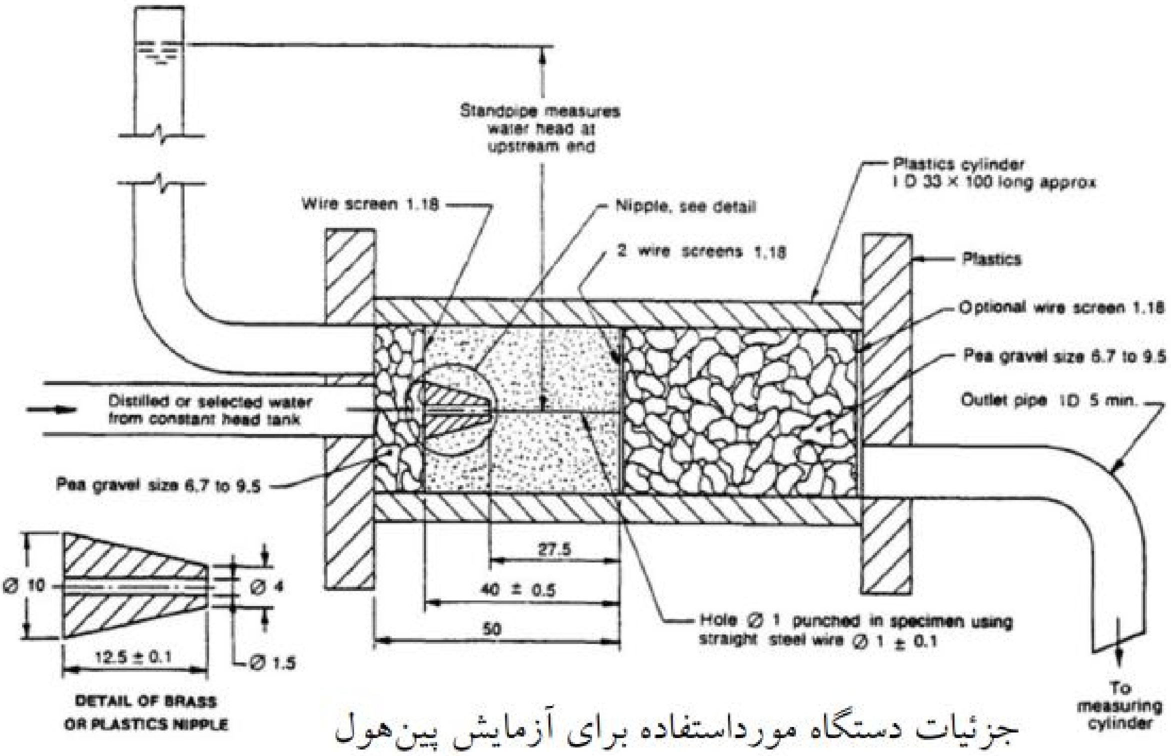
- روانگرایی خاک و گسترش جانبی
- لغزش و حرکات جابه‌جایی زمین
- روانگرایی و کاهش نیروهای عکس‌العمل و اصطکاکی خاک
- روانگرایی و شناوری

۱- آزمایش پین هول

۲- آزمایش شیمیایی (تعیین میزان املاح در عصارهٔ اشباع خاک)

۳- آزمایش هیدرومتری دوگانه

۴- آزمایش کرامب



جزئیات دستگاه مورداستفاده برای آزمایش پین‌هول

جدول: 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

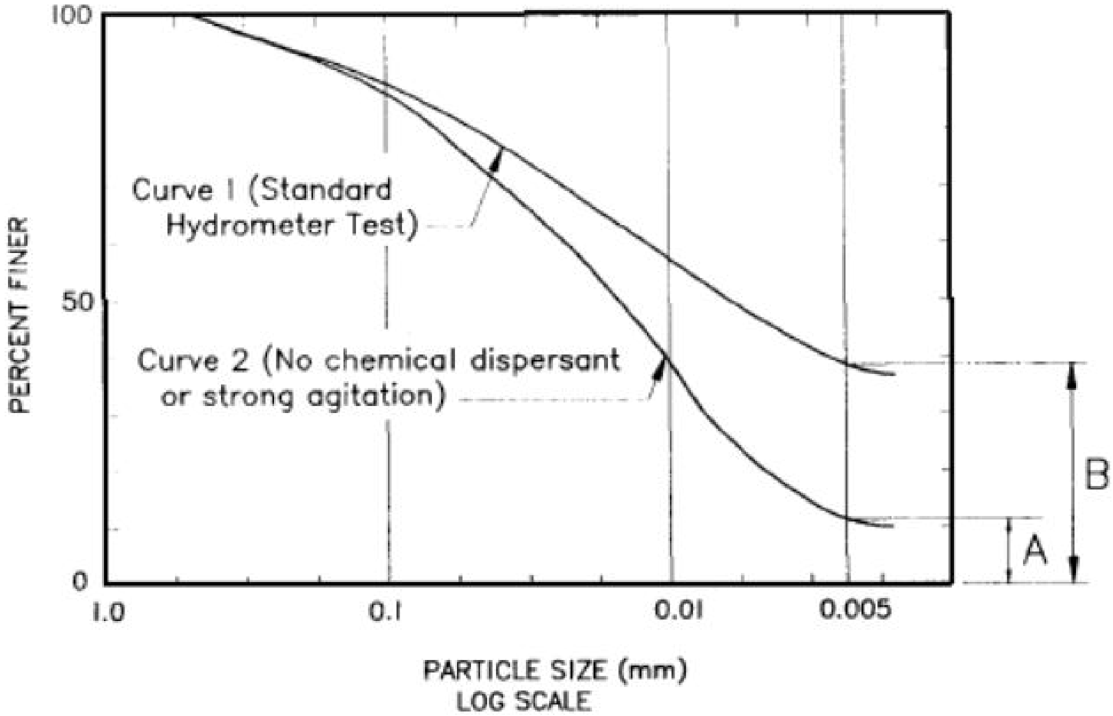
جدول: الگوریتم ارزیابی واگرایی خاک بر اساس پیشنهاد بازرگان و اسماعیلی (۱۳۸۹)

<table>
<tr><th colspan="13">ECe >5 ds/m</th></tr>
<tr><th colspan="11">آبشویی شده</th><th colspan="2">آبشویی نشده</th></tr>
<tr><th colspan="2">SAR≤8 and PH≥8</th><th colspan="2">8<SAR≤12 and PH≥8.5</th><th colspan="2">12<SAR≤16 and PH≥7.5</th><th colspan="2">16<SAR≤20 and PH≥7.8</th><th colspan="3">SAR>20</th><th>PH<7.5</th><th>PH≥7.5</th></tr>
<tr><td>خیر</td><td>بلی</td><td>خیر</td><td>بلی</td><td>خیر</td><td>بلی</td><td>خیر</td><td>بلی</td><td>PH<8</td><td>8≤ PH <10</td><td>PH≥10</td><td rowspan="2">غیر واگرا</td><td rowspan="2">باید آبشویی شده و بررسی مجدد انجام شود</td></tr>
<tr><td>غیر واگرا</td><td>متوسط واگرا</td><td>غیر واگرا</td><td>متوسط واگرا</td><td>غیر واگرا</td><td>متوسط واگرا</td><td>غیر واگرا</td><td>متوسط واگرا</td><td>واگرا</td><td>متوسط واگرا</td><td>غیر واگرا</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th colspan="5">ECe ≤ 2 ds/m</th><th colspan="3">2<ECe ≤5 ds/m</th></tr>
<tr><th rowspan="2">SAR<8</th><th colspan="2">8≤SAR<10</th><th colspan="2">SAR ≤ 10</th><th rowspan="2">SAR ≤15 SAR≥25</th><th colspan="2">15<SAR<25</th></tr>
<tr><td>PH<8.5</td><td>PH≥8.5</td><td>PH<8.2</td><td>PH≥8.2</td><td>PH<8.5</td><td>PH≥8.5</td></tr>
<tr><td>غیر واگرا</td><td>متوسط واگرا</td><td>واگرا</td><td>غیر واگرا</td><td>متوسط واگرا</td><td>غیر واگرا</td><td>غیر واگرا</td><td>متوسط واگرا</td></tr>
</table>

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

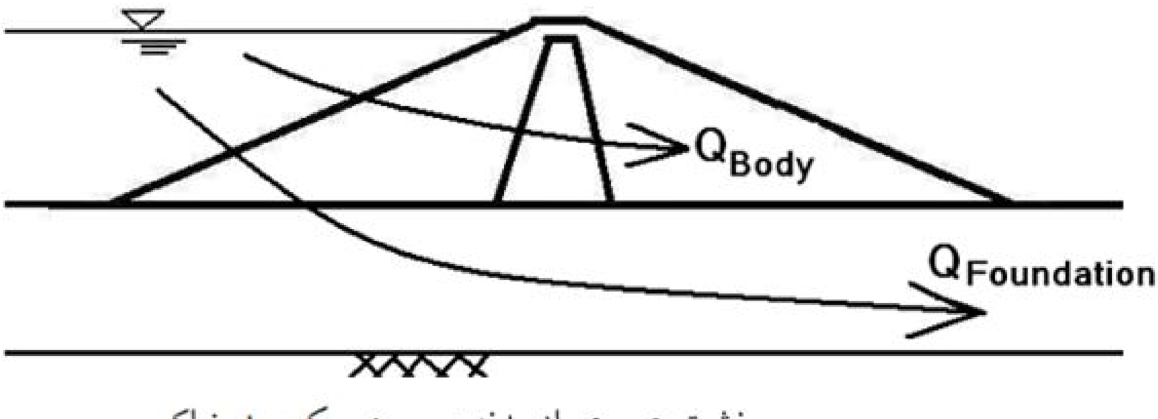
بیش از ۵۰ درصد	۳۰ تا ۵۰ درصد	کمتر از ۳۰ درصد	درصد واگرایی در آزمایش هیدرومتری دوگانه ($\frac{A}{B}\times100$)
واگرا	بینابین	غیر واگرا	درجهٔ واگرایی



آزمایش هیدرومتری دوگانه برای تعیین واگرایی خاک

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

دبی عبوری از بدنهٔ سد + دبی عبوری از پی سد = نشت کل سد



نشت عبوری از بدنه و پی در یک سد خاکی

۱) ترانشهٔ آب‌بند با نفوذ کامل

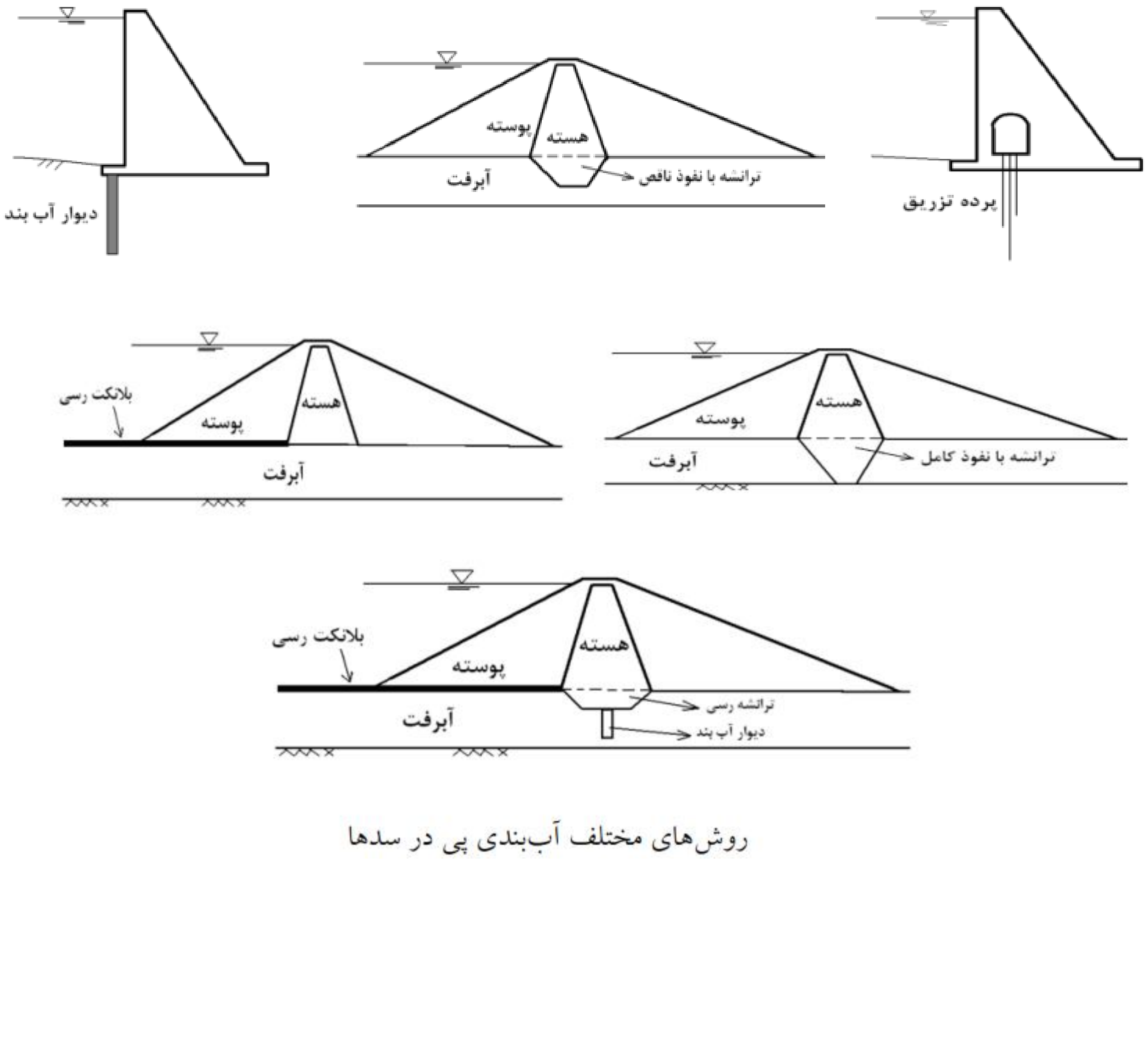
۲) ترانشهٔ آب‌بند با نفوذ ناقص

۳) احداث بلانکت رسی در بالادست سد

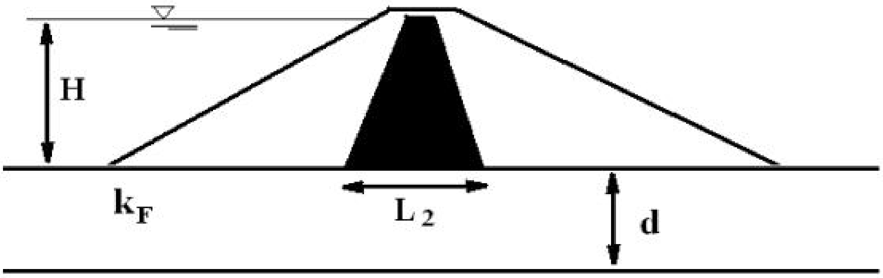
۴) احداث دیوار آب‌بند بتن پلاستیک

۵) اجرای پردهٔ تزریق

۶) ترکیب سیستم‌های بالا

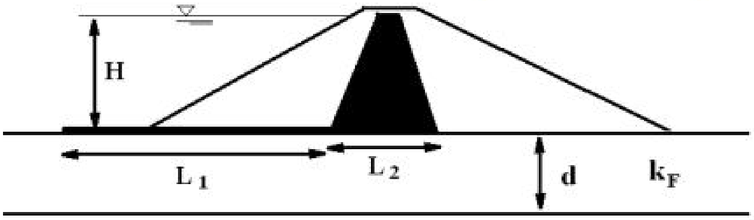


روش‌های مختلف آب‌بندی پی در سدها

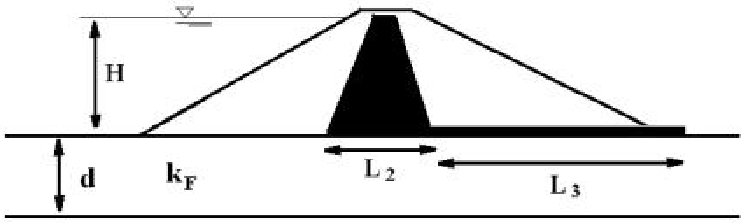


$$\lambda = \frac{d}{L_2 + 0.88d}$$

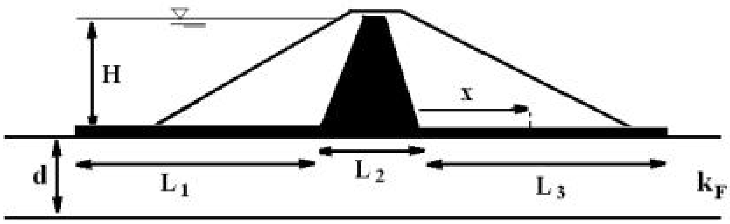
$$q = \lambda . H . k_f$$



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



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



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

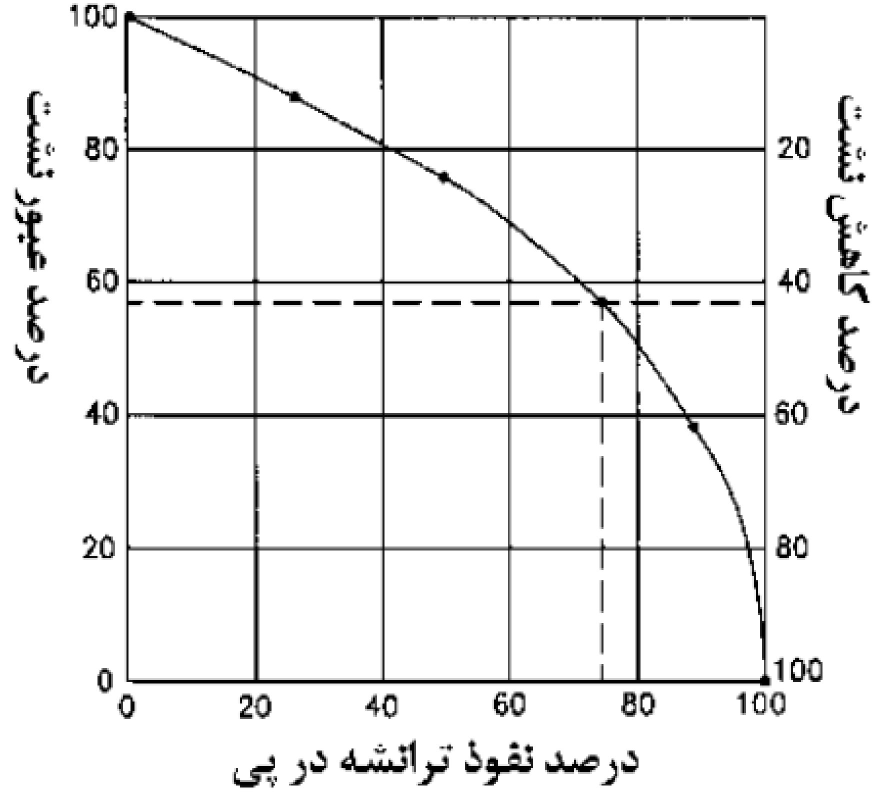
اگر بلانکت فقط در پایین‌دست باشد

$$h_x = H\left(\frac{L_3 - x}{L_2 + L_3 + 0.43d}\right)$$

اگر بلانکت در هر دو موقعیت بالادست و پایین‌دست باشد

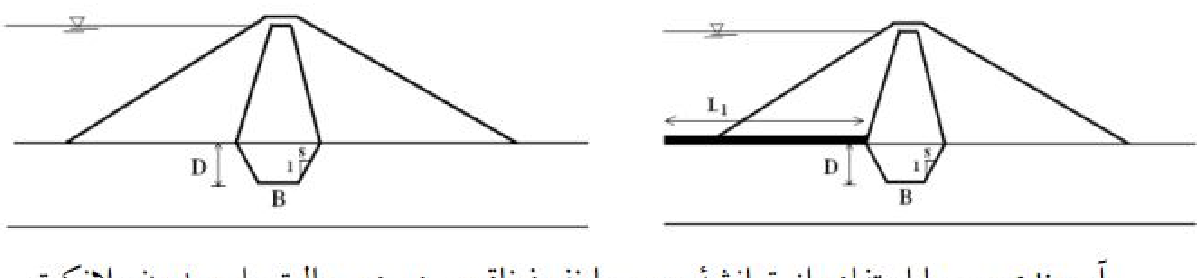
$$h_x = H\left(\frac{L_3 - x}{L_1 + L_2 + L_3}\right)$$

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



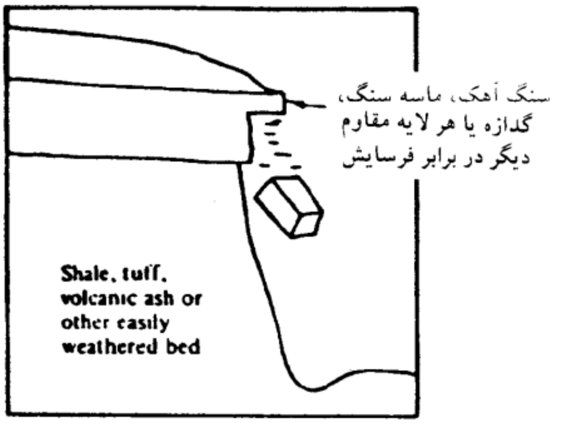
$$\boldsymbol{\lambda = \frac{d}{L_2+0.88d}\left\{0.945 - 0.016\log\left(\frac{k_f}{k_t}\right) - 0.18\frac{B}{L_2} - 0.614\frac{D}{d} + 0.052\,S\right\}}$$

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{d}{L_2+0.88d}\left\{0.703 + 0.078\,S - 0.136\log\frac{k_f}{k_t} - 5.158\frac{t_b D}{d^2} + 0.343\frac{B L_2}{{L_1}^2}\right\}}$$

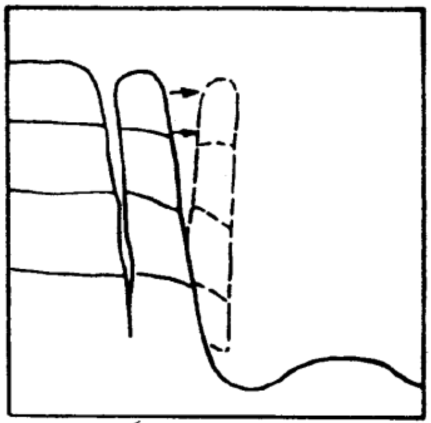


آب‌بندی پی با استفاده از ترانشهٔ رسی با نفوذ ناقص در دو حالت با و بدون بلانکت

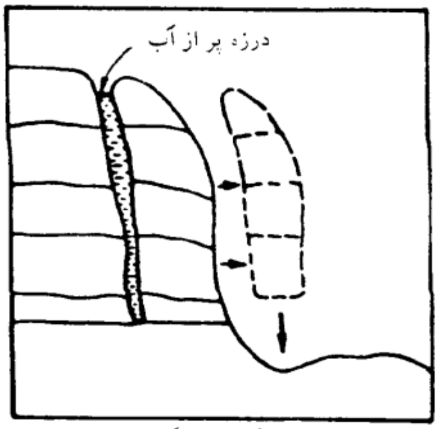
$$\eta = \frac{L_2}{d} + \frac{t_w}{d}\left(\frac{k_f}{k_w} - 1\right)$$



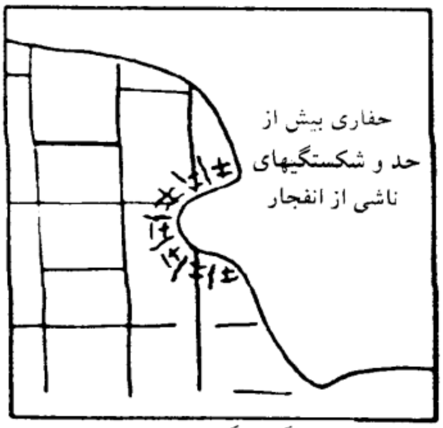
الف) هوازدگی متفاوت



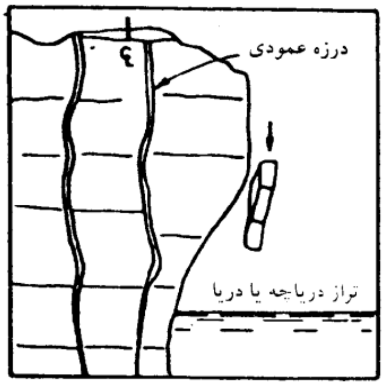
ب) فشار ناشی از یخزدگی در سنگهای همگن درزه‌دار



ج) سنگهای همگن درزه‌دار فشار هیدرواستاتیکی بر روی بلوکهای سست

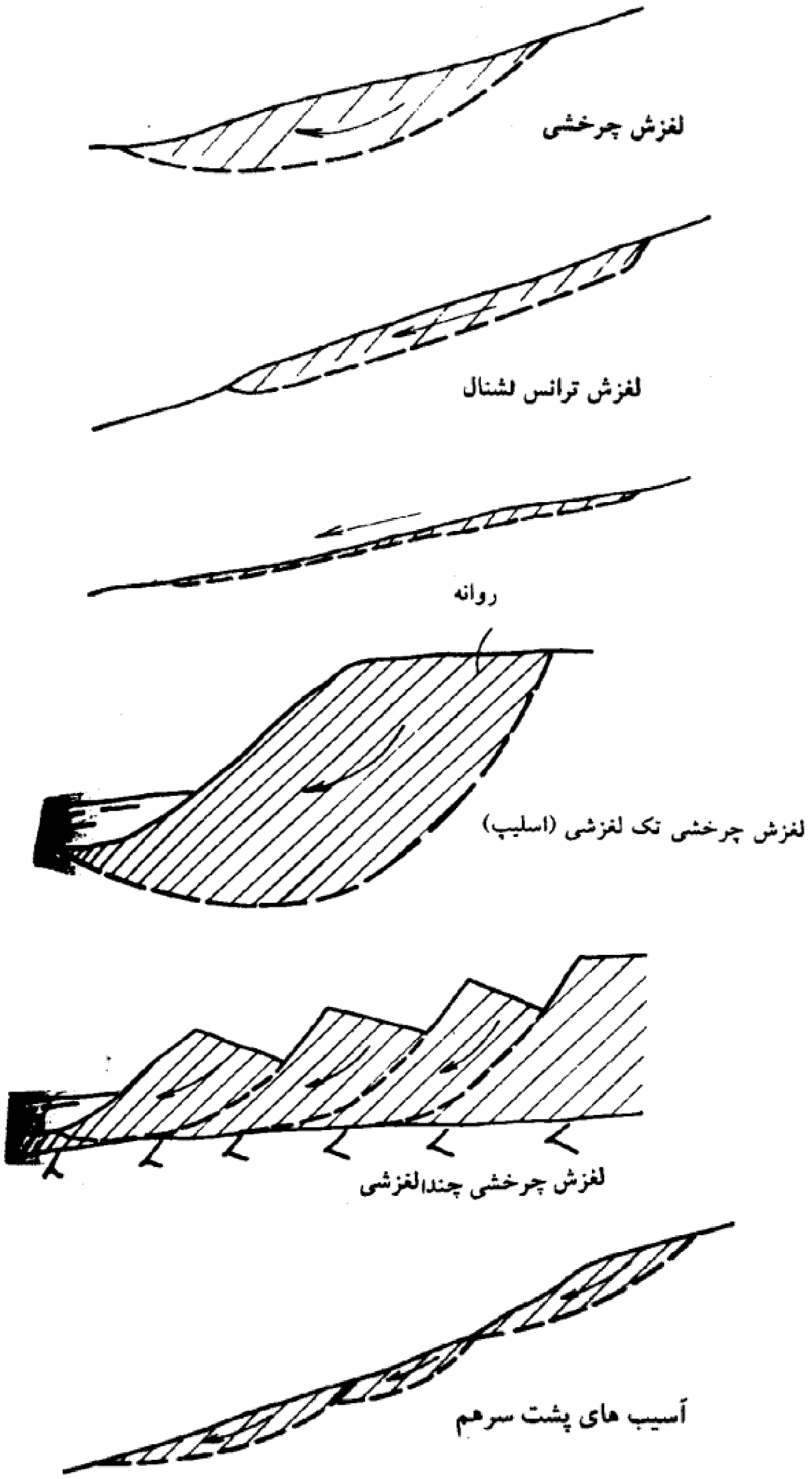


د) سنگ همگن درزه‌دار بلوکها بدون نگهداری رها شده یا در اثر انفجار سست شده

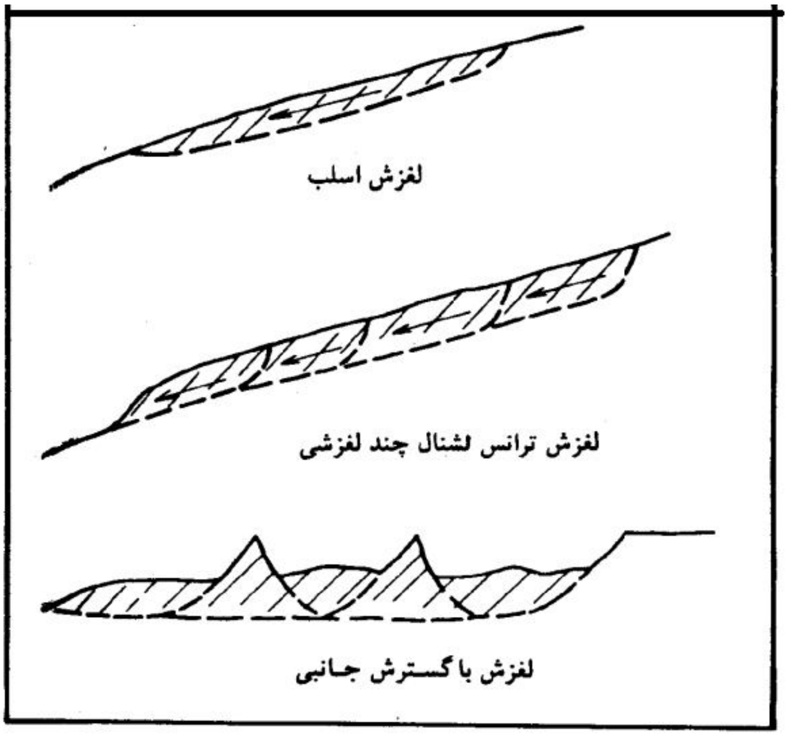


ه) سنگ همگن درزه‌دار یا لایه‌های مقاوم بر روی لایه‌های سست فرسایش یافته قرار گرفته که به سهولت فرسوده می‌شوند. «پرتگاه» ایجاد شده در اثر امواج

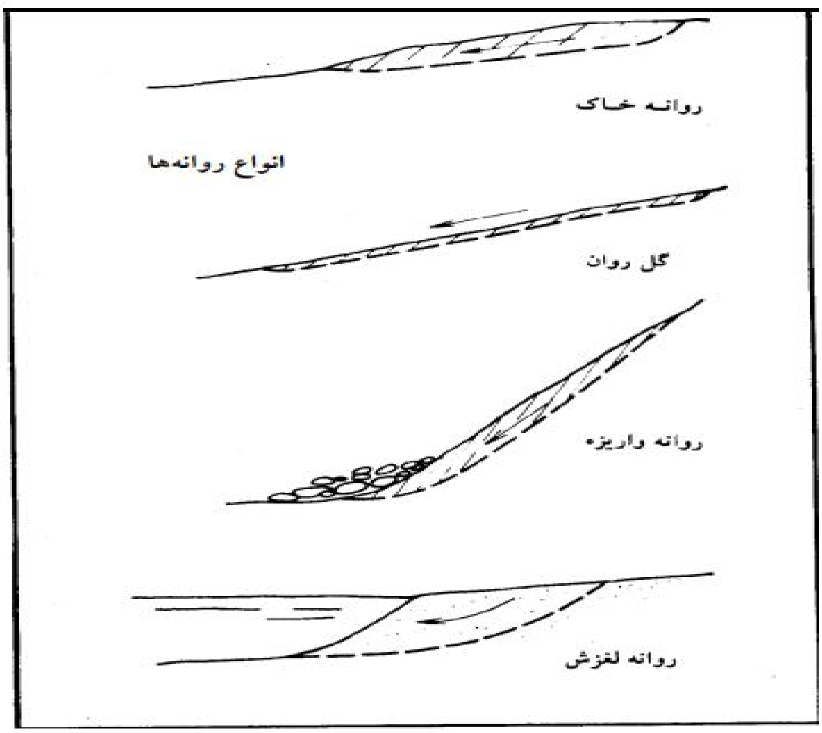
ی) سنگ همگن درزه‌دار یا لایه‌های مقاوم بر روی لایه‌های سست فرسایش یافته که به سهولت فرسوده می‌شوند. پرتگاه بر اثر جریان آب ایجاد شده است.

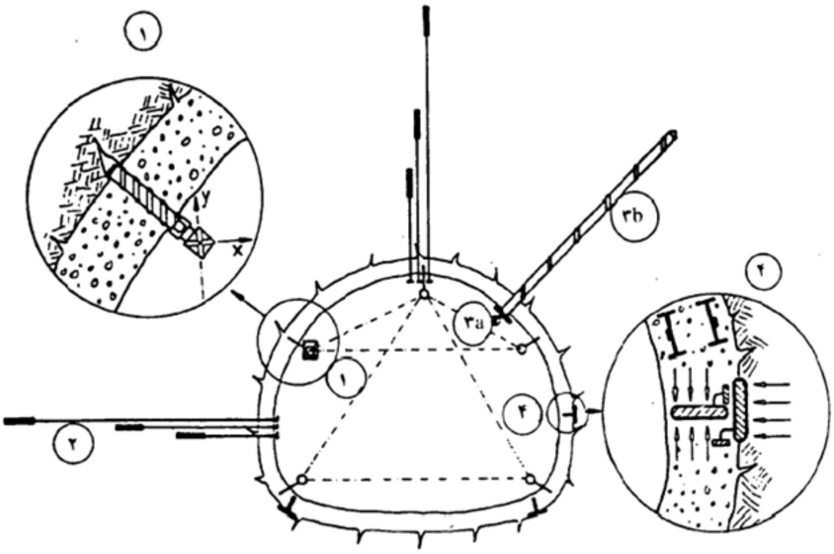


انواع مختلف زمین‌لغزه چرخشی



لغزشهای ترانس لشنال





نمایش تعدادی از ابزارهای رفتارسنجی در تونل

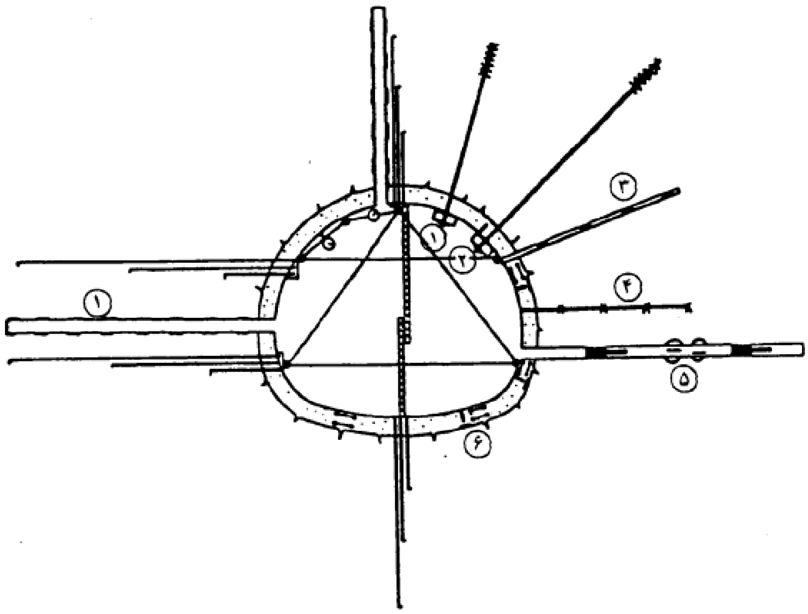
۱- طریقه نصب پین‌های همگرایی‌سنجی (نواری و پیمایشی)

۲-کشیدگی‌سنج

۳b- میل مهار ابزاربندی شده

۳a- سلول تعیین بار میل مهار

۴- سلول فشار و کرنش‌سنج داخل بتن



۱- کشیدگی‌سنج متحرک

۲- بارسنج

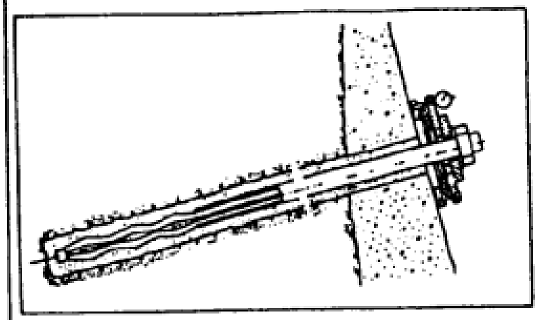
۳- میل مهار ابزاربندی شده

۴- کشیدگی‌سنج گمانه‌ای چندنقطه‌ای

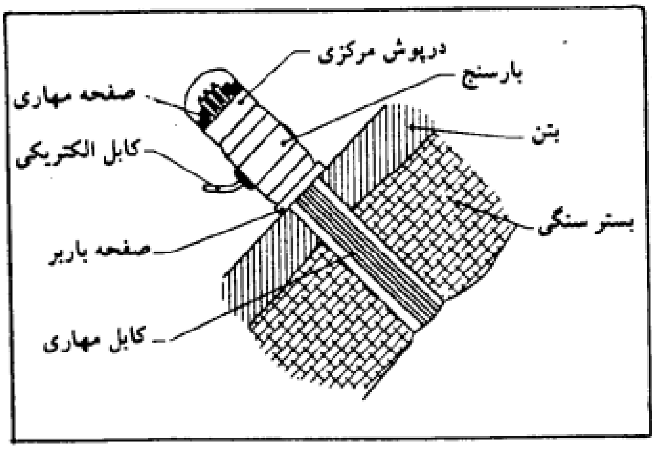
۵- شکاف‌زن گمانه‌ای تعیین تنش برجا

۶- سلول تنش (فشار)

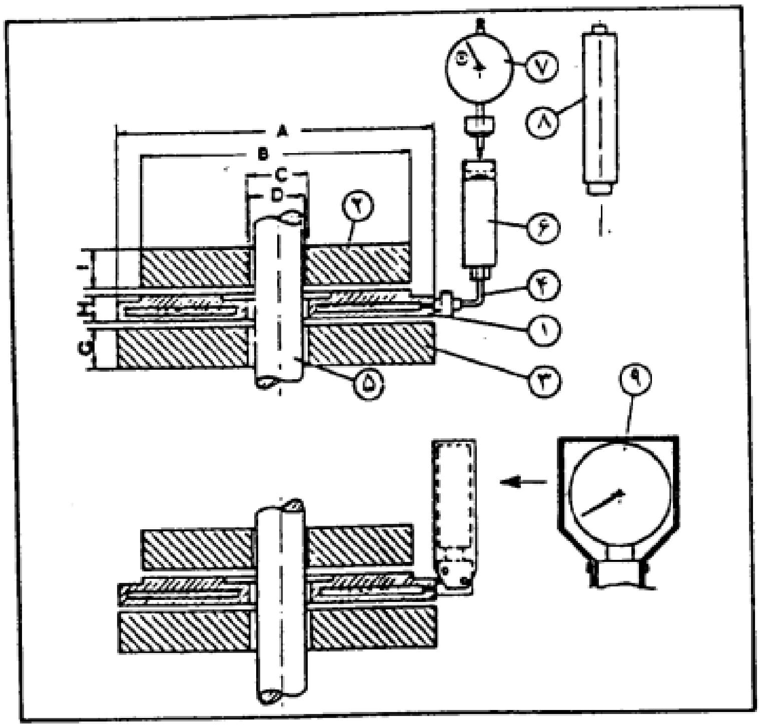
نمایش تعدادی از ابزارهای رفتارسنجی در تونل



(الف)



(ب)



(پ)

۱- بدنه بارسنج

۲- صفحه توزیع بار

۳- صفحه بارگذاری

۴- لوله اتصال

۵- میل مهار

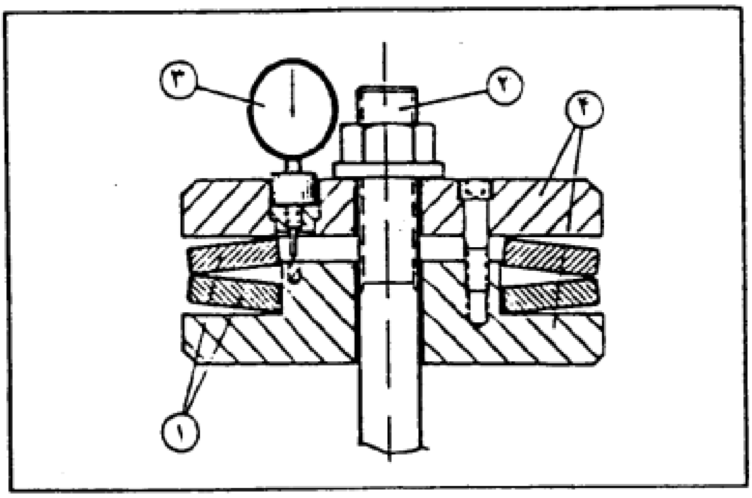
۶- سلول تبدیل فشار به جابجایی

۷- جابجایی‌سنج

۸- لوله هم‌سنجی جابجایی‌سنج

۹- فشارسنج

(ت)



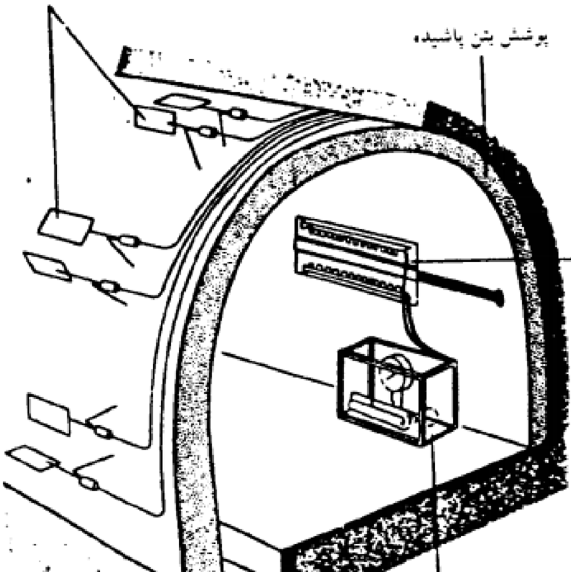
۱- بدنه بارسنج

۲- مهره انتهایی

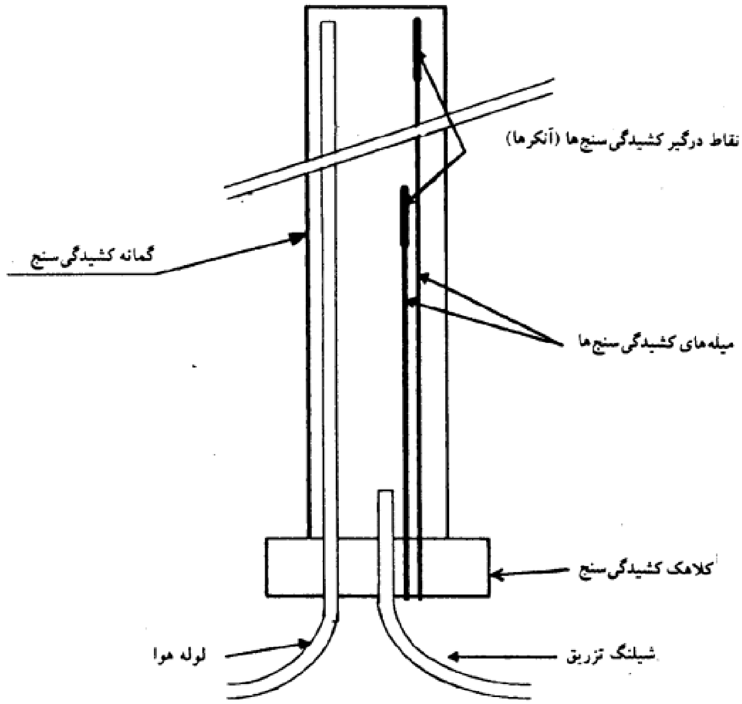
۳- جابجایی‌سنج

۴- صفحات بارگذاری و توزیع بار

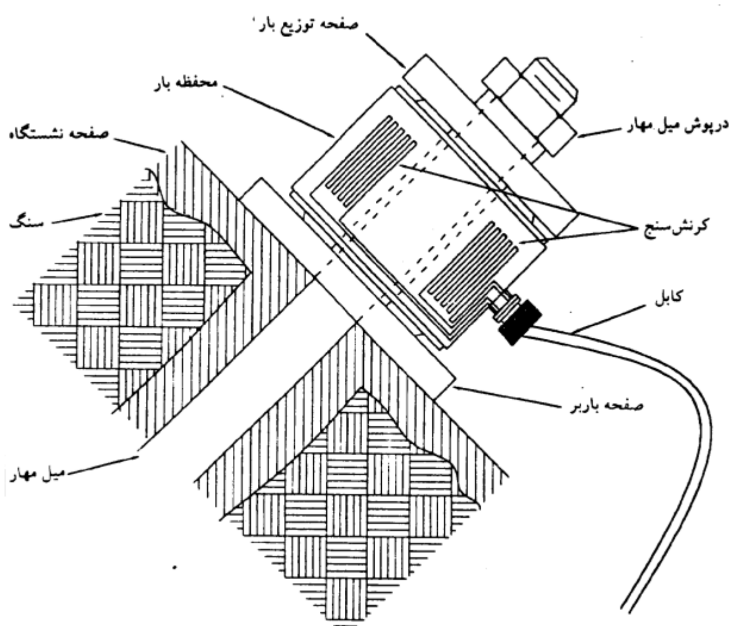
انواع سلول تعیین بار مهاری‌ها و طریقه نصب آن



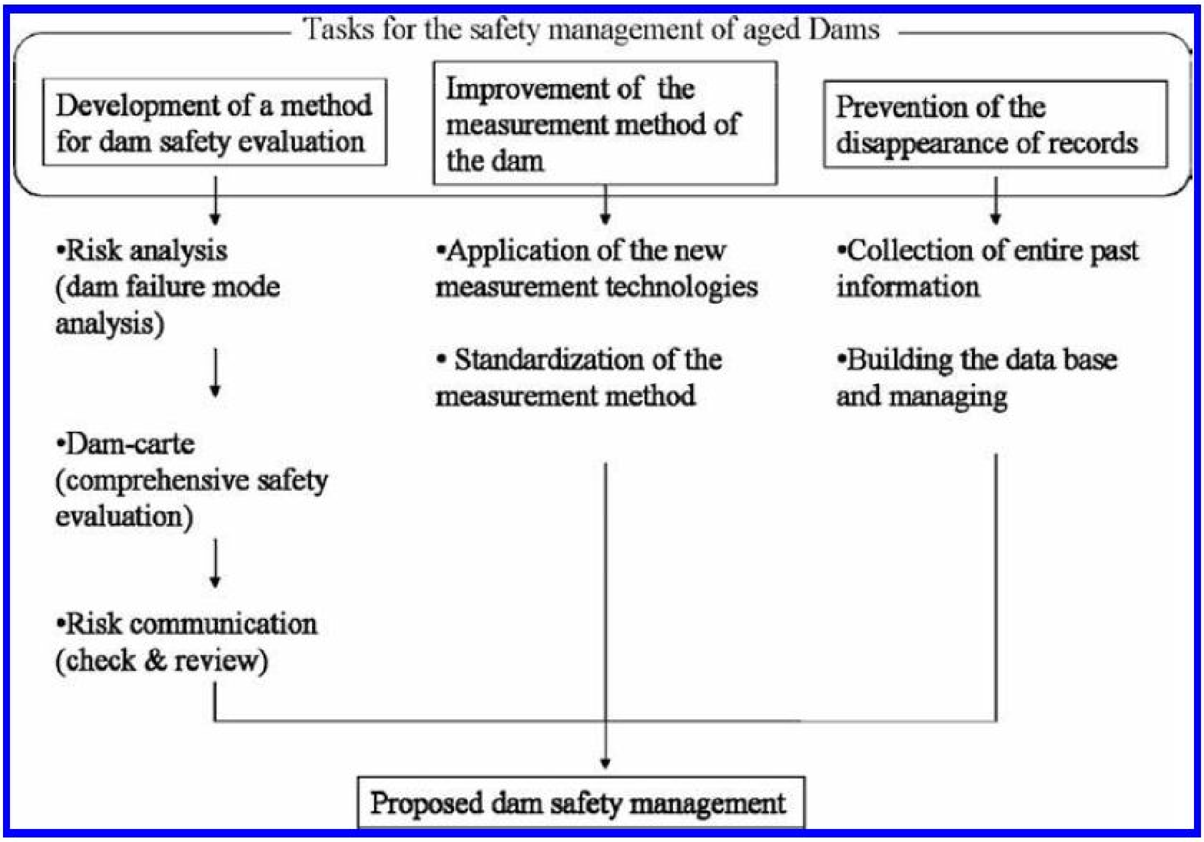
طریقه نصب سلولهای فشار در یک پوشش بتن پاشیده شده

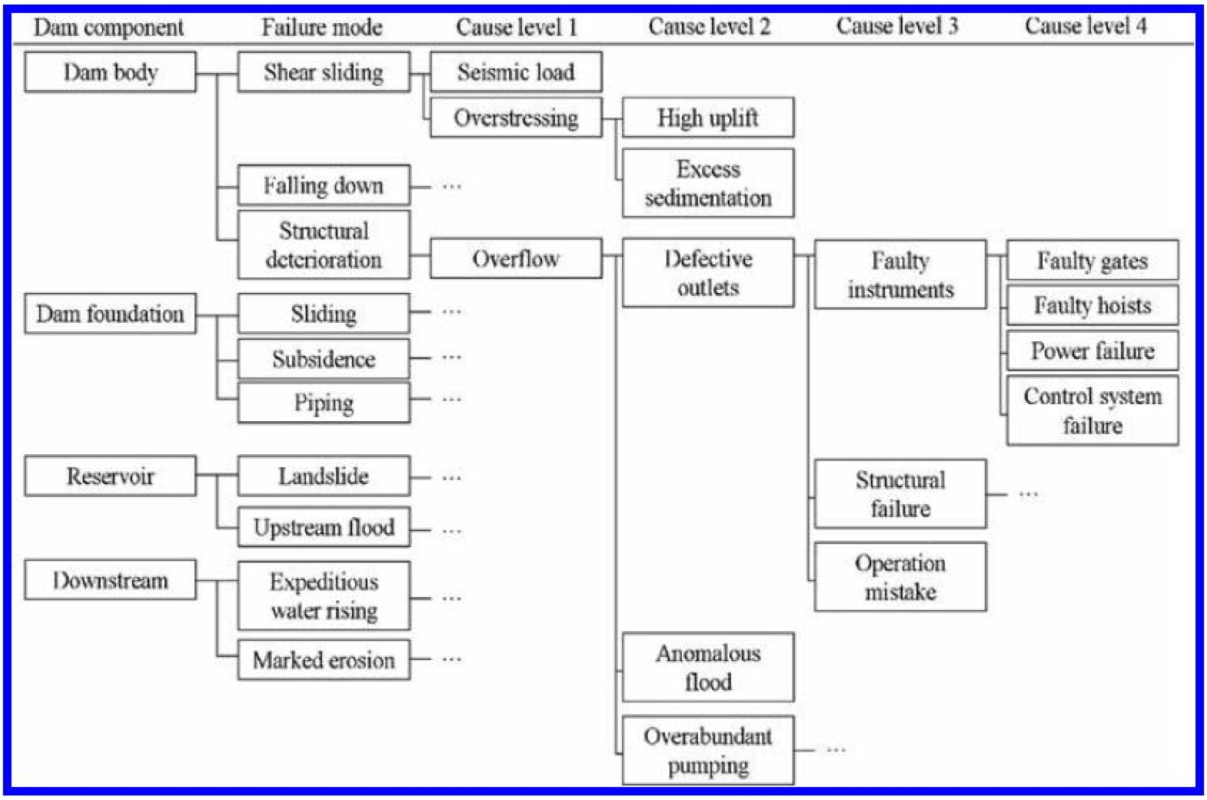


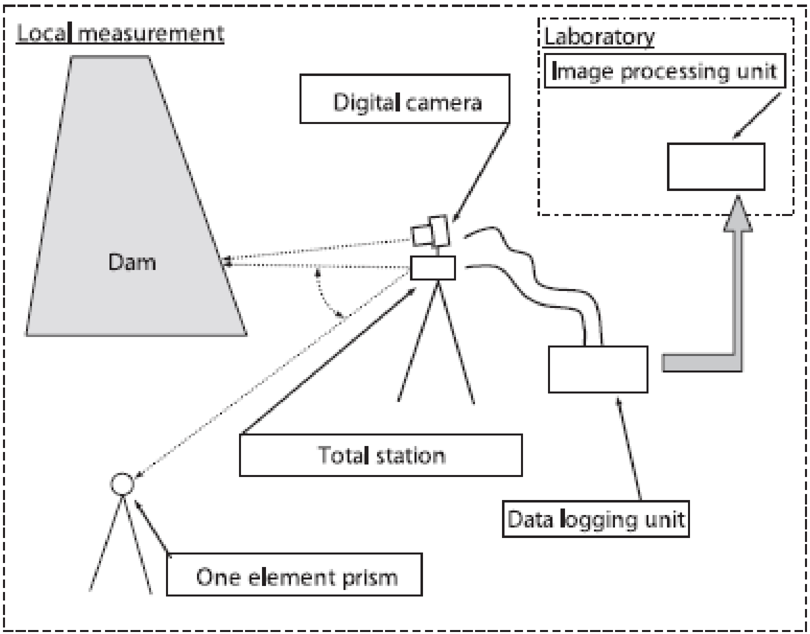
نحوه تزریق ملات رقیق سیمان برای بستن درزه و شکافها در گمانه کشیدگی‌سنج

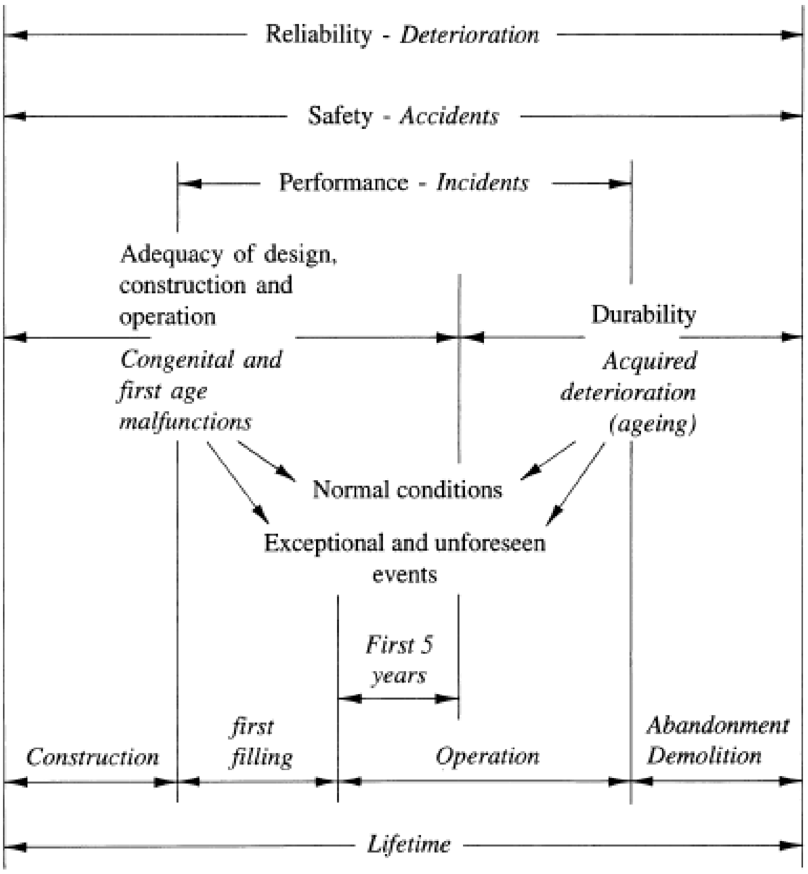


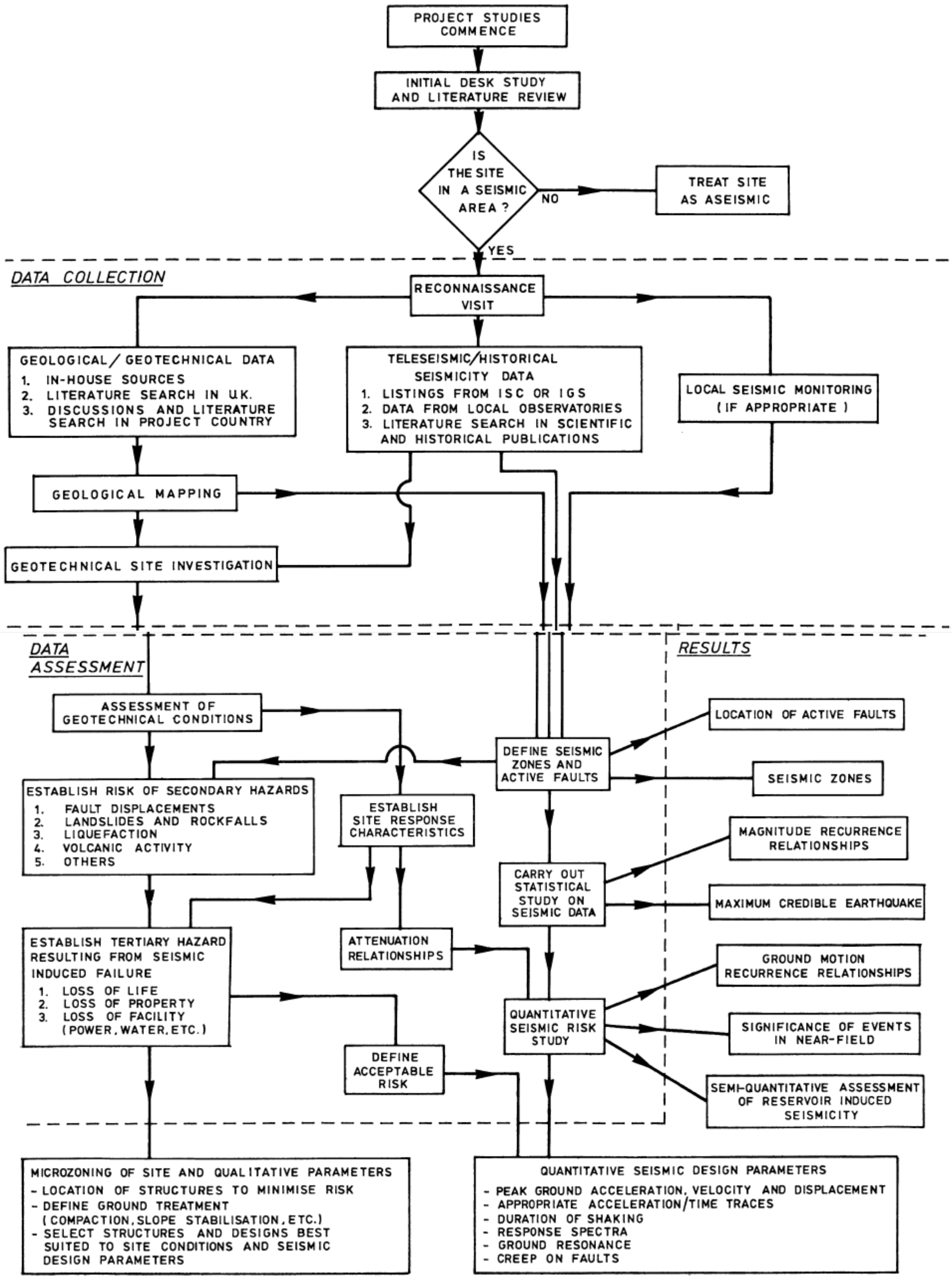
نمایش ساده نحوه نصب سلول بارسنج


Tasks for the safety management of aged Dams
Development of a method for dam safety evaluation
Improvement of the measurement method of the dam
Prevention of the disappearance of records
•Risk analysis (dam failure mode analysis)
•Dam-carte (comprehensive safety evaluation)
•Risk communication (check & review)
•Application of the new measurement technologies
• Standardization of the measurement method
•Collection of entire past information
•Building the data base and managing
Proposed dam safety management

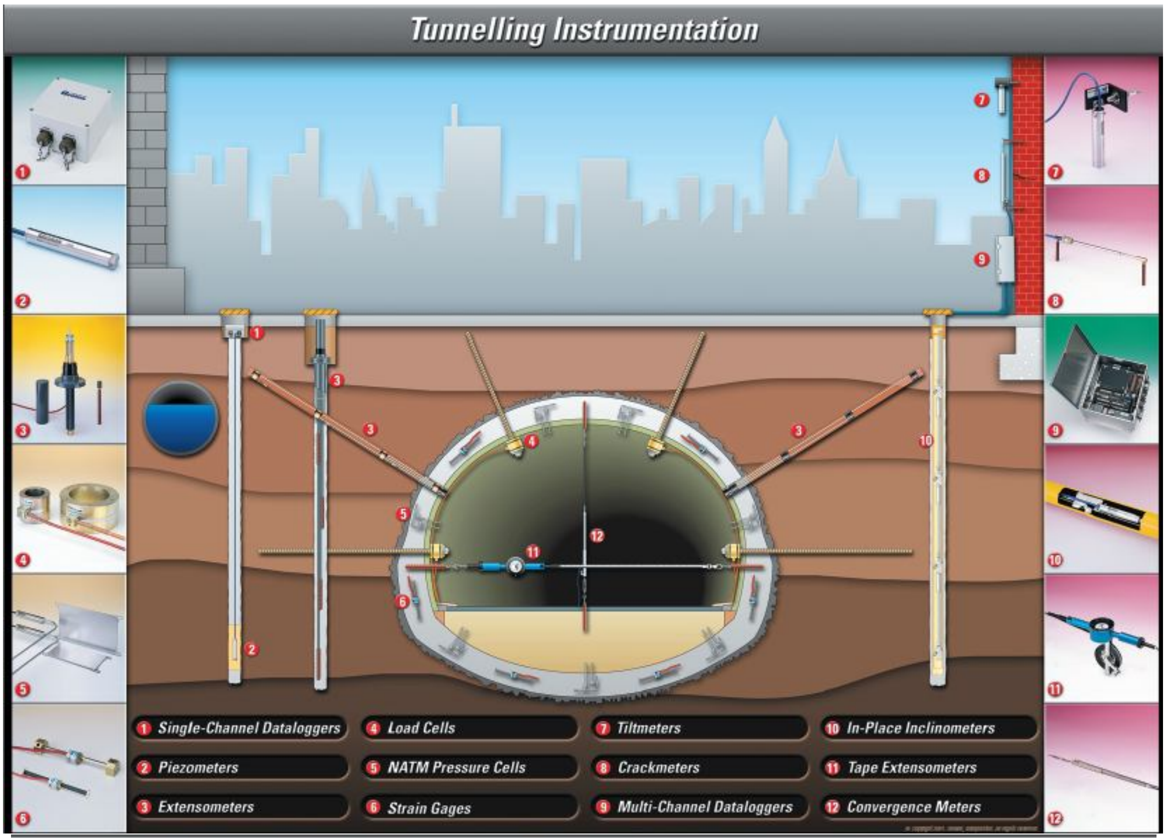

Dam component
Failure mode
Cause level 1
Cause level 2
Cause level 3
Cause level 4
Dam body
Shear sliding
Seismic load
Overstressing
High uplift
Excess sedimentation
Falling down
Structural deterioration
Overflow
Defective outlets
Faulty instruments
Faulty gates
Faulty hoists
Power failure
Control system failure
Dam foundation
Sliding
Subsidence
Piping
Reservoir
Landslide
Upstream flood
Structural failure
Operation mistake
Downstream
Expeditious water rising
Marked erosion
Anomalous flood
Overabundant pumping

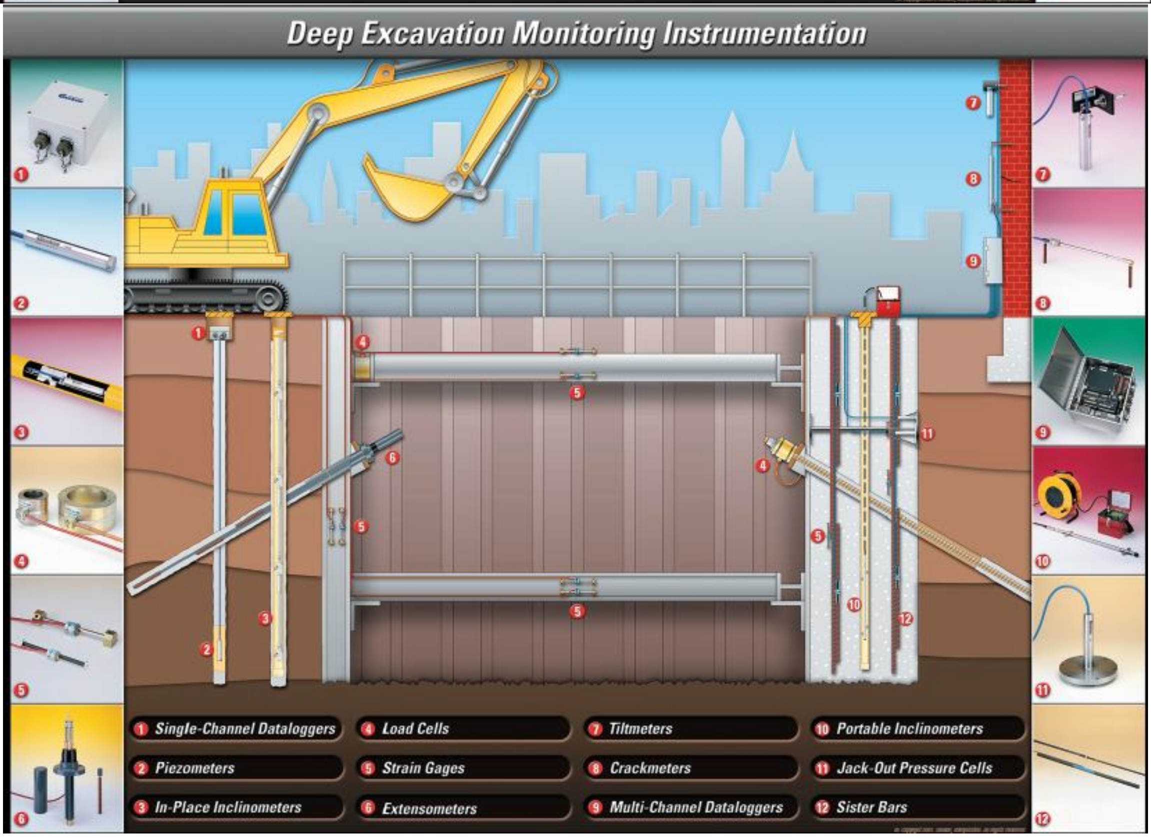

Local measurement
Laboratory
Image processing unit
Digital camera
Dam
Total station
Data logging unit
One element prism

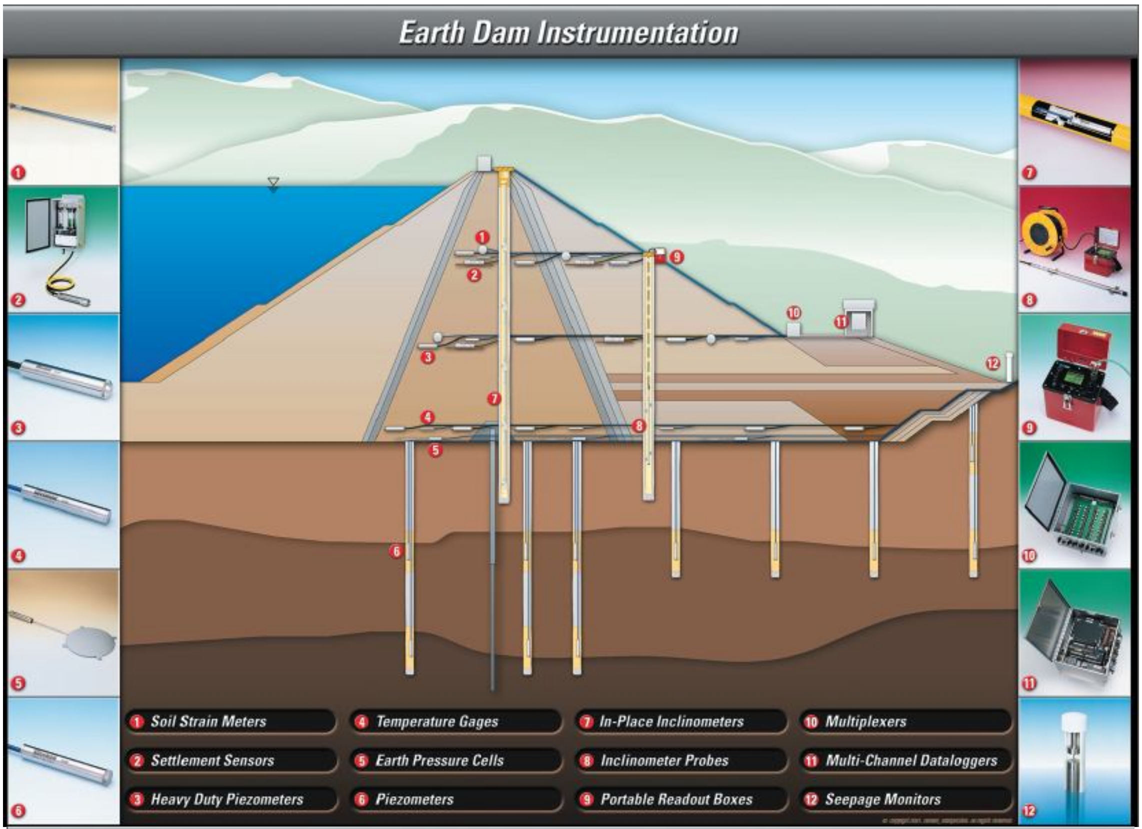

Reliability - Deterioration
Safety - Accidents
Performance - Incidents
Adequacy of design, construction and operation
Durability
Congenital and first age malfunctions
Acquired deterioration (ageing)
Normal conditions
Exceptional and unforeseen events
First 5 years
Construction
first filling
Operation
Abandonment Demolition
Lifetime



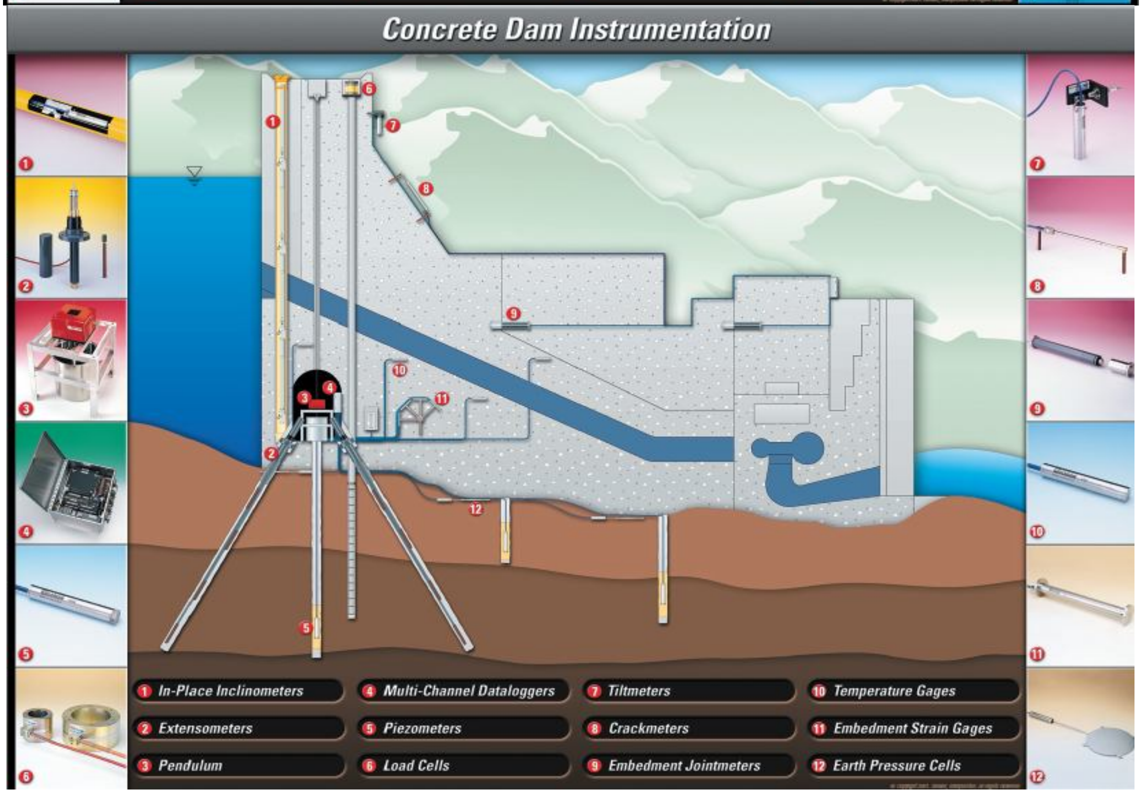
PROJECT STUDIES COMMENCE
INITIAL DESK STUDY AND LITERATURE REVIEW
IS THE SITE IN A SEISMIC AREA ?
NO
TREAT SITE AS ASEISMIC
YES
DATA COLLECTION
RECONNAISSANCE VISIT
GEOLOGICAL / GEOTECHNICAL DATA
1. IN-HOUSE SOURCES
2. LITERATURE SEARCH IN U.K.
3. DISCUSSIONS AND LITERATURE SEARCH IN PROJECT COUNTRY
TELESEISMIC/HISTORICAL SEISMICITY DATA
1. LISTINGS FROM ISC OR IGS
2. DATA FROM LOCAL OBSERVATORIES
3. LITERATURE SEARCH IN SCIENTIFIC AND HISTORICAL PUBLICATIONS
LOCAL SEISMIC MONITORING (IF APPROPRIATE)
GEOLOGICAL MAPPING
GEOTECHNICAL SITE INVESTIGATION
DATA ASSESSMENT
RESULTS
ASSESSMENT OF GEOTECHNICAL CONDITIONS
ESTABLISH RISK OF SECONDARY HAZARDS
1. FAULT DISPLACEMENTS
2. LANDSLIDES AND ROCKFALLS
3. LIQUEFACTION
4. VOLCANIC ACTIVITY
5. OTHERS
ESTABLISH SITE RESPONSE CHARACTERISTICS
DEFINE SEISMIC ZONES AND ACTIVE FAULTS
LOCATION OF ACTIVE FAULTS
SEISMIC ZONES
CARRY OUT STATISTICAL STUDY ON SEISMIC DATA
MAGNITUDE RECURRENCE RELATIONSHIPS
MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE
ESTABLISH TERTIARY HAZARD RESULTING FROM SEISMIC INDUCED FAILURE
1. LOSS OF LIFE
2. LOSS OF PROPERTY
3. LOSS OF FACILITY (POWER, WATER, ETC.)
ATTENUATION RELATIONSHIPS
QUANTITATIVE SEISMIC RISK STUDY
GROUND MOTION RECURRENCE RELATIONSHIPS
SIGNIFICANCE OF EVENTS IN NEAR-FIELD
SEMI-QUANTITATIVE ASSESSMENT OF RESERVOIR INDUCED SEISMICITY
DEFINE ACCEPTABLE RISK
MICROZONING OF SITE AND QUALITATIVE PARAMETERS
- LOCATION OF STRUCTURES TO MINIMISE RISK
- DEFINE GROUND TREATMENT (COMPACTION, SLOPE STABILISATION, ETC.)
- SELECT STRUCTURES AND DESIGNS BEST SUITED TO SITE CONDITIONS AND SEISMIC DESIGN PARAMETERS
QUANTITATIVE SEISMIC DESIGN PARAMETERS
- PEAK GROUND ACCELERATION, VELOCITY AND DISPLACEMENT
- APPROPRIATE ACCELERATION/TIME TRACES
- DURATION OF SHAKING
- RESPONSE SPECTRA
- GROUND RESONANCE
- CREEP ON FAULTS


Tunnelling Instrumentation
1 Single-Channel Dataloggers
2 Piezometers
3 Extensometers
4 Load Cells
5 NATM Pressure Cells
6 Strain Gages
7 Tiltmeters
8 Crackmeters
9 Multi-Channel Dataloggers
10 In-Place Inclinometers
11 Tape Extensometers
12 Convergence Meters

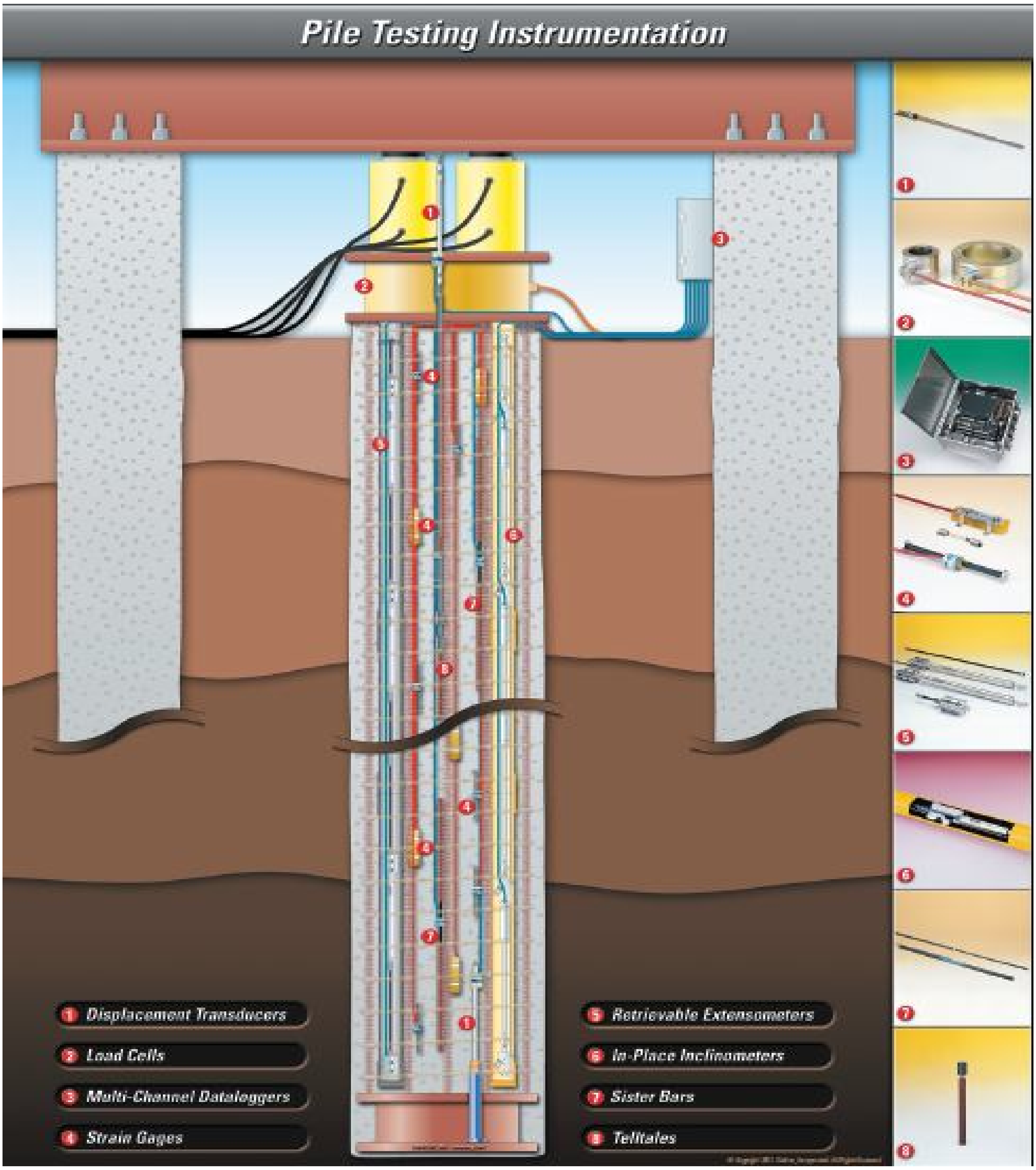

Deep Excavation Monitoring Instrumentation
1 Single-Channel Dataloggers
2 Piezometers
3 In-Place Inclinometers
4 Load Cells
5 Strain Gages
6 Extensometers
7 Tiltmeters
8 Crackmeters
9 Multi-Channel Dataloggers
10 Portable Inclinometers
11 Jack-Out Pressure Cells
12 Sister Bars



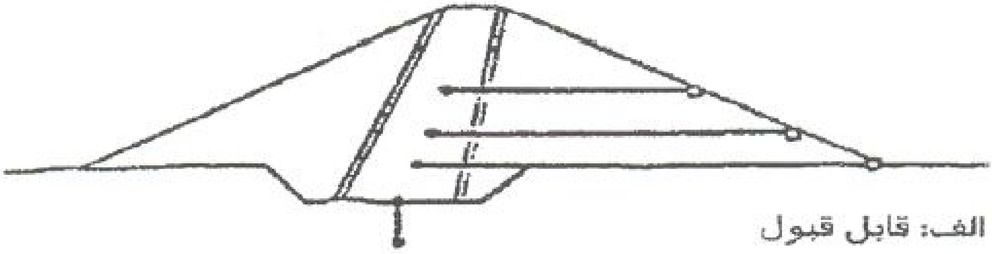
Earth Dam Instrumentation
1 Soil Strain Meters
2 Settlement Sensors
3 Heavy Duty Piezometers
4 Temperature Gages
5 Earth Pressure Cells
6 Piezometers
7 In-Place Inclinometers
8 Inclinometer Probes
9 Portable Readout Boxes
10 Multiplexers
11 Multi-Channel Dataloggers
12 Seepage Monitors



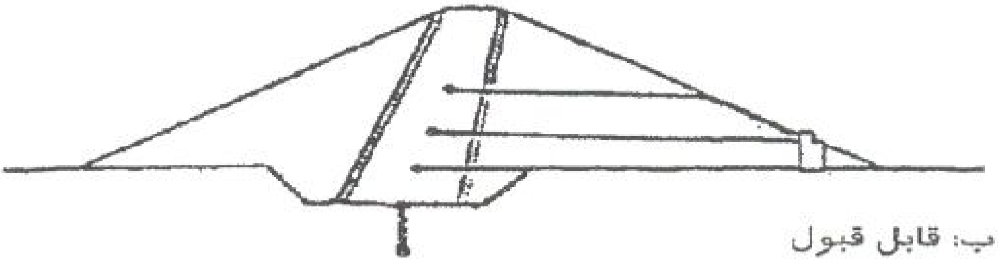
Concrete Dam Instrumentation
1 In-Place Inclinometers
2 Extensometers
3 Pendulum
4 Multi-Channel Dataloggers
5 Piezometers
6 Load Cells
7 Tiltmeters
8 Crackmeters
9 Embedment Jointmeters
10 Temperature Gages
11 Embedment Strain Gages
12 Earth Pressure Cells



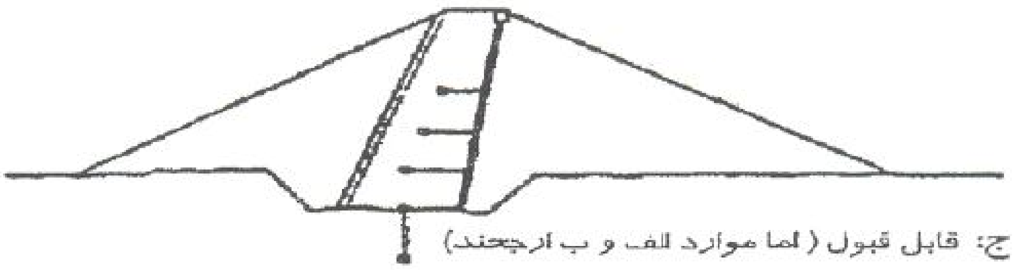
Pile Testing Instrumentation
1 Displacement Transducers
2 Load Cells
3 Multi-Channel Dataloggers
4 Strain Gages
5 Retrievable Extensometers
6 In-Place Inclinometers
7 Sister Bars
8 Telltales



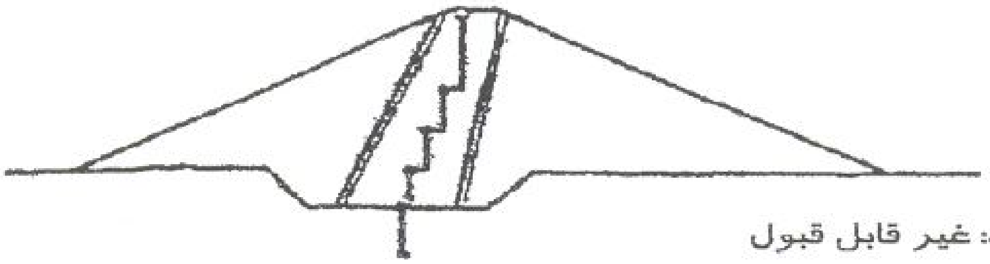
الف: قابل قبول



ب: قابل قبول

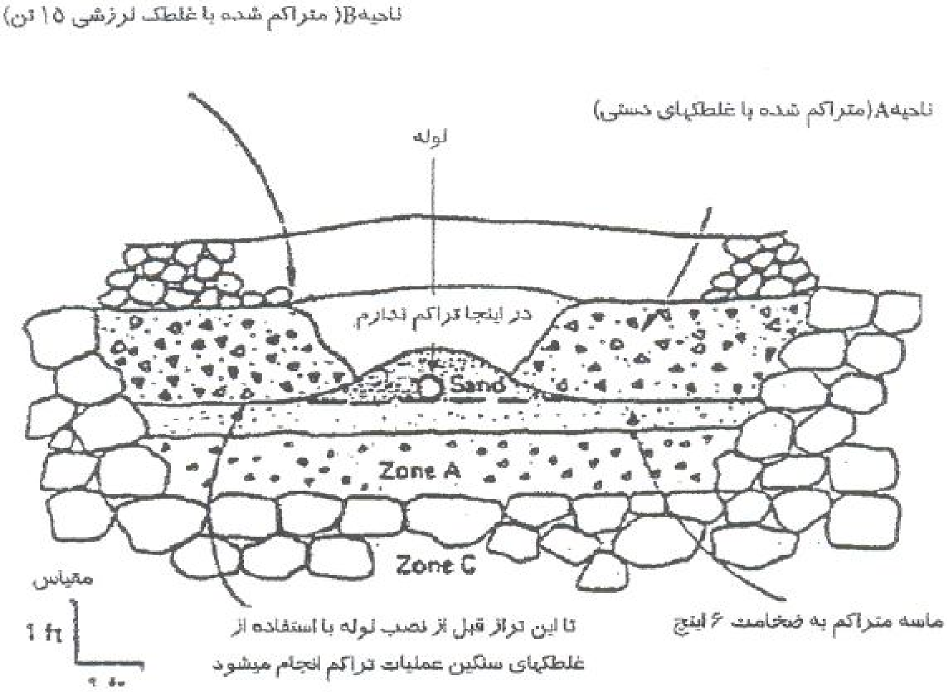


ج: قابل قبول (اما موارد الف و ب ارجحند)

