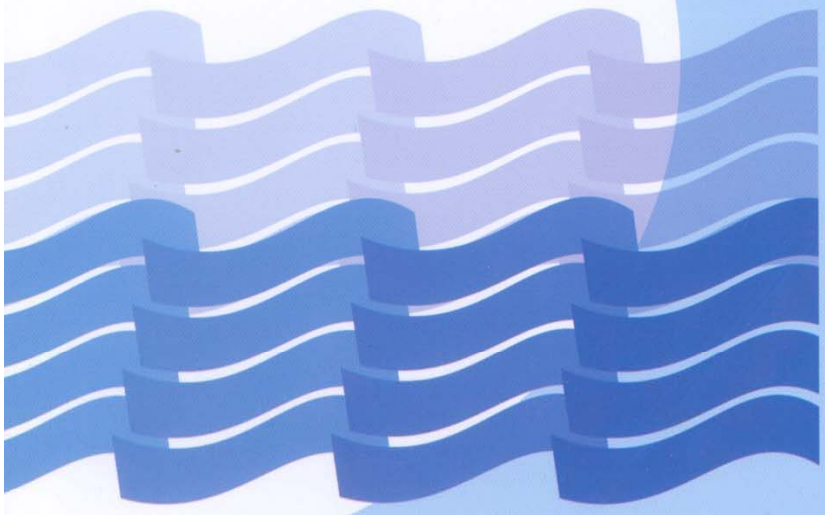
وزارت نیرو
معاونت امور آب و آبفا
دفتر مهندسی و معیارهای فنی
آب و آبفا

نشریه

جستجو و معرفی ادبیات فنی موجود در مورد تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی مختلف



نشریه شماره ۱۵۲- ن

شهریورماه ۱۳۸۷

نشریه

جستجو و معرفی ادبیات فنی موجود در مورد تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی مختلف

نشریه شماره ۱۵۲-ن

شهریورماه۱۳۸۷

پیشگفتار

امروزه نقش و اهمیت ضوابط، معیارها و استانداردها و آثار اقتصادی ناشی از به کارگیری مناسب و مستمر آنها در پیشرفت جوامع، تهیه و کاربرد آنها را ضروری و اجتناب ناپذیر ساخته است. نظر به وسعت دامنه علوم و فنون در جهان امروز، تهیه ضوابط، معیارها و استانداردها در هر زمینه به مجامع فنی – تخصصی واگذار شده است.

با در نظر گرفتن مراتب فوق و با توجه به شرایط اقلیمی و محدودیت منابع آب در ایران، تهیه استاندارد در بخش آب از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده و از این رو طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور برای نیل به این هدف، با مشخص کردن رسته های اصلی مهندسی آب اقدام به تشکیل مجامع علی – تخصصی با عنوان کمیته های تخصصی کرده که نظارت بر تهیه این استاندارد ها را به عهده دارند.

استاندارد های مهندسی آب با در نظر داشتن موارد زیر تهیه و تدوین می گردد:

- استفاده از تخصص ها و تجارب کارشناسان و صاحب‌نظران شاغل در بخش عمومی و خصوصی
- استفاده از منابع و مآخذ معتبر و استانداردهای بین المللی
- بهره‌گیری از تجارب دستگاه‌های اجرایی، سازمان‌ها، نهادها، واحدهای صنعتی، واحدهای مطالعه، طراحی و ساخت
- ایجاد هماهنگی در مراحل تهیه، اجرا، بهره‌برداری و ارزشیابی طرح‌ها
- پرهیز از دوباره‌کاری‌ها و اتلاف منابع مالی و غیرمالی کشور
- توجه به اصول و موازین مورد عمل مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران و سایر مؤسسات معتبر تهیه کننده استاندارد

طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور به منظور تسهیل در امر استفاده از استاندارد ها، تدوین و یا ترجمه نشریات و کتب تخصصی مرتبط با استانداردها را نیز در دستور کار خود داشته و نشریه حاضر در راستای نیل بدین هدف تهیه شده است .

آگاهی از نظرات کارشناسان و صاحبنظرانی که فعالیت آنها به نوعی در ارتباط با تهیه استاندارد های مهندسی آب می باشد موجب امتنان خواهد بود.