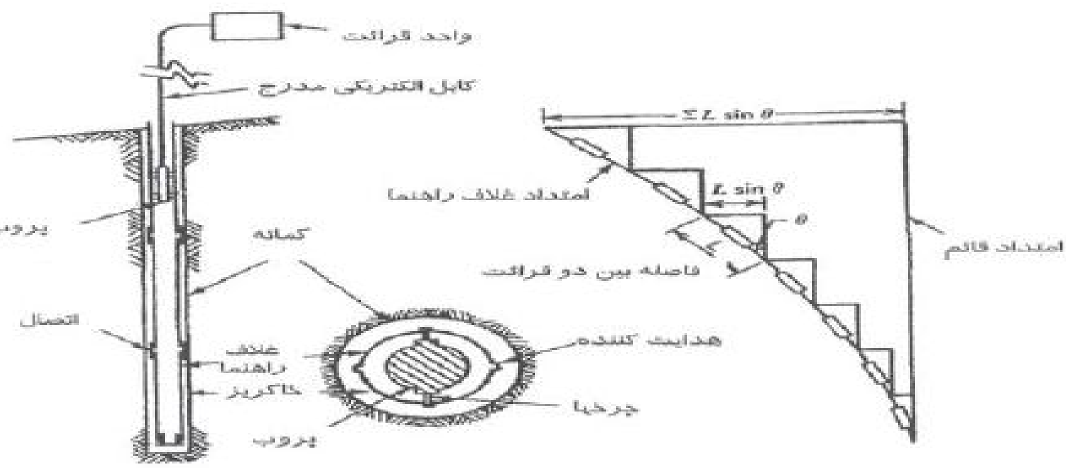


د: غیر قابل قبول

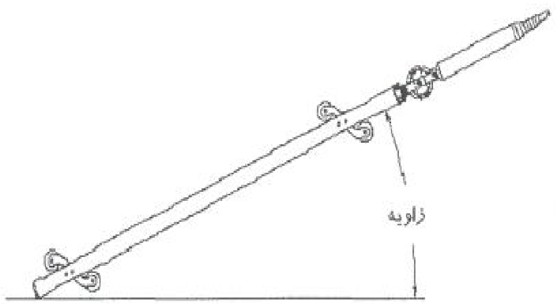
نصب مناسب و غیر مناسب کابلها و لوه ها در بدنه سدهای خاکی



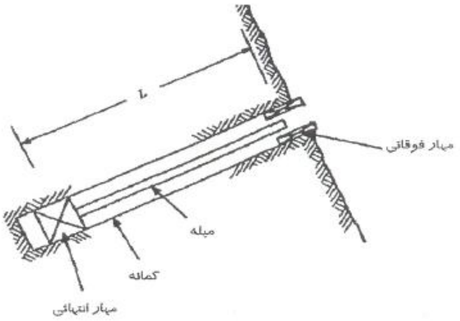
روش کارگذاری کابل و یا لوله در سنگریزها



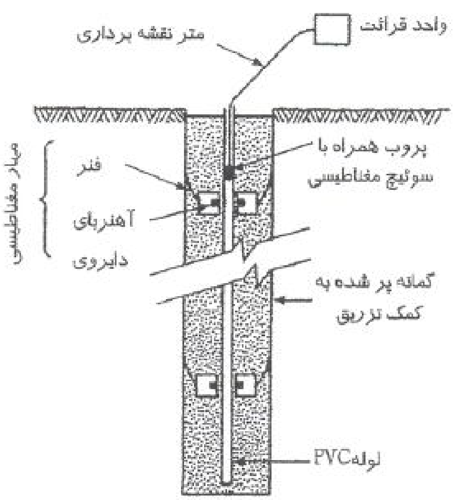
طرح شماتیکی از یک انحراف سنج و طرز کار آن



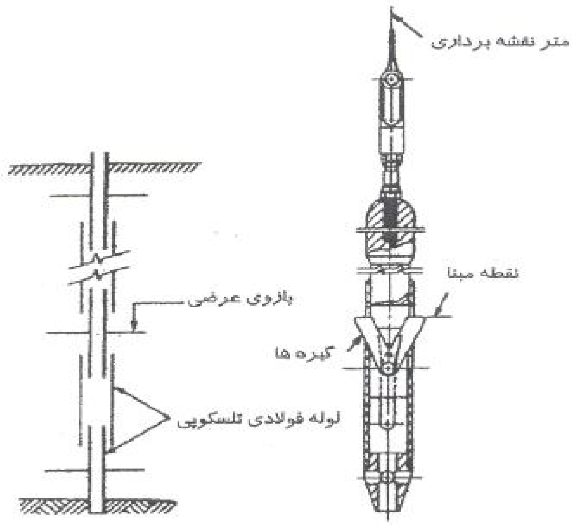
پروب و مبدل یک انحراف سنج



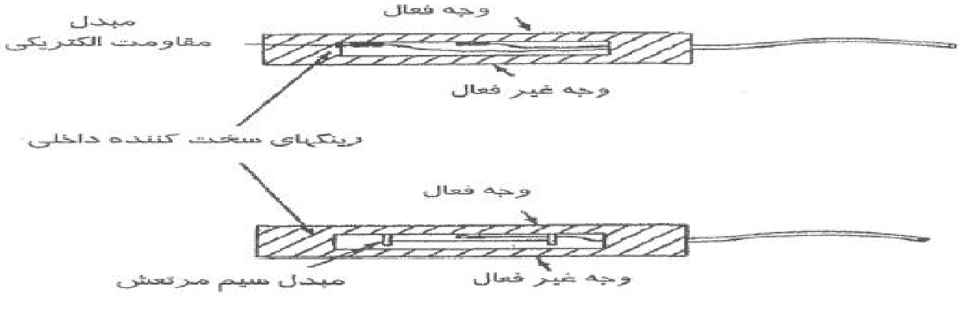
انبساط سنج ثابت گمانه ای تک نقطه ای



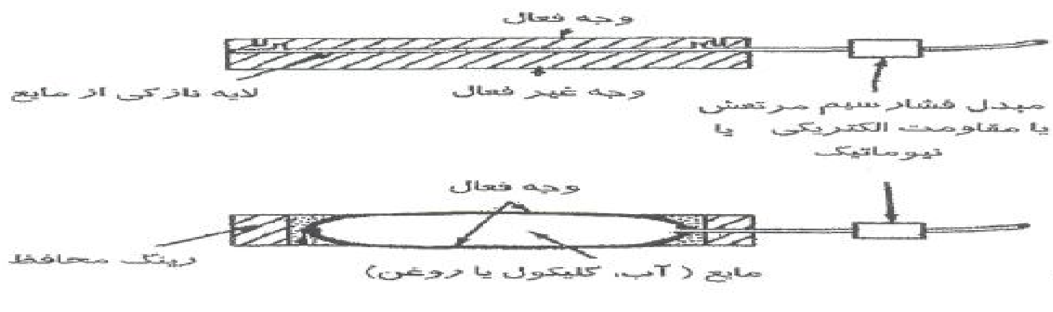
گیج با سوئیچ مغناطیسی



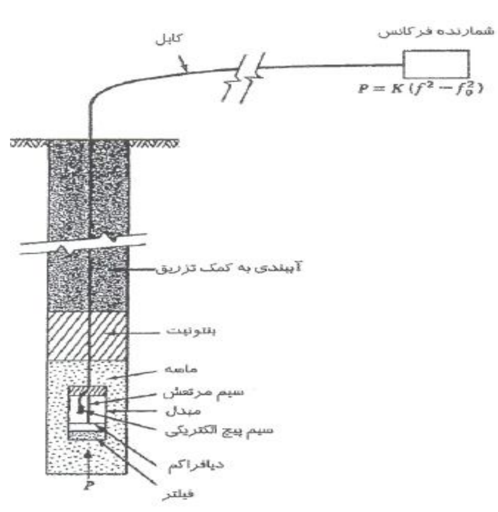
گیج بازوی عرضی



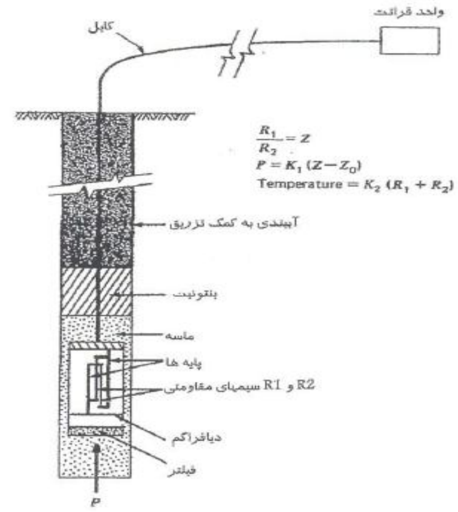
سلولهای فشار دیافراگمی



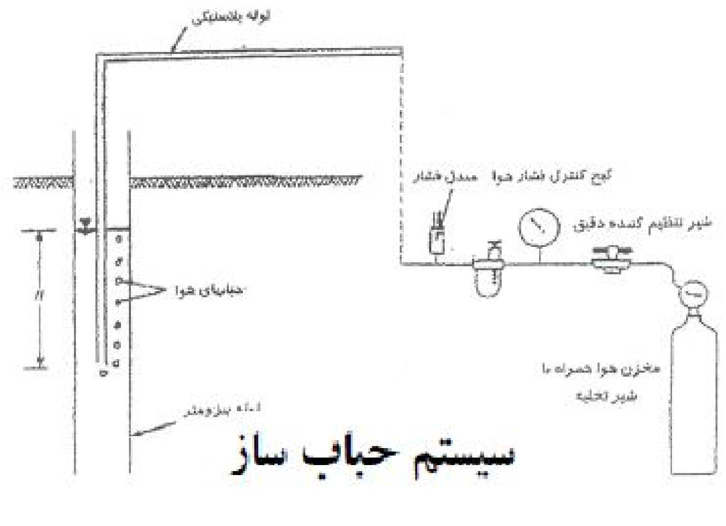
سلولهای فشار هیدرولیکی



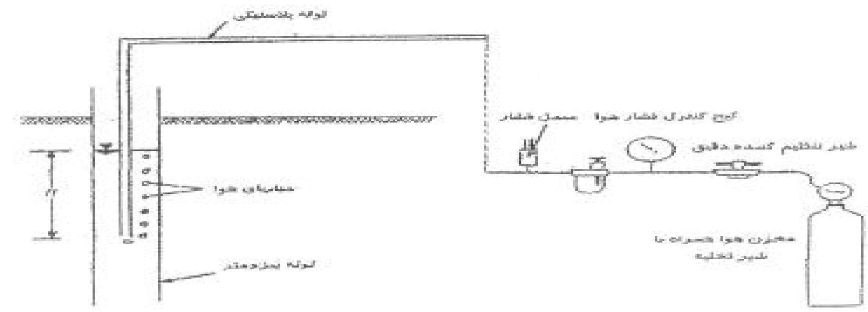
پیزومتر تار مرتعش



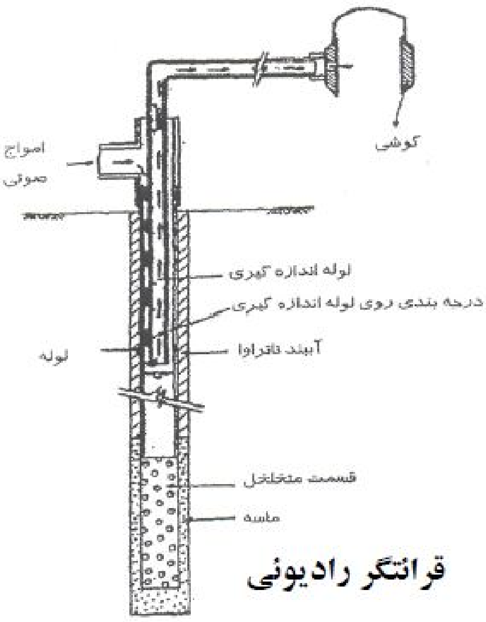
پیزومتر مقاومت الکتریکی



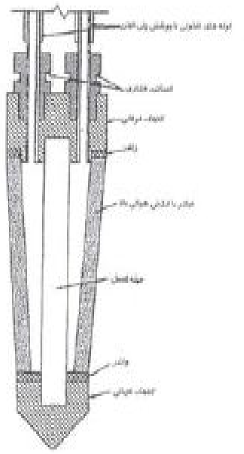
سیستم حباب ساز



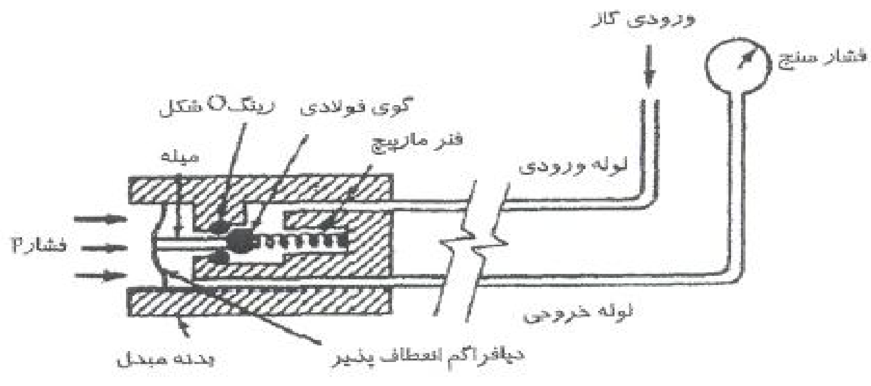
یک نمونه پیزومتر نیوماتیکی



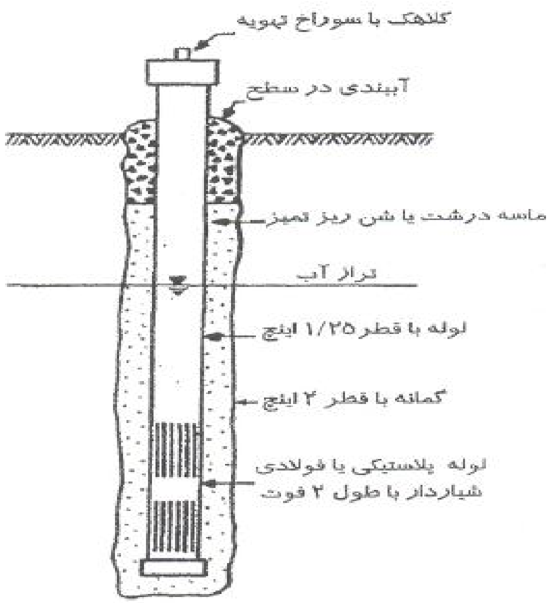
قرائتگر رادیونی



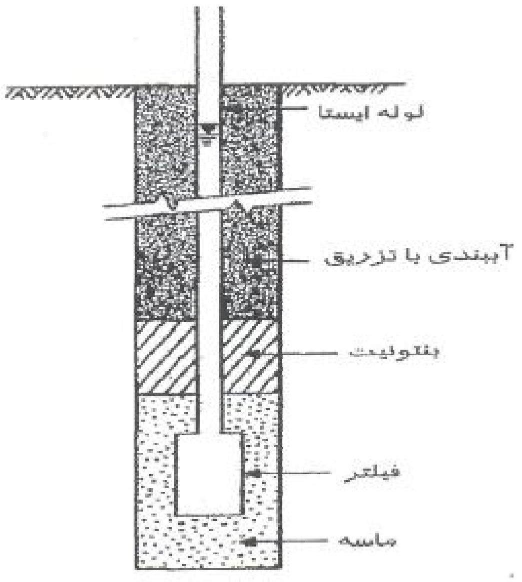
پیزومتر هیدرولیکی دو لوله ای نوع Bishop



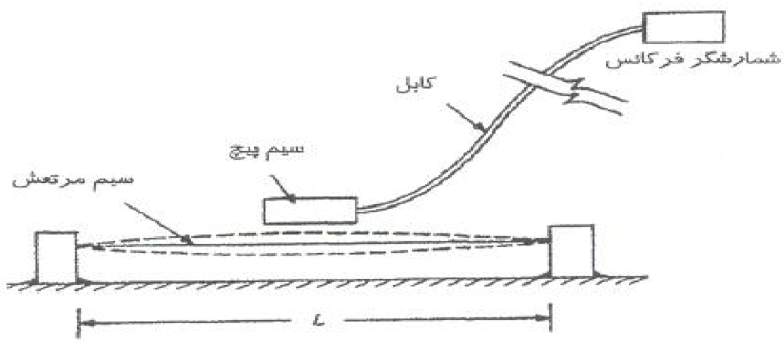
مبدل جریان باز در حالت عادی



چاه مشاهده ای



پیزومتر لوله ایستا



اجزای اصلی تشکیل دهنده مبدل تار مرتعش

انواع ابزارهای اندازه گیری تغییر شکل

نوع ابزار	تغییر شکل افقی	تغییر شکل قائم	تغییر شکل محوری	تغییر شکل چرخشی	تغییر شکل سطحی	تغییر شکل داخلی
ابزار آلات و روشهای نقشه برداری	•	•	•		•	
انبساط سنجهای پروب دار	•	•	•			•
انبساط سنجهای ثابت خاکریزها	•	•	•			•
انبساط سنجهای ثابت گمانه ای	•	•	•			•
گیج های تراز مایع		•				•
انحراف سنجها	•	•	•	•		•

وسیله	پارامتر قابل اندازه گیری
پیزومترها	فشار آب حفره ای و فشار آب بین درزی
سلولهای فشار	تنش کل در جهات مختلف
انحراف سنجها	انواع تغییر شکلهای داخلی خصوصاً تغییر شکلهای افقی
انبساط سنجها	انواع تغییر شکلهای داخلی غیر چرخشی
گیجهای تراز مایع	نشستهای داخلی
روشهای نقشه برداری	انواع تغییر شکلهای سطحی
شتاب نگارها	شتاب زلزله
دبی سنجها	تراوش
تراز سنجها	تراز آب مخزن
دما سنجها	دما

- وزن مخصوص کل
- پارامترهای مقاومت برشی بر حسب تنش‌های مؤثر
- فشار آب حفره‌ای محاسبه شده از شرایط هیدرواستاتیکی یا تحلیل تراوش پایدار
- فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی (ناشی از زلزله)

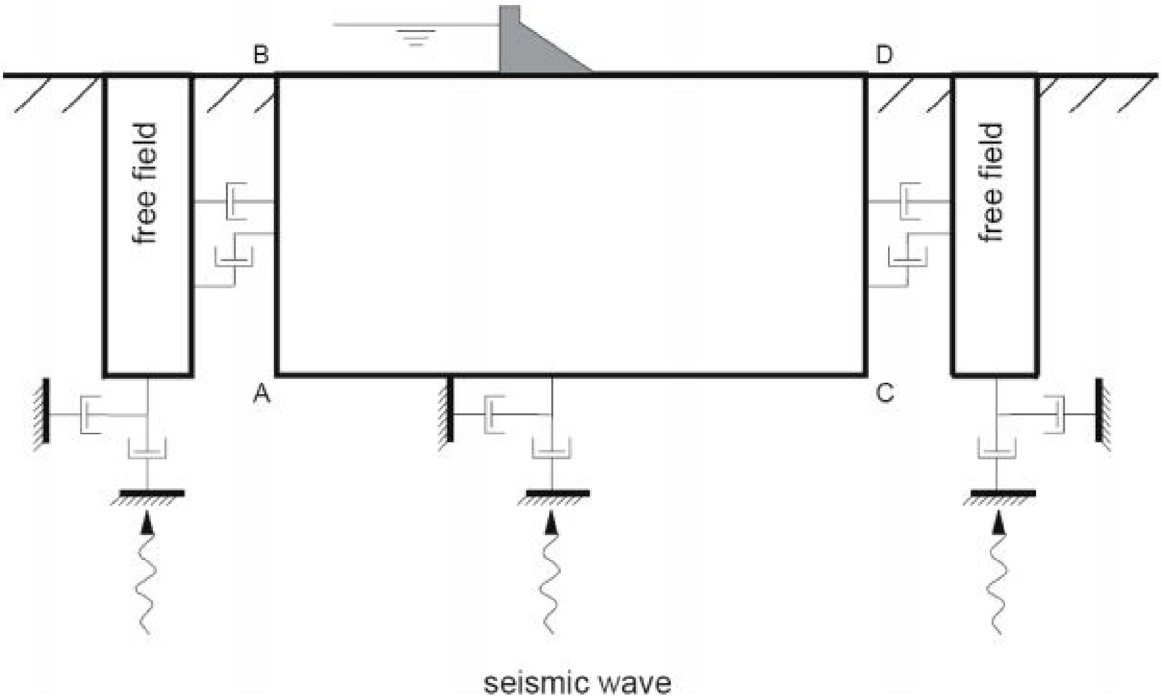
الف – فاصله مقطع اندازه‌گیری از جبهه کار حفاری

ب – سیستم نگهدارنده و زمان نصب یا اجرای آنها

پ – سرعت پیشروی حفاری

ت – روند تغییر کمیتهای اندازه‌گیری شده

ث – تغییر غیرعادی کمیتهای اندازه‌گیری شده



جدول دسته‌بندی خطر لرزه‌ای در ساختگاه سد بر مبنای بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA)

درجه خطر (میزان خطر)	شرایـــط
I (کم)	$PGA < 0.1g$
II (متوسط)	$0.1g < PGA < 0.25g$
III (زیاد)	$PGA > 0.25g$ و هیچ گسل فعالی تا فاصله ۱۰ کیلومتری وجود ندارد
IV (خیلی زیاد)	$PGA > 0.25g$ و یک گسل فعال در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر وجود دارد

جدول عوامل مؤثر در میزان خطرپذیری سد

عامل خطرپذیری (Risk factor)	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
گنجایش مخزن (میلیون مترمکعب)	>۱۲۰ (۶)	۱-۱۲۰ (۴)	۰/۱-۱ (۲)	<۰/۱ ۰
ارتفاع سد (متر)	>۴۵ (۶)	۳۰-۴۵ (۴)	۱۵-۳۰ (۲)	<۱۵ (۰)
تعداد افرادی که در زمان خطر باید تخلیه شوند	>۱۰۰۰ (۱۲)	۱۰۰-۱۰۰۰ (۸)	۱-۱۰۰ (۴)	هیچ (۰)
آسیب بالقوه پائین دست	زیاد (۱۲)	متوسط (۸)	کم (۴)	هیچ (۰)

جدول ـ درجه خطرپذیری سد

عامل خطرپذیری کل	درجه خطرپذیری (میزان خطرپذیری)
۰ تا ۶	I (کم)
۷ تا ۱۸	II (متوسط)
۱۹ تا ۳۰	III (زیاد)
۳۱ تا ۳۶	IV (خیلی زیاد)

جدول ـ دوره بازگشت و حداکثر شتاب زمین

دسته‌بندی سد	دوره بازگشت زلزله (سال)	شتاب بیشینه زمین (PGA)		
		ناحیه A	ناحیه B	ناحیه C
IV	۳۰۰۰۰	۰/۳۷۵g	۰/۳۰g	۰/۲۵g
III	۱۰۰۰۰	۰/۲۵g	۰/۲۰g	۰/۱۵g
II	۳۰۰۰	۰/۱۵g	۰/۱۲۵g	۰/۱۰g
I	۱۰۰۰	۰/۱۰g	۰/۰۷۵g	۰/۰۵۰g

جدول- رده بندی لرزه‌ای برای پروژه‌ها

رده لرزه‌ای	درجه اهمیت سازه	شدت لرزه‌ای پایه ساختگاه
A	درجه ۱ (ذخیره آب)	≥۶
B	درجه ۱ (غیر ذخیره آب) درجه ۲ (ذخیره آب)	
C	درجه ۲ (غیر ذخیره آب) درجه ۳	≥۷
D	درجه ۴ و ۵	

جدول- دسته‌بندی درجه خطرپذیری سد

درجه خطرپذیری	تبعات اجتماعی و انسانی	تبعات اقتصادی
کم	عدم وجود ساختمان‌های مسکونی دائمی	آسیبهای جزئی به اراضی، مزارع، مراکز صنعتی و بازرگانی، حمل و نقل و تأسیسات و اموال عمومی و ...
متوسط	عدم وجود مراکز تجمع انسانی، یا وجود تنها ۱ یا چند ساختمان دائم که در صورت بروز سیلابی به عمق ۶۰ سانتیمتر یا کمتر و یا با سرعتی کمتر ۰/۶ متربرثانیه امکان آسیب به آنها وجود خواهد داشت.	خسارت به اراضی و زمین‌های کشاورزی، مراکز صنعتی و بازرگانی، تأسیسات و اموال عمومی و عدم امکان استفاده و یا تخریب امکانات حمل و نقل و ...
زیاد	وجود مراکز تجمع انسانی توسعه یافته که در صورت بروز سیلابی به عمق بیش از ۶۰ سانتیمتر و یا با سرعتی بیش از ۰/۶ متربرثانیه امکان آسیب به آنها وجود خواهد داشت.	خسارت عمده و تخریب اراضی و زمین‌های کشاورزی، مراکز صنعتی و بازرگانی، خطوط حمل و نقل و تأسیسات عمومی و ...

جدول - مقادیر حداقل ضریب شتاب شبه‌استاتیکی در تحلیل لرزه‌ای سدها در آیین نامه سال ۱۹۷۶ ژاپن

دسته‌بندی سد	میزان لرزه خیزی منطقه		
	بالا (H)	متوسط (M)	کم (L)
سد بتنی ثقلی	۰/۱۲	۰/۱۲	۰/۱۰
سد بتنی قوسی	۰/۲۴	۰/۲۴	۰/۲
سد سنگریز، سد ناحیه بندی شده	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۱
سد خاکی، سد همگن	۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۱۲

جدول- مقادیر ضریب لرزه‌ای نواحی چهارگانه خطر زلزله در آمریکا

ناحیه	توصیف ناحیه	ضریب لرزه‌ای
۱	خطر کم (بزرگی V و VI واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۰۵
۲	خطر متوسط (بزرگی زلزله VII واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۱
۳	خطر بالا (بزرگی بیش از VIII واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۱۵
۴	برای ناحیه ۳ با این اختلاف که در مجاورت یک سیستم گسل قطعا بزرگ واقع شده باشد	۰/۲

جدول - مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای تحلیل شبه‌استاتیکی

حالت بارگذاری	حداقل ضریب اطمینان
پایان مرحله ساخت با بارگذاری زلزله (هر دو شیروانی بالادست و پایین دست)	۱/۰
تراوش پایدار با بارگذاری زلزله (شیروانی پایین دست)	۱/۲۵
تراوش پایدار در ارتفاعات مختلف مخزن با بارگذاری زلزله (شیروانی بالا دست)	۱/۲۵
تخلیه سریع با بارگذاری زلزله (شیروانی بالادست)	۱/۰

جدول- ضریب اهمیت سد یا خاکریز

نوع سد یا خاکریز	ضریب اهمیت
خاکریزهای معمولی که شکست آنها بحرانی نیست	۱/۰
خاکریزهای مهم که گسیختگی آنها ممکن است موجب اختلال درسرویس‌های حساس عمومی نظیر بزرگراههای اصلی وخطوط راه آهن گردد.	۱/۵
سدهای کوچک ومتوسط	۲

جدول - مقادیر ضرایب تقلیل شتاب تاج

Z/H	۰/۰	۰/۱	۰/۳	۰/۵	۰/۷	۰/۹	۱/۰
شتاب ماکزیمم نسبی	۱/۰۰	۰/۹۸۶	۰/۸۷۴	۰/۶۶۸	۰/۴۰۶	۰/۱۲۷	۰

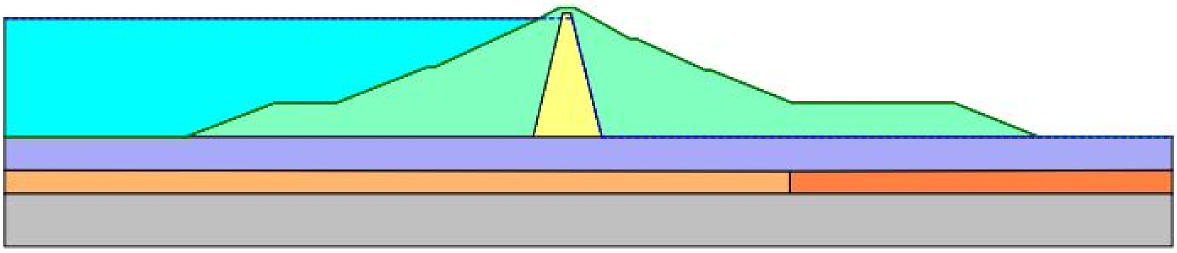
H: ارتفاع سد ; Z: فاصله هر نقطه از تاج

جدول- حداکثر شتاب زمین بر مبنای مطالعات لرزه خیزی طرح برای سد

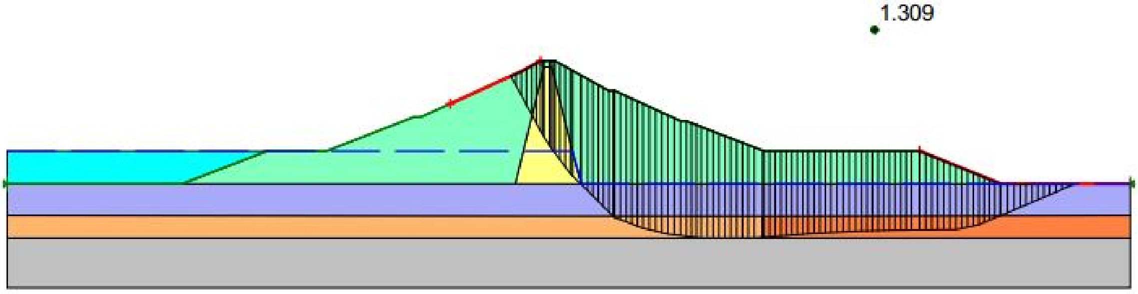
سطح خطر زلزله	حداکثر شتاب زمین (برحسب g)		دوره بازگشت زلزله (سال)
	افقی (PGA_H)	قائم (PGA_V)	
DBE	۰/۲۴	۰/۱۷	۵۰۰
MDE	۰/۳۳	۰/۳۰	۲۰۰۰
MCE	۰/۵۳	۰/۴۱	۱۰۰۰۰

جدول- حداکثر شتاب زمین بر مبنای مطالعات لرزه خیزی طرح برای سد

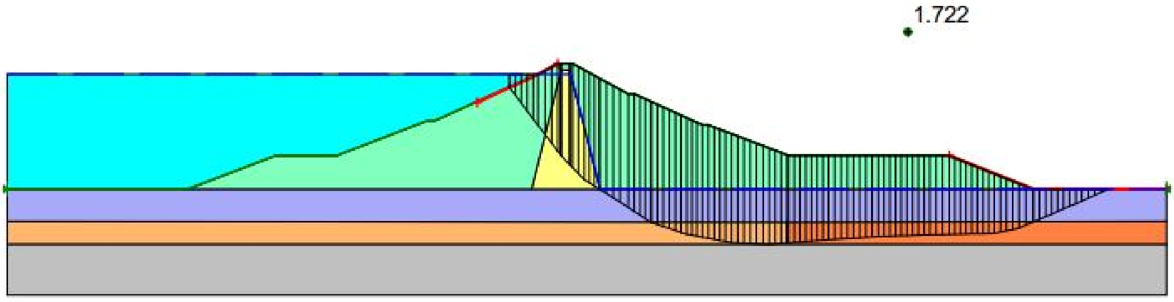
سطح خطر زلزله	حداکثر شتاب زمین (برحسب g)		دوره بازگشت زلزله (سال)
	افقی (PGA_H)	قائم (PGA_V)	
DBE	۰/۱۸	۰/۱۰	۵۰۰
MDE	۰/۳۰	۰/۱۸	۲۰۰۰
MCE	۰/۴۶	۰/۲۸	۱۰۰۰۰



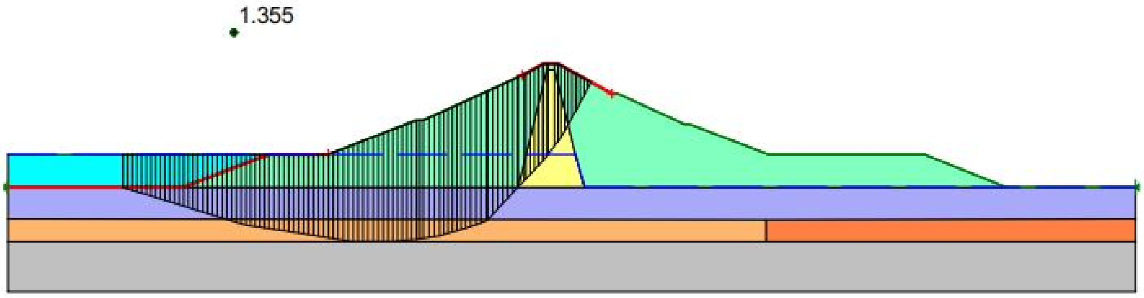
شکل - مدل مقطع بدنه سد در شرایط تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن



شکل- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل استاتیکی مرحله پایان ساخت



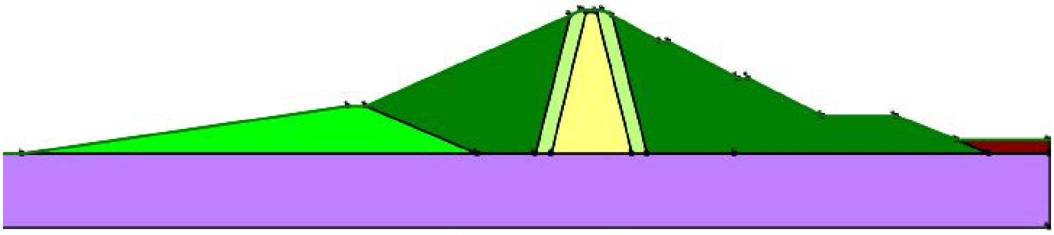
شکل - سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر



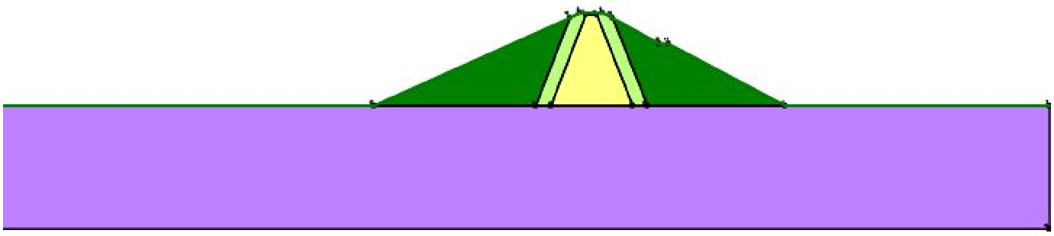
شکل- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله پایان ساخت

جدول- پارامترهای ژئوتکنیکی مصالح نواحی مختلف بدنه و پی سد در تحلیل‌های پایداری

ردیف	مصالح	شرایط	چسبندگی (kPa)	زاویه اصطکاک (درجه)	وزن مخصوص (kN/m^3) مرطوب	اشباع
۱	هسته	UU	۸۰	۶	۱۷/۵	۲۰
		CU	۳۵	۱۸		
		CD	۵	۲۵		
۲	پوسته سنگریز	CD	۰/۰	φ_0=۴۲ $\Delta\varphi$= ۶	۲۰	۲۲
۳	فیلتر و زهکش	CD	۰/۰	φ_0=۳۶ $\Delta\varphi$= ۲	۱۹	۲۰
۴	مصالح فرازبند	CD	۰/۰	۳۲	۲۰	۲۱/۵
۵	پی سنگی (مقطع میانی و تکیه‌گاه راست)	CD	۱۰۰۰	۳۶	۲۳	۲۴
۶	پی سنگی (تکیه‌گاه چپ)	CD	۶۰	۲۶	۲۳	۲۴



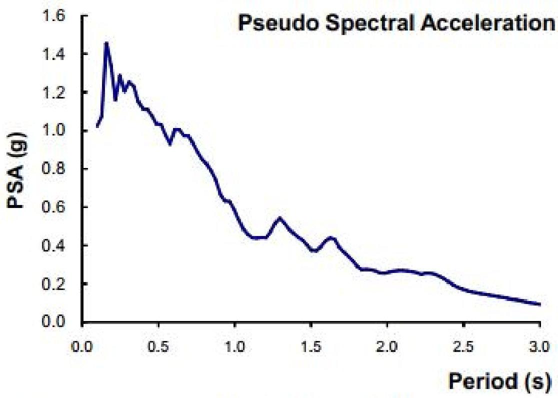
، شکل- مدل مقطع میانی بدنه سد
(مقطع دارای بیشترین ارتفاع سد)

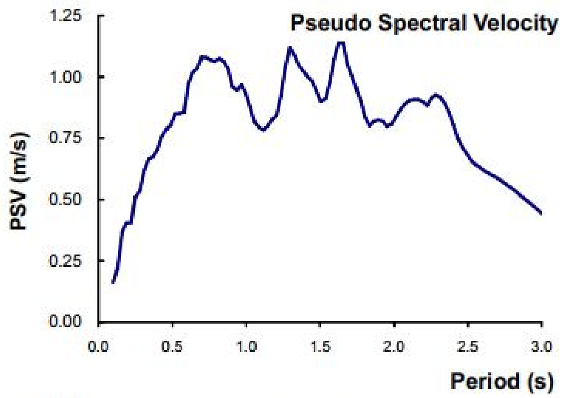


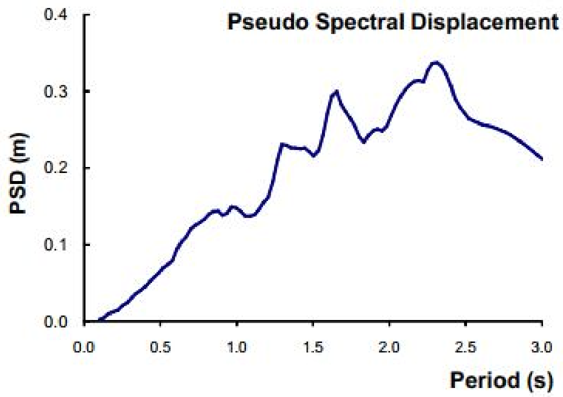
شکل- مدل مقطع بدنه سد در تکیه گاه چپ

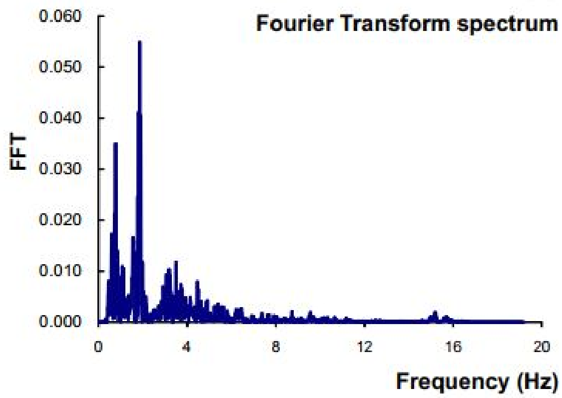
جدول -. برآورد مدول برشی حداکثر در نواحی مختلف بدنه سد

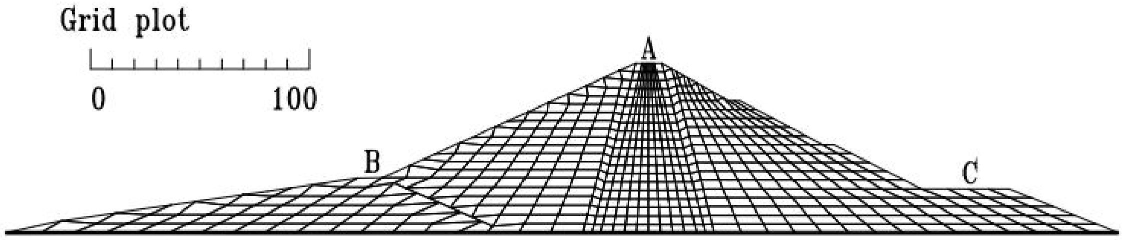
مصالح	مدول برشی حداکثر (G_{max}) (kPa)	ضریب پواسن υ	مرجع
هسته رسی	$G_{max}=(3270)\dfrac{(2.973-e)^2}{1+e}(\sigma'_{0})^{0.5}$	0.35	Hardin & Black (1968)
فیلتر و زهکش	$G_{max}=220K_{2max}(\sigma_0)^{0.6}, K_{2max}=59^{\bullet}$	0.3	Seed et al. (1970)
سنگریز	$G_{max}=13000\dfrac{(2.17-e)^2}{1+e}(\sigma'_0)^{0.55}$	0.3	Kokusho & Esashi (1981)
شن و ماسه بالادست	$G_{max}=\dfrac{8400(2.17-e)^2}{1+e}(\sigma'_0)^{0.55}$	0.3	Kokusho & Esashi (1981)
توده‌سنگ بستر	$G_{max}=4GPa$	0.35	-



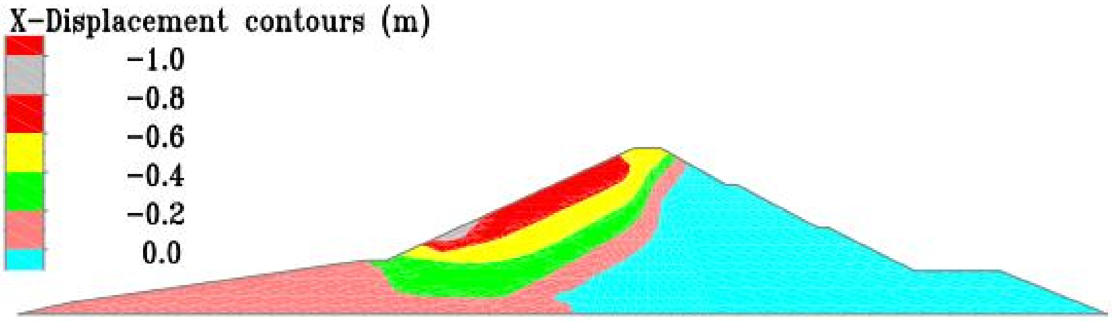


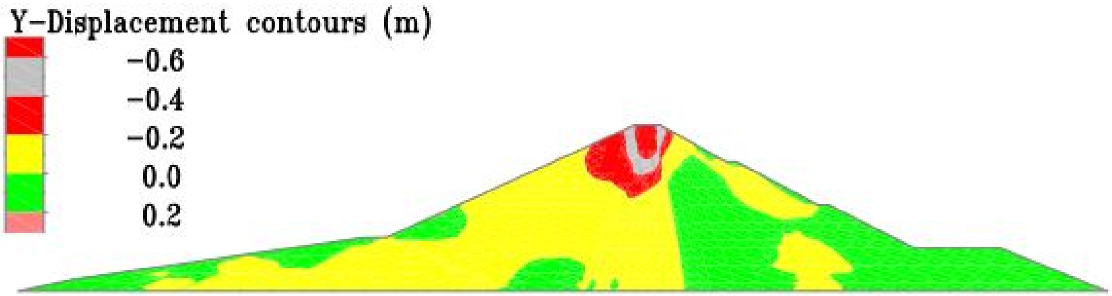




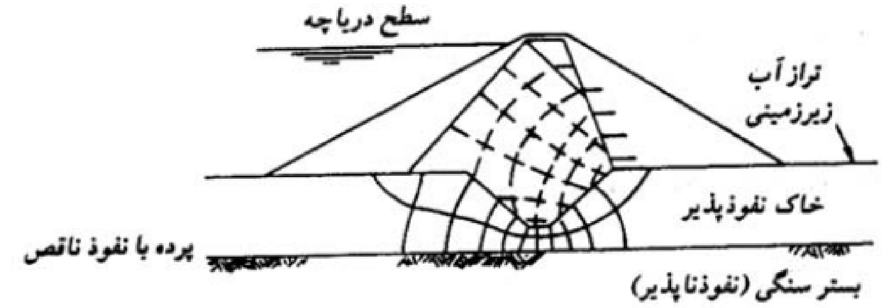


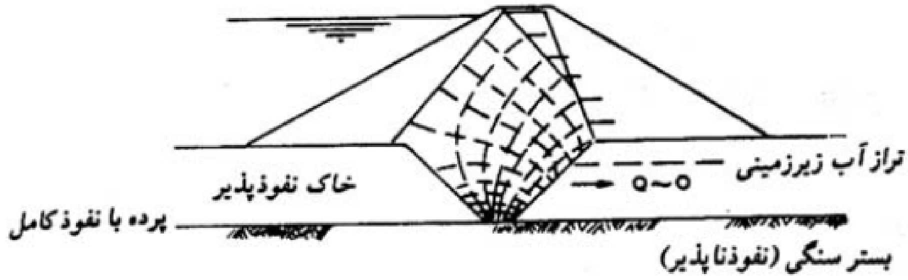
شکل – شبکه المانهای تفاضل محدود بدنه سد

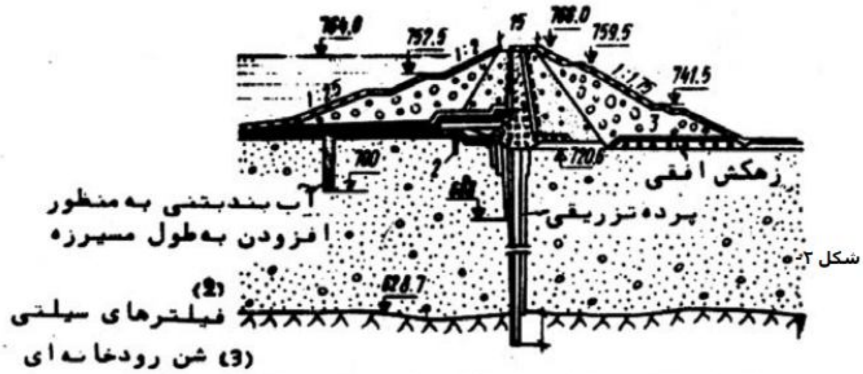




$$\overline{a}(t) = \frac{\sum_{i=1}^{n} a_i(t) m_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i}$$



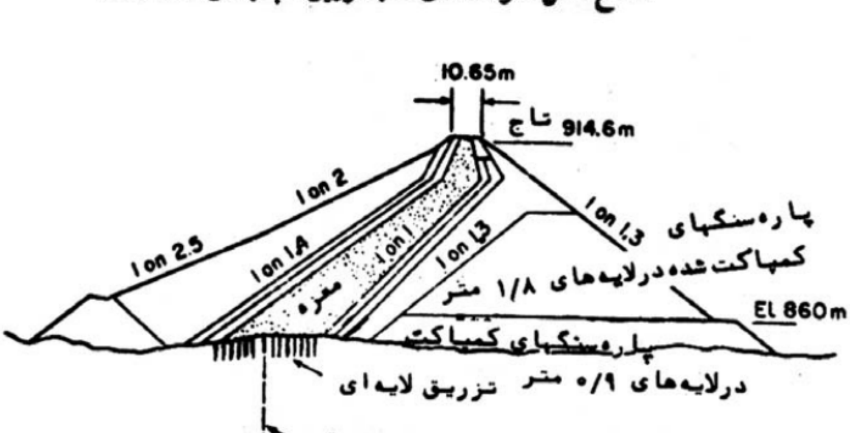




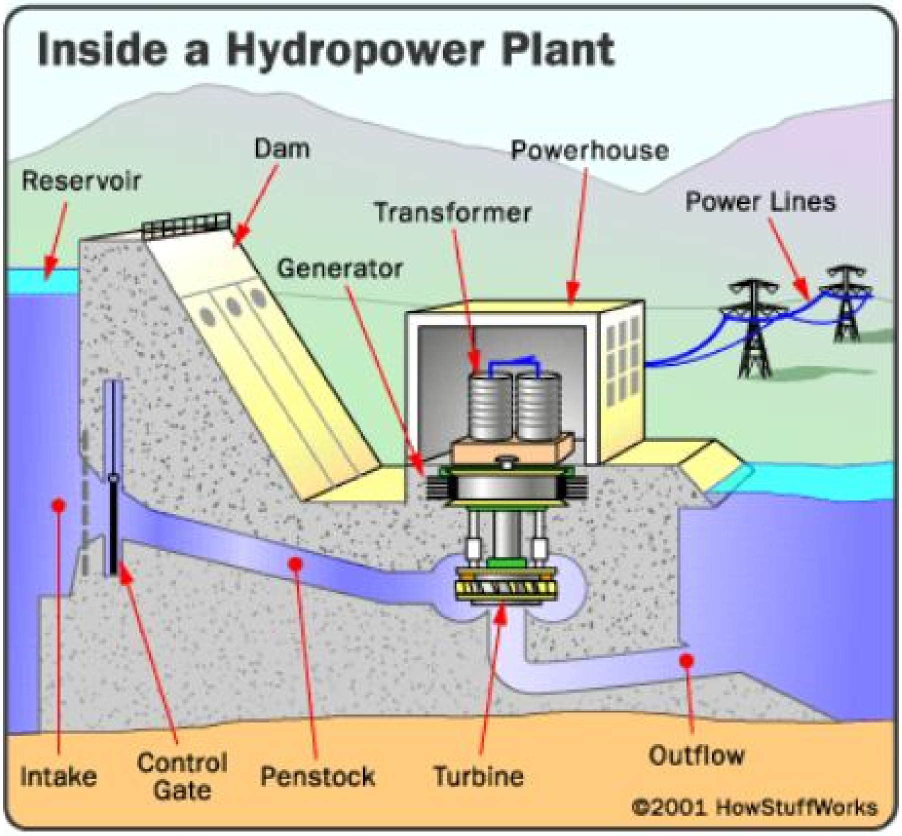
شکل ۲

Sylvanstein Dam (Federal Republic of Germany)

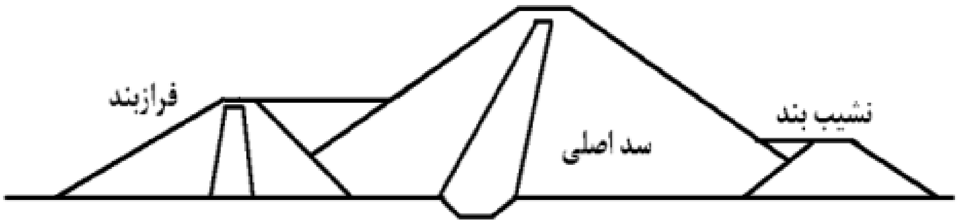
مقطع کامل نمونه سدی که با تزریق آب بندی شده است

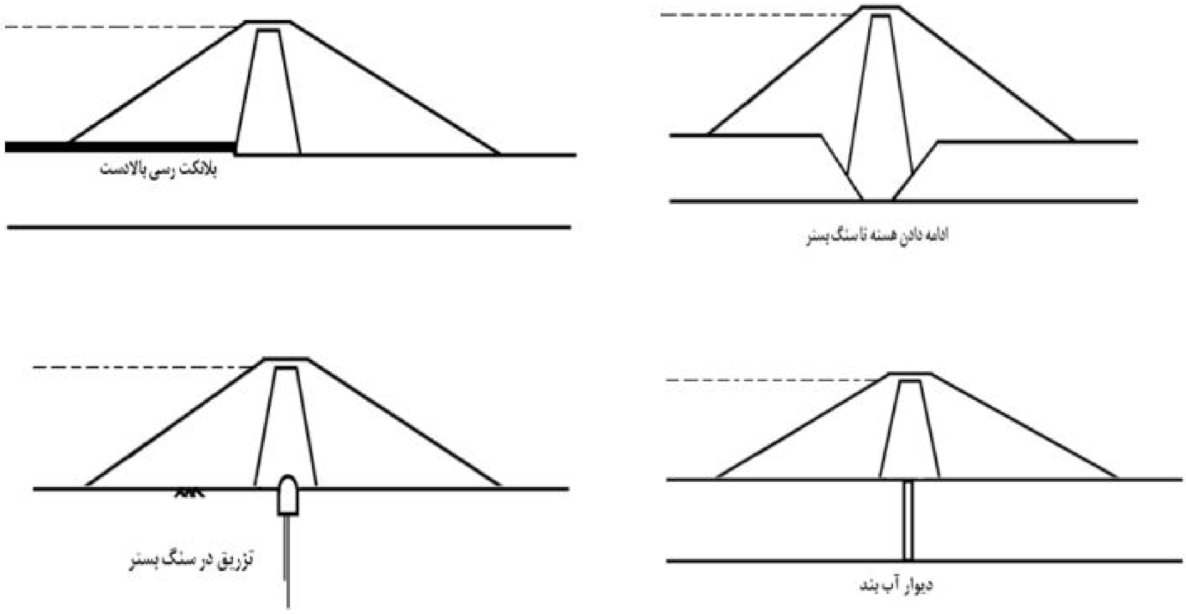


نمونه‌ای از تزریق لایه‌ای در شالوده



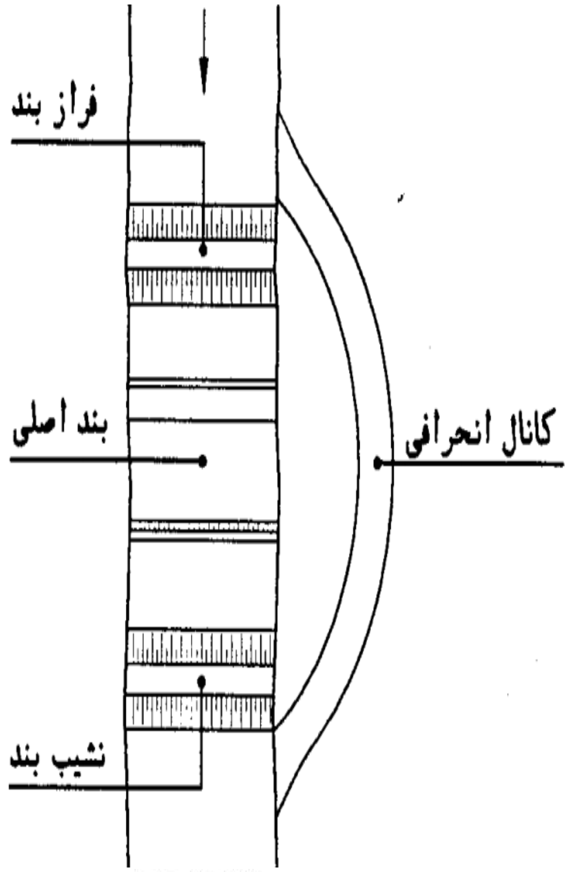
چگونگی تولید برق در نیروگاه‌های برق‌آبی

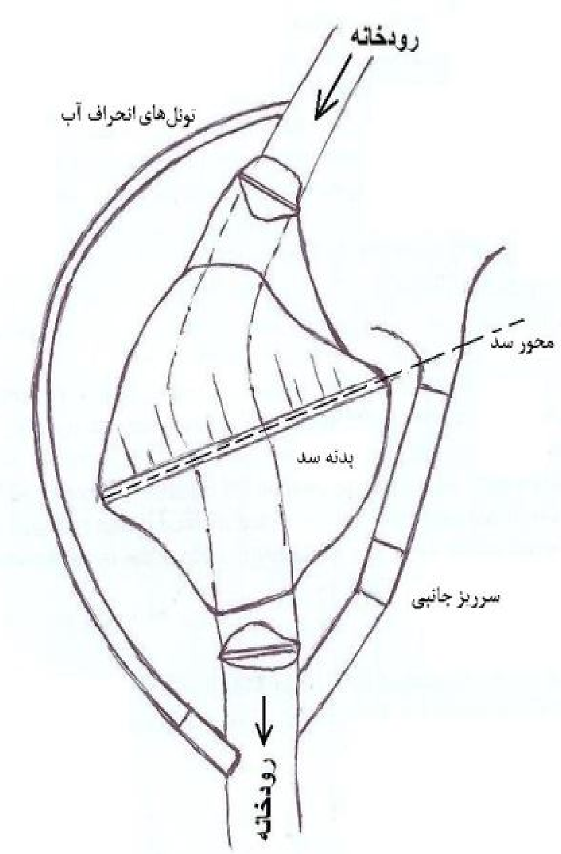




گزینه‌های مختلف برای کنترل تراوش از پی سدهای خاکی

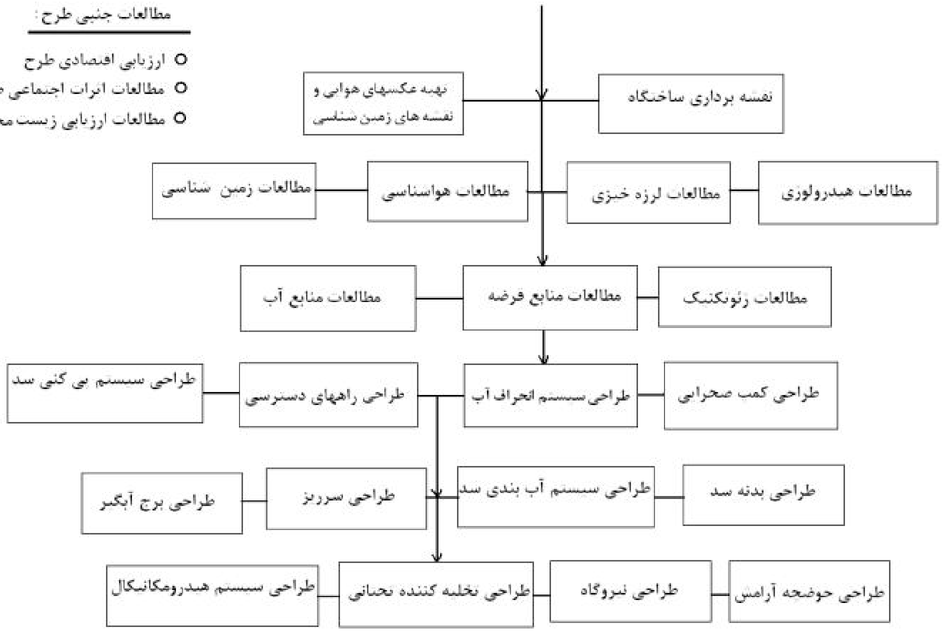
مقطع طولی یک سرریز جانبی



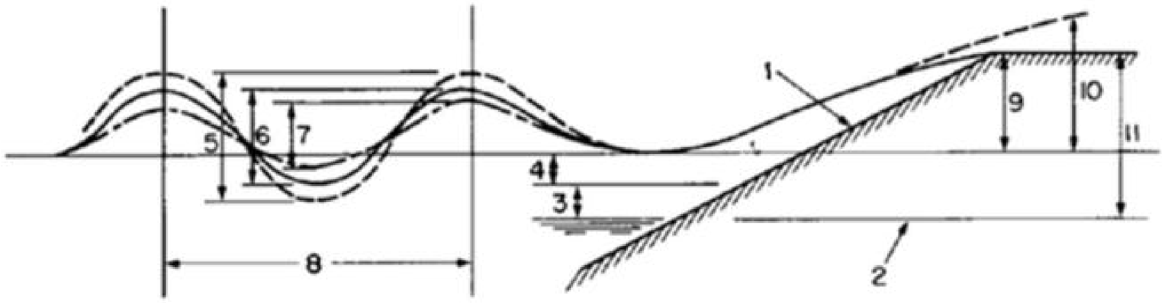


مطالعات جنبی طرح :

- ارزیابی اقتصادی طرح
- مطالعات اثرات اجتماعی طرح
- مطالعات ارزیابی زیست محیطی



مراحل طراحی و تهیهٔ نقشه‌های اجرایی در یک پروژهٔ سدسازی

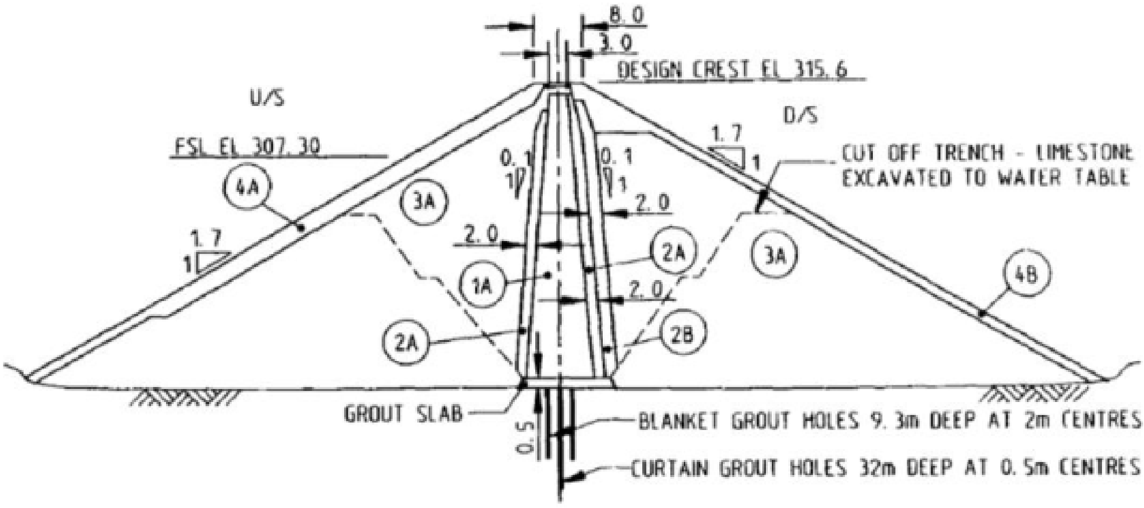


1 — Embankment slope
2 — Still water level (full supply level)
3 — Flood surcharge
4 — Wind set-up plus seiche effect
5 — Maximum wave height
6 — Design wave height
7 — Significant wave height
8 — Wave length
9 — Run-up by Design Wave
10 — Run-up by Maximum Wave
11 — Freeboard

جزئیات مورداستفاده در محاسبهٔ ارتفاع موج

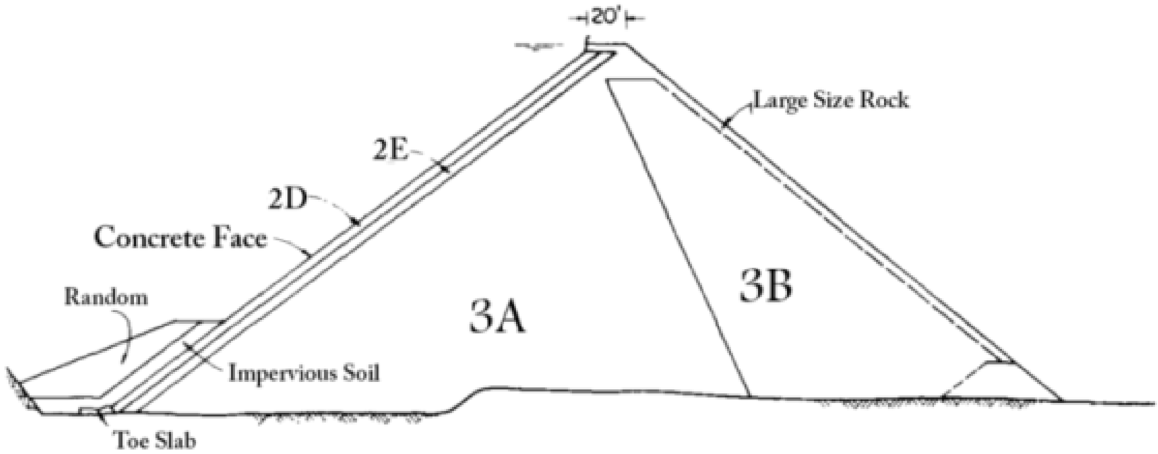
جدول : مقادیر اولیه برای انتخاب عرض تاج سد و عرض تاج هسته

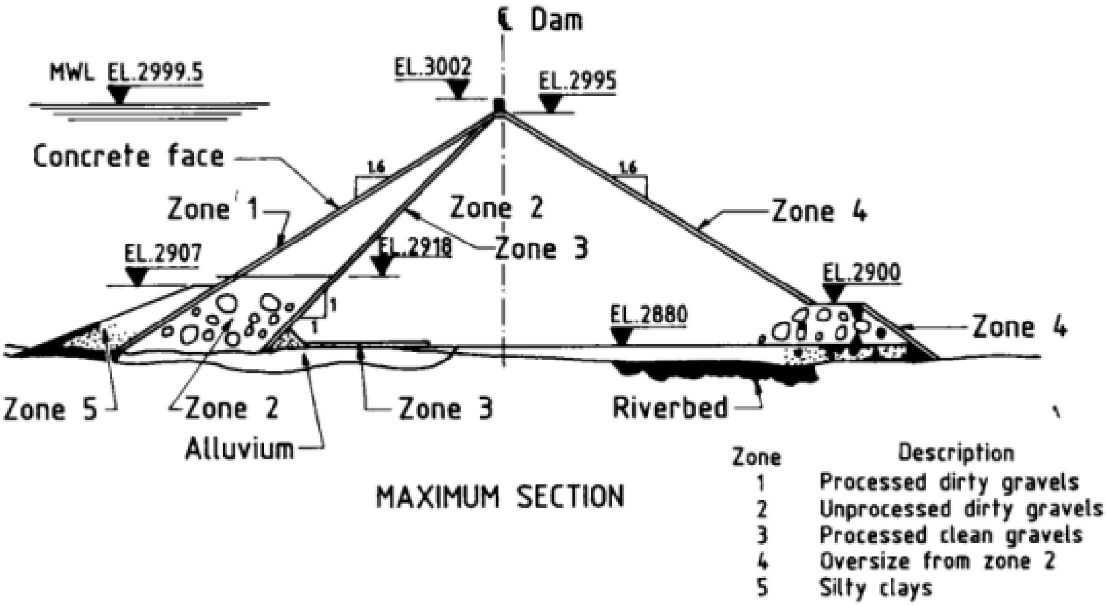
ارتفاع سد خاکی	محدودهٔ عرض تاج هسته	محدودهٔ عرض تاج سد
کمتر از ۲۰ متر	۱/۵ تا ۲/۵ متر	۴ تا ۶ متر
۲۰ تا ۵۰ متر	۲ تا ۶ متر	۵ تا ۱۰ متر
۵۰ تا ۱۰۰ متر	۴ تا ۸ متر	۸ تا ۱۵ متر
۱۰۰ متر به بالا	۶ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۲۰ متر



Zone	Description
1A	Clay Core
2A	Fine Filter
2B	Coarse Filter

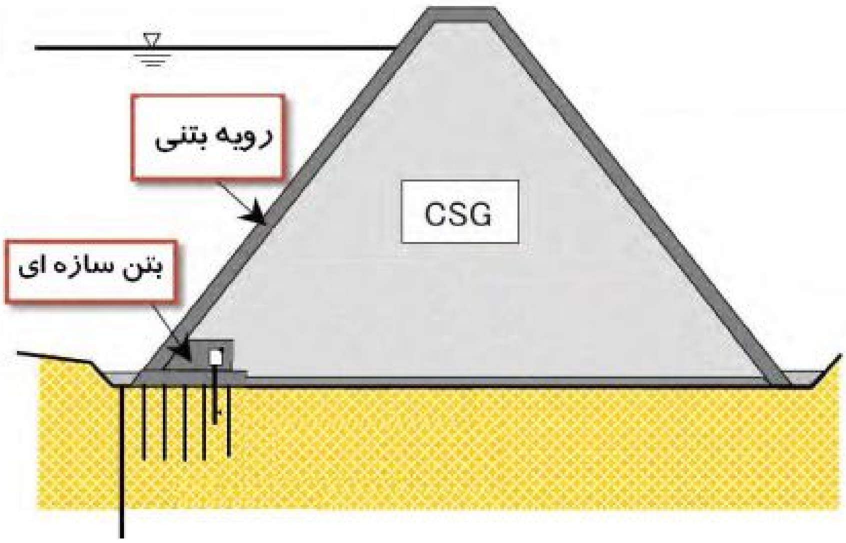
Zone	Description
3A	Rolled Rockfill
4A	Upstream Rip Rap
4B	Downstream Rip Rap



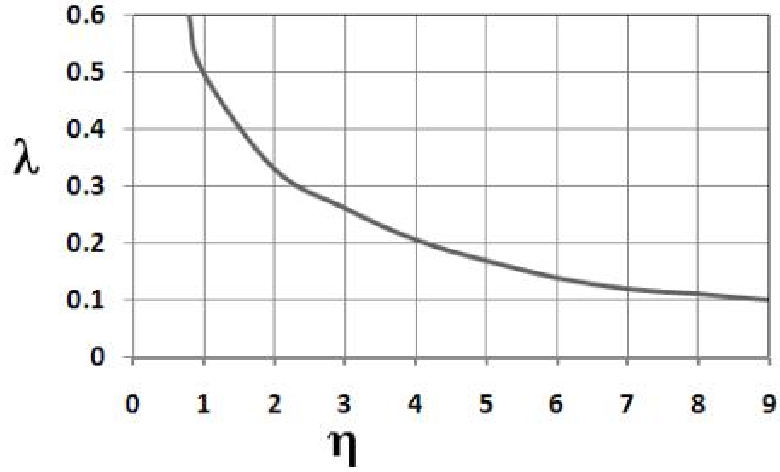


جدول: نمونه‌ای از درصد اختلاط مصالح برای یک هستهٔ آسفالتی

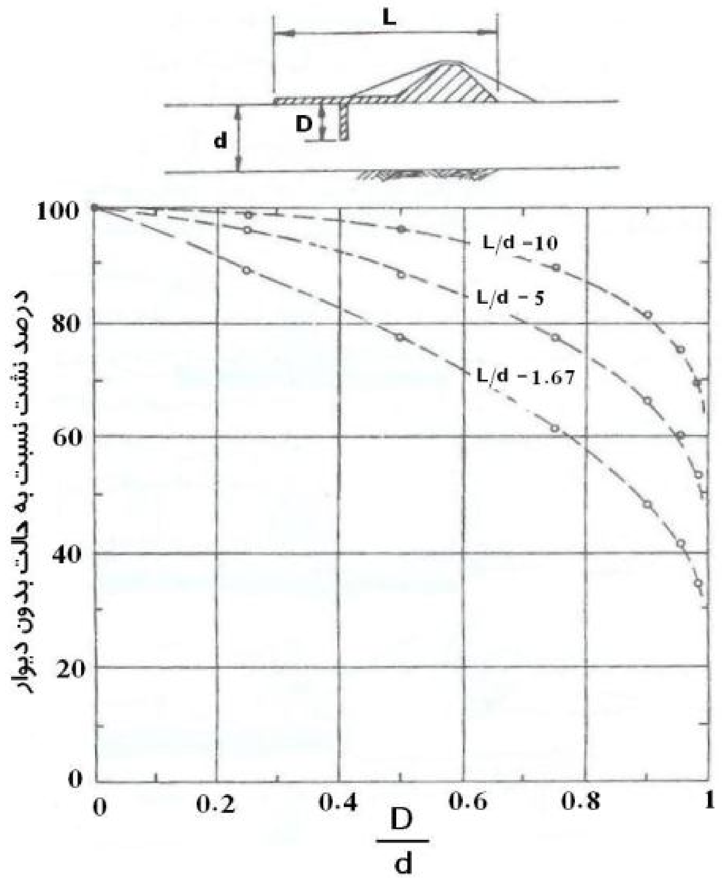
پودر سنگ (فیلر)	درشت‌دانه (۱۹ میلی‌متر به پایین)	شن‌وماسه	قیر
٪۱۳	٪۵۰	٪۳۱	٪۶



نمونهٔ مقطع طراحی شده برای یک سد شن و ماسهٔ سیمانی‌شده

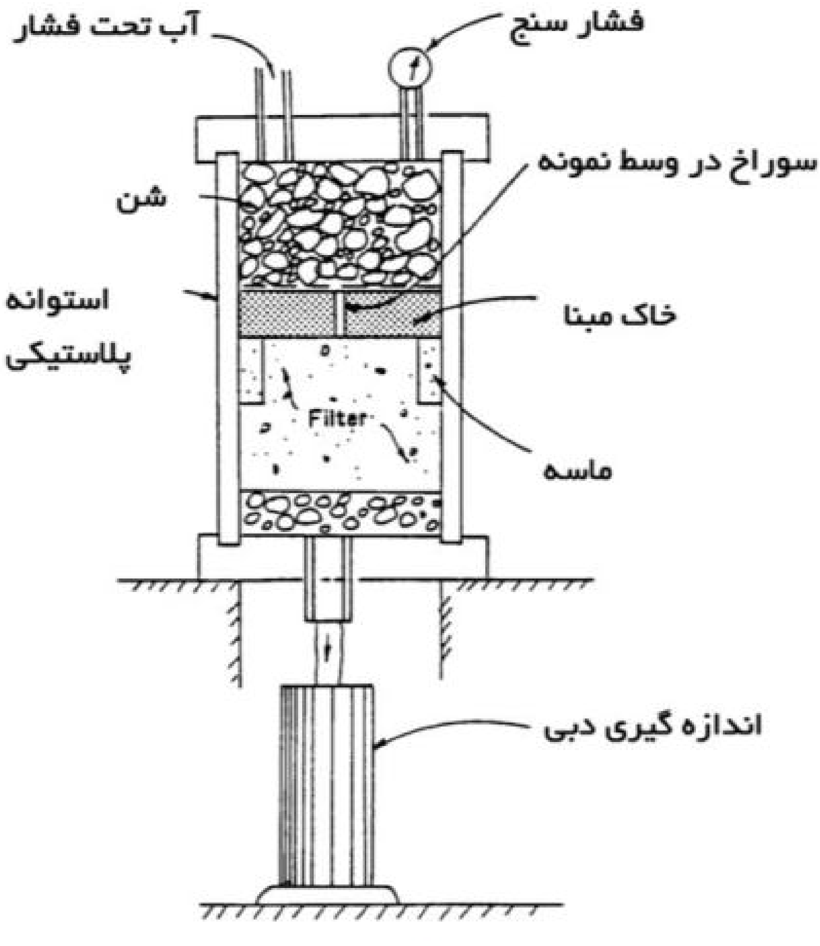


محاسبهٔ ضریب λ برای حالت آب‌بندی پی با استفاده از دیوار آب‌بند

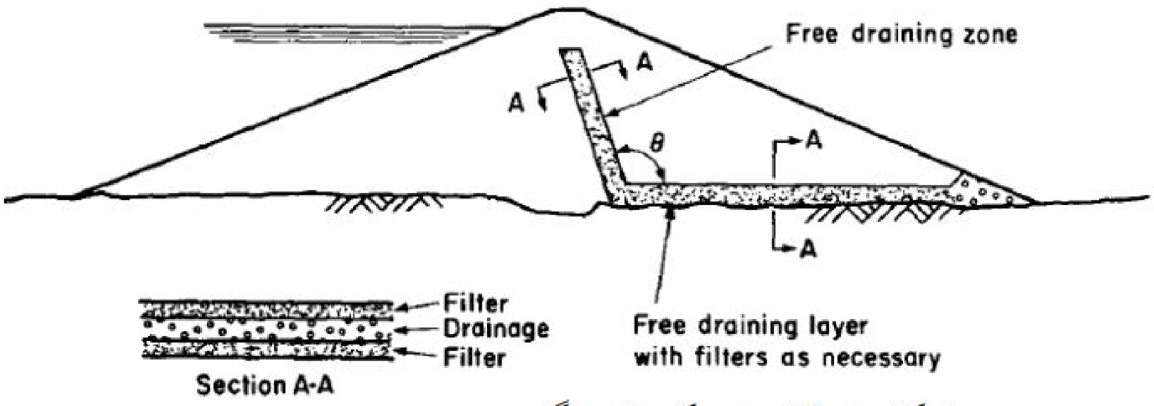


- مشخصات هندسی سد
- ضریب نفوذپذیری بخش‌های مختلف سد
- شرایط مرزی هیدرولیکی سد

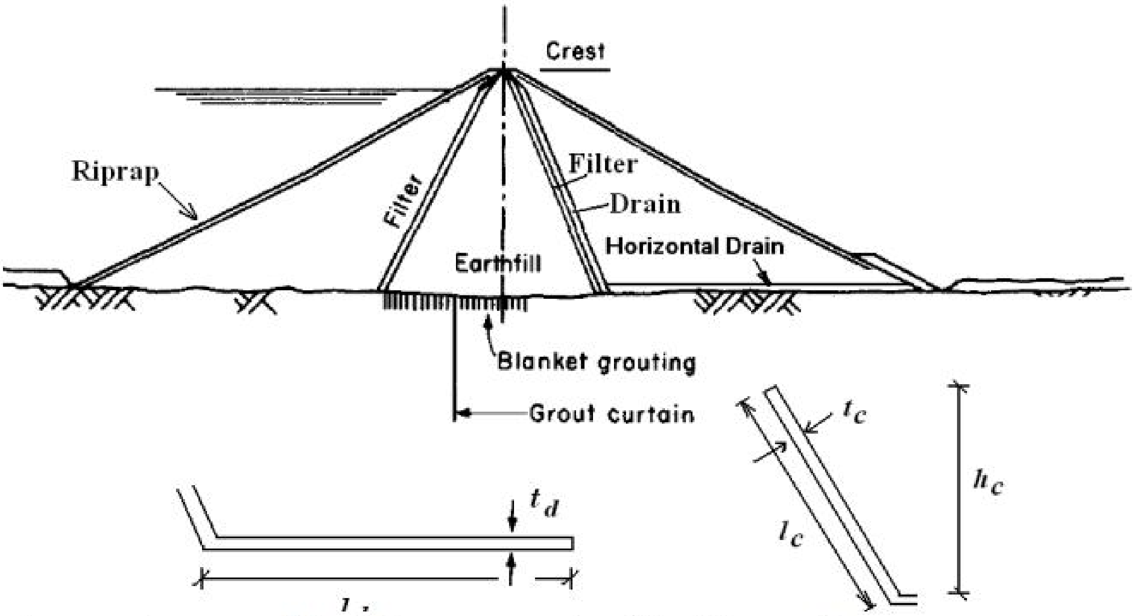
- خطوط شبکهٔ جریان
- سرعت حرکت آب در هر نقطه
- دبی عبوری از هر مقطع سد
- فشار آب حفره‌ای در هر نقطه



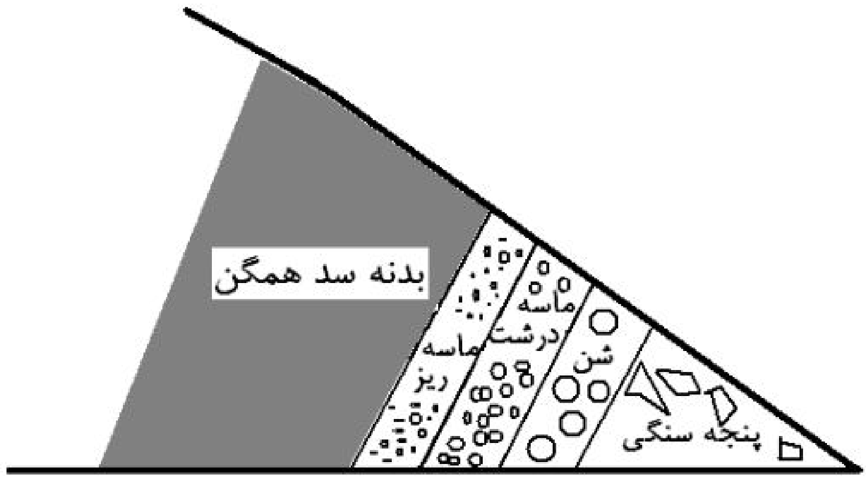
آزمایش فیلتر مانع فرسایش



زهکش دودکشی در یک سد همگن

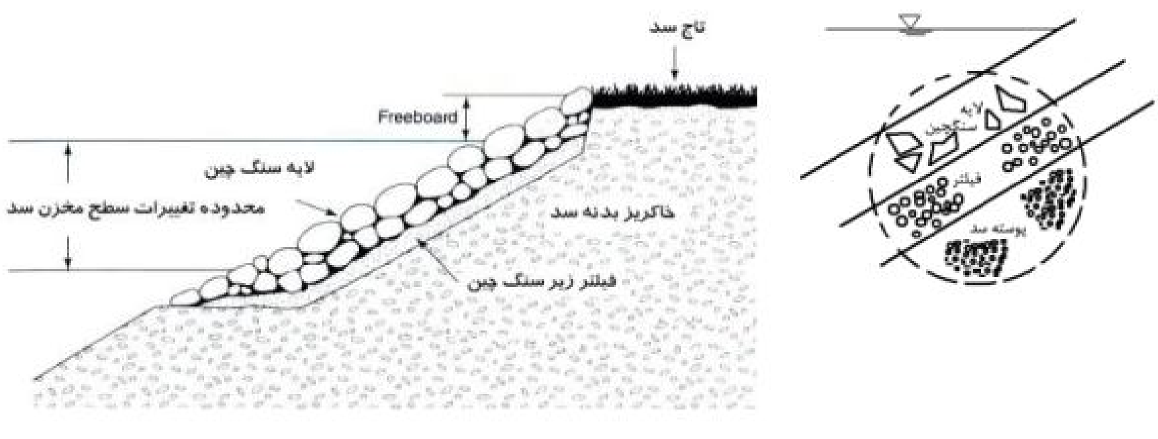


موقعیت زهکش افقی پایین‌دست و زهکش مایل در سدهای هسته‌دار



جزئیات زهکش پنجه برای سد همگن

- گام اول: تعیین ضخامت لایۀ سنگچین
- گام دوم: تعیین دانه‌بندی لایۀ سنگچین
- گام سوم: طراحی فیلتر زیر لایۀ سنگچین
- گام چهارم: تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح مناسب برای سنگچینی



شکل : جزئیات لایۀ سنگچین و فیلتر آن در سدهای خاکی

جدول : طراحی لایهٔ سنگچین بر اساس رکوردهای اجرایی

حداکثر ارتفاع موج (mm)	متوسط اندازه قطعات سنگ (متر)، D_{50}	حداکثر وزن قطعات سنگ (کیلوگرم)	ضخامت لایه (متر)
۰ تا ۳۱۰	۰/۲	۴۵	۰/۳۰
۳۱۰ تا ۶۱۰	۰/۲۵	۹۰	۰/۴۰
۶۱۰ تا ۱۲۲۰	۰/۳۰	۲۳۰	۰/۴۵
۱۲۲۰ تا ۱۸۳۰	۰/۴	۶۸۰	۰/۶۰
۱۸۳۰ تا ۲۴۴۰	۰/۴۵	۱۱۳۰	۰/۷۶
۲۴۴۰ تا ۳۰۰۰	۰/۶۰	۱۸۱۰	۰/۹۱

$$D = \left(\frac{4w}{3\gamma}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad w_{50} = \frac{\gamma H^{a}}{k\,(G_S-1)^3(\cot\varphi)^b}$$

که در آن w وزن قطعه و γ وزن مخصوص آن است

$$D_{\min} = 0.125(D_{50}) \qquad D_{\max} = 4(D_{50})$$

$$t = max\left\{1.5D_{50}\ ,\quad \left(\frac{w_{max}}{\gamma}\right)^{\frac{1}{3}}\right\}$$

جدول: طراحی اولیهٔ فیلتر بر اساس ضخامت لایهٔ سنگچین

۰/۳ تا ۰/۶ متر	۰/۶ تا ۱ متر	بزرگ‌تر از یک متر	**ضخامت لایهٔ سنگچین**
۰/۲۳ متر	۰/۳ متر	۰/۴۵ متر	**حداقل ضخامت فیلتر**

معیار جلوگیری از فرسایش مصالح پوسته به درون فیلتر: $D_{15\,(F)} \leq 5D_{85\,(E)}$

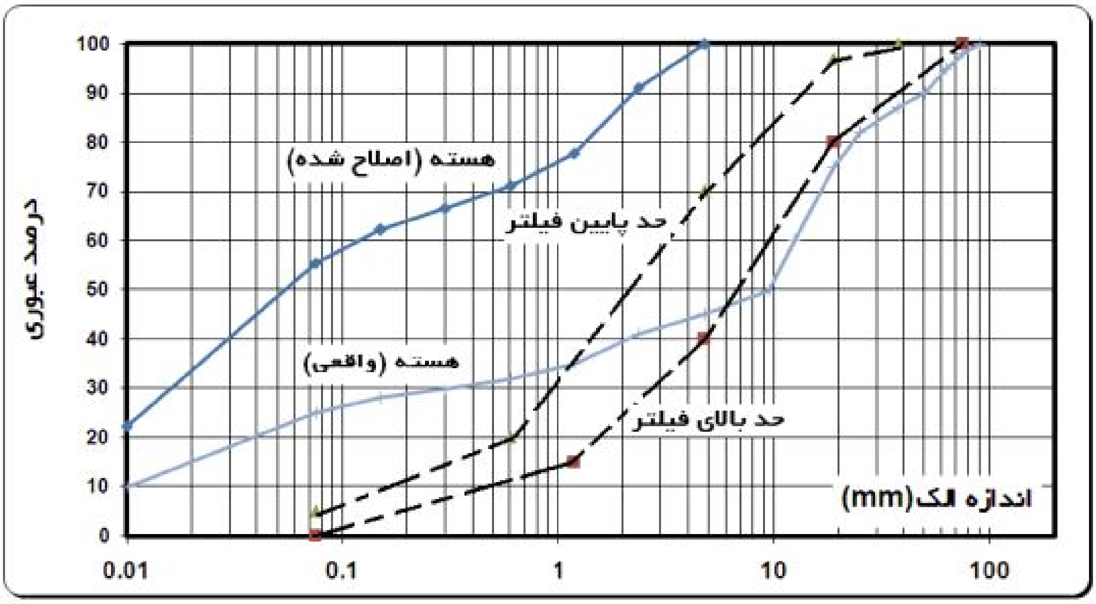
معیار جلوگیری از فرسایش مصالح فیلتر به درون ریپ‌راپ: $D_{15\,(R)} \leq 5D_{85\,(F)}$

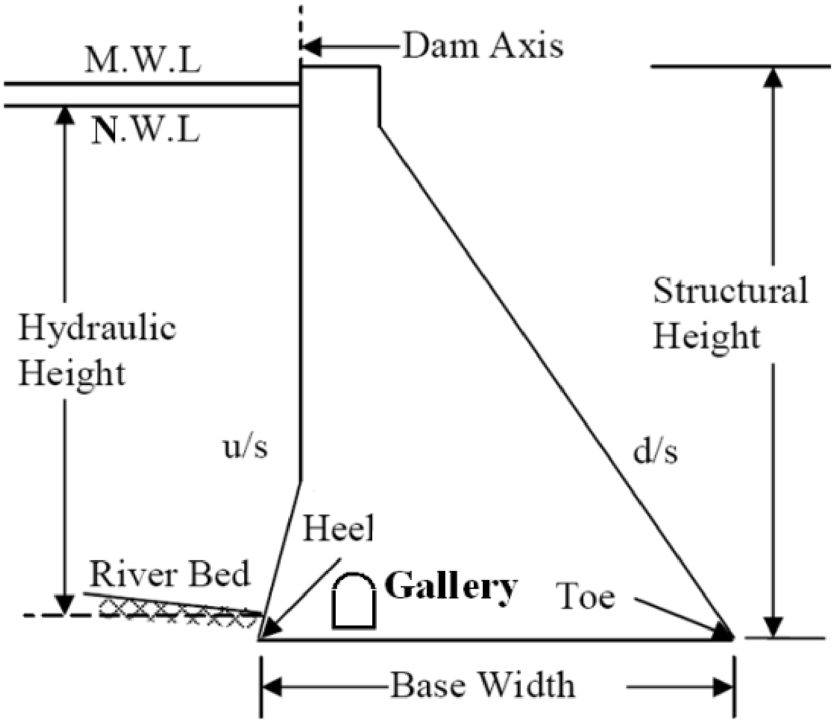
معیار تأمین نفوذپذیری لازم برای مصالح فیلتر: $D_{15\,(F)} \geq 5D_{15\,(E)}$

- ✓ 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

جدول: درصد عبوری موجود و اصلاح‌شده برای خاک هسته

اندازه الک (mm)	۰/۰۱	۰/۰۷۵	۰/۱۵	۰/۳	۰/۶	۱/۱۸	۲/۳۶	۴/۷۵
درصد عبوری واقعی	۱۰	۲۵	۲۸	۳۰	۳۲	۳۵	۴۱	۴۵
درصد عبوری اصلاح‌شده	۲۲	۵۵	۶۲	۶۶	۷۱	۷۷	۹۱	۱۰۰

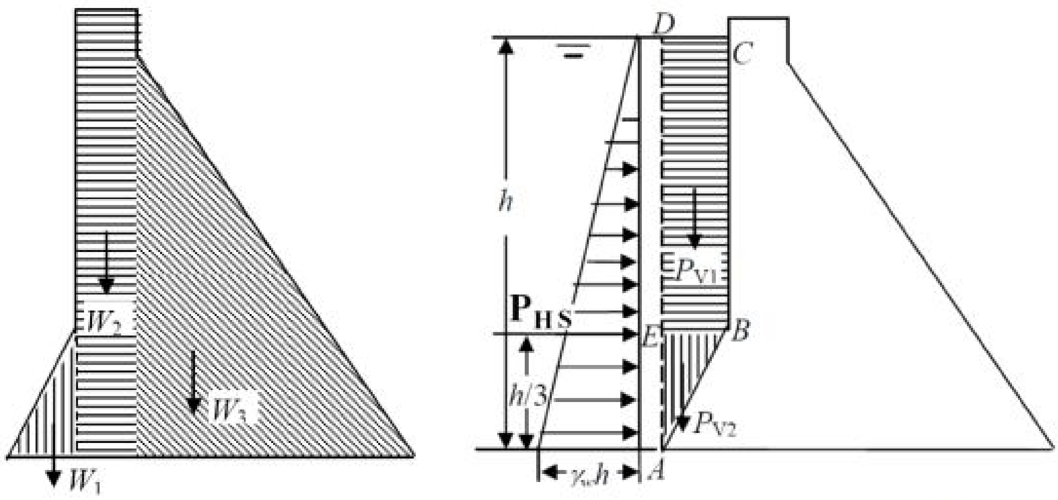




- واژگونی
- لغزش
- بروز ترک‌های کششی در بدنه
- خردشدگی در اثر تنش فشاری یا برشی بالا
- کنترل نشست پی
- کنترل ظرفیت باربری پی سد

جدول : ترکیب بارهای مختلف برای تحلیل سدهای وزنی

شماره	عنوان ترکیب بار	وضعیت بارها
۱	دوران ساخت	سد ساخته‌شده است، ولی مخزن آن آبگیری 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 پُر است. زیر فشار، بار یخ و بار سیلت هم وجود دارد.
۳	شرایط سیلابی	مخزن سد تا رقوم حداکثر از آب پُر است. رقوم سطح آب پایین‌دست در شرایط تخلیه است. زیر فشار و بار سیلت هم وجود دارد.
٤	شرایط زلزله در دوران ساخت	ترکیب بار یک + بار زلزله
٥	شرایط زلزله در دوران بهره‌برداری	ترکیب بار دو (بدون بار یخ) + بار زلزله
٦	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



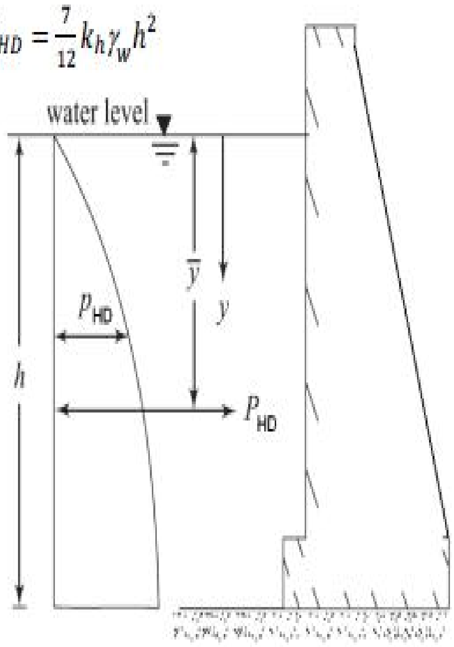
ناحیه‌بندی یک سد وزنی برای محاسبهٔ وزن هر قسمت و فشار هیدرواستاتیکی آب در مخزن

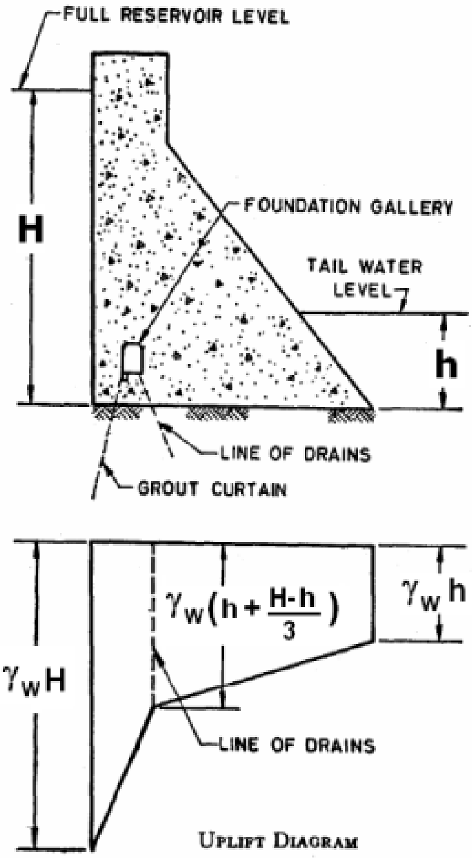
بار زلزله

الف) نیروی اینرسی در بدنهٔ سد ناشی از ارتعاش بدنهٔ سد

ب) نیروی هیدرودینامیکی ناشی از ارتعاش مخزن سد

$$P_{HD} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

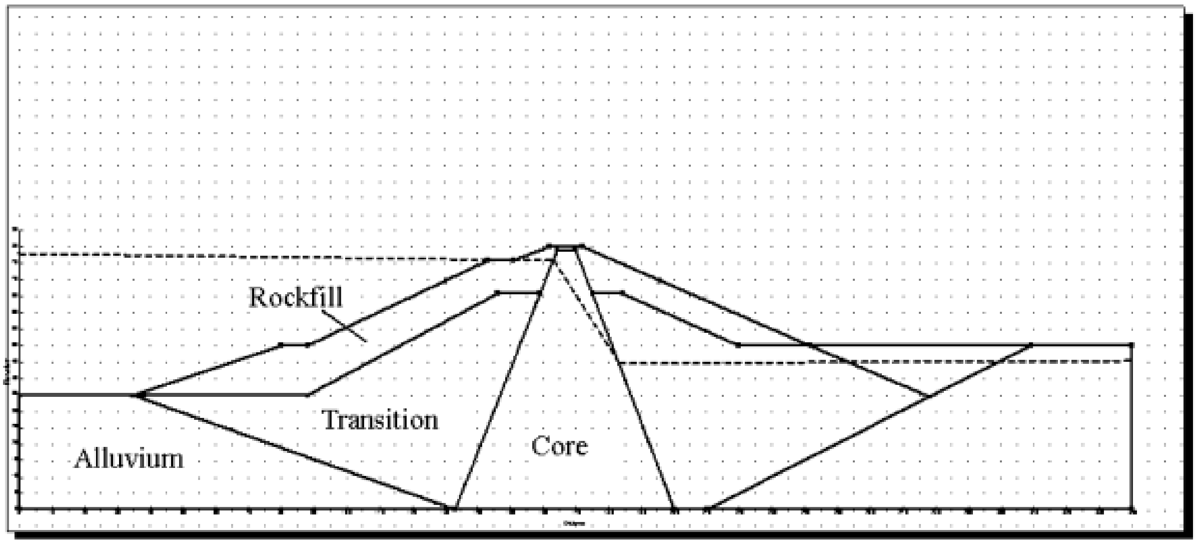


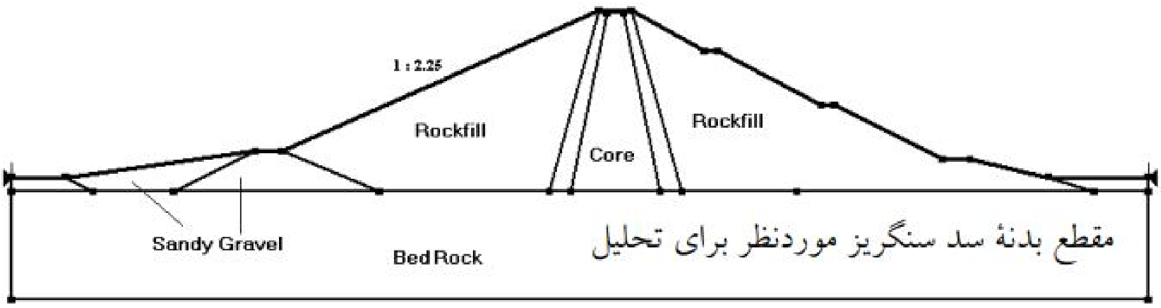


الف) آنالیز استاتیکی برای برآورد تنش‌ها و تغییرمکان‌ها در شرایط بارگذاری استاتیکی

ب) آنالیز مودال برای برآورد فرکانس ارتعاش آزاد سد در مودهای مختلف

ج) آنالیز دینامیکی (تاریخچهٔ زمانی) برای محاسبهٔ پاسخ لرزه‌ای بدنهٔ سد





مقطع بدنهٔ سد سنگریز موردنظر برای تحلیل

جدول: ضریب اطمینان حاصل ارزیابی پایداری شیروانی‌ها در پایان مرحلهٔ ساخت

	شیروانی بالادست در حالت استاتیکی	شیروانی بالادست در حالت شبه‌استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت شبه‌استاتیکی
ضریب اطمینان مجاز	۱/۳	۱/۰	۱/۳	۱/۰
ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه	۱/۶۶۸	۱/۲۷۱	۱/۸۴۶	۱/۲۹۸

جدول: 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
ضریب اطمینان مجاز	۱/۵	۱/۱	۱/۵	۱/۱
ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه	۲/۱۸۵	۱/۲۱۹	۲/۰۵۱	۱/۲۹۸

جدول: 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

جدول: ضریب اطمینان حاصل ارزیابی پایداری شیروانی‌ها در پایان مرحلهٔ ساخت

	شیروانی بالادست در حالت استاتیکی	شیروانی بالادست در حالت شبه‌استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت شبه‌استاتیکی
ضریب اطمینان مجاز	۱/۳	۱/۰	۱/۳	۱/۰
ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه	۲/۵۱۹	۱/۷۹۴	۲/۱۴۰	۱/۶۰۷

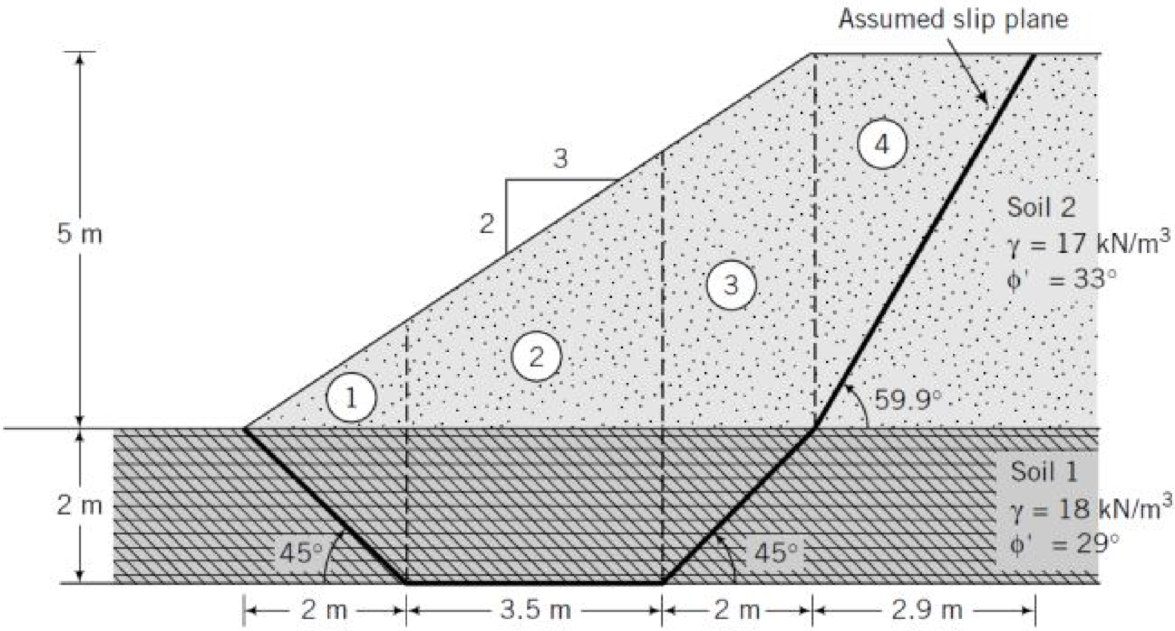
جدول: ضریب اطمینان حاصل ارزیابی پایداری شیروانی‌ها در حالت تراوش پایدار

	شیروانی بالادست در حالت استاتیکی	شیروانی بالادست در حالت شبه‌استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت استاتیکی	شیروانی پایین‌دست در حالت شبه‌استاتیکی
ضریب اطمینان مجاز	۱/۵	۱/۱	۱/۵	۱/۱
ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه	۲/۰۳۰	۱/۲۵۵	۲/۱۴۴	۱/۳۳۴

جدول : ضریب اطمینان حاصل از ارزیابی پایداری شیروانی بالادست در حالت‌های مختلف

رقوم سطح آب مخزن	۳۰۵	۳۰۰	۲۹۰	۲۸۰	۲۷۰
ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه در شرایط استاتیکی	۲/۳۶۸	۲/۰۳۰	۱/۹۳۷	۱/۹۸۸	۲/۰۵۵
ضریب اطمینان بحرانی‌ترین گوه در شرایط شبه‌استاتیکی	۱/۱۶۲	۱/۲۵۵	۱/۲۷۶	۱/۱۹۸	۱/۲۶۱

ارتفاع آب مخزن



تقسیم گوه گسیختگی به چهار بلوک مجزا

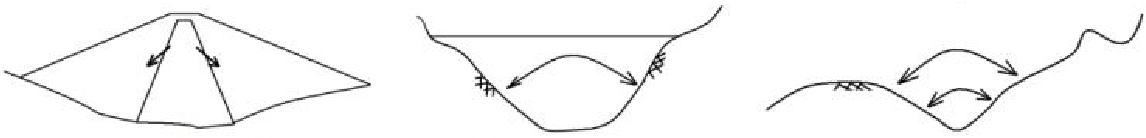
الف) بررسی میزان نشست تاج سد

ب) بررسی پایداری شیروانی‌های سد

ج) محاسبهٔ میزان قوس‌زدگی در هستهٔ سد

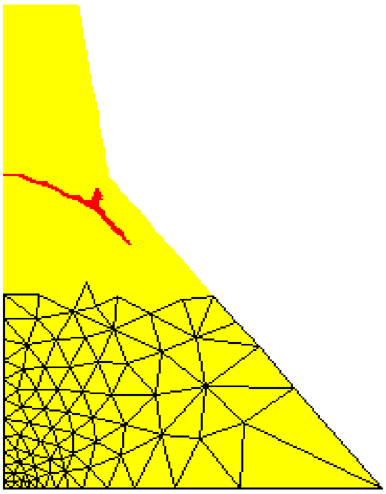
د) بررسی احتمال ترک‌خوردگی در بدنهٔ سد

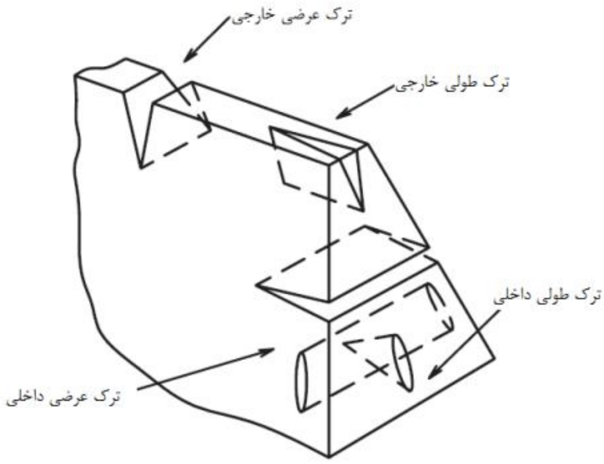
ه) بررسی احتمال وقوع شکست هیدرولیکی



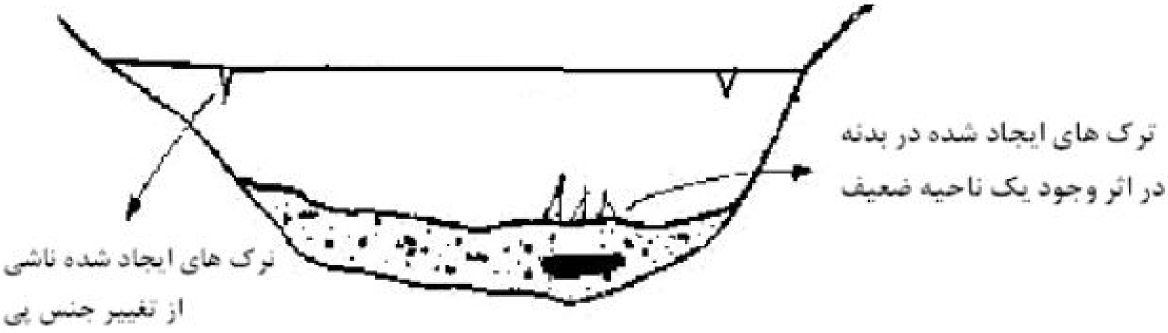
الف) قوس‌زدگی عرضی　　ب) قوس‌زدگی طولی　　ج) قوس‌زدگی موضعی

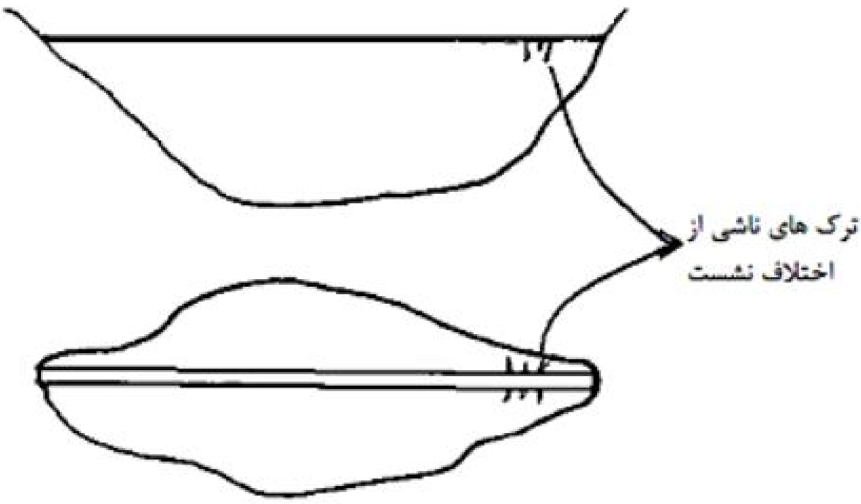
انواع قوس‌زدگی و کاهش تنش قائم در بدنهٔ سدهای خاکی



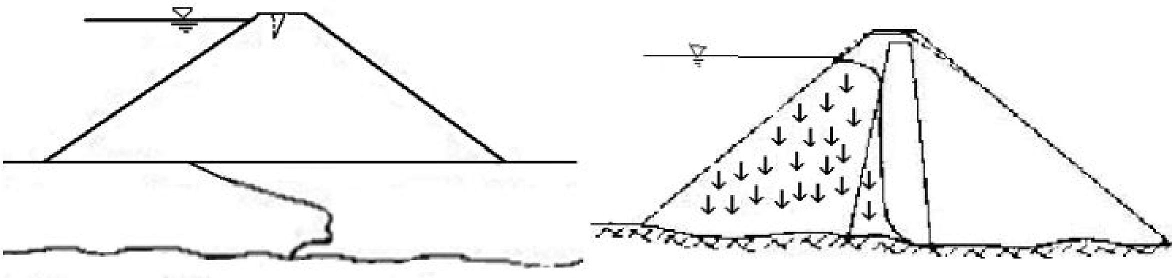


ترک‌های اصلی در هستهٔ سدهای خاکی





ایجاد ترک در بدنه ناشی از اختلاف جنس مصالح و نشست اختلافی



نشست‌های اختلافی در بدنهٔ سد در جریان اولین آبگیری

- نشست‌های اختلافی
- نشست بالادست سد در آبگیری اولیه
- قوس‌زدگی
- ترک‌خوردگی

جدول نحوهٔ استخراج پارامترهای رابطهٔ تجربی فشار شکست هیدرولیکی

$$P_f = m\sigma_3 + n$$

m	n (kg/cm^2)	نوع خاک
۱/۲	۰/۴	خاک‌های مخلوط درشت‌دانه با دانه‌بندی خوب، حاوی ریزدانهٔ رسی
۱/۱۵	۰/۲۵	خاک‌های شنی حاوی ریزدانه سیلتی و رسی
۱/۰۵	۰/۲۵	خاک‌های ماسه‌ای با دانه‌بندی خوب، حاوی رس و سیلت
۱/۰	۰/۲	خاک‌های ماسه‌ای با دانه‌بندی بد، حاوی رس و سیلت
۱/۰	۰/۴	خاک‌های ریزدانه با پلاستیسیتهٔ بالا (CH)
۱/۰۵	۰/۳	خاک‌های ریزدانه با پلاستیسیتهٔ پایین (CL)

جدول : شاخص سایش لوس‌آنجلس برای مصالح چهار سد سنگریز ساخته‌شده در ایران

نام سد	**سد میانه**	**سد سهند**	**سد سبلان**	**سد شهید مدنی**
شاخص سایش لوس‌آنجلس	۲۱	۳۷	۲۸	۳۲

- روش شبه‌استاتیک
- روش دینامیکی کامل
- روش محاسبهٔ جابه‌جایی‌های ماندگار

محدودیت‌ها و مزایای روش شبه‌استاتیک

- 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 بدنهٔ سد

- عدم امکان محاسبه و اعمال تغییرات تنش حاصل از تغییرات فشار آب حفره‌ای در حین زلزله
- عدم امکان محاسبهٔ مستقل تغییر شکل‌ها
- عدم امکان بررسی مستقیم پدیده‌هایی نظیر روانگرایی و شکست هیدرولیکی
- در نظر گرفتن سد به‌صورت یک جسم کاملاً صلب و درنتیجه اعمال شتاب یکسان در تمامی نقاط بدنهٔ سد
- عدم تغییر شتاب در طول زمان

باوجود تمامی محدودیت‌های فوق، استفاده از روش شبه‌استاتیک بنابر دلایل زیر همچنان در طراحی لرزه‌ای سدها متداول و مرسوم است:

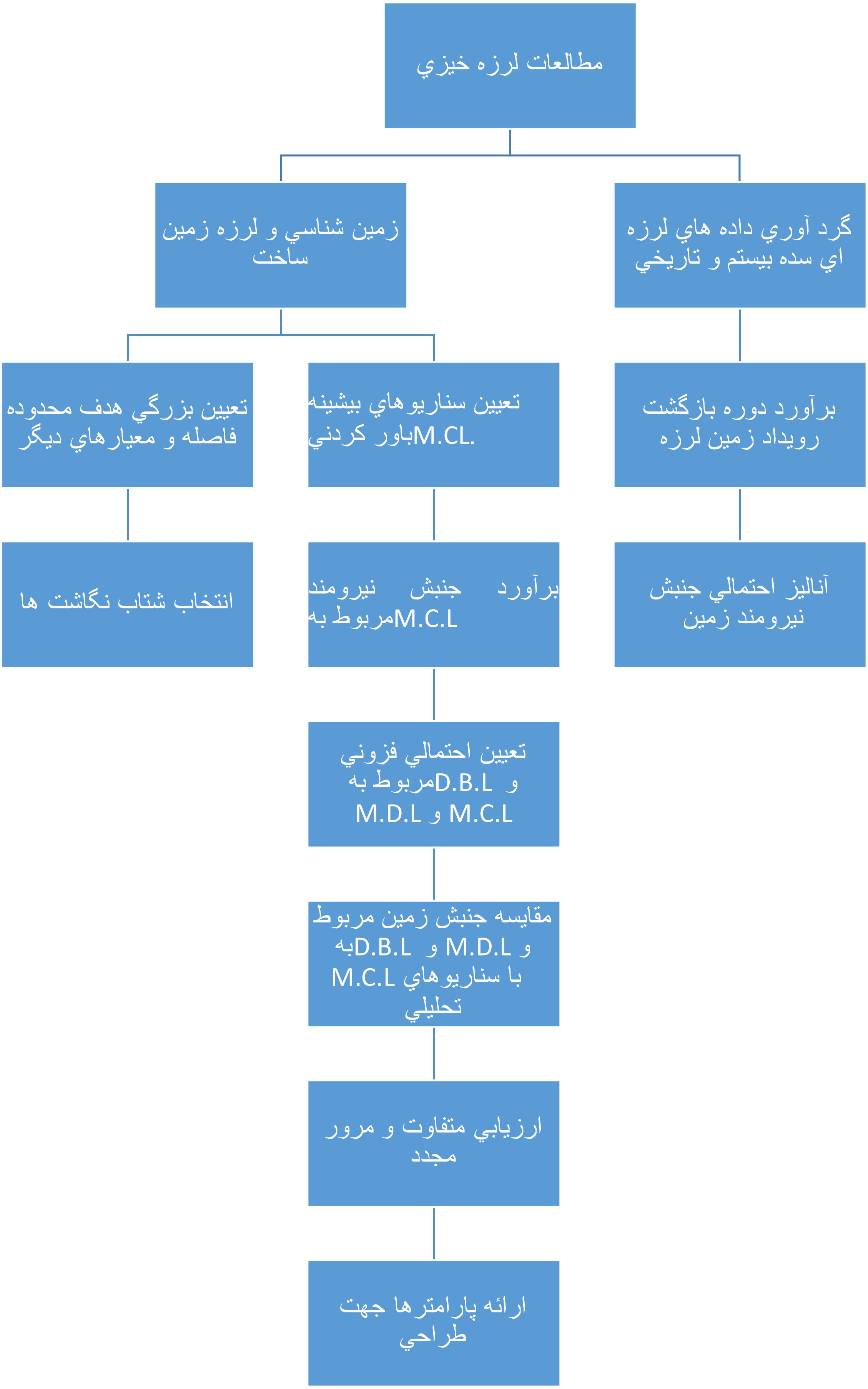
- سادگی درک مفاهیم و سهولت به‌کارگیری و استفاده از آن
- پشتوانه تجربی استفاده از روش شبه‌استاتیک
- امکان انجام تحلیل در زمان کوتاه
- امکان دستیابی نسبتاً آسان به پارامترهای ژئوتکنیکی موردنیاز این روش

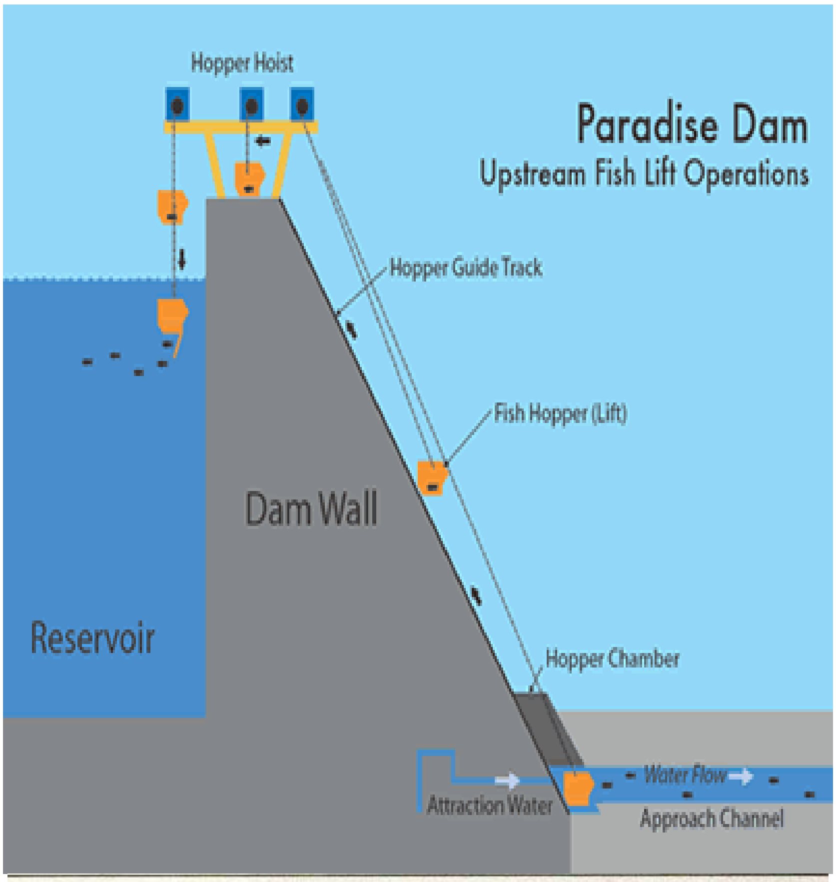
- شرایط لرزه‌خیزی ساختگاه
- طول عمر مفید سد
- درجهٔ اهمیت سد و مخاطرات و خسارات احتمالی در صورت خرابی سد
- شرایط هندسی بدنه و پی سد
- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح بدنه و پی
- تهیهٔ طیف طرح با استفاده از شتاب‌نگاشت زلزله‌های قوی گذشته
- تهیهٔ طیف طرح به روش مصنوعی
- استفاده از طیف‌های ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ها و متون علمی

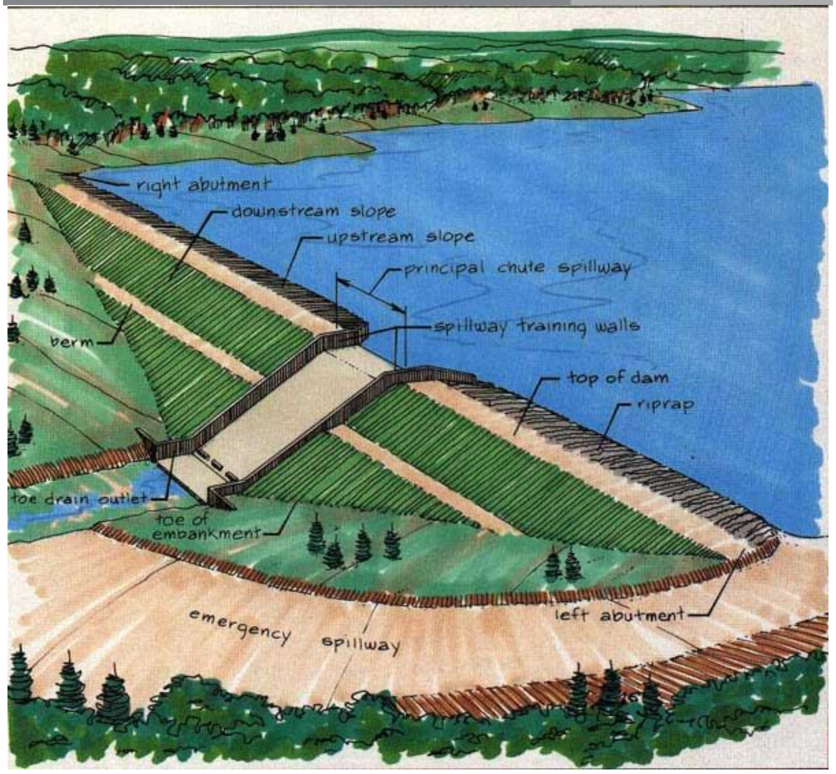
$$\omega_1 = \frac{2.404}{H}\sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

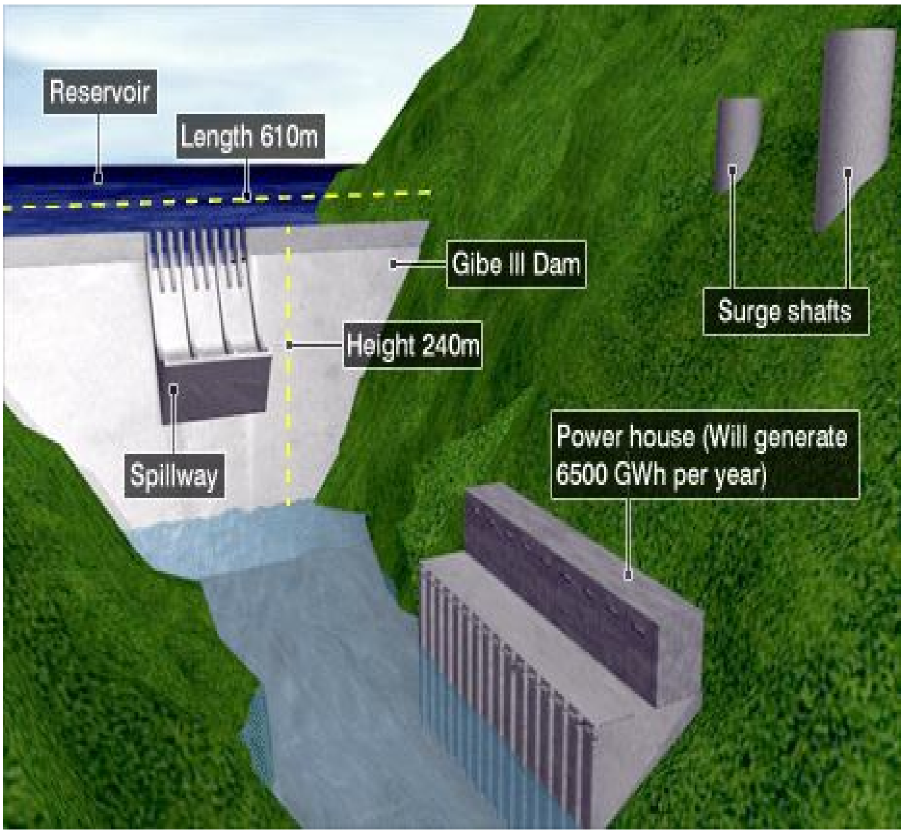
$$\omega_2 = \frac{5.52}{H}\sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$\omega_3 = \frac{8.65}{H}\sqrt{\frac{G}{\rho}}$$


مطالعات لرزه خيزي
گرد آوري داده هاي لرزه اي سده بيستم و تاريخي
زمين شناسي و لرزه زمين ساخت
برآورد دوره بازگشت رويداد زمين لرزه
تعيين سناريوهاي بيشينه باور كردني M.C.L.
تعيين بزرگي هدف محدوده فاصله و معيارهاي ديگر
آناليز احتمالي جنبش نيرومند زمين
برآورد جنبش نيرومند مربوط به M.C.L
انتخاب شتاب نگاشت ها
تعيين احتمالي فزوني مربوط به D.B.L و M.D.L و M.C.L
مقايسه جنبش زمين مربوط به D.B.L و M.D.L و با سناريوهاي M.C.L تحليلي
ارزيابي متفاوت و مرور مجدد
ارائه پارامترها جهت طراحي


Hopper Hoist
Paradise Dam
Upstream Fish Lift Operations
Hopper Guide Track
Fish Hopper (Lift)
Dam Wall
Reservoir
Hopper Chamber
Water Flow
Attraction Water
Approach Channel


right abutment
downstream slope
upstream slope
principal chute spillway
spillway training walls
berm
top of dam
riprap
toe drain outlet
toe of embankment
emergency spillway
left abutment



بدنه سد

۱-سپر کوبی ۲-کوبیدن شن های حائل ۳- پرده تزریقی ۴- دیواره بتنی ۵- دیواره آب بند رسی ۶- دیواره با مصالح سنگی ۷- دیواره با پوشش ساروج ۸- دیواره های آب بند پلاستیکی ۹-دیوار بتن پلاستیک با کمک گرابر و هیدرو فریز

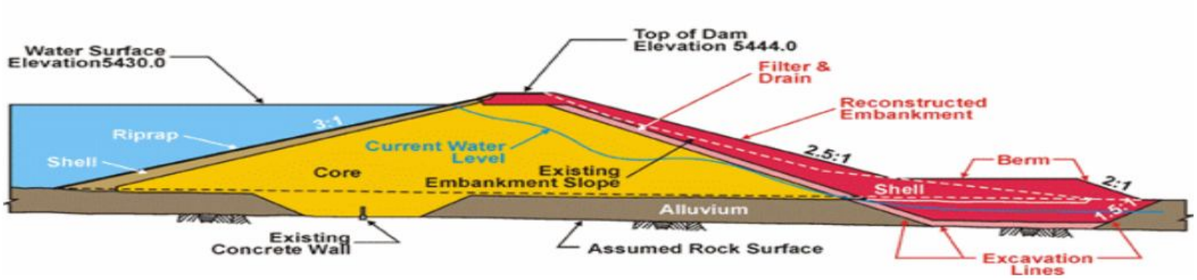
Dams (>60 m) Under Construction in IRAN

Row	Name	River/ Basin	District/City	State	Dam Type	Height (m) above lowest Foundation	Purposes of project	Hydro capacity (MW)	Expected date of completion
1	Agh Chay	Agh Chay	Khoy	West Azerbaijan	TE	108	Irrigation & Hydro Electricity	9	2006
2	Alborz (PashaCola)	Babolrood	Babol	Mazandaran	ER	78	Irrigation & Hydro Electricity	10	2006
3	Arasbaran	Cilin chay	Kalibar	East Azarbaijan	ER	63	Irrigation	–	2004
4	Ardabil (Yamchi)	Balekhli Chay	Ardabil	Ardabil	TE	67	Irrigation	–	2003
5	Aydoghmoosh	Aydoghmoosh	Meyaneh	East Azarbaijan	ER	87	Irrigation & Hydro Electricity	1	2006
6	Bidvaz	Bidvaz	Esfarayen	Khorasan	TE	80	Irrigation , Potable & Endusty	–	2004
7	Dahane Razeh	Fakhr Rood	Birjand	Khorasan	PG	47			2003
8	Doiraj	Doiraj	Musian	Eilam	ER	66	Irrigation , Hydro Electricity		2008
9	Doosti	Harirood	Sarakhs	Khorasan	TE/ ER	78	Irrigation , Potable , Industry & Hydro Electricity	14	2008
10	Garan	Garan	Marivan	Kordestan	ER	64.1	Irrigation , Potable , industry	–	2008
11	Gavoshan	Gave Rood	Kamyaran	Kordestan	ER	136	Irrigation , Potable , Industry & Hydro Electricity	11	2005
12	Gelvard-E-Neka	Neka	Neka	Mazandaran	ER	113	Irrigation , Hydro Electricity	3	2007
13	Golabar	Sojas	Zanjan	Zanjan	TE/ ER	85	Irrigation , Potable & Industry	1	2007
14	Jegin	Jegin	Jask	Hormozgan	RCC	78	Irrigation , Potable & Industry	–	2004
15	Karoon 3	Karoon	Izeh	Khoozestan	MV	205	Irrigation & Hydro Electricity	2000	2004
16	Karoon 4	Karoon	Izeh	Chahar Mahal & Bakhteyari	MV	230	Hydro Electricity	1000	2007
17	Khoda Afarin	Aras	Khoda Afarin	East Azarbaijan	TE	64	Irrigation , Potable , Industry & Hydo Electricity	200	2007
18	Kosar (Tangedook)	Kheirabad	Gachsaran	Kohkiloia & Boeerahmad	PG	144	Irrigation , potable , Industry & Hydro Electricity	70	2002
19	Maijarane Ramsar	Nesa Rood	Ramsar	Mazandaran	ER	60	Irrigation , potable & Industry	–	2003
20	Mamloo	Jajrood	Varamin	Tehran	TE	89	Irragation , Pobable , Indrstry &Hydro Electricity	8.5	2007
21	Mirzaye Shirazi (kavar)	Qareh Aghaj	Kavar	Fars	ER	67.5	Irrigation , Potable , Industry & Hydro Electricity	5	2006
22	Marvak	Tireh	Boroojerd	Lorestan	TE/ ER	72	Irrigation	–	2007
23	Mola Sadra (Tangeh Boragh	Kor	Eqlid	Fars	TE/ ER	73	Irrigation , Hydro Electricity & Fllod control	100	2006
24	Nahrin tabas	Nahrin	Tabas	Yazd	TE	60	Irrigation	–	2003
25	Narmashir (Nesa)	Nesa	Bam	Kerman	ER	111	Irragation & Hydro Electricity	5	2005
26	Ostoor	Qezel ozan	Mianeh	East Azarbaijan	VA	160	Irragation & hydroelectricity	164	2006

Row	Name	River/ Basin	District/City	State	Dam Type	Height (m) above lowest Foundation	Purposes of project	Hydro capacity (MW)	Expected date of completion
27	Qaleh Chay	Qalehchay	Ajabshir	East Azerbaijan	TE	79	Irragation , Flood Control & Environment	_	2006
28	Qoochan (Tabarak Abad)	Tabarak Abad	Qoochan	Khorasan	ER	74	Irrigation , Potable Industry	_	2004
29	Raees Ali Delvari	Shapoor	Borazjan	Booshehr	VA/ PG	117	Irragation , Hydro Electricity & Flood Control	19.4	2005
30	Ramhormoz (Jareh)	roode Zard	Ramhormoz	Khoozestan	TE	113	Irragation & Hydro Electricity	9	2007
31	Sabalan (Gibegloo)	Qareh Soo	Meshkin Shahr	Ardabil	ER	85	Irrigation , Flood Control & Environment	_	2006
32	Sahand	Qaranqoo	Hashtrood	East Azerbaijan	TE	60	Irrigation	_	2006
33	Salmane Farsi	Qareh Aghaj	Ghir	Fars	PG/ VA	125	Irrigation , Potable , Industry & Hydro Electricity	13	2005
34	Sazbon	Seymareh	Eilam	Eilam	VA/ PG	180	Irrigation & Hydro Electricity	500	2006
35	Seymareh (Hini Mini)	Seymareh	Eilam	Eilam	MV	180	Irrigation & Hydro Electricity	480	2007
36	Siyazakh	Qezel ozan	Divan Dareh	Kordesan	ER	78	Irrigation , Potable & industry	_	2007
37	Shafarood	Shafarood	Rezvanshahr	Gilan	PG	159	Irrigation , Potable , industry & Hydro Electricity	11	2006
38	Shahid Madani (Vanyar)	Aji Chay	Tabriz	East Azerbaijan	ER	86	Irrigation & Hydro Electricity	19	2008
39	Shahr Chay	Shahr Chay	Oroomiyeh	West Azerbaijan	ER	118	Irrigation , Potable , Ineustry ,Hydro Electricity & Flood Control	6	2005

Row	Name	River/ Basin	District/City	State	Dam Type	Height (m) above lowest Foundation	Purposes of project	Hydro capacity (MW)	Expected date of completion
40	Shirin Dareh	Shirin Dareh	Bojnoord	Khorasan	TE	98	Irrigation	_	2004
41	Shooshtar (Gotvande Olya)	Karoon	Gotvand	Khoozestan	ER	180	Hydro Electricity	2000	2007
42	Taham	Saremsaghloo (Taham Chay)	Zanjan	Zanjan	TE	123.7	Irrigation , Potable & Industry , Hydro Electricity	1.2	2003
43	Talvar	Talvar	Bijar	Kordestan	TE	85	Irrigation	_	2007
44	Zirdan	Zirdan (Kajo)	Chabahar	Sistan & Bloochestan	RCC	64.5	Irrigation , Potable & industry	_	2009
45	Zola	Zola chay	Salmas	West Azarbaijan	TE	83	Irrigation & Hydro Electricity	3.6	2005

Typical Dam Section With Filter, Berm, and Butress



آب بند تزریقی
ترانشه آب بند (Cutoff Trench)
آب بند ناقص
آب بند سپری
آب بند سیمانی و پرده بتنی درجا
پوشش آب بند
ژئوسینتتیک ها (Geosynthetics)
اهداف اصلی تزریق بشرح زیر است :
۱- بوجود آوردن سنگ یا خاک با چگالی یا استحکام بیشتر.
۲-پرکردن خلل و فرج غیرقابل دسترسی با هدف ایجاد شرایط مناسب انتقال تنش در زمین یا سازه ها.
۳- انجام تزریق سبب کاهش نفوذپذیری و یا کاهش شکل پذیری منطقه ی مورد تزریق می گردد .

- تزریق نفوذی (Penetration Grouting)
- تزریق جابجایی (Displacement Grouting)
- تزریق تحکیمی (Consolidation Grouting)
- تزریق اختلاط
- تزریق اتصالی(Connection Grouting) و تماسی (Contact Grouting)

احداث پرده ی تزریق

۱- تهیه ارزان ، آسان و در دسترس بودن سیمان به عنوان ماده اصلی تشکیل دهنده دوغاب
۲- مقاومت شیمیایی و فیزیکی قابل قبول در حالت عادی . در شرایط خاص و در حضور آب های خورنده امکان استفاده از سیمان های خاص و افزودنی های مناسب جهت جلوگیری از خاصیت آب فراهم است .
۳- امکان ایجاد دوغاب با گستره دانه بندی وسیع . محدوده دانه بندی این دوغاب ها بین ۴ میکرون (سیمان بسیار ریز) تا بیش از چند میلی متر (ملات بتنی) متغییر است .
۴- عدم ایجاد آلودگی شیمیایی . به دلیل مجاورت پرده آب بند با آب این فاکتور از اهمیت ویژه ای برخوردار است .

۱- ویژگی های نفوذپذیری سنگ ها و خاک ها با توجه به میزان تخلخل ، درصد اشباع شدگی و بافت
۲- روش انتخابی تزریق و آرایش گمانه های تزریق در منطقه
۳- نوع مواد تزریق مورد استفاده و ترکیب شیمیایی آنها
۴- واکنش زمین نسبت به نفوذ موادتزریقی درون فضاهای خالی خودواحتمال بروز فعل و انفعالات شیمیایی
۵- هزینه های اجرای یک عمل تزریق و اهمیت اجرای آن با توجه به نوع طرح

درصد از کل خرابی	عامل خرابی	ردیف
٪۴۰	گسیختگی پی	۱
٪۲۳	سرریز نامناسب	۲
٪۱۲	اجرای ضعیف	۳
٪۱۰	نشست غیر یکنواخت	۴
٪۵	فشار آب منفذی در پی (فشار بالا برنده[۴]	۵
٪۳	عملیات جنگی	۶
٪۲	لغزش شیب مخزن	۷
٪۲	استفاده از مصالح نامرغوب	۸
٪۲	بهره برداری غلط و غیراصولی	۹
٪۱	زلزله	۱۰

عوامل موثر در خرابی سدها

بنابراین، رفتارنگاری عبارتست از:

- انتخاب ابزاردقیق مناسب برای اندازه گیری پارامترهای مورد نظر
- نصب ابزاردقیق
- قرائت ابزاردقیق
- پردازش داده های ابزاردقیق و رسم منحنی های رفتارسنجی
- تفسیر منحنی های رفتارسنجی:
- ارزیابی وضعیت پایداری
- انجام اقدامات پیشگیرانه، در صورت تشخیص ناپایداری
- آنالیز برگشتی داده های رفتارسنجی، به منظور ارزیابی پارامترهای واقعی اجرایی

- حساسیت و دقت اندازه گیری بالا
- قابلیت اطمینان زیاد

- حداکثر سادگی در سیستم واسنجی، اندازه گیری و قرائت
- مقاوم در مقابل شرایط نامناسب محیط مورد استفاده
- سهولت نصب و قرائت

ابزاردقیق مورد استفاده	پارامتر رفتارسنجی	ردیف
شیب سنج	تغییر شکل افقی بدنه سد	۱
نشست سنج	تغییر قائم بدنه سد	۲
کرنش سنج	کرنش در جهت های مختلف	۳
سلول های فشار سنج	تنش در جهت های مختلف	۴
پیزومتر	فشار آب منفذی در بدنه و پی سد	۵
دبی سنج آب	میزان آب نشتی	۶
شتاب نگار	اثرات زلزله	۷
نقاط ثابت و کنترلی نقشه برداری	کنترل جابجایی و تغییر شکل	۸
ارتفاع سنج آب دریاچه	ارتفاع آب مخزن	۹

پارامترهای رفتارسنجی در سدهای خاکی و ابزاردقیق مربوطه

ابزاردقیق مورد استفاده	پارامتر رفتارسنجی	ردیف
پاندول	تغییر شکل افقی بدنه سد	۱
کرنش سنج	تغییر قائم بدنه سد	۲
انحراف سنج	تغییر قائم نسبی بدنه سد	۳
کرنش سنج	کرنش در جهت های مختلف	۴
تنش سنج مستقیم و فشارسنج	تنش در جهت های مختلف	۵
پیزومتر	فشار آب منفذی در بدنه و پی سد	۶
دبی سنج آب	میزان آب نشتی	۷
لرزه نگار	اثرات زلزله	۸
کشیدگی سنج	جابجایی پی سد	۹
دماسنج آب، بتن و هوا	دمای آب، بتن و هوا	۱۰
نقاط ثابت و کنترلی نقشه برداری (میکروژئودزی)	کنترل جابجایی و تغییر شکل	۱۱
درزه سنج	جابجایی بین بلوک های بتنی سد	۱۲
ارتفاع سنج آب دریاچه	ارتفاع آب مخزن	۱۳

پارامترهای رفتارسنجی در سدهای بتنی و ابزاردقیق مربوطه

ردیف	پارامتر رفتارسنجی	ابزاردقیق مورد استفاده
۱	تغییر شکل سطح مقطع فضای زیرزمینی	همگرایی سنج
۲	جابجایی توده سنگ دیواره	کشیدگی سنج
۳	نیروی وارده به آنکرها و تاندون ها	بارسنج آنکر
۴	فشار وارده به سیستم نگهدارنده	فشارسنج / تنش سنج
۵	میزان آب نشتی	دبی سنج آب

پارامترهای رفتارسنجی در فضاهای زیرزمینی وابسته به سدها و ابزاردقیق مربوطه

ردیف	پارامتر رفتارسنجی	ابزاردقیق مورد استفاده
۱	جابجایی توده سنگ دیواره	کشیدگی سنج / شیب سنج / نقشه برداری
۲	تغییر شکل درزه های کششی بالای شیب	درزه سنج
۳	نیروی وارده به آنکرها و تاندون ها	بارسنج آنکر
۴	فشار وارده به دیوارهای حایل	فشارسنج / تنش سنج
۵	میزان آب نشتی	دبی سنج آب

: پارامترهای رفتارسنجی در شیب مخزن و ساختگاه سدها و ابزاردقیق مربوطه

	نام سد	نوع سد	تراز آب مخزن	حرکات افقی	چرخشها	تنشها	کرنشها	حرکات درزه ها	درجه حرارت	آب زیر زمینی و فشار منفذی	نشت آب و فشار بر کنش	حرکات عمودی (نشست)	لرزه نگاری	شبکه ژئودزی
۱	زاینده رود	بتنی قوسی	+	+	+			+	+	+	+		+	+
۲	طرق	بتنی قوسی	+	+	+			+	+		+			+
۳	امیرکبیر	بتنی قوسی	+				+	+	+		+			+
۴	کارده	بتنی قوسی	+	+	+			+	+		+			+
۵	کارون ۱	بتنی قوسی	+	+	+		+	+	+	+	+		+	+
۶	دز	بتنی قوسی	+	+	+			+	+	+	+			+
۷	لتیان	بتنی پایه دار	+	+	+		+	+	+		+		+	+
۸	سفید رود	بتنی پایه دار	+	+	+			+		+	+			+
۹	اکباتان	بتنی پایه دار	+	+		+	+	+	+		+			+
۱۰	لار	خاکی	+	+						+	+	+	+	+
۱۱	مهاباد	خاکی – سنگریزه ای	+					+		+	+	+		+
۱۲	گلپایگان	خاکی – سنگریزه ای									+			+
۱۳	قشلاق	خاکی – سنگریزه ای								+	+	+		+
۱۴	زرینه رود	خاکی – سنگریزه ای	+					+		+	+			+
۱۵	درودزن	خاکی	+							+	+			+
۱۶	گرگان	خاکی	+					+		+	+	+		+

فهرست انواع رفتارسنجی ها در سدهای جدید

نوع سازه	پارامتر اندازه گیری شده	عوامل احتمالی	
		عامل اصلی	عوامل ثانوی
سدهای بتنی	تغییر مکان	تراز سطح آب مخزن	درجه حرارت/حرکات پی
	نشت آب	تراز سطح آب مخزن	بارندگی/حرکات پی
	فشار آب منفذی	تراز سطح آب مخزن	تغییر مکان ها در بدنه سد
	فشار آب بالابرنده در پی	تراز سطح آب مخزن	حرکات پی
	دبی زهکش ها	تراز سطح آب مخزن	بارندگی / حرکات پی
سدهای خاکی	تغییر مکان افقی	تراز سطح آب مخزن	حرکات پی
	تغییر مکان قائم	نشست پی یا خاکریز	تراز سطح آب مخزن
	فشار آب منفذی	تراز سطح آب مخزن	بارندگی/حرکات پی
	نشت آب	تراز سطح آب مخزن	بارندگی/حرکات پی
	دبی زهکش ها	تراز سطح آب مخزن	بارندگی/حرکات پی/فشار آب منفذی
فضاهای زیرزمینی (تونل/مغار)	تغییر شکل سطح مقطع	حرکات توده سنگ	تنش های القایی/فرسایش توده سنگ
	جابجایی توده سنگ دیواره	حرکات توده سنگ	تنش های القایی/فرسایش توده سنگ
	تنش توده سنگ دیواره	حرکات توده سنگ	تنش های القایی/فرسایش توده سنگ
شیب مخزن و ساختگاه	تغییر شکل/لغزش شیب	حرکات توده سنگ	بارندگی/هوازدگی/فرسایش توده سنگ

وابستگی تغییرات در پارامترهای اندازه گیری شده به عوامل اصلی و ثانوی

روند اجرایی طراحی سیستم ابزاردقیق

- پیشبینی مکانیزم رفتاری توده سنگ و سازه
- طرح سوال های ژئومکانیکی که باید جواب داده شوند
- تعریف اهداف رفتارسنجی
- تعیین پارامترهای مورد نظر برای رفتارسنجی
- پیشبینی محدوده تغییرات در مقادیر پارامترهای رفتارسنجی
- انتخاب ابزاردقیق (تعداد و مشخصات فنی)
- انتخاب محل نصب ابزاردقیق
- برنامه ریزی برای اندازه گیری و ثبت عوامل موثر بر پارامترهای رفتارسنجی
- نصب ابزاردقیق
- برنامه ریزی نگهداری و حصول اطمینان از عملکرد ابزاردقیق
- برنامه ریزی و زمانبندی برای واسنجی و قرائت ابزاردقیق
- برنامه ریزی پردازش داده های ابزاردقیق و رسم منحنی های رفتارسنجی
- برنامه ریزی گزارش تفسیر نتایج رفتارسنجی
- برنامه ریزی برای آنالیز برگشتی نتایج رفتارسنجی، درصورت نیاز
- برنامه ریزی ارایه پیشنهادات بهینه سازی روش اجرا/بهره برداری و یا سیستم
- یدارسازی
- برنامه ریزی مکانیزم اعمال پیشنهادات بهینه سازی

خلاصه ای از تعداد ابزار دقیق نصب شده در سد لار

پارامتر مورد سنجش	نوع ابزار	محل نصب	تعداد	تعداد کل
تراوش	سرریزهای مثلثی شکل	گالریهای زهکشی زیر سد	۸	۱۳
		کانالهای با پوشش گابیونی پایین دست	۱	
		چشمه های طبیعی اطراف ساختگاه سد	۴	
فشار آب حفره ای	پیزومترهای قائم	بالادست و پایین دست سد و تکیه گاهها	۷۶	۷۶
	پیزومترهای هیدرولیکی	پی ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۴۱	۸۲
		ناحیه انتقالی ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۶	
		هسته ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۱۴	
		پوسته بالادست و پایین دست، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۷	
		پی ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۸	
		ناحیه انتقالی ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۴	
		هسته ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۱۱	
		پوسته بالادست و پایین دست، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۱۱	
	پیزومترهای گازی	پی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۶	۸
		هسته مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۲	
فشارهای کل خاکریز	سلولهای سنجش فشار خاک	هسته ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۳	۸
		هسته ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۳	
		هسته ، مقطع فرعی ابزاربندی CH 820	۲	
تغییر مکانهای سطحی	شاخص های نقشه برداری	ایستگاه شاخص اصلی ، روی شیبهای بالا دست و پایین دست خاکریز	۶	۸۸
		ایستگاه شاخص فرعی ، نقاط مختلف بدنه ، پی و تکیه گاهها	۸۲	
تغییر مکانها و تغییر شکلهای داخلی سد	نشست سنجهای هیدرولیکی	هسته ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۹	۲۵
		ناحیه انتقالی ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۱۰	
		هسته ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۳	
		ناحیه انتقالی ، حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۳	
	نشست سنجهای مغناطیسی	حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۱۰	۲۷
		حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۴	
		حوالی ۵ مقطع فرعی ابزاربندی CH200 CH800,CH700,CH600,CH400,	۱۳	
	نشست سنج دو سیاله	لوله های ارتباطی در بدنه سد، دستگاه ثبات در اتاقک اندازه گیری	۱	۱
	لوله های انحراف سنج	حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 330	۱۰	۲۷
		حوالی مقطع اصلی ابزاربندی CH 500	۴	
		حوالی ۵ مقطع فرعی ابزاربندی CH200 CH800,CH700,CH600,CH400,	۱۳	

خلاصه ای از تعداد ابزار دقیق نصب شده در مقاطع اصلی ابزار گذاری بدنه سد پانزده خرداد

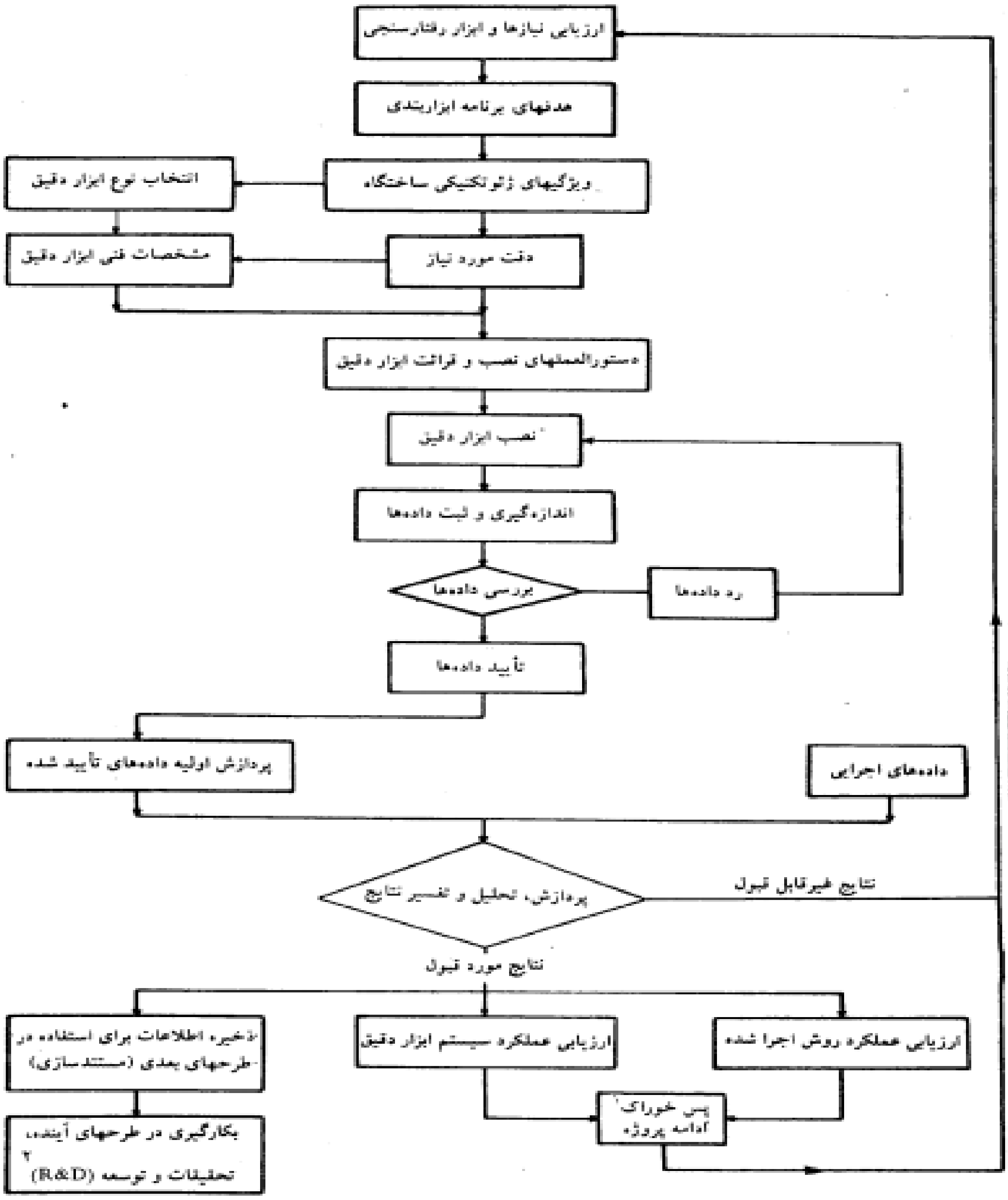
ردیف	نوع ابزار	محل نصب	تعداد ابزار در مقاطع اصلی ابزاربندی					تعداد کل
			۶-۶	۸-۸	۱۱-۱۱	۱۵-۱۵	۱۷-۱۷	
۱	پیزومترهای الکتریکی (EP)	هسته رسی	۱۰	۱۶	۲۲	۱۶	۱۰	۷۴
۲	پیزومترهای لوله‌قائم (SP)	هسته رسی و پوسته	۶	۸	۸	۸	۶	۳۶
۳	پیزومترهای سنگ‌پی (RP)	درون پی	۲	۲	۲	۲	۲	۱۰
۴	فشار سنجها (PC)	زیر هسته رسی و فیلترها	۶	۸	۸	۸	۶	۳۶
۵	صفحات مغناطیسی نشست	هسته رسی و پوسته	۴۵	۷۱	۸۲	۶۱	۳۸	۲۹۷
۶	انحراف سنجها	هسته رسی و پوسته	۳	۴	۴	۴	۳	۱۸
۷	بنچ مارکها (BM)	روی بدنه	۸	۸	۷	۷	۷	۳۷
۸	پیزومترهای تکیه‌گاهی (P)	تکیه گاهها	۱۲					۱۲
۹	اندازه گیری تراوش بدنه سد	انتهای پتوی زهکشی	۱					۱

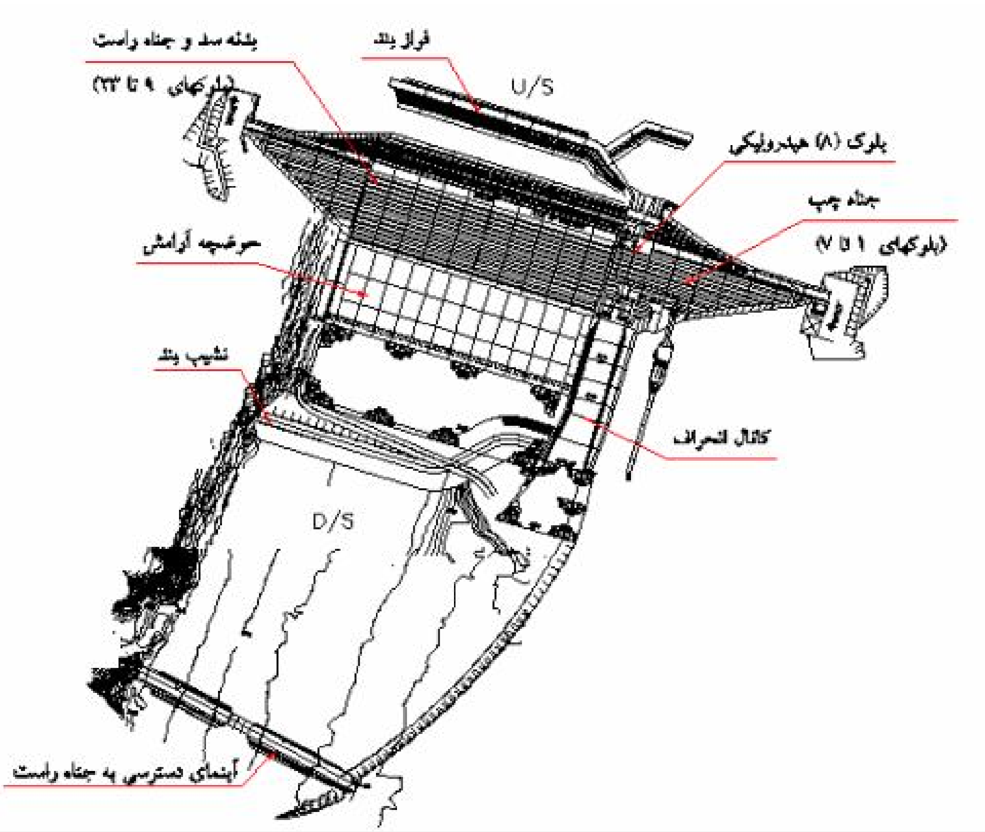
: خلاصه ای از ابزار دقیق نصب شده در بازوی خاکی سد پانزده خرداد

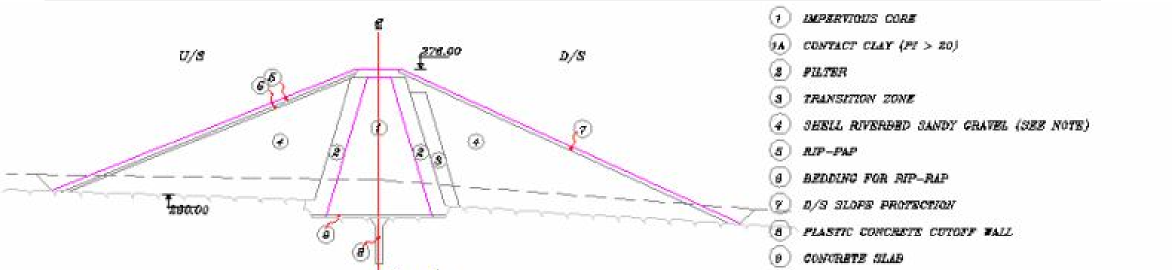
نوع ابزار	محل نصب	تعداد ابزار نصب شده در مقاطع ابزاربندی									تعداد کل
		۱-۱	۲-۲	۳-۳	۴-۴	۵-۵	۶-۶	۷-۷	۸-۸	O-O	
پیزومترهای لوله قائم (SP)	سنگ آهک و آبرفت	۷	۷	۷	۷	۴	۲	۶	۷	۱	۴۸
پیزومترهای منصوب در سنگ آهک	سنگ آهک	۲	۲	۲	۲	۳	۱	–	–	–	۱۲
دیپ مارک (DM)	بدنه اصلی و پی	۳	۳	۳	۳	–	–	–	–	۳	۱۵
بنچ مارک (BM)	روی بدنه اصلی	۵	۵	۵	۵	۵	۴	۵	۵	–	۳۹
ناودانیهای اندازه گیری تراوش بدنه	پوسته پائین دست	۱	۱	۱	۱	۱	–	–	–	–	۵
سرریزهای اندازه گیری دبی زهکشها	طول مسیرزهکشها	–	–	–	–	–	–	–	–	–	۵

دلایل اصلی خرابی ابزار دقیق نصب شده در سدهای لار و پانزده خرداد

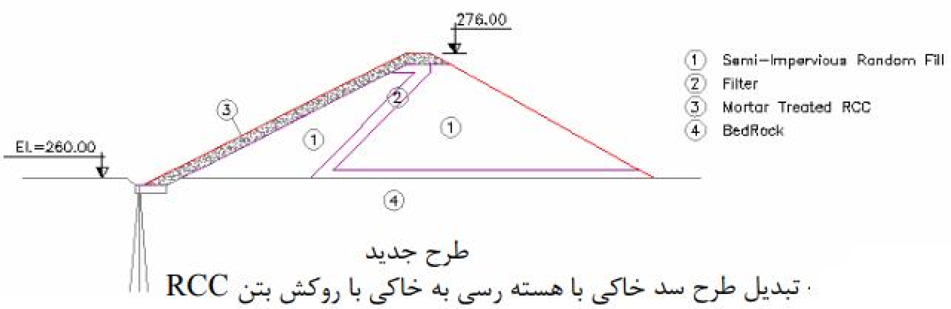
پارامتر مورد سنجش	نوع ابزار	عمده دلایل خرابی: سد لار	عمده دلایل خرابی: سد پانزده خرداد
تراوش	سرریزهای مثلثی شکل	کنده شدن سرریز چشمه های اطراف سد در اثر بروز سیل	----------
	سرریزهای ذوزنقه ای شکل	-----------	همگی سالمند
فشار آب حفره ای	پیزومترهای قائم	مسدود شدن لوله پیزومتر در اثر افتادن مواد مختلف در آن ، شکسته شدن و کنده شدن لوله پیزومتر و تخریب پیزومتر در حین انجام عملیات اجرایی مختلف در محدوده سد	ریزش خاک و مسدود شدن لوله پیزومتر و یا تخریب پیزومتر در حین انجام عملیات اجرایی مختلف
	پیزومترهای هیدرولیکی	عدم امکان هواگیری بعلت نقص فنی در سیستم نصب یا مکانیسم ساخت در برخی ابزار از بدو امر ، عدم هواگیری مناسب لوله های رفت و برگشتی هوا	-----------
	پیزومترهای گازی	عدم برگشت گاز از لوله برگشتی از بدو امر در برخی ابزار ، خرابی سیستم قرائت در طی دوران بهره برداری	-----------
	پیزومترهای الکتریکی	-----------	قطع کابل ارتباطی و یا خرابی بخش مدفون دستگاه
فشارهای کل خاکریز	سلولهای سنجش فشار خاک	عدم برگشت مایع هیدرولیک سیستم ، عدم نمایش مقادیر دقیق و واقعی فشار بدلیل خرابی سیستم قرائت	عدم اتصال صحیح کابل ارتباطی و یا قطع این کابلها
تغییر مکانهای سطحی	شاخص های نقشه برداری	انحراف از موقعیت اولیه	مشکل خاصی ندارند
تغییر مکانها و تغییر شکلهای داخلی سد	نشست سنجهای هیدرولیکی	شکسته شدن شیر سه راهه و خرابی سیستم هواگیری	-----------
	نشست سنجهای مغناطیسی	گیر کردن دستگاه قرائت در لوله نشست سنج ، انحراف لوله های نشست سنج	ریزش خاک وغیر قابل دسترسی بودن صفحات نشست سنج و یا از بین رفتن خاصیت مغناطیسی آنها
	نشست سنج دو سیاله	قطع لوله های ارتباطی سیستم قرائت با بخش مدفون ابزار	-----------
	دیپ مارکها	-----------	خریب حین انجام عملیات اجرایی
	لوله های انحراف سنج	گیر کردن دستگاه قرائت در لوله انحراف سنج	-----------


ارزیابی نیازها و ابزار رفتارسنجی
هدفهای برنامه ابزاربندی
ویژگیهای ژئوتکنیکی ساختگاه
انتخاب نوع ابزار دقیق
دقت مورد نیاز
مشخصات فنی ابزار دقیق
دستورالعملهای نصب و قرائت ابزار دقیق
نصب ابزار دقیق
اندازه‌گیری و ثبت داده‌ها
بررسی داده‌ها
رد داده‌ها
تأیید داده‌ها
پردازش اولیه داده‌های تأیید شده
داده‌های اجرایی
پردازش، تحلیل و تفسیر نتایج
نتایج غیرقابل قبول
نتایج مورد قبول
ذخیره اطلاعات برای استفاده در طرحهای بعدی (مستندسازی)
ارزیابی عملکرد سیستم ابزار دقیق
ارزیابی عملکرد روش اجرا شده
بکارگیری در طرحهای آینده، تحقیقات و توسعه (R&D)
پس خوراک
ادامه پروژه





طرح قدیم



طرح جدید

· تبدیل طرح سد خاکی با هسته رسی به خاکی با روکش بتن RCC

نکات قابل توجه در اجرای سدهای بتن غلتکی

۱- با توجه به استفاده پوزولان در طرح اختلاط سدهای بتن غلتکی ، سن بتن جهت تعیین مقاومت مشخصه تا حد امکان بالا درنظر گرفته شود. (بیش از ۱۸۰ روز)

۲- با توجه به محدودیت انتقال سیمان بین استانهای مختلف در هنگام طراحی سدهای بتنی به تعداد و ظرفیت کارخانه های تولید سیمان در منطقه توجه گردد.

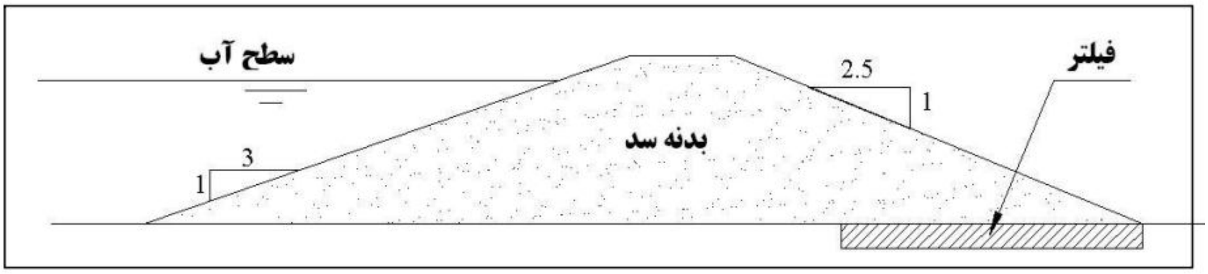
۳- دمای مجاز بتن با در نظر گرفتن شرایط محیطی پروژه و فصول مختلف سال تعیین گردد.

۴- با توجه به اجرای لایه ای بتن غلتکی، توجه ویژه به آب بندی بدنه سد الزامی می باشد.

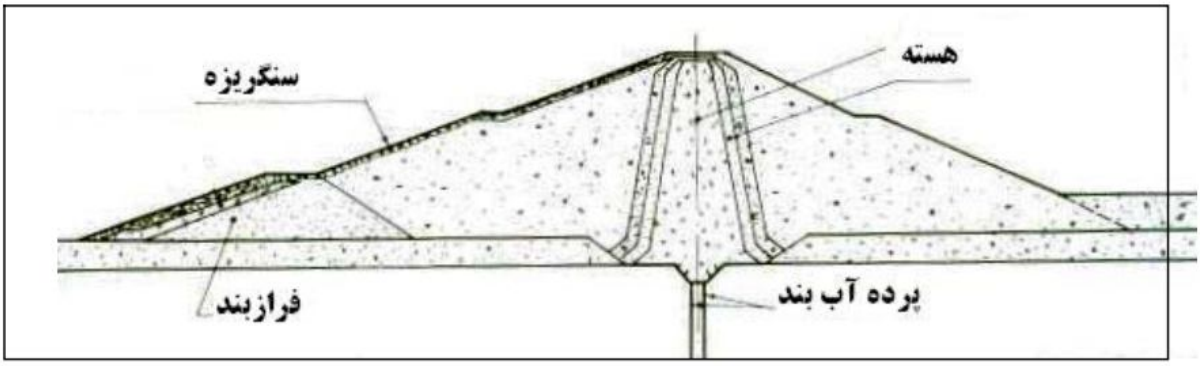
۵- جهت انجام به موقع پروژه و بهره گیری از مزیت سرعت بالای اجرای بتن غلتکی، تجهیز صنعتی متناسب پروژه در هنگام تجهیز کارگاه ضروری می باشد.

۶- یکی از ویژگی های اجرای سدهای بتنی غلتکی سرعت بالای عملیات اجرایی و بتن ریزی RCC می باشد. لذا باید منابع مالی متناسب با سرعت اجرای مورد انتظار جهت جلوگیری از رکود عملیات اجرایی فراهم گردد.

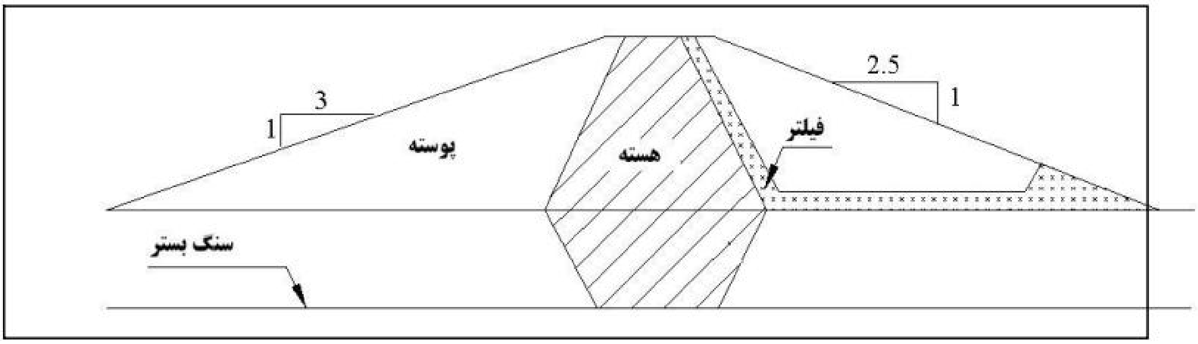
۷- با توجه به جدید بودن اجرای سدهای بتنی غلتکی و تکنولوژی آن در ایران، استفاده هرچه بیشتر از نظرات و تجربیات کارشناسان بین المللی و مجرب بسیار مفید و راهگشا خواهد بود.