ترکیب اعضای کمیته

این نشریه در دانشگاه صنعت آب و برق با مسئولیت جناب آقای دکتر حسنی و با همکاری افراد زیر به ترتیب حروف الفباء تهیه شده است:

آقای نعمت حسنی	دانشگاه صنعت آب و برق	دکترای عمران – سازه و مهندسی زلزله و شریان‌های حیاتی
آقای منوچهر حمیدیان	دانشگاه صنعت آب و برق	دکترای هیدرولیک
آقای محمد صافی	شرکت خدمات مهندسی برق ایران (مشانیر) و دانشگاه صنعت آب و برق	دکترای عمران – سازه و مهندسی زلزله
آقای سعید قربان‌بیگی	دانشگاه صنعت آب و برق	دکترای ژئوتکنیک لرزه‌ای
آقای احمدرضا محبوبی	دانشگاه صنعت آب و برق	دکترای مکانیک خاک
آقای عباس مهدویان	شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس و دانشگاه صنعت آب و برق	دکترای زلزله‌شناسی
آقای علی نورزاد	دانشگاه صنعت آب و برق	دکترای ژئوتکنیک

گروه نظارتی که مسئولیت نظارت تخصصی بر تدوین این نشریه را برعهده داشته‌اند به ترتیب حروف الفباء عبارتند از:

آقای محمود آدرنگی	شرکت مهندسین مشاور یکم	فوق‌لیسانس مهندسی راه و ساختمان
خانم رویا چائیچی ملتشاهی	وزارت نیرو – طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور	فوق‌لیسانس مهندسی عمران – مکانیک خاک و مهندسی پی
آقای رضا راستی اردکانی	دانشگاه صنعت آب و برق	دکترای مهندسی زلزله و شریان‌های حیاتی
آقای ایرج غلامی علم	وزارت نیرو – دفتر نظام مهندسی و استانداردهای آب و آبفا	فوق‌لیسانس مهندسی عمران
آقای علی یوسفی	شرکت خدمات مهندسی برق ایران (مشانیر)	فوق‌لیسانس مهندسی معدن و زمین‌شناسی مهندسی

اسامی اعضای کمیته تخصصی سد و تونل‌های انتقال طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور که بررسی و تایید متن حاضر را برعهده داشته‌اند به ترتیب حروف الفباء عبارتند از:

آقای مسعود حدیدی مود	شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس	فوق‌لیسانس مهندسی مکانیک
آقای ناصر خیرخواه	شرکت مهندسین مشاور بهان سد	فوق‌لیسانس مهندسی راه و ساختمان
آقای علیرضا دائمی	وزارت نیرو	فوق‌لیسانس مهندسی سازه‌های هیدرولیکی
آقای رضا راستی اردکانی	دانشکده صنعت آب و برق	دکترای مهندسی زلزله و شریان‌های حیاتی
خانم نوشین رواندوست	وزارت نیرو – طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور	لیسانس مهندسی سازه
آقای محمد طاهر طاهری بهبهانی	شرکت مهندسین مشاور توان‌آب	فوق‌لیسانس مهندسی منابع آب (هیدرولیک)
آقای محمدرضا عسکری	شرکت مهندسین مشاور بندآب	دکترای سازه
آقای سیاوش لیتکوهی	شرکت مهندسین مشاور خدمات مهندسی مکانیک خاک	دکترای راه و ساختمان – ژئوتکنیک
آقای علی یوسفی	شرکت خدمات مهندسی برق ایران (مشانیر)	فوق‌لیسانس مهندسی معدن و زمین‌شناسی مهندسی

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
مقدمه	۱
فصل اول – دسته‌بندی سازه‌های آبی	۳
۱-۱ کلیات	۵
۱-۲ سازه‌های ذخیره آب	۵
۱-۳ سازه‌های انتقال و توزیع آب	۱۳
۱-۴ سازه‌های تنظیم و مهار آب	۱۷
فصل دوم – سابقه عملکرد سازه‌های آبی در زلزله	۱۹
۲-۱ کلیات	۲۱
۲-۲ سابقه عملکرد سازه‌های ذخیره آب در زلزله	۲۱
۲-۳ آسیب‌پذیری تونل‌های آبی و آبراه‌ها در زلزله	۳۹
۲-۴ آسیب پذبری شبکه لوله در زلزله	۴۸
فصل سوم – بررسی استانداردها و آیین‌نامه‌های موجود طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی	۵۷
۳-۱ کلیات	۵۹
۳-۲ آئین‌نامه‌ای طرح لرزه‌ای سدها و سازه‌های جانبی	۵۹
۳-۳ جمع‌بندی و مقایسه کلی	۱۱۳
فصل ۴ – طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی در ایران	۱۱۵
۴-۱ استانداردها و دستورالعمل‌های موجود مرتبط با طراحی لرزهای سازه‌های آبی در ایران	۱۱۷
۴-۲ روش‌های متداول طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی در ایران	۱۱۸
۴-۳ بررسی آماری پروژه‌های سازه‌های آبی مهم در ایران	۱۲۰
۴-۴ نگاهی به آمار جهانی و مقایسه سازه‌های آبی مهم در ایران با سایر کشورها	۱۲۷
فصل ۵ – بررسی ضرورت تدوین استانداردهای طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی	۱۳۱
۵-۱ کلیات	۱۳۳
۵-۲ ضرورت و اهداف تدوین استاندارد طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی	۱۳۴
فصل ۶ – بررسی چگونگی تدوین استاندارد طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی	۱۴۵
۶-۱ مناسب‌ترین عنوان برای ضوابط موردنظر	۱۴۷
۶-۲ نقش فعالیت‌های تحقیق و توسعه	۱۵۰
۶-۳ حوزه جغرافیایی کاربرد	۱۵۲