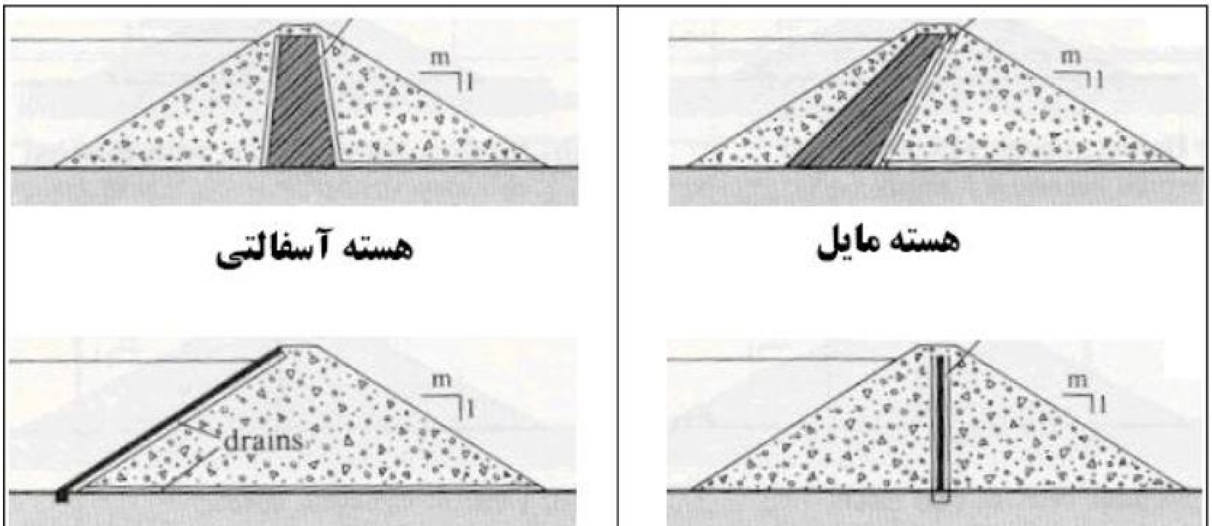
مقطع نمونه یک سد همگن



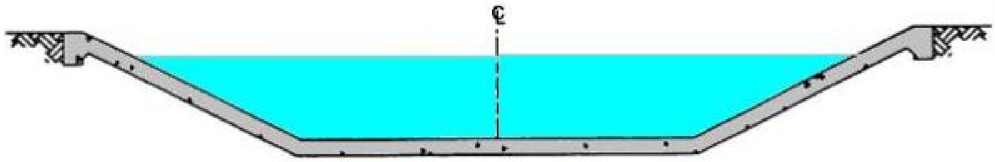
سد غیر همگن سنگریزه ای با هسته رسی



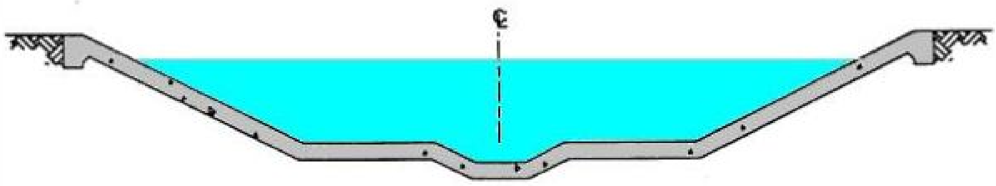
نمونه شکل یک سد غیر همگن و اتصال هسته سد به پی آب بند



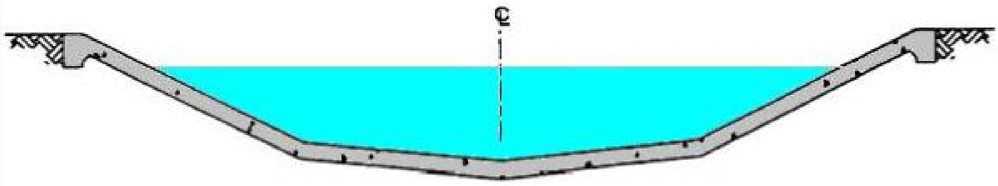
چند نوع سد سنگریزه ای با سیستمهای آب بندی مختلف



کف صاف

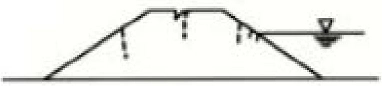


کف با زهکش



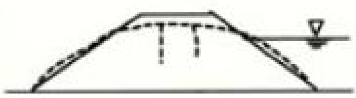
کف شیبدار

لغزش



ترک

شکست



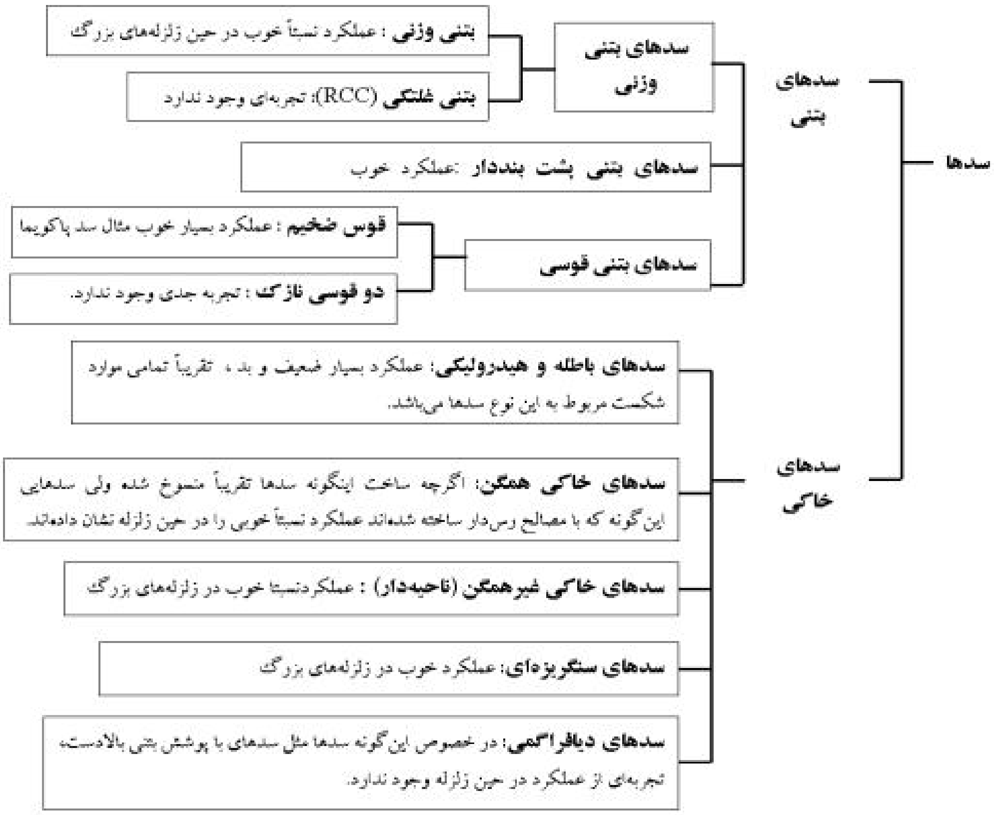
نشست

ناپایداری شیب

مدهای مختلف خرابی در سدهای خاکی

دسته بندی آسیب‌های وارد به سازه بر اساس ترازهای عملکردی

سطح عملکردی	آسیب	ضربات انسانی، اقتصادی
ترک‌خوردگی	بروز ترک‌های مرئی در اعضاء باربر ترک‌های نامرئی که با آزمایش قابل تشخیص است.	- تلفات انسانی ندارد. مرمت و تعمیرات جزیی بوده و هزینه زیادی در بر ندارد.
انهدام اعضاء باربر	ترک‌های با بازشدگی زیاد خوردشدگی (بتنی و آجری)یا له‌شدگی (فولادی) بعضی از اعضاء	- تلفات انسانی ندارد. مرمت و تعمیرات نیازمند به هزینه، تجهیزات و زمان نسبتاً قابل ملاحظه‌ای دارد.
تغییرشکل‌های بزرگ (کج‌شدگی)	تغییر هندسه سازه ورود آسیب زیاد به اعضاء غیر باربر آسیب به لوازم عدم امکان بهره‌برداری	- تلفات انسانی کم خسارات اقتصادی زیاد به لوازم و اعضاء داخلی مرمت بسیار سخت، هزینه‌بر و زمان‌گیر خسارات غیرمستقیم ناشی از عدم بهره‌برداری
انهدام سازه (ناقص یا کامل)	انهدام تعداد زیادی از اعضاء باربر قائم فرو ریختن اعضا سازه روی یکدیگر سقوط مواد، مصالح و لوازم روی قسمت‌های پائین‌تر	- تلفات انسانی زیاد ازبین‌رفتن کامل سازه عدم امکان مرمت و لزوم خردکردن و برچیدن سازه به‌طور کامل که بسیار وقت‌گیر و هزینه‌بر بوده و نیاز به تجهیزات پیشرفته و نیروی‌انسانی زیادی دارد. خسارات اقتصادی غیرمستقیم ناشی از عدم بهره‌برداری ضربات فردی و اجتماعی ناشی ازدست‌دادن بستگان و آوارگی و فقر



دسته بندی عملکرد سدها در زمین لرزه ها

- تغییر شکل و تغییر فرم مقطع
- سقوط سنگ از سقف
- تخریب و فروریختن دیواره یا سقف
- جابجائی در امتداد گسل‌های متقاطع
- ترک‌خوردگی، باز شدگی و پوسته شدن سنگ اطراف
- تغییر شکل و تغییر فرم حائل‌بندی و پوشش

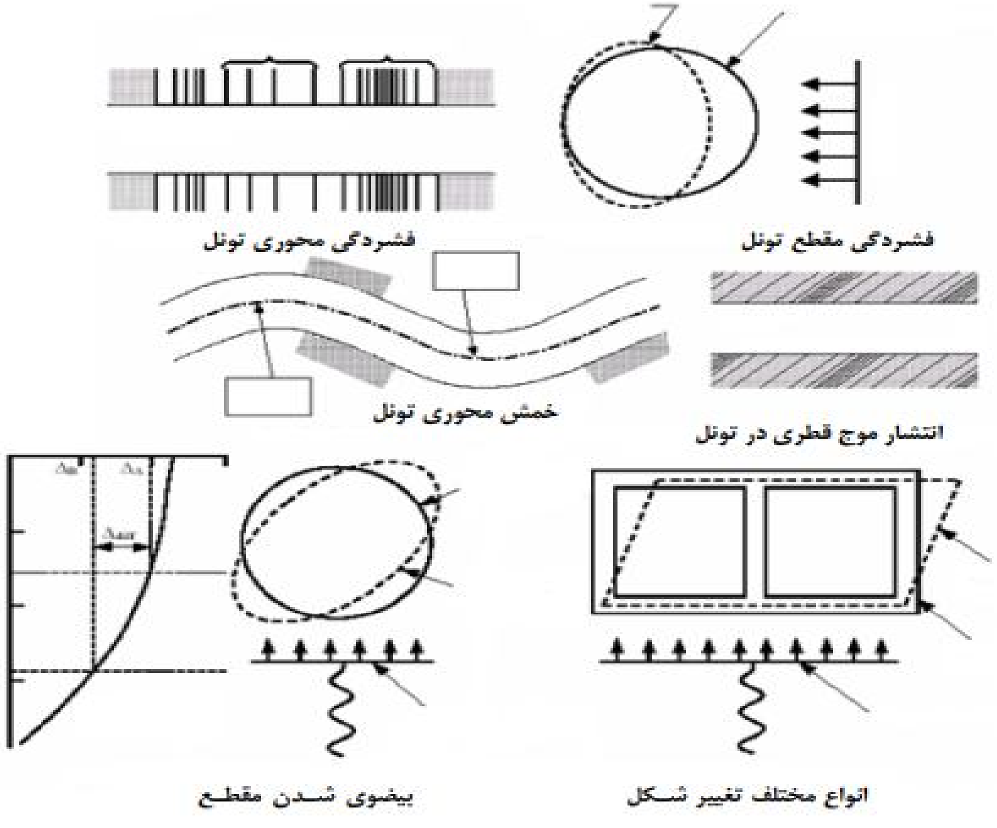
علل اصلی آسیب تونل‌ها در اثر زلزله می‌تواند ناشی از عوامل زیر باشد:

- لرزش زمین
- حرکت گسل
- ناپایداری شیب‌ها
- فرونشست

- شکل و فرم، ابعاد هندسی و عمق تونل
- خواص مکانیکی سنگ یا خاک اطراف تونل
- خواص مکانیکی و نوع سیستم پوشش
- شدت لرزش‌های زمین

تغییر شکل‌های ایجاد شده در تونل در اثر لغزش‌های ناشی از زلزله را به سه دسته کلی می‌توان تقسیم‌بندی نمود:

- تغییر شکل‌های محوری کششی یا فشاری
- تغییر شکل‌های خمشی طولی
- تغییر شکل‌های بیضوی یا عرضی



انواع مختلف تغییرشکل تونل‌ها در اثر لرزش‌های زلزله

- تغییر جنس زمین و بستر لوله
- محل‌های اتصال به تأسیسات
- قطر لوله
- امتداد موج زلزله
- عمق کارگذاری لوله
- گسیختگی‌ها سطحی و تلاقی با خط لوله
- نیروی محوری به‌صورت کشش و فشار در لوله‌های با قطر بالا
- تنش‌های خمش در لوله‌ها با قطر پائین
- عمر و خوردگی لوله‌ها

انواع آسیب در لوله‌ها

بر اساس تجربیات و آمار خرابی لوله‌ها در زلزله‌های گذشته آسیب‌های مشاهده شده به دسته‌های زیر تقسیم می شوند:

- آسیب در بدنه لوله‌ها
- آسیب در اتصالات
- آسیب در محل تأسیسات منتهی به لوله
- آسیب‌های بهره‌برداری

آسیب در بدنه لوله‌ها

سه نوع آسیب در بدنه لوله‌ها ناشی از زلزله و عوامل جانبی آن دیده شده است که عبارتند از ترک خوردگی، شکست و جدا شدن کامل و تغییر شکل. بر اساس زلزله‌های گذشته در شبکه‌های آبرسانی و لوله‌ها نتایج زیر گرفته شده است:

- هر چه قطر لوله کمتر شکست بدنه بیشتر
- عمق کارگذاری کمتر شکست بیشتر
- لوله‌های با قطر ۵۰-۱۵۰ میلیمتر شکست ناشی از خمش بوده زیرا ممان اینرسی این لوله‌ها به‌علت قطر کم ناچیز است و جزئی نیرو ایجاد تنش خمشی قابل توجه و سبب ترک یا شکست بدنه می شود.
- روانگرایی سبب بیرون زدگی لوله از زمین می شود.
- سال ساخت و خوردگی لوله یکی از عوامل مهم در ترک یا شکست کامل بدنه لوله‌هاست.

-آسیب تجهیزات

- آسیب در شیرهای آتش‌نشانی، شیرهای هوا و کنترل
- بیرون زدگی آدم‌روها و شیرآلات در اراضی روانگرا
- جدا شدگی کامل ایستگاه پمپاژ در مسیر لوله

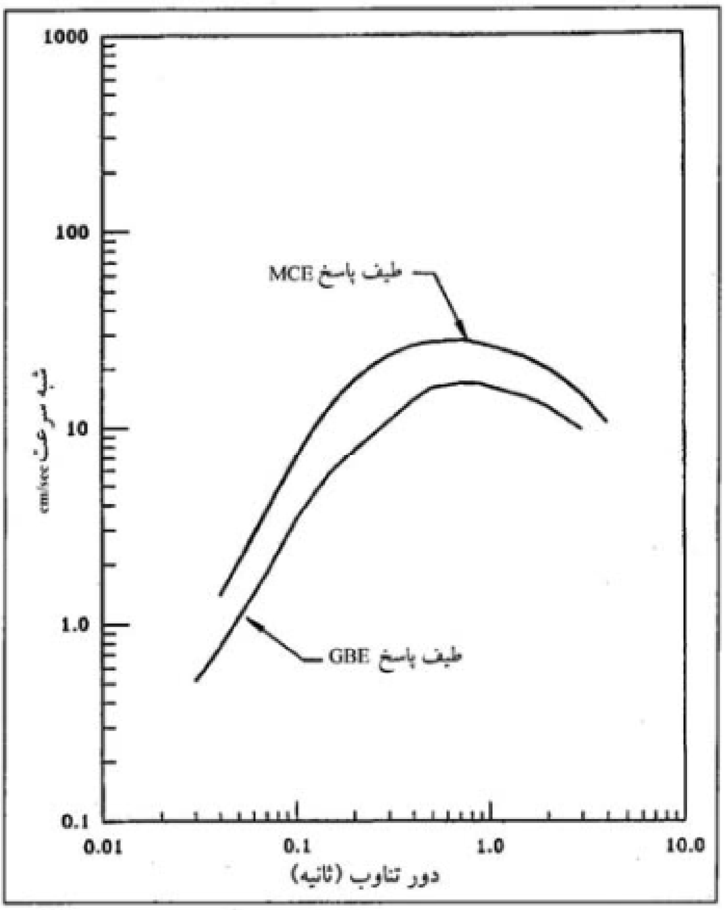
-آسیب‌های بهره‌برداری

- نشت حجم عظیم آب و کاهش ذخایر
- کاهش فشار آب و عدم کارایی شبکه
- نفوذ شن و ماسه به درون لوله‌ها و تأسیسات
- از کار افتادن تجهیزات برقی و ایستگاه‌های پمپاژ

-خصوصیات سازه‌ای و مصالح لوله

- شکنندگی و خاصیت ارتجاعی
- وزن مخصوص مصالح لوله و اتصالات
- میرایی
- اصطکاک و درگیری لوله با خاک

- پیشینه زمین شناسی گستره طرح
- شناسایی فیزیوگرافی و استان زمین ساختی در برگیرنده محل طرح
- تشریح زمین شناسی، چینه ها، الگوی درزه یا شکستگی، ساز و کار زمینساختی منطقه و انواع گسل‌های وابسته به آن
- مکان یابی و تشریح گسل‌ها و ارزیابی توان لرزه ای آن‌ها و مدارک مستند مبنی بر فعالیت آن‌ها
- برآورد متوسط آهنگ لغزش، لغزش در هر رویداد و بازه زمانی ما بین رویدادها



عواملی که معمولاً مهم‌ترین نقش را در تعیین پارامترهای ارزیابی لرزه ای دارند عبارتند از:

- رده بندی ساختگاه از نظر آبرفت یا سنگ
- خواص فیزیکی و ضخامت پی
- نزدیک بودن به گسله لرزه زا
- فاصله از ناحیه آزاد شدن انرژی
- بزرگای زمین‌لرزه طراحی
- عوامل مؤثر در گزینش پارامترهای ارزیابی لرزه ای عبارتند از:
- تعیین میزان خطر لرزه ای ساختگاه سد
- تعیین میزان خطر پذیری سازه به اتمام رسیده
- نوع سد و مودهای احتمالی شکست آن

حداقل مقادیر ضریب طراحی لرزه‌ای کاربردی برای طراحی سدها در آیین نامه ژاپن

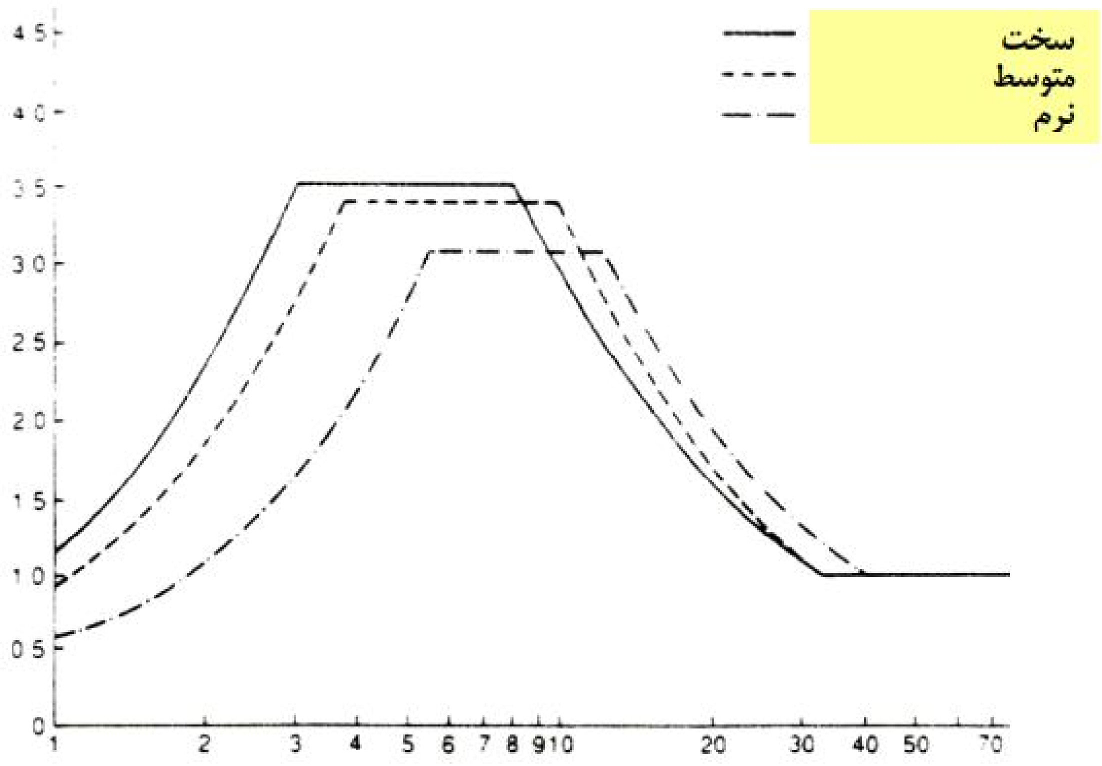
	نوع زلزله / نوع سد		زلزله شدید	زلزله متوسط	زلزله ضعیف
۱	سد وزنی بتنی		۰/۱۲	۰/۱۲	۰/۱
۲	سد بتنی قوسی		۰/۲۴	۰/۲۴	۰/۲
۳	سد خاکی	سد همگن	۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۱۲
		انواع دیگر	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۱

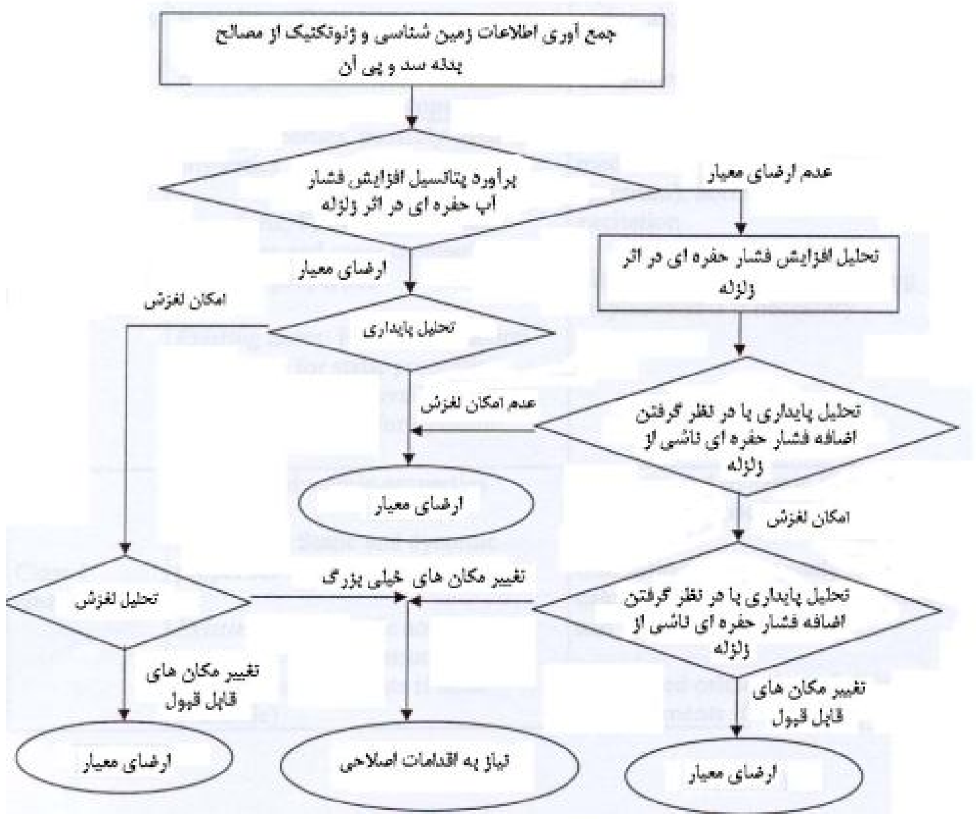
نوع سد	ملزومات
بتنی	بدون ریزش و لغزش بدون ترک در سرتاسر بدنه سد و پی بدون فروریختن بدنه سد
خاکی	بدون ترک در سرتاسر ناحیه هسته غیرقابل نفوذ بدون سرریز و طغیان آب مخزن بدون فروریختن بدنه سد

[1]مقادیر متداول شتاب لرزه ای طراحی بر حسب شتاب ثقل

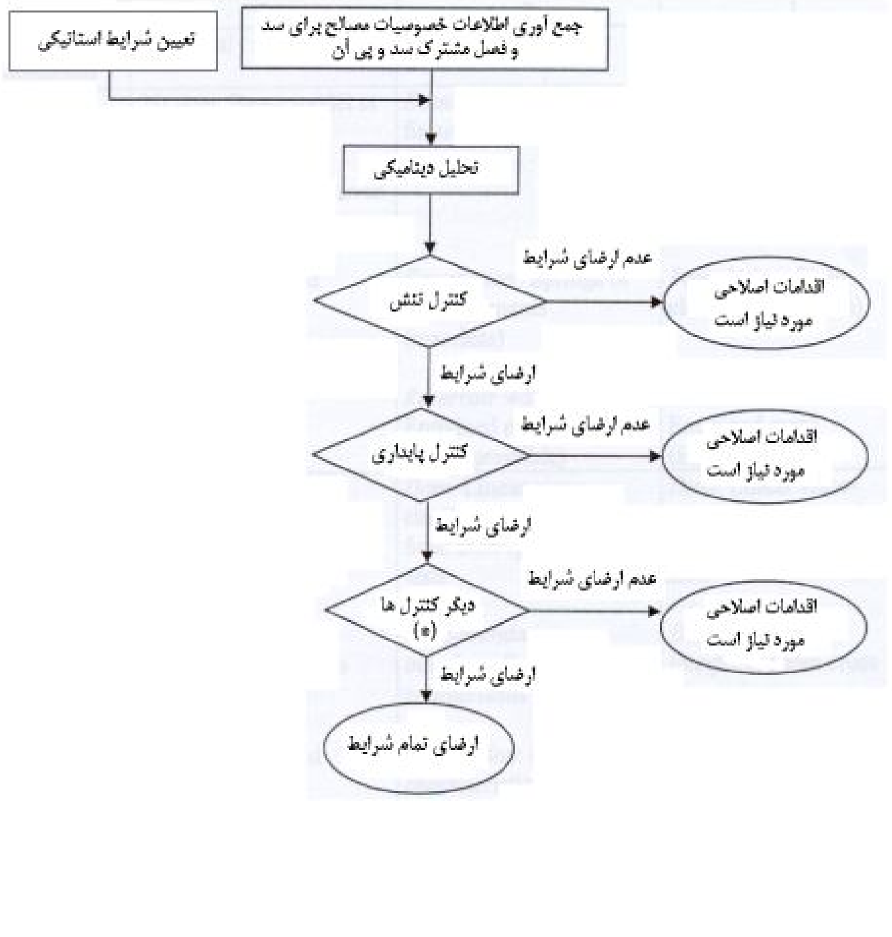
	شرایط پی	سد بتنی وزنی سد بتنی وزنی / توخالی	سد بتنی قوسی	سد خاکی منطقه‌بندی شده	سد خاکی همگن
ناحیه با زلزله‌خیزی شدید	پی سنگی	۰/۱۲–۰/۱۵	۰/۲۴–۰/۳۰	۰/۱۵	۰/۱۵–۰/۱۸
	پی خاکی	–	–	۰/۱۸	۰/۲۰
ناحیه با زلزله خیزی متوسط	پی سنگی	۰/۱۲	۰/۲۴	۰/۱۲–۰/۱۵	۰/۱۵
	پی خاکی	–	–	۰/۱۵–۰/۱۸	۰/۱۸–۰/۲۰
ناحیه با زلزله خیزی ضعیف	پی سنگی	۰/۱۰–۰/۱۲	۰/۲۰–۰/۲۴	۰/۱۰–۰/۱۲	۰/۱۲
	پی بتنی پی خاکی	–	–	۰/۱۵	۰/۱۸

- موج‌های ناشی از زمین‌لغزه در مخزن سد، سد را دربر می‌گیرد.
- شکست برج‌های تاج
- شکست برج‌های خودایستای دهانه آبگیر
- شکست آب‌بندها بر اثر ارتعاشات غیرهم فاز یا جابه‌جایی عرضی اتصالات
- لغزش سد و واژگونی
- ترک‌های کششی در وجوه بالادست و پایین‌دست
- جابه‌جایی گسل‌ها در ساختگاه سد
- تراوش پی
- جابه‌جایی بلوک‌ها در سدهای مصالح بنایی





جمع آوری اطلاعات زمین شناسی و ژئوتکنیک از مصالح بدنه سد و پی آن
برآورد پتانسیل افزایش فشار آب حفره ای در اثر زلزله
عدم ارضای معیار
تحلیل افزایش فشار حفره ای در اثر زلزله
ارضای معیار
امکان لغزش
تحلیل پایداری
عدم امکان لغزش
تحلیل پایداری با در نظر گرفتن اضافه فشار حفره ای ناشی از زلزله
ارضای معیار
امکان لغزش
تغییر مکان های خیلی بزرگ
تحلیل لغزش
تحلیل پایداری با در نظر گرفتن اضافه فشار حفره ای ناشی از زلزله
تغییر مکان های قابل قبول
تغییر مکان های قابل قبول
ارضای معیار
نیاز به اقدامات اصلاحی
ارضای معیار



تعیین شرایط استاتیکی
جمع آوری اطلاعات خصوصیات مصالح برای سد و فصل مشترک سد و پی آن
تحلیل دینامیکی
عدم ارضای شرایط
کنترل تنش
اقدامات اصلاحی مورد نیاز است
ارضای شرایط
عدم ارضای شرایط
کنترل پایداری
اقدامات اصلاحی مورد نیاز است
ارضای شرایط
عدم ارضای شرایط
دیگر کنترل ها (*)
اقدامات اصلاحی مورد نیاز است
ارضای شرایط
ارضای تمام شرایط

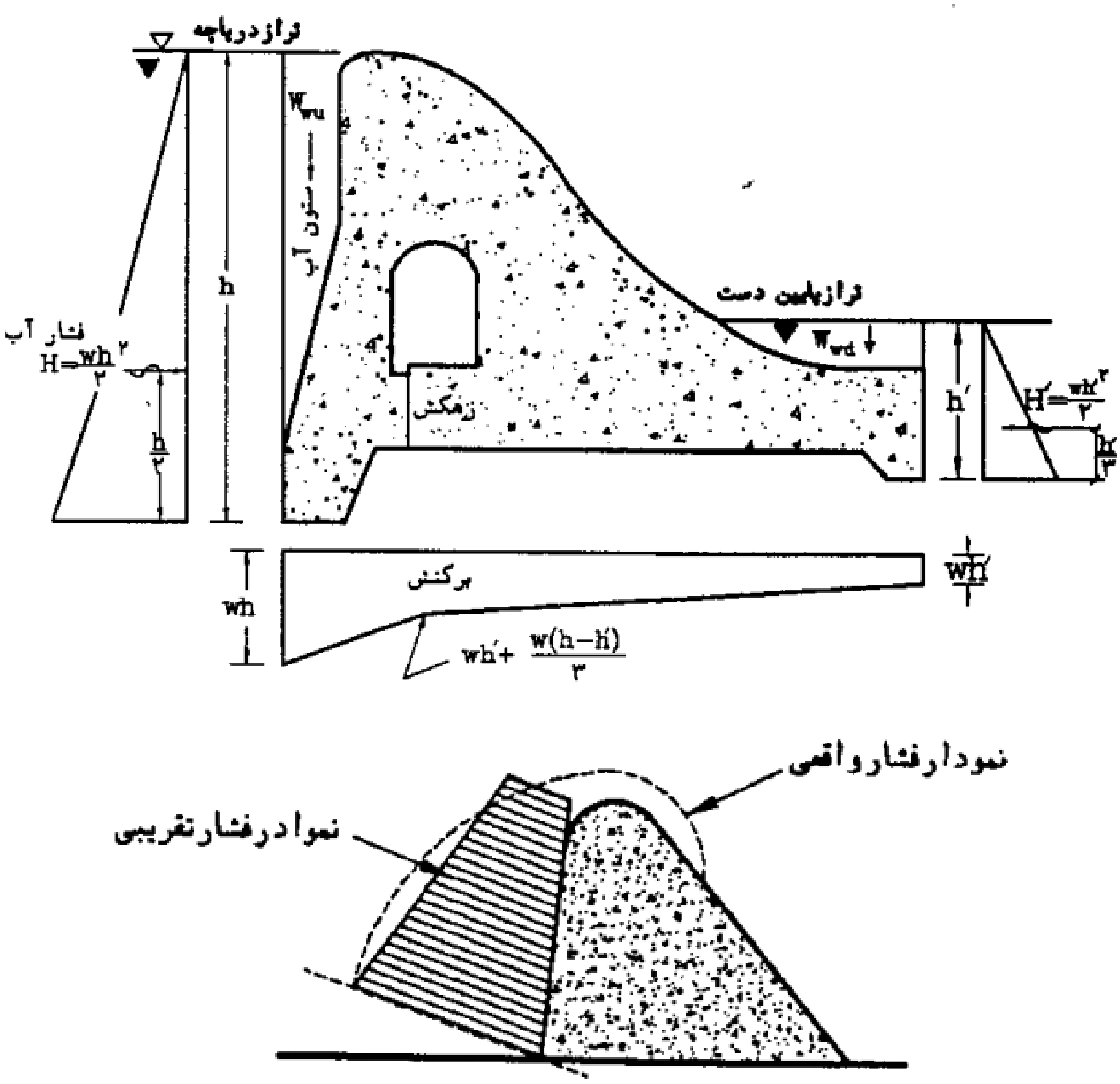
- جابه‌جایی و تخریب ساختگاه
- وزن
- فشار خاک به هنگام زلزله
- فشار دینامیک آب در اثر زلزله
- موج سطح آب (مخازن آب)
- حرکت جانبی خاک در اثر روانگرایی
- شیب زمین و توپوگرافی

اجزای سیستم تأمین و توزیع آب

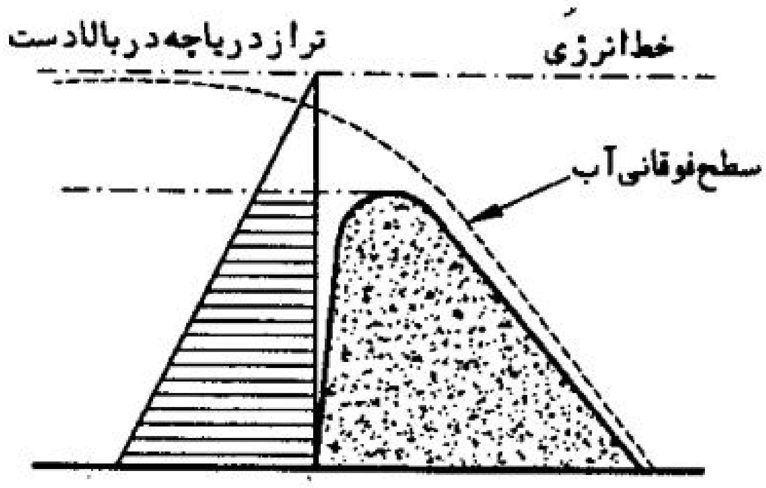
۱- رودخانه
۲- آبگیر
۳- کانال انتقال
۴- توزیع
۵- جمع‌آوری
۶- تصفیه‌خانه آب
۷- تصفیه‌خانه فاضلاب
۸- سد مخزنی
۹- بند انحراف

قسمت‌های مختلف یک بند انحراف

۱- کف‌بند بالادست
۲- دریچه سرریز
۳- سرریز
۴- حوضچه آرامش
۵- کف‌بند پائین‌دست
۶- دیوار آب‌بند
۷- تأسیسات شستشوی رسوب
۸- سرریز
۹- آبگیر و دریچه آن
۱۰- کانال آبرسان
۱۱- تأسیسات حذف رسوب
۱۲- دیوار هدایت
۱۳- قسمت خاکی بند انحراف
۱۴- خاکریزهای حفاظت بالادست در مقابل سیل (ساماندهی)



الف) فشارنظری

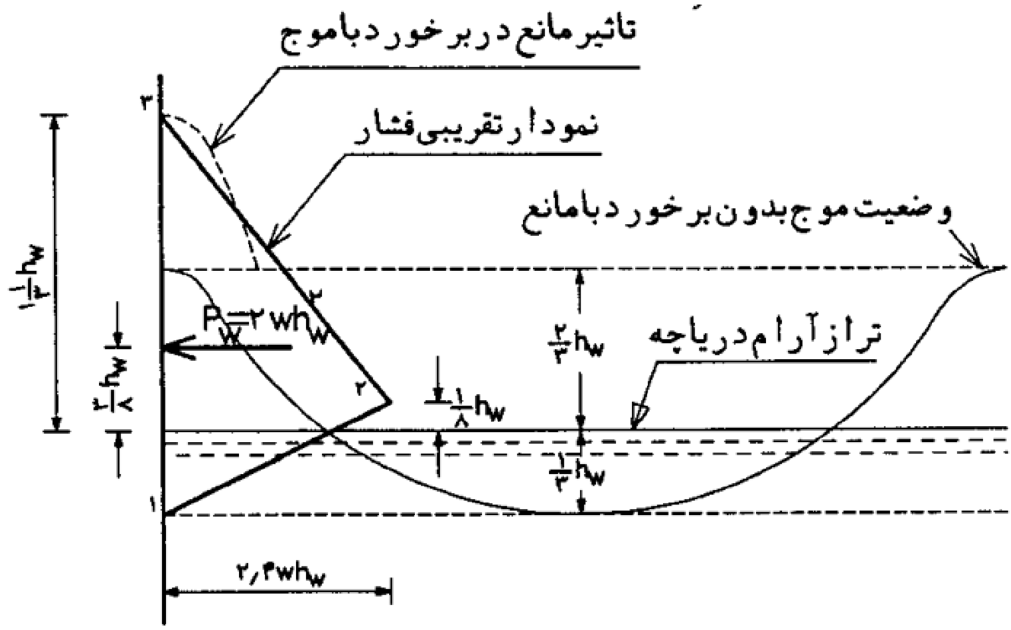


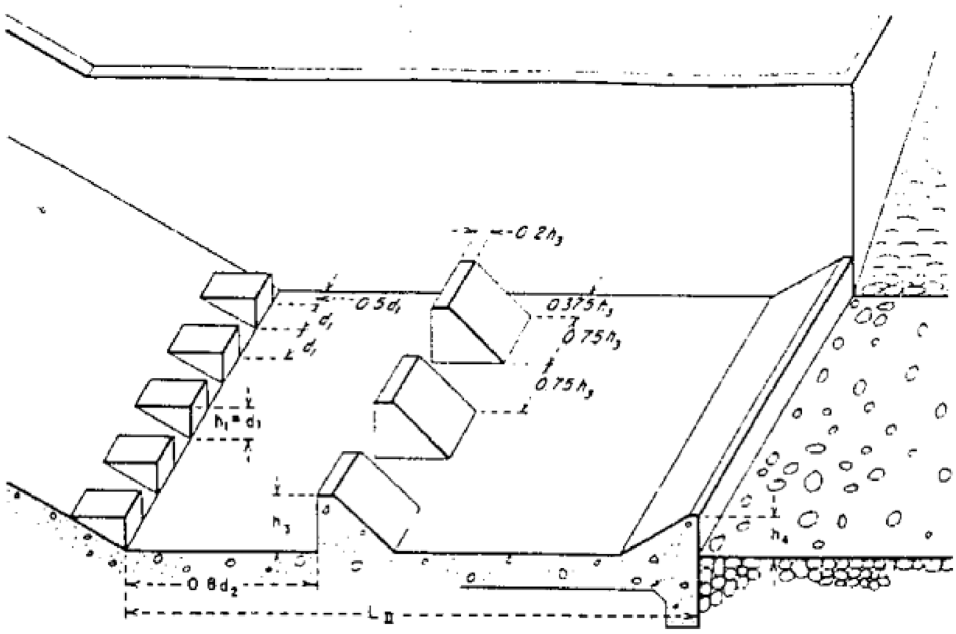
ب) فشار مفروض برای طراحی

فشار آب بر سرریزها

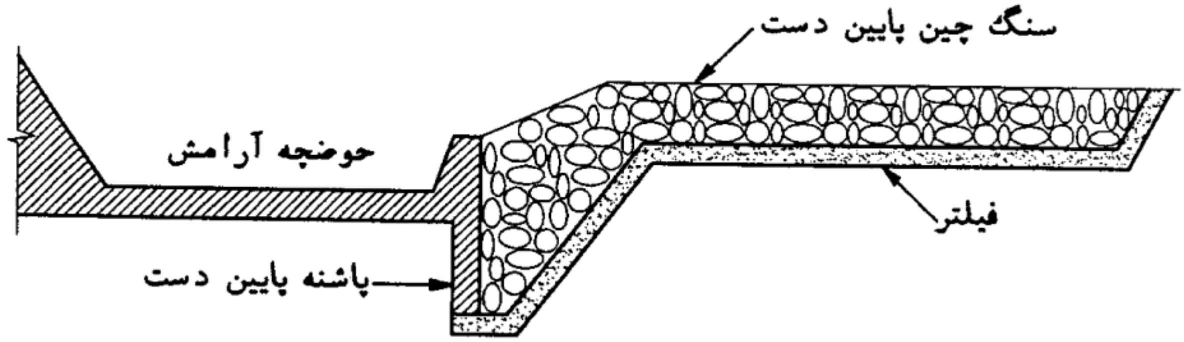
$$C = \frac{C_m}{۲} \left[\frac{Z}{h} \left(۲ - \frac{Z}{h}\right) + \sqrt{\frac{Z}{h} \left(۲ - \frac{Z}{h}\right)} \right] \qquad C_m = ۰/۷۳ \left(\frac{۹۰^\circ - \phi^\circ}{۹۰^\circ}\right)$$

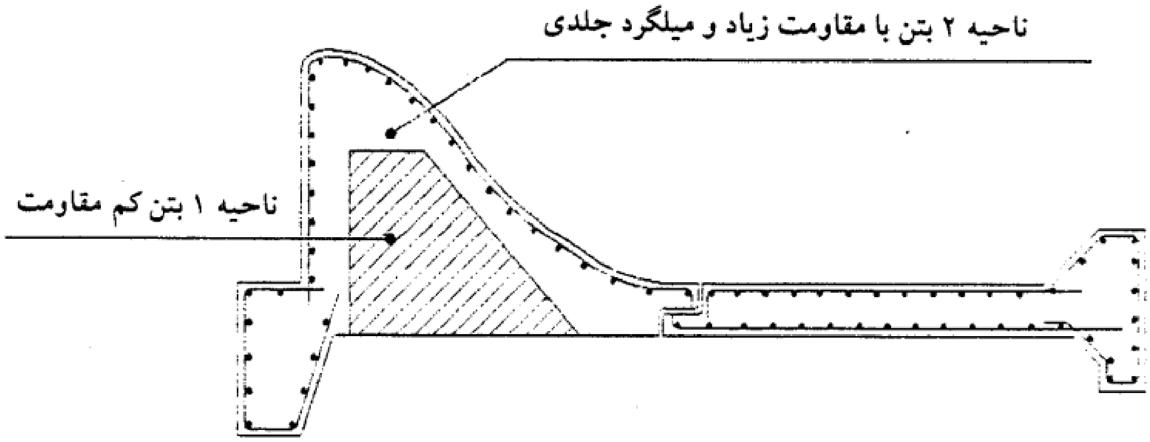
$$P_E = ۰/۷۲۶ \; P_e . Z. \qquad M_E = ۰/۳ \; P_e \; Z^۲$$

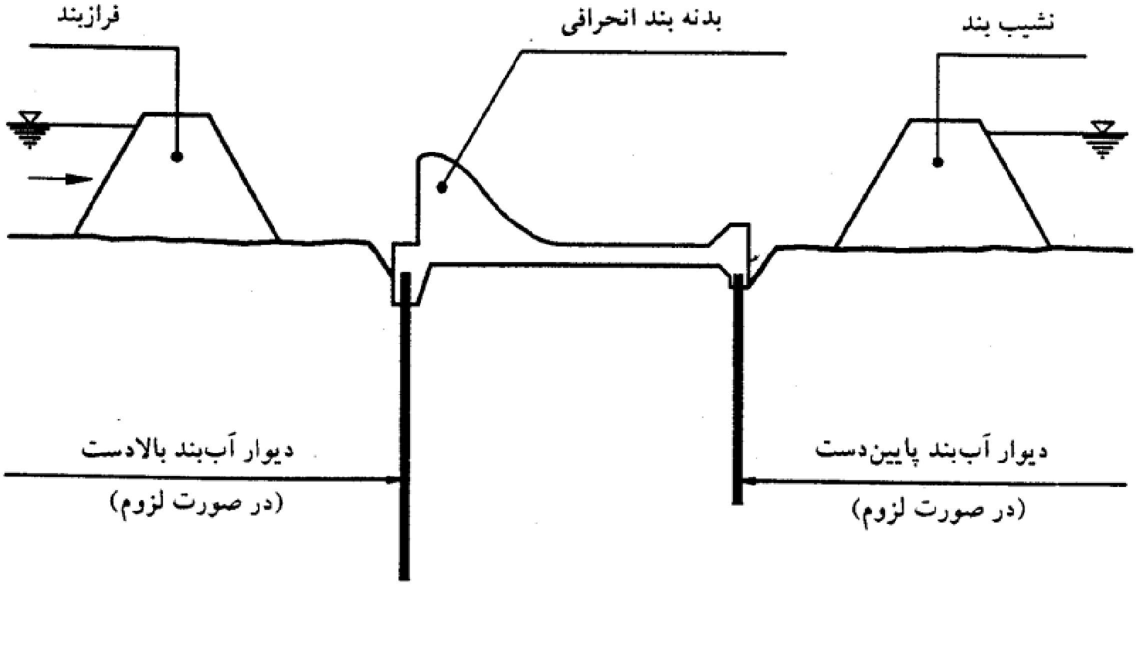

تاثیر مانع در برخورد با موج
نمودار تقریبی فشار
وضعیت موج بدون برخورد با مانع
تراز آرام دریاچه
$P_W = ۲wh_W^۲$
$۲,۴wh_W$
$۱\frac{۱}{۴}h_W$
$\frac{۳}{۸}h_W$
$\frac{۲}{۳}h_W$
$\frac{۱}{۸}h_W$
$\frac{۱}{۳}h_W$

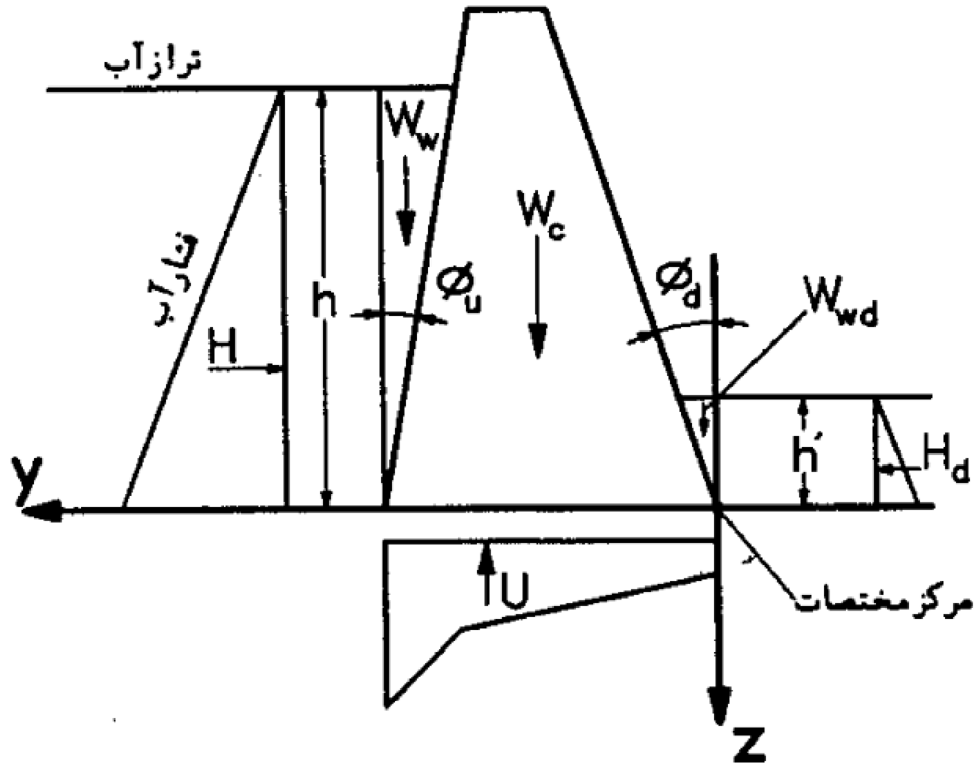

0.2 h3
0.5 d1
d1
d1
h1 = d1
0.375 h3
0.75 h3
0.75 h3
h3
h4
0.8 d2

حوضچه


سنگ چین پایین دست
حوضچه آرامش
فیلتر
پاشنه پایین دست


ناحیه ۲ بتن با مقاومت زیاد و میلگرد جلدی
ناحیه ۱ بتن کم مقاومت

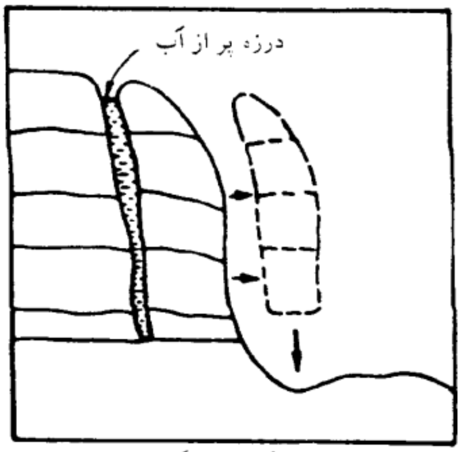

فرازبند
بدنه بند انحرافی
نشیب بند
دیوار آب‌بند بالادست
(در صورت لزوم)
دیوار آب‌بند پایین‌دست
(در صورت لزوم)



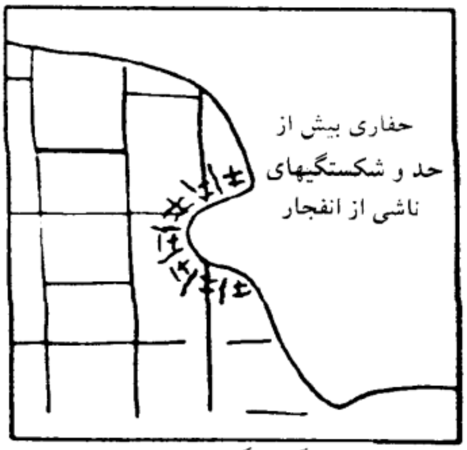
نـوع خاک	شیب هیدرولیکی خروجی مجاز
ماسه ریز	$\frac{۱}{۷}$ تا $\frac{۱}{۶}$
ماسه درشت	$\frac{۱}{۱۶}$ تا $\frac{۱}{۵}$
شن	$\frac{۱}{۵}$ تا $\frac{۱}{۴}$

الف) هوازدگی متفاوت

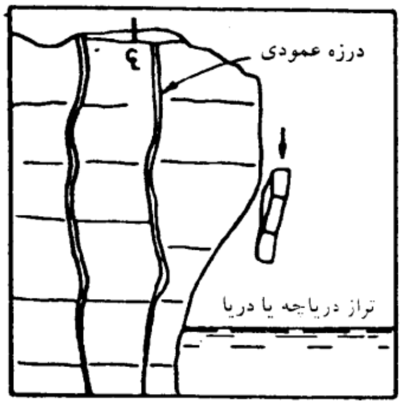
ب) فشار ناشی از یخزدگی
در سنگهای همگن درزه‌دار



ج) سنگهای همگن درزه‌دار
فشار هیدرواستاتیکی
بر روی بلوکهای سست

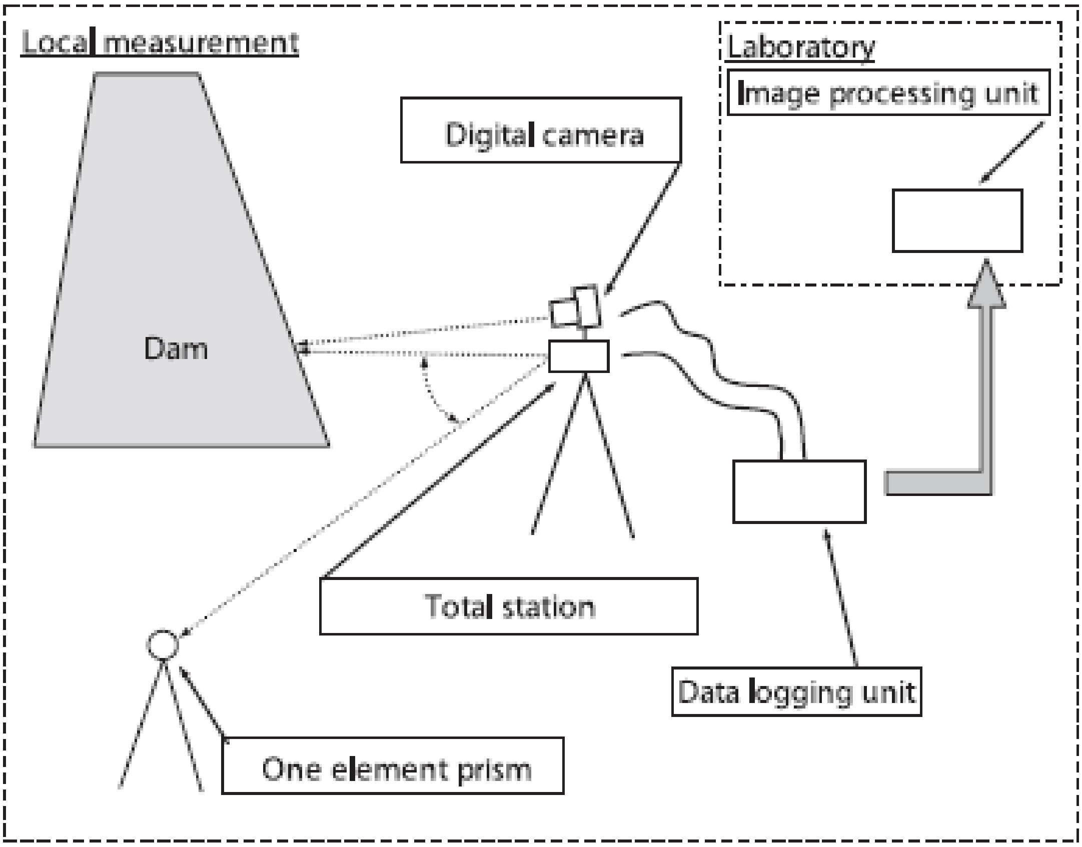


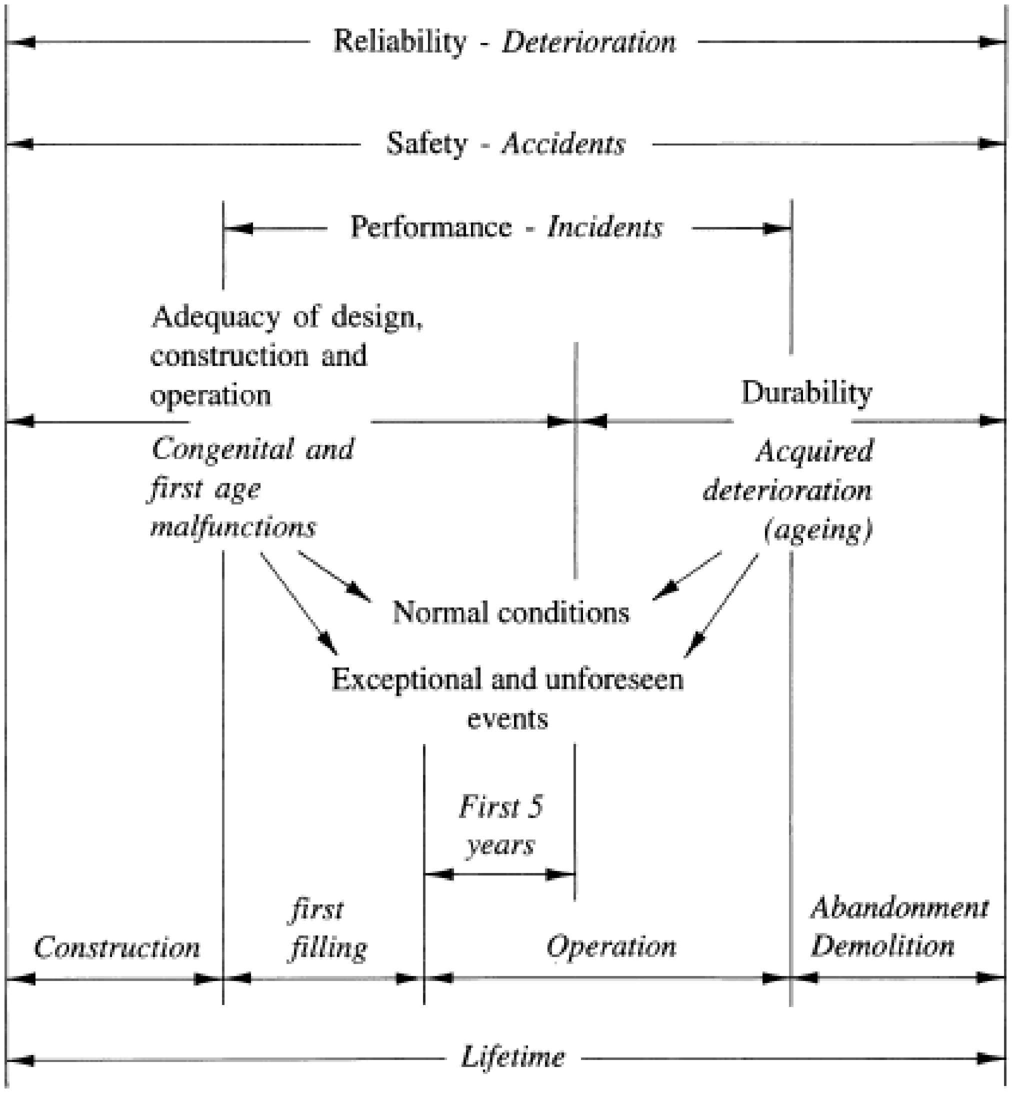
د) سنگ همگن درزه‌دار
بلوکها بدون نگهداری رها شده
یا در اثر انفجار سست شده



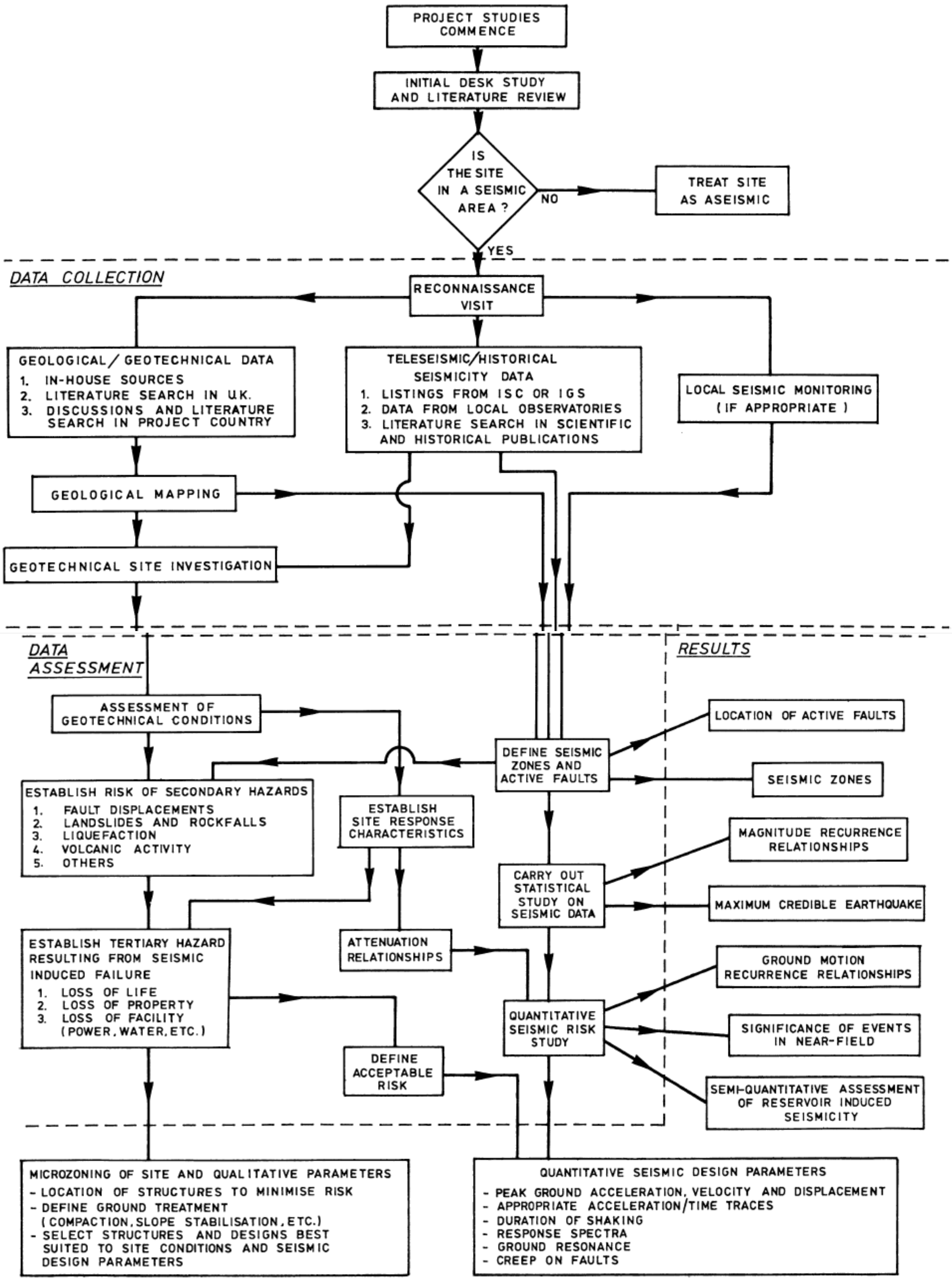
ه) سنگ همگن درزه‌دار یا لایه‌های مقاوم بر
روی لایه‌های سست فرسایش یافته قرار گرفته
که به سهولت فرسوده می‌شوند.
«پرتگاه» ایجاد شده در اثر امواج

ی) سنگ همگن درزه‌دار یا لایه‌های
مقاوم بر روی لایه‌های سست فرسایش
یافته که به سهولت فرسوده می‌شوند.
پرتگاه بر اثر جریان آب ایجاد شده است.

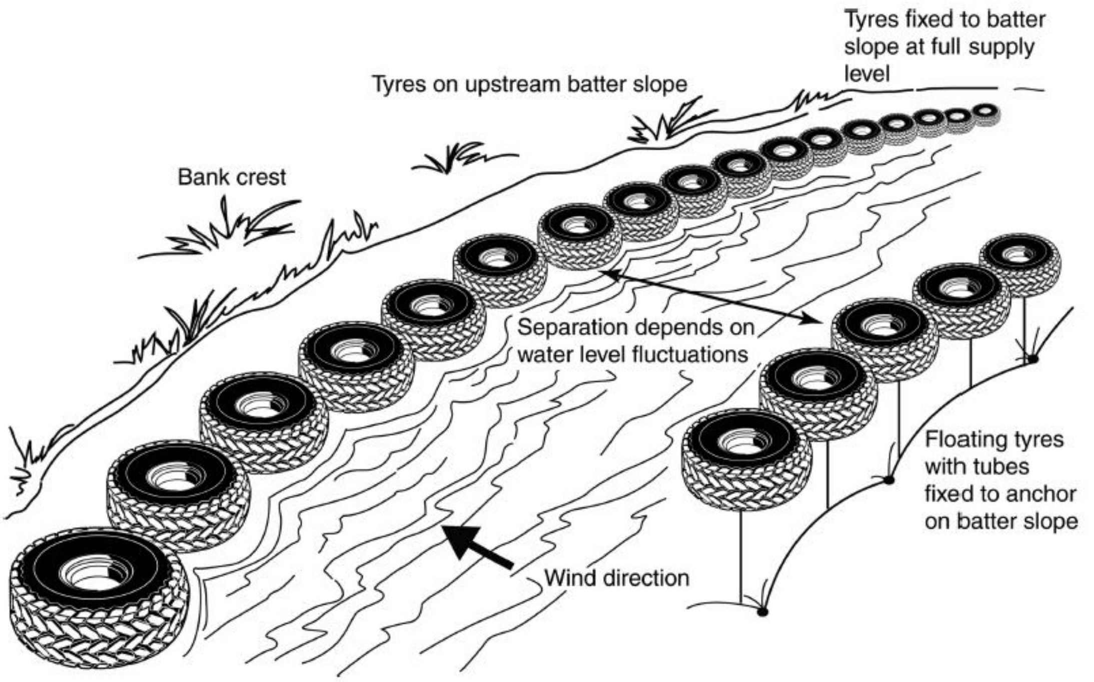

Local measurement
Laboratory
Image processing unit
Digital camera
Dam
Total station
Data logging unit
One element prism



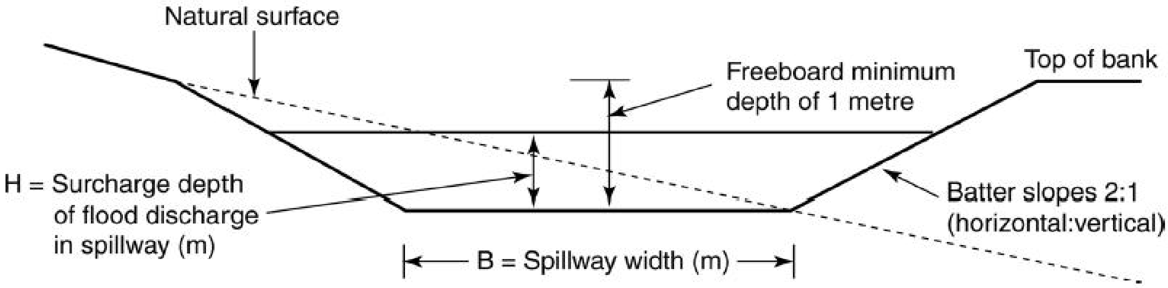
Reliability - *Deterioration*
Safety - *Accidents*
Performance - *Incidents*
Adequacy of design, construction and operation
Durability
Congenital and first age malfunctions
Acquired deterioration (ageing)
Normal conditions
Exceptional and unforeseen events
First 5 years
Construction
first filling
Operation
Abandonment Demolition
Lifetime



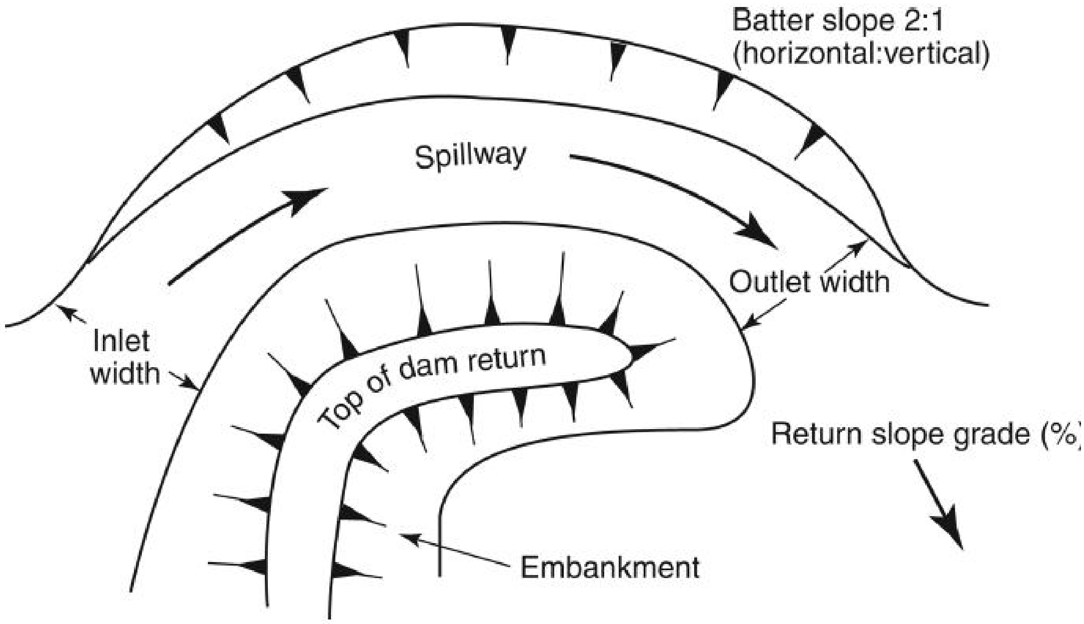
PROJECT STUDIES COMMENCE
INITIAL DESK STUDY AND LITERATURE REVIEW
IS THE SITE IN A SEISMIC AREA ?
NO
TREAT SITE AS ASEISMIC
YES
DATA COLLECTION
RECONNAISSANCE VISIT
GEOLOGICAL / GEOTECHNICAL DATA
1. IN-HOUSE SOURCES
2. LITERATURE SEARCH IN U.K.
3. DISCUSSIONS AND LITERATURE SEARCH IN PROJECT COUNTRY
TELESEISMIC/HISTORICAL SEISMICITY DATA
1. LISTINGS FROM ISC OR IGS
2. DATA FROM LOCAL OBSERVATORIES
3. LITERATURE SEARCH IN SCIENTIFIC AND HISTORICAL PUBLICATIONS
LOCAL SEISMIC MONITORING (IF APPROPRIATE)
GEOLOGICAL MAPPING
GEOTECHNICAL SITE INVESTIGATION
DATA ASSESSMENT
RESULTS
ASSESSMENT OF GEOTECHNICAL CONDITIONS
ESTABLISH RISK OF SECONDARY HAZARDS
1. FAULT DISPLACEMENTS
2. LANDSLIDES AND ROCKFALLS
3. LIQUEFACTION
4. VOLCANIC ACTIVITY
5. OTHERS
ESTABLISH SITE RESPONSE CHARACTERISTICS
DEFINE SEISMIC ZONES AND ACTIVE FAULTS
LOCATION OF ACTIVE FAULTS
SEISMIC ZONES
CARRY OUT STATISTICAL STUDY ON SEISMIC DATA
MAGNITUDE RECURRENCE RELATIONSHIPS
MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE
ESTABLISH TERTIARY HAZARD RESULTING FROM SEISMIC INDUCED FAILURE
1. LOSS OF LIFE
2. LOSS OF PROPERTY
3. LOSS OF FACILITY (POWER, WATER, ETC.)
ATTENUATION RELATIONSHIPS
QUANTITATIVE SEISMIC RISK STUDY
GROUND MOTION RECURRENCE RELATIONSHIPS
SIGNIFICANCE OF EVENTS IN NEAR-FIELD
SEMI-QUANTITATIVE ASSESSMENT OF RESERVOIR INDUCED SEISMICITY
DEFINE ACCEPTABLE RISK
MICROZONING OF SITE AND QUALITATIVE PARAMETERS
- LOCATION OF STRUCTURES TO MINIMISE RISK
- DEFINE GROUND TREATMENT (COMPACTION, SLOPE STABILISATION, ETC.)
- SELECT STRUCTURES AND DESIGNS BEST SUITED TO SITE CONDITIONS AND SEISMIC DESIGN PARAMETERS
QUANTITATIVE SEISMIC DESIGN PARAMETERS
- PEAK GROUND ACCELERATION, VELOCITY AND DISPLACEMENT
- APPROPRIATE ACCELERATION/TIME TRACES
- DURATION OF SHAKING
- RESPONSE SPECTRA
- GROUND RESONANCE
- CREEP ON FAULTS



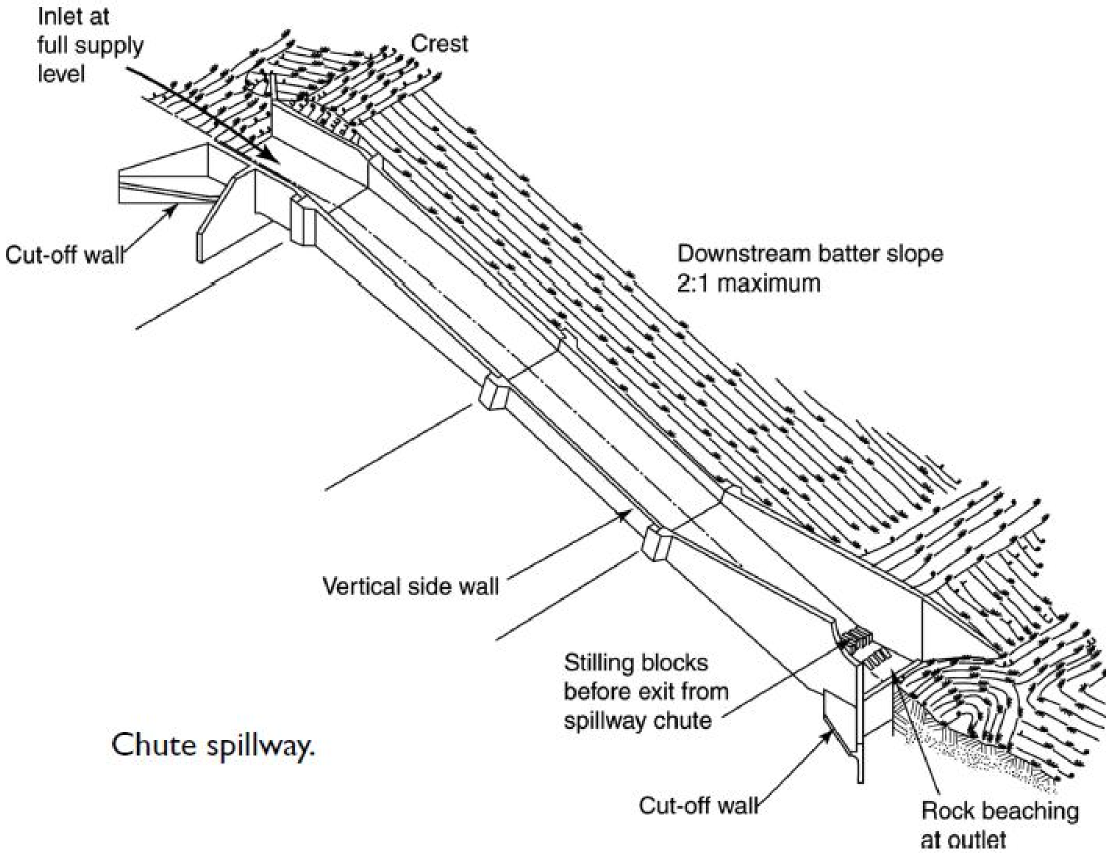
Floating tyre systems



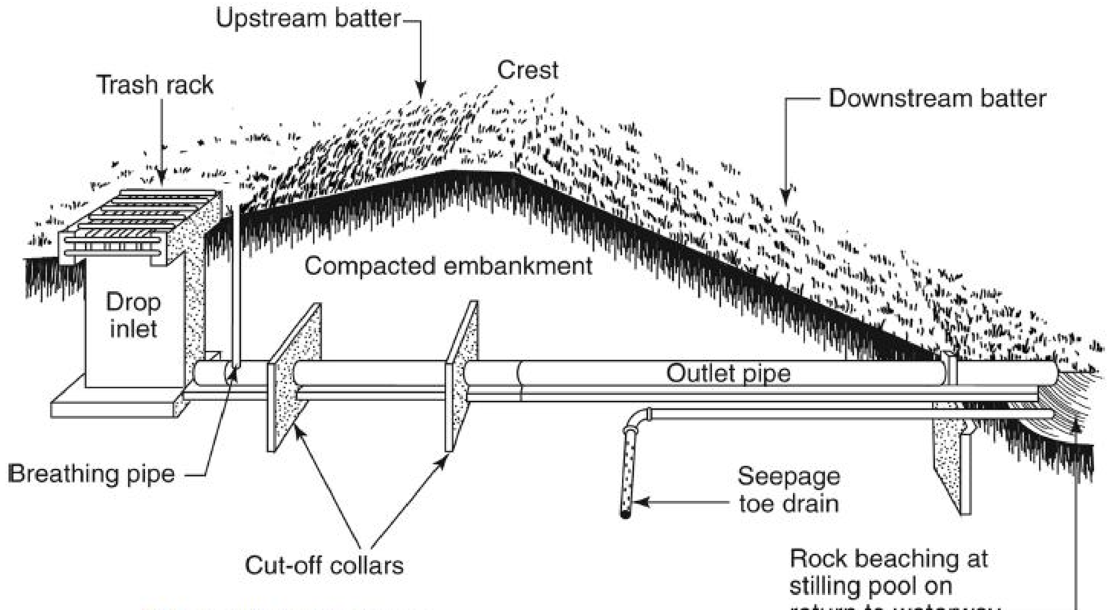
Spillway cross-section.



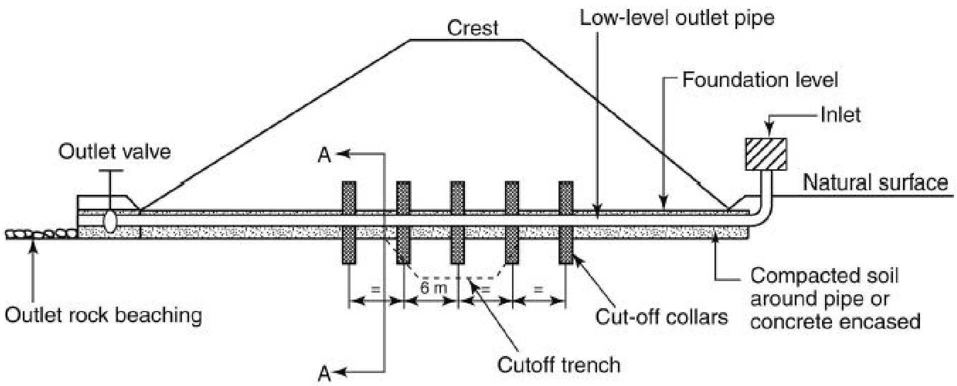
Earth spillway.

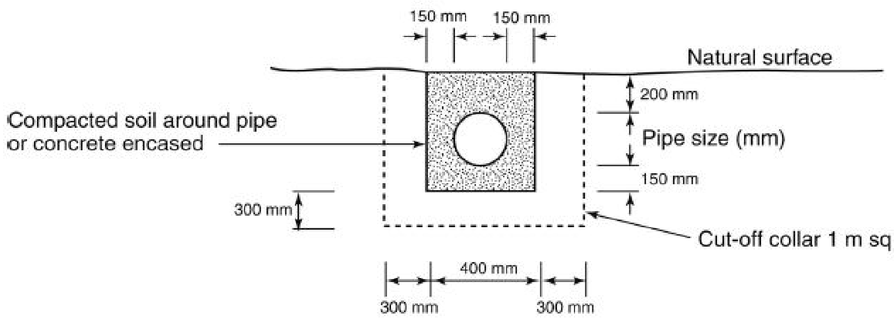


Chute spillway.

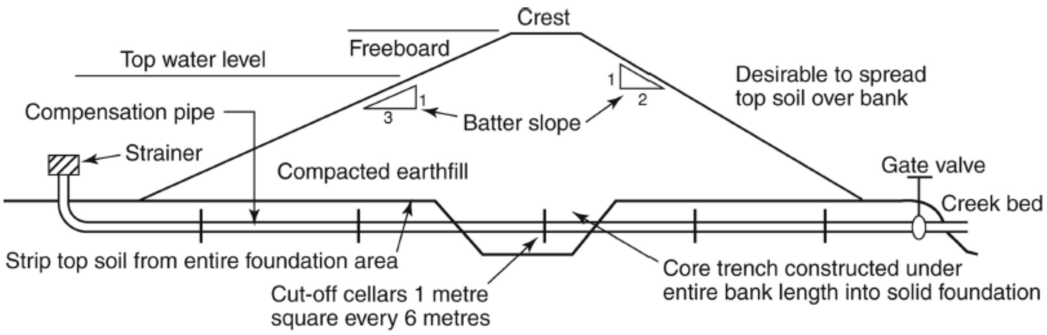


Drop inlet structures

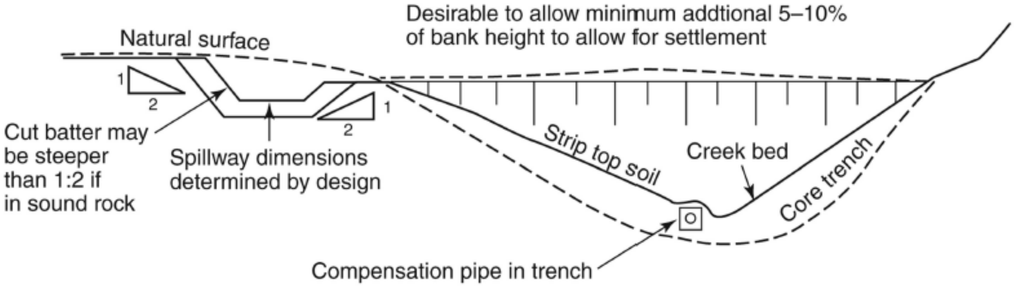




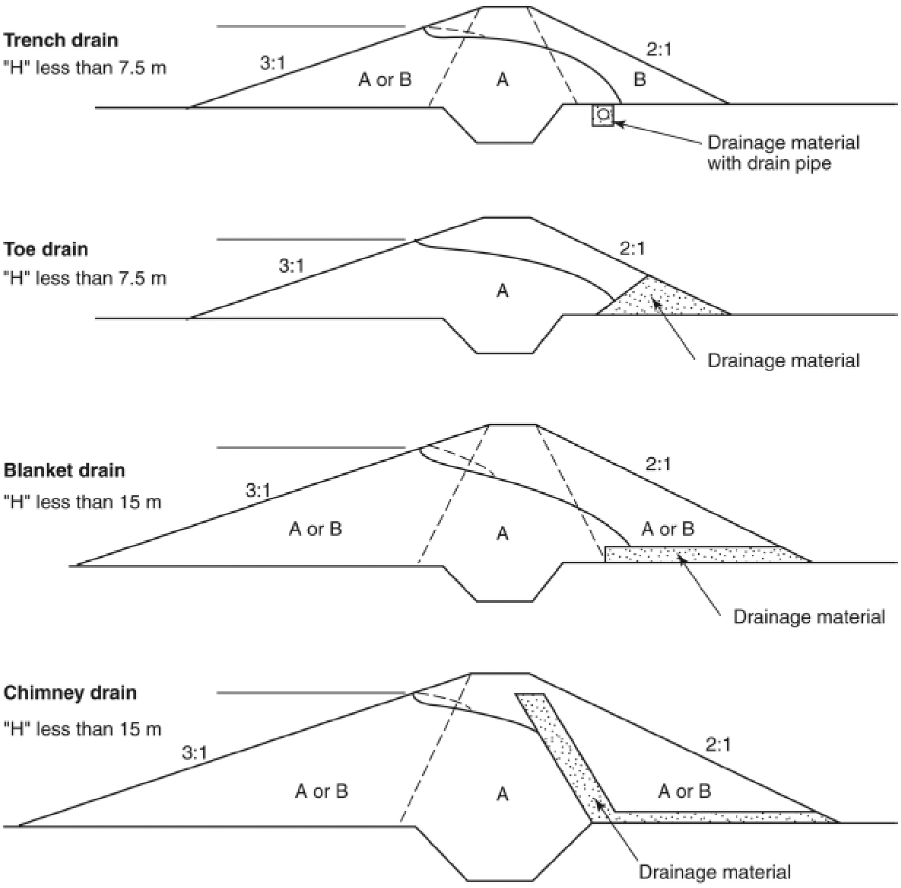
Pipeline through embankment with cut-off collars.



TYPICAL EMBANKMENT CROSS-SECTION



EMBANKMENT ELEVATION



LEGEND
A – impervious
B – semi-impervious to pervious
Drainage material – rock or gravel

سد و سازه های آبی

مقدمه

در میان سازه های ساخته شده به دست بشر، سدها به دلایل مختلف از جمله اهمیت اهداف ساخت و نیز شدت و حساسیت خطرات و صدمات ناشی از خرابی احتمالی آنها از موقعیت منحصر به فردی برخوردار است. هزاران کارگر مهندس ومتخصص چند سال کار می کنند تا سازه یک سد را به اتمام رسانند. هزینه های نسبتاً بالا و تنوع و پیچیدگی عوامل دخیل در طرح و بررسی صدها و نیز نیاز به افزایش روز به روز ارتفاع باعث گردیده تا ضمن در نظر گرفتن ضریب اطمینان کافی توسعه فزاینده ای در روش های طرح و اجرا به خصوص در چند دهه گذشته صورت پذیرد.

تاریخ ساخت سد را بایستی به تاریخ تمدن بشر نسبت داد. قدیمی ترین سد شناخته شده سد el.kafara در مصر بر روی رودخانه Wadie-Garawi است که در ۲۸۰۰ سال قبل از میلاد برای تامین آب آشامیدنی و کشاورزی ساخته شده است. بدنه سد مذکور را سنگ بدون ملات تشکیل می داد که وزن سنگ مقاومت و تعادل سنگ ها را در مقابل نیروی وارده ایجاد می نمود و لذا این سد که آب بندی لازم را نداشت پس از مدت کوتاهی خراب شد. حدود ۱۰۰۰ سال بعد تمدن های به وجود آمده در زمینهای حاصلخیز بین رودخانه Tigres و Euphrates، بساخت یک سیستم پیچیده از سدهای انحرافی و کانالهای آبیاری نیازهای آبی خود را جهت کشاورزی تامین می نمودند. بسیاری از این سدها کوتاه و عموما خاکی یا چوبی بوده تعداد کمی از آنها برای ذخیره آب ساخته شده بودند. در بررسی تمدنهای ایران باستان و روم قدیم نیز پیشرفتهای قابل ملاحظه ای در صنعت سدسازی مشاهده می شود. استفاده از سیمان، بتون و بتون ملح برای ساخت سدها به اوایل قرن بیستم بر می گردد و از آن

تاریخ به بعد ساخت سدهای بتونی به سرعت توسعه پیدا کرد. پیشرفت علم و فناوری ساخت باعث شد تا سخت ترین مکان و حتی زلزله خیزترین مناطق نیز سدهای با ارتفاع بلند به اجرا درآیند که در این زمینه می توان به تجربیات آمریکا و ژاپن نظیر ساخت سدهای pon pedro با ۱۷۳ ارتفاع New melonos با ۱۹۱ متر ارتفاع Shasta با ارتفاع ۱۸۳ متر اشاره نمود.

تعریف سد:

هر مانعی که در مسیر جریان آب قرار گیرد و باعث شد تا ارتفاع آب در بالا دست آن افزایش یافته مقداری آب ذخیره گردد«سد» نامیده می شود. پس سد عبارت است از سازه ای که در عرض رودخانه جهت ذخیره و افزایش ارتفاع آب ساخته می شود.

ارتفاع از ساخت سد:

در یک تقسیم گسترده هدف از ساخت سد را یک یا چند مورد از موارد زیر تشکیل می دهد.

۱- کشاورزی(تامین آب مورد نیازی کشاورزی، احیاء ارازی موات و نیمه موات)

۲- تامین آب شرب و بهداشتی مردم

۳- مصارف صنعتی در رفع- نیازهای مربوط

۴- کنترل سیلاب و تنظیم جریان رودخانه ها و سیلاب ها

۵- نیروگاه های برق- آبی

۶- افزایش ارتفاع جهت انحراف آب

۷- کشتیرانی و حمل و نقل

۸- حفظ محیط زیست حیوانات وحشی

انواع سدها:

سدها را می توان براساس معیارهای مختلف تقسیم بندی نمود ازجمله این معیارها عبارتند از:

۱- نوع استفاده و بهره برداری ۲- طراحی هیدرولیتکی

۳- مصالح بدنه ۴- سختی ۵- رفتار سازه ای

انواع سدها بر اساس نوع بهره برداری:

۱- سدهای مخزنی(ذخیره ای) ۲- سدهای انحرافی

۳- سدهای تاخیری ۴- سدهای موقتی

سدهای مخزنی (ذخیره ای) Storage dams:

آب را در موسمهای بارانی ودر زمان های پر آبی رودخانه که مازاد بر مصرف در آن جاری است ذخیره کرده تا در طول سال به تناسب افزایش مصرف مورد نیاز مورد استفاده قرار گیرد. این نوع سد معمولترین و رایجترین آن بوده خود می تواند بر حسب هدف از ذخیره نظیر تامین آب کشاورزی با صنعت و شرب، پرورش ماهی و حفظ محیط زیست حیوانات، تولیدبرق آبی و طبقه بندی می گردد.

سدهای انحرافی Diversion Dams:

در این حالت با ایجاد سد و افزایش ارتفاع، امکان انحراف آب از یک مسیر فعال به کانال یا مسیر غیر فعال مورد نظر را فراهم نماید عموما برای توسعه کشاورزی و تامین مصارف شهری و صنعتی به کار می رود سرریزها از جمله این گروه هستند.

سدهای تاخیری Delention Dams:

این نوع سدها برای کنترل سیلاب و ایجاد تاخیر و تعویض در جریان ساخته می شوند. لذا با ذخیره مقداری از سیلاب مقدار دبی اوج سیلاب تقلیل و زمان رسیدن آن به نقطه مورد نظر را افزایش می دهند. سدهای تاخیری معمولا دارای ارتفاع و حجم ذخیره کم بوده که آب محبوس شده در بالا دست منتقل شده منطقه پایین دست از صدمه احتمالی سیلاب در امان می ماند.

سدهای موقتی Tempoary Dams:

سـدهای موقتی یا coffer Dams در حقیقت عبارتند از یک حصـار موقت در اطراف محوطه کارگاهی تا به جلوگیری از ورود آب و سـیلابهای محتمل به محوطه کارگاهی بتوانند محیطی خشک برای اجرای عملیات سـد سـازی را فراهم آورند. معمولا این نوع سـدها تحت عنوان«فرازبند» در بالا دسـت سـد اصـلی (و گاه به عنوان قسمتی از سد اصلی) و جهت انحراف آب به داخل تونل(یا کانال) انحراف ساخته شده و گاه لازم است تا در پایین دست سد اصلی نیز به منظور جلوگیری از برگشت آب به سمت بالا دست در محوطه کارگاه تحت عنوان «نشیب بند» ساخته شوند.