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۶-۴ زمینه‌های محتوایی	۱۵۳
۶-۵ نگاهی به مشکلات لرزه‌ای در سازه‌های آبی	۱۵۷
۶-۶ ملزومات کلی و اساسی در تدوین استاندارد لرزه‌ای	۱۵۸
۶-۷ ملزومات پایه در بومی سازی دانش و فناوری‌های خارجی	۱۶۰
۶-۸ ویژگی‌های لازم متخصصین ذیصلاح برای تدوین استاندارد	۱۶۲
۶-۹ شرح اجمالی پیشنهادی برای خدمات پروژه تحقیقاتی "تهیه تدوین آیین‌نامه و دستورالعمل‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های آبی"	۱۶۳
مراجع و منابع	۱۶۷

مقدمه

آب حیاتی‌ترین عنصر زندگی و اصلی‌ترین دارایی یک کشور در روند توسعه می‌باشد. نقش آب در گذشته علیرغم فراوانی آن بسیار برجسته بوده است، لیکن در آینده، آب به‌صورت یک عامل جهانی، نقش عمده‌ای در تعیین سیاست‌های جهانی خواهد داشت و بنا به بعضی پیش‌بینی‌ها، جنگ بزرگ آینده جهان می‌توان جنگ آب باشد.

با چنین نقش حساس و استراتژیکی که آب در آینده جهان بازی می‌کند و با عنایت به مشکل کمبود و توزیع نامناسب آب در ایران، مدیریت صحیح منابع آب بویژه در تأمین، ذخیره، توزیع و مصرف آن از اهم مسائل کشور برای سیاستگزاری و برنامه‌ریزی‌های آتی می‌باشد.

برای اعمال سیاست‌ها و برنامه‌های بخش آب، ایجاد و گسترش زیرساخت‌های مربوطه اجتناب‌ناپذیر بوده و با توجه به وسعت کشور و حجم پروژه‌های زیرساختی، زمان و سرمایه فراوانی مورد نیاز خواهد بود که برای صرفه‌جویی هر چه بیشتر در زمان و هزینه و اخذ بازدهی هر چه بهتر و بیشتر از پروژه‌های آبی، تدوین استانداردها، دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های مربوطه امری بسیار ضروری است.

علیرغم ایجاد زیرساخت‌های مختلف آب در ایران، آیین‌نامه و دستورالعمل خاص برای طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی در کشور وجود ندارد و این در حالیست که در حدود ۹۰ درصد مناطق این سرزمین مستعد وقوع زلزله‌های متوسط و بزرگ می‌باشد که نمونه‌ای از نوع شدید آن یعنی زلزله ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ منجیل– رودبار، آسیب‌های قابل توجه به سد سفید رود وارد آورد.

لذا این سوال اساسی که آیا اصولاً با توجه به آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی در بعضی کشورها، ضرورتی برای تدوین موارد مشابه به‌صورت بومی و ایرانی وجود دارد یا خیر؟ و اگر وجود دارد مبانی و روش مناسب تهیه و تدوین آیین‌نامه مورد نظر چگونه می‌باشد؟

گزارش حاضر، ثمره تلاش جمعی از متخصصین امر برای پاسخ به سؤالات فوق بوده است که در فصل اول به دسته‌بندی سازه‌های آبی پرداخته و در فصل دوم سابقه عملکرد این سازه‌ها در زلزله‌های گذشته را جمع‌بندی می‌نماید. بررسی استانداردها و آیین‌نامه‌های موجود طرح لرزه‌ای این سازه‌ها در چند کشور در امریکا، اروپا و آسیا در فصل سوم ارایه شده و در فصل بعد طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی در ایران مورد بررسی قرار گرفته است. فصل پنجم به سئوال مربوط به ضرورت تدوین استانداردهای طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی پاسخ می‌دهد و چگونگی تدوین این استاندارد در فصل ششم به چالش گرفته شده و در پایان فهرست منابع و مآخذ در قالب یک فصل ارایه گردیده است.

امید است این تلاش ناچیز در راستای خدمت به بشریت و به‌ویژه ملت بزرگوار ایران، گامی استوار در راستای توسعه پایدار قلمداد گردیده و کاستی‌های آن مورد عفو اهل علم و بزرگان عرصه فناوری و مسئولین اجرایی قرار گیرد. سپاس بیکران خداوند بزرگ را، که این توفیق را نصیب مجموعه کوچک ما گردانید.