در مواقعی که جریان رودخانه در زمان سـخت قابل ملاحظه نباشـد آب به وسـیله یک مسـیر فرعی از کنار محوطه کارگاه و یا بوسـیله یک فرازبند و پمپاژ از منطقه خارج می گردد.

انواع سدها بر اساس طراحی هیدرولیکی:

۱- سدهای آبریز overflow Dams

۲- سدهای غیر آبریز Non-overflow Dams

سدهای آبریز overflow Dams:

که در این صـورت اجازه داده می شـود تا آب از روی تاج سد عبور نماید اینچنین سدها بایستی از مصالحی ساخته شوند که در اثر عبور جریان آب شـسـته نشـده بتوانند پایداری سـد را حفظ نمایند. نظیر بتن، مصـالح بنایی، فولاد و چوب، در اکثریت سـدهای وزنی، قسـمتی از طول تاج به صورت آبریز (سرریز سد) و بقیه به صورت غیر آبریز عمل می نماید. گاهی نیز در سدهای کوتاه تمام طول تاج سد در حالت آبریز عمل می کند.

سدهای غیر آبریز Non-overflow Dams:

یک سـد غیر آبریز به گونه ای طراحی می گردد که آب از روی تاج آن عبور ننماید و دراین صـورت می توان هر مصالحی نظیر بتن، مصالح بنایی، خاک، سنگریزه و چوب (الوار) را در ساخت آن بکار برد. در این حالت نیز برخی از سدها (نظیر اکثریت سدهای وزنی) به گونه ای ساخته می شود که قسـمتی از آنها غیر آبریز و مابقی آبریز باشـد. گاهی طراحی سـد به گونه ای انجام می پذیرد که تا طغیان های خاصی از رودخانه فقط سرریز سد عمل نماید و برای طغیان بالاتر سرریز و سد (تاج سد) تواماً آب را از روی تاج خود عبور دهند نظیر برخی از سدهای موتی.

انواع سدها بر اساس نوع مصالح بدنه:

در این حالت که یکی از رایجترین انواع مهم تقسیم بندی می باشد. انواع سدهای زیر معرفی می شوند:

۱- سدهای خاکی: که از خاک ساخته شده اند.

۲- سدهای سنگی(سنگریزه ای): که مصالح تشکیل دهنده بدنه آنها، سنگهای درشت دانه هستند.

۳- سدهای بتنی: در این نوع بدنه سد از بتن و یات بتن ملح ساخته شده است.

۴- سدهای با مصالح بنایی: که از مصالح بنایی نظیر سنگ و ملات ماسه سیمان و گاه رویه بتنی برای ساخت سد استفاده می شود.

۵- سدهای چوبی (الواری) و فولادی: که به ندرت برای ارتفاع محدود یا استفاده از مصالح چوب و یا فولاد ساخته می شود.

۶- سـدهای لاسـتیکی: سـدهایی با ارتفاع کم(حدود 6m) هسـتند که اخیرا و به صـورت محدود مورد اسـتفاده قرار گرفتند. سـد لاسـتیکی از ورقه لاسـتیکی با مقاومت کشـشی بالا سـاخته شده که با دمیده شدن هوا و یا وارد کردن آب به داخل آن متورم شده و به صورت مانعی جلوی آب قرار می گیرد و هرگاه سیال مذکور از داخل دو لایه لاستیکی خارج گردد به صورت یک کفپوش در بستر رودخانه قرار گیرد.

انواع سدها بر اساس سختی:

۱- گروه سخت Rigid Dams

۲- گروه غیر سخت Pon-Rigid Dams

۱- گروه سخت:

بدنه امن سـدها کاملا سـخت بوده تغییر شـکل آنها در مقابل فشار آب و سایر نیروهای وارده بر سد بسیار کم است. سدهای سخت از مصالحی نظیر بتن، مصالح بنایی، فولاد و الوار ساخته می شوند.

۲- گروه غیر سخت:

این سدها در مقایسه با سدهای سخت از تغییر شکل پذیری بیشتری در اثر نیروهای وارده برخوردارند نظیر سدهای خاکی و سنگ ریزیه ای.

انواع سدها بر اساس رفتار سازه ای:

تقسیم بندی حاضر، مهمترین تقسیم بندی سدهاست که در این حالت انواع سدها عبارتنداز:

۱- سـدهای خاکی: که مقاومت برشـی حاک، ایسـتایی آن را در مقابل نیروهای وارده تامین می نماید عموماً برای جلوگیری از نشـت آب از هسـته های غیر قابل نفوذ یا نیمه نفوذپذیر نظیر هسته های رسی در داخل بدنه سد استفاده می کنند.

۲- سـدهای سـنگریزه ای: که شـمابه سـدهای خاکی است با این تفاوت که ابعهاد دانه ها به مراتب درشت تر و به صورت سنگ می باشد با توجه به هدف از ساخت سد می تواند در داخل بدنه یا روی وجه بالا دست دارای یک پوسته مقاوم در مقابل نفوذ آب باشد و یا نباشد.

۳- سدهای وزنی: که وزن بدنه سد تعادل آن را در مقابل مجموعه نیروهای وارده حفظ می نماید:

۴- سدهای پایه دار: که بارهای وارده بر سد توسط یک پوسته به پایه ها و از آنجا به پی ئو زمین منتقل می گردد.

۵- سدهای قوسی: که نیروهای وارده بر سد توسط یک بدنه انحنا دار به فونداسیون و سپس به سنگ زمین منقل می گردد.

۶- سـدهای فولادی: که از یک قاب فولادی و یک صـفحه فولادی روی وجه بالا دسـت آن تشـکیل شـده است این نوع سدها می توانند در شکل های گوناگون سازه ای ساخته شوند.

۷- سـدهای چوبی(الواری): که نظیر سـدهای فولادی از یک قالب چوبی و یک صـفحه سـاخته شـده از الوار تشـکیل شده اند. برای انتقال نیروهای وارده بر سد به زمین از سیستمهای مختلف می تواند استفاده گردد.

انواع سدهای بتنی:

آنچه که انواع سـدهای بتنی را بیشتر از موارد از یکدیگر متمایز می سازد تقسیم بندی بر اساس نوع طراحی در رفتار سازه ای آنهاست که ذیلا به آن پرداخته می شود:

۱- سد بتنی وزنی
- ۱- سد وزنی تو پر (یکپارچه) — Solid Gravity Dam
- ۲- سد وزنی تو خالی(مجوف) — Hollow Gravity Dam
- ۳- سر وزنی دارای هسته(هسته دار) — Cored Gravity Dam

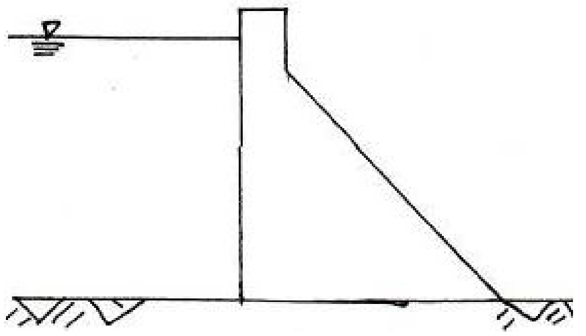
۲- سدهای پایه دار

۳- سدهای قوسی

۴- سدهای بتن غلتکی

۱- سد وزنی توپر(یکپارچه):

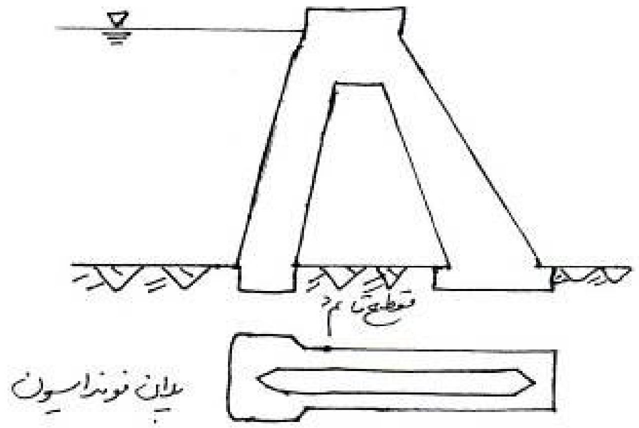
این نوع سـد بدنه آنها به اسـتثنای محل زهکشها و گالری ها توپر و یکپارچه می باشـد. بر این اساس وزن آنها نسبتا سنگینتر اما اجرای ساده تری دارند. سـد وزنی بااین خصوصیات مهمترین و معمولترین نوع سدهای وزنی بوده کمترین هزیننه تعمیرات را لازم دارد. سدهای وزنی توپر برای هر موقعیت مکانی مناسب هستند ولی ارتفاع آنها تابعی است از مقامت سنگ کن.



مقطع یک سر وزنی تو پر

۲- سد وزنی تو خالی (مجوف):

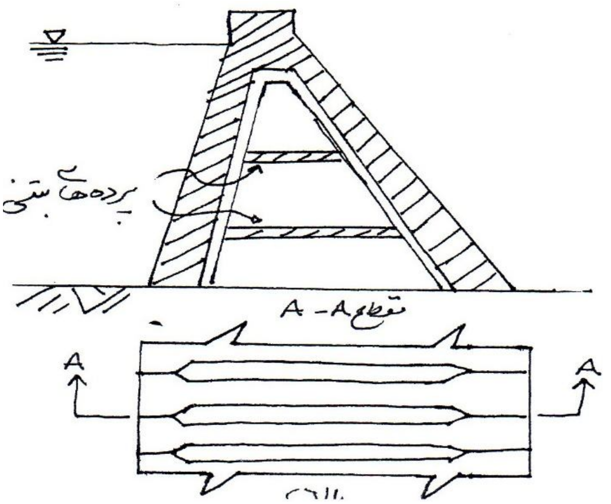
گاه برای کاهش وزن بتن مصرفی در سد و در مناطقی از بدنه سد وزنی که تنش کمتری به آن وارد می شود فضاهای خالی ایجاد می کنند که در این صورت سد را «سد وزنی تو خالی یا مجوف» می نامند این نوع سدها شبیه سدهای پایه دار بوده بیشترین آنها از بتن سطح ساخته شده اند. فضای خالی موجود در بدنه یا پایه ها می تواند برای قرار دادن دستگاه و سیستمهای احتمالی نظیر توربین ها و ... مورد استفاده قرار گیرد اگرچه سدهای وزنی مجوف بتن کمتری در مقایسه با سدهای وزنی توپر نیاز دارند اما مسائل اجرایی و امکان نیاز دارند اما مسائل اجرایی و امکان نیاز دارند اما مسائل اجرایی و امکان نیاز به ملح کردن بتن نسبت به سدهای وزنی توپر هزینه بیشتری را در بر دارد.



شمای یک سد وزنی تو خالی

۳- سد وزنی دارای هسته(هسته دار):

در اصل همان سد وزنی تو خالی است با این تفاوت که فضای خالی به جای آنکه در وسط قطع قرار گیرند در حد فاصل درزهای اجرایی ساخته می شوند و لذا مقطع هر بلوک بین دو درز اجرایی به شکل I خواهد بود با دو بال در بالا دست و پایین دست.



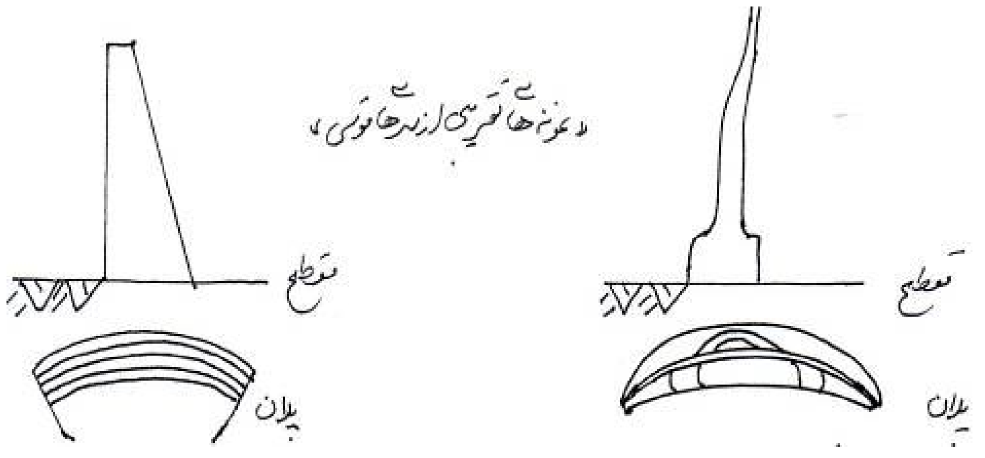
یک جان در وسط. شایان ذکر است که با توجه به مشکلات اجرایی سدهای وزنی تو خالی هسته دار و افزایش هزینه های آنها از برخی جهات و گاهدر مجموع در حال حاضر عموما سدهای وزنی تو پر ساخته شده و لذا هرجا صحبت از سد وزنی شد مقصود سد وزنی تو پر می باشد.

سدهای پایه دار(پشت بند دار):

اگر بالهای پایین دست وزنی تو خالی یا هسته دار را حذف کنند سد پایه دار با پشت بند دار تشکیل می گردد. این نوع سد مرکب است از بال (پوسته) بتنی (مسطح یا چند قوسی) و تعدادی پایه که بارهای وارده بر بال یا پوسته را به فونداسیون و سنگهای کف منتقل می کنند. اگرچه بتن مصرفی در این سدها در حدود ۶۰ درصد بتن مصرفی در سدهای وزنی توپر است اما هزینه های ساخت و ملح کردت بتن و مشکلات سازه ای معمولا جایگزین مصرف کمتر بتن می گردد. این سدها به خصوص برای مناطقی که سنگ کف از مقاومت یکپارچه برخوردار نیست مناسب هستند. انواع و جزئیات بیشتر سدهای پایه دار در فصل مربوطه توضیح داده می شود.

سدهای قوسی:

این سد در پلان دارای انحنا بوده به گونه ای که تحدب منحنی به سمت بالا دست می باشد. این نوع سد که برای دره های تنگ بسیار مناسب هستند عموما بیشترین نیروهای وارده بر سد را به جناحین و قسمت کمی از آنها را به سنگ کف در بستر رودخانه منتقل می نماید. سدهای قوسی دارای انواع مختلف بوده و مقطع آنها نیز می تواند از یک مقطع تقریبا مثلثی تا یک قطع دارای انحنا تغییر کند. از قطر سازه ای گاه سد قوسی به صورت دو سد گیردار (و جناحین) و گاه به صورت سد طرف گیردار ساخته می شود که تمام این موارد تابعی از موقعیت دره و مجموع هزینه های لازم می باشند.



نمونه های تقریبی از سدهای قوسی

سدهای بتن غلتکی:

سـدهای غلتکی R.C.C از جمله سـدهای بتنی هستند که از حدود سال ۱۹۷۰ بیشتر به عنوان یک روش جدید در ساخت سدهای بتنی وزنی مطرح و به کار گرفته شـده اند. از این روش همچنین می توان در بازسـازی سـدهای موجود اسـتفاده نمود بتن غلتکی یا R.C.C عبارتست از بتنی که اسرامپ آن صفر بوده و به منظور حمل و پخش و تراکم آن از ماشین آلات عملیات خاکی استفاده می شود. این بتن باید آنقدر خشک باشد که بتواند تقریبا نظیر دانه های خاک به راحتی پخش شـده و به وسـیله ماشـین آلات متراکم کننده نظیر غلتک متراکم گردد. از طرفی به منظور ایجاد چسبندگی بین سـنگدانه ها بایستی به مقدار کافی مرطوب باشد تا شیره بتن پوشش لازم برای کلیه سنگدانه ها را فراهم نماید. لذا بتن غلتکی در حالت متراکم نشده تفاوت فاحشی با بتن معمولی داشته به گونه ای که در این حالت هیچگونه اثری از شیره بتن در مخلوط نمایان نیست. و مانند مصالح خاکی عمل می نماید ولی پس از متراکم شدن و سخت شدن همان بتن معمولی رفتار خواهد نمود.

بررسی و ارزیابی عمومی ساختگاه(انتخاب محل سد):

الف) توپوگرافی منطقه و ظرفیت مخزن: اولین عامل برای تعیین محل محور سد وجود دره ای مناسب است که بتوان سد را با طول محدود در داخل آن اجرا نمود. برای اقتصـــادی بودن و کـاهش هزینه ها لازم اســـت تا برای یک ارتفاع معین طول تاج تا حد امکان کوتاه و در مقابل ظرفیت مخزن حتی المقدور زیاد باشـد بنابراین از لحاظ توپوگرافی منطقه ای مناسـب خواهد بود که در محل محور تنگه سـد کاملا بسته و بالا دست آن کاملا باز گردد. در صـورتی که دو رودخانه در نقطه ای به هم پیوسـته و تشـکیل یک رودواحد را بدهند بهتر اسـت که محور سد در پایین دست محل اتصال واقع گردد.

ب) فونداسیون، شرایط زمین ساخت ژئوتکنیکی

ج) هیدرولوژی و میزان رسوب

د) محل سرریز

محل سرریز:

سـرریز سـدها به طور معمول گرانترین و پر هزینه ترین سـازه جانبی سـد به شمار می اید هرچند که در اغلب سدهای بتنی می توان سرریز را بر روی خود بدنه سـاخت اما وجود مناطق دیگری در منطقه که بتوان به راحتی سـرریز را در آن قرار داد و یا از آنها برای سـاخت سـرریز اضـطراری استفاده نمود. می تواند امتیازی برای محل احداث سد به شمار آید و لذا در مطالعات باید موقعیتهای مناسب برای احداث سرریز در قطر قرار گرفته شود.

هـ) وجود مصالح ساختمانی مناسب

و)انحراف مسیر رودخانه

ز) آب بندی مخزن و پایداری دیواره ها: یکی از مهمترین اهداف سد نگهداری و ذخیره آب می باشد. به طور کلی ارزیابی کامل زمین شناسی برای این منظور به ویژه در سازنده های کارستی و موارد مشابه و همچنین در مناطقی که سابقه معدن کاری وجود دارد لازم است. بر حسب ضرورت لازم اسـت که کناره های مخزن خصوصا مناطقی که با اشباع شدن سطوح زیرین آنها امکان ناپایداری دارد از نظر پایداری کاملا بررسی شوند ناپایداری در دیواره های مخزن می تواند خطرات بالقوه زیادی از جمله کاهش حجم ذخیره و یا تولید امواج بزرگ در مخزن را سبب گردد.

ح) خسارت مخزن محل مناسب برای تجهیز کارگاه و امکانات رفاهی

ط) پیامدهای زیست محیطی

بررسی عوامل موثر بر انتخاب نوع سد:

از جمله عوامل موثر مهم که درانتخاب سد تاثیر می گذارند عبارتند از:

الف) شرایط زمین شناسی و پی سد، عمق آبرفت ب) مصالح ساختمانی

ج) عوامل هیدرولیکی د) اقتصاد طرح

الف) شرایط زمین شناسی و پی سد:

از جمله موارد مهم در این مبحث میزان تغییر شکل پذیری، میزان باربری آن و عمق آبرفت می باشد. تنش بوجود آمده در پی سد باعث تغییر شکل آن گردیده و بستگی تام به میزان باربری و پی و خصوصیات ژئومکانیکی آن دارد. در حالت کلی دره ها را بر حسب نسبت عرض دره در تراز تاج سد (B) به ارتفاع کلی سد (H) به سه گروه تقسیم می کنند که بر این اساس اگر $6 < \frac{B}{H}$ باشد دره را عریض و در حالت $3 \leq \frac{B}{H} \leq 6$ دره را باریک و در موقعیت $3 > \frac{B}{H}$ دره را تنگ (گلوگاه) می نامند. سدهای قوسی را باید در دره های تنگ و بستر تنگی سالم احداث نمود و جناحین باید قادر به تحمل و جذب نیروهای رانشی وارده باشند در صورتی که در دره های عریض و به دلیل عدم امکان بروز عملکرد قوسی سازه شرایط مناسب احداث سد قوسی وجود خواهد داشت لذا دو شرایط عمده و اساسی برای احداث سد قوسی یک تنگ بودن دره و دیگری سالم و مقاوم بودن سنگ بستر و جناحین می باشد. در این راستا تجربه نشان داده که درمناطقی که نسبت عرض دره در تراز تاج سد (B) به ارتفاع کلی سد (H) کمتر از ۳ باشد عموما سد قوسی مناسب ترین گزینه است ولی با توجه به سایر شرایط حاکم بر اقتصاد سد گاه در دره های عریض تر و تا نسبت $\frac{B}{H} = 10$ نیز از سد قوسی استفاده شده است. در صورتی که شرایط مناسب برای احداث سد قوسی وجود نداشته باشد بایستی سد وزنی را مورد مطالعه قرار داد که معمولا در دره های با نسبت B به H بیش از ۳ و حتی بیش از ۲/۵ مطرح می شوند و در اکثر موارد برای نسبت عرض دره در تراز تاج به ارتفاع بیش از ۶ اقتصادی هستند. با توجه به اینکه در این نوع سدها وزن سد عامل تعادی سد در مقابل نیروی وارده هست می بایست سنگ کف دارای مقاومت مناسب و تقریبا یکسان باشد و در صورت ضعیف بودن فونداسیون، امکان تقویت آن بررسی شود. همچنین عمق آبرفت باید در حد معقولی باشد(کمتر از حدود ۶ تا ۹ متر) و برای اعماق زیاد آبرفت، گزینه های سد خاکی یا سنگریزه ای مطرح می شوند. در صورتی که پی سد دارای مقاومت مناسب ولی غیر یکسان باشد می توان انواع سدهای پایه دار یا پشت بند دار را مورد نظر قرار داد و متناسب با تغییرات باربری پی موقعیت و محل پایه ها را تعیین نمود و به طور کلی در حالاتی که طول سد وزنی نسبتا زیاد باشد سدهای پایه دار عموما اقتصادی تر می باشند.

ب) مصالح ساختمانی:

وجودمصالح ساختمانی مناسب جهت تامین سن و ماسه بتن در نزدیکی محل سد می تواند عامل تعیین کننده نوع سد بتنی باشد درهر حال این عامل به عنوان یک عامل اقتصادی می تواند مطرح شود که اقتصاد طرح تعیین کننده است.

ج) عوامل هیدرولیکی:

گاهی اوقات مجموعه عوامل هیدرولیکی نظیر وجود گرادیان هیدرولیکی، مشخصات سرریز سیستم انحراف و ... می توانند بر روی نوع سد تاثیر بگذارند به عنوان مثال در سدهای خاکی که مقادیر گرادیان هیدرولیکی باید کم باشد در حالیکه مقدار آن برای سدهای وزنی، قوسی، پشت بند دار می تواند بزرگتر انتخاب شود و یا مشخصات سر ریز برای هر نوع سد باعث تغییر هزینه ها خواهد گردید که می تواند به عنوان یکی از عوامل موثر بر اقتصاد طرح بررسی گردد.

د) شرایط اقتصادی:

مهمترین عامل و به عبارتی شاید عامل نهایی تعیین کننده نوع سد بتنی میزان هزینه احداث سد می باشد که عوامل مختلفی بر آن اثر می گذارد به عنوان مثال حجم بتن درسدهای وزنی نسبت به سدهای پشت بند دار و قوسی بسیار بیشتر است ولی هزینه های مربوط به قالب بندی و اجرای آن کمتر می باشد. از آنجا که مجموع عواملی که بر اقتصاد طرح تاثیر می گذارند بسیار متنوع می باشد. لازم است برای هر نوع سد و با توجه به چگونگی تاثیر و یا مشخصات هر عامل مجموع هزینه احداث برابر گردیده و پس مقایسه بین گزینه های مختلف به عمل آید.

ارتفاع نرمال و یا تراز عادی آب Normal Reservoir level:

حداکثر سطح آب در تراز تاج سرریز (و یابالاترین تراز دریچه روی سرریز اگر سرریز دارای دریچه باشد) ارتفاع نرمال یا تراز عادی آب می نامند که اگر سطح آب در مخزن از این بالاتر رود از روی سرریز (و یا از روی دریچه کنترل کننده ارتفاع آب در روی سرریز) به سمت پایین دست سد جاری می گردد بنابراین رقوم آب در ترازی بلافاصله پایین تر از آستانه سرریز(یا آستانه دریچه روی سرریز) به این نام موسوم است.

تراز حداکثر آب:

بالاترین تراز آب در زمان سیل طرح که پایداری سد بر اساس آن مورد مطالعه قرار می گیرد تراز حداکثر آب نامیده می شود.

تراز حداقل آب Minimum Reservoir Level:

عبارتست از: پایین ترین تراز که آب مخزن می تواند در شرایط بهره برداری عادی به آن برسد این تراز حد زیرین ذخیره قابل استفاده به شمار می رود.

ارتفاع آزاد Freeboard:

ارتفاع آزاد یا ارتفاع قائم آزاد(که گاه پیشانی سرریز نامیده می شود) عبارت است از فاصله قائم بین یک تراز مشخصی از آب تا تاج سد. عموما در سدها ارتفاع آزاد را فاصله قائم بین حداکثر تراز آب مخزن(در زمان سیل طرح) و تاج سد در نظر می گیرند یا به عبارتی ارتفاع خالی مخزن از محل حداکثر سطح آب تا بالاترین نقطه ای که مانع خروج آب از روی سد می گردد ارتفاع آزاد نام دارد. در عمل معمولا تراز تاج سد یا مقطع بدون روگذاری را برتر از حداکثر سطح آب مخزن منطبق گرفته و از دیواره ای (Parapet) در بالا دست تاج سد به ارتفاع ۱۱۰cm(۳/۵ فوت) به عنوان ارتفاع آزاد استفاده می نماید. مقادیر بیشتر از ۱۱۰cm نیز حسب مورد و بر اساس محاسبات مربوط به ارتفاع موج می تواند انتخاب می گردد. گاه دو نوع ارتفاع آزاد برای سدها تعریف می شود که بر این اساس فاصله بین تراز نرمال تا تاج سد را (ارتفاع آزاد ناخالص) و (یا ارتفاع آزاد نرمال) و فاصله بین حداکثر تراز آب تا تاج سد یا بالای Parapet را (حداقل ارتفاع آزاد) می نامند. به طور کلی ارتفاع آزاد به منظور جلوگیری از سر ریز شدن و پاشیده شدن آب بر روی تاج سد و بدنه آن در پایین دست در نظر گرفته می شود به گونه ای که بدین وسیله چنانچه در زمان حداکثر سطح آب بر مخزن موجی اتفاق افتد و یا دبی سیلاب به اندازه مختصری نسبت به دبی طرح افزایش یابد از تاج و بدنه سد در پائین دست محافظت به عمل می آید.

ارتفاع مرده Dead capacity level:

ترازی از مخزن که به حجم رسوبات وارد شده به مخزن را در طول زمان بهره برداری سد نشان می دهد به این نام موسوم است.

حجم کل مخزن Total capacity:

کل حجم آبی که در حد فاصل بستر رودخانه(در شروع بهره برداری) و تراز نرمال آب می تواندجمع شود و قابل ذخیره است را حجم کل مخزن یا (ظرفیت کلی) نامند.

حجم مرده Dead capacity:

حجمی ازخزن که درنهایت توسط رسوبات اشتغال می گردد. ودر زمانهای قبل امکان خروج آب آن قسمت به صورت ثقلی نمی باشد به حجم مرده یا«ذخیره مرده» موسوم است.

حجم زنده Live capacity (storage):

قسمتی از حجم آب مخزن که در حد فاصل ارتفاع مرده و تراز نرمال آب قرار دارد و می توان آن را به صورت ثقلی خارج نمود حجم زنده یا حجم مفید یاظرفیت مفید نامیده می شود و بدیهی است این حجم معادل حجم کل منهای حجم مرده می باشد.

حجم اضافی یا سربار Surcharge storage:

عبارت است از حجمی از مخزن که در حد فاصل تراز نرمال آب و تراز حداکثر آب قرار دارد ودر زمان سیل طرح، باعث ذخیره اضافی آب در مخزن و کنترل سیل می گردد.

حجم غیر فعال Inactive capacity:

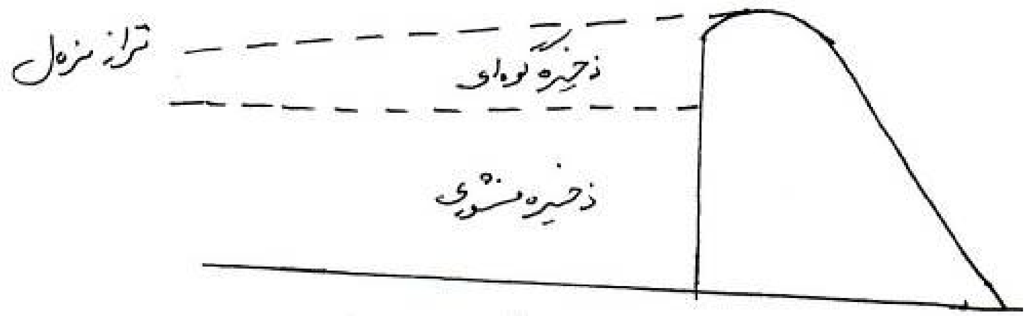
حجمی از مخزن در بالای ارتفاع مرده است که آب در آن ذخیره شده و در شرایط عادی و طبیعی مورد استفاده قرار نمی گیرد بلکه در شرایط استثنایی و نظیر کم آبی شدید یالزوم تعمیرات ساختمانی مورد استفاده واقع و سپس مجددا پر می شود.

حجم فعال Active capacity و تقسیم بندی:

در یک تقسیم بندی حجم کل مخزن به دو قسمت «ذخیره منشوری» و «ذخیره گوه ای» تقسیم می شود بر اساس این نوع تقسیم بندی حجم ذخیره شده در حد فاصل بستر رودخانه و سطحی موازی بستر (از محل شروع دریاچه) را ذخیره منشوری و مازاد بر آن را ذخیره گوه ای می نامند.

حجم فعال: حجم یا ذخیره فعال قسمتی از حجم مخزن است که می تواند جهت استفاده های معمولی و نیز تنظیم دبی رودخانه و به تناسب نیاز و موقعیت مورد استفاده قرار گیرد و مجددا پر می شود.

در حالت کلی ذخیره فعال می تواند به سه گروه تقسیم گردد:۱- قسمت که در بالا قرار دارد برای وقوع سیل استثنایی استفاده می شود که معمولا قبل از وقوع سیلاب تخلیه شده و مجددا توسط سیلاب پر می شود که بدین وسیله حجم بیشتری از سیلاب در پشت سد ذخیره شده و با کاهش حداکثر دبی آن (برای پایین دست) و به تاخیر انداختن زمان این حداکثر دبی باعث کنترل بیشتر سیل و کاهش صدمات احتمالی ناشی از آن می گردد. این قسمت به «ظرفیت کنترل سیل استثنایی» و یا ظرفیت سیل استثنایی معروف است. منطقه دوم که «ظرفیت استفاده الحاقی» نامیده می شود هم برای استفاده های معمولی و هم برای تله اندازی سیلاب در فصول خاص استفاده می شود. منطقه سوم که پایین ترین منطقه بوده و «ظرفیت فعال حفظ محیط زیست» Active conservation capacity نامیده می شود و عبارت است از حجمی از ذخیره فعال مخزن که برای حفظ محیط زیست، پرورش ماهی، حیات وحش، کشتی رانی، تفریحات و ... بکار برده می شود و در مواقع نیاز می تواند به مصارف شرب، کشاورزی، تولید برق، مصارف صنعتی و ... برسد.



ذخیره منشوری و ذخیره منشوری

نیروهای وارده بر سدهای بتنی:

اولین بررسی جهت طراحی سدها عبارت است از: تعیین کمیت و کیفیت نیروهای وارده بر سد که در حالت کلی عبارتند از:

۱- نیروی وزن سد (وکاملا بار مرده) ۲- نیروی ناشی از فشار آب(سرآب و پایاب)

۳- نیروی ناشی از فشار خاک و لای (رسوبات) ۴- نیروهای بالا برنده

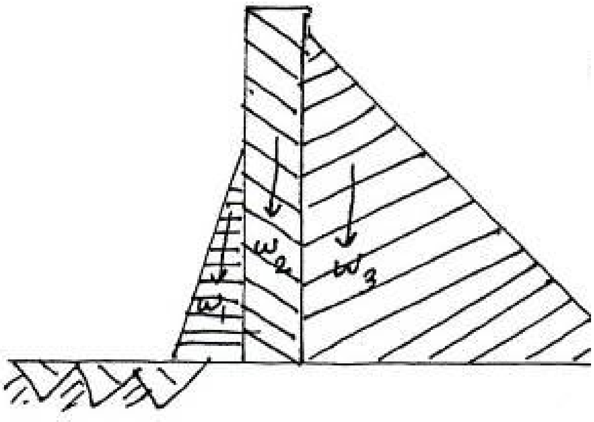
۵- نیروی ناشی زلزله ۶- نیروی موج

۷- نیروی ناشی از فشار یخ ۸- نیروی ناشی از تغییرات درجه حرارت

۹- نیروی باد

نیروی وزن سد (بار مرده) (Weight of Dam (Dead load:

بارمرده با توجه به وزن مصالح به کار رفته شده و در سد نظیر بتن، مصالح بنایی و نیز وزن سیستم ها و تاسیساتی نظیر دریچه ها، پل ها و ... به دست می آید. وزن مخصوص بتن یامصالح بنایی با توجه به اطلاعات به دست آمده از نمونه هایی که برای ساخت سد طرح می گردد معین شده و یا به طور تقریبی بین ۲/۳ تا ۲/۴ تن بر متر مکعب (۲۲/۵ تا ۲۳/۵ $\frac{km}{m^3}$) در نظر گرفته می شود. چنانچه بدنه سد دارای مصالح با مشخصات متفاوت باشد و به طور کلی در صورت عدم یکپارچگی در توزیع بار مرده، وزن هر قسمت در مرکز ثقل (و یا مرکز سطح در فضای دو بعدی) مربوط اثر کرده و مجموع آنها W در مرکز ثقل (و یامرکز سطح) کل اثر می نماید. مرکز ثقل (مرکز سطح) کل را می توان با استفاده از مقادیر وزنهای جزیی و مختصات مرکز ثقل (مرکز سطح) هر یک به دست آورد همچنین در صورت نامشخص بودن مرکز سطح مقطع سد و علی رغم یکسان بودن وزین مخصوص مناسبتر است که مقطع را به اشکال هندسی ساده با وزن و مرکز سطح معین (نظیر مستطیل و مثلث) تقسیم نمود که وزن هر یک در مرکز سطح مربوط به خود اثر می نماید.



تقسیم بندی مقطع سد به اشکال هندسی ساده با مشخص کردن نیروی ثقل هر قسمت

نیروی ناشی از فشار آب:

الف) مقاطع غیر آبریز Non overflow sections

ب) مقاطع آبریز overflow sectiovs

الف) مقاطع غیر آبریز:

فشار آب وارده بر سطح ها می تواند از قانون فشار هیدرو استاتیکی محاسبه گردد که بر اساس آن فشار وارده بر هر نقطه و هر عمقی از سد نظیر h، معادن ارتفاع آب واقع در بالای آن. ضربدر وزن مخصوص آب (y_w) می باشد که به صورت عمود بر سطح تاثیر می نماید پس $P = y_w h$
P: فشار عمود بر سطح در فاصله h از سطح آب است. اگرچه وزن مخصوص آب با تغییرات درجه حرارت تغییر می کند اما به علت تغییرات کم از آن صرفنظر نمود و عموما معادل $1000\frac{kg}{m^3}$ و یا $(9/8kn/m^3)$ در نظر گرفته می شود. در صورتی که بدنه سد در بالا دست یا پایین دست قائم نباشد فشار آب می تواند به دو مولفه افقی و قائم تجزیه گردد که در این صورت مولفه قائم (pv) عبارت خواهد بود از وزن حجم آبی که در بالا (یا پایین) بدنه قرار دارد و تاثیر آن به صورت قائم و رو به پایین (یا رو به بالا) خواهد بود و از مرکز ثقل حجم (یامرکز سطح) مربوط می گذرد. بدیهی است مولفه افقی P_H و برای قطعه ای از سطح به طول واحد از رابطه $P_H = \frac{1}{2}y_w$ به دست می آید.

برای اعمال فشار ناشی از پایاب لازم است تا حداقل تراز محتمل در نظر گرفته شود. ارتفاع آب در بالا دست سد متغیر است که معمولا دو حالت آن بیشتر مورد استفاده قرار می گیرد یکی زمانی که سطح آب در بالادست در تراز تاج سرریز می باشد ودیگری در حالتی که در زمان طغیان رودخانه سرریز با حداکثر ظرفیت خود عمل نموده و سطح آب در بالاترین موقعیت خود قرار دارد.

ب) مقاطع آبریز:

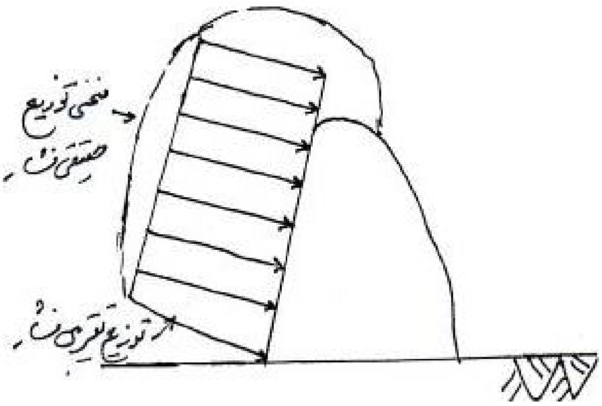
در مقاطعی از سد که به عنوان سرریز عمل می نماید دو حالت می تواند اتفاق افتد:

حالت اول زمانی است که سطح آب در مخزن سد در تراز نرمال یا معمولی (تراز تاج سرریز) در نظر گرفته می شود که در این صورت هیچ فرقی از نظر محاسبات با آنچه که در قسمت قبل گفته شد نمی باشد.

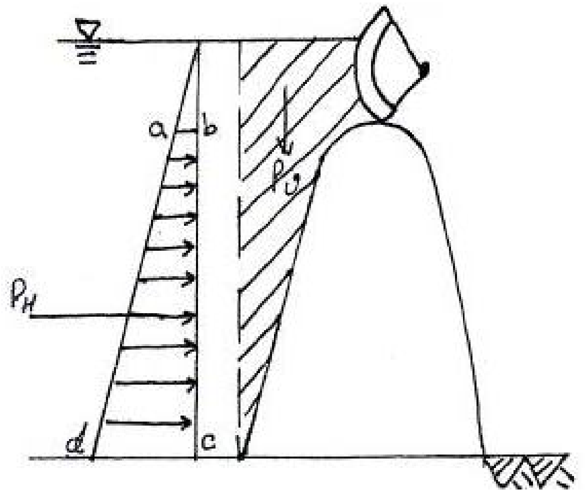
حالت دوم: چنانچه سطح آب در ترازی بالاتر از تاج سرریز قرار داشته باشد در این حالت:

۱-اگر به دلیل بسته بودن دریچه های بالای سرریز، جریان آب خروجی وجود نداشته باشد مقدار نیروی افقی ناشی از فشار آب عبارت خواهد بود از نیروی حاصل از ذوزنقه abcd که ضلع ab در تراز تاج سرریز قراردارد و مقداری نیروی قائم P_v (درصورت شیب دار بودن بدنه بالا دست سرریز) وزن آب قرار گرفته در روی قسمت شیب دار می باشد.

۲- در صورت عبور جریان از روی سرریز(که معمولا در زمان طغیان رودخانه صورت می گیرد) به دلیل انحنایی که در خطوط جریان در روی تاج سرریز وجود دارد توزیع فشار به صورت هیدرواستاتیکی نبوده و مقدار فشار ناچیزی نیز بر روی سرریز اثر می نماید. اما در این حالت هم برای سادگی و با تقریب کافی ضمن صرف نظر کردن از وزن آب روی تاج فرض می گردد. توزیع فشار هیدرواستاتیکی است.



چگونگی توزیع فشار روی یک سرریز



نیروی ناشی از فشار آب بر سرریز در حالت عدم خروج آب

برای محاسبه مقادیر فشار وارده بر سرریز و نیروهای مربوط در این حالت موقعیت کلی سرریز در نظر گرفته می شود. چنانچه V_a سرعت نزدیک شدن آب سرریز باشد خط انرژی کل در فاصله $H_a = \frac{V_a^2}{2g}$ نسبت به سطح آب قرار دارد لذا مولفه افقی نیروی ناشی از فشار آب که بر بالا دست سرریز ود رواحد طول آن اثر می کند عبارت خواهد بود از

$$P_H = y_w(H_1 + H_a)(H_2 - H_1) + \frac{1}{2} y_w (H_2 - H_1)^2$$

بدیهی است که می توان ذوزنقه abcd را به یک مستطیل و یک مثلث تقسیم نمود که در این صورت $P_H = P_{H_1} + P_{H_2}$ و محل اثر آن تا کف از رابطه زیر بدست می آید $y = \frac{1}{3}(H_2 - H_1)\left(\frac{H_2 + 2H_1 + 3H_a}{H_2 + H_1 + 2H_a}\right)$ که تعیین مقدار و محل اثر هر یک از دو نیروی PH_1, PH_1 نیز به راحتی سیر می باشد.

چنانچه V_a کوچک و قابل صرف نظر کردن باشد مقدار H_a در روابط فوق معادل صفر در نظر گرفته می شود. مقدار P_v که به عنوان مولفه قائم نیروی ناشی از فشار آب نشان داده شده است می تواند معادل وزن آب منشور گرفته شود که مقطع آن مثلث ABC و عمق آن واحد است و بر مرکز سطح مثلث ABC اثر می کند شایان ذکر است که وزن آب قسمتهای بالاتر از آن BC نظیر قسمت $BC'DE$ به جهت حرکت آب به سمت سرریز بسیار ناچیز بوده ودر محاسبات در نظر گرفته نمی شود. برای محاسبه نیروی ناشی از فشار آب در پایین دست باشد مقطع سرریز اگر حداکثر ارتفاع آب پایاب متصل به بدنه پایین دست باشدو جریان آب ضمن عبور از روی سر ریز باعث دور راندن آن از بدنه سرریز نگردد عینا مشابه به قسمت الف عمل می شود اما چنانچه حرکت آب و پرش هیدرولیکی به وجود آمده باعث فاصله داشتن عمق H_4 از سرریز گردد فشار وارده H_4 را مد نظر قرار می دهند. می توان به صورت تقریب مولفه های افقی و قائم نیروی ناشی از این فشار دینامیکی را از روابط زیر به دست آورد:

$$P'_H = \frac{y_w}{g}.q.v(1 - \cos\varphi) + \frac{y_w H_3^2}{2}$$

$$P'_v = \frac{y_w}{g}.q.v\sin\varphi + w$$

q: دبی در واحد طول φ: زاویه وجه پایین دست

w: ورن آب محصور در حجم کنترل $v, a'b'c'd'$ سرعت متوسط آب روی سطح انحنا می باشد مقدار سرعت متوسط v تابعی از عوامل مختلف از جمله H_2, H_a, H_1, q و ضریب شدت جریان سرریز است و به صورت تقریبی می تواند از رابطه زیر به دست می آید:

h: ارتفاع سرریز

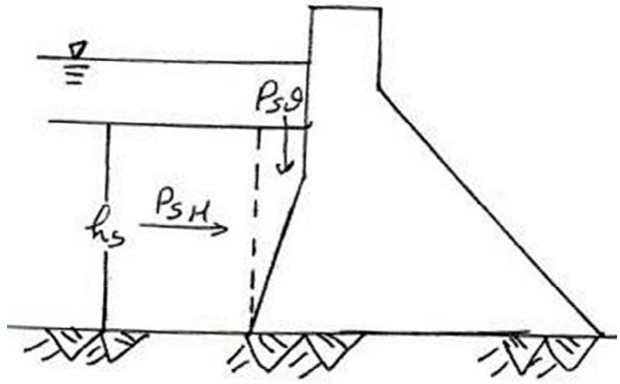
$$v \approx \sqrt{2g(H_2 - H_1)} \approx \sqrt{2gh}$$

نیروی ناشی از فشار خاک و لای:

به طور کلی تمام رودخانه ها مقدار قابل ملاحظه ای لای (سیلت) را در مواقع سیلابی جمع کرده و در مخزن سد بدلیل کاهش سرعت و کم شدن قابلیت حمل رسوب ته نشین می کنند. چنانچه مقدار رسوبات جمع شده در پشت سد و در طول عمر مفید آن قابل ملاحظه باشد بایستی نیروهای وارده از آنها را برسد مد نظر قرار داد. درمحاسبه نیروی ناشی از رسوبات فرض می گردد و لای به صورت اشباع کامل و غیر چسبنده بوده فشار بالابرنده، کامل و اصطکاک داخلی آن در اثر استغراق از بین نرفته است. فشار رسوبات به صورت افقی و وزن آنها به صورت قائم روی کناره های مایل بدنه بالا دست سد اثر می کند که بایستی به فشار وزن آب مربوط اضافه شود محاسبه نیروی رسوبات به دو طریق صورت می پذیرد چنانچه ارتفاع رسوبات پشت سد h_s فرض گردد مولفه های افقی نیروی مربوط از معادله Rankine به صورت زیر به دست می آید:

P_{sv}: وزن رسوبات مستغرق روی قسمت شیبدار

$$P_{sH} = \frac{y'_s . h_s^2}{2} . \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$



نیروی وارده بر سد ناشی از رسوبات

نیروهای بالا برنده:

آب موجود در بالا دست یا پایین دست سد که دارای فشار هیدرواستاتیکی می باشد می تواند به داخل خلل و فرج ترکها ودرزها در قسمتهای مختلف بدنه سد و فونداسیون نفوذ نماید فشار آب در اعماق مختلف به صورت یک فشار هیدرواستاتیکی داخلی، بدنه و فونداسیون سد را از درون تحت تاثیر قرار داده و اگرچه فشار آب در تمام جهات عمل می نماید اما فشاری که در جهت پایین به بالا اثر می نماید به دلیل آنکه وزن سد را کاهش داده در جهت ناپایداری آن عمل می کند حساستر و با اهمیت تر است. آنچه در مقدار این فشار که به فشار بالا برنده موسوم است و نیروهای ناشی از آن موثر می باشد عبارت است از: خصوصیات مصالح به کار رفته در سد، جنس و خصوصیات سنگ فونداسیون، پرده های آب بند، شرایط و موقعیت زهکش ها و چگونگی ساخت سد و دقت در این امر به طور کلی می توان مقدار نیروی بالا برنده را تابع دو عامل اصلی دانست یکی ساخت یا درصد مساحتی از مقطع که نیرو روی آن اثر می کند و دیگری شدت فشار بالا برنده در نقاط مختلف که تغییرات فشار را از بالا تا پایین دست مشخص می نماید.

ضریب سطح Area factor:

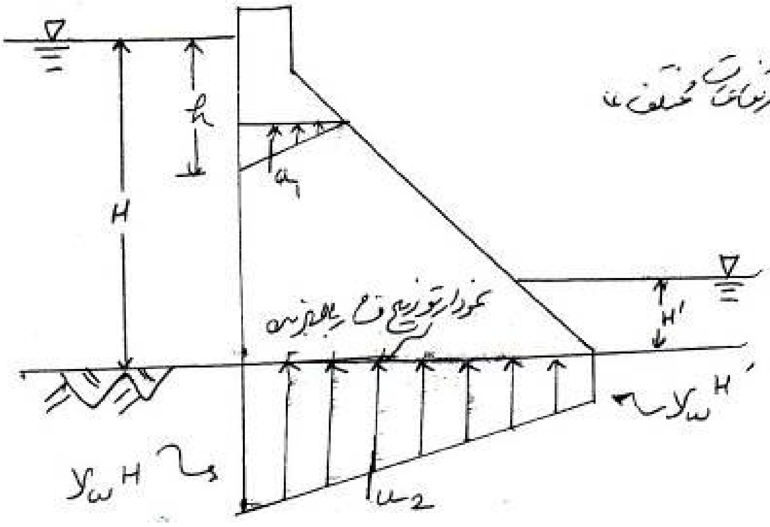
پاره نظریات بر این استوارند که به دلیل عدم وجود خلل و فرج در تمام سطح مقطع افقی از سد فشار بالا برنده تنها در قسمتی از سطح افقی وجود داشته و نسبت این مقدار از سطح به کل سطح را ضریب سطح می نامند. در گذشته ضریب سطح را بین $\frac{1}{3}$ تا $\frac{2}{3}$ انتخاب می کردند.

شدت فشار بالا برنده:

شدت و میزان فشار بالا برنده در هر مقطع افقی از سد اعم از اینکه این مقطع در داخل بدنه سد و یا در حد فاصل بین سد و سنگ کف باشد تابع مستقیمی از عمق مقطع نسبت به سطح آب در بالا دست و پایین دست است.

بر این اساس مقدار فشار در انتهای بالا دست مقطع معادل فشار هیدرواستاتیکی آب در آن عمق است و به همین دلیل مقدار فشار در انتهای پایین دست مقطع معادل فشار هیدرواستاتیکی آب پایین دست در عمق مربوط است.

شکل پایین مطالب فوق الذکر را به صورت شماتیک نشان می دهد. که در این حالت مقدار کل نیروی بالا برنده و در هر مقطع می تواند به راحتی و با توجه به منحنی توزیع فشار محاسبه و محل اثر آن معین می گردد.

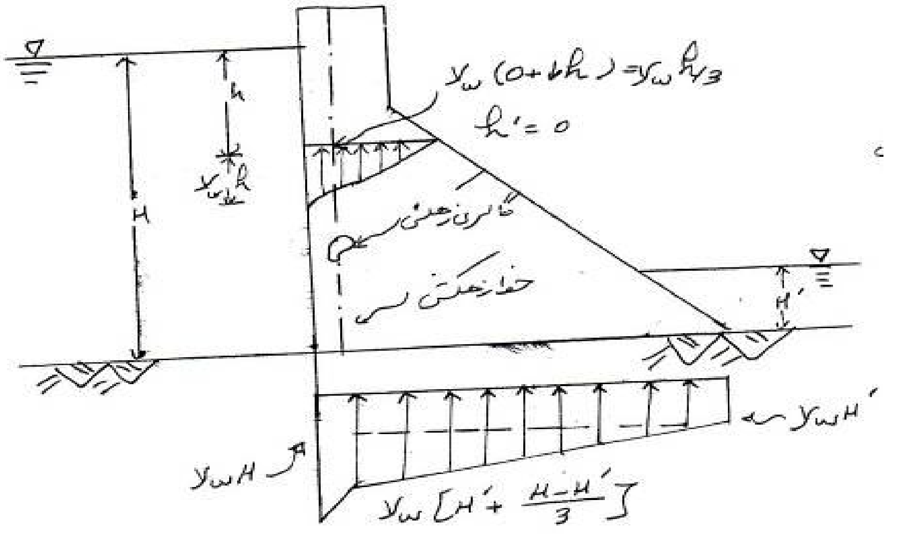


توزیع فشار بالا برنده در مقطع سد در ارتفاعات مختلف

در هر حال برای محاسبات و طراحی اولیه و یا با تقریبی برای محاسبات و طراحی نهایی معیار زیر توسط USBR برای حالت وجود زهکش فعال پیشنهاد و پذیرفته شده است.

۱- مقدار فشار بالا برنده در هر مقطع افقی از سطح و در راستای خط زهکش برابر است با فشار هیدرواستاتیکی پایاب در همان مقطع به اضافه $\frac{1}{3}$ تفاضل فشار هیدرواستاتیکی سراب و پایاب. در این صورت با توجه به منحنی های توزیع فشار مذکور در هر مقطع سد می توان با تقسیم شکل مربوط به اشکال هندسی ساده تر نظیر مثلث و مستطیل به راحتی مقدار کل نیروی بالا برنده و محل اثر آن را معین نمود.

۲- در صورتی که یک پرده آب بند را پرده تزریق در فونداسیون سد ودر نزدیکی وجه بالادست آن ساخته می شود و این پرده تا اعماق فونداسیون ادامه یابد از مقدار شدت فشار بالا برنده به میزان قابل ملاحظه ای کاسته می گردد اگر مقدار فشار را درست در پایین دست پرده آب بند به صورت ضریبی از فشار بالا دست نشان دهیم مقدار آن معادل KH خواهد بود که K ضریب کاهش فشار معمولا در فونداسیون سدها هم ازپرده های آب بند و هم از زهکشها استفاده می شود که عملکرد توام آنها باعث کاهش فشار بالا برنده می گردد.



چگونگی توزیع فشار بالابرنده در صورت وجود زهکش فعال

۳- چنانچه فشار بالا برنده در بالا دست سد $(ky_w h)$ که ایجاد تنش کششی در سطح می نماید از مقدار برایند تنشهای فشاری سایر نیروها در آن نقطه بیشتر باشد. تنش کششی به وجود آمده باعث ایجاد ترک کششی در بالادست شده که با نفوذ آب از بالا دست به داخل ترک، توزیع فشار بالا برنده و در نتیجه مقدار نیروی ناشی از این فشار تغییر خواهد نمود و در طراحی سدها بایستی از ایجاد اینگونه ترکها جلوگیری نمود مگر برای حالت بار گذاری فوق العاده.

نیروی زلزله:

سدهایی که قرار است در نواحی زلزله خیز ساخته شوند بایستی به گونه ای طراحی گردند تابتوانند در مقابل نیروهای ناشی از شدیدترین زلزله محتمل (mce) در طول عمر مفیدشان مقاومت کنند امواج به وجود آمده از زلزله باعث ایجاد نیروهای دینامیکی و لرزاندن زمین و پی سد گشته و نهایتاً می تواند در سد به عنوان یک سازه الاستیک تشدید ایجاد نماید. امواج زلزله ای که عموماً به علت حرکات پوسته زمین در امتداد گسل ها به وجود می آید از یک نقطه به نام مرکز زلزله در اعماق زمین شروع شده شتابی را در پوسته زمین باعث می شود و آن را در جهتی که موج حرکت می کند به حرکت در می آورند.در پاره ای موارد بخصوص برای ساخت سدهای بلند و حساس لازم است تا مطالعات لرزه زمین ساخت صورت پذیرد و پس شتاب زلزله برای طراحی معین گردد. شدت و شتاب زلزله معمولاً بر حسب ضریبی از شتاب ثقل (G) معین گردد و لذا اگر شتاب زلزله برابر αg در نظر گرفته شود α ضریب زلزله نامیده می شود. برای سدها و با توجه به زلزله خیزی منطقه ضریب α از حداقل ۰/۰۲ تا حداکثر حتی ۰/۳ و معمولاً بین ۰/۱ تا ۰/۱۵ برای سدهای بلند درمناطق زلزله خیز تغییر می کند.

نیروی زلزله ناشی از وزن سد:

در اثر زلزله و امواج به وجود آمده از آن در جسم سد نوساناتی ایجاد شده که متناسب باوزن آن نیرویی به نام نیروی اینرسی به مجموعه نیروهای وارده بر سد اضافه شده خستگیهایی را در قسمتهای مختلف سد به وجود می آورد. به دلیل تقسیم شتاب به دو مولفه افقی و قائم نیروی اینرسی نیز دارای دو مولفه افقی و قائم است. نیروی اینرسی همیشه در جهت خلاف شتاب ثقل زلزله عمل می نماید. لذا چنانچه شتاب زلزله به سمت بالادست باشد نیروی اینرسی افقی به سمت پایین دست خواهد بود و بالعکس و همچنین برای شتاب قائم زلزله.

الف)اثر شتاب افقی زلزله:

از آنجا که سد برای بحرانی ترین حالت طراحی می شود و امواج برای زلزله خاصیت نوسانی دارند لازم است تا جهت نیروی افقی اینرسی برای بدترین شرایط در نظر گرفته شود در این صورت می توان دوموقعیت جداگانه برای سد در نظر گرفت: برای شرایط مخزن پر حالت بحرانی زمانی است که شتاب زلزله به سمت بالا دست و در نتیجه نیروی اینرسی ناشی از آن به سمت پایین دست باشد برای شرایط مخزن خالی بحرانی ترین حالت موقعی است که نیروی اینرسی به سمت بالا دست عمل نماید روشهای محاسبه نیروی کاذب را می توان به صورت زیر خلاصه نمود:

۱- روش اول: برای محاسبه نیروی اینرسی افقی عبارت است از $F_{eh} = \alpha_f w$

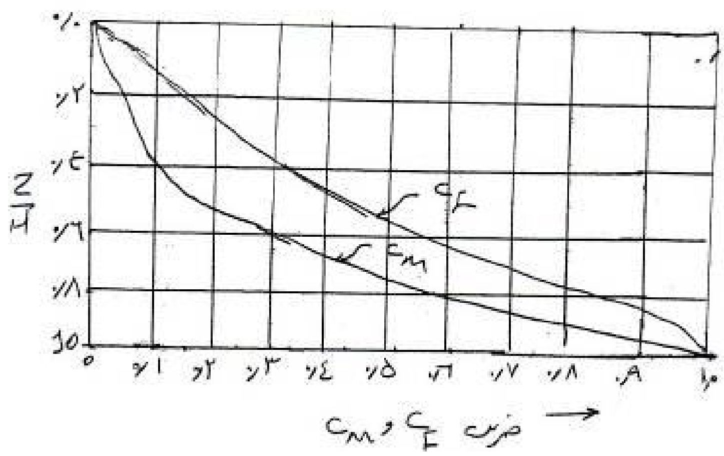
۲- روش دوم (ضریب لرزه ای): با این روش برای سدهای تا ارتفاع صد متری می توان مقدار ضریب α_h در ارتفاعات مختلف سد را متغیر فرض کرد که مقدار آن از $\alpha_f = 1/5a$ در تراز تاج سد شروع و به صورت خطی تا $\alpha_h = 0$ در پایه سد تغییر می نماید. مقدار نیروی اینرسی افقی برای هر قطعه از سد و برای کل سد می تواند به صورت انتگرال گیری محاسبه شود.

۳- روش سوم (طیف پاسخ): در این روش برای تحلیل سدهایی با ارتفاع بیش از صد متر به کار برده می شود مقدار α_h معادل α در نظر گرفته می شود. نیروی اینرسی افقی و لنگر مربوط حول پایین ترین مقطع بلوک برای هر قطعه از سد به ارتفاع z ازتاج آن از روابط زیر به دست می آید:

$$F_{hz} = 0/6 c_F \alpha_f w \qquad M_z = 0/9 c_M \alpha_f . Z w$$

که w: وزن مقطع Z: فاصله مرکز سطح بلوک تا تراز سطح آن

C_M , C_F ضرایبی هستند که بستگی بهمقدار $\frac{Z}{H}$ داشته.



تعیین نیروی اینرسی و لنگر مربوط

با توجه به شکل بالا مقدار کل نیروی اینرسی و لنگر آن حول پایهسد عبارتند از:

$$F_{\alpha h} = 0/6 \alpha_f w$$

$$M = 0/9 \alpha_f \overline{H} . w$$

که $\overline{H}$ فاصله مرکز سطح کل مقطع از بستر می باشد.

روش چهارم (روش دینامیکی): اگرچه روشهای مذکور به عنوان روشهای استاتیکی معادل برای تحلیل سدها در اثر نیروی زلزله پذیرفته شده است اما با توجه به ماهیت دینامیکی بدون این نوع نیروها توصیه می شود که پس از تحلیل اولیه سدها به روشهای فوق الذکر برای تحلیل نهایی از روشهای دینامیکی استفاده شود.

ب) اثر شتاب قائم زلزله:

تاثیر شتاب قائم زلزله در بدنه سد بتنی عبارت است از ایجاد یک نیروی اضافی درجهت بالا یا پایین که در محل مرکز ثقل قطعه(یا کل سد) و همراه باوزن آن اثر می نماید. روشهای محاسبه این مولفه هم درست شبیه روشهای تعیین مولفه افقی است بااین تفاوت که به جای ضریب α_f بایستی ضریب α_v که شتاب قائم زلزله را نشان می دهد اعمال گردد. مقدار α_v در هر سه روش تقریبا معادل $\alpha_h \frac{1}{2}$ می باشد.

لذا وزن اصلاح شده سد در حالت تاثیر نیروی قائم زلزله عبارت است از $w' = w \pm \alpha_v w = w(1 \pm \alpha_v)$.

نیروی زلزله ناشی از آب پشت سد:

۱- اثر مولفه افقی شتاب زلزله

۲- اثر مولفه قائم شتاب زلزله

۱- اثر مولفه افقی شتاب زلزله:

فشـار اضـافی وارد از آب به سـد که در اثر شـتاب افقی زلزله صـورت می پذیرد فشار هیدرودینامیکی نامیده می شود. ارتعاشات ناشی از زلزله باعث ایجاد لرزش و حرکت دربدنه سـد و فونداسـیون آن به سـمت مخزن شـده که آب موجود در مخزن به وسـیله اینرسـی خود در مقابل این حرکت مقاومت و فشـار اضـافی را بر سـد وارد می نماید براساس پیشنهادات IS نشان می دهد که پخش فشار هیدرودینامیکی ناشی از زلزله بر بدنه سد تقریبا به صورت سهموی (نیمه سهموی- نیمه بیضوی) بوده و می توان از رابطه زیر برای پیدا کردن شدت فشار در هر مقطع به عمق Z از سطح آب استفاده نمود.

$$P_{ez} = C_{e'}\alpha_f y_w h$$

α_h: ضریب شتاب افقی زلزله نسبت به شتاب ثقل

h: کل ارتفاع آب درمقطع مطالعه و C_e: ضریب بدون بعدی که بستگی به ارتفاع آب، شیب بدنه بالا دست ومقدار z دارد.

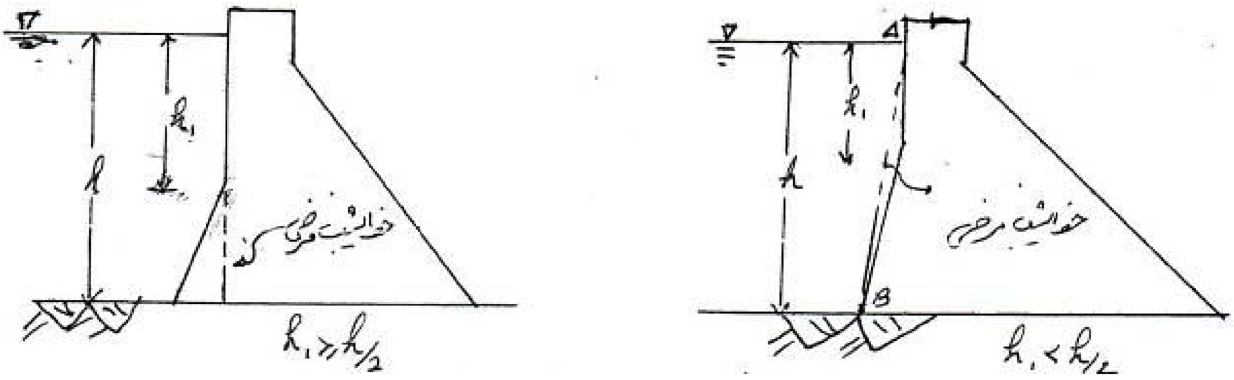
الف) درصورتی که شیب بدنه بالادست سد درتمام ارتفاع یکنواخت باشد مقدار C_e به وسیله معادله زیر تعیین می گردد:

$$`c_e = \frac{c_m}{2}\left[\frac{z}{h}\left(2-\frac{z}{h}\right)+\left(\frac{z}{h}\left(2-\frac{z}{h}\right)\right)^{1/2}\right]$$

C_m: حداکثر مقدار c_e برای یک شیب معین چراکه در عمق $z=0$ مقدار c_e معادل صفر بوده ودر پایین ترین عمق جایی که $z=h$ می شود $c_e = c_m$ خواهد شد.

$$c_m = 0/735\left(1-\frac{\phi}{90^\circ}\right)$$

ب) حال اگر قسـمتی از بدنه بالا دسـت به ارتفاع h_1 از سـطح آب قائم و مابقی آن شیب دارباشد در حالتی که $h_1 \geq \frac{h}{2}$ باشد مقدار c_m با فرض قائم بودن بالا دست تعیین می گردد. چنانچه $h_1 < \frac{h}{2}$ باشد برای تعیین c_m شیب فرضی خط مستقیم ab را که محل برخوردسطح آب بابدنه سد را به پاشنه سد متصل می کند ملاک قرار می دهند.



خط شیب فرضی برای وجه بالا دست سد در تعیین ضریب Cm

ج) باتوجه به مطالب فوق مجموع نیروهای افقی هیدرودینامیکی که در هر مقطع $a-a$ که به فاصـله z از سـطح آب اثر می کند پس از انتگرال گیری از رابطه زیر بدست می آید:

$$F_{ez} = 0/726 P_{ez}^{z}$$

نیروی Fee تقریبا در فاصله $0/141z$ از مقطع $a-a$ و در بالای آن اثر می کند و در نتیجه سنگر ناشی از این نیرو حول مقطع مذکور عبارت می شود از:

$$M_{ez}=0/299P_{ez}z^2$$

د) اگر بدنه سد مایل باشد علاوه بر مولفه افقی مذکور، مولفه قائم نیروی هیدرودینامیکی نیز وجودخواهد داشت که باید محاسبه گردد. برای تعیین مقدار مولفه قائم این نیرو که بر قسمتی از بدنه سد واقع در بالای مقطع a اثر می کند از رابطه زیر بدست می آید:

$$v_e=\left(F_{e_2}-f_{e_1}\right)tg\phi$$

ϕ: زاویه وجه بالا دست نسبت به خط قائم

F_{e_2}: مولفه افقی که نیروی هیدرودینامیکی تا مقطع $a-a$

F_{e_1}: مولفه افقی کل نیروی هیدرودینامیکی تامقطعی که در آن شیب بدنه بالا دست شروع می شود.

اثر مولفه قائم شتاب زلزله:

آنچه در مورد اثر شتاب قائم زلزله بر بدنه سد گفته شد در مورد آب نیز صادق است بدین معنی که اگر بدنه بالا دست و یا پایین دست سد مایل باد وزن آب بالای قسمت مایل می تواند تحت تاثیر شتاب قائم زلزله افزایش و یا کاهش یابد این تغییر نیرو که محل اثر آن همان مرکز ثقل حجم آب قرار گرفته روی قسمت مایل است با آنچه در مورد مولفه قائم نیروی هیدرودینامیکی گفته شد متفاوت است. بایستی جداگانه محاسبه گردد.

نیروهای موج:

حرکت باد روی سطح آب دریاچه سد باعث ایجاد موج در برخورد با بدنه سد فشاری به نام فشار موج را بر آن وارد می کند. ارتفاع موج و نیز فشار حاصله از آن تابع عوامل مختلفی از جمله سرعت باد، وسعت دریاچه و عمق آب است که این عوامل در ارتفاع موج در میزان فشار مربوط موثر است.حداکثر فشار موج که در فاصله $\frac{1}{8}h_w$ بالای سطح آرام آب اثر می‌کند بوسیله رابطه $P_w=2/4y_wh_w^2$ تعیین می‌گردد. و کل نیروی موج که بر واحد طول سد اثر می‌کند معادل است با:

$$F_w=2y_wh_w^2$$
$$F_w=\frac{1}{2}\left[\frac{1}{3}h_w+\frac{4}{3}h_w\right].P_w=\frac{1}{2}\times\frac{5}{3}h_w\times 2/4y_wh_w$$

روابط زیر می توانند برای تعیین ارتفاع موج مورد استفاده قرار گیرند:

$$h_w=0/0322\sqrt{F.v} \qquad F>32km$$
$$h_w=0/0322\sqrt{F.v}+0/763-0/271F^{1/4} \qquad F\leq 32km \text{ برای}$$

نیروی ناشی از یخ:

در نتیجه هوای بسیار سرد دریاچه سد را پوششی از یخ فرا می‌گیرد که ضخامت آن تابعی از سردی هوا و شرایط جغرافیایی منطقه است با افزایش ناگهانی دریچه هوا، صفحه یخ که در روی دریاچه شکل گرفته است منبسط شده و از آنجا که ضریب انبساط یخ حدود ۵ برابر ضریب انبساط بتن است بدنه سد در مقابل انبساط اضافی یخ مقاومت کرده این امر باعث ایجاد فشار و خستگی‌هایی در بتن سد می‌شود مقدار نیروی ناشی از یخ تابعی است از ضخامت یخ قابلیت انعطاف‌پذیری دیواره‌های مخزن و نیز میزان شدت افزایش درجه حرارت. همچنین میزان شدت افزایش درجه حرارت و ناگهانی بودن آن در مقدار فشار وارده بر یخ و بر سد موثر است و به طور کلی افزایش‌های ناگهانی و زیاد فشارهای بیشتری را وارد می‌کند و در مقابل تدریجی بودن افزایش درجه حرارت، از مقدار فشار یخ می‌کاهد.

نیروی ناشی از تغییرات درجه حرارت:

تغییرات دما باعث تغییر در ابعاد و حجم سد شده که اگر سد از طرفین محصور باشد و یا تغییر ابعاد و تغییر شکل‌ها به یک میزان نسبت انجام نپذیرد در یک سری بارهای حرارتی بر سد وارد شده لازم است تاتنش‌های حرارتی مربوط محاسبه و در تجزیه و تحلیل‌ها مد نظر قرار گیرد تنش‌های

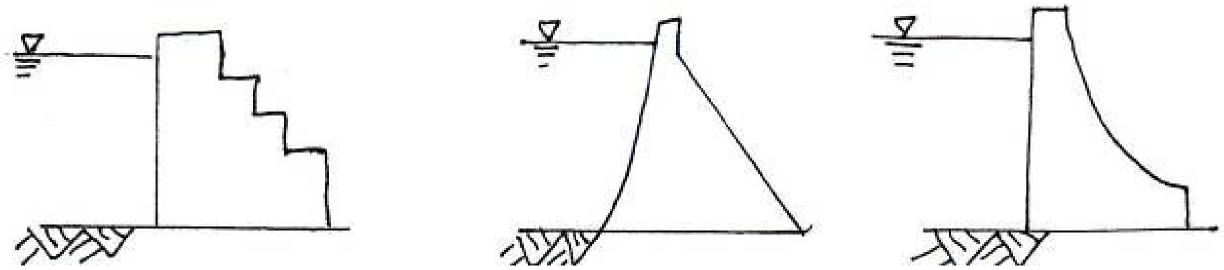
حرارتی می‌تانند در اثر عمل هیدراسیون سیمان در همان ابتدای ساخت سد نیز بوجود آیند و باعث ایجاد ترکهایی در بدنه آن گردند که برای جلوگیری از این امر و یا کاهش اثرات تخریبی آن لازم است تا تمهیداتی نظیر استفاده از سیستم خنک کننده به کار برده شود.

نیروی باد:

در صورت وزن باد فشاری از ناحیه باد بر قسمت‌هایی از بدنه سد که در بالا سطح آب قرار دارد وارد می‌شود. معمولا در طراحی سدها از تاثیر نیروی ناشی از فشار باد صرفنظر می‌گردد اما در صورت قابل ملاحظه بودن می‌توان فشار مذکور را معادل ۱۰۰ تا $150 kg$ بر متر مربع برای سطحی از سد که در مقابل باد قرار دارد(ارتفاع قائم آزاد) و نیز به خصوص برای پل و دریچه‌ها و سیستم‌هایی که به نیروی باد حساس هستند در نظر گرفت.

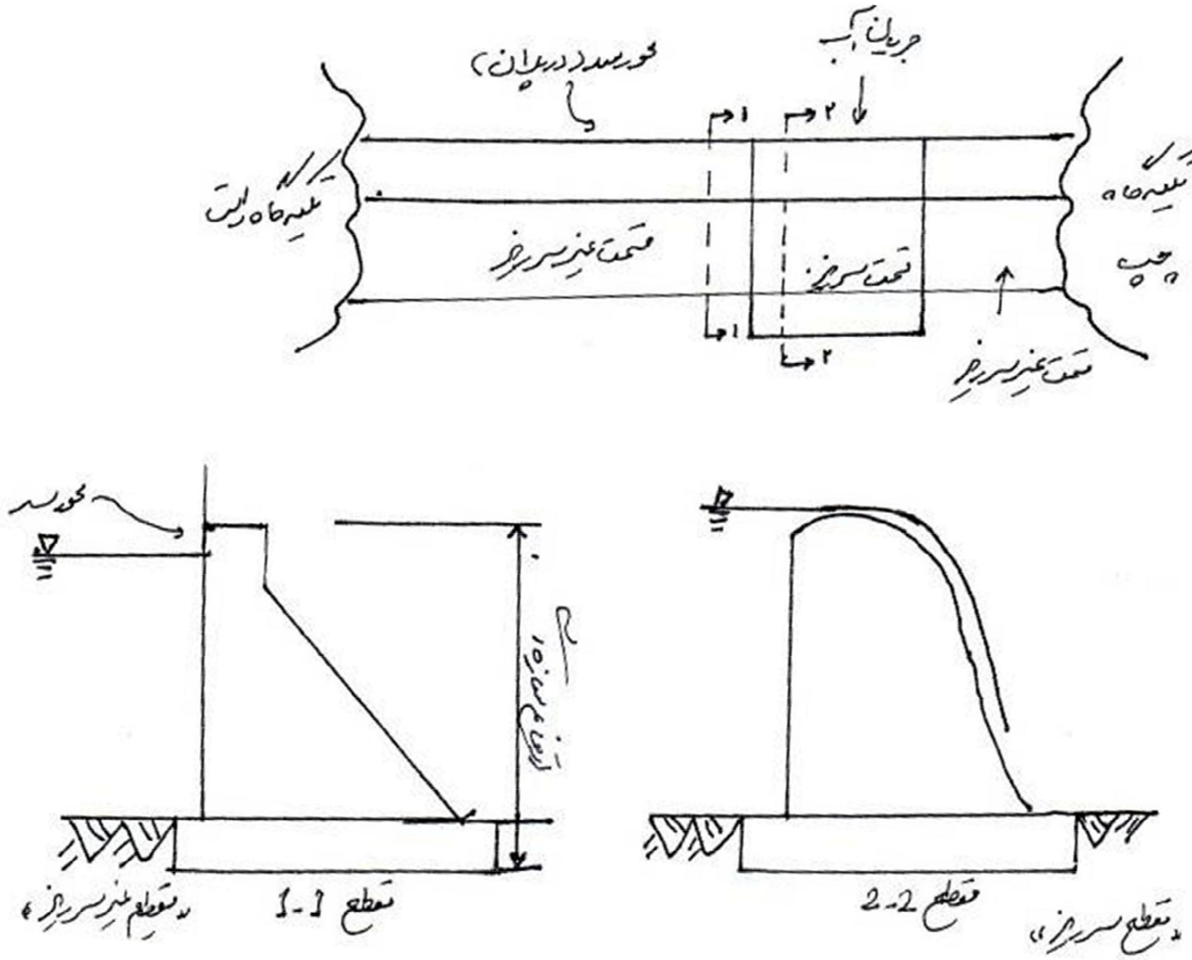
سدهای وزنی:

سدهای بتنی وزنی از جمله رایج‌ترین انواع سدهای بتنی هستند که بدلیل سادگی نسبی در طراحی و اجرا و همچنین به جهت آنکه معمولا دره مناسب برای ساخت این سدها نسبت به سدهای قوسی بیشتر است مورد توجه خاص قرار گرفته‌اند. یک سد وزنی عبارت است از سازه‌ای سنگین ساخته شده از بتن یا مصالح بنایی که در عرض رودخانه به منظور افزایش حجم و ارتفاع آب در بالا دست خود ساخته می‌شود و شکل و طراحی آن به گونه‌ای است که وزن آن برای پایداری سازه در مقابل کلیه نیروهای وارده کافی می‌باشد. اگرچه سدهای وزنی با شکل‌های مختلفی در مقطع ساخته شده‌اند. اما امروزه عموما دارای مقطعی تقریبا مثلثی بوده که راس مثلث در بالا و قاعده آن در پایین قرار دارد. سدهای وزنی عموما در پلان و در حد فاصل دو کناره دره به صورت مستقیم ساخته می‌شوند و لذا گاه آنها را سدهای وزنی مستقیم می‌نامند. چنانچه در مواقع محدود و به منظور افزایش پایداری و مقاومت مقداری در پلان به سد وزنی انحنا داده می‌شود(تحدب به سمت بالا، آن را «سد وزنی قوسی» می‌نامند که طراحی آنها مشابه سدهای قوسی بوده و همچنین سدهای وزنی را می‌توان بر حسب ارتفاع آنها به سدهای کوتاه تا $(30m)$ متوسط بین (۳۰m تا ۱۰۰) و بلند (بیش از ۱۰۰ متر) تقسیم نمود.



برخی از مقاطع سدهای وزنی که در گذشته مورد استفاده قرار گرفته است

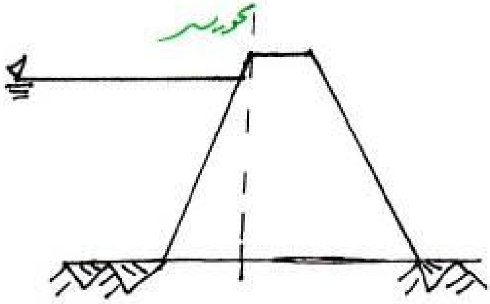
سدهای بتنی وزنی عموما از نظر اقتصادی نسبت به سایر انواع سدهای بتنی مناسب‌تر بوده و اجرای آنها ساده‌تر می‌باشد و گاه در پاره‌ای محل‌ها نظیر دره‌های نسبتا تنگ و یا دره‌های دارای شیب تند و همچنین در مواقعی که خاک مناسب و کافی برای ساخت سدهای خاکی نباشد نسبت به آنها نیز مناسبتر و اقتصادی‌تر است در بیشتر سدهای وزنی سرریز سد در طول سد ساخته شده و لذا سد دارای دو نوع مقطع می‌باشد. مقطع «غیر سرریز» و مقطع «سرریز» که طراحی هر یک از آنها بدلیل تفاوت در بارهای وارده بایستی به صورت جداگانه صورت پذیرد. نسبت طول قاعده به ارتفاع در اکثر سدهای وزنی کمتر از ۱ بوده بدنه بالا دست قائم و یا دارای شیب بسیار کم و بدنه پایین دست عموما دارای شیبی بین ۱: ۰/۷ تا ۱: ۰/۸ می‌باشد.



«پلان و مقاطع سر ریز»

محور سد Axisoh Dam:

محور سـد عبارت اسـت از صـفحه قائمی که بر کناره بالا دست تاج سد بگذرد. بر این اساس چنانچه بدنه بالا دست سد قائم باشد محور سد بر بدنه بالا دست منطبق باشد. لذا محور سد در پلان همان خط لبه بالا دست تاج و در مقطع خط قائم عبور کننده از گوشه تاج در بالا دست خواهد بود.



محور سد وزنی در مقطع

ارتفاع سازه‌ای سد Structural Height of Dam:

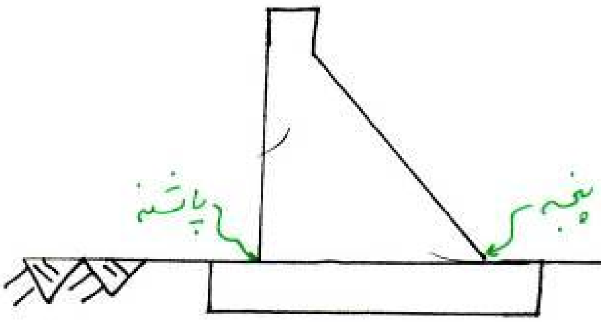
ارتفاع سـازه‌ای سـد، اختلاف رقوم تاج سـد و پایین‌ترین نقطه حفاری شـده جهت فونداسیون می‌باشد شایان ذکر است ارتفاع سازه‌ای سد که عموما ارتفاع سد نامیده می‌شود قسمت‌های خاصی از فونداسیون را که به دلیل ضعف‌ها و شرایط زمین شناسی مورد تقویت قرار می‌گیرند(نظیر قسمت‌های باریکی در زیر فونداسیون اصلی) در بر نمی‌گیرد.

طول سد Length of Dam:

فاصله بین جناحین دره و یا تکیه‌گاه‌های چپ و راست در تراز تاج سد (شامل طول سرریز و سایر تاسیسات موجود) و در طول محور سد را طول سد می‌نامند. تکیه‌گاه‌های چپ و راسـت براسـاس موقعیت جناحین نسـبت به فردی که در جهت جریان رودخانه حرکت می‌کند نامگذاری می‌شـوند. چنانچه سـازه‌ها و تاسـیسـات وابسـته نظیر سـرریز، در یک سـمت سـد و متصـل به یکی از تکیه‌گاه‌ها باشـد در محاسبه طول سد طول سایر سازه‌ها به حساب نمی‌آید.

عرض بزرگترین قاعده Maximum Base width of Dam:

این عامل عبارت است از حداکثر فاصله افقی بین پنجه و پاشنه سد در بزرگترین مقطع آن در وسط دره



شمای کلی یک مقطع از سد وزنی

ارتفاع هیدرولیکی سد Hydraulic Height of Dam:

اختلاف بین حداکثر تراز آب کنترل شـده یا تراز آب نرمال که همان تراز تاج سـرریز نیز می‌باشد و پایین‌ترین نقطه از بستر رودخانه در محل سد را ارتفاع هیدرولیکی سد می‌نامند.

طراحی سدهای وزنی:

منظور از طراحی یک سـازه عبارت است از تعیین مناسب‌ترین ابعاد و شکل به گونه‌ای که بتواند ضمن برآوردن اهداف ناشی از ساخت آن در مقابل کلیه نیروهای وارده مقاومت نمود پایداری خود ± تا پایان زمان در نظر گرفته شـده در اهداف حفظ نماید. بر اسـاس طرح و محاسبه یک سازه و به طور خاص یک سـد بتنی وزنی شـامل دو مرحله طرح اولیه یا مقدماتی و طرح نهایی می‌گردد. بدین معنا که اولین گام در طرح یک سد وزنی تعیین حدودی ابعاد و شـکل هندسـی سـد اسـت که با توجه به تجربیات و روش‌های تقریبی معین شده و سپس تحلیل سازه به منظور تعیین توزیع تنش‌ها و پایداری و نیز محاسبه ضرایب انجام می‌پذیرد.

اگر نتایج حاصـل از تحلیل جدید در محدوده‌های قابل قبول قرار نگیرد و یا نقش‌های وارده بر نواحی مختلف از حد خاصـی کمتر یا بیشـتر گردد و نیز چنانچه سـایر عوامل کنترل کننده پایداری از مرزهای معین شـده خارج شـوند لازم است تا با تغییر ابعاد و شکل سد مناسبترین حالت را پیدا نمود بدیهی اسـت که این امر از طریق تکرار و با تغییر متوالی ابعاد و بررسـی نتایج به دست آمده در هر تحلیل قابل دستیابی خواهد بود اضافه می‌نماید که همـانگونه که طرح نهایی سـد متکی به طرح اولیه آن می‌باشـد طرح اولیه نیز بدون در نظر گرفتن عوامل موثر در تحلیل نهایی نمی‌تواند قابل قبول باشد سد وزنی ممکن است به یکی از سه علل زیر سقوط نماید:

۱- لغزش روی یک صفحه افقی

۲- چرخش روی پنجه

۳- ضعف و مصالح ساختمانی

این لغزش و خرابی می‌تواند در محل اتصال سد به فونداسیون در پایین فونداسیون و را در هر سطح بالاتر از پی ایجاد شود لغزش و یا شکست برشی موقعی به وجود می‌آید که برآیند نیروهای افقی وارده بر هر صفحه افقی از سد از مقاومت برشی آن مقطع افقی تجاوز نکند. با انتخاب سطح مقطع مناسب می‌توان از چرخش سد و از تنش‌های فشاری و (احتمالا کششی) اضافی جلوگیری نمود.

پایداری در مقابل چرخش و واژگونی:

اگر نتیجه تمام نیروهای وارده بر سد از خارج از قاعده (یا مقطع افقی) مربوط بگذرد سد واژگون خواهد شد مگر آنکه بتواند در مقابل تنش‌های کششی مقاومت نماید برای بررسی پایداری سد در مقابل واژگونی از ضریب اطمینان واژگونی (F_m) استفاده می‌شود و آن عبارت است از نسبت لنگر نیروهای مقاوم در مقابل واژگونی حول پنجه سد (یا مقطع) به لنگر نیروهای واژگونی نسبت به همان نقطه

$$F_m = \frac{\text{مجموع لنگرهای پایداری}}{\text{مجموع لنگرهای واژگونی}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

حداقل ضریب اطمینان مذکور برای سدهای وزنی معادل ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود و چنانچه ایمنی سد در مقابل لغزش و تنش تامین می‌گردد معمولا ضریب اطمینان واژگونی بین ۱/۵ تا ۲/۵ به دست می‌آید USBR اعلام می‌دارد که نیروهای ناشی از زلزله به علت طبیعت نوسانی بودنشان در محاسبه لنگر واژگونی به حساب نمی‌آیند. از آنجا که سدهای وزنی معمولی برای حالتی طراحی می‌شوند که هیچگونه تنش کششی بر آنها وارد نشود نتیجه گرفته می‌شود که نتیجه نیروها بایستی از منطقه $\frac{1}{3}$ میانی قاعده عبور نماید (که برای این حالت ضریب اطمینان واژگونی معادل ۲ را می‌توان داشت) در غیر این صورت بسته به اینکه منتجه مذکور از $\frac{1}{3}$ پایین دست یا از $\frac{1}{3}$ بالا دست بگذرد تنش کششی به ترتیب به منطقه بالا دست یا پایین دست وارد شده و می‌تواند باعث ایجاد ترک در مناطق مذکور گردد. ترک در بالا دست باعث ورود آب تحت فشار به داخل بدنه سد و افزایش نیروی بالا برنده و نهایتا افزایش لنگر واژگونی می‌گردد. بنابراین در سدهای بتنی وزنی تنش کششی قبل از چرخش و واژگونی ایجاد می‌گردد.