فصل ۱

دسته‌بندی سازه‌های آبی

۱-۱- کلیات

رشد و توسعه کشاورزی و صنعت که ناشی از توسعه اجتماعی، اقتصادی و جمعیتی جوامع بشری است، اهمیت سازه‌های آبی را به‌علت نیاز روز افزون به آب دائم و مطمئن دو چندان کرده است. سازه‌های آبی از نظر نوع کاربرد شامل سازه‌های ذخیره، سازه‌های انتقال و توزیع آب و سازه‌های مهار یا تنظیم آب می باشند که زیربنای بخش‌های مهم کشاورزی، صنعت و تأمین آب شرب محسوب می‌شوند. در این فصل از گزارش، دسته‌بندی، تعاریف و ویژگی‌های سازه های آبی جهت مرور ادبیات فنی مربوط به تحلیل و طراحی و رفتار لرزه‌ای آن‌ها مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۱-۲- سازه های ذخیره آب

سازه‌های ذخیره آب به سازه‌هایی گفته می‌شود که با ایجاد یک مخزن توانایی نگهداشتن آب را ایجاد نمایند. این دسته شامل سدها و سازه‌های وابسته به آن‌ها و مخازن آب است که در ادامه مورد بررسی قرار می گیرند.

۱-۲-۱- سدها

سدها موانعی هستند که به منظور ایجاد مخزنی برای حبس آب احداث می شوند. سدها به طور کلی به سه دسته سدهای خاکی و سنگریزه‌ای، سدهای بتنی و سدهای خاص تقسیم می شوند، که به منظور ذخیره، تنظیم و یا انحراف آب جهت تأمین آب لازم برای مقاصد شرب، کشاورزی، صنعتی و یا تولید انرژی الکتریکی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

قدیمی‌ترین سد دنیا سد الکفره[1] در مصر است که تصور می‌رود بین سالهای ۲۷۵۰ تا ۲۹۵۰ قبل از میلاد (حدود ۵۰۰۰ سال قبل) با طول ۱۱۵ متر و ارتفاع ۱۲ متر ساخته شده است. بلندترین سد دنیا نیز سد طبیعی یوسوی[2] با ارتفاع ۶۵۰ متر در تاجیکستان است که در اثر یک زمین لغزه ناشی از زلزله در سال ۱۹۱۱ ایجاد شد و در آن حدود ۲ میلیارد متر مکعب مصالح جابجا شده است. مخزن این سد طبیعی بنام دریاچه سارز[3] حجمی برابر ۱۷ میلیارد متر مکعب دارد و عمق آب در مخزن تا ۶۰۰ متر می رسد. تاریخ دقیق احداث اولین سد در ایران مشخص نیست ولی عمده سدهای تاریخی ایران با مصالح بنایی و سنگ و ساروج ساخته شده اند. در شکل ۱-۱ سد بهمن با قدمت بیش از ۲۰۰۰ سال در استان فارس نشان داده شده است.

1- Al-Kaffara
2- Usoi
3- Sarez

شکل ۱-۱ سد تاریخی بهمن در استان فارس با قدمت بیش از ۲۰۰۰ سال

۱-۲-۱-۱- سدهای خاکی و سنگریزه‌ای

به‌واسطه برتری سدهای خاکی به دلایل فنی و اقتصادی امروزه حدود ۸۳ درصد سدهای موجود در دنیا از نوع خاکی و ۱۷ درصد آن از نوع بتنی می‌باشند. بلندترین سدهای خاکی ساخته شده توسط بشر، سد روگان[1] به ارتفاع ۳۳۵ متر و سد نورک[2] در تاجیکستان بر روی رودخانه وخش–آمودریا می‌باشد که ارتفاع آن ۳۰۰ متر و طول تاج آن حدود ۷۳۰ متر است. شروع ساخت این سد در سال ۱۹۶۱ و خاتمه آن در سال ۱۹۷۹ بوده است. حجم بدنه سد نورک، ۱۰ برابر حجم بدنه سدگراند دیکسنس[3]، بلندترین سد بتنی دنیا با ارتفاع ۲۸۴ متر و طول تاج ۷۰۰ متر که در سوئیس است، می‌باشد در حالی که ارتفاع آن کمتر از ۱۰٪ بیشتر و طول تاج آن نیز فقط ۵ درصد بیشتر است. این مثال نشان دهنده حجم بسیار زیاد سدهای خاکی در مقایسه با سدهای بتنی می‌باشد.