همچنین واژگونی سد می‌تواند در اثر افزایش تنش فشاری در پایین دست و خرد شدن و از بین رفتن قسمتی از پایین دست گردد که در این حالت با حذف قسمت خورد شده که به صورت غیر موثر در آمده است عرض موثر مقطع کاهش یافته و اگر برآیند نیروها از خارج عرض موثر بگذرد امکان واژگونی سد حاصل نخواهد شد. بنابراین شکست سد در اثر واژگونی عموما در اثر توسعه ترک‌های کششی در بالا دست و پایین دست و یا از بین رفتن مصالح به جهت افزایش تنش فشاری در پایین دست می‌باشد و لذا چنانچه بتوان معیار عدم وجود تنش کششی در کلیه نقاط سد و عدم افزایش تنش‌های فشاری از حد مجاز را اعمال و کنترل نمود سد وزنی در مقابل واژگونی نیز ایمن خواهد بود.

پایداری در مقابل لغزش:

خرابی سد وزنی می‌تواند در اثر لغزش سد روی قاعده و یا در اثر لغزش هر قطعه از سد روی سطح افقی قطعه پایینی(که جدا کننده دو قطعه از یکدیگر است) اتفاق افتد. عواملی که می‌توانند در مقابل لغزش مقاومت کنند عبارتند از:

اصطکاک و مقاومت برشی موجود بین دو قطعه یا بین سد و سنگ فونداسیون در محل قاعده که مجموعا نیروهای مقاومت در مقابل لغزش را تشکیل داده و سد باید به گونه‌ای طراحی گردد که این نیروها از نیروهای لغزش بیشتر باشند بر این اساس ضریب اطمینان در مقابل لغزش (F_s) عبارت خواهد بود از نسبت کل نیروهای افقی مقاوم در مقابل لغزش به نیروهای افقی لغزشی که در دو حالت زیر قابل بررسی است:

۱- با فرض صرفنظر کردن از مقاومت برشی مقطع تنها نیروی مقاوم عبارت خواهد بود از اصطکاک بین دو قطعه که در این صورت ضریب اطمینان در مقابل لغزش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_s = \frac{M \sum F_V}{\sum F_h}$$

در معادله بالا $\sum F_v$ مجموع نیروهای قائم وارده بر مقطع $\sum F_h$ مجموع نیروههای افقی وارده بر مقطع و M ضـریب اصـطکاک بین مصالح دو قطعه بالایی و پایینی اسـت. مقدار μ برای بتن و بتن، مصـالح بنایی و مصالح بنایی و مصالح بنایی، بتن و سنگ خوب و یا مصالح بنایی و سنگ خوب بین ۰/۶۵ تا ۰/۸۰ تغییر کرده که عموما ۰/۷۵ انتخاب می شـود. ضـریب اطمینان در مقابل لغزش بایسـتی بزرگتر از ۱ باشـد اگرچه مقادیر کمتر از ۱ نیز بدلیل آنکه از مقاومت برشـی مقطع صـرفنظر شـده اسـت قابل قبول باشـد. به عبارت دیگر چنانچه مقاومت برشی نیز مد نظر قرار گیرد مقدار F_s که مقدار واقعی آن می‌باشـد به مراتب از ۱ بیشـتر خواهد بود. گاهی اوقات به جای ضـریب اطمینان در مقابل لغزش از ضـریب لغزش (SF) برای کنترل پایداری سد در مقابل لغزش استفاده می‌شود که در این حالت $S_F = \dfrac{\sum F_h}{\sum F_v} = tg\theta$

که θ زاویه راسـتای برآیند نیروهای وارده بر مقطع با خط قائم باشـد در اینصـورت ضـریب لغزش SF بایسـتی حداکثر مسـاوی و یا کوچکتر از ضریب اصطکاک باشد یعنی $S_F = tg\theta \le \mu$

ملاحظه می‌شود که دو معادله بالا قابل تبدیل به این رابطه می‌باشند

$$S_F = \frac{\sum F_h}{\sum F_v} \le \mu \qquad\qquad \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_h} \ge 1 \Rightarrow F_s \ge 1$$

یعنی ضـریب لغزش کمتر از μ نشـان دهنده وجود ضـریب اطمینان در مقابل لغزش (F_s) بزرگتر از ۱ می‌باشـد همانگونه که اشاره گردید چنانچه ضـریب اطمینان F_s کمتر از واحد گردد این بدان معنا نیسـت که سـد در مقابل لغزش پایداری خود را از دست داده سقوط نماید بلکه لازم است تا در این حالت با اضافه کردن مقاومت برشی مقطع، ضریب اصطکاک برشی را از رابطه زیر بدست آورد:

$$SFF = \frac{\mu \sum F_V + IA}{\sum F_h}$$

در معادله فوق A سـطح مقطع و T مقاومت برشـی متوسـط مصـالح در مقطع مورد نظر اسـت که مقدار آن از $140\frac{t}{m^2}$ $\left(1400\frac{KN}{m^2}\right)$ برای سـنگ‌های ضـعیف‌تر تا $500\frac{t}{m^2}$ $\left(5000\frac{KN}{m^2}\right)$ برای سـنگ‌های مقاوم تغییر می کند و برای طرح نهایی بایستی از طریق آزمایش‌های لازم معین شـود مقدار T برای بتن معمولا معادل $\frac{1}{4}$ مقاومت گسـیختگی آن در نظر گرفته می‌شـود بر اسـاس پیشـنهاد SBR مقدار SFF نبایسـتی برای بارگذاری عادی کمتر از ۵ و برای بارگذاری غیر عادی کمتر از ۴ باشـد از آنجا که این پیشـنهاد برای سـدهای بلند به مقاطع غیر اقتصـادی منهی می‌شـود لذا عدد مذکور برای سـدهای بلندتر از $150m$ به ترتیب به ۴ و ۳ کاهش می‌یابد همچنین اسـتاندارد هندوسـتان مقادیر جدول زیر را برای SFF توصیه می‌نماید.

مقادیر SFF براساس استاندارد هندوستان

نوع بار گذاری	SFFضریب اصطکاک برش
A.B.C	۴/۰
D.E	۳/۰
F.G	۵۰۱

سدهای پایه‌دار:

سـدهای پایه‌دار عبارت اسـت از یک سـازه مانع در مقابل اب که فشار آب نیروی ناشی از پوشش یخ و سایر نیروهای وارده به وسیله یک وال در بالا دسـت که به تعدادی پایه تکیه دارد تحمل شده و از آن طریق نخست به پایه‌ها و سپس به فونداسیون منتقل می‌گردند. در میان سدهای پایه‌دار شناخته شـده اولین سـد در اسپانیا قرن ۱۶ میلادی بنام Elche ساخته شد که دارای $23m$ ارتفاع بوده و از مصالح سنگی با دهانه‌های قوسی (در حد فاصل پایه‌ها) تشـکیل شـده اسـت سـدهای پایه‌دار نظیر سـدهای وزنی در شـرایط مختلف طبیعی، روی پی‌های سـنگی و نیمه سنگی و تحت شرایط پیچیده زمین شناسی زلزله خیزی و آب و هوایی ساخته شده‌اند. سدهای پایه‌دار به دلیل فضای خالی بین پایه‌ها به مصالح ساختمانی کمتری نسبت به سدهای وزنی تو پر هم ارتفاع نیاز داشـته و لذا دارای وزن به مراتب کمتری می‌باشـند. مسـائلی نظیر اجرای جاده، سـرریز آبگیر، سایر تاسیسات لازم همراه و مرتبط با بدنه سـد مشـکل خاصـی را ایجاد نکرده در پاره‌ای حالات و بدلیل وجود پایه‌ها در پایین دسـت سـد لازم است تا نحوه طراحی سیستم‌های مذکور متناسـبا اصـلاح شـود. در قسـمتی از بدنه سـد که سـرریز قرار می‌گیرد تاج سرریز و بدنه پایین دست آن می‌توانند به وسیله پایه‌هایی به عنوان پایه‌های پل بر روی تاج سـر ریز سـاخته می‌شـوند اسـتفاده نمود. همچنین برای آبگیری از سـد سـازه‌ی آبگیر که از درون دال بالا دسـت می‌گذرد می‌تواند از حد فاصل بین پایه‌ها و یا از درون یک پایه ضخیم عبور نماید.

انواع سدهای پایه‌دار:

انواع این نوع سدها عبارتند از:

۱- سد پایه‌دار با دال مسطح Flat slab Type

۲- سد پایه‌دار نوع کله‌گردی و کله الماسی Round- head and Diamond- head Type

۳- سد پایه‌دار چند قوسی Multiple Dome Type

۴- سد پایه‌دار چند گنبدی Multiple Dome Type

۵- سد پایه‌دار ستونی Columnar Type

۶- سد پایه‌دار خرپایی Truss Type

۷- سد پایه‌دار ترکیبی hybrid Type

۱- سد پایه دار با دال مسطح:

در این حالت دال سـد یک دال مسـطح و سـاخته شـده از بتن مسـلح اسـت که بر روی پایه‌ها تکیه دارد. سدهای با دال مسطح از جمله مشهورترین و پرکارترین انواع سدهای پایه‌دار هستند مثل سدهای Escaba آرژانتین و Rodriguos در برزیل.

۲- سد پایه‌دار نوع کله‌گردی و کله الماسی:

در این نوع از سـدها که در حالت کلی «سـدهای پایه‌دار کله سنگین» نامیده می‌شوند قسمت بالا دست پایه‌ها به صورت گرد یا الماسی شکل و بسیار بزرگ و سـنگین سـاخته می‌شود. به گونه‌ای که کله‌های پایه‌های متوالی به یکدیگر مماس گشته خود تشکیل عضو نگاه دارنده و آب می‌دهند و لذا نیازی به یک پوسته جداگانه در بالا دست نمی‌باشد سدهای مذکور گاهی از اوقات در مناطقی که دارای سنگ کف نسبتا ضعیف هستند بکار گرفته می‌شـوند. در سـدهای پایه‌دار کله گردی که از جمله آنها می‌توان به سـدهای Don Martin در مکزیک و Laurasten در ایتالیا و Elmali در ترکیه اشـاره نمود. قسـمت بالا دسـت پایه‌ها کاملا گرد بوده و منحنی مربوط به گونه‌ای انتخاب می‌گردد که اثر نیروی آب بر روی پایه‌ها به صورت فشـار خالص باشـد. در حد فاصـل قسـمت‌های بزرگ شـده پایه‌ها در بالا دسـت که با یکدیگر در تماس هستند و برای جلوگیری از خروج آب، از آب‌بند نظیر آب‌بندهای لاسـتیکی یا مسـی به همراه آسـفالت اسـتفاده می‌شـود همچنین لازم اسـت تا در قسـمت کله پایه‌ها از زهکش‌های قائم برای کاهش نیروی بالا برنده اسـتفاده نمود. در نوع کله الماسـی سیسـتم کلی پایه‌ها فرقی با حالت کله‌گردی ندارد فقط شـکل قسمت بزرگ شده و بالا دست پایه‌ها به جای انحنای کامل به صورت چند ضلعی بوده که از نظر اجرایی راحت‌تر می‌باشند در این حالت تنش‌های کششی محدودی به پایه‌ها وارد می‌شـوند که بایسـتی مد نظر قرار گیرد. سدهای Howeswate در انگلستان و Errochy در اسکاتلند از این نوع هستند شایان ذکر است که سدهای پایه‌دار کله سنگین گاهی اوقات با بالا دست مسطح نیز ساخته می‌شوند که در این صورت شکل پایه به صورت حرف آ خواهد بود نظیر سد Krang در سوئد و سد Scais در ایتالیا.

۳- سد پایه‌دار چند قوسی:

در این حالت سدهای پایه‌دار و سدهای قوسی به شکل یک سازه متحد درآمده به این ترتیب که تعدادی قوس افقی به وسیله پایه‌های نگهداری شده و مجموعـا بـه عنوان مـانعی در مقـابـل آب جهـت افزایش ارتفاع و ذخیره آن بکار می‌روند زاویه مرکزی قوس‌ها معمولا بین ۱۵۰ تا ۱۸۰ درجه تغییر می‌کند قوس‌های نیم دایره (زاویه مرکزی = 180°) باعث می‌شـوند که نیروهای محوری دارای مولفه افقی نباشـند و بدین جهت گاهی نسـبت به سایر سدهای چند قوسی ترجیح داده می‌شوند این نوع از سدها برای جاهایی که از بستر از سنگ مقاوم تشکیل شده و ارتفاع سد نیز خیلی زیاد است بسیار مناسب می‌باشند.

۴- سد پایه‌دار چند گنبدی:

مشابه سد چند قوسی است ولی در این حالت پوسته شیبدار از یک سری گنبدهای بتنی مسطح تشکیل یافته است.

۵- سد پایه‌دار ستونی:

این سـد مشابه سـد پایه‌دار بادال مسطح است با این تفاوت که در این حالت دال مسطح ساخته شده از بتن مسطح به وسیله تعدادی از ستون‌های بتنی مایل (به جای پایه) نگهداری می‌شـود. این سـتون‌های اصـلی به وسـیله یک سری ستون‌های شیبدار دیگر که عمود بر ستون‌های اصلی هستند محکم می‌شوند این نوع سد احتیاج به پی‌های بسیار مقاوم و محکم داشته و ساخت پایه‌ها مهارت بیشتری را می‌طلبد.

۶- سد پایه‌دار خرپایی:

در این حالت دال مسطح و ممتد ساخت شده از بتن مسلح بوسیله تعدادی خرپای بتنی مسلح نگهداری می‌شود.

۷- سه پایه‌دار ترکیبی:

ترکیبی است از یک سد قوسی و یک سد وزنی که بوسیله پایه نگهداری می‌شود.

انتخاب نوع سد پایه‌دار:

انتخاب یکی از انواع سـدهای پایه‌دار از میان مجموعه آنها بیشـتر تابعی از شـرایط بارگذاری پی و مشـخصات سنگ کف است. در حالتی که سنگ کف دارای مقاومت خوب و یکنواخت باشـد بیان اینکه کدامیک از انواع بهتر اسـت مشکل می‌باشد و لازم است تا بررسی‌های اقتصادی که متاثر از عواملی همچون وجود مصـالح سـنگی، سـیمان، آیاتور، وجود نیروهای متخصـص و امکانات فنی، موقعیت و امکان سـاخت سرریز و سایر تاسیسات لازم است صـورت پذیرد.سـدهای پایه‌دار با دال مسـطح و پایه‌های دیواری شـکل بیشتر برای مناطقی که سنگ کف دارای درز و شکاف بوده و از مقاومت یکسـانی برخوردار نیست و نیز برای حالاتی که امکان نشت ناهماهنگ در اثر بروز زلزله می‌باشد مناسب هستند. همچنین می‌توان این نوع از سـدهای پایه‌دار را روی بسـترهای نفوذپذیر اجرا نمود که در اینصـورت پایه‌ها بر روی یک پی گسـترده بتنی می‌نشـینند. سـدهای پایه‌دار چند قوسی فقط در روی سـنگ‌های با نشـت یکسـان قابل اجرا هسـتند و در ارتفاعات بالا عموما نسبت به سدهای نوع قبل اقتصادی‌تر می‌باشند. سدهای پایه‌دار کله سـنگین روی پی‌های با مشـخصات متفاوت ساخته شده‌اند کیفیت و مقاومت سنگ کف، شیب پایه‌ها و سطح مقطع آنها را در محل تماس با پی دیکته می‌کنند. در هر حال لازم اسـت تا با انجام عملیات ژئوتکنیک، مطالعات مورد نیاز جهت بررسی وضعیت سنگ کف در اعماق صورت پذیرد و در قسمت بالا دست پایه‌ها که به صورت ناگهانی بزرگ می‌شود با ایجاد زهکش‌های قائم نشت آب و نیروهای بالا برنده مرتبط را کاهش داد.

سدهای قوسی:

در میان سـدهای بتنی، سـدهای قوسـی از ظرافت و حسـاسـیت ویژه‌ای برخوردار هسـتند و به تناسـب، طراحی محاسـبه و اجرای آنها نیز ویژگی‌های خاص خود را دارد یک سـد قوسـی عبارت اسـت از یک سـازه‌ی عموما بتنی و گاه سـاخته شـده از مصـالح بنایی که در پلان و به سـمت بالا دسـت رودخـانـه دارای انحنـا و قوس بوده بـارهـای وارده از آب را بـه تکیـه گاه‌های دو طرف خود و به جناحین دره منتقل می‌کند و در عین حال حداکثر اسـتفاده مفید از مقاومت فشـاری مصـالح را میسـر می‌سـازد. احتمالا اولین سـد قوسی جهان در ایران در اواسط قرن ۱۹ و اوایل قرن ۲۰ میلادی بتن به عنوان یکی از مصـالح بسـیار مفید و موثر در ساخت سازه‌های حساس به صورت گسترده‌ای در احداث سدهای قوسی بکار رفته، تعداد بسیار زیادی سد قوسی در سرتاسر جهان ساخته شد.

سد قوسی و انواع آن:

سـد قوسی سدی است که در پلان دارای انحنا بوده و قسمت اعظم بارهای ناشی از آب را به صورت افقی به تکیه‌گاه‌های کناری خود منتقل می کند که این امر ناشـی از عملکرد قوس می‌باشـد مابقی بار و بوسـیله عملکرد کنسـول (نظیر سدهای وزنی) به فونداسیون کف منتقل می گردد. بنابراین در سـدهای قوسـی، هم وزن سد در مقابل نیروهای وارده از سوی مخزن مشارکت جناحین در تحمل بارها بستگی کامل به انحناء سد و شکل دره دارد. ضـمن آنکه سـنگ موجود در کناره‌های دره بایسـتی به اندازه کافی جهت تحمل نیروها مقاوم باشـد. برای احداث سـدهای قوسی دره های ۷ شکل بهترین و ایده آل ترین حالت هسـتند اگر چه دره های u شـکل نیز برای این امر کاملا مناسب می باشند. سدهای قوسی قدیم که فقط در دره های ۷ شکل ساخته می شدند دارای نسبت L/H در طول تاج به ارتفاع؛ کمتر از ۱/۵ هستند ولی به تدریج سدهای قوسی با نسبت L/H حدودا ۲ تا ۳ نیز سـاخته شـدند و در حال حاضـر نسبت های بالاتر حتی ۴ تا ۶ نیز قابل بررسی هستند. سدهای قوسی را از نظر ضخامت؛ بر حسب نسبت ضخامت پایه کنسول مرکزی (B) به ارتفاع سازه ای آن (H) به انواع زیر تقسیم بندی می کنند:

۱-سد قوسی لاغر اگر $\frac{B}{H} \leq 0/2$ باشد Thin Arch Dam

۲- سد قوسی متوسط یا نیمه ضخیم اگر $0/2 < \frac{B}{H} < 0/3$ باشد Medium-thick Arch Dam

۳- سد قوسی ضخیم اگر $\frac{B}{H} > 0/3$ باشد Thick Arch Dam

۴- سد قوسی وزنی اگر $\frac{B}{H} > 0/5$ باشد Arch Gravity Dam

همچنین سدهای قوسی را نسبت به ارتفاعشان به صورت زیر طبقه بندی می نمایند:

۱- سد قوسی کوتاه وقتی که $H < 30m$ باشد Low Arch Dam

۲- سد قوسی متوسط یا نیمه بلند وقتی که $30m \leq H \leq 90m$ باشد Medium Hight Arch Dam

۳- سد قوسی بلند وقتی که $H > 90m$ باشد. High Arch Dam

از نقطه نظر طراحی و شکل سد؛ سدهای قوسی را می توان به انواع مختلف زیر تقسیم نمود:

۱- سد قوسی تک انحنائی یا سد یک قوسی

۲- سد قوسی دو انحنائی یا سد دو قوسی

۳- سد قوسی وزنی

۴- سد قوسی ترکیبی (مرکب)

۵- سد چند قوسی

۱- سد قوسی تک انحنائی: تنها در پلان دارای انحنا بوده و به تغییری فقط یک انحنا در صفحه افق دارد.

۲- سد قوسی دو انحنائی: سد هم در پلان و هم در مقاطع قائم دارای انحناء می باشد.

۳- سد قوسی وزنی: سدی ضخیم که رفتار سازه ای آن قسمتی به صورت قوسی و قسمتی به صورت وزنی است.

۴- سد قوسی ترکیبی: دارای شکل و طراحی ترکیبی از موارد مختلف است که بر حسب شرایط منطقه می تواند انتخاب شود.

۵- سد چند قوسی: در حقیقت همان سدهای پایه دار هستند که در آنها دال شیبدار به صورت قوسی طراحی و اجرا میگردد.

سدهای قوسی تک انحنائی:

۱- سدهای قوسی با شعاع ثابت Constant Radius Arch Dam

۲- سدهای قوسی با شعاع متغییر Varialde Radius Arch Dam

۳- سدهای قوسی با زاویه ثابت Constant Angle Arch Dam

۱- سدهای قوسی با شعاع ثابت:

در این سـد بدنه بالادسـت تشـکیل قسمتی از سطح استوانه ای با شعاع ثابت را میدهد یعنی شعاع منحنی های بالادست سد (قوس بیرونی) از بالاترین تراز تا پائین ترین نقطه ثابت است و مرکز آنها روی یک خط قائم قرار دارد شعاع منحنی های بدنه پائین دست (قوس داخلی) بتدریج که از تاج سد به سـمت پائین حرکت می شـود با افزایش ضـخامت کاهش می یابد ولی مراکز این منحنی ها بازهم روی یک خط قائم و همان خطی که مراکز منحنی های بالادست روی آن قرار داشتند می باشد. بنابراین کاهش شعاع در این قسمت افزایش ضخامت لازم برای قسمت های پائین تر را تضمین می کند و از طرفی ضرورت افزایش ضخامت در ترازهای پائین تر؛ کاهش شعاع منحنی های پائین دست را ایجاد می نمایند. از آنجا که در این نوع سدهای قوسی مراکز دوایر مختلف قوس های داخلی و بیرونی روی یک خط قائم قرار دارند سد قوسی با شعاع ثابت را سد قوسی با مرکز ثابت نیز می نامند. مقطع یک سـد قوسـی با شـعاع ثابت در بالادسـت قائم بوده و ضخامت آن به تناسب افزایش عمق؛ افزایش می یابد. بنابراین مقطع مذکور تقریبا مثلثی است مگر در ترازهای بالاتر که لازم است تا حداقلی برای ضخامت منظور شود. در این نوع سد زاویه مرکزی قوسی بتدریج که بر عمق درزی تاج سـد افزوده می شـود کاهش می یابد و لذا عملکرد و قوسی سازه در ترازهای پائین تر کمتر است از ترازهای بالاتر این امر باعث می شود تا مقداری ارزیابی از کل بار وارده بر قسـمت های پائینی سـد بوسـیله عملکرد کنونی سـازه تجمل شود و در نتیجه حلقه های استوانه ای پائینی کاملا ضـخیم و طراحی بطور نسبی غیر اقتصادی گردد. این سدها بیشتر برای دره های u شکل مناسب هستند چراکه در این حالت کاهش زوایای مرکزی پائینی محدوده بوده و عملکرد قوسـی سـازه بیشتر می شود برعکس دوره های v شکل بدلیل کاهش قابل ملاحضه ای زوایای مرکزی پائینی ساخت سد قوسی با شعاع ثابت از مناسبت کمتری برخوردار است اگر چه در این دره ها نیز ساخته می شود.

۲- سد قوسی با شعاع متغییر:

در این نوع سـد شـعاع قوس های بیرون و داخلی از بالا به سـمت پائین تغییر کرده که معمولا حداکثر آن در بالا و حداقل آن در محل پایه است. در یک تراز اگر چه شعاع های داخلی و خارجی متفاوت می باشند اما مرکز در قوس بر یکدیگر منطبق است بنابراین مراکز قوس های بیرونی و داخلی از تاج سـد تا پایه آن روی یک منحنی قرار می گیرد که سـعی می شـود این منحنی به صـورت نرم و پیوسـته ایجاد شـود زاویه مرکزی قوس های مختلف نیز ثابت نبوده معمولا از ۸۰ تا ۱۵۰ تغییر می کند این نوع سـدها که نه زاویه مرکزی و نه شـعاع آنها ثابت اسـت به سـدهای قوسـی با مرکز متغییر نیز موسـومند بدنه بالادسـت سـد در محل کنون مرکزی عموما قائم است. این سدها برای هر دو نوع دره u وv شکل مناسب هستند چرا که با تنظیم شعاع ها و زوایای مرکزی می توان عملکرد قوسی سازه را به میزان قابل ملاحضه ای حتی برای حلقه های موجود در ترازهای پائین فعال نمود. این نوع از سـدهای قوسـی معمولا اقتصـاد یتر از سـدهای قوسـی با شـعاع ثابت بوده مقدار بتن لازم حدود ۸۳٪ بتن مورد نیاز سدهای قوسی با شعاع ثابت بوده و در مقابل نسبت به سدهای قوسی با زاویه ثابت حدود ۱۷٪ مصالح بیشتری نیاز دارند.

۳- سد قوسی با زاویه ثابت:

این نوع سد با زاویه ثابت حالت خاصی از سد قوسی با شعاع متغییر است که در آن زوایای مرکزی قوس ها در تمام ترازها یکسان و ثابت ولی شعاع ها متغییر اسـت. عموما زمانی یک سد قوسی اقتصادی تر است که زاویه مرکزی آن ثابت و حدود ۱۳۳ باشد ولی در عمل و با توجه به شکل دره این زاویه حدود ۱۰۰ تا ۱۵۰ اسـت بخصـوص در دره های v شـکل که در ترازهای پایین زوایای کوچکتری میدهد علت اختلاف بین مقدار تئوری با مقدار عملی را باید در مجموع هزینه های سـد ناشـی از هزینه مصـالح و هزینه اجرا جسـتجو کرد. ضـمن آنکه تئوری اسـتوانه های جدار نازک برای تحلیل سدهای قوسی بسیار تقریبی است.

با افزایش عمق سـد نسـبت به تاج آن؛ شـعاع حلقه های مربوط به سـد قوسـی با زاویه ثابت کاهش می یابد و علاوه برآن انحنا حلقه های مختلف متفـاوت اسـت. این حلقـه ها در ترازهای مختلف می توانند به گونه ای تنظیم گردند که تاج منحنی یا در قوس بیرونی و یا در قوس داخلی در یک امتداد باشند.

سدهای قوسی دو انحنائی (سدهای دو قوسی):

این نوع از سـدهای قوسـی هم در پلان و هم در مقطع دارای انحنا هسـتند. این سـدها دارای ضخامت کمتر و ساختمان اقتصادی تری هستند سدهای قوسی پوسته ای نیز می نامند. بلندترین سدهای قوسی جهان نظیر سد Ingurskaya در شوروی سابق با ۳۰۱ متر ارتفاع و سد vajaont در ایتالیا با ارتفاع ۲۶۱/۶ متر جزو سدهای دو قوسی هستند که به عنوان مثال بیشترین ضخامت سد vajont فقط متر می باشد.

سد قوسی وزنی:

سدهای قوسی ضخیم به این نام خوانده می شوند سد وزنی که ترکیبی از سدهای قوسی و سدهای وزنی است تنها اختلاف محدودی در صرفه جویی مصالح نسبت به سدهای وزنی دارد. در این حالت به دلیل انحنا و کم قوس ها و زیاد بودن نسبی شعاع آنها بتدریج که به سمت قسمتهای پائین تر دره حرکت می شود بخصوص در ترازهای کاملا پائین ضخامت سد به طور محسوس افزایش می یابد از جمله سدهای قوسی وزنی مشهور سد Hoover در آمریکا با ارتفاع ۲۲۱/۶ متر است که ضخامت قوس در تراز تاج سد برابر ۱۳/۷ متر و در محل پایه ۲۰۱ متر می باشد.

سد قوسی مرکب:

در این حالت با توجه به موقعیت توپوگرافی منطقه و با نظر طراح می توان از انواع مختلف سدهای قوسی مرکب (ترکیبی) را ارائه نمود بدین معنی که سد طراحی شده در قسمت های مختلف دارای خصوصیات متفاوت از سدهای متنوع باشد بعنوان مثال می توان به سد Roselend در فرانسه اشاره نمود که قسمت پائینی آن دارای قوس استاندارد با تکیه گاههای معمولی در جناحین است. در بالای این قسمت قوس بدون تکیه گاه کناری و شیبدار قرار دارد همچنین در Beauregard در ایتالیا با ارتفاع ۱۳۲ متر و طول تاج ۴۰۸ متر از جمله این سدهاست.

سدهای چند قوسی:

طراحی دال این سدها مطابق اصول حاکم بر قوس ها انجام می پذیرد و در سایر موارد عینا مشابه سدهای پایه دار مورد بررسی قرار می گیرد از جمله سدهای چند قوسی؛ سد Florence در آمریکا به طول ۹۶۲ متر است که از ۵۸ قوس و ۵۹ پایه ساخته شده است.

بارهای وارده بر سدهای قوسی:

از آنجا که سدهای قوسی نسبتا نازک هستند نیروهای ناشی از فشار بالابرنده از اهمیت کمتری برخوردارند مگر آنکه در تحلیل سد به مناطقی با ترک های افقی در بالادست برخورد شود که در اینصورت مقدار نیروی مذکور تغییر و افزایش پیدا خواهد کرد. هنگاهی که ترک افقی در وجه بالادست سد ایجاد می شود فشار بالا برنده در داخل ترک برابر فشار هیدرواستاتیکی آب در مخزن و در تراز مربوط شده پس از انتهای ترک تا بدنه پائین دست به صورت خطی (از فشار مخزن تا فشار پایاب) تغییر می کند. در این نوع سدها تنش های بوجود آمده در اثر فشار یخ و تغییرات درجه حرارت از اهمیت بسیار بالائی برخوردارند فشار یخ نیروی سنگینی را در ترازهای بالای سد قوسی بر آن وارد می کنند و می توان آن را بر ضخامت 60cm یا بیشتر برابردر سطح تماس یخ و سد در نظر گرفت. تنش های حرارتی باعث حرکت سد در تابستان به سمت بالادست و در زمستان به سمت پائین دست می شود از طرفی اختلاف درجه حرارت بالادست و پائین دست سد نیز می تواند تغییر شکل ها و تنش های حرارتی ایجاد نماید که به نوبه خود از اهمیت قابل ملاحضه ای برخوردار است.

طراحی و محاسبه سدهای قوسی:

برای این امر طراح یک طرح تقریبی و کاملا اولیه را بر اساس موقعیت توپوگرافی منطقه و نیازهای پروژه ارائه می نماید و سپس محاسبات را روی آن انجام داده توزیع تنش را در تمام سازه بدست می آورد و ضرایب ایمنی را کنترل می نماید. مجددا با توجه به نتایج محاسباتی که بدست آمده ابعاد و مشخصات جدیدی را برای سد در نظر می گیرد و احتمالا در موقعیت مکانی سد نیز تغییرات مختصری بوجود می آورد و بعد محاسبات را تکرار می کند این امر تا آنجا ادامه می یابد که توزیع تنش ها و مقادیر ضریب اطمینان در محدوده مجاز و قابل قبول قرار می گیرند طبیعی است که در تمام این مراحل یافتن مشخصات سازه ای که ضمن برآوردن نیاز حداقل هزینه ممکنه را دارا و اقتصادی ترین حالت باشد مد نظر خواهد بود.

طرح مقدماتی و انتخاب ابعاد اولیه سد عموما بر اساس تجربیات و روش های تقریبی سریع صورت می پذیرد و بدین معنا که یا از مشخصات سدهای مشابه و یا ارزش های تقریبی ارائه شده جهت تحلیل سازه حدود احتمالی ابعاد سازه معین می گردد. روش های تقریبی خود یا بر اساس تجربیات بدست آمده از سدهای ساخته شده پیشنهاد گردیده اند و یا روش های عموما دستی هستند که تا حدود عملکرد سازه را در مقابل نیروهای وارده مشخص می سازند پس از این مرحله از روش های دقیق تر موجود برای شروع طرح نهائی سد استفاده می گردد که در هر حال عموما تکرار محاسبات برای رسیدن به ابعاد بهینه لازم است.از جمله روش های مقدماتی برای طرح و تحلیل سدهای قوسی عبارتند از: ۱- معیارهای usbp برای طراحی مقدماتی ۲- معیارهای R.S.Varshney برای طراحی مقدماتی ۳- تئوری استوانه ای جدار نازک ۴- تئوری استوانه های جدار ضخیم ۵-

تئوری الاستیسته (روش قوس های مستقل).همچنین روش های همچون ۱- روش بار آزمونی ۲- تئوری پوسته ۳- روش اجزای محدود از جمله روش های دقیق و یا کاملا دقیقی هستند که جهت طرح نهائی سدهای قوسی بکار گرفته می شود.

سیستم انحراف:

در هنگام طراحی یک سد که بر روی رودخانه ساخته می شود و به منظور خشک نگه داشتن محیط کار در زمان احداث سد می بایست وضعیت انحراف جریان رودخانه را طول مدت اجراء بدنه اصلی سد بررسی نمود بررسی و تعیین وسعت و میزان مسائل ناشی از انحراف رودخانه بستگی مستقیم به اندازه جریان و پتانسیل جریان روخانه داشته. انتخاب مناسبترین روش برای انحراف جریان رودخانه در زمان ساخت بدنه اصلی سد تا تاثیر مهمی بر اقتصاد و ایمنی کار داشته بطور معمول بین هزینه تاسیسات انحراف و امکان ایجاد خطر یک رابطه خطر نسبی حاکم می باشد عواملی که در تعیین سیستم انحراف نقش داشته و می بایست در هنگام طراحی در نظر گرفته شوند شامل موارد زیر می باشند:

الف: خصوصیات و وضعیت جریان رودخانه

ب: دوره بازگشت و اندازه سیلاب انحراف

ج: بررسی تاثیرات ناشی از سازه های هیدرولیکی تنظیم کننده جریان در بالادست

د: کنترل میزان آلودگی و تیرگی جریان رودخانه

ه: روشهای انحراف

وضعیت جریان رودخانه:

در ارتباط با موقعیت جغرافیایی حوزه مورد بررسی سیلابها می توانند ناشی از ذوب برفی و بارش باران بر روی برف باران فصلی و یا رگبارها باشند هریک از این موارد دارای خصوصیات انحصاری بوده و می بایست در مطالعه مورد نظر قرار گیرند برای نقاطی که در آنها بارانهای فصلی یا رگبارها رخ می دهند در طی فصل خشک نیاز به کمترین حد تاسیسات حفاظتی می باشد در حالیکه برای سیلابهای ناشی از ذوب برف یا باران روی برف تداوم جریان در مدت زمان طولانی در طی سال وجود دارد بهر حال جریان ناشی از رگبارها در هر زمان می تواند رخ دهد و زمان آن تقریبا غیر قابل پیش بینی می باشد لذا طرح می بایست بگونه ای باشد که بتواند هم جریانهای کم و هم جریانهای سیلابی را در طی دوره ساخت کنترل نماید.

ب- دوره بازگشت و اندازه سیلاب انحراف: در انتخاب سیلاب طرح می بایست موارد زیر مورد توجه قرار گیرند:

- مدت زمان لازم برای اجرای کامل و تعداد فصول سیلابی در طی دوره
- تعیین هزینه ناشی از خسارات وارد آمده توسط سیلاب
- تعیین زمان توقف کار در اثر وجود سیلاب و تعیین اثرات آن برهزینه ها و همچنین تعیین تاثیرات تاخیر در تکمیل کار و خسارات وارده بر نیروها و تجهیزات پیمانکار
-بررسی میزان ایمنی کارگران وتامین امنیت اهالی ساکن در پایاب در صورتیکه سیستم انحراف بر اثر وقوع یک سیلاب استثنائی تخریب گردد و یا کارآئی خود را از دست دهد:

بهرحال برای سدهای کوچک که در طی یک فصل ساخته می شوند می توان سیلاب انحراف را متناسب با سیلابهایی که درطی آن فصل رخ می دهند در نظر گرفت. با توجه به خصوصیت اصلی سیلابها که تصادفی هستند و ممکن است مجددا تکرار گردند لذا اگر سیستم انحراف برای جریانهای ناشی از یک رگبار شدید ناگهانی طرح شده باشد لازم است راهکارهایی جهت ذخیره حجم آب ناشی از رگبار را برای چند روز در نظر گرفت.

ج: بررسی تاثیرات ناشی از سازه های هیدرولیکی تنظیم کننده جریان در بالادست:

با استفاده از یک برنامه بهره برداری تغییر بافته برای سازه موجود در طی سالهای ساخت سازه جدید می توان حداکثر مقدار سیلاب طرح را کاهش داد در نتیجه تاسیسات انحراف، کوچکتر خواهند گردید در هر حال حداکثر دبی طرح برای طراحی سازه و سیستم انحراف آب بر اساس عملیات

روندیابی بدست آمده که کمتر از حد حداکثر دبی سیلاب در نظر گرفته شده می باشد. همچنین عملیات کنترل (قطع و وصل) جریان در بالادست را می توان توسط سازه های تنظیم کننده جریان در طی زمان ساخت فراز بند مسدود کردن سیستم انحراف و یا برداشتن فراز بند انجام داد.

د: کنترل میزان آلودگی و تیرگی (گل آلودگی) جریان رودخانه:

یکی از عوامل مهم و تاثیرگذار بر روی سیستم انحراف، کنترل میزان آلودگی و تیرگی است که در اثر ساخت سیستم انحراف بوجود می آید از الگوهایی که با میزان آلودگی محدود می شوند و کمترین زمان ساخت و آلودگی را دارند می بایست در نظر گرفته شوند عواملی که بر روی آلودگی رودخانه در طی زمان اجرا موثر هستند عبارتند از اجراء و حذف فرازبند کارهای خاکی انجام شده در مجاورت جریان آب؛ شمع کوبی و تخلیه مواد زاید و بدین لحاظ می بایست در همه طرحهای انحراف. اثرات آلودگی جریان. گل آلودگی و تیرگی جریان و عوامل موثر در آن مورد بررسی قرار گیرند.

روش های انحراف:

روش و الگوی انحراف سیلاب در طی زمان اجرای سد به عواملی نظیر خصوصیات فیزیکی. محل و اندازه وشکل سدی که باید ساخته شود حدود کارهای تاسیسات جانبی تظیر سرریز. پن استاک وسیستم تخلیه کننده و آبگیری و عملیات ساختمانی که پشت سرهم اجرا می شوند بستگی دارد و هدف می بایست انتخاب یک الگو و روش بهینه با در نظر گرفتن عواملی نظیر عملی بودن روش کاهش هزینه ها؛ کنترل آلودگی جریان و میزان ریسک باشد.به طور کلی در انحراف جریان رودخانه در طول زمان اجرا سد می توان یک یا ترکیبی از روشهای زیر را مورد استفاده قرار داد:

- تونل انتقال در داخل تکیه گاهها
- مجرا و آبراهه های روباز احداث شده در محدوده سد
- انحراف چند مرحله ای جریان از روی بلوکهای نیمه تمام سد.

یک مشکل مشترک در تمام طرح های سیستم انحراف تامین نیازهای پایاب در طول دوره اجرائی می باشد و این امر خصوصا زمانیکه عملیات انسداد سیستم انحراف انجام می گیرد بصورت بارز دیده می شود.

تونلها:

در موادی که کمبود فضای مناسب یا فضای اشغال شده توسط نیروگاه سبب گردد که نتوان از مجراها یا آبروها استفاده نمود تونل می تواند به عنوان یک گزینه مناسب مطرح گردد. ممکن است طویل نمودن تونل به جهت ایجاد فضای کافی جهت استقرار تاسیسات اجرائی سودمند باشد لاکن از سوی دیگر طول کوتاه تونل از دیدگاه اقتصادی هیدرولیکی مطلوبتر می باشد اندازه انحراف وابسته به بزرگی سیلاب؛ ارتفاع فرازبند و حجم مخزنی که توسط فراز بند ایجاد شده است می باشد و لذا ارزیابی اقتصادی برای ارتفاع فرازبند برحسب سطح مقطع تونل می تواند صورت پذیرد و اقتصادی ترین حالت انتخاب گردد. در واقع با افزایش ارتفاع فرازبند؛ ابعاد مقطع تونل کاهش می یابد و این بدان معنی خواهد بود که با افزایش هزینه احداث فرازبند هزینه احداث تونل ممکن است کاهش یابد و بدین ترتیب هزینه احداث مجموعه فرازبند و تونل برای بارهای هیدرولیکی متفاوت می تواند تعیین و طرحی که حداقل هزینه را داشته باشد انتخاب گردد. انسداد نهایی تونل انحراف بطور معمول با بتن ریزی در محل انسداد صورت می گیرد که ممکن است در بالادست یا در محل پرده آب بند واقع شده باشد در صورتیکه تونل انحراف به تونل دیگری متصل گردد بطور معمول محل انسداد در بالادست محل تقاطع خواهد بود. زمانیکه بتن ریزی محل انسداد صورت پذیرفت بدلیل بروز پدیده انقباض بتن (shrinkage) لازم است با تعبیه ابزاری برای تزریق حد فاصل بدنه تونل و بتن ریخته شده درز بوجود آمده توسط مصالح مناسب و با فشار پر گردد تا از عدم امکان حرکت آب در محل انسداد اطمینان حاصل شود.

مجرا و آبرو در داخل بدنه سد:

مجراهای انحراف هم سطح با رودخانه بوده و داخل بدنه سد سازی جانمایی می گردند مجرا می تواند فقط برای انحراف جریان آب در حین ساخت سد و یا به عنوان قسمتی از تاسیسات آبگیری یا لوله انتقال آب به نیروگاه در نظر گرفته شودو بهرحال می بایست بعد از انجام انسداد اولیه تمامی طول مجرا توسط بتن پر گردد. همچنین می بایست با نصب کلید آب بندی فلزی یا لاستیکی و نیز پیش بینی سیستم تزریق؛ اطمینان کافی از

عدم تراوش از داخل مجرا را بوجود آورد انقباض بتن و تاثیرات حرارتی بتن حجیم استفاده شده در سیستم انسداد می بایست با احداث سیستم سرد کننده بتن کنترل گردد.

آبراهه های روباز:

برای دره های عریض، اقتصادیترین روش انحراف استفاده از یک آبراهه است که از محدوده ساختمانی و کارگاه عبور می نماید. برای تعیین مشخصات آبراهه لازم است که رابطه ظرفیت تخلیه آبراهه و ارتفاع فرازبند تعیین و برآن اساس محاسبات اقتصادی صورت پذیرد . گزینه ای که حداقل هزینه را دارد انتخاب شود. آبراهه را می توان بسته به بزرگی ابعاد در یک یا چند محل و یا در یک بلوک که دارای ارتفاع کم است اجرانمود و همچنین می توان با توجه به پیشرفت عملیات اجرائی محل آن را تغییر داده متناسب با امکانات موجود آن را بهنگام نمود.

انحراف چند مرحله ای:

در روش انحراف چند مرحله ای از انحراف و هدایت جریان از روی بلوکهای با ارتفاع کم و یا آبراهه انحراف سود برده می شود. در این حالت در حین اجرای عملیات اصلی سد ممکن است فرازبند از یک طرف رودخانه به سمت دیگر آن انتقال داده می شود. در طی مرحله اول، جریان توسط یک بخش از روخانه به سمت پائین دست هدایت شده و همزمان عملیات اجرائی سد در قسمت باقی مانده شروع و تا رسیدن به یک ارتفاع ایمن ادامه می یابد. در مرحله دوم فرازبند به قسمت دیگر منتقل شده و جریان از روی بلوکهایی که در مرحله قبل ساخته شده اند به پایاب منتقل می گردد. و در عین عملیات اجرائی کارهای باقی مانده صورت می گیرد. بدین ترتیب با هدایت متناوب آب از بلوکهای پائین و ساخت بلوکهای بعدی بتدریج ارتفاع سد افزایش یافته تا حدیکه بتوان از طریق تاسیسات آبگیری. سرریز و تاسیسات دیگر آب را به پائین دست منتقل نمود. بدیهی است این حالت خاص سدهای بتنی می باشد.

فرازبند:

فرازبند یک سد موقت یا یک مانع می باشد که برای انحراف رودخانه یا برای حفاظت و محصور کردن یک منطقه در طول عملیات اجرائی استفاده می گردد. در طراحی فرازبند مسائل اقتصادی طرح می بایست در نظر گرفته شود.

اصلاح پی:

الف- حفاری: کل ناحیه ای توسط سد بتنی اشغال می گردد و باید تا رسیدن به یک بستر سنگی مناسب که قادر به تحمل نیروهای وارده از طرف سد، مخزن و تاسیسات جانبی باشد حفاری گشته؛ قسمت بالایی برداشته شود. در انجام این عملیات که به وسیله انفجار صورت می گیرد بایستی شدت انفجار به حدی باشد که از بروز پدیده های نظیر خورد شدن سنگ پی . لق شدن و یا دیگر مسائلی که سبب کاهش قدرت باربری پی میگردد کاملا جلوگیری شود. کلیه حفاریها بایستی مطابق با نقشه های اجرائی باشند زمیانیکه مصالح تشکیل دهنده پی شیل. گچ . گل سنگ یا سنگ سیلتی لازم است که عملیات حفاظتی در مقابل هوا و فرسایش آبی و در برخی محیط ها در مقابل یخ زدگی صورت پذیرد این گونه سطوح حفاری شده می تواند توسط یک لایه به ضخامت چند دسی متر از مصالح غیر حفاری شده حفاظت گردد. ب- شکل دره: در صورتیکه پروفیل (نیمرخ)دره محل سد نسبتا باریک با شیب های تند تکیه گاهی باشد ارتفاع سد با حرکت از مرکز آن به سمت جناحین بتدریج کاهش می یابد و در نتیجه تغییر شکل ناشی از بار وارده از طرف مخزن در مقاطع مرکزی بیش از مقاطع کناری خواهد بود از طرفی از آنجا که در اغلب سدهای بتنی؛ بلوکها از طریق کلید و تزریق به یکدیگر متصل شده اند بر اثر اعمال تغییر شکل های فوق الذکر که یک اثر پیچشی در سازه بوجود می آید که به پی منتقل می گردد. در صورت وجود شکستگی تیز در پروفیل حفاری شده دره و لذا تغییر ناگهانی در ارتفاع سد این نامنظمی در سنگ پی سبب بروز تغییرات شدید تنش در سد و پی و میزان پایداری آن خواهد گردید. بدین خاطر نیمرخ سنگبری شده می بایست بدون تغییرات و نامنظمی شدید بوده و تا حد امکان از تغییرات نرم و یکنواخت پیروی نماید. برای مقاطع عرضی به طور معمول بهتر است سطح پی بصورت شیبدار طراحی گردد که با شیبدار نمودن سطح پی از پاشنه به سوی پنجه سد مقاومت برش پی افزایش می یابد این امر خصوصا در سنگهای رسوبی بسیار مناسب است.

بهسازی گودی ها:

در بسیاری از موارد حفاریهای اکتشافی، گسل ها، شکستگی ها و درزها را نشان نمی دهند در حالیکه بهسازی این مناطق ضعیف و برداشت مواد ضعیف و جایگزینی آن با مصالح مناسب (بتن) لازم می باشد بر اساس تحقیقات انجام شده توسط USBR لازم برای بهسازی پی بصورت زیر تعیین می شود و در هر حال قضاوت مهندس طراح تعیین کننده خواهد بود.

$d = 0/0066bH + 1/52$ برای $H \geq 45/7m$

$d = 0/3bH + 1/52$ برای $H < 45/7m$

H ارتفاع سد از روی سطح پی (متر)

B عرض منطقه ضعیف (متر)

D عمق منطقه ضعیف نسبت به زیر سطح سنگ سالم مجاور (متر) که باید برداشته شود.

حفاظت در مقابل رگاب:

روش های محاسباتی اعم از تحلیلی یا تقریبی ممکن است برای تشریح ضرایب اطمینان، تنش ها و تغییر شکل های پی مناسب باشند ولی معمولا نمی توانند پدیده رگاب را پیش بینی نمایند. گسل ها یا درزه ها ممکن است توسط مصالحی پر شده باشند که در اثر جریان آب شسته شوند و تولید یک مجرای انتقال را بنمایند که خطر ساز خواهد بود لذا برای هر گسل یا درزه می بایست با ایجاد یک حفره و پر نمودن آن با بتن راه جریان را کاملا مسدود نمود. ابعاد این حفره در جهت عمود بر درزه برابر عرض منطقه ضعیف بعلاوه 30cm از هر طرف برای اتصال به سنگ سالم خواهد بود و در جهت موازی با درزه بعد حفره مذکور معادل ۱/۵ برابر بعد دیگر آن می باشد از نظر اجرائی لازم است که حداقل بعد حفره ۱/۵ در نظر گرفته شود برای تعیین عمق حفره مذکور می توان از روش های محاسباتی تراوش استفاده نمود.

تزریق:

هدف اصلی از انجام عملیات تزریق در سنگ پی، پر کردن درزها و شکافهای احتمالی بوجود آوردن یک مانع موثر در مقابل تراوش از زیر بدنه سد و تحکیم پی می باشد برای این امر از چاه های تزریق کمک گرفته می شود که فاصله طول و امتداد آنها و نیز شیوه انجام عملیات تزریق بستگی به ارتفاع سازه و مشخصه های زمین شناسی پی دارند. با توجه به وسعت تغییرات پارامترهای فوق در هر محل لازم است برای هر موقعیت، مطالعات خاص صورت پذیرد در سدهای بتنی تزریق به سه گروه کلی تزریق پرن آب بند و تزریق بین درزه ها تقسیم بندی می گردد که بشرح زیر می باشند: ۱. تزریق تحکیمی ۲. تزریق پرن آب بند

۱- تزریق تحکیمی:

برای پر نمودن حفره ها، مناطق شکسته و ترکهایی که در زیر سطح نهائی سنگبری شده وجود دارند از تزریق با فشار کم استفاده می شود و در طی آن از طریق حفاری چاک ها (موسوم به چاک B) و تزریق آن، بهسازی سنگ صورت می پذیرد وسعت ناحیه تزریق شده به عمق گمانه و شرایط محلی بستگی دارد. برای همپوشانی بهتر گمانه بصورت متناوب جانمایی می شوند. عمق گمانه ها از ۶ تا ۱۵ متر با توجه به وضعیت سنگ و ارتفاع سد متغیر می باشد برای سدهای با ارتفاع کمتر از 30cm و با توجه به شرایط محلی، گمانه های B می توانند فقط در محدوده پاشنه سد حفاری گردند. حفاری گمانه های B عمود بر سطح زمین انجام پذیرفته دگر آنکه در اثر وجود درز شکستگی یا گسل لازم باشد که امتداد آن تغییر نماید. همچنین حفاری عمدتا از روی سطح سنگبری شده انجام شده در برخی موارد از روی سطح بتن و در پاره ای موارد نادر از داخل گالری پی صورت می گیرد. در صورتیکه تزریق از روی سطح بتن صورت پذیرد، باید دقت داشت که فشار تزریق سبب شناوری سازه و حذف چسبندگی بتن با سنگ نگردد.

۲- تزریق پرده آب بند:

ساخت پرده آب بند در نزدیکی پاشنه سد و با هدف کنترل تراوش از طریق حفاری گمانه های عمیق و تزریق با فشار بالا صورت می گیرد. این گمانه ها به گمانه های A مشهور بوده و معمولا از داخل گالری حفاری می شوند. جانمایی گمانه ها باید به نحوی باشد که قاعده پرده تزریق در محدوده تصویر قائم پاشنه سد واقع گردد در صورتیکه حفاری از داخل گالری صورت پذیرد و از آنجا که گالری در ارتفاع بالاتری نسبت به کف رودخانه قرار دارد حفر چاهکهای قائم باعث فاصله گرفتن پرده آب بند از پاشنه سد می گردد و لذا می توان حفاریها را با زاویه ۱۵ به سمت بالا

دست متمایل نمود مگر آنکه گالری نزدیک به وجه بالادست باشد که در این صورت می توان حفاری را قائم انجام داد. عمق هر گمانه بسیار متغییر بوده و بسته به مشخصات پی و فشار آب مخزن دارد در پی های سخت این عمق در حدود ۳۰ تا ۴۰٪ عمق آب و برای پی های ضعیف این عمق بیشتر شده و حدود ۷۰٪ عمق آب خواهد بود. در هنگام انجام عملیات تزریق می توان مشخصات دقیق هر گمانه را تعیین نمود برای سدهای بلند که گالری پی در فاصله نسبتا دور از وجه بالا دست قرار دارد گمانه های ردیف A توسط گمانه های ردیف C که از داخل مخزن و بصورت مایل به سمت پایاب حفاری می شوند تقویت خواهند شد. این گمانه ها مشابه گمانه های A می باشند.

زهکشی پی:

اگر چه در اثر اجرای مناسب پرده تزریق مقدار تراوش کاهش می یابد اما گاهی بدلیل نفوذ جریان از اطراف پرده میزان زیر فشار در زیر بدنه سد زیاد خواهد شد. به این دلیل و برای کاهش فشارهای بالا برنده در پی از تعدادی چاهک زهکشی سود برده می شود که در یک یا چند ردیف و در پائین دست پرده آب بند حفاری می شوند اندازه، فاصله و عمق این گمانه ها نیاز به قضاوت فنی از خصوصیات سنگ داشته و معمولا درزای قطر 7/5cm می باشد.

درزهای سازه:

تشکیل ترک در سدهای بتنی نامطلوب است و بروز ترک در نقاط مختلف می تواند یکپارچگی سازه را از بین برده باعث زوال و خرابی سد می گردد. سه گونه اصلی درز در سازه های بتنی مرسوم است که به درز انقباض، درز انبساط، درز ساختمانی مشهود است.

درز انقباض:

به منظور کنترل ترکهای بوجود آمده در بتن های حجیم، روش معمول، احداث سد در چند بلوک که توسط درزهای عرضی جدا شده اند می باشد. درزهای انقباض (ناشی از جمع شدگی بتن) قائم بوده و معمولا از پی سد تا تاج ادامه می یابند همچنین درزهای عرضی بر محور طولی سد بوده و بصورت پیوسته از سراب تا پایاب ادامه می یابند بسته به ابعاد سازه ممکن است نیاز به احداث درزهای طولی انقباض نیز احساس گردد. درزهای طولی قائم بوده موازی با محور سد اجرا می گردند. چنانچه یک درز طولی با بدنه پائین دست و یا بدنه بالا دست سد برخورد نماید لازم است که امتداد درز به نحوی تغییر یابد که عمود بر سطوح خارجی باشد. طول حداقل این تغییر امتداد یک الی ۱/۵ متر باشد و یا آنکه درز در فاصله ای در حدود ۴/۵ الی ۶ متر از وجه تمام گردد. درزهای انقباض باید دو بلوک را کاملا جدا نمایند و هیچگونه چسبندگی بین آنها وجود نداشته باشد لذا آرماتورها در محل درز کاملا قطع می گردند به منظور کاهش صدمات خورد شدن بتن در محل برخورد درز باسطوح نما زیبا سازی آن بهتر است لبه ها دارای پخی باشند. نحوه شماره گذاری عمودی بلوکها از جناح راست به سمت چپ بوده و بلوکهایی که دارای درز طولی می باشند از سمت بالا دست به طرف پایاب با حروف نشان داده می شوند.

درز انبساط:

درزهای انبساط به منظور اجاره دادن به افزایش حجمی سازه در اثر افزایش درجه حرارت و اغلب برای جلوگیری از انتقال تنش از یک سازه به سازه مجاور آن احداث می شوند مشابه درزهای انقباض، این درزها نبایستی دارای چسبندگی بوده و معمولا توسط مصالحی نظیر چوب پنبه، ماستیک و لاستیک های اسفنجی که قابل تراکم بوده و تنش را منتقل نمی کنند پر می شوند.

درز ساختمانی (اجرائی):

درز ساختمانی در سازه های بتنی قسمت ریخته شده قبلی است که بر روی آن بتن جدید ریخته می شود و بتن جدید در محل درز کاملا به بتن قبلی چسبیده و سخت می شود و معمولا پیمانکاران برای سهولت اجرائی از آن استفاده می کنند. قبل از بتن ریزی بر روی یک درز ساختمانی باید مصالح مثل ولق را از سطح درز کنده و سطح را کاملا توسط هوا یا جت تمیز نمود در صورت لزوم می توان از شن پاشیدنی مرطوب استفاده کرد. سطح قبل از بتن ریزی کاملا با آب شسته می شود ولی در هنگام بتن ریزی سطح آن باید کاملا خشک باشد کلیه سنگهایی که بر روی سطح نمایان هستند باید کاملا اشباع با سطح بیرونی خشک تمیز و عاری از مصالح شنی باشند. سطوح سنگی با تخلخل زیاد و سطوح افقی یا تقریبا افقی با جذب آب بالا بایستی با ملات مناسب کاملا پوشانده شوند.

فواصل درزها:

موقعیت و فاصله بین درزهای انقباض بستگی به خصوصیات فیزیکی محل احداث سد جزئیات سازه های وابسته سد نتایج بررسی حرارتی، روش های اجرائی و ظرفیت پیش بینی شده برای سیستم بتن ساز دارد.

آب بندی درزها:

گشودگی موجود در بین درزها می تواند مسر مناسبی برای عبور آب از سراب به سمت پایاب به وجود آورد و بدین لحاظ لازم است از نوار آب بند در بالا دست جهت کنترل این تراوش استفاده گردد و همچنین به منظور ایجاد یک محیط بسته برای انجام عملیات تزریق بین درزها و یکپارچه نمودن سازه لازم است از آب بندها در تمام مرزهای درزه استفاده شود تا سیال تزریق شود کاملا به تله افتاده و نتواند از درز خارج شود از انواع مختلف آب بندها می توان آب بندهای فلزی، لاستیکی، pvc اشاره نمود. که عرض حدود 30cm ، دندانه دار با یک حباب در ربط برای سدهای بلند و با شکل مشابه و به عرض 25cm برای سدهای کوتاه مناسب می باشند.

کنترل درجه حرارت در سازه های بتنی حجیم:

یکی از مهمترین مشخصه های سازه های بتنی حجیم نظیر سدهای بتنی رفتار حرارتی آنها می باشد. مهمترین هدف در کنترل درجه حرارت بتن کنترل اندازه و فواصل ترکها بتن می باشد اندازه و حدود کار تابعی از اهمیت سازه، روش ساخت و درجه حرارت محیط است. بطور کلی بروز ترک در بتن بدلیل تاثیر روی قابلیت آب بندی تنش های داخلی، دوام و شکل ظاهری نامطلوب می باشد. روش های کنترل درجه حرارت می تواند بصورت پیش سرمایش (precooling) و یا پس سرمایش (postcooling) باشد که بهرحال کاهش میزان سیمان مصرفی، استفاده از سیمان کم حرارت را استفاده از پوزولانها و جایگزینی آن با سیمان نیز می تواند ما را در کنترل درجه حرارت بتن یاری نماید.

ابزار دقیق در سدهای بتنی:

سدها به عنوان منابع ذخیره سازی آب طراحی و ساخته می شوند لذا این سازه ها عامل مهمی در توسعه ظرفیت رودخانه با اهداف کشاورزی، تامین آب شرب، نیروگاهها و تولید انرژی، کنترل سیلاب، تفریحات و سایر پروژه های اقتصادی سودمند محسوب می گردند.

حکمت و فلسفه نصب ابزار دقیق:

عوامل مهم و متغیرهای که در یک سد بتنی می بایست مورد مشاهده قرار گیرند و سیر تغییرات آنها بدقت کنترل گردد عمدتا شامل جابجایی ها، تغییر شکلها، نشست ها، تراوش، سطوح پترومتری در پی سازه و زیر فشارهای وارده به بدنه سد می باشد اضافه می نماید که جابجائی کلی و جابجایی نسبی بین بخش های مختلف سازه می بایست بدقت مورد بررسی و کنکاش قرار گیرد. بدین لحاظ اهداف کلی ابزار گذاری شامل تشخیص، پیش بینی، استفاده در مسائل حقوقی و موضوعات تحقیقاتی خواهد بود.

الف: تشخیص:

۱. ارزیابی پارامترهای طراحی
۲. ارزیابی مطلوبیت تکنیکهای جدید ساختمانی
۳. ارزیابی عملکرد رضایت بخش در دراز مدت

ارزیابی پارامترهای طراحی:

ابزار گذاری غالبا نقش اصلی را در ارزیابی پارامترهای طراحی ایفا می کند بخصوص آنکه در طی ساخت مهندسین تا در خواهند بود که با اطلاعات بدست آمده صحت طراحی در هر مرحله را کنترل نمایند. علاوه بر این اطلاعات بدست آمده کمک می کنند تا فرضیات تئوریک اولیه که در طرح سازه بکار رفته است در مقایسه با شرایط واقعی تصحیح گردند.

ارزیابی مطلوبیت تکینکهای جدید ساختمانی:

تجربه نشان داده است که تکنیکهای ساختمانی جدید یا اصلاح شده تا زمانیکه بر اساس کارکرد عملی به نحو مطلوب و ارضا کننده آزمایش نشده اند نمی توانند با اطمینان کافی مورد پذیرش متخصصـــان و مهندســان عمران قرار گیرند. داده ها و اطلاعات بدســت آمده از ابزار دقیق می تواند به ارزیابی مطلوبیت روشهای جدید و یا تصحیح آنها کمک موثر نماید.

ارزیابی عملکرد رضایتبخش در دراز مدت:

هنگامی که اطلاعات بدست آمده از یک سیستم ابزار گذاری با مقادیر پیش بینی شده سازگاری مناسب داشته باشد و نشان دهنده رفتار مطلوب سازه باشد ممکن است که وجود ابزار ضروری به نظر نرسد اما همین اطلاعات ثابت می کند که تغییرات قابل توجه بعدی می تواند سبب بروز اشکال در سیستم گردند و بهمین دلیل آگاهی از عملکرد رضایتبخش سد به تنهایی برای استفاده در طراحی های بعدی ارزشمند است.

ب) پیش بینی:

داده های بدست آمده از تجهیزات ابزار دقیق نصب شده در داخل بدنه سد و جناحین می تواند جهت پیشگوئی و پیش بینی رفتار سد در آینده مورد استفاده قرار گیرد این پیشگویی ممکن است حاکی از عملکرد رضایتبخش سد یا خرابی جدی آن باشد که سینی و بقای سد را به خطر انداخته و لذا نیازمند اقدامات پیشگیری کننده و چاره جویانه باشد.

ج) مسائل حقوقی:

اطلاعات بدست آمده از قرائت ابزار دقیق نصب شده می توانند برای تخمین اولیه پارامترهای عملکرد سازه تا تاسیس یک بانک اطلاعاتی قوی برای استفاده احتمالی آتی سودمند باشند در هنگام بروز صدمه جدی به سد و یا وقوع دعوای قضایی و مطالبات خسارت ناشی از احداث سد یا بروز حوادث نامطلوب اطلاعات به دست آمده از ابزارها قادرند در تعیین عوامل موثر در حادثه و در قضاوت حقوقی صحیح مورد استفاده قرار گیرند.

د) تحقیقات:

برای آگاهی از طبیعت پیچیده نیروهای مختلف که به سد اعمال شده و در رفتار آن موثر هستند مطالعه رفتار سازه های موجود بسیار مناسب و مفید می باشد و اطلاعات بدست آمده از ابزارها و می توانند به عنوان داده های مفید و ارزنده ای برای استفاده در طرح های آتی بکار گرفته شوند در واقع این اطلاعات باعث پیشرفت در تکنیک های اجرائی، آنالیز، و طراحی شده باعث توسعه روشهای طرح نوآوری و درک بهتر از مکانیزم خرابی سد خواهند گردید.

تعداد، نوع، و موقعیت ابزار دقیق:

دلایل مختلف برای نصب ابزار دقیق در سدهای جدید یا قدیم وجود دارد. در حالت کلی سوالات اساسی در این زمینه که باید به آنها پاسخ داده شود عبارتند از: تعداد، نوع و موقعیت هر ابزار که پاسخ مربوط می تواند بصورت تابعی از ترکیبات احتمالی حوادث، درک مستقیم یک حادثه و یا حس عمومی مشترک باشد ولی باید توجه داشت که هر سد دارای موقعیت منحصر به فرد بوده و می بایست طراحی و نصب ابزارهای اندازه گیری در آن مختص خود آن سد باشد که مهمترین عامل مورد نظر، مشخصات سازه ای و ژئوتکنیکی سد و تکیه گاههای آن است.

حداقل ابزار مطلوب:

بر اساس مطالعات انجام شده تعیین حداقل ابزارهای قابل نصب به دو رده کلی سدهای موجود (یا قدیمی) و سدهای جدید طبقه بندی میگردد و این بدلیل وجود تفاوتها وسائلی است که اهم آنها عبارتند از:

- روشهای نصب مختلف در طی زمان ساخت را برای سد که در سدهای ساخته شده استفاده از این روشها امکانپذیر نمی باشد.
- سدهای جدید نیاز به بررسی ویژه در حالات زمان ساخت، اولین آبگیری و چند سال اول بهره برداری دارند.
- در سدهای قدیمی پدیده هایی نظیر تغییر شکل سد و فونداسیون در گذشته رخ داده است که در حال حاضر غیر قابل تشخیص می باشند.
- بسیاری از سدهای قدیمی با استانداردهای متفاوت با آنچه با آنچه در حال حاضر مرسوم است ساخته شده اند.

در حال عوامل مهمی که بر روی تجهیزات ابزار دقیق اثر می گذارند را می توان برای سدهای جدید بصورت زیر بیان نمود:

الف- سدهای بتنی قوسی ب- سدهای بتنی وزنی ج- سرریز و تاسیسات آبگیری

طبقه بندی ابزارهای اندازه گیری:

۱-وسائل اندازه گیری فشار هیدرواستاتیک: وسائل متنوعی برای اندازه گیری فشار هیدرواستاتیک وجود دارد که به صورت عمده به سه دسته تقسیم می شود. ۱- باز ۲- بسته ۳- سیستم بسته نوع بوردن

سیستم بسته ← ۱- سیستم لرزان ۲- کارسون و سیستم های باز معمولا بنام چاههای مشاهده ای نامیده می شوند.

۲- وسائل اندازه گیری تنش:

اقسام مختلف وسائل اندازه گیری تنش وجود داشته که جزئیات تیپ برای تنش سنج ها ارائه شده است که چهار نوع معروف آن عبارتند از:

۱- سلول گلوتزن ۲- بارکالسون ۳- تار مرتعش ۴- جک صفحه ای

۳- وسائل اندازه گیری تغییر شکلهای داخلی:

اندازه گیری تغییر شکل داخلی یک سد در هر صفحه و امتداد و کنترل و مقایسه آنها با تغییر شکلهای مجاز و محاسبه شده از اهمیت ویژه ای برخوردار است که شامل مولفه های اصلی قائم و افقی می باشد. برای اندازه گیری تغییر شکل داخلی سازه وسایل مختلفی در دسترس می باشند که مشتمل بر نوار اندازه گیری، کشش سنج گمانه ای یک نقطه ای و چند نقطه ایی درزه سنج پاندول، ابزارهای سنجش، اندازه گیر وایت مور، اندازه گیری مقاومتی، اندازه گیری میزان کج شدن و شیب سنج تغییر مکان سنج است. پاندولها در سدهای بتنی برای تخمین تغییر مکانهای افقی دو یا چند نقطه که بر روی خط عمودی ثابت قرار دارند مورد استفاده قرار می گیرند و به دو گروه عمده پاندول مستقیم و معکوس تقسیم بندی می گردند که می تواند بصورت نوری یا مکانیکی (سیمی) باشد.

پاندولهای مستقیم:

از یک سیم فولادی با ترکیب ویژه که در انتهای بالایی به نقطه ای ثابت بسته شده یک ظرف محتوی روغن برای تسریع در مسیر این و ساکن شدن وزنه آویزان در انتهای پائینی پاندول و یک سیستم قرائت برای ارزیابی جابجایی سیستم پاندول در ترازهای مختلف سد تشکیل شده است. وزنه های استفاده شده در انتهای پائینی سیستم پاندول برای پیش تنیده کردن سیم پاندول تا میزان از پیش تعیین شده بکار می روند.

پاندول معکوس:

سیستم پاندول در انتهای پائینی به نقطه ای ثابت بسته شده و در انتهای بالایی به یک شناور غوطه ور در یک ظرف مایع متصل شده که حرکت آزاد آن را تضمین می کند. مزیت پاندول معکوس نسبت به پاندول مستقیم در این است که نقطه ثابت سیم را می توان با حفر گمانه در اعماق پی سد ثابت نمود لذا اندازه گیری دقیق تر خواهند بود بهرحال در سدها معمولا از ترکیب پاندولهای مستقیم و معکوس استفاده شده و تمام جابجاییها بر اساس قرائت های انجام شده با پاندول معکوس ارزیابی شده و با آن مقایسه می شوند.

۴- وسایل اندازه گیری تغییر شکل سطحی:

تغییر شکلهای افقی یا قائم بوجود آمده بر روی سطوح خارجی بدنه بتنی سد برای محاسبه کل تغییر مکان در مقایسه با یک سطح مبنا باید اندازه گیری شود. تغییر مکان سطحی معمولا با روش های متعارف و نقشه برداری تعیین می شود. نقشه برداری و تعیین موقعیت می تواند با مثلث بندی و ... انجام پذیرد. وسایل جانبی مورد نیاز شامل مسیر، دوربین، تئودولیت، متر یا اندازه گیری طول الکترونیکی و ... می باشد.

۵- وسایل اندازه گیری لرزه (لرزه سنج):

لرزش های شدید در محل سد امکان ایجاد ترک در بتن یا رونگرایی پی و نیز بروز مشکلات پایداری در خاکریزها را فراهم می سازد این لرزش ها می توانند ناشی از وقوع زمین لرزه یا انفجار باشد اندازه گیری حرکات ناشی از زمین لرزه قادر است تا میزان مقاومت سد طراحی شده را در مقابل حرکات زمین و یا تا حد یک زلزله مشخص معین نماید.

از لرزه سنجها یا ابزار اندازه گیری برای نشان دادن پاسخ سازه، پی یا تکیه گاهها به زلزله ای که اتفاق افتاده است استفاده می شود عنوان کلی زلزله نگار به ابزارهایی اطلاق می گردد که به صورت اتوماتیک و پیوسته حرکات زمین را معین و ثبت می کنند. پیکره اصلی یک دستگاه زلزله نگار شامل یک قاب است که به زمین یا بدنه سد مها می گردد. در صورت حرکت قاب حرکات افقی و قائم می توانند بصورت الکتریکی، نوری یا مکانیکی ثبت شده و پس به صورت شتاب، سرعت یا جابجایی تفسیر گردند.

خودکارسازی سیستم ابزار دقیق:

لزوم افزایش کیفیت داده های دستگاه ها، اخذ سریع، مخابره و تحلیل اطلاعات، حذف خطاهای انسانی (ثبت و قرائت و قابلیت نطابق برنامه ریزی کامپیوتری از جمله مواردی هستند که اهمیت خودکار سازی سیستم های اندازه گیری را نشان می دهند. به طور کلی سیستم اخذ اطلاعات بعنوان مهمترین عامل در خودکار سازی اندازه گیری محسوب می گردد بهرحال خودکارسازی دستگاههای سنجش رفتار سازه به دلایل مختلف از جمله عدم دسترسی به نیروی کاری مجرب، فواصل زمانی کوتاهتر بین اندازه گیریها، ضرورت کنترل شبانه روزی سد دوری محل و عدم امکان دسترسی آسان به بعضی سدها روز به روز افزایش می یابد و با توجه به کاهش هزینه های جنبی و افزایش قابلیت اعتماد به دستگاهها، استفاده از آنها مقرون به صرفه خواهد بود.

سد لاستیکی:

سد لاستیکی از دو واژه انگلیسی rubber یعنی لاستیک و dam یعنی سد تشکیل شده است. سد لاستیکی سدی است متشکل از یک ورقه لاستیکی دوجداره لوله ای شکلی که در مقطع عرضی رودخانه یا آبراههبه منظور بالا آوردن سطح آب و تثبیت آن نصب شده است. از این طریق آب را به اراضی اطراف یا کانالهای انتقال و توزیع آب با دهانه آبگیری فرستند.

درون سد لاستیکی با هوا یا آب پر می شود. پائین آوردن تاج سد با خارج کردن هوا یا آب از داخل رودخانه قرار می گیرد و آب کاملا از مقطع عبور می کند و به پائین دست منتقل می شود. بنابراین درباره ی سدهای لاستیکی دو مفهوم قابل بحث است:

۱- جنس بدنه سد: جنس بدنه لاستیکی و از یک ماده انعطاف پذیر می باشد.

۲- تنظیم فشار، تنظیم شکل خود سد توسط یک سیال تحت فشار مثل آب با هوا انجام می شود.

سد لاستیکی از نوع سد انحرافی و تنظیم آب می باشد که در دنیا مطرح شده و طی ۲۰ سال یا ۳۰ سال گذشته در برخی از کشورهای دنیا به اجرا در آمده است در حال حاضر نیز مورد استفاده قرار می گیرد.

تاریخچه:

سد لاستیکی مقوله تقریبا جدیدی است که تجربه آن در ایران فقط به یک مورد در شهرستان بابلسر بر روی رودخانه بابلرود بر می گردد و موارد مشابه به کشورهای دیگر نظیر ژاپن، آلمان و آمریکا یافت می شود.

شخصی به نام ایپرسون در سال ۱۹۵۶ در شهر لوس آنجلس آمریکا استفاده از سد لاستیکی را برای تنظیم آب به منظور تغذیه مصنوعی در دشت لوس آنجلس مطرح نمود. این سد بوسیله فشار آب تنظیم می شود و به گونه ای طراحی شده بود که از فشار آب پشت سد بدنه سد نیز پر می شد و بوسیله شناور در سطحی می ایستاد و تنظیم آب به صورت اتوماتیک صورت می گرفت. پس از مشاهده مشکلات ناشی از فشار در اجرا و عملکرد بحث جایگزین کردن آب با هوا را مطرح کردند و از این روش به عنوان روشی برتر استفاده می کنیم.

بدین منظور از یک دستگاه کمپرسور کمکی استفاده می کنیم. تا فشار درون را بروی وابستگی کامل به سطح کامل آب پشت تنظیم کنند. حتی در مواردی می توان ارتفاع سد را بیش از آنچه که نیاز است با کمک کمپرسور تنظیم کرد.

به نحوی که ارتفاع در سطحی بالاتر قرار گیرد.

مورد کاربرد:

کابرد سدهای لاستیکی عبارت است از:

- دریچه کنترل سطح آب در سیستم های آبیاری و تامین آب
- دریچه کنترل آب سطح آب در سیستم های برقی آبی
- بالا بردن ارتفاع تاج سدها
- محدود ساختن مناطق جزر و مدی
- ایجاد حوضچه های تفریحی
- تصفیه فاضلاب

- سرریز مخازن

- دریچه تخنیه رسوب

- تغذیه سفره های آب زیر زمینی

- ایجاد اسکله قایقرانی

مقایسه سدهای لاستیکی با دریچه های فولادی:

نزدیکترین سازه ائی که مشابهت عملی با سد لاستیکی دارد سد انحرافی دریچه دار است زیرا در سدهای انحرافی غیر دریچه ائی تنظیم سطح آب در یک رقوم ثابت است نمی توان در رقوم سطح آب تغییراتی داشت. مگر اینکه از دریچه متحرک استفاده شود بنابراین سدهای دریچه دار فولادی رقیب سدهای لاستیکی است.

مزایای سد لاستیکی نسبت به سدهای دریچه دار فولادی:

الف- هزینه نصب: با توجه به موارد زیر می توان گفت که هزینه کلی ساخت و نصب سدهای لاستیکی یک چهارم یا یک سوم هزینه ساخت سدهای دیگر است.

۱- دهانه بزرگتر، تعداد پایه کمتر: در سدهای دریچه دار هر ۲۰-۱۵ متر یک پایه قرار میدهیم و دریچه فلزی نصب می کنیم که هزینه بر است ولی در سدهای لاستیکی تقریبا نیاز به پایه زیاد نیست و می توان این سد را تا عرض ۱۵۰ متر هم بدون پایه وسط به کار برد.

۲- ساخت ساده تر پی نسبتا ساده: این سد تقریبا وزن ندارد و نسبت به سازه های بتنی وزنش تقریبا برابر صفر است چون یک ورقه لاستیکی می باشد که مثل بادکنک باد شده است و به هیچ وجه فشار غیر قابل تحملی را به پی وارد نمی کند و در نهایت می توانیم از پی خیلی ساده ائی که بتوان جداره لاستیکی را در آن مهار کرد استفاده کنیم. در این صورت نیاز به استفاده از پی های سنگین و پر هزینه از بین می رود.

۳-قابلیت نصب روی هر شیب جانبی، هزینه کمتر دیواره های جانبی:

در سدهای دریچه دار لازم است که تکیه گاه کناری دارای جداری با شیب قائم ساخته و نصب شود. ولی در سدهای لاستیکی با هر شیبی که بدنه سد داشته باشد حتی ۴۵ درجه یا کمتر می توان با مختصر تغییراتی در بستر، سد را نصب کرد و بدین طریقه نیاز به هیچ نوع تنظیم پر هزینه دیگری نیست.

۴- عدم نیاز به سازه فوقانی روی بدنه سد: در سدهای دریچه دار به جرثقیل و تجهیزات الکترومکانیک نیاز است تا بتوان سیستم را مانورو دریچه را باز و بسته کرد که هم به دلیل بار استاتیکی وارد به سازه و هم پر هزینه بودن مشکل ایجاد می کند ولی در سدهای لاستیکی تقریبا تمام این موارد حذف وارد و هزینه کمتر می شود.

۵- دوره کوتاهتر ساخت: ساخت سد انحرافی دریچه دار در شرایطی که فعلا در ایران موجود است به ۲ تا ۳ سال زمان نیاز دارد. مشروط برآنکه در کارخانه ساخته شده باشد. ولی بر اساس تجربیات موجود در دنیا تمام عملیات ساخت سد لاستیکی را در ۳ تا ۴ ماه می توان انجام داد. بیشترین زمان مصرف شده در ساخت آن، بخش مربوط به انحراف آب و ساختن پی سلامت و عملیات نصب را می توان در مدت کمتر از یک ماه انجام داد.

ب- هزینه های بهره برداری و زیست محیطی:

در این موارد نیز سدهای لاستیکی مزایایی دارد که عبارت است از:

عدم نیاز به روغن کاری سیستم یا نگهداری سیستم هیدرولیکی و عدم نیاز به رنگ آمیزی و نیاز به موتور با قدرت کمتر.

پ- مسائل بهره برداری و زیست محیطی:

بهره برداری از مسائل زیست محیطی موارد زیر قابل توجه است:

حداقل به هم خوردگی در جریان نرمال آب (در سدهای دریچه دار به دلیل وجود پایه زیاد شرایط نرمال آب رودخانه به لحاظ هیدرولیکی تغییر می کند و مشکلاتی را برای طراحی ایجاد می کند ولی در سدهای لاستیکی این مشکل وجود ندارد.)

- اطمینان از تخلیه به موقع بدنه سد بدون نگرانی از عمل نکردن دریچه ها

- عدم نیاز به ایجاد تغییر در مقطع طبیعی رودخانه

معایب سدهای لاستیکی:

- امکان ایجاد خسارت در جداره سد بر اثر خار و خاشاک و ذرات نوک تیز شناور در آب (با توجه به لاستیکی بودن بدنه سد)
- امکان ایجاد خسارت در اثر دستبرد
- عمر کمتر به سدهای دیگر (در صورت نگهداری و بهره برداری عمر مفید آن بیش از ۵۰ سال خواهد شد.
- امکان سایش سد پائین دست روی مهد بر اثر نوسانات بدنه.

نحوه عملکرد اجزای سد:

روی یکی از تکیه گاه ها در کنار سد اتاتک کوچکی در حدود ۲ در ۳ متر به نام اتامک کنترل وجود دارد. در لوله وارد اتامک کنترل شود که از طرف دیگر به بدنه سد متصل می گردد. یکی از این لوله ها انتقال سطح آب بالادست و تنظیم شناور را به عهده دارد. و دیگری هوایی را که کمپرسور بیرون می آید به داخل سیستم برده، بدنه را باد می کنند. محفظه بالائی اتاقک کنترل، تنظیم کننده فشار هوا است در آن کمپرسور و شیرهای تنظیم قرار می گیرد. یک شناور که در داخل حوضچه ائی قرار دارد توسط یکی از لوله ها به آب بالادست مرتبط است و با کمک کابل دریچه های مربوطه را باز و بسته می کند و با تحریک این دریچه ها و شیر مقطع و وصل فشار داخل کمپرسور تنظیم می شود. کمپرسور شروع به کار می کند و هوای فشرده از طریق سیستم به داخل لوله برده شده، لوله هوای فشرده را به داخل بدنه منتقل می کند و سد در ارتفاع دلخواه تنظیم می شود.مهمترین قسمت در احداث سد قسمت پیچ است که بدنه را بطور آب بند به پی وصل می کند بعضی اوقات بدنه با یک سیستم خطی فشار را به زمین وارد می کند. یعنی در یک ردیف بدنه به پی پیچ می شود که در ردیف در کنار لبه سد است و یک ردیف هم در داخل به زمین مهار می شود که به آن – Anchor line duol گفته می شود. و در مواردی استفاده می شود که طغیان های زیادی وجود دارد. ضخامت سد متناسب است با ارتفاع آن است و برای سدهایی با ارتفاع ۱ تا ۴ متر مقادیر ۱۰ تا ۱۶ میلیمتر محاسبه شده است.

- مطالعه موردی – سد لاستیکی بابلسر:

با توجه به بازدیدی که از سد لاستیکی انجام شده است مطالب گفته شده توسط مسئول فنی سد و همچنین آمار اطلاعات داده شده توسط اداره آب شهرستان بابلسر و اداره آب کل استان مازندران مطالب زیر قابل توجه است:

سد لاستیکی بابلسر بر روی رودخانه بابلرود در مسیر جاده بابل به بابلسر قرار دارد. این سد تنظیمی انحرافی بوده و در واقع یک سد دو منظوره است و برای دو هدف ساخته شده است:

۱- بالا آوردن سطح رودخانه بابلرود و ذخیره سازی کوتاه مدت جریانهای پایه رودخانه با توجه به نیاز آبی منطقه و تامین آب کافی برای پمپاژ پمپ های منطقه و آبیاری اراضی اطراف.

۲- جلوگیری از پیشرویی آب شور دریای خزر به آب رودخانه در فصلهای کم آب نظیر تابستان

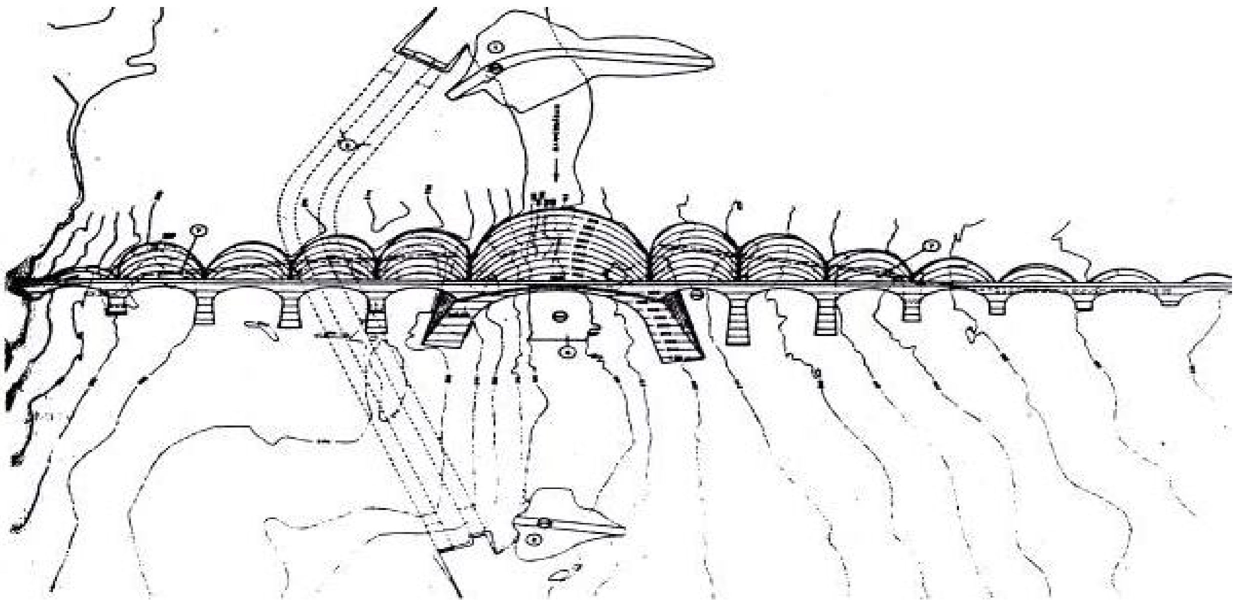
یکی از قواعد این سد این است که در زمان سیلابی، لاستیک کف رودخانه می خوابد و مانع جمع شدن رسوب می شود و به این طریق از وارد شدن خسارت به سازه های جانبی جلوگیری می کنند.

علل انتخاب سد لاستیکی نسبت به دیگر انواع سد:

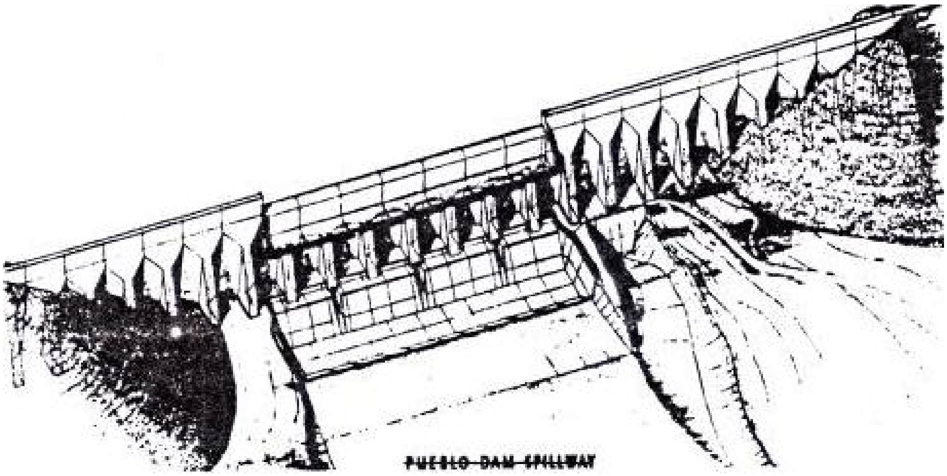
شوری آب دریا: چون اینگونه سدها در نزدیکی دریا دارای کیفیت بالاتری دارد و مانع پیشروی آب شور دریا به رودخانه می شود.

- چون شیب رودخانه کم است نمی تواند سنگ یا ذرات معلق و نوک تیز را با خود همراه آورد. بنابراین سد لاستیکی هیچ گونه خسارتی نمی بیند. بستر سد لجنی است و امکان ساخت سد بتنی به علت نشست آن وجود ندارد.ساخت این سد از سال ۱۳۷۴ شروع شد. در ابتدا قرار بود لاستیک از ژاپن خریداری گردد که به دلیل بالا بودن قیمت پیشنهادی طرح به عقب افتاد. در اواخر سال ۱۳۷۶ لاستیک را از کشور فرانسه خریداری نمودند. در اوایل سال ۱۳۷۷ نصب گردید و سد مورد بهره برداری قرار گرفت. ساخت سد ۵۰۰ میلیون تومان هزینه در برداشته است. این سد آب لازم را برای آبیاری ۹۰۰ هکتار از راضی را فراهم می کند. مخزن آن دارای حجم ۱۰۰۰ مترمکعب و طول سه کیلومتر است و در محل احداث رودخانه دارای عرض ۱۲۰-۱۰۰ متر می باشد.سد دارای طول ۶۰ متر در قسمت کف ۷۲ متر در قسمت تاج و حداکثر ارتفاع ۲/۸ میلیمتر با ضخامت لاستیک

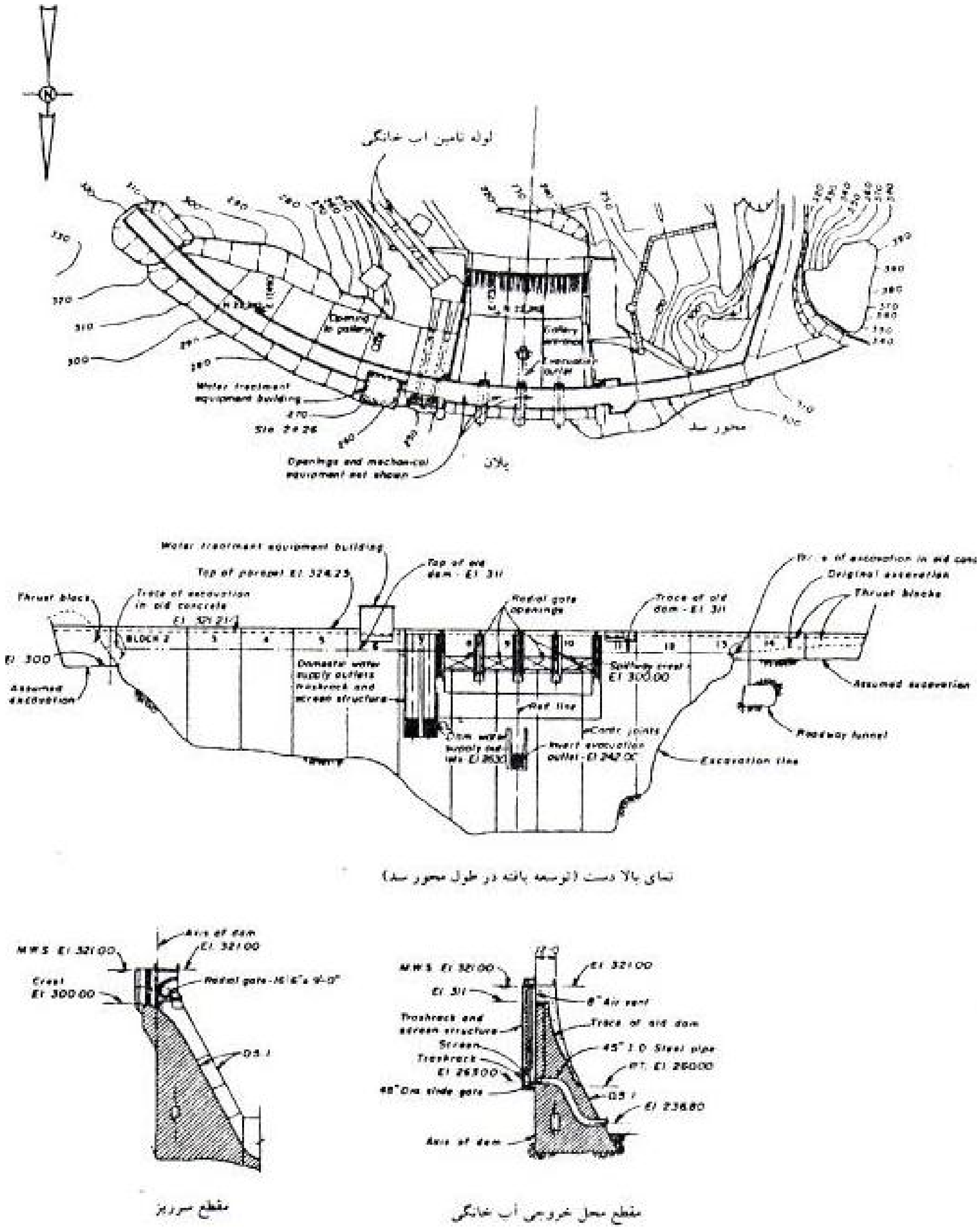
۶/۸ میلیمتر می باشد و بصورت دو ردیفه به پی پیچ شده است. پی سد بتنی است که به عرض ۱۵ متر و ضخامت ۶۰ سانتی متر بتن ریزی شده و در قسمت پائین دست و بالا دست به میزان ۱۰ متر سنگ چین شده است وقتی ارتفاع آب بالای سد ۲۰-۳۰ سانتی متر بیشتر شود. باد سد خالی می شود. زمان تخلیه سد نیم ساعت است. و پی از پائین آمدن سطح آب سد باد می شود که مدت زمان بادگیری آن ۴۵ دقیقه است. با شروع اولیه ۷۰ واحد بار می گیرد. کمپرسور خاموش می شود و بقیه بادگیری متناسب با فشار آب پشت سد است که بطور خودکار حدود ۲۲۰ تا ۲۵۰ واحد از فروردین ماه تا مرداد ماه به علت بالا بودن نیاز آبی زمینه های کشاورزی اطراف سد باد شده است. ولی در بقیه مواقع سد روی کف خوابیده است.



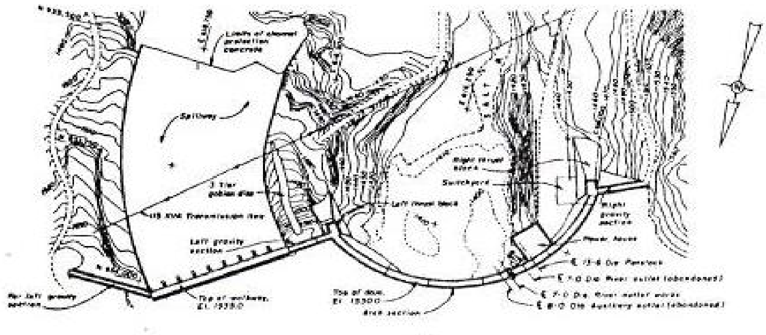
شکل ۱ سد Daniel Johnson در کانادا



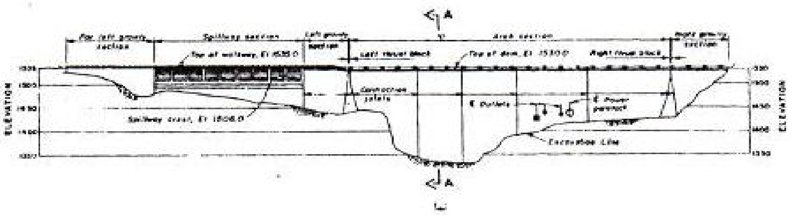
شکل ۲ سرریز سد Pueblo بر گرفته از USBR



سد قوسی Klang Gates در مالزی (پلان و نما)

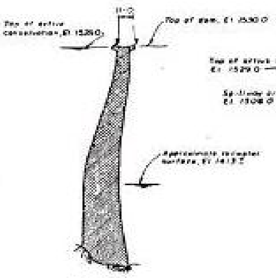


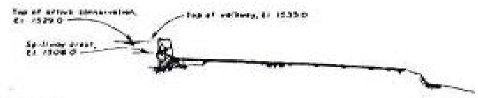
پلان



نما

(توسعه یافته در طول وجه بالا دست)

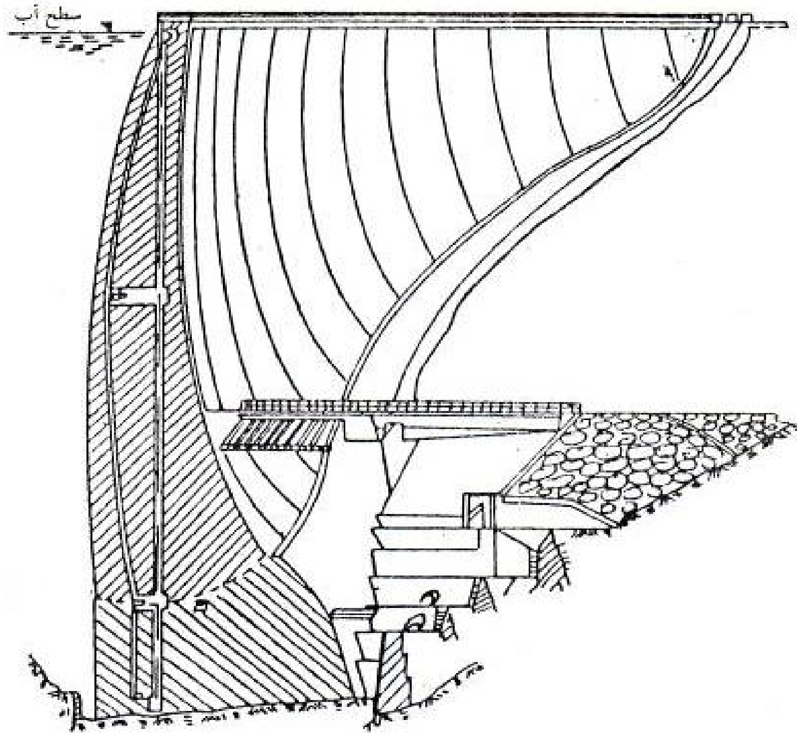




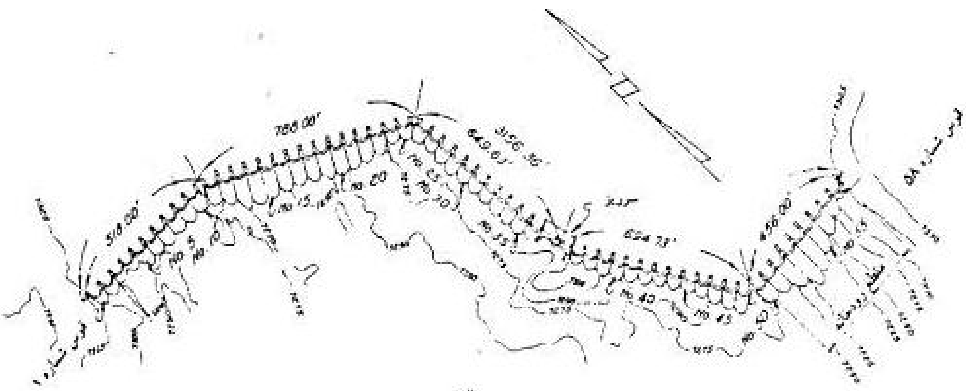
نیمرخ در طول خط مرکزی سرریز

مقطع A-A

شکل ۴ پلان ، نما و مقاطع سد قوسی Stewart Mountain

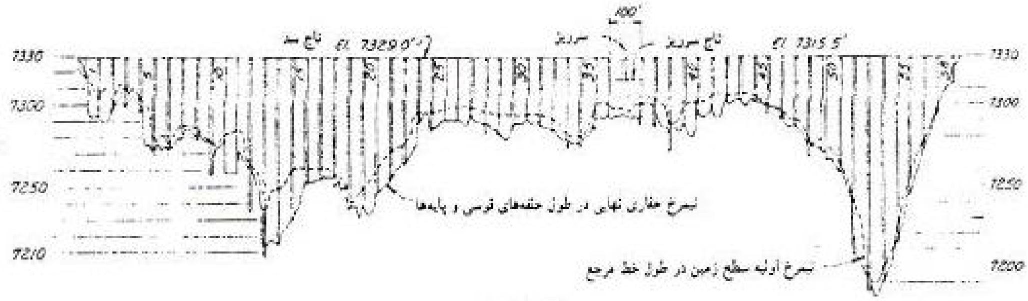


شکل ۵ نمائی از سد قوسی Beauregard در ایتالیا



پلان

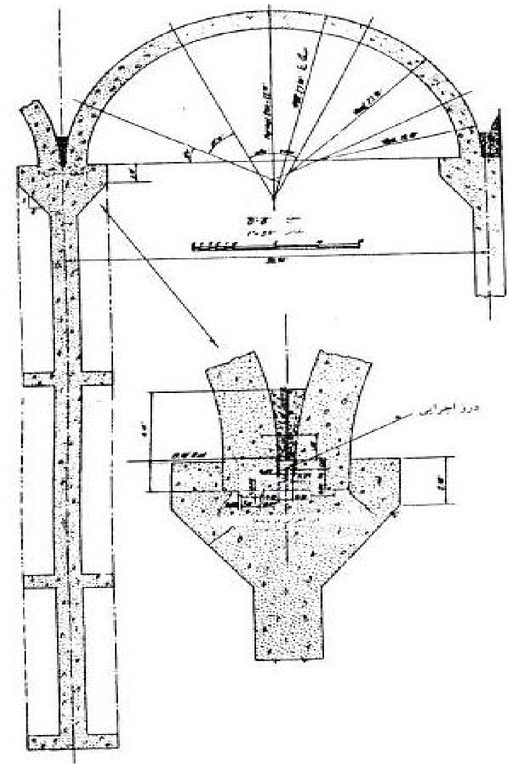
مقیاس 1"=200'



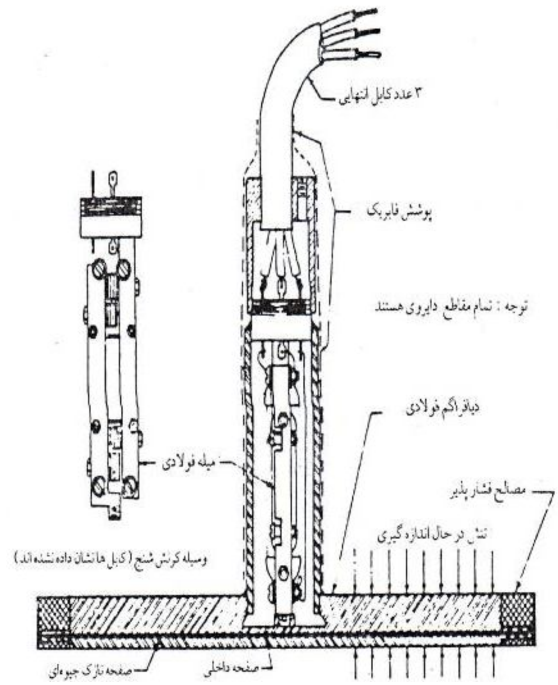
نمای بالا دست

مقیاس : افقی 1"=200'
قائم 1"=40'

شکل ۶ پلان و نمای سد قوسی Florence



شکل ۷ ادامه شکل شماره ۶



شکل ۸ جزئیات تیپ یک تنش سنج

پایداری سدها در برابر بارهای وارده دینامیک یو استاتیکی به دلیل اهمیت این گونه سازه ها چه از نظر کاربرد آنها و چه از نظر آثار و صدماتی که از خرابی آنها ایجاد می گردد از اهمیت بالائی برخوردار است. در این مقاله سعی شده با بررسی پایداری و باربری سدها ی مختلف و حد شکست آنها شاخصه هائی جهت براورد باربری سدها در اختیار محققین قرار دهد.

ابنیه آبی نظیر سد و پایداری لرزه ای:

سدهایی که قرار است در نواحی زلزله خیز ساخته شوند بایستی به گونه ای طراحی گردند تا بتوانند در مقابل نیروهای ناشی از شدیدترین زلزله محتمل (MCE) در طول عمر مفیدشان مقاومت کنند. امواج به وجود آمده از زلزله باعث ایجاد نیروهای دینامیکی و لرزاندن زمین وپی سد گشته ونهایتا می تواند در سد به عنوان یک سازه الاستیک ، تشدید ایجاد نماید . امواج زلزله که عموما به علت حرکات پوسته زمین در امتداد گسلها به وجود می آید ، از یک نقطه (یا یک منطقه کوچک)به نام «مرکز زلزله » در اعماق زمین شروع شده ، شتابی را در پوسته زمین باعث می شوندوآن را در جهتی که موج حرکت می کند ، به حرکت در می آورند.برای بررسی موقعیت گسلها ، طول آنها وفعال بودنشان لازم است تا از بررسی های زمین شناسی کمک جست ورکوردهای زلزله های گذشته در منطقه مورد مطالعه ، می تواند برای تعیین محل وقوع زلزله وبزرگی شدت آن مورد استفاده قرار گیرد. در هر حال معمولا براساس مطالعات قبلی انجام شده ، هر کشور به مناطقی بر حسب تغییرات شدت زلزله تقسیم شده و نقشه هایی برای آن رسم می شود، نهایتا با توجه به این ناحیه بندی وحساسیت سازه ای که قرار است ساخته شود ، شتاب زلزله طراحی تعیین می گردد. در پاره ای موارد و بخصوص برای ساخت سدهای بلند وحساس ،لازم است تا مطالعات لرزه زمین ساخت صورت پذیرد وسپس شتاب زلزله برای طراحی معین گردد.شدت وشتاب زلزله معمولا برحسب ضریبی از شتاب ثقل (g) معیین می گردد ولذا اگر شتاب زلزله برابر αg در نظر گرفتهشود ،α ضریب زلزله نامیده می شود . برای سدها و باتوجه به زلزله خیزی منطقه ضریب α از حداقل ۰/۰۲۰ تا حداکثر حتی ۰/۳ ومعمولا بین ۰/۱ تا ۰/۱۵ برای سدهای بلند در مناطق زلزله خیز تغییر می کند. شایان ذکر است که بزرگی نیروی زلزله تلبع عوامل مختلفی از جمله بزرگی زلزله ، وزن سد ومیزان خاصیت ارتجاعی مصالح تشکیل دهنده سد می باشد.از آنجا که موج ناشی از زلزله ممکن است در هر جهتی حرکت نماید (برحسب نوع زلزله و مرکز آن)، برای سادگی دو مولفه افقی و قائم برای شتاب زلزله در نظر می گیرند که معمولا شتاب قائم ، $\frac{2}{3}$ شتاب افقی بوده، می تواند تا $\frac{1}{2}$ آن نیز تقلیل یابد . براین اساس ، نیروهای زلزله در دو جهت افقی و قائم در اثر وزن سد ونیز آب موجود در مخزن سد ونیز آب موجود در مخزن تاثیر خواهند کرد که با توجه به خاصیت نوسانی زلزله ، نیروهای افقی می تواند به سمت بالا دست یا پایین دست و نیروی قائم می تواند به سمت بالا یا پایین اثر کند که در بین حالات مختلف ، شرایطی که بحرانی ترین حالت را برای طراحی نشان دهد، مورد بررسی وانتخاب قرار می گیرد.

۱- نیروهای وارد بر سد

۱-۱- نیروهای زلزله ناشی از وزن سد

در اثر زلزله وامواج بوجود آمده از آن در جسم سد نوساناتی ایجاد شده که متناسب با وزن آن ، نیرویی به نام نیروی اینرسی به مجموعه نیروهای وارده به سد اضافه شده ، خستگی هایی را در قسمتهای مختلف سد به وجود می آورد. همانگونه که اشاره گردید، به دلیل تقسیم شتاب زلزله به دو مولفه افقی وقائم (که مولفه افقی نیز می تواند در صفحه افق دارای جهات متفاوتی باشد)، نیروی اینرسی نیز دارای دو مولفه افقی وقائم خواهد بود. اضافه می نمایدکه نیروی اینرسی همیشه در جهت خلاف شتاب افقی زلزله به سمت بالادست باشد، نیروی اینرسی افقی به سمت بالا دست باشد ، نیروی اینرسی افقی به سمت پایین دست خواهد بود وبالعکس وهمچنین برای شتاب قائم زلزله نیز چنین است.

۱-۲- نیروی زلزله ناشی از آب پشت سد

آب پشت سد نیز دصورت وجود می تواند متاثر از دو مولفه افقی وقائم شتاب زلزله شده و متناسبا دو نیروی افقی و قائم بر سد وارد کند.

۲-عوامل خرابی سد

سد بتنی ممکن است به یکی از سه علل زیر سقوط نماید:

۱- لغزش روی یک صفحه افقی

۲- چرخش روی پنجه خود

۳- ضعف مصالح ساختمانی (افزایش تنش وارده نسبت به تنش مجاز)

۲-۱پایداری در مقابل چرخش یا واژگونی

اگر منتجه تمام نیروهای وارده بر سد ، از خارج از قاعده (یا مقطع افقی) مربوط بگذرد ، سد واژگون خواهد شد ، مگر آنکه بتواند در مقابل تنش های کششی مقاومت نماید . برای بررسی پایداری سد در مقابل واژگونی ، از ضریب اطمینان واژگونی (F_m) استفاده می شود وآن عبارت است از نسبت لنگر نیروهای مقاوم در مقبل واژگونی حول پنجه سد(یا مقطع)به لنگر نیروهای واژگونی نسبت به همان نقطه:

$$F_m = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

حداقل ضریب اطمینان مذکور برای سدهای وزنی معادل ۱/۵ در نظر گرفته می شود وچنانچه ایمنی سد در مقابل لغزش وتنش تامین گردد، معمولا ضریب اطمینان واژگونی بین ۱/۵ تا ۲/۵ به دست می آید .

۲-۲ پایداری در مقابل لغزش

خرابی سد وزنی می تواند در اثر لغزش روی قاعده ویا در اثر لغزش هر قطعه از سد روی سطح افقی قطعه پایینی (که جدا کننده دو قطعه از یکدیگر است) اتفاق افتد. عواملی که می توانند در مقابل لغزش مقاومت کنند عبارتند از اصطکاک ومقاومت برشی موجود بین دوقطعه پایین سد وسنگ فونداسین در محل قاعده که مجموعا نیروهای مقاومت در مقابل لغزش را تشکیل داده وسد باید به گونه ای طراحی گردد که این نیروها از نیروهای لغزشی بیشتر باشند.

براین اساس ضریب اطمینان در مقابل لغزش(F_S) عبارت خواهد بود از:

نسبت کل نیروهای افقی مقاوم در مقابل لغزش به نیروهای افقی لغزشی

$$F_S = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_h}$$

سدهای قوسی از انواع سدهای با اضافه ظرفیت باربری بالا و خصیصه ی خود انطباقی و برتری نسبت ایمنی به قیمت بهره می برند. هر چه سد قوسی مرتفع تر و بزرگتر باشد، به همان نسبت شرایط زمین شناسی محل سد پیچیده تر بوده و ظرفیت مخزن نیز بزرگ تر خواهد بود. بنابراین، در صورت وقوع هر گونه خرابی در این سدها، اقتصاد ملی متحمل زیان فراوان شده و زندگی و دارایی مردم در معرض خطر قرار خواهد گرفت. در نتیجه، خسارت بالای ناشی از فروریزی سد نشان دهنده ی اهمیت بالایی است که باید به ارزیابی و نظارت بر مسائل امنیتی سد اختصاص داده شود. درحال حاضر، مهمترین اهداف در بررسی های امنیتی در این زمینه شامل، تئوری مقاومت، تئوری پایداری، تئوری قابلیت اتکاء، تئوری صدمات شکستگی به همراه تحلیل های شبیه سازی عددی، تست مدل ژئوهندسی، ارزیابی و تحلیل بالعکس داده ها و غیره می باشد. با این وجود، این اهداف، دور از اصول تئوریکال علمی و اقبال از سوی چرخه ی مهندسین سد می باشد. این مقاله درباره ی پیشرفت های صورت گرفته در زمینه ی سدهای قوسی و زیان و خسارت ناشی از فروریزی این سدها و خلاصه ای بر تئوری های اصلی موجود و اهداف ارزیابی های امنیتی سدهای قوسی بوده و نقاط ضعف این تئوری ها و اهداف را تحلیل کرده و مشکلات موجود بر سر راه تحقیقات آینده را مورد اشاره قرار داده و نهایتاً به مسائل و موضوعات حیاتی و نقاط مشکل ساز به عنوان ارزیابی های امنیتی سدهای قوسی می پردازد.

سدهای قوسی:

سدهای قوسی گونه‌ای از سدهای امن و اقتصادی می‌باشند. از زمان ساخت اولین سد قوسی در جهان (سد زولا) در فرانسه در سال ١٨٥٤ و اولین سد قوسی بلند در جهان(سد هاور) (به ارتفاع ۲۲۱ متر و طول تاج ۳۷۲ متر) در آمریکا در سال ١٩٣٦، سدهای قوسی به لطف اضافه ظرفیت باربری منحصر بفرد و خصیصه ی خود- تنظیمی، به وفور مورد توجه مهندسین سد در زمینه ساخت سد در سراسر جهان قرار گرفته اند. در حال حاضر بیش از نیمی از سدهای عظیم ساخته شده در سراسر جهان با ارتفاعی بیش از ۲۰۰ متر از نوع سدهای قوسی می‌باشند. در نواحی غربی چین گروهی از سدهای قوسی ممتاز جهان با ارتفاعی بیش از ۳۰۰ متر در دست ساخت بوده و یا ساخته خواهند شد. سد سازی در تمام کشورهای جهان این

موضـوع را به اثبات رسـانیده اسـت، که هر چه سـد بلندتر و مرتفع تر باشـد، اهمیت اقتصـادی و جنبه های امنیتی آن بیشـتر خواهد بود. بطور کلی، سـدهای قوسـی با مخازن عظیم مانند سـد قوسـی *مالپاسـت* فرانسه، سد قوسی *وایونت* ایتالیا و غیره ثابت کرده اند که در صورت فروریزی و خرابی، عواقب این مســئله کاملاً جدی بوده و نه تنها اقتصــاد ملی را متحمل زیان قابل توجهی می کنند، بلکه جان و مال مردم را شــدیداً به خطر خواهند انداخت. در سال ۱۹۵۹ سد قوسی *مالپاست* فرانسه به دلیل لغزش بدنه سد بهمراه لایه ی عمیق سنگی شالوده، فرو ریخت که این اتفاق منجر به مرگ ۴۰۰ نفر و از دسـت رفتن سـدمایه ی اقتصـادی هنگفتی گردید. بنابراین اهمیت بالایی باید به مسـائل امنیتی سـدهای قوسـی داده شـود و بررسـی‌های عمیقی باید به سـمت تنش، تغییر شـکل و مکانیزم تخریب در حین بهره برداری از این سـدها سـوق داده شـود و همچنین ارزیابی هایی در ارتباط با ضریب اطمینان سدهای قوسی باید صورت پذیرد. .(به این معنی که فاصله ی بین حالت طراحی شده و حالت تخریبی سد قوسی باید ارزیابی شود).
به طور کلی اکثر سدهای قوسی دارای شرایط ژئولوژیکی پیچیده، شرایط محیطی ناسازگار، عدم قطعیت فیزیکی (تصادفی)، پارامترهای مکانیکی و غیره می باشـند. تمام این فاکتورها باعث عدم قطعیت در تحقیقات صـورت گرفته درزمینه ی امنیت سـدهای قوسـی شـده اسـت. تمام تئوری ها و اهداف حال حاضر دارای هم نقطه ی ضعف و هم نقطه ی قوت بوده که باید پیشرفت ها و تکمیلات مربوطه به سرعت صورت پذیرد.

بارپذیری سد با تئوری مقاومت:

بر طبق تئوری مقاومت، خرابی یک سد قوسی به جهت ترک های قوسی ایجاد شده براثر تنش‌های کششی اضافی، تسلیم شانه و یا بدنه ی سد بر اثر تنش های فشاری اضـافی، لغزش بدنه ی صـخره‌ای سـد در امتداد سـازه ی نرم و ضـعیف بر اثر تنش های برشـی اضـافی و... به وقوع می پیوندد. با مقایسـه ی مقاومت تحت شـرایط محدود شـده و اثر بار طراحی می‌توان مشخص نمود، که آیا سازه به مقاومت تخریبی (مقاومت نهایی) خود رسیده اسـت یا خیر. در کشورهایی مانند ایالات متحده، ژاپن، چین و... رسم بر این است که ضریب اطمینان مقاومت کششی و فشاری از طریق آنالیز تنش ـــ کرش سـد قوسـی توسـط فرایند تقسیم بار تیر قوسی بدست آمده و سپس ضریب اطمینان مقاومت برشی براساس اصل تعادل حد بدنه ی صلب محاسـبه شود. در محاسبات عددی توسط فرآیند المان محدود و...مقیاس مور- کولمب و دراکر ـــ پراگر به طور معمول به عنوان میزان تسلیم برای مصالح سنگی خاکی مورد استفاده قرار می‌گیرند. در حالی که برای بتن مقیاس پارامتری چهارگانه به طور معمول مورد استفاده قرار می گیرد.
مزایای ضـریب اطمینان مقاومت عبارت اسـت: از محاسبات ساده، قرارگیری بر پایه ی سال‌ها تجربه و فعالیت مهندسین سد، متداول در بین مهندسین و متخصـصـین سـد و همچنین قابلیت انطباق با ضـرائب اطمینان مجاز مشخص شده در کشورهای مختلف. مشکل این راه حل آن است که نارسایی مقاومت موضـعی ممکن نیست باعث تخریب کلی سد قوسی شود و تنها زمانی که سطح تماس لغزش، یک صفحه و یا یک قوس دایروی باشد و از قبل داده شـده باشد، می‌توانیم یک نتیجه ی محاسباتی منطقی ازضریب اطمینان تنش برشی بدست آوریم. به علاوه روش تئوری مقاومت، بدنه، شانه و شالوده ی سد را به عنوان یک تسلیم جامع و کلی در نظر نمی‌گیرد. برای کامل کردن فرآیند آنالیز ضریب اطمینان مقاومت، بسیاری از دانشجویان از جنبه‌های مختلف به تحقیق پرداخته‌اندسـان مینگ کووان، ژانگ جینگ جیان و... ضریب اطمینان نقطه ای را بررسی و پیشنهاد کرده‌اند. چنجیان پینگ، وانگ لیانکوی و... تأثیر و طول ترک ها را بر روی تخریب سدهای قوسی مورد مطالعه قرار داده و یک مقدار بحرانی را برای ترک و طول ترک ها پیشـنهاد کرده اند. چن جین، هووانگ وی و... تحلیل هایی را بر روی اندازه سـطح ترک خورده انجام داده و فرضـیه ی سـطح ترک را پیشـنهاد کرده و دامنه ی بحرانی را نیز به دسـت آورده‌اند. تمام تحقیقات و مطالعات فوق الذکر به مفاد آنالیز تئوری مقاومت سـدهای قوسـی‌اضـافه شده است. با این وجود قبول و انتخاب این مفاهیم نیازمند مطالعات بیشتری می باشد.

بارپذیری سد با تئوری پایداری:

طبق مکانیک سـنتی، هیچ گونه مشکل پایداری وجود ندارد، و لغزش سد قوسی درامتداد سطح تماس فونداسیون، ناپایداری شانه های سد، و لغزش بلوک سـنگی درامتداد سـطح تماس سـازه، همگی مرتبط با تخریب مقاومتی می باشـند. اما با توجه به تعریف پایداری کینماتیک، هر گونه تغییر در یک حالت و یا یک شـیئ، یک حرکت به حسـاب آمده و موضــوع پایداری مطرح می‌شـود. زمانی که تمام بدنه سـد به دلایل مختلف درحالت پایداری محدود شـده به سر می‌برد، تنها یک آشـفتگی جزئی باعث انحراف سـد ازحالت تعادل اولیه خود شـده و باعث تخریب غیر قابل بازگشت می‌شود. با توجه به این اصـل که زمانی که تخریب کامل سد قوسی اتفاق می‌افتد، حالت سکون سد به حالت قابل حرکت تغییر می کند، رن دینگ ون با توجه به منبع مطالعات تغییر حالت سیسـتم، پیشـنهاد کرد که تخریب کامل سدهای قوسی ممکن است در ارتباط باپایداری باشد. اما بر خلاف

ناپایداری کمانشی، این نوع ناپایداری مربوط به ناپایداری حد نقطه‌ای بوده و شاخص تعیین کننده ی امنیت سد قوسی همان اتکاء سد می باشد. با توجه به تحقیقات صورت گرفته در ارتباط با ناپایداری سد قوسی تا هم اکنون‌هیچگونه پیشرفتی نه بر پایه ی تئوری مکانیکی دقیق حتی به شکلی ساده و عملی‌صورت نگرفته است. در حال حاضر، پیشرفت‌هایی در زمینه‌های تحقیقاتی در ارتباط با پایداری کلی سد قوسی به قرار زیر صورت گرفته است: روش اضافه بار، ذخیره ی مقاومت، روش ترکیبی اضافه بار و ذخیره ی مقاومت و غیره.

ـ روش اضافه بار

طبق این روش با فرض ثابت بودن پارامترهای مقاومت مصالح و تحت عمل ترکیبی بارهای عملی نرمال، بار افقی با افزایش حجم مخزن (بالاتر رفتن تراز آب) تا آنجا افزایش می‌یابد، که ناپایداری و تخریب سد قوسی واقع شود. ثابت اضافه بار عبارت است از نسبت بار تخریبی به بار قائم (نرمال)، ضریب اطمینان اضافه بار غالباً بسیار بالا بوده و می‌تواند به روش مدلسازی ژئومکانیکی و یاشبیه سازی حسابی بدست آید. با این حال در عین فعالیت طبیعی سد قوسی اضافه‌بار بیش از اندازه بسیار غیر محتمل می باشد، بعلاوه، اثر عواملی همچون پی سنگی، خوردگی، نشست و قلیایی شدن مصالح سازه‌ای به دلیل وجود آب بر روی مقاومت در نظر گرفته نشده است (الاالخصوص ناحیه ی ضعیف پی سنگی).بهر حال، خطر واقعی به خاطر تشدید بار نمی باشد، بلکه بخاطر کافی نبودن مقاومت مصالح می باشد.

ـ روش ذخیره ی مقاومت

بر طبق این روش، تحت شرایط عدم تغییر بارعمودی، مقاومت بدنه سد و پی سنگی به تدریج کاهش می‌یابد، تا زمانی که ناپایداری و تخریب سد قوسی وقوع یابد و ضریب ذخیره ی مقاومت عبارت است از تعداد دفعات کاهش نیمه. با این حال، در این روش به تعدادی مدل نیاز است. به طور کلی این آزمایش بر طبق اصل تعادل انجام می‌شود، بدین معنا که به جای ثابت نگه داشتن بار خارجی و کاهش تدریجی مقاومت مصالح، مقاومت مصالح ثابت نگه داشته می‌شود وهمزمان بار خارجی و بار مرده ی خود سد افزایش می‌یابد، تا آنجا که تخریب صورت پذیرد. برای آزمایش به روش ذخیره ی مقاومت معادل، مشکل اساسی که همزمان بودن افزایش بار خارجی پی سنگی و بدنه ی سد می باشد باید حل گردد.

گو چونماو، گونگ ژاوزیاگ و... بر طبق اصل ارضاء تشابه مدل فیزیکی و با استفاده از دستگاه گریز ازمرکز× بعنوان دستگاه بارگذاری و جایگزین کردن میدان ثقلی با میدان نیروی گریز از مرکز، متوجه ی افزایش همزمان بار خارجی پی سنگی و بدنه سد شدند و آزمایش به روش ذخیره ی مقاومت معادل را بر روی یک مدل انجام دادند. نتیجه آزمایش نشان داد که گرایش بزرگی تنش و بزرگی تنش های کششی و فشاری به طور اساسی به سمت قانون عمومی می باشد. برای انجام آزمایش به روش ذخیره ی مقاومت بر روی یک نمونه، نیاز به ایجاد مصالح جدیدی می باشد که بتواند تغییرتدریجی مقاومت برشی پی سد، سطح نرم و ضعیف سازه بر روی پی سنگی را آشکار ساخته و همچنین تکنیک های آزمایش را پاسخ گو باشد.لو جینچی، لی چاووگو و... بعد از سالها بررسی " مصالح با تغییرات مشابه دما" را توسعه داده اند که برای مدلسازی گسل های بین لایه‌ای و بدنه های صخره ای قابل استفاده می‌باشد. این مصالح از بلنک فیکس×، روغن موتور، مصالح و مخلوطهای حل شدنی پلیمری که به میزان معینی با هم ترکیب شده‌اند، ساخته شده است. در حین آزمایش با افزایش دما، مقاومت مصالح بتدریج کاهش می‌یابد. با وجود اینکه ضریب ذخیره ی مقاومت یک تصویر واضح را ارائه می کند، اما علت اصلی تخریب سد قوسی نمی‌باشد. بنابراین کاهش مقاومت به نسبت نامساوی منطقی تر می باشد و فرآیند تضمین برابراغلب مورد استفاده قرار می‌گیرد.

ـ روش ترکیبی

تخریب یک سد قوسی تنها به دلیل اضافه بار و یا کاهش مقاومت مصالح نمی باشد، بلکه به دلیل اثر توامان دو فاکتور مذکور است. بر طبق روش ترکیبی، با ترکیب کردن اضافه بار با ذخیره مقاومت، زمانی که سد قوسی به یک ضریب اضافه بار مشخصه می رسد، مقاومت باید به اندازه ی ان مرتبه کاهش داشته شود، که باعث تخریب سد قوسی می شود.روش ترکیبی از لحاظ تئوری معقول می باشد، اما عملکرد واقعی نسبتاً کامل شده می باشد. خصوصاً هیچ گونه استاندارد استواری در ارتباط با اینکه تا چه اندازه باید اضافه بار ایجاد شود، قبل از اینکه مقاومت مصالح کاهش پیدا کند، وجود ندارد. در حال حاضر، مطالعه ی کلی تخریب ناپایداری، تنها توسط آزمایش‌های مدل هندسی صورت می پذیرد و موفقیت‌هایی در شبیه سازی کامپیوتری و محاسبات عددی روند خرابی سدهای قوسی صورت پذیرفته است.

کاربرد تحلیل پایداری سدهای قوسی در ارزیابی ایمنی سدهای قوسی

همانطور که درجهان مادی به طور چشمگیری دیده می‌شود، تصادفی بودن، احتمال وقوع یک پدیده در یک حالت خاص را منعکس می کند. در مورد سدهای قوسی این موضوع درعدم قطعیت در ارتباط با خصوصیات مصالح و بارگذاری خارجی دیده می‌شود. تحلیل پایداری طبق تئوری احتمال و آمار ریاضیاتی، روش منطقی تر و پیشرفته تری را درارزیابی ایمنی سدهای قوسی ارائه می کند. تحلیل پایداری در زمینه ی احتمال به ما پاسخ می دهد، بدین معنا که اعتبار عملکرد نرمال سد قوسی تحت شرایط کاربری خاص و محیط اطراف در طول عمر سازه تحت مطالعه قرار می گیرد. گو هوایژی، چن زوپینگ، لیو نینگ و... با فرض تصادفی بودن بارگذاری (شامل تغییرات درجه حرارت) و پارامترهای مصالح، بررسی‌های خود را به سوی تغییرات زمانی سد قوسی بتنی و تودهٔ سنگی شانه سد معطوف کرده‌اند. وانگ سیجینگ، هوانگ ژیکوان و... اثر احتمال ناپایداری توده سنگی و تغییر پذیری پارامتر مکانیکی بر روی سازه را تحت مطالعه قرار داده‌اند. لیان جیجان، یانگ لینگ کیانگ و... با در نظر گرفتن بارگذاری و پارامتر مصالح به‌عنوان متغیرهای تصادفی و با کمک المان محدود تصادفی توزیع شاخص پایداری سد قوسی را بررسی کرده اند. با وجود اینکه تئوری های پایداری، کاربردهای نسبتاً گسترده‌ای را در آنالیز ایمنی سدهای قوسی پیدا کرده است، اما تنها در پایداری نقطه‌ای قابل استفاده می باشند. تلاش های بیشتری در جهت شناسایی طرح مهندسی بر پایه ی آنالیز پایداری سیستماتیک باید صورت پذیرد، مخصوصاً برای بررسی و حل یک سری از مشکلات تکنیکی و تئوریکال مانند روش آنالیز پایداری سیستماتیک، تکنیک آنالیز شبکه ی احتمال کاربردی، سیستم تصمیم گیری، پارامترهای آماری قانون توزیع و غیره.

تئوریهای دیگری در زمینه ی ارزیابی ایمنی سد قوسی

عده‌ای از پژوهشگران معتقدند که تخریب یک سد و توده ی سنگی به دلیل گسترش مستمر ترک‌های ایجاد شده بر اثر تجمع دائمی آسیب اولیه می‌باشد و بنابراین فرآیندهای مکانیک آسیب و مکانیک شکست را می توان برای مطالعه ی تخریب سدهای قوسی انطباق داد. هوانگ یون و دیگران پایداری و تمایل گسترش ترک‌های پاشنه ی سد در طرف بالا دست سدهای قوسی را به کمک فرآیند المان شکست سه بعدی و تئوری فاکتور تراکم انرژی کرنش حداقل مورد مطالعه قرار داده و متوجه شده اند که شکافتن بر اثر آب، فاکتور اصلی در جهت انتشار ترک های ابتدایی می باشد. پژوهشگران دیگر به سد قوسی به عنوان یک سیستم دینامیکی توجه کرده و خرابی را ازنقطه نظر تغییر شکل غیر خطی مورد بررسی قرار داده‌اند. زمانی که تخریب تجمعی وتغییر شکل سیستم سد قوسی از بی‌نظمی به انتظام گسترش می‌یابد، و منحنی تغییرشکل سیستم از روال مساوی و خطی به شتاب و غیر خطی گسترش می‌یابد، خرابی کلی در حال صورت پذیرفتن می باشد. طبق بررسی های صورت گرفته در زمینه ی علل خطاهای صورت گرفته در سد دو قوسی "کن" واقع در اتریش، لومباردی متخصص و مهندس سد سوییسی، نظریه ی ضریب لاغری سدها را در سال ۱۹۸٦ بیان و منحنی لومباردی× را ارائه کرد، که این منحنی یک خط صاف می باشد که تنها بستگی به ارتفاع سد دارد.رن کووینگ ون و دیگران شکل و علل ایجاد این منحنی آسیب را به کمک تئوری پایداری کمانشی و مقاومت بدنهٔ سد مورد مطالعه قرار داده و پیشنهاد کردند که منحنی لومباردی به دو دسته تقسیم شود: دسته اول هذلولی‌هایی با در نظر گرفتن مقاومت بتن بدنه سد به عنوان پارامترمی باشند، که بستگی به ارتفاع سد و مقاومت بتن بدنه سد دارند، دسته دوم منحنی های توانی می باشند، که بستگی به کمانش بدنه ی سد دارند، به این معنا که بستگی به مدول الاستیسیته ی بتن بدنهٔ سد، ارتفاع سد و... دارند.

پیش بینی ها

خصوصیاتی از قبیل ذخیره ی سرمایه گذاری، ظرفیت باربری و ایمنی بالا، باعث شده است که سدهای قوسی، مخصوصاً سدهای بلند قوسی مورد توجه تمام کشورهای جهان قرار گیرند. سدهای قوسی به طور فزاینده‌ای بلندتر ساخته می شوند و شالوده ها نیز به طورفزاینده‌ای پیچیده تر می شوند. شرایط ژئولوژیکی پیچیده و متغیر، به همراه تلفات سنگین در صورت تخریب سدهای قوسی، دانشمندان را بر آن داشته تا به بررسی وحل مشکلات تکنیکی ساخت سدهای قوسی بپردازند. شکافتن و تسلیم شدن به دلیل تنش موضعی بیش از حد پاسخ طبیعی هر سد قوسی می باشد. بی شک قبل از تخریب سد قوسی، یک فرآیند شکافت و تسلیم بوجود می‌آید و درطی این فرآیند پتانسیل سد قوسی پایدار مانده و بنابراین کارکرد ایمن ادامه می‌یابد. بنابراین بررسی عملکرد و مکانیزم سدهای قوسی در طی فرآیندی که از تسلیم موضعی مقاومت شروع و تا تخریب کامل سد به طول می انجامد، بسیار لازم و ضروری است. در بعضی کشورها مانند چین معتقدند که تئوری پایداری سازه باید در طراحی سدهای قوسی استفاده شود. با این وجود، در ارزیابی حال حاضر، پایداری سدهای قوسی به کمک تئوری پایداری، توابع و عملکردهای انتخاب شده ی بیشتر بر اساس

خصـوصـیات تخریبی مقاومت سدهای قوسی بوده و آنچه در حال حاضر در حال بررسی می باشد، همچنان پایداری موضعی است. یکی از مباحث عمده در مطالعات آینده چگونگی انتخاب متغیرهای تصـادفی به گونه‌ای اسـت که منعکس کننده ی حالت سـیسـتم سـد قوسـی به عنوان متغیرهای اصـلی برای آنالیز پایداری کلی سـدهای قوسـی باشد. با وجود اینکه موفقیت‌های چشمگیری در زمینه ی بررسی پایداری لغزشی سدهای قوسی در طول سـطح تماس شـالوده و همچنین در زمینه ی ناپایداری بدنه ی سـنگی شـانه ی سـد به کمک تئوری پایداری جنبشـی صورت پذیرفته است، اما اجزاء یک سـد قوسـی شـامل بدنه وشـانه سد و شالوده ی سنگی و تغییر شکل هایشان بر روی هم اثر متقابل گذاشته وجدا نشدنی می باشند. بنابراین در نظر گرفتن بدنه و شـانه ی سـد و شـالوده ی سنگی به عنوان یک مجموعه ی واحد جهت بررسی مکانیزم خرابی سدهای قوسی ارزش بررسی را داشـته و یک معیار ناپایداری کلی را بدسـت داده وایمنی کل سـد را مشـخص می سـازد. بدنه سـدهای قوسـی و مصـالح فونداسیون که اغلب بتنی، سنگی و خاکی می‌باشند جزء مصالح با کشش پایین و یا غیر کششی می‌باشند. در حال حاضر، معیارهای تسلیم مور ـــ کولمب و دراکر ـــ پراگر و معیار چهار پارامتری به طور معمول مورد پذیرش مصـالحی مانند مصـالح سـنگی ـــ خاکی و بتنی می‌باشـد. تفاوت عمده‌ای بین نسـبت های تنش ـ کرنش اندازه گیری شـده سـدهای قوسـی و روابط مذکور وجود دارد. از لحاظ اقتصـادی این موضـوع عملی نمی باشد که به طورنامحدودی نقاط اندازه گیری شـالوده سـد را برای بررسـی مدل سـاختمانی مصـالح افزایش دهیم. در عوض، بسـیار واقع بینانه و منطقی است که یک مدل ساختمانی ازمصـالح بر اسـاس اطلاعات اندازه گیری شـده صـریح به کمک فرآیند آنالیز معکوس و یا تکنیک تطبیق شـبکه ی عصـبی بدست آوریم. به لطف خصـوصـیاتی مانند مخارج پایین آزمایش کردن، غیر تخریبی بودن و... تکنولوژی اندازه گیری مایکروویو و تکنولوژی بررسـی لیزری، در ارزیابی ایمنی سـدهای قوسـی کاربردهای وسیعی را پیدا کرده‌اند. اطلاعات نشان دهنده ی آن است که کاربری بیش از ۳۰ درصد از سدهای قوسی متناقض با کاربری های پیش بینی شده توسط الگوهای طراحی است. در حین مطالعه ی ایمنی طراحی سدهای قوسی، لازم است که بررسی‌ها را معطوف به ایمنی کارکرد واقعی سدهای قوسی کنیم.

رفتار لرزه ای سدهای بتنی

فصل دوم : رفتار لرزه ای سدهای بتنی

۲-۱- اهمیت بهسازی:

از میان سـدهای زیادی که در طول تاریخ دچار شـکست و خرابی شده‌اند، فقط تعداد معدودی به علت وقوع زلزله بوده است و هیچکدام از آنها نیز سـد بتنی مهمی نبوده است. طی قرن حاضـر سـدهای بتنی زیادی ساخته شده و انتظار می رود که تعداد زیادتری نیز در مناطق زلزله‌خیز ساخته شود. این سدها دیر یا زود علاوه بر عوامل زیان‌آور معمولی در معرض زمین لرزه‌های مهمی نیز قرار خواهند گرفت. از آنجا که میلیون‌ها نفر در دشت‌های سیلابی پایین دسـت این سـدها زندگی می کنند، لازم است توجه فزاینده ای به ایمنی آنها در مقابل زلزله مبذول شود. برای ارزیابی ایمنی و پایداری سـدهای موجود، تعیین کفایت اصـلاحات مورد نظر برای بهسـازی و ارتقاء سـدهای قدیمی و برای ارزیابی طرح‌های پیشـنهاد شـده جهت احداث سدهای جدید، ضروری است اثرات زلزله(earthquake ground motion) بر روی این سدها ارزیابی شود.

پیش‌بینی رفتار سـدهای بتنی در زمان وقوع زلزله یکی از پیچیده‌ترین و سـخت‌ترین مسائل در دینامیک سازه‌ها است. عوامل زیر هم به این پیچید گی می افزاید:

۱- سدها و مخازن شکل‌های پیچیده‌ای دارند که ناشی از پستی و بلندی‌های طبیعی (توپوگرافی) ساختگاه است.

۲-پاسـخ سـدها ممکن اسـت به میزان زیادی متاثر از تغییرات شـدت و مشـخصـات حرکت زمین در عرض و ارتفاع تنگه باشـد که البته به دلیل نبود گزارش‌های دستگاهی مناسب و صحیح، تغییرات فضایی حرکت زمین را در حال حاضر نمیتوان با اطمینان تعریف نمود.

۳-پاسخ سد معمولا بستگی زیادی به حرکت آب مخزن در اثر زلزله، تغییر شکل پذیری سنگ کف که همیشه بوسیله درزها و شکاف‌ها قطعه قطعه می شود، و تاثیر متقابل حرکات آب، سنگ کف و خود سد بر همدیگر دارد.

در زمان حرکات شـدید زلزله، درزهای سـاختمانی قائم ممکن اسـت بلغزد یا باز شـود. بتن ترک بخورد و آب مخزن در بعضـی قسـمت‌ها از سـطح سراب سد جدا شده و منجر به کاویتاسیون شود. این پدیده‌ها خطی نبوده و شبیه‌سازی و توضیح صحیح علل آنها بی‌نهایت مشکل می‌باشد.

تحلیل و طراحی سد برای شرایط ناشی از زلزله از روش‌های ساده تجربی به روش‌های نیروی استاتیکی با استفاده از ضرایب زلزله و سپس به روش‌هایی تحول یافته که امروزه به کمک آنها می‌توان ماهیت دینامیکی مسئله (dynamic nature) را شناسایی کرد.
بزرگترین موفقیت در مورد سدهای وزنی بدست آمده است و علت آن هم در درجه اول این است که آنها به تحلیل دو بعدی جواب می‌دهند. قابل اعتماد بودن روش‌های تحلیل بدست آمده با نشان دادن اینکه آنها نتایج را پیش‌بینی می کنند که عموما با مشاهدات صحرایی محدود سازگار است، به اثبات رسیده است. برای مثال می‌توان به خسارات وارده به سد کوینا در اثر زلزله و پاسخ‌های اندازه‌گیری‌شده در آزمایش‌های ارتعاش اجباری (forced vibration) بر روی چند سد اشاره کرد.
مطالعات پاسخ پارامتری هم امکان نشان دادن اثرات برهم‌کنش آب مخزن و سنگ کف بر روی پاسخ سدهای وزنی را فراهم آورده است. امروزه تحلیل دینامیکی سدها دیگر کاملا جا افتاده و به رسمیت شناخته شده است.
تحلیل و طراحی سدهای قوسی پیشرفت خیلی کمی داشته است و علت آن در درجه اول این است که این نوع سدها باید به عنوان سیستم‌های سه‌بعدی تلقی شوند. اخیرا در ابداع روش‌های منطقی برای ارزیابی اثرات هیدرودینامیکی و در نظر کرفتن اثرات برهم‌کنش، پیشرفت چشمگیری حاصل آمده اما یافتن راه‌های قابل اعتماد برای منظور کردن اثرات برهم‌کنش بین سد و سنگ کف نگهدارنده آن، هنوز مشکل است. آنچه بر این مشکل می‌افزاید آن است که تعییرات فضائی حرکت زمین را امتداد مرز سد نمی تواند بطور قابل اعتمادی تعریف نماید.
در مورد سدهای پشت بند دار که لتیان و سفید رود از این نوعند. تحقیقات بسیار اندکی نسبت به پاسخ این سدها به زلزله انجام گرفته است شاید به این علت که این نوع سدها کمتر از سدهای وزنی و قوسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. سدهای پشت بند دار متشکل از دال تخت (flat deck) و سازه چند قوسی است. این سدها حدود ۶۰ درصد کمتر از سدهای وزنی سیمان نیاز دارند.به دلیل نبود مطالعات پاسخ پارامتری و جامع میزان اهمیت عوامل مختلف، مثل برهم‌کنش سد وآب از یک سو، و سد و سنگ کف از سوی دیگر، در پاسخ زلزله این نوع سدها چندان مشخص نمی‌باشند.در مورد سد کوینا در هندوستان با فرض رفتار سازه‌ای خطی، پاسخ دینامیکی بلندترین بلوک غیر سرریز سد کوینا به حرکت زمین تحلیل شده و نتایج حاصل، نشانگر تنش‌های کششی بیشتری در قسمت‌های بالای سد، بخصوص در ترازی که شیب سطح پایاب به صورت ناگهانی تعییر می کند. (همین نتیجه در مورد سفید رود نیز عینا صادق است)

۲-۲- لرزه خیزی القایی در سدها:

فرآیند آبگیری و تخلیه مخزن سدها، انفجار در معادن، انفجارات اتمی و... بعضا موجب تغییرات محلی در میدان تنش ناحیه اطراف آنها گشته و الگوی لرزه‌خیزی منطقه را تحت تاثیر قرار می‌دهد. مواردی از لرزه‌خیزی القایی در گستره سدها گزارش شده است که در برخی موارد توام با وارد آوردن خسارت به سازه سد و پایین دست آن بوده است. مهمترین مثال به سد کوینا در هندوستان مربوط می‌شود که زمین‌لرزه القایی با ۶/۵ ریشتر را بخود دیده است. سد از نوع بتنی وزنی و به ارتفاع ۱۰۳ متر بوده و رویداد زمین‌لرزه موجب بوجودآمدن شکاف‌های بزرگ در بدنه آن گردیده‌است. ملاحظه می‌شود که زمین‌لرزه های القایی از دیدگاه مهندسی سد نیز حائز اهمیت می‌باشند. برای یافتن الگوی لرزه‌خیزی القایی مخزن یک سد لازم است که دست کم دو سال قبل از آبگیری آن، منطقه مورد رفتارنگاری خرد لرزه ای (Microseismic monitoring) قرار گیرد. این رفتار نگاری به کمک یک شبکه لرزه‌نگاری محلی پریود کوتاه قابل انجام می باشد. همچنین داشتن برخی از داده‌ها نظیر افت تنش (stress drop) مربوط به زمین‌لرزه‌های منطقه، ساز وکار گسل‌های موجود در مخزن سد و رژیم هیدروژئولوژیک مخزن و وضعیت زمین‌ساختی جایگاه سد ضروری می‌باشد.لازم به ذکر است که لرزه‌خیزی القایی تاکنون در سدهای با ارتفاع بیش از یکصد متر، حجم مخزن بیش از پانصد میلیون متر مکعب و یا قرار گرفته در جایگاه زمین ساختی فعال گزارش شده است.

۲-۳- مطالعات لرزه زمین ساخت ویژه ساختگاه (site specific) سازه‌های خاص (بویژه سدها)

مهمترین نتایج مطالعات لرزه زمین ساخت شامل مدل چشمه‌های لرزه‌ای ناحیه، دوره بازگشت زمین لرزه‌ها (بعضا با استفاده از داده‌های پارینه زلزله شناسی، مدل لرزه زمین ساختی و برآورد خطر گسلش در ساختگاه سازه مورد نظر می باشد. برای نیل به نتایج ذکر شده لازم است که لرزه‌خیزی گستره طرح، زمین ساخت صفحه‌ای، زمین ساخت ناحیه‌ای و زمین شناسی محلی ساختگاه مورد بررسی واقع شود و بعضا نیاز به انجام برخی آزمایشات سن سنجی، تعبیه شبکه لرزه نگاری محلی و مطالعات ژئودتیک و میکروژئودزی نیز وجود خواهد داشت. لازم به ذکر است که جزئیات

مورد لزوم مطالعات برای هر ساختگاه و هر سازه باقضاوت کارشناسی متکی بر اهمیت سازه، جایگاه لرزه زمین ساختی آن، فاز مطالعاتی مورد نظر و... تعیین خواهد گردید.

۲-۳-۱ - گردآوری وتحلیل کارشناسی داده‌های زمین لرزه‌ای

می‌توان بر حسب ثبت و یا عدم ثبت زمین‌لرزه‌ها توسط دستگاه‌های لرزه‌نگار آنها به دو گروه زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگاهی تقسیم نمود. برای زمین‌لرزه‌های تاریخی با استناد به شواهد غیرمستقیم نظیر وسعت منطقه کلان لرزه‌ای (Meizoseismal region) ، شدت‌های مشاهده شده و... برآورد بزرگا و رومرکز انجام می گردد.

برای هر زمین‌لرزه با اهمیت تاریخی می‌بایست موارد زیر را گردآوری نمود (ICOLD , 1989)

الف) مختصات رومرکز مه‌لرزه ای (Macroseismic, epicenter)

ب) بزرگا (M) و یا شدت رومرکزی (Epicenteral intensity)ترجیحا همراه با نقشه خطوط هم‌لرزه (Isoseismal map)

پ) ساز و کار گسلش لرزه‌ای

ث) ویژگی‌های گسلش مشاهده شده، نظیر طول، عرض زون خردشده و...

ج) ناحیه ای که رویداد در آن حس شده (مساحت ناحیه و..)

چ) اثرات سطحی ثانوی (شامل زمین لغزش ، روانگرایی و...)

ح) شدت زمین لرزه در ساختگاه (برحسب مقیاس مرکالی اصلاح شده یا مقیاس مشابه)

خ) قابلیت اعتماد و کیفیت گزارش رویداد

د) فاصله رومرکز تا ساختگاه

ذ) منبع یا منابع گزارش

۲-۳-۲- بررسی زمین ساخت ناحیه و ساختگاه

۲-۳-۲-۱ گردآوری ومقایسه مدلهای زمین ساخت صفحه‌ای وانتخاب مناسب‌ترین مدل و تشریح آن

برای خاورمیانه و فلات ایران مدل‌های زمین ساخت صفحه‌ای متعددی ارائه شده است. برخی از این مدل‌ها عبارتند از Nowroozi(1972),Mckenzie(1972)Minister and Jordan(1978)
,Franchetean(1983)

در هر مطالعه لرزه‌زمین ساخت بهتر است که این مدل‌ها مورد بررسی واقع شده وکمی وکاستی‌های آنها مشخص شود. سپس مناسب‌ترین مدل انتخاب شده و ویژگی‌های آن در گزارش تشریح شود. برخی از مهمترین ویژگی‌های مدل مورد استفاده در تحلیل عبارتند از:

۱-جایگاه ساختگاه سد در مدل مورد استفاده

۲-وضعیت میدان تنش (stress fild) وتوزیع تنش‌ها

۳- ساز وکارهای گسلی قابل انتظار در هر صفحه زمین ساختی

۴- حرکات نسبی صفحات محل زون های فرورانش (Subduction zonos) وتوان لرزه‌زایی آنها و...

یک صفحه زمین ساختی از نظر هندسی حد بالایی یک استان لرزه زمین ساختی را بوجود می آورد. یعنی هیچ استان لرزه زمین ساختی نمی‌تواند از یک صفحه زمین ساختی بزرگتر باشد. بنابراین از نتایج مدل زمین ساخت صفحه‌ای می‌توان در تقسیم بندی لرزه زمین ساختی گستره مورد نظر استفاده نمود.

۲-۳-۳ پارامترهای مورد نیاز ارزیابی لرزه ای

انجام مطالعات آنالیز خطر زمین لرزه و برآورد ویژگی های جنبش زمین بستگی به سطوح مختلف طراحی مورد نیاز با توجه به میزان لرزه خیزی منطقه واهمیت سازه دارد که در ابتدا به آن پرداخته میشود.

۲-۳-۳-۱- سطوح مختلف طراحی

معمولا برای سازه های خاص چندین سطح مختلف طراحی به شرح زیر در نظر گرفته می شود.

۲-۳-۳-۱-۱ سطح مبنای طراحی (DBL : Design basis level)

مقادیر منسب به این سطح طراحی می تواند حداقل یکبار در طول عمر مفید سازه روی دهد. دوره بازگشت مقادیر جنبش زمین در این سطح بیشتر از عمر مفید سازه می باشد . احتمال فزونی جنبش زمین را می توان کمتر در نظر گرفت. به عنوان مثال برای سازه هایی که صدمه دیدن آنها می تواند پیامدها ی فاجعه بار داشته باشد احتمال فزونی مقادیر را در طول عمر مفید آنها ۱۰ درصد توصیه نموده اند.

۲-۳-۳-۱-۲- سطح بالای طراحی (MDL : maximum design level)

برای سازه هایی که شکست آنها باعث بروز خطر اجتماعی می شود MDL را معادل MCL در نظر می گیرند. معمولا MDL به میزان قابل ملاحظه ای از DBL بیشتر می باشد. میزان احتمال فزونی مقادیر در این سطح بستگی به میزان پذیرش تخریب سازه دارد و فرض می شود در این از طراحی ، سازه دچار آسیبهای سازه ای عمده نشود.

۲-۳-۳-۱-۳- سطح بیشینه قابل قبول (MCL : Maximum credible level)

در این سطح از طراحی سازه می تواند دچار آسیبهای عمده سازه ای شده و غیر قابل استفاده گردد. ولی نباید باعث بروز فاجعه وخطرات اجتماعی گردد.

برآورد MCL ازهر دوروش تحلیلی واحتمالاتی امکان پذیر است ولی بهتر است که از روش تحلیلی استفاده شود . در صورتی که از روشهای احتمالاتی استفاده می شود دوره بازگشتهای طولانی یا احتمال فزونی سالیانه بسیار کم انتخاب می گردد. برای سازه هایی که شکست آنها باعث بروز فاجعه می گردد، احتمال فزونی سالیانه را حتی تا۱/۱۰۰ در نظر گرفته اند.

۲-۳-۳-۱-۴- سطح بنا (CL: construction level)

این سطح برای بازه زمانی ساخت سازه مورد نظر حائز اهمیت است . جنبش زمین در این سطح را معمولا ۸۰ درصد مقادیر DBL درنظر می گیرند.

۲-۳-۳-۲ – میزان لرزه خیزی منطقه ومراحل مورد نیاز آنالیز خطر زمین لرزه

- **خطر لرزه ای کم :** برآورد بیشینه مقادیر جنبش زمین با روش های ساده کافی میباشد. اکثر سازه هایی که در این موقعیت قرار دارد تحت مقادیر کمتر از MDL نباید آسیب ببینند. اگر سازه برای MDL کنترل شده باشد احتساب DBL الزامی نیست.
- **خطر لرزه ای متوسط :** برآورد بیشینه مقادیر جنبش زمین ، طیف پاسخ وسری زمانی شتاب (با توجه به نوع سازه ، نرخ ریسک ومودهای شکست آن) کافی است. سازه در مقابل MDL با آسیب جزئی باید مقاومت کند، در این حالت احتساب DBL الزامی نیست.
- **خطر لرزه ای بالا :** ترجیحا شامل برآورد طیف پاسخ و سری زمانی شتاب می باشد اگر چه برآورد طیف پاسخ می تواند برای بعضی از سازه ها (مانند سدهای بتنی و تجهیزات وابسته) کافی باشد ، احتساب جداگانه DBL , MDL , MCL الزامی است.
- **خطر لرزه ای بسیار بالا :**اجبارا شامل برآورد سری زمانی شتاب می باشد به نحوی که پدیده های خاص گسلش مانند اثر گستره نزدیک (Near field) و... در نظر گرفته شود.

۲-۳-۴- رده بندی سازه ای وتجهیزات وابسته:

سازه وتجهیزات براساس اهمیت آنها وبه منظور کارکرد امن ومداوم در عمر مفید خود رده بندی می شوند . ارزیابی سازه ها و تجهیزات وابسته توسط بررسی خطر پذیری موجود به هنگام شکست آنها انجام می گیرد . رده بندی سازه ها به شرح زیر است.

رده۱- سازه های بحرانی ، شکست آنها ممکن است اثرات فاجعه آمیزی داشته باشد.

رده۲- سازه های خیلی مهم ،شکست آنها ممکن است اثرات اقتصادی شدید داشته باشد.

رده۳- سازه های مهم

رده۴- سازه هایی که پایداری آنها فقط در فاز ساخت اهمیت دارد

رده۵- سازه های خیلی مهم

۲-۳-۵- معیارهای عمومی طراحی رده های مختلف سازه ای :

در نظر گرفتن معیارهای زیر برای رده های مختلف الزامی است.

رده۱- سازه ها وتجهیزات در این رده باید توان پایداری بدون شکست در پایداری بدون شکست در برابر جنبش MCL را داشته باشند . رفتار غیر الاستیک و خسارات قابل جبران همراه برای این رده به هنگام رویداد جنبش در سطح MCL مجاز است . طراحی سازه ها در این رده مستلزم یک آنالیز دقیق با استفاده از طیف پاسخ و شتاب نگاشت می باشد.

رده۲- سازه ها وتجهیزات مربوط به این رده باید توان پایداری در برابر جنبش MDL رابدون شکست سازه وتجهیزات داشته باشند. رفتار غیر الاستیک و خسارات قابل جبران همراه برای این رده به هنگام رویداد جنبش زمین در سطح MDL مجاز است . طراحی سازه ها در این رده مستلزم آنالیز دقیق با استفاده از طیف پاسخ است.

رده۳- سازه ها وتجهیزات مربوطه این رده باید توان پایداری در برابر جنبش زمین در سطح DBL را بدون خسارت قابل توجه یا از کار افتادگی داشته باشند.

رده۴- برای سازه هایی که پایداری آنها در فاز ساختمان مهم در نظر گرفته شده ، باید اجزاء مربوطه توان پایداری در برابر جنبش زمین حداقل به مقدار ۸۰ درصد مقادیر DBL بدون هرگونه خسارت قابل توجه ویا از کار افتادگی را دارا باشند . پایداری سازه ها در فاز ساختمان که در نهایت بخشی از از یک سازه دائم را تشکیل میدهند. باید توسط جنبش زمین در سطح بنا بررسی شود . هرچند سازه نهایی ممکن است برای یک سطح بالاتر طراحی شود.

رده ۵- برای سازه هاو تجهیزات رده ۵،طراحی لرزه ای لزومی ندارد.

۲-۴- برآورد ویژگی های لرزه خیزی

۲-۴-۱ تهیه لیست رویدادزمینلرزه ها

در برآورد خطر زمین لرزه لیست رویداد زمین لرزه ها با توجه به موارد زیر تهیه می شود.

الف- محدوده جغرافیایی : محدوده های جغرافیایی مطرح در آنالیز خطر زمین لرزه معمولا به شرح زیر است.

- محدوده ای به صورت یک نوار اطراف یک گسل
- محدوده چشمه های ناحیه ای لرزه زا
- محدوده شعاعی اطراف ساختگاه
- استانهای لرزه زمین ساخت

ب- بازه های زمانی لیست رویداد زمین لرزه ها : با توجه به ناهمگن بودن دقت اطلاعات زمین لرزه هااز نظر دقت برآورد بزرگا،مکانیابی و همچنین متغیر بودن بزرگای آستانه ، باید لیست رویداد زمین لرزه ها را به بازه های زمانی متفاوت ومناسب دسته بندی نمود. دسته بندی ها باید با توجه به ناهمگنی های موجود باشد.

ج- مراکز اعلام کننده اطلاعات زمین لرزه : استخراج اطلاعات مورد نیاز از لیست رویداد زمین لرزه ها ،باتوجه به اولویت های زیر عمل می شود.

۱- اطلاعاتی که به صورت مطالعه موردی وبررسی های صحرایی درباره برخی اززمینلرزه ها تهیه شده است.

۲- اطلاعات ایستگاههای لرزه نگاری محلی ونزدیک (در صورت وجود واطمینان کافی به دقت اطلاعات آنها)

۳- اطلاعات ایستگاههای شبکه لرزه نگاری جهانی با توجه به درجه اعتبار ودقت اطلاعات آنها

- ترک خوردگی جدید معمولا از محل درزها بین واریزهای بتن ریزی بین بتن و پی سد و یا درز بین کنسولها شروع میشود زیرا مقاومت کششی در محل درز کمتراز مقاومت کششی بین بتن یکپارچه میباشد حتی در شرایطی که درزها جهت بهبود اتصال بتن کاملا آماده شده باشند مقاومت

کشـی تک محوری درمحل درز ۱۰ الی ۲۰ درصد کوچکتر از مقاومت کششی بتن دست نخورده است در نتیجه مقاومت کششی درز در حدود f_c' ۰/۱۵ خواهد بود .

– احتمال ترک خوردگی در سـدهای وزنی در قسـمت فوقانی سـد ودر سـدهای قوسی در نزدیکی تکیه گاه و بالای قوس بیشتر است .سدهای بتنی قوسـی یا وزنی طوری طراحی می شـوند که بار وزن و فشارهیدرواستاتیک آب را با حداقل تنش کششی به تکیه گاهها منتقل نمایند تنشهای فشاری پدید آمده درسدمعمولاتا مقاومت فشاری بتن فاصله زیادی دارند زیرا تنش مجاز که مبنای کنترل طرح می باشد محدود به مقداری کمتر از مقاومت فشـاری می باشـد بهنگام زلزله تنشـهای تناوبی در نقاط مختلف سـد بوجود می آید در نواحی که تحت تنش فشـاری بزرگی هستند مجموع تنشهای دینامیکی و اسـتاتیکی معمولا تامقاومت فشـاری بتن فاصـله دارند و لذاغالبا پس از زلزله خرد شـدگی ناشی از تنشهای فشاری دیده نمی شود و یا در صـورت وقوع بصـورت موضعی و در اطراف سازه های جنبی می باشد در مقابل بدلیل کوچکی مقاومت کششی بتن که حدود ۰/۱ مقاومت فشاری اسـت تنشـهای دینامیکی میتواند در نواحی خاصـی منجر به گسیختگی کششی و گاه برشی شوند نواحی مستعد ترک خوردگی کششی بخشهایی از سد هستند که در حالت تحت تنش فشاری کوچکی هستند ولی بهنگام زلزله تنشهای دینامیکی بزرگی را تجربه می کنند .در سدهای وزنی پشت بند دار مثل لتیان و سـفید رود در بخش فوقانی سـد بخصـوص محلی که شـیب پایین دسـت تغییر می کند از جمله نواحی مستعد ترک خوردگی هستند زیرا در این ناحیه وزن بتن فوقانی کم است در نتیجه بار مرده کوچک است (اسلاید نشا ن داده شده است)

در مقابل بدلیل پاسـخ دینامیکی این سـد ها معمولا شـتاب شـتاب افقی این نواحی معمولا چندین برابر شـتاب افقی در پی سـد بوده در نتیجه بارهای دینامیکی بسیار بزرگی به این بخش وارد میشـود مجموع دو عامل فوق الذکر سبب می شود که ترک خوردگی کششی یا برشی پس از زلزله های بزرگ در این نواحی مشـاهده شود برای مثال در سدهای سفید رود و کوینا چنین کیفیتی بعد از زلزله مشاهده شده است علاوه بر مسئله تنشها عوامل دیگری بر ترک خوردن بتن تاثیر دارندمهمتر از همه درزها هسـتند زیرا درزهای سـاختمانی بین بلوکهای مجاور درزهای انقطاع بتن ریزی و درز بین پی و بدنه سـد دارای مقاومت کمتری نسبت به بتن یکپارچه هسـتند در نتیجه در هنگام زلزله به سـرعت ترک خورده و به امر گسترش ترک کمک می کننددر نتیجه فرض بتن همگن و یکپارچه به تخمین کمتر از واقع ترک خوردگی منجر می شــود از دیگرعوامل آســیب های ســدهای بتن در زلزله مسئله انقباض بتن و تنشهای حرارتی ناشی از آن می باشد که میتواند سبب کشش در بتن شود و این نقاط را برای ترک خوردگی آماده نمایند با توجه به آنکه تنشـهای حرارتی تابع دما می باشـند این نکته که زلزله در چه فصلی رخ دهد حائز اهمیت است علاوه بر آن مسئله خزش در بتن که باعث التیام تنشـها می شود و به توزیع یکنواخت تر تنشهای کمک میکند را در صورت امکان باید در نظر گرفت در نتیجه فاصله زمانی بین ساخت سد تا وقوع زلزله عامل مهم دیگری است که در میزان ترک خوردن بتن تاثیر دارد علاوه بر مسئله خزش ،مقاومت و سختی بتن تابع عمر آن میباشد آزمایشـات انجام شـده موید آن اسـت که رفتار بتن تحت تنشـهای متناوب فشـاری تا ۶۰ درصد مقاومت قشاری ارتجاعی خطی است از طرف دیگر آنالیز دینامیکی سدهای بتنی مبین آنست که تنشهای فشاری طی زلزله جز در بخشهای کوچکی از سد بندرت از این حد فراتر می رود زیرا همانگونه که گفته شـد تنشـهای فشاری بتن تحت بارها ی سرویس به مقاومت مجاز محدود میگردند که خود کسری از مقاومت فشاری بتن میباشد در نتیجه رفتار غیر خطی بتن در فشار شامل جذب انرژی در فشاردر حلقه پس ماند و تغییر در سختی سازه قابل اغماض می باشد.

رفتار بتن در محدوده تنشـهای کشـشـی نیز غیر خطی اسـت ولی چون مقاومت کشـشـی بتن نسبت کوچکی از مقاومت فشاری آن است و از طرف دیگر با افزایش کرنش ها و ترک خوردگی بتن این مقاومت به مقادیر ناچیزی نقصـان می یابد در محاسـبات دینامیکی سدها با دقت فابل فبول رفتار بتن رادر کشـش ارتجاعی خطی در نظر می گیرندو نمودار تنش –کرنش مماس بر منحنی تنش –کرنش در کرنش صفردرنظر گرفت علاوه بر بتن آب موجود در ترکها و درزها نیز بر توزیع تنش اثر گذاشـته و شـروع و توسـعه ترک خوردگی تحت الشـعاع قرار می دهداین امر مخصــوصــا در بخشـهای پایینی سـد و محل تاج سـدتاپی سـنگی اهمیت بیشـتری دارد عموما فقط فشـار حفره های اسـتاتیکی به هنگام آنالیز زلزله در نظر گرفته میشـود(به جای آنکه اثر تواما اسـتاتیکی و دینامیکی در نظر گرفته شـود)زیرا هر چند که پاسخ در هنگام زلزله تحت تاثیر تنشهای موثر و فشار حفره ای اسـت اما معمولا فرض می شـود آب حفره ای به هنگام سـیکل ها ی فشـار حرکت نمی کند این بدان علت اسـت که به هنگام زلزله تنشـهای دینامیکی به سـرعت تغییر نموده و آب حفره ای زمان لازم برای حرکت را پیدا نمی کند در نتیجه می توان مجموعه بتن و آب حفره ای را به عنوان

یک جســم در نظر گرفته و پدیده ترک خوردگی را بر حســب تنشــهای کل بیان نمود بنا بر این یک مدل واقعی برای پیش بینی رفتار بتن می تواند مبتنی بر رفتار ارتجاعی تا مرحله شکست و گسیختگی ترد شامل پیش بینی محل شروع ترک خوردگی و نحوه گسترش آن باشد .

۲-۵- اشکال وعلل احتمالی شکست سد:

ضـعف سـد یا پی ممکن اسـت اشـکال گوناگون داشـته باشـند. بعضی از رایج ترین علل شکست سد ونمونه هائی از شرایط نامطلوب در این قسمت مورد بحث قرار گرفته است. شرایطی که می تواند به شکست سد منجر گردد به قرار زیر دسته بندی شده است:

کاتاگوری شکست	دلایل
- نا پایداری پی	- روان گرایی - لغزش زمین - فرونشست - آبشستگی مواد جامد یا انحلال مواد محلول در آب - حرکت در گسلهای زیر یا مجاور سد
نقص سرریز	- انسداد - شکستگی پوشش - آسیب دیدگی دریچه ها و بالابرها - حرکت دال ها
نقص تاسیسات تخلیه	- انسداد - آسیب دیدگی دریچه ها و بالابرها - شکستگی پوشش
کاتاگوری شکست برحسب نوع سد سد بتنی	- زیاد بودن فشار برکنش (زیرفشار) - توزیع پیش بینی نشده فشار برکنش - حرکات و واخمش های غیر یکنواخت - تمرکز تنش خصوصا در پنجه پایاب که نشانی آن ترک خوردگی خرد شدن بتن می باشد .
معایب سد خاکی	- روان گرایی - ناپایداری شیب - نفوذ بیش از حد آب - انتقال و انحلال مواد جامد و محلول - فرسایش خاک - پیدایش ترک ها در اثر فعالیت های زلزله

معایب حاشیه مخزن	- ناپایداری شیب - سستی موانع طبیعی - سوراخ های ایجاد شده به وسیله زلزله

۲-۶-بازرسی اجزاء اصلی طرح بعد از زلزله

بعد ازوقوع زلزله ، کلیه اجزاء اصلی طرح باید مورد بازرسی قرار گیرد تا مشخص شود زلزله چه عوارضی بر جای گذاشته است. نقشه های کروکی می تواند به تشریح نوع ومیزان خسارتهای وارده کمک کند. در اسرع وقت باید ازنتایج عینی فعالیت زمین لرزه عکس برداری شود. این اسناد برای پی بردن به اینکه آیا شرایط حاد دیگری نیز در سازه ها در حال وقوع است یا خیر ، ارزش فوق العاده دارد.اندازه گیری باید بوسیله کلیه وسایل و دستگاههای نصب شده در سد وپی اطراف آنها انجام وقرائت شود. نقشه برداری های تکمیلی ودقیق ، نصب لرزه نگارهای موقتی برای ثبت حرکات قوی و سایر دستگاههای اندازه گیری،برای کنترل سازه ها وتعیین محل خسارتها می تواند مورد استفاده قرار گیرند.

باید تدابیر خاصی اتخاذ شود تا اطلاعات حاصل از لرزه نگارها به طور صحیح استخراج وبرای تفسیر به مسئول ذیربط ارائه شود.

۲-۷-گسله های بنیادی و شکستگیهای مهم :

مسئله گسلش در محدوده سدها همواره از جنبه های مختلف مدنظر قرار داشته است. گسلها به عنوان مناطقی ضعیف در پوسته زمین می باشند که اعمال نیروهای زمین ساختی موجب حرکت وجابجایی یا تولید زمین لرزه توسط آنها می شود .ریخت زمین ساخت فعلی پوسته کره زمین نمایانگر وجود این ساختارها در تمامی بخشهای پوسته می باشد اما این امر به معنی فعال بودن تمامی این گسلها در رژیم های لرزه زمین ساختی حاکم بر پهنه های مختلف کره زمین نمی باشند .درجه اهمیت گسلها درگستره پیرامون ساختگاه سد بستگی به پارامترهایی نظیر درجه فعالیت ،نوع فعالیت(لرزه زا یا بی لرزه بودن)،توان لرزه زایی و فاصله تا ساختگاه مورد بررسی دارد کلیه گسلهای با اهمیت دارای پتانسیل جابجایی هستند این جابجایی می تواند به صورت لرزه زا (همراه با رویداد زمین لرزه) یا بی لرزه (دارای خزش زمین ساختی) باشد .مکانیزم های ایجاد گسیختگی در سطح زمین توسط گونه های مختلف گسل به شرح زیر میباشد .

الف- گسل راستا لغز(Strike slip fault)

این گسل معمولا دارای شیب نزدیک به قائم می باشد و جنبش آن منجر به لغزش در صفحه افق می گردد بطوریکه مولفه جنبش قائم آن ناچیز است .ب- گسل هنجار(Normal fault)

بردار لغزش در این حالت در جهت مولفه ثقل زمین روی صفحه گسل می باشد .

آسیب های ناشی از جابجایی و گسیختگی زمین در بلوک فرو افتاده متمرکز است و بلوک بالا آمده ،تقریبا دست نخورده باقی مانده است .

ج- گسل رانشی

۲-۷-۱ نگاهی اجمالی به طراحی سد بر روی گسل فعال

هرگاه تنها ساختگاه ممکن برای احداث سد دارای گسل یا گسلهای فعال باشد (گسل در زیر بدنه سد قرار دارد)لازم است سد و بدنه های جانبی متناسب با حرکتهای احتمالی گسل یا گسلهای فعال طراحی گردد لذاشرایط ویژه ای در طراحی سد روی گسلهای فعال مطرح میگردد جهت طراحی سد روی گسلهای فعال در محل سدلازم است اطلاعات زیر در مطالعات زمین شناسی ولرزه خیزی مشخص گردد.

۱-موقعیت گسلهای فعال در محل سد و سازه های جانبی ،عرض ناحیه خرد شده

۲-نوع گسل وجهت حرکت گسل (سازو کار گسل)

۳-میزان جابجای ی احتمالی سطح زمین در اثر حرکت گسل

۲-۷-۲توصیه های طراحی

نظر به اینکه زلزله بهره برداری (OBE)که احتمال وقوع آن در عمر مفید سد (حدود۱۰۰سال)۵۰ درصد می باشد لازم است بهره برداری از سد به خطر نیفتد در نتیجه لازم است اطمینان کافی نسبت به عدم ترک خوردگی و خرابی موجود باشد برای این منظور لازم است تنشهای پدید آمده بهنگام زلزله کمتر از مقدار نهایی باشد بدین منظور برای آنالیز سد برای زلزله بهره برداری مدل ارتجاعی خطی کافی خواهد بود

به هنگام زلزله حداکثر(MDEیاMCE)ترک خوردگی مجاز بوده ولی لازم است گسترش ترک خوردگی به گونه ای نباشد که سبب انهدام بخشی از سد شود به این ترتیب به یک باره حجم بزرگی از آب دریاچه سد رها گردد در این تحلیل چون ترک خوردگی مجاز شمرده می شودلازم است به طرز مناسبی در تحلیل ملحوظ شود علاوه بر این ترک خوردگی سبب جذب انرژی می شود و در میرایی سازه موثر است به همین دلایل ،تحلیل پایداری سد در در برابر زلزله حداکثر از پیچیدگی بیشتری نسبت به زلزله بهره برداری برخوردار است .

۲-۷-۳ توصیه هایی جهت افزایش پایداری سازه سد بتنی در مقابل زلزله

۱- سدهای وزنی :

۱-۱) نواحی صدمه پذیر

نقاط صدمه پذیر این نوع سدها به شرح ذیل خواهد بود:

الف - قسمت ثلث فوقانی سازه سد و قسمتی از سر ریز که تجهیزات مکانیکی مستقر می باشند

ب-در محل تغییر ناگهانی شیب شیروانی پایین دست و بالا دست

ج-در مجاورت گالری ها و فشار درون سازه سد

د-در محل تماس سازه سد و پی

ه-پرده تزریق در پنجه سد

۱-۲)توصیه های افزایش ایمنی : به عنوان یک توصیه کلی می باید از انتخاب محلهایی که ناپیوستگی زمین شناسی قابل ملاحظه ای دارد یا مورفولوژی تکیه گاههای آن کاملا نامتقارن می باشد اجتناب ورزید بنا براین باید به منظور افزایش ایمنی سد های بتنی در مقابل زلزله

۱-از تغییرناگهانی شیب در وجوه سد باید اجتناب نمود در صورتی که به منظور حفظ پایداری استاتیکی سازه سد این تغییرات ضروری باشد می باید از شبکه آرماتور در حد کفایت بهره جست و یا تغییر شیب را به نحو تدریجی انجام داد .

۲-در سدها از تعداد و طول گالریها در حد امکان کاسته شود شکل گالری ها بنحوی انتخاب گردد که تمرکز تنش حداقل گردد و در طول مرز گالریها آرماتور مناسب تعبیه شود.