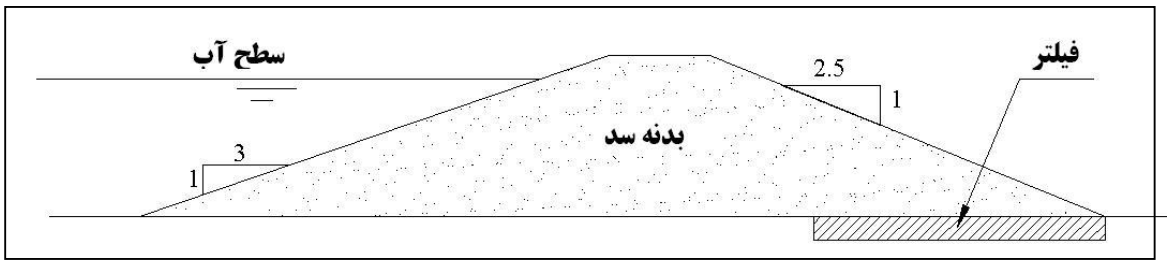
سدهای خاکی که معمولاً از مصالح دآن‌های یا سنگریزه‌ای ساخته می‌شوند دارای لغزش‌ها ملایم وتقریباً یکسان بالادست و پایین دست بوده و لذا در قاعده بسیار عریض می باشد و احجام اجرایی آن در مقایسه با ارتفاع سد بسیار بزرگ است. قسمت آب بند در این سدها عموماً هسته نفوذ ناپذیر بوده و در بعضی از انواع آن یک رویه نفوذ ناپذیر بالادست قسمت آب بند سد را تشکیل می‌دهد. از مشخصات مهم سدهای خاکی و سنگریزه‌ای آن است که این سدها به‌علت سطح زیادی که در پی دارند، تنش کمی به آن وارد می‌کنند. در صورتی که عرض دره زیاد بوده و یا شالوده سد آبرفتی یا غیر سنگی باشد، ساختن سدهای بتنی اقتصادی نیست و اصولاً از نظر فنی مقدور نمی باشد. همچنین در مواردی که دیواره‌های دره دارای سنگ سست و هوازده به عمق زیاد باشد، معمولاً انتخاب گزینه سد بتنی امکان‌پذیر نیست و گزینه سد خاکی یا سنگریزه‌ای ارجح خواهد بود.

از دیدگاه روش ساخت، سدهای خاکی بدو دسته تقسیم می شوند. دسته اول سدهایی که با خاکریزی و متراکم نمودن خاک ساخته می‌شوند و دسته دوم سدهایی هستند که به روش هیدرولیکی مانند پمپاژ یا حمل مواد توسط آب و رسوب و قرار گرفتن آن‌ها در محل، ساخته می‌شوند و کاربرد بسیار کمی دارند. سدهایی که به روش هیدرولیکی ساخته می‌شوند، در مقابل زلزله بسیار

1- Rugan
2- Nurek
3- Grand Dixence

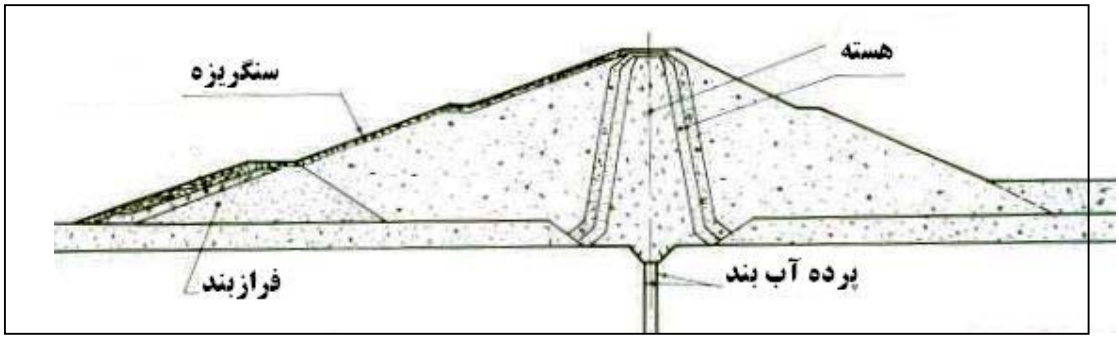
آسیب‌پذیر بوده و تقریباً تمامی سدهایی که در زلزله‌ها آسیب بسیار جدی و یا شکسته شده‌اند از این دسته سدها می‌باشند. در این مطالعه فقط سدهایی که به روش اول ساخته می‌شوند مورد نظر می‌باشند.

از دیدگاه مصالح تشکیل دهنده بدنه سد نیز می‌توان سدهای خاکی را به سه دسته، همگن، غیر همگن و دیافراگم دار تقسیم کرد. سد خاکی همگن (شکل۱-۲) به سدی گفته می‌شود که تمام بدنه آن از یک نوع مصالح ساخته شده است. در این نوع سد لازم است تا شیب دامنه‌ها خیلی کم در نظرگرفته شود تا دامنه پایاب در برابر تراوش و دامنه سراب در حالت تخلیه سریع مخزن مقاوم باشد. برای آن‌که نشت آب کاهش یابد، مصالحی که در ساخت سد استفاده می‌گردد باید از نوع آب بند مانند رس باشد. رس دار بودن مصالح ساخت سد، عملکرد این گونه سدها را در هنگام زلزله به‌علت جلوگیری از بروز پدیده روانگرایی[1] بسیار بهبود بخشیده است. امروزه ساخت این‌گونه سد به‌علت مشکلات ناشی از کنترل تراوش آب و نیز بعضاً تلفات آب زیاد تقریباً منسوخ گردیده است.