۳-در پایه های مرتبط کننده سرریز به سازه سد آرماتور کافی ملحوظ شود

٤-به منظور ایجاد چسبندگی و اصطکاک کافی درمحل تماس پی و دیواره ها با سد ،اصلاحات مناسب صورت پذیرد

۵-تعدیل شمای سد با انتخاب شیبهای مناسب در وجوه و عریض کردن در مجاورت پی

٦-استفاده از دریچه های فلزی با سختی بالا (نظیر دریچه های قطاعی)در سرریزها و آبگیرها

۷-به منظور کاهش تراوش از پرده تزریق و بدنه سد از زهکش کارا استفاده شود

۸-افزایش عمق آزاد در تاج سد:

این عمق آزاد جهت ملحوظ داشتن امواج ایجاد شده در مخزن ناشی از زلزله می باشد عمق آزاد متعارف برای این سدها در جدول زیر آورده شده است.

ارتفاع سد	عمق آزاد(متر)
کمتر از ۵۰ متر	۱
۵۰-۱۰۰ متر	۲
بیشتر از ۱۰۰ متر	۲/۵

۲-سدهای پشت بند دار:

۲-۱)نواحی صدمه پذیر

رفتار این نوع سدها مشابه سد های وزنی میباشد در بررسی های انجام شده از این نوع سد ها مشخص شده است که نواحی صدمه پذیر عبارتند از :

الف–اتصالات بالا دست پشت بندها

ب–نواحی که آبگیرها عبور می نمایند

ج–اتصالات بین دالهای مسطح از نوع Ambursen و یا قوسها در سد های چند قوسه یا پشت بند ها

د–ناحیه مجاور پی در پشت بندها

۲-۲ توصیه های افزایش ایمنی

در کل توصیه می گردد که از ساخت این سدها در نواحی فعال زلزله اجتناب گردد و یا اینکه تمهیدات کافی جهت ساخت آنها چه در مرحله ساخت به عمل آید همان طوریکه ذکر گردید رفتار این نوع سدها مشابه سدهای وزنی میباشد ولی در عین حال به توصیه کلی جهت افزایش پایداری در جهت عرض پشت بندها توجه گردد دیگر موارد بشرح ذیل می باشد :

۱–ایجاد حائل پیوسته در پشت بندها در پایین دست که این امر به منظور ایجاد تکیه گاه پیوسته برای صفحه پشت بند انجام می یابد .

۲–از درزهای مجزا در کفبرای پشت بندها در نواحی ای که پی ضعیف می باشد استفاده گردد

۳–ابعاد پشت بندها در مجاورت پی افزایش یابد.

٤–به کارگیری تیرهای افق با سختی کافی در مقابل کمانش به عنوان بادبند افقی این عناصر باید به پشت بندها و به سنگ تکیه گاهها بصورت مناسبی متصل گردد و یابلوکهای بتنی ایجاد شده در تکیه گاهها مهار گردند.

۵–از دیوارهای برشی قائم و یا مایل که سختی پشت بند را افزایش می دهد استفاده گردد.

٦–فراهم نمودن درزهای انقباضی در جهات تنش اصلی در صفحه دال پشت بنددار را افزایش می دهد استفاده میگردد

۷- افزایش ضخامت صفحه

۸- فراهم نمودن سیسم زهکشی مناسب

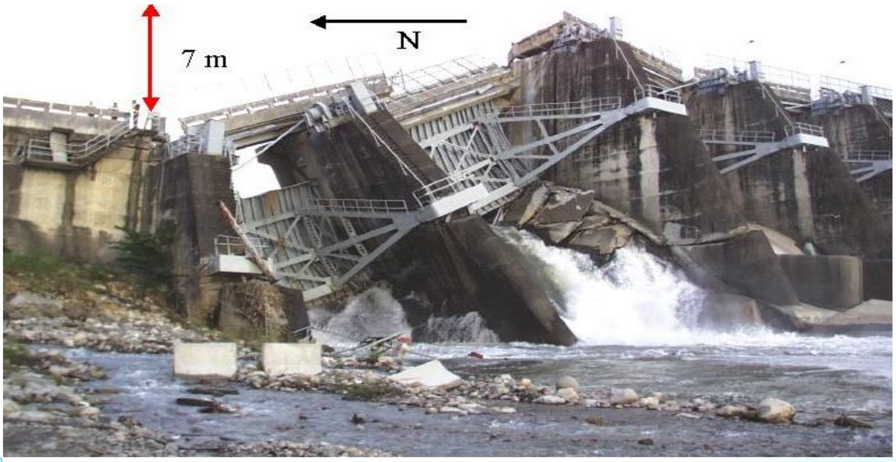
۹- ایجاد گالری های زهکشی و تجسس در امتداد درزهای بین پشت بندهای مجاور

۱۰- فراهم نمودن ابعادلازم برای وجوه بالا دست پشت بندبه منظور تقلیل کشش در بتن در اثر زلزله

۳- سدهای پشت بنددار آسیب دیده در اثر وقوع زمین لرزه

همانگونه که عنوان شدتاحال هیچ سد بتنی نبوده که در برابر زلزله دچار انهدام کلی گردیده و یا با رها شدن آب درون مخزن به طور همزمان خسارتهای عظیمی را ایجاد کند اما مواردی از سد بتنی بوده است که در اثر زلزله دچار خسارت شده اند منجمله:

۱–سد وزنی (koyna)به ارتفاع ۱۰۰ متر که تحت اثر زلزله ای با بزرگی ٦/۵ ریشتر که درمحل در محل سد بیشینه شتابهایg ٦۳/در جهت عرض رودخانه و g ٤۵/. در امتداد رود خانه به ثبت رسیده است قرار گرفته و در وجوه بالا دست و پایین دست درست در محل تغییر شیب ،ترکهایی ایجاد و به صورت مختصری نشت آب به سمت پایین دست صورت گرفته است .



۲–سـد پشـت بند دار (hsin feng kiang) در چین تحت اثر زلزله هایی به بزرگی ٦/١ ریشتر قرار گرفته و گر چه علت عدم وجود دستگاه شتاب نگاشـت در حین وقوع زلزله مقدار بیشـینه شـتاب مشـخص نبوده است ولی این سـد که ارتفاعی حدود ۱۰۳ متر داشـته اسـت نیز متشابها دچار ترک خوردگی گردیده است

۳- درنهایت شـدیدترین خرابی در زلزله رودبار منجیل به بزرگی ۷/٦ ریشـتر بر روی سـد سفیدرود با ارتفاع ۱۰٦ متر اتفاق افتاده است این سداز نوع بتنی پشت بند دار بوده که در حین وقوع زلزله مخزن پر بوده و فاصله آن تا کانون زلزله کمتر از ۵ کیلومتر بوده است .شمای کلی خرابی این سد که بصورت ترک خوردگی می باشد در شکل زیر ارائه شده است .

رفتار لرزه ای سدهای خاکی

۳-۱-مقدمه:

سدهای خاکی در مقایسه با انواع دیگر سدها (سدهای بتنی) بیشترین تعداد را در جهان دارا بوده و در مناطق لرزه خیزی مانند ایران تامین پایداری لرزه ای این سدها از اهمیت ویژه ای برخوردار است. بررسی دقیق پایداری سدهای خاکی در برابر زلزله از پیچیده ترین مسائل در حوزه سازه های خاکی است. علت پیچیدگی و عدم قطعیت در نتیجه گیری در حال حاضر این است که مجموعه معلومات و روابط بین آنها در تحلیل این مساله بسیار متنوع و متفاوت است. آسیب پذیری سدها در برابر زلزله از دیرباز مورد توجه بوده، زیرا شاهد ناپایداری آنها در هنگام زلزله های قوی و مخرب بوده ایم. در آمریکا از اواخر دهه ۱۹۵۰ توجه بیشتری به پایداری لرزه ای سدهای خاکی معطوف گردید. اساس طراحی سازه ها در برابر زلزله و بررسی ایمنی لرزه ای سازه های موجود عبارت است از بررسی زلزله های طرح مناسب و مدلسازی تامی پدیده هایی که ممکن است پاسخ لرزه ای را تحت تاثیر قرار دهند. اعتبار تحریکات و مدلهای آنالیز مورد استفاده در ارزیابی رفتار سازه ها در برابر زلزله را تنها می توان از طریق مقایسه مشاهدات میدانی مربوط مورد بررسی قرار داد. این مورد در حال حاضر ناقص است و عام برای اندازه گیری های میدانی در طول زلزله و بطور خاص برای اندازه گیری تکان های شدید نیازهایی دیده می شود. اندازه گیری های مورد نیاز به تکان های میدان آزاد که از آن اطلاعات تکرار زلزله و مشخصات آن(از جمله جنبه های انتشارموج) در سایت های مختلف بدست می آید،مربوط می شودو همچنین به تکانهای سازه ای که بوسیله آن جنبه های خاص رفتار لرزه ای انواع مختلف سازه قابل مطالعه و بررسی است ارتباط پیدا می کند. سدهای خاکی در مناطقی متداول هستند که شرایط فونداسیون برای هر نوع سد بتنی مناسب نباشد. سدهای خاکی دارای دو سطح بالادست و پایین دست با شیب خیلی کم می باشند و بنابراین بار وزن بر سطح خیلی بزرگ پخش می شود. حجم مصالح بکاربرده شده در سدهای خاکی ۱۰ تا ۲۰ برابر بیشتر از سدهای بتنی وزنی با همان ارتفاع می باشد.

۳-۲- سدهای خاکی و انواع آن:

سدهای ساخته شده از مصالح از خاکبرداری،بدون اضافه کردن هرگونه مصالح چسباننده مصنوعی، سدهای خاکریزه ای به دو دسته سدهای خاکی و سدهای سنگریزه ای تقسیم می شوند. یک سد خاکریزه ای، وقتی سد خاکی محسوب می شود که خاک متراکم شده بیش از ۵۰ درصد مصالح آن را تشکیل دهد. یک سد خاکی از خاک (در تعریف مهندسی) که در لایه های متوالی ریخته شده و در رطوبت مناسب متراکم شده است،تشکیل می یابد.

۳-۳- دلایل استفاده روز افزون از سد های خاکی:

دلایل استفاده روز افزون از سد های خاکی به قرار زیر می باشند:

۳-۳-۱- مناسب بودن برای دامنه وسیعی از عرض دره از دره های عریض تا گلوگاه های با شیبهای دامنه تند.

۳-۳-۲- مناسب بودن طیف وسیعی از وضعیت شالوده از بستر سنگی تا نهشته های نرم با قابلیت فشردگی یا خاک نسبتاً نفوذپذیر.

۳-۳-۳- استفاده از مصالح طبیعی که از منابع قرضه نزدیک محل گسل بدست می آید.

۳-۴-۳- قابلیت ماشینی کردن عملیات اجرایی

۳-۵-۳- پایین بودن بهای واحد کار و کم بودن نرخ رشد تورم آن

۳-۴- بارهای وارد بر سدهای خاکی

بارهای وارد بر سدهای خاکی عبارتند از : فشار آب،نیروی وزن، نیروهای ناشی از نشت آب،بار رسوب،فشار موج و نیروهای القایی ناشی از ارتعاشات زلزله. این بارها بر سدهای خاکی از لحاظ فلسفی متفاوت با یک سازه صلب (برای مثال سد بتنی) می باشد. همین مساله باعث می شود که تحلیل سدهای خاکی کمتر به صورت یک روش رابطه سازی شده در می آید.

۳-۵- تاثیر زلزله بر سدهای خاکی

هر چند موضوع آسیب پذیری سدهای خاکی در برابر زلزله از زمانهای قبل مورد توجه بوده است،ولی به دلیل اینکه تعداد اندکی از سدهای بزرگ در اثر زلزله آسیب دیده اند، از این رو نسبت به ماهیت تاثیر زلزله بر پایداری سدهای خاکی به طور جدی و قطعی برخورد نمی شد. با وجود این، با توجه به اینکه برخی از سدها و برخی خاکریزه ها در اثر زلزله آسیب دیدند و یا فرو ریختند، از اواخر دهه۱۹۵۰ در ایالات متحده توجه بیشتری به موضوع پایداری سدهای خاکی مطعوف گردید و به تدریج روشهای بررسی این مساله گسترش یافت. بطور کلی، پیشرفت تحلیل ریاضی اثر زلزله بر سدهای خاکی را تا سالهای حدود ۱۹۷۰ باید در دو علت زیر توجیه نمود:

۱- عدم دسترسی به موارد واقعی و مشخص سدهای خاکی تخریب شده

۲- عدم شناخت دقیق مکانیسم تاثیر تخریبی جنبش زلزله بر جسم خاکی

۳-۶- اثرات زلزله بر پایداری سدهای خاکی:

آثار زیان بار زلزله بر سدهای خاکی به قرار زیر می باشد:

۳-۶-۱- شکست و ریزش سد به علت وجود گسل اصلی در زیر قاعده سد

۳-۶-۲- ایجاد روانگرایی در مصالح سد و پی که در نهایت باعث ناپایداری آنها می گردد.

۳-۶-۳- ایجاد نیروی اینرسی افقی در شیبهای جناحین و افزایش نیروهای رانش

۳-۶-۴- از بین بردن آب بندی سطح تماس و در نتیجه افزایش نشت از میان ترکها

۳-۶-۵- آسیب رساندن به سریز و سایر سازه ها و ادوات هیدرولیکی سد،مانند شکست سرریز یا لوله های خروجی آب به علتهای مختلف،انسداد لوله های خروجی و سریز و یا زهکش ها

۳-۶-۶- ایجاد موجهای سطحی، نشت تاج،لغزش دامنه ها و عریض شدن سد و در نتیجه به مخاطره افتادن ارتفاع آزاد سد

۳-۶-۷- لغزش سد بر روی لایه های ضعیف

۳-۶-۸- سریز شدن آب از روی سد در اثر ایجاد امواج سطحی روی آب

علل تخریب سدهای خاکی:

علل تخریب سدهای خاکی می تواند به دلایل زیر باشد:

الف- سرریز شدن آب از روی سد در اثر زمین لرزه ای ناگهانی در مخزن سد

ب- روانگرایی ماسه های اشباع یا تراکم پایین، و یا از بین رفتن مقاومت رسهای اشباع در اثر ارتعاش زلزله،زیرا امواج فشار ناشی از زلزله در وهله نخست به آب منفذی وارد می شوند و ناگهان از تنش موثر خاک کاسته و موجب کم شدن مقاومت برشی می شوند.

۳-۷- آسیبهای وارده به سدهای خاکی:

نمونه هایی از آسیبهای وارده به سدهای خاکی به شرح ذیل است:

۳-۷-۱- سد سن فرناندو

دور نمای سد"سن فرناندو" که طول آن ۱/۶ مایل و ارتفاع آن ۱۳۰ فوت بوده است. این سد در زلزله سن فرناندو آسیب جدی دید. مخزن این سد ۸۰ درصد آب شهر لس آنجلس را تامین می نمود.

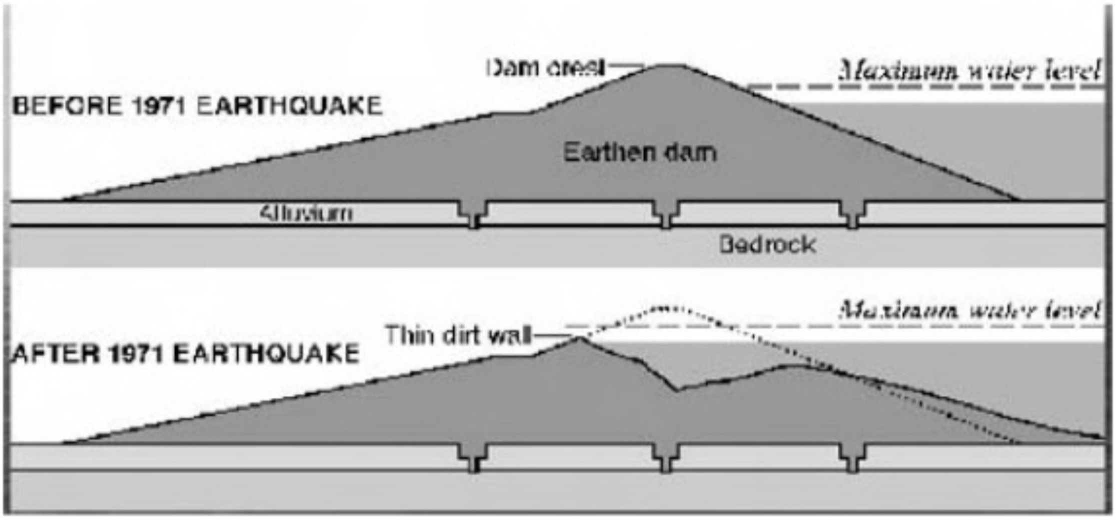
شکل ۱

شکل ۲ بازگو کننده وضیعتی است که در آن به علت لغزش پوسته بالادست در مخزن،تاج سد در زیر آب ناپدید شده است. لغزش اندکی پس از وقوع زلزله رخ داده است و به دلیل روانگرایی، مقاومت خاکریز ساخته شده از بین رفته است.

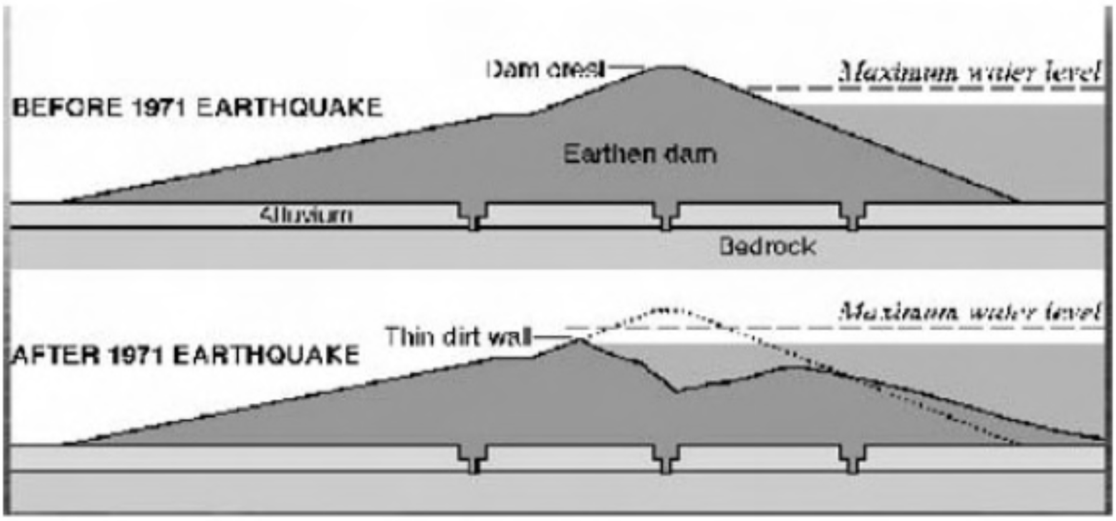
شکل۲

فروریزش پوسته بالادست در حالی که مخزن خالی شده است. سطح جاده بیانگر موقعیت قبلی تاج سد می باشد.

شکل ۳ مقطع سد قبل و بعد از زلزله سال ۱۹۷۱



شکل۴



شکل۵

۳-۷-۲- سد لس آنجلس

سد و مخزن لس آنجلس بین حوضچه آب سطحی ایجاده شده توسط دو سد بالا و پایین قرار گرفته است.

شکل۶

شکل ۷ مخزن سد لس آنجلس و سازه های الحاقی آن

زلزله سال۱۹۹۴ نوریج منجر به بروز ترک در روسازی بالادست سد لس آنجس گردید. سد در برابر لرزشهای شدید پایداری نموده و خسارتهای بسیار جزئی دیده است.

شکل ۸ زلزله سال۱۹۹۴ نوریج - بروز ترک در روسازی بالادست سد لس آنجس

۳-۸- ویژگی های دینامیکی سدهای خاکی

تنوع خواص بدنه سدهای خاکی، مخصوصاً رفتار دینامیکی آنها، گوناگونی جنس، ضخامت و شرایط دیگر شالوده آنها، و تفاوتهای اصولی در ویژگیهای موثر زلزله ها مانند فاصله مرکز زلزله تا سد،شدت و طول زمان وقوع زلزله، نوع و امتداد امواج رسیده به سد، فرکانس امواج ومیزان استهلاک از عوامل موثر بر رفتار دینامیکی سدهای خاکی هستند. جنس پی سد نقش مهمی در پایداری آن دارد. انهدام سد، روی سنگهای سخت و محکم کمتر از سنگهای نرم است و بدترین حالت آن است که سد بر روی زمینهای رسی تحکیم نشده بنا گردد. دامنه امواج ارتجاعی زلزله به هنگام عبور از لایه های سست، زیاد شده و از سرعت امواج کاسته می شود. در زلزله های شدید، دامنه نوسانات به ۳۰ تا ۶۰ سانتی متر، و طول امواج به ۱۵ تا ۳۰ متر می رسد. نشست خاکهای ریز دانه بیش از خاکهای دانه ای است. در بعضی از انواع لای و رس که خاصیت روانگرایی دارند، انهدام سازه حتمی است. ماسه های با تراکم کم و سست در زیر آبهای یر زمینی در اثر افزایش فشار منفذی روان می شوند با کاهش سرعت امواج، دامنه نوسانات زیاد می شود. نیز سرعت امواج در مصالح گوناگون ، متفاوت است.

۳-۹- تحلیل پایداری سدهای خاکی

در ابیات مهندسی، سدها را گاه به موجودات زنده تشبیه می کنند:زیرا به دلیل تغییر در وضعیت محیط زمین شناختی در طول زمان،شرایط حکمفرما در سد و مخزن بصورت متناوب در حال تغییر است. از این روست که سدها باید به گونه ای طراحی و اجرا شوند که در تمام طول مدت بهره برداری پایداری قابل قبولی از خود نشان دهند. تحلیل پایداری بر اساس سطح برشی که در آن خرابی ایجاد می شود استوار است.این سطح، سطحی در بدنه سد یا فونداسیون است که درآن تنش برشی ایجاد شده بیش از مقاومت برشی است ودر نتیجه کل جرم برروی آن سطح لغزشی حرکت خواهد کرد. خرابی ممکن است در اثر مسائل دیگری غیر از لغزش مانند تغییر مکانهای شدید یا روانگرایی نیز ایجاد گردد. مهمترین عامل در کنترل دقت روش پایداری سطج شیب دار، تخمین صحیح پارامترهای مقاومت خاک و تغییرات آنها می باشد. روشهای بررسی پایداری بدنه سد را در برابر زلزله می توان به ترتیب پیشرفت این روشها ، در سه گروه طبقه بندی نمود:

۱- روشهای شبه استاتیک

در این گونه روشها،تحلیل پایداری بدون توجه به زمان،جابجایی لغزشی درون خاک و هرگونه تغییر در خواص خاک انجام می گیرد. نتایج این روش گاه(به عنوان مثال در مرحله نهایی طراحی) اطمیان بخش نیست.

۲- روشهای مبتنی بر تحلیل دینامیکی

نسبت به روشهای شبه استاتیک پیشرفته تر می باشند و به ویژه با استفاده از تکنیکهای محاسباتی اجزا محدود و تفاضل های محدود، نکات مهمی را در تحلیل مساله روشن می کنند. در این روشها مشخص بودن پارامترهای دینامکی مصالح از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

۳- روشهای جدید

در این روشها به ویژگی های واقعی محیط بررسی، توجه عمده و اساسی می شود.

۳-۱۰- ضریب زلزله در سدهای خاکی

در آمریکا، ضریب زلزله سدهای خاکی بین ۰.۵/تا ۱۵/ و بصورت استاتیکی در نظرفته گرفته می شود. آیین نامه ژاپنی کمیته ملی ژاپنی ساخت سدهای بزرگ در سال ۱۹۵۷ ضریب زلزله را بین ۱۲/ تا۲۵/ در نظر گرفته است.

۳-۱۱- تحلیل دینامیکی سدهای خاکی

برای درک رفتار واقعی سدهای خاکی تحت اثر زلزله باید مدل دینامیکی مناسبی برای سد انتخاب نموده و پاسخ لحظه ای آن را مورد مطالعه قرار داد. تا کنون روشهای مختلفی برای تحلیل دینامیکی سدهای خاکی توسط محققان مورد استفاده قرار گرفته که مهمترین آنها به شرح زیر است:

۱- روشهای مبتنی بر حل معادلات حرکت سد

۲- روشهای مجزا سازی سد به لایه های موازی، و تحلیل دینامیکی آن به روشهای عددی

۳- روش اجزا محدود

۳-۱۲- کاربرد ابزار دقیق در سدهای خاکی:

ابزار دقیق که ترجمه کلمهInstruments می باشد، واژه ای است که د رسالهای اخیر در مهندسی سازه های خاکی بسیار مورد توجه قرار گرفته است. آنچه اهمیت استفاده از این وسائل را بیشتر نموده و فناوری بهره برداری از آنها را گسترش داده عبارت است از ،لزوم سیستم هشدار دهنده ای جهت جلوگیری از حوادث ناگهانی بصورت نابودی ابنیه و خسارات جانی د رپایین دست سد، مقایسه کار انجام شده با طرح محاسبه شده، کنترل فرضیه های طراحی وکار پژوهشی جهت اصلاح عملکرد و بهینه نمودن سدهای آتی. اهداف یک برنامه ابزار بندی به شرح زیر می باشد:

۱- کنترل در حین عملیات ساختمانی: در طول دوره ساختمان کلیه پارامترهای بحرانی طرح

۲- کنترل بعد از اتمام عملیات ساختمانی:

در این مرحله میزان دستیابی به اهداف طراحی مورد بررسی قرار گرفته و اطلاعات مبنا قبل از بهره برداری تهیه می شود.

۳- کنترل د رحین بهره برداری:

در این مرحله تغییراتی که در پارامترهای مختلف بعلت شروع عملیات بهره برداری رخ می دهد، مورد اندازه گیری قرار می گیرد.

۴- بهبود روشهای طراحی:

از جمله اهداف مهم ابزار بندی، اجرای پروژه های تحقیقاتی به منظور مقایسه نتایج طراحی با نتایج عملی و در صورت لزوم بهبود و اصلاح روشهای طراحی است. مهمترین ابزار برای کنترل طراحی لرزه ای سد های خاکی شتاب نگار می باشد که بطور معمول برای سدهایی که در مناطق زلزله خیز ساخته می شوند، در نزدیکی تاج سد و در قسمت پایین دست شیب، نصب می شوند و واکنش پی سازه و تکیه گاهها را در مقابل زلزله ثبت می کنند.

۳-۱۳- آزمایشات ارتعاش اجباری در سدهای خاکی

در سازه های مهم مانند سد های خاکی بررسی این نکته اهمیت دارد که آیا سدها در عمل نیز مانند آنچه در طراحی فرض شده است رفتار می کنند؟ برای مقابله با زلزله، باید بدانیم سدی که ساخته ایم تا چه حد مقاوم است. برای دانستن این موضوع بررسی نقشه های فنی سد، کیفیت مصالح بکار رفته مهم است ولی تحلیل واقعی مقابله یک سد خاکی در برابر زلزله قدری پیچیده تر به نظر می رسد. بهترین روش برای بررسی دقت مدلهای ریاضی و تئوریهای مربوط به آنها در پیشگویی رفتار لرزه ای سدها، استفاده از آزمایشهای با مقیاس کامل است. اندازه گیری مستقیم پارامترهای دینامیکی سدهای خاکی به دو روش کلی آزمایشگاهی و محلی صورت می گیرد. آزمایشهای محلی به دلیل مطالعه رفتار لرزه ای سد در مقیاس واقعی از اهمیت ویژه ای برخوردار است. آزمایشهای محلی به سه بخش تقسیم می شوند:

۱- آزمایشهای ارتعاش محیطی

۲- آزمایش ارتعاش اجباری

۳- آزمایش سد تحت لرزه قوی

۳-۱۳-۱- تاریخچه آزمایشهای ارتعاش اجباری :

آزمایش مدل واقعی سدها با استفاده از یک یا چند دستگاه لرزاننده از دهه ۱۹۵۰ آغاز شد. و طبق گزارشهای منتشر شده اولین سد خاکی به ارتفاع ۶۱ متر در سال ۱۹۶۶ در کالیفرنیا با چهار دستگاه لرزاننده تحت آزمایش ارتعاش اجباری قرار گرفت. در سال ۱۹۷۰ سد خاکی دیگری در مکزیک

به ارتفاع ۱۴۵ متر با دودستگاه لرزاننده تحت آزمایش قرار گرفت و ۸ فرکانس اول سد و اشکال مدل مربوطه بدست آمد. در سال ۱۹۷۴ با انجام آزمایش ارتعاش اجباری با دو دستگاه لرزاننده روی یک سد خاکی به ارتفاع ۵۶ متر در اسکوپیه(در کشور مقدونیه) فرکانسها و اشکال مدی بدنه سد بدست آمد و با نتایج یک مدل الاستیک عددی مقایسه شد. در سال ۱۹۷۶ در کشور ژاپن آزمایش ارتعاش اجباری با یک دستگاه لرزاننده روی سه سد خاکی به ارتفاع ۹۵/۱۱۹ و ۶۴/۵ متر انجام گردید و فرکانسها،اشکال مدی میرایی های مدی بدست آمد.

۳-۱۳-۲- جایگاه آزمایش های ارتعاش اجباری و محیطی :

در آزمایش ارتعاش اجباری، به دلیل استفاده از ژنراتورهای ارتعاشی با قابلیت اعمال نیرو های قابل کنترل، وارد نمودن انرژی متمرکز بر تاج سد،نسبت بالای سیگنال به نوفه در داده های اندازه گیری شده و ثابت نگه داشتن فرکانس بارگذاری در حالت ارتعاش دائم سد، پارامترهای ارتعاشی بدنه سد با دقت بیشتری اندازه گیری می شود. قیود و محدودیتهای این روش عبارتند از:

۱- آزمایشهای ارتعاش اجباری نسبت به انواع دیگر آزمایشها از نظر زمان و هزینه آزمایش گرانتر تمام می شود. تعداد کم آزمایشهای انجام شده با این روش تصدیق کننده این مطلب است.

۲- هزینه های بالا

۳- مشکلات حمل و نقل

۴- دامنه کوچک ارتعاش ایجاده در بدنه سد نسبت به زمانی است که سد تحت تاثیر زمینلرزه قوی قرار می گیرد

۵- این آزمایش نمی تواند رفتار غیرخطی مصالح را مدل کند.

۳-۱۳-۳- مراحل انجام آزمایشهای ارتعاش اجباری در سدهای خاکی

مراحل انجام این آزمایش عبارتند از:

۱- قبل از شروع آزمایش، ابتدا محاسبات عددی بدنه سد انجام شود تا ایده ای از فرکانسهای تشدید و اشکال مدی مربوط بدست آید.

۲- دستگاه های مولد ارتعاش در موقعیت و جهتی که بیشترین تحریک را در بدنه سد ایجاد کند نصب گردد.

۳- پس از همزمان کردن دستگاه های مولد ارتعاش، کلیه دستگاه ها در یک جهت اصلی با فرکانس ارتعاش وزنه های دستگاه ها به تدریج کاهش نوسان می کنند و بصورت همزمان خاموش می شوند. هنگامی که فرکانس ارتعاش وزنه های دستگاه ها به تدریج کاهش می یابد به فرکانسهای تشدید پایین تر سد می رسد و در این فرکانسها حالت تشدید مختصری در دامنه سد ایجاد می شود. در این مرحله با قرار دادن تعداد زیادی لرزه نگار در طول تاج سد می توان ارتعاش آزاد سد را پس از خاموش کردن دستگاهای لرزاننده ثبت کرد و مقادیر پیک پاسخها را که فرکانسهای تشدید ارتباط دارند مشاهده نمود.

۴- دستگاه ها در جهت مورد نظر و با اختلاف فاز بدست آمده از مرحله قبل تحت فرکانس تقریبی نوسان می کنند و فرکانس تشدید در چندین پله کوچک در اطراف فرکانس تقریبی تغییر داده می شود و مقادیر پاسخ سد مانند مرحله سوم ثبت می گردد.

۵- با مشخص شدن دقیق فرکانسهای تشدید سد، سد تحت یکی از فرکانسها به ارتعاش در آمده و اشکال مدی اندازه گیری می شوند.

۶- هنگامی که دستگاه های لرزاننده تحت فرکانس تشدید معینی نوسان می کنند ناگهان خاموش می شوند و کاهش دامنه نوسان جهت محاسبه میرایی مدی اندازه گیری می شوند. این عمل جهت افزایش دقت چندین مرتبه تکرا ر می شود.

۷- مراحل پنجم و ششم برای کلیه فرکانسهای تشدید مورد نظر تکرار می شود.

بهینه سازی حجم مخازن سد

۴-۱-مقدمه:

ایران در منطقه ای از دنیا واقع شده است که متوسط باران سالانه آن کمتر از $\frac{۱}{۳}$ متوسط باران سالانه جهان است. علاوه بر کمبود باران، توزیع زمانی و مکانی آن نیز بسیار نامناسب است. حتی پر بارانترین نقاط کشور ما، در فصل تابستان نیاز به آبیاری دارند. بنابراین به لحاظ توزیع مکانی و زمانی نیز بارندگی در ایران با نیاز بخش کشاورزی که مصرف کننده اصلی آب در کشور می باشد مطابقت ندارد. اکثر شهرهای ایران نیز در مناطقی واقعند

که به رودخانه هایی که جریان آب آنها مستقیماً از رواناب حاصله از بارندگی ها تامین شده باشد دسترسی ندارند. بنابراین باید پذیرفت که خشکی در ایران یک واقعیت اقلیمی است و این ما هستیم که باید خود را با آن سازگاری دهیم. برای زیستن در خشکی چاره کار، شناخت اقلیم و سازگاری با آن است نه مقابله با آن. البته با تمام خسارتهایی که از خشکسالی ها عاید کشور می شود هنوز براساس معیارهای موجود ایران جزء کشورهای کم آب دنیا قلمداد نمی شود. معیارهای که برای پرآبی یک کشور بکار برده می شود سرانه منابع آب قابل تجدید در آن کشور است. در حال حاضر با توجه به جمعیت جهان مقدار آب تجدید شونده دنیا حدود 6500 متر مکعب در سال برای هر نفر است. اما این مقدار به طور یکنواخت تقسیم نشده است. بطوریکه در بعضی مناطق دنیا مقدار آن زیاد و در برخی جاها کم می باشد. آستانه ۱۰۰۰ متر مکعب در سال برای هر نفر را مرز کم آبی برای هر کشور تعیین کرده اند. در ایران با در نظر گرفتن جمعیت کنونی کشور ، مقدار سرانه آب تجدید شونده حدود ۱۵۰۰ متر مکعب در سال تخمین زده می شود که با این حساب نمی توان آنرا یک کشور کم آب تلقی کرد و بهتر است در حال حاضر آن را جزء کشورهای با تنش آبی در نظر بگیریم. اما توزیع آب در مناطق جغرافیایی کشور نامناسب است. یکی از راههای سازگاری با کم آبی استفاده بهینه از منابع آب و افزایش بهره وری آب است. باید سعی کرد تا حد ممکن از نزولات جوی ، جریان آبهای سطحی و منابع زیرزمینی و رطوبت خاک به نحو مطلوب و بهینه استفاده نمود و این کار عملی نخواهد بود جز با اعمال یک مدیریت بهینه در استفاده از منابع آب.

٤-٢- وضعیت منابع آبهای سطحی

در میزان آبهای سطحی ، نوسان شدیدی مشاهده می شود. در اواخر زمستان و اوایل بهار آب رودها و مسیلهای خروشان به دریاها ، دریاچه ها و باتلاقها و کویرها می ریزد و به این طریق مقدار بسیار زیادی آب هدر می رود. اما با فرا رسیدن فصل گرما به ویژه تابستان ، غالباً آنچنان آبها سریع کاهش می یابد و فروکش می کند که در اغلب رودها و مسیلها دیگر قطره ای آب جریان پیدا نمی کند (رودها و مسیلهای فصلی و موقتی). آب رودهای دائمی هم آنقدر کم می شود که در بسیاری از موارد حتی به برخی از روستاهای پائین دست و دور افتاده نمی رسد و از این لحاظ خسارات زیادی به ویژه متوجه کشاورزان می شود. میزان نوسان در شدت جریان آب رودخانه ارتباط مستقیم با میزان بارندگی و ریزش برف در مناطق کوهستانی دارد. میزان نوسانات از فصلی به فصل دیگر متغیر می باشد. همچنین تغییرات زیادی در جریان آب رودخانه هااز سالی به سال دیگر وجود دارد. با توجه به نرخ متغیر جریان رودخانه در ماههای مختلف سال ، کمبود آب در ماههای مختلف سال و حتی دوره های کمتر از ماه مشهود می باشد.

٤-٣- کمبود آب و راه حل مقابله با آن

از آنچه که در مورد نوسان شدت جریان رودخانه ها گفته شد، مواجهه با کمبود آبی در فواصل زمانی سالیانه، ماهانه و حتی در دوره های کمتر از ماه نتیجه گرفته می شود و این خود پدیده ای است که سبب وارد شدن خسارات زیادی به بخش کشاورزی و در نهایت حیات اقتصادی و اجتماعی یک منطقه می گردد. از اهمیتی که آب در حیات ساکنین یک منطقه دارد چنین برمی آید که از این نیروی طبیعی روز به روز بیشتر استفاده می شود و کشورها می کوشند تا با مهار کردن آب رودخانه ها ، حداکثر استفاده از آن را در زمینه های مختلف بکنند. در این راستا، احداث سد از جنبه های مختلف دارای اهمیت و بطور مستقیم دارای اثرهای سودمند است که از آن جمله به طور خلاصه موارد زیر را می توان نام برد :

٣- مهار کردن سیلابها و طغیانهای آبی و جلوگیری از خسارات ناشی از آن

٤- ذخیره سازی آب و امکان بهره برداری منطقی و اصولی از آن به ویژه برای فصول کم آب و خشک در مناطق خشک و حتی نیمه خشک. به علت فقر آبی در فصول گرم و خشک فعالیتهای اقتصادی دچار وقفه شده و حتی در معرض نابودی قرار می گیرد. حتی در مناطقی مانند سواحل دریای خزر که تقریباً از لحاظ بارندگی و فراوانی آب شهرت دارند، در فصل تابستان با مشکل کم آبی مواجه می شوند. اما عملاً دیده شده است که احداث سدها و ذخیره کردن آب برای استفاده در فصول خشک به این طریق ، نگرانی که از بابت کمبود آب قبلاً در میان کشاورزان وجود داشته را تا حدودی برطرف کرده است.

٤-٤- احداث سد و امنیت در بهره برداری

مهمترین انگیزه احداث سدهای مخزنی، ایجاد اطمینان و اعتماد به دوام و دائمی بودن آب برای ساکنین یک منطقه می باشد. احداث یک سد استفاده کنندگان از آب رودخانه را مطمئن می سازد که نوسان آب مورد استفاده آنان دیگر مانند گذشته ، یعنی قبل از احداث سد شدید نیست یا به عبارت دیگر در شرایط عادی در فصل گرم و خشک تابستان، مردم دچار کم آبی شدید و یا بی آبی نخواهند شد. در حالی که این امکان وجود دارد که رودخانه بدون سد در دیگر فصول سال از آب کافی برخوردار باشد ولی در فصل خشک تابستان ، آب اندکی در آن جریان یابد، با احداث سد بر روی چنین رودخانه هایی و ذخیره کردن آب آنها در پشت سدها ، این نوسان و تغییرات شدید و بی ثباتی آب تا حدود زیادی از بین می رود که نقش موثری در بهبود وضع زندگی مردم، هم از لحاظ اقتصادی و هم از لحاظ اجتماعی دارد. کشاورزان با دلگرمی و اعتماد برنامه های تنظیم شده برای کشت و زرع را انجام می دهند و با اطمینان خاطر برای زراعت خود خرج می کنند ، تا از وجود آب حداکثر بهره را ببرند. در حالی که این اعتماد و اطمینان در مورد ساکنان اکثر نقاطی که از آب رودخانه بدون سد استفاده می کنند وجود ندارد زیرا کشاورزان در بهار با توجه به فراوانی آب در این فصل ، با عشق و علاقه به زراعت می پردازند و حتی بر سطح کشت خود می افزایند ولی با فرا رسیدن تابستان و فروکش کردن آب رودخانه مایوس می شوند و در مواردی حتی جبور می شوند بیش از دو سوم سطح کشت خود را دیگر آبیاری نکنند تا آب به یک سوم باقیمانده، تا اندازه ای به حد کافی برسد. این بی ثباتی آب زیانهای دیگری نیز در بردارد و آن اینست که کشاورز جرات خرج کردن و سرمایه گذاری در زارعت خود را ندارد و در نتیجه محصول خوبی هم نمی تواند برداشت کند.

٤-٥- تخمین ظرفیت مخزن سد

حجم ذخیره سدها معمولاً از تحلیل آمار درازمدت شدت جریان رودخانه (در حدود ٥٠ سال) و مقایسه آن با نیازهای آبی پائین دست سد و همچنین توجه به خصوصیات هندسی محل محور مخزن سد و سایر عوامل تاثیرگذار تعیین می گردد.

جهت تخمین ظرفیت مخزن سد ابتدا باید منظور از اجرای آن برنامه و نوع بهره برداری سد را با توجه به اولیتها و نیازهای آن منطقه معین و مشخص نمایند. از آن جمله باید مشخص نمود کدام یک از مقاصد زیر شامل اهداف پروژه می باشند:

٧- تامین آب آبیاری منطقه
٨- جلوگیری از طغیان سیل
٩- منحرف نمودن آب
١٠- تامین آب مصرفی در شهرها و صنایع
١١- تهیه برق
١٢- ....

بسیاری از سدهای کنونی چند جانبه هستند یعنی آب برای کشاورزی و صنعت و شرب فراهم می کنند، از خسارت سیل و شسته شدن خاک و خراب شدن زمینهای زراعتی جلوگیری به عمل می آورند، از آنها برای مصارف خانگی ، کشاورزی و صنعتی برق تهیه می شودوغیره.

در مناطق خشک و کم آب ، سدها بیشتر به منظور بهره برداری از آب برای شرب و کشاورزی احداث می شوند. در بعضی از نقاط کشور ، سدهای کوچک از نوع بند انحرافی ساخته می شود که از آنها منحصراً برای آبیاری زمینهای زراعتی استفاده می شود. در سالهای اخیر ساختن سدهای کوتاه یا کوچک به منظور تهیه و ذخیره کردن آب آشامیدنی و کشاورزی به ویژه در نقاط خشک و کم آب کشور بر روی رودخانه های موقتی و فصلی ، خیلی معمول شده است. معمولاً با توجه به اهداف مذکور در بالاست که برنامه لازم برای احداث هر طرح یا سد تنظیم و اجرا می شود

٤-٦- اهمیت دقت در محاسبه حجم مخزن سد

هزینه توسعه منابع آب با نرخ قابل ملاحظه ای روند افزایشی پیدا نموده است، از این رو محاسبه دقیق ظرفیت مخزن سد اهمیت ویژه ای یافته است. چنانچه ظرفیت مخزن سد کوچک باشد، مخزن سد قادر به تامین هدفی که برای آن طرح شده است یعنی نیاز آبی پائین دست خود نمی باشد

از سوی دیگر، طراحی کردن مخزن سد با ظرفیتی بالا از جهات مختلف از جمله تغییر کاربری زمین های حاشیه رودخانه از یک سو و افزایش هزینه اجرایی پروژه از سوی دیگر سبب به زیر سئوال بردن اقتصاد طرح می گردد. از این رو با توجه به کمبود آب و اهمیت ذخیره سازی آب ، طراحی و تعیین ظرفیت مخزن سد نیاز به مطالعات عمیقی دارد.

در این خصوص تعیین ظرفیت مناسب برای احداث سدهای مخزنی بخصوص در رودخانه های سیلابی که آورد سالانه آنها بسیار متغیر است نقش اساسی در مدیریت و برنامه ریزی منابع آب ایفا می نماید. بنابراین هرگونه اقدام در راه بهینه سازی حجم مخزن مورد نیاز با توجه به ابعاد اقتصادی طرح گامی به جلو در راه توسعه اقتصادی خواهد بود.

٤-٧-ملاحظات کلی در محاسبه ظرفیت مخزن سد

در طراحی مخازن سد، عوامل و مقاصد متعددی که در توسعه منابع آب دخالت دارند را باید در نظر گرفت. سیاستها و خطوط کلی تعیین شده از سوی تصمیم گیرندگان در ارتباط با توسعه منابع آب در منطقه احداث پروژه در طراحی مخازن سد مورد ملاحظه قرار می گیرد. به عنوان مثال، سدی که در یک منطقه با کمبود جدی آب احداث می گردد با حداکثر ممکن ظرفیت و حداقل مصرف جهت تضمین احتیاجات آبی منطقه طراحی می گردد. به بیانی دیگر اقتصاد طرح تحت الشعاع تامین نیاز آبی منطقه با حداکثر ظرفیت ممکن قرار می گیرد. بنابراین مطالعه دقیقی جهت تعیین ظرفیت مخزن سد در یک منطقه مورد نیاز می باشد. به طور کلی عوامل مهمی که تعیین کننده ظرفیت مخزن سد در یک منطقه می باشند عبارتند از : میزان ریزش جوی

۸.میزان جریانهای ورودی به مخزن

۹.میزان بهره برداری از سفره آب زیرزمینی

۱۰. نیاز آبی سالیانه و توزیع آن نسبت به زمان

۱۱. کمبود آب

۱۲. روش بهره برداری از مخازن سد

۱۳. تلفات آبی شامل تبخیر و تراوش از سد

١٤. احتمالات

علاوه بر عوامل فوق ، مولفه هایی که نقش مهمی در تصمیم گیری بازی می کنند عبارتند از :

٤.درجه آزادی مجاز وقوع کمبود به لحاظ کمیت و دوره زمانی وقوع

٥.خطر پذیری و عدم قطعیت

٦.لحاظ نمودن تاثیرات طرحهای موجود و آینده در حوضه

طرح قابل اجرا ، علاوه بر جوابگویی به نیازهای آبی منطقه باید به لحاظ اقتصادی نیز قابل توجیه باشد . از این رو عوامل موثری که در مطالعات اقتصادی طرح مورد ملاحظه قرار می گیرندعبارتند از :

٦.مقدار هزینه در واحد سطح شبکه آبیاری

۷.مقدار درآمد خالص هر هکتار از محصولات زراعی در آینده و در شرایط آبیاری کامل و درآمد کشاورزی در شرایط بدون اجرای پروژه

۸.هزینه های راهبری و نگهداری بخشهای مختلف پروژه

۹.تعیین دوره بررسی اقتصادی و نرخ تنزیل

۱۰. رابطه ا فزایش هزینه احداث سد با افزایش ارتفاع آن ویا به عبارتی با حجم مخزن

٤-٨-مرور روشهای موجود در محاسبه حجم مخزن سد

۱- روش ۷۵ درصد آبدهی[1]

در طراحی مخازن سد برای مصارف کشاورزی عموماً روش ۷۵ درصد آبدهی مورد استفاده قرار می گیرد و مصرف به این مقدار جریان محدود می گردد. ظرفیت مخزن عموما با استفاده از منحنی تجمعی یا هر روش مناسب دیگری تخمین زده می شود و سپس با استفاده از آمار موجود جهت کنترل رعایت معیار ۷۵ درصد آبدهی شبیه سازی صورت می پذیرد.

میزان بارش در بخشهای مختلف یک حوزه از یک سال به سال دیگر متغیر می باشد و به همین نسبت حجم جریان رودخانه ها نیز متغیر می باشد. پروژه های آبیاری باید به گونه ای طراحی گردند که احتیاجات آبیاری در بیشتر سالها رفع گردد.

در این روش سعی بر مصرف جریان رودخانه به میزان ۷۵٪ قابلیت اعتماد می باشد. به این مفهوم که در ۷۵ از سالها ، ممکن است در رودخانه ، جریان مازاد داشته باشیم و در ۲۵ درصد از سالها کمبود با دامنه ای متغیر.

آشکار است که هر چه میزان اعتماد پذیری بالاتر باشد کمیت آب موجود جهت مصرف کمتر می شود. میزان آب قابل دسترس را می توان با در نظر گرفتن مقداری ظرفیت اضافه جهت استفاده از آب مازاد در سالهای بدون کمبود در سالهای کمبود افزایش داد به این ترتیب یک پروژه را می توان بر مبنای قابلیت اعتماد پائین تری از جریان رودخانه با درجه مشابهی از قابلیت اطمینان طراحی نمود. اما در نظر گرفتن ظرفیت اضافه برای مخزن سد هزینه اضافه دربر خواهد داشت و خود منجر می شود به تخمین زدن هزینه افزوده طرح در برابر ظرفیت اضافه .

هر اندازه ارزش آب در یک منطقه بیشتر باشد ، همانند مناطق خشک ، ظرفیت مازادی که برای مخزن سد باید در نظر گرفته شود بیشتر می باشد.

در طرحهای آبیاری اینگونه طلقی می گردد که کشاورز در ۷۵ درصد از سالها باید از بهره مندی از منابع آب اطمینان داشته باشد و در این روش با در نظر گرفتن ظرفیت اضافه این موضوع در نظر گرفته می شود.

پیشنهادات کمیسیون آبیاری به صورت زیر جمع بندی می گردد:

۳.مصرف سالیانه آب به طور تقریبی باید معادل جریان سالانه با ۷۵ درصد قابلیت اعتماد در نظر گرفته شود.

٤.ظرفیت مخزن باید به گونه ای باشد که احتیاجات پروژه آبیاری در ۷۵ درصد از سالها به طور کامل رفع شوند.

محاسبه حجم مخزن

احتمال تامین مقدار نیاز خاصی توسط مخزن را اعتبار مخزن می گویند و به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_f = \frac{N_F}{N} \times 100$$
$$P_R = (100 - P_f)$$

در روابط فوق:

N_f = تعداد سالهای شکست

N= طول عمر پروژه

P_f = درصد شکست

P_R = اعتبار مخزن

محدودیتهای روشهای موجود

از مباحث فوق چنین برداشت می شود که در روش ۷۵ درصد آبدهی مصرف منابع آب از دو جهت محدود می گردد: اول محدود شدن مصرف به جریان با قابلیت اعتماد ۷۵ درصد ودوم طراحی مخزن سد به گونه ای که احتیاجات پروژه را در ۷۵ درصد از سالهایی که پروژه برای آنها طرح شده است برطرف نماید. ممکن است محدودیت در مصرف بواسطه معیار مصرف در ۷۵ درصد از سالها با افزایش ظرفیت ذخیره به حدی که مصرف طرح کاملا رفع گردد قابل حذف باشد. افزایش ظرفیت با در نظر گرفتن متغیرهای مختلف به ندرت عملی می شود.

عموما یک ظرفیت ویژه انتخاب می گردد و جداول عملکرد مخزن به کمک داده های موجود تهیه می گردد. اگر این جداول ناموفق بودن طرح در بیش از ۲۵ درصد از سالها را نتیجه بدهند مصرف طرح در حدی که معیار مصرف در ۷۵ درصد از سالها برطرف نماید کاهش داده می شود. این روش محدودیتهایی دارد به این شرح که فقط تعداد سالهای عدم موفقیت طرح در نظر گرفته می شود و مقدار کمی کمبود در سالهای مختلف در نظر گرفته نمی شود. بنابر این هیچ ارزشی برای میزان کمی کمبود لحاظ نمی گردد.

۲- شاخص کمبود[2] (SI)

موسسه HEC ، سازمان مهندسین ارتش آمریکا با به کارگیری ضریبی موسوم به شاخص کمبود میزان کمی کمبود در سالهای کارکرد پروژه را در نظر می گیرد. (۱۹۷۵)

شاخص کمبود به صورت زیر تعریف می شود:

$$S.I = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Annual \quad Shortage}{Annuel \quad Utilization} \right)^2$$

که در رابطه فوق :

$N =$ تعداد سالهای کارکرد پروژه

$Annual \quad Shortage =$ کمبود سالیانه

$Annual \quad Utilization =$ مصرف سالیانه

هر وقت که شاخص کمبود کوچکتر یا مساوی ۱ باشد طرح موفقیت آمیز است . فرض بر این است که رویداد 20 درصد کمبود در ۲۵ درصد از سالهای کارکرد پروژه مجاز شمرده می شود. قابل مشاهده است که شاخص کمبود مبتنی است بر مقدار کمّی کمبود سالیانه .

جدول (5-1) بیانگر تغییرات درصد کمبود سالیانه و تعداد سالهای عملکرد مخزن است.

جدول(5-1) نمایش شاخص کمبود

ردیف	شاخص	تعداد سالهای کمبود در هر	کمبود سالیانه
۱	۱	۱۰۰	۱۰
۲	۱	۸۰	11/18
۳	۱	٦۰	12/90
٤	۱	٤۰	15/80
٥	۱	۲٥	۲۰
٦	۱	۲۰	22/36
۷	۱	۱۰	31/62
۸	۱	٤	٥۰

باتوجه به مباحث واضح است که روش شاخص کمبود ظرفیت مخزن سد را دقیقتر از روش شاخص کمبود محاسبه می نماید، و این به جهت استفاده نمودن از معیارشاخص کمبود می باشد که میزان کمی کمبود آبی را به صورت سالیانه در محاسبات حجم مخزن سد وارد می نماید.

۳-دیگر نواقص روشهای موجود

تعدادی از نواقص بارز روشهای موجود در طراحی مخزن عبارتند از :

٤.هیچ گونه اشاره ای به حداقل دوره یا دوره مطلوب مطالعات طراحی مخزن در روشهای موجود وجود ندارد. مطالعات در دوره ها با طول های مختلف ، نتایج متفاوتی به دست می دهند. تحلیلهای مبتنی بر طول کوتاه دوره مطالعات نه تنها به تخمین ناصحیح عملکرد پروژه رهنمون می گردند بلکه کلیه محاسبات برای تحلیلهای اقتصادی طرح را نامطلوب می نمایند.

٥.طراحی مخزن سد با مورد ملاحظه قرار دادن پارامترهای موثر از قبیل شدت جریان رودخانه و مصرف در فواصل زمانی طولانی از دقت محاسبه حجم مخزن می کاهد.از اینرو جهت بالا بردن دفت محاسبات لازم است فواصل زمانی محاسبه حجم مخزن سد را از فواصل سالانه به ماهانه و حتی کوتاهتر ده روزه کاهش داد.

٦.دامنه کامل متغیرها با توجه به ظرفیت مخزن و مصرف منابع آب مورد بررسی قرار نمی گیرند و بنابر این مصرف بهینه به حصول نمی پیوندد.

موارد فوق جنبه های دیگری هستند که هنگام طراحی و بهینه سازی ظرفیت مخازن سد باید مورد ملاحظه قرار گیرند.

٤-٩- نیاز به یک معیار استدلالی جهت بهینه نمودن ظرفیت مخزن سد

همانگونه که گفته شد ، طراحی مخزن سد یکی از مهمترین مولفه های برنامه ریزی جهت توسعه منابع آب می باشد. معیارهای موجود و نواقص آنها به طور خلاصه مورد بررسی قرار گرفتند. با توجه به نرخ در حال افزایش میزان نیاز آبی و لزوم بهینه سازی مصر ف منابع آب در یک محدوده مشخص، بسیار معقول به نظر می رسد که تصمیمی قابل توجیه جهت طراحی مخزن سد اتخاذ گردد. عموما تاسیسات احداث شده جهت حفاظت آب قابل تغییر نمی باشند و این امر به سختی و با صرف هزینه های هنگفت امکان پذیر می باشد. بالا بودن تراز سرریز مشکلات اساسی را به وجود می آورد. به علاوه ، محلهای مناسب جهت احداث نمودن سدی با حجم مخزن بهینه کمیاب می باشد و به همین نسبت امکانات موجود جهت توسعه بهینه منابع آب در دسترس، کم یا محدود می باشند. استفاده از روش ٧٥ درصد آبدهی رودخانه جریان قابل اعتماد جهت طراحی پروژه های آبیاری با معیار تامین ٧٥ درصد از نیازسالهای عمر پروژه، مصرفی بهینه را برای منابع آب پیشنهاد نمی نماید. طراحی پروژه با این روش توسط شماری از محققین مورد بررسی قرار گرفته است و جهت افزایش میزان مصرف طرح استفاده از جریان با ٦٥ یا ٥٠ درصد قابلیت اعتماد پیشنهاد گردیده است. بسیاری از محققین استفاده از متوسط شدت جریان رودخانه را توصیه نموده اند. آشکار است که مصرف بیشتر به طراحی مخزن با حجم بیشتر و در نتیجه افزایش هزینه پروژه می انجامد. شایان ذکر است که میزان مصرف با اصلاح نمودن معیار ٧٥ درصد بهره وری موفقیت آمیز در سالهای طول عمر پروژه قابل افزایش می باشد. بدین گونه که درصد مشخصی از سالها به عنوان عملکرد موفق پروژه تعیین گردد. مقدار کمی کمبود آبی دارای اهمیت می باشد و تخصیص دادن یک سال خاص به عنوان سال شکست پروژه بدون تعیین نمودن درجه حداقل کمبود عملی غیر معقول به نظر می رسد. در واقع حتی تاثیر میزان یکسان کمبود آب در ماههای مختلف سال متفاوت می باشد و این دیدگاه باید در طراحی مخازن سد منظور گردد.

همانگونه که قبلا گفته شد ، شاخص کمبود مقدار کمی کمبود سالیانه را مد نظر قرار می دهد. برپایه معیار شاخص کمبود جهت کارکرد موفقیت آمیز پروژه باید ١٠ درصد کمبود در تمام سالهای کارکرد یا ٢٠ درصد کمبود در ٢٥ درصد از سالهای کارکرد پروژه به وقوع بپیوندد.

این شاخص ، تاثیر به سزایی بر نتیجهٔ روشهای موجود که تعداد سالهای کمبود را در نظر می گیرند دارد. با این حال ، نیاز مبرمی به معیاری که کمبود قابل قبولی از مخزن جهت منظورهای مختلف ، تحت شرایط مختلف بهره برداری و در دوره های مختلف با یک نظام ارزشگذاری ترسیم نماید احساس می شود. بدین منظور باید تاثیر فقدان آب بر شرایط اقتصادی و اجتماعی را بررسی نمود. موفقیت یک پروژه این است که از دید مقاصد آن پروژه مورد ارزیابی قرار گیرد. در این راستا ، در نظر گرفتن معیار مشابهی جهت سنجش تمام پروژه ها مناسب به نظر نمی رسد. به عنوان مثال اگر یک طرح جهت آبرسانی به یک منطقه مستعد خشکسالی تدارک دیده شده باشد، لزوما باید از نرخ سود - هزینه به میزان ١ به ٥ استفاده نمود. از طرف دیگر ، اگر شدت نیازهای اجتماعی آنچنان بالا نباشد، مطلوب است که پروژه تنها بر مبنای معیارهای اقتصادی برآورد شود. منظور از بحث کنونی ، مورد توجه قرار دادن شرایط متغیری است که باید در روند طراحی مد نظر قرار گیرد. همانگونه که قبلا مورد بحث قرار گرفت محاسبه ظرفیت مخزن سد بر مبنای تعداد سالهای کمبود معیار دقیقی به نظر نمی رسد و نیاز است که پروژه بر اساس معیاری معقول تر که در آن مفهوم کمبود به طرز مناسبی تعریف گردد طراحی گردد. حالت ایده آل، برآورد تاثیر کمبودها در قالب تحلیل نرخ هزینه و سودهای اقتصادی و اجتماعی می باشد.

١- برآوردهای اقتصادی

کمبود آب بر محصولات مختلف در ماههای مختلف سال تاثیر مشخص بر تولید خالص محصولات دارد. کاهش میزان تولید محصولات تحت اثر کمبود آبی به عوامل مختلفی بستگی دارد از جمله :

٤.میزان کمی کمبود آب

٥.تنوع محصولات

٦.دوره رشد محصولات

تحقیقاتی جهت تعریف نمودن عوامل فوق با استفاده از توابع تولید محصولات به وقوع پیوسته است . توابع رشد محصولات که تا به حال پیشنهاد شده اند ، در واقع بسیار تقریبی هستند و استفاده از آنها در چنین محاسباتی بسیار دشوار می باشد. به علاوه ، یک سیاست تثبیت شده عملی با اولویتهای تعریف شده به منظور استفاده از تابع رشد محصولات در تخمین اقتصادی کمبود آب مورد نیاز می باشد. مطابق ملاحظات عملی، ایجاد یک سیاست عملی در مراحل اولیه طراحی مخزن امکان پذیر نمی باشد.

عمل مهم دیگر نوسان قیمت محصولات مختلف می باشد. این خود ناپایداری هایی در معیاری که متکی بر ملاحضات اقتصادی است به وجود می آورد.

۲- ملاحظات اجتماعی - اقتصادی

مطالعات اجتماعی–اقتصادی سطح وضعیت اقتصادی کشاورز و اقتصاد کشاورزی را برآورد می نماید. برای تثبیت روند کشاورزی، استفاده بهینه از آب کشاورزی ضرورت دارد. نه تنها کمیاب بودن آب بلکه ارزش آب و کمبود آن سبب بروز تاثیر عکس بر شرایط اجتماعی– قتصادی جمعیت کشاورزی می گردد. جمعیتی که عموما وابسته به کشاورزی می باشد و شرایط اقتصادی آن وابسته است به تولید محصولات کشاورزی. عموما یک سری الگوی زراعی و ذائقه های غذایی خاصی در یک منطقه موجود می باشد. هر گونه انحراف از ذائقه های غذایی و الگوهای موجود عموما با مقاومت مواجه می شود و یا اینکه به تدریج به شرایط جدیدی که حاکی از منفعت باشد تغییر می یابد. بنابر این جهت طرح ریزی یک پروژه منابع آب شرایط اجتماعی- اقتصادی جمعیت وابسته به منطقه طرح باید در نظر گرفته شود. طرح ریزی باید بر مبنای تامین منافع جمعیت ساکن در منطقه صورت پذیرد تا بازگشت اقتصادی پروژه. به عنوان مثال در منطقه ای که از مشکل کمبود منابع آبی رنج می برد ، کشت محصولاتی که دارای بهره اقتصادی خوبی به لحاظ رونق در بازار دارند برای سکنه ای که دارای ذائقه مصرف محصولات غله ای می باشند منفعت کمی دارد. تحت چنین شرایطی منابع آبی باید جهت زراعت غلات مورد استفاده قرار گیرند به این دلیل که غلات از اهمیت فوق العاده ای برای جمعیت منطقه برخوردار است. این خود البته بر بازگشت مالی پروژه تاثیر می گذارد اما یک قضاوت اقتصادی برای جمعیت ساکن منطقه می باشد.

۳-طرح کلی از روش پیشنهادی

همانطور که قبلا نیز در مورد آن صحبت گردید معیار موجود ۷۵ درصد آبدهی جهت تعیین ظرفیت سد ناقص به نظر می رسد، به این دلیل که در آن میزان کمی کمبود در سالهای عملکرد ناقص پروژه در نظر گرفته نمی شود. بی شک، شاخص کمبود بهتر از معیار ۷۵ درصد عمل می نماید اما در این صورت تنها مقدار کمی کمبود به صورت سالیانه در نظر گرفته می شود. ارزش تاثیر میزان کمبود، به طور قابل توجهی از یک دوره به دوره های دیگر برای یک محصول به صورت منفرد و برای یک محصول نسبت به محصول دیگر در یک دورهٔ مشابه کاملا متفاوت می باشد. به عبارت دیگر ، میزان کمبود آبی قابل قبول چه از دیدگاه اجتماعی و چه از دیدگاه فنی برای محصولات مختلف در ماههای مختلف متفاوت می باشد. این دیدگاه باید در روند طرح ریزی مورد ملاحظه قرار گیرد. به این منظور موارد زیر را باید مد نظر قرار داد :

٤.برآورد کمبود آبی در دوره های مختلف و تخمین تاثیر کمبود آبی بر محصولات مختلف در طول این دوره ها . در نظر گرفتن این نکته تصویری جامع از موقعیت ارائه می نماید اما تعداد پارامترهایی که مورد نظر قرار می گیرند بسیار زیاد است و بنابر این تصمیم گیری تحت تاثیر عوامل زیادی قرار می گیرد.

٥.استفاده از منحنیهای فرمان[3] مناسب تشخیص داده شده در ارتباط با مصرف آب تحت مراحل متفاوتی از کمبود آبی .

اجرا نمودن این بند ممکن است عملی نباشد و به ایجاد پیچیدگیهای قابل ملاحظه ای در روند طرح ریزی بیانجامد.

٦.نسبت دادن ارزش به دوره های مختلف بحرانی رشد محصولات و انواع مختلف محصولات و ارزش آن از دیدگاه اجتماعی- اقتصادی

٤- ارزش گذاری دوره های زمانی مختلف

با مورد ملاحظه قراردادن انواع محصولات طرح، نیازهای آبی آنها، دورهٔ بحرانی رشد محصولات و بازگشت منافع اجتماعی و اقتصادی آنها دوره های مختلف از رشد گیاهان را می توان تفکیک نمود. گیاهان عمده و دوره های رشد آنها قابل تشخیص می باشند و ارزشهایی به این دوره های تشخیص داده شده قابل انتساب می باشد.

با این حال ، با مورد ملاحظه قرار دادن اشکالات عملی ممکن است مطالعه دوره های مشخص 10 روزه یا ماهانه مطلوب واقع گردد.

اگر یک دوره مشخص مثلا ماهانه مورد بررسی قرار گیرد عوامل متنوعی که باید مورد بررسی قرار گیرند عبارت اند از :

۳. نیاز آبی ماهانه محصولات و توزیع آب
٤. دوره بحرانی رشد محصولات مختلف کشاورزی

٥- ارزشگذاری تجربی دوره های ماهیانه

با مطالعه دوره های مختلف رشد محصولات کشاورزی از دیدگاههای فوق و با استفاده ازتئوری مجموعه های فازی، ارزشهایی بین ۰ و ۱ به محصولات مختلف انتساب داده می شود به این ترتیب که ارزش ۰ مربوط به ماهی است که کمبود آبی آن کمترین اهمیت را به لحاظ تاثیر بر رشد محصول دارد و ارزش ۱ مربوط به ماهی است که کمبود آبی بیشترین تاثیر را بر رشد محصول دارد. از معایب نظام ارزشگذاری فوق، رویکرد تجربی به قضیه با مطالعه تاثیر کمبود بر رشد محصولات به صورت کیفی و نه کمی می باشد.استفاده از این روش قطعا در ارتقای محاسبات حجم مخزن موثر بوده است اما اگر ارزشهای وزنی به صورتی تعیین گردند که مطابقت بیشتری با واقعیت داشته باشند درجه اعتماد پذیری محاسبات افزایش می یابد. به علاوه تعیین ارزشهای مربوط به دوره ها کمتر از ماه با این روش سوای اینکه دارای پیچیدگی زیادی می باشد از دقت کافی نیز برخوردار نمی باشد.

٦- ضریب پاسخ محصولات کشاورزی

پاسخ محصولات کشاورزی به کمبود آبی توسط ضریب پاسخ محصول[۴] (k_y) به کمیت درمی آید. این ضریب، کاهش نسبی محصول[۵] را به کمبود نسبی تبخیر و تعرق[۶] ارتباط می دهد. کمبود آبی در قالب تبخیر و تعرق واقعی (ET_a) و ماکزیمم مقدار تبخیر و تعرق (ET_m) تعریف می گردد و ممکن است به طور مستمر در طول کل دوره رشد محصول یا در طول هر کدام از دوره های رشد شامل : دوره پاگرفتن محصل[۷]، دوره رشد سبزینه[۸]، دوره گل اول[۹]، دوره تشکیل محصول[۱۰] و دوره رسیدن[۱۱] اتفاق بیفتد. مقادیر k_y برای بیشتر محصولات بر مبنای این فرض که رابطه بین محصول دهی نسبی $\left(\frac{y_a}{y_m}\right)$ و تبخیر و تعرق نسبی $\left(\frac{ET_a}{ET_m}\right)$ برای کمبود نسبی آب در دامنه تغییرات ۵۰٪ تا ۰/۵ = $1-\frac{ET_a}{ET_m}$ خطی می باشد بر مبنای تحلیل داده های واقعی که دامنه گسترده ای از شرایط رشد را پوشش می دهند بدست آمده اند. k_y دارای اعتبار می باشد. بعلاوه مقادیر نتایج تجربی مورد استفاده، شاخص گونه های مختلف محصول که به محیط رشد تطبیق پیدا نموده اند و تحت یک مراقبت و مدیریت رده بالا قراردارند صادق می باشند.

ضریب پاسخ محصولا ت مطابق رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$K_y = \frac{(1-\frac{y_a}{y_m})}{(1-\frac{ET_a}{ET_m})}$$

که در رابطه فوف:

y_a = محصول دهی واقعی

y_m = محصول دهی حداکثر

ET_a = کمبود آب واقعی

= کمبود آب حداکثرET_m

۷-کاربرد ضریب پاسخ محصول در طراحی و برنامه ریزی

کاربرد ضریب پاسخ محصول در طراحی و برنامه ریزی در جهت عملکرد پروژه های آبیاری جهت تامین کمی آب مورد نیاز محصولات منطقه طرح را ممکن می سازد. تحت شرایط وجود محدودیت در توزیع و مصرف آب در حد متعادل در کل دوره رشد محصولات در صورت وجود محصولات با ضرایب پاسخ مختلف، محصولاتی که از مقدار ضریب بزرگتری برخوردار می باشند نسبت به محصولات با ضریب کوچکتر به میزان بیشتری از وقوع کمبود آبی خسارت می بینند. خسارات محتمل ناشی از کمبود آبی در مرحله برداشت محصول و ایجاد هما هنگی های مورد نیاز در تا مین نمودن آب جهت کاهش چنین خساراتی را می توان به کمیت درآورد. شناخت عکس العمل محصولات مختلف کشاورزی به کمبود آب در برنامه ریزی تولید از اهمیت قابل توجه ای برخوردار می باشد. برای مثال تحت شرایط وجود محدودیت در تامین آب مورد نیاز آبیاری و با وقوع کمبود آبی به طور مساوری که در کل فصل رشد محصولات رخ می دهد، میزان کاهش محصول برای ذرت با $k_y = ۱/۲۵$ برای کل دوره رشد از میزان کاهش محصول در ذرت خوشه ای با $k_y = ۰/۹۰$ بیشتر می باشد. در نتیجه وقتی که این دو محصول در منطقه طرح موجود باشند و حداکثر تولید در واحد حجم مورد نظر باشد، در تامین آب ذرت نسبت به ذرت خوشه ای باید از اولویت برخوردار باشد. اگر طور دیگری به قضیه نگاه شود هنگامی که رسیدن به حداکثر تولید در منطقه طرح مد نظر باشد و زمین به عنوان یک عامل محدود کننده به حساب شمرده نشود، آب در دسترس باید به گونه ای مورد استفاده قرار گیرد که نیاز آبی ذرت به طور کامل رفع گردد. در چنین شرایطی می توان میزان محصولات را با به زیر طرح بردن مساحت بیشتری از زمین به زیر کشت ذرت خوشه ای بدون رفع کامل نیاز آبی محصول درحدی که میزان کمبود آبی از حد بحرانی تجاوز ننماید افزایش داد. به بیان مفصل تر، بررسی عکس العمل محصولات به کمبود آبی در دوره های مختلف رشد از اهمیت ویژه ای در برنامه ریزی آب در دسترس ولی محدود جهت حصول بیشترین محصول برخوردار می باشد. عمده محصولات در دوره شکوفایی و گل دادن نسبت به مراحل اولیه شامل دوره رشد سبزینه پس از مرحله پا گرفتن محصول و دوره های رشد بعدی شامل رسیده شدن از حساسیت بیشتری نسبت به کمبود آب برخوردار می باشند. این موضوع نشانگر این است که زمان تامین آب به همان نسبت سطح تامین آب از اهمیت برخوردار می باشد.بنابراین در برنامه ریزی تامین آب باید اختصاص بهینه تامین آب به محصولات در طول دوره های مختلف رشد را در نظر گرفت، به این طریق که جهت رفع نیاز آبی محصولات، به رفع نیاز آبی محصولات در دوره های با حساسیت بیشتر اولویت بیشتری داده شود. به جای الگوی رفع نیاز آبی به صورت توزیع یکسان در زمان. به عنوان مثال برای ذرت تامین آب باید برای دوره گل دادن، محصول دهی و شکل گیری محصول صورت پذیرد.

۸-کاربرد ضریب پاسخ محصول در برنامه ریزی منابع آب

تحت شرایط وجود محدودیت در منابع آب باید از یک برنامه تامین آب جهت به حداقل رساندن کمبود آبی در طول حساسترین دوره ها (دوره ای با ضریب k_y بالا)استفاده نمود. برای عمده محصولات، این دوره معادل دوره گل دادن و دوره تشکیل دانه محصول است. اجرای این سیاست سبب به حداقل رساندن کاهش تولید محصولات در دوران وقوع کمبود آبی می گردد.

۹-کاربرد ضریب پاسخ محصول در عملکرد مخازن

در طرح ریزی و طراحی سیستمهای تامین آب که با مخزن تغذیه می گردند رها سازی آب برای آبیاری بر مبنای حقابه انتخاب شده یا عرفهای تامین آب صورت می پذیرد. منبع آب به صورت یک پارامتر کاربردی وارد عمل می شود تا یک متغیر کاربردی. آب رها شده شاخص یک جریان ثابت در یک دوره زمانی می باشد در حالی که مفاهیم حقابه و عرفهای تامین آب در مرحله برنامه ریزی در مصرف مفید می باشند ملاحظات مرتبط با کارآیی آب مصرفی و سطح تولید محصول به طور عمده ای به عملکرد مخزن با بیشترین کارایی کمک می کند.

عملکرد مخزن باید درراستای به حداقل رساندن مقدار کمبود آبی در طول دوره رشد محصول باشد به خصوص در زمانی که محصول در حساس ترین دوره رشد به لحاظ بروز عکس العمل به کمبود آبی باشد. اطلاعات مورد نیاز عبارتند از :

۱- تشخیص منبع در دسترس در دوره رشد

۲- تشخیص نیاز آبی محصولات (ET_m) برای محصولات مختلف در دوره های یک ماهه و ده روزه

۳- انتخاب ضرائب پاسخ محصولات طرح

٤- تشخیص توزیع مناسب آب در طول دوره رشد بر مبنای به حداقل رساندن خسارات برداشت محصول به دلیل کمبود آبی در دوره وجود کمبود آبی، برتری تامین آب در میان محصولات در یک منطقه با استفاده از ضرائب پاسخ محصولات قابل تشخیص می باشد.

۱۰- کاربرد ضریب پاسخ در محاسبات مخزن سد

ضرایب پاسخ انتساب داده شده به محصولات مختلف در دوره های مختلف در میزان کمبود آبی دوره های مختلف ضرب می گردد و بدین ترتیب کمبود آبی با ضریب ارزش ماهانه یا ده روزه محاسبه می گردد. با استفاده از کمبود آبی سالیانه حاوی ضریب ارزش کمبود، شاخص کمبود تعدیل شده[12] به صورت زیر نوشته می شود:

$$M.S.I = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^{N} \left[(\sum_{1}^{12} S_M \times w_M) / A_U \right]^2$$

که دررابطه فوق:

$M.S.I$ = شاخص کمبود تعدیل شده

N = تعداد سالهای کارکرد پروژه

S_m = کمبود آبی ماهانه

W_m = ارزش کمبود ماهانه یا ضریب پاسخ ماهیانه

A_u = مصرف سالیانه

رابطه فوق با اندک تغییراتی به صورت زیر قابل تعمیم به دوره های ۱۰ روزه می باشد:

$$M.S.I = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^{N} \left[(\sum_{1}^{36} S_D \times w_D) / A_U \right]^2$$

$M.S.I$ = نشانگر شاخص کمبود تعدیل شده

N = تعداد سالهای کارکرد پروژه

S_D = کمبود آبی ده روزه

W_D = ارزش کمبود ده روزه یا ضریب پاسخ ده روزه

A_U = مصرف سالیانه

۱۱- روش محاسبه ارزش کمبود

با احتساب ضریب پاسخ محصولات معادل ارزش کمبود، ارزش کمبود برای هر دوره زمانی مشخص به صورت زیر برآورد می گردد:

ارزش هر محصول خاص بر مبنای نیاز آبی محصولات مختلف طرح با استفاده از جداول و نمودارهای ارایه شده توسط سازمان FAO درنشریه ۳۳سازمان نامبرده در هر ماه با توجه به زمان رشد بحرانی تخمین زده شده سپس ارزش کمبودمعادل هر دوره زمانی با در نظر گرفتن سطح زیر کشت محصولات مختلف و میانگین- گیری وزنی نسبت به سطح زیر کشت قابل محاسبه می باشد. به ترتیب فوق ارزش کمبود برای یک دوره ماهانه به صورت زیر محاسبه می گردد :

$$Wj = \frac{\sum_{i=1}^{n} wij * Ai}{\sum_{i=1}^{n} Ai}$$

که در رابطه فوق :

wj = میانگین ارزش کمبود ماهیانه یا ماهیانه

wij = ارزش کمبود محصول I در ماه یا دهه J

Ai = سطح زیر کشت محصول I

$n =$ تعداد محصولات

مراجع:

۱ـ پیشوایی. سید احمد و میرباقری.سیداحمد ، " تحلیل داده های هیدرولوژیک در محاسبه حجم مخازن "، مجموعه مقالات اولین کنفرانس هیدرولوژی ایران، دانشگاه تهران، دانشکده فنی ۲۳ـ ۲۰ خرداد ۱۳۶۸

۲ـ تمنایی. حمیدرضا، " محاسبه حجم بهینه مخازن و بده قابل تضمین در بهره برداری از رودخانه "، مجموعه مقالات اولین کنفرانس هیدرولوژی ایران، دانشگاه تهران، دانشکده فنی، ۲۳ـ ۲۰ خرداد ۶۸

۳ـ خدیور. حسین ، " تاثیر احداث سد شهید رجایی بر منابع آبهای سطحی و زیرزمینی دشت تجن " ، استاد راهنما : دکتر جعفر ناجی ، اسفند ۷۸، دانشکده صنعت آب و برق کشور

۴ـ رستم افشار. ناصر، " مهندسی منابع آب " ، سازمان چاپ و انتشارات وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی ، چاپ اول، تهران ۱۳۷۵

۵ـ قریشی. علی اصغر، شریعتی. محمد رضا، جاراللهی. مرضیه ، "برآورد آب مورد نیاز گیاهان عمده زراعی و باغی کشور، جلد اول، محصولات زراعی" ، موسسه تحقیقات خاک و آب کشور

۶ ـ قریشی. علی اصغر، شریعتی، محمد رضا، جاراللهی. مرضیه، شهابی فر. مهدی، "برآورد آب مورد نیاز گیاهان عمده زراعی و باغی کشور، جلد دوم، محصولات باغی" ، موسسه تحقیقات خاک و آب کشور

۷ـ کردوانی.پرویز، "منابع و مسائل آب در ایران، جلد اول، آبهای سطحی و زیرزمینی و مسائل بهره برداری از آنها" ، انتشارات دانشگاه تهران ، ۲۰۲۹ ، چاپ دوم با تجدید نظر

۸ـ نجفلو. اسدالله ، "طراحی هیدرولوژیکی سیستم های منابع آب"، مجموعه مقالات اولین کنفرانس هیدرولوژی ایران، دانشگاه تهران، دانشکده فنی ، ۲۳–۲۰ خرداد ۶۸

۹ـ نقیبی بیدختی. علی، ابریشم چی. احمد، "بهره برداری بهینه مخزن با استفاده از برنامه ریزی پویای فازی " کنفرانس بین المللی سازه های هیدرولیکی ، بخش عمران دانشکده فنی مهندسی دانشگاه شهید باهنر کرمان، ۱۲ و ۱۳ اردیبهشت ۱۳۸۰

۱۰ـ نیریزی. سعید و خیابانی. حمید ، " اثرات کاهش آب آبیاری و تغییرات آبدهی رودخانه ها در انتخاب حجم بهینه سدهای مخزنی "، مجموعه مقالات کنفرانس منطقه ای مدیریت منابع آب ، اصفهان، ایران، ۱۳۷۴

۱۱ـ مهندسین مشاور مهاب قدس، طرح تجن ،" مطالعات اولیه طرح توسعه کشاورزی " ، ۱۳۶۵

۱۲ـ مهندسین مشاور جاماب، " آب مورد نیاز خالص محصولات در دشت ساری، دشت ناز، ۱ –۶- ۴-۱"، بهمن ۱۳۷۵

۱۳– موسوی ندوشنی ، "هیدرولوژی پیشرفته"، جزوه درسی،دانشکده صنعت آب و برق، گروه عمران آب، ۱۳۸۱پاییز

Refrences

Chow,V.T,1964, "Hand Book of Applied Hydrology, MC Graw Hill Limited, NewYourk FAO,1975,Vol. 33,"Crop Response to water"

HEC,1975,"Reservoir Yield", Crops of Engineers U.S Army, Vol. 8 , Davis, California

Rostam Afshar.N,1985, "Criteria for Storage Capacity Fixation", MS thesis, University of Roorkee, India

Rostam Afshar.N, etal, "Criteria for Storage Capacity fixation For Irrigation Reservoir projects", CBIP, Vol. 4 . No.1 , June 1995

Cornwell,D. and R.Lee,1993," AWWARF"-EPA,2002,"FBRR"

Liquefaction Mitigation in Silty Soils Using Composite Stone Columns and Dynamic Compaction, by Thevachandran Shenthan, Rafeek G. Nashed, Sabanayagam Thevanayagam and Geoffrey R. Martin

INVESTIGATION OF PERFORMANCE AND EFFECTIVENESS OF GROUND IMPROVEMENT USING VIBRO-DENSIFICATION, by Balasingam Muhunthan and Rafik Itani

Department of Civil and Environmental Engineering Washington State University Pullman, WA 99164-4870

Subsurface Exploration Using the Standard Penetration Test and the Cone Penetrometer Test, J. DAVID ROGERS Department of Geological Sciences & Engineering, 125 McNutt Hall, University of Missouri–Rolla, Rolla, MO 65409-0230

Vibro Replacement Soil Improvement Works for two LNG-Tanks at the Hazira Terminal, India, keller company

FIELD-BASED LIQUEFACTION EVALUATION PROCEDURES , I. M. Idriss , University of California at Davis

Au, S. K. 2001. ‘‘Fundamental study of compensation grouting in clay.’’ PhD thesis, University of Cambridge, U.K.

Buchet, G., Soga, K., Gui, M. W., Bolton, M. D., and Hamelin, J. P. 1999. ‘‘COSMUS; New methods for compensation grouting.’’ Proc., Association Francaise des Travaux en Souterrain (AFTES) International Conference UNDERGROUND WORKS—Ambitions and Realities, October 25–28, 131–137.

Drammer, G. J. E., Travaes, P. D., and Drooff, E. R. 1994. ‘‘Settlement protection works for new St. Clair river rail tunnel.’’ Can. Tunnelling, 291–302.

Drooff, E. R., Travaes, P. D., and Forbes, J. 1995. ‘‘Soil fracture grouting to remediate settlement due to soft ground tunnelling.’’ Proc., Rapid Excavation and Tunnelling Conf., Society for Mining Metallurgy and Exploration, San Francisco, 21–40.

Essler, R. D., Drooff, E. R., and Falk, E. 2000. ‘‘Compensation grouting, concept, theory, and practice.’’ Geotechnical Special Publication No. 104, American Society of Civil Engineers, 1–15.

Harris, D. I., Pooley, A. J., Menkiti, C. O., and Stephenson, J. A. 1996. ‘‘Construction of low level tunnels below Waterloo Station with compensation grouting for Jubilee line extension.’’ Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, R. J. Mair and R. N. Taylor, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 361–366.

Harris, D. I., Mair, R. J., Burland, J. B., and Standing, J. R. 1999. ‘‘Compensation grouting to control tilt of Big Ben Clock Tower.’’ Geotechnical aspects of underground construction in soft ground,O. Kusakabe, K. Fujita, and Y. Miyazaki, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 225–232.

Ikeda, S., Saito, T., Huang, Y., and Mori, A. 1996. ‘‘Settlement of storehouses during the passage of two parallel shields through.’’ Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, R. J. Mair and R. N. Taylor, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 367– 372.

Komiya, K., Soga, K., Akagi, H., Jafari, M. R., and Bolton, M. D. 2001. ‘‘Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground.’’ Geotechnique, 5110, 835–847.

La Fonta, J. 1998. ‘‘Puerto Rico real-time control of compensation grouting with the cyclops system.’’ Geotech. News, 172, 27–32.

Mair, R. J., and Hight, D. W. 1994. ‘‘Compensation grouting.’’ World Tunnelling, November, 361–367.

McKinley, J. D. 1994. ‘‘Grouted ground anchors and the soil mechanics aspects of cement grouting.’’ PhD thesis, University of Cambridge,

U.K.

Osborne, N., Murry, K., Chegini, A., and Harris, D. I. 1997. ‘‘Construction of Waterloo Station upper level tunnels, Jubilee line extension project.’’ Proc., Tunnelling 97, Institution of Mining and Metallurgy, London, 639–662.

Pototschnik, M. J. 1992. ‘‘Settlement reduction of soil fracture grouting.’’ Proc., Conf., Soil Grouting, Soil improvement and Geosynthetics, ASCE, 1, 398–409.

Schweiger, H. F., and Falk, E. 1998. ‘‘Reduction of settlement by compensation grouting numerical studies and experience from Lisbon underground.’’ Proc., The World Tunnel Congress ’98 on Tunnel and Metropolises, Sao Paulo, April, A. Negro and A. A. Ferreira, eds., Vol. 2, 1047–1052.

Shirlaw, J. N. 1990. ‘‘Ground treatment by injection in Hong Kong with special reference to the construction of the Hong Kong mass transit railway.’’ MSc thesis, University of Bristol.

Shirlaw, J. N, Dazhi, W., Ganeshan, V., and Hoe, C. S. 1999. ‘‘A compensation grouting trial in Singapore marine clay.’’ Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, O. Kusakabe, K. Fujita, and Y. Miyazaki, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 149–154.