شکل ۱-۲ مقطع نمونه یک سد همگن

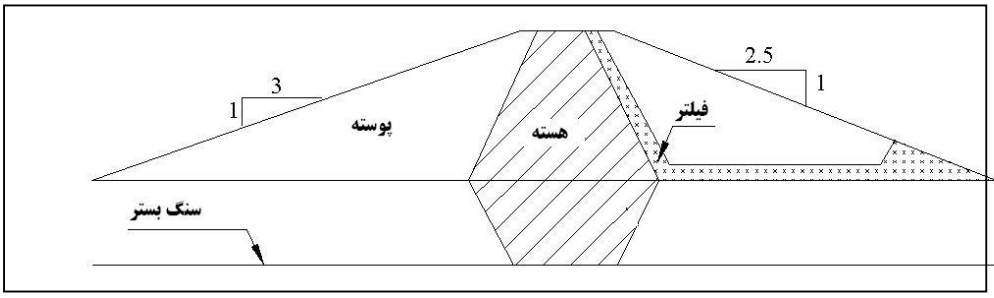
سدهای خاکی غیرهمگن (شکل۱-۳) همان گونه که از نام آن‌ها بر می‌آید دارای نواحی با خصوصیات متفاوت می‌باشند. این سدها همواره دارای هسته نفوذ ناپذیر بوده که نقش آب‌بندی سد را داشته و نقش پایداری و استحکام را عمدتاً پوسته سد ایفا می‌کند. هسته سد که از جنس رس بوده و نفوذناپذیر است، به‌وسیله مناطقی واسطه که نقش فیلترهای را دارند به پوسته که از مصالح بسیار درشت دانه تشکیل شده است اتصال می‌یابد. تحقیقات زیادی برای تعیین دانه‌بندی فیلترها انجام گرفته است و روابط متعددی برای تعیین دانه‌بندی مصالح فیلتر ارایه شده است. هسته سد در بیشتر موارد مرکزی بوده که به آن هسته قائم گفته می‌شود. شیب دوطرف هسته رسی معمولاً تند بوده و ابعاد آن بستگی به نتایج به‌دست آمده از تحلیل پایداری دارد.



شکل ۱-۳ سد غیر همگن سنگریزه ای با هسته رسی

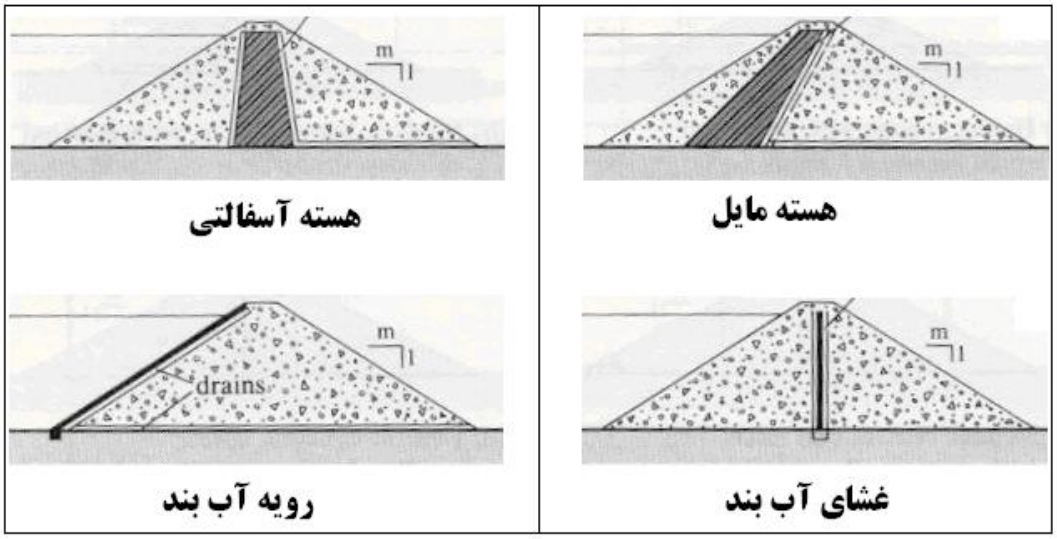
1-Liquifaction

هسته سد باید بنحو مناسب به سنگ بستر یا لایه نفوذناپذیر و یا عنصر آب‌بندی مثل ترانشه آب‌بند یا پرده آب‌بند یا دیوار آب‌بند، متصل گردد (شکل۱– ۴). تجربه نشان داده است که علت شکست بیش از ۳۰ درصد سدهای خاکی آب شستگی پی آن‌ها بوده است. در سدهای خاکی همگن و ناحیه‌دار همواره وجه بالادست سد برای جلوگیری از شسته شدن در اثر عمل موج توسط قطعات بزرگ سنگ حفاظت می‌گردد.



شکل ۱-۴ نمونه شکل یک سد غیر همگن و اتصال هسته سد به پی آب بند

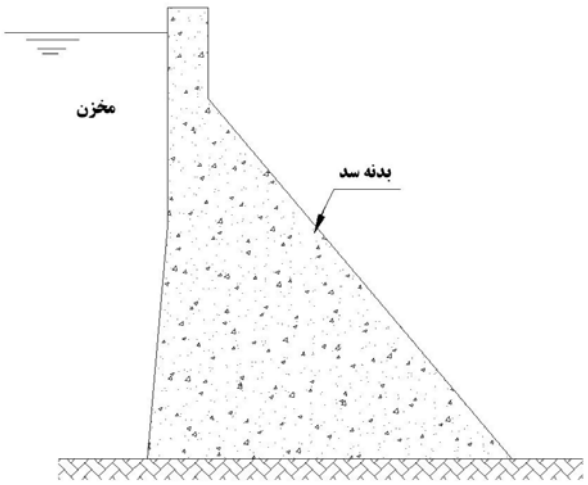
در سدهای نوع دیافراگمی تمام بدنه سد به‌صورت همگن از مواد درشت دانه ساخته می‌شود و آب‌بند سد به‌صورت یک پرده نفوذناپذیر بر روی بدنه سد در بالادست تعبیه می‌گردد. جنس این پرده نفوذناپذیر معمولاً از بتن آسفالتی یا بتن معمولی یا الیاف پلاستیکی می‌باشد. پرده‌های بتنی نفوذ ناپذیر به‌علت شکننده بودن معمولاً در برابر نشست بسیار حساس می‌باشند. از نکات دیگر آن است که پرده نفوذ ناپذیر باید بنحو مناسب به عنصر آب‌بند پی سد متصل گردد. در بعضی از انواع سدها از نوع دیافراگمی آب‌بند سد را هسته رسی مایل بالادست تشکیل می‌دهد. این هسته رسی به‌علت شکل‌پذیری بیشتر در مقابل نشست از حساسیت بیشتری برخوردار است و از معایب آن اجرای مشکل‌تر آن نسبت به هسته رسی مرکزی می‌باشد (شکل ۱– ۵).



شکل ۱-۵ چند نوع سد سنگریزه ای با سیستمهای آب بندی مختلف

۱-۲-۱-۲- سدهای بتنی

سدهای بتنی که عموماً از بتن حجیم ساخته می‌شوند از نظر سازه ای به سه دسته وزنی معمولی، پایه‌دار و قوسی تقسیم می‌گردند. در نوع وزنی (شکل ۱-۶) معمولا شیب بالادست تقریباً قائم و در پایین دست تند می‌باشد، که این شیب براساس تحلیل پایداری سد تعیین می‌گردد. دراین نوع سد عمده بار وارده با عملکرد برشی و خمشی به پی سد منتقل می‌گردد. در این حالت پی سد باید دارای ظرفیت باربری قابل توجهی باشد. در صورت ضعف نسبی پی معمولاً از سدهای بتنی غلتکی استفاده می‌شود که دارای لغزش‌ها ملایم تری می باشد. در نوع پایه‌دار که مشابه یک سد وزنی می‌باشد، به‌منظور کاهش مصرف بتن از یک سازه پشت بنددار استفاده می‌گردد یا سد به‌صورت توخالی طراحی می گردد. ساخت اینگونه سدها امروزه به‌علت هزینه‌های زیاد قالب‌بندی آن‌ها بندرت انجام می شود.



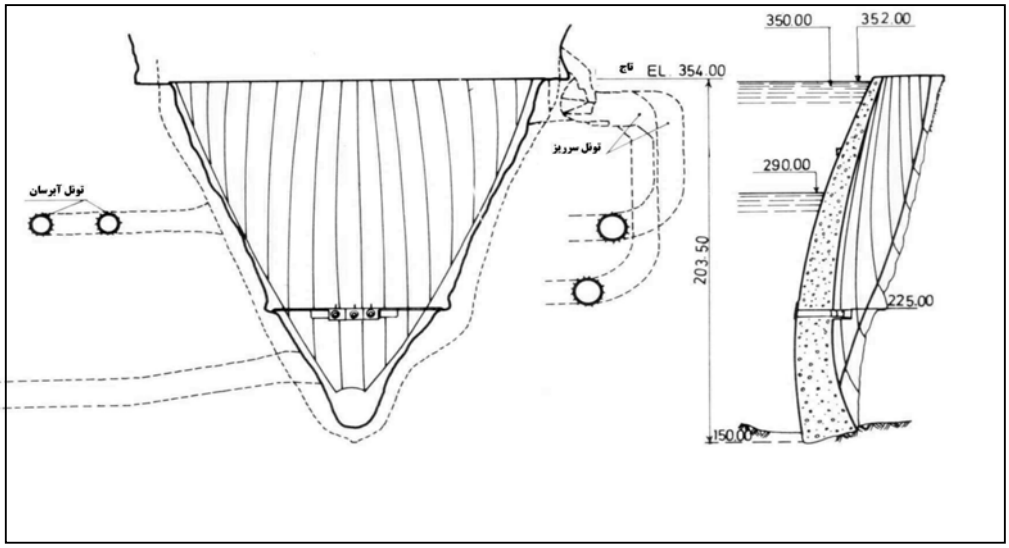
شکل ۱-۶ مقطع نمونه یک سد وزنی بتنی

در سد قوسی بدنه در یک جهت و یا در دو جهت دارای قوس بوده و ضخامت آن عموماً کمتر از ضخامت انواع وزنی می‌باشد و به‌صورت یک پوسته با ضخامت متغیر ساخته می شود. در این نوع سد عمده بار سد به تکیه‌گاه‌های جانبی سد از طریق عمل قوسی منتقل می‌گردد. لذا محل احداث این سد باید دارای دیواره‌های سنگی سالم و بدون درزه و شکستگی و با مقاومت زیاد باشد. در بعضی موارد نیز در صورتی که شرایط هندسی یا ژئوتکنیکی محل سد اجازه ساخت یک سد دو قوسی را ندهد، می‌توان از گزینه سد قوسی وزنی استفاده کرد. در این نوع سد انتقال بار به‌طور مشترک توسط عملکرد قوسی و طره‌ای انجام می‌گردد. در بعضی حالات نیز می توان از سدهای چند قوسی استفاده نمود.

بتن مورد استفاده در ساخت سدهای بتنی، بتن حجیم بوده که از مشخصات آن درشت دانه‌بودن و اسلامپ و عیار سیمان کم می‌باشد. این بتن باید دارای دوام زیاد بوده و نیز مقاومت فشاری آن در حد مورد نیاز برای طراحی می‌باشد. از آنجا که این بتن معمولاً در احجام زیاد ریخته می‌شود وسایل جایگذاری آن نیز با بتن معمولی متفاوت است. در سدهای بتنی معمولاً از جامهای بزرگ و لودر چرخ زنجیری یا بولدوزر برای پهن کردن بتن استفاده می‌گردد. برای ویبره و متراکم کردن بتن نیز از ویبراتورهای بسیار بزرگ که به پشت بلدوزر پهن کننده بتن متصل است، استفاده می‌شود. به‌علت حجم زیاد بتن در سدهای وزنی بتنی معمولاً برای

صرفه‌جویی اقتصادی از بتنهای با عیارهای مختلف برای قسمت‌های مختلف سد استفاده می‌شود. معمولاً برای مناطقی که تنش بیشتری را تحمل می‌کنند یا مناطقی که در تماس با آب یا هوای بیرون هستند بتن‌های با عیار سیمان بیشتر و برای مناطق درونی سد بتن‌های با عیار کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. از موارد مهمی که در هنگام کار با بتن حجیم باید در نظر داشت، کنترل حرارت ناشی از هیدراسیون سیمان می‌باشد که لازم است ملاحظات فنی خاص آن رعایت گردد.

امروزه به‌علت هزینه‌های سنگین ساخت سدهای وزنی بتنی با استفاده از بتن حجیم شامل هزینه‌های ساخت، حمل و بتن‌ریزی و سرد کردن بتن تازه از روش نسبتاً جدید بتن غلتکی استفاده می‌شود. در این روش که ساخت مشابه سدهای خاکی می‌باشد، مصالح سنگی با سیمان و آب بسیار کم مخلوط شده و با ماشین‌آلات عملیات خاکی مانند بلدوزر، گریدر و غلتک، پخش و متراکم می‌گردد. از محسنات این روش کاهش هزینه‌های حمل و جایگذاری بتن، عدم نیاز به وسایل و تجهیزات سرد کردن بتن به‌علت عیار کم و نسبت آب به سیمان خیلی کم، سرعت بیشتر ساخت سد و عدم نیاز به درزهای طولی و عرضی در بدنه سد می‌باشد. لازم به ذکر است که به‌علت انقباض بتن در اثر گیرش و نیز بدلایل اجرایی، سدهای وزنی و قوسی بتنی (شکل ۱-۷) به‌صورت بلوکهایی با ابعاد محدود ساخته می‌شوند و لذا وجود درزهای افقی و عمودی در سد اجتناب‌ناپذیر است. آب‌بندی این درزها نیز مستلزم ملاحظات خاصی است که هزینه‌های اجرایی سدهای بتنی با بتن حجیم را افزایش می‌دهد.



شکل ۱-۷ نمونه مقطع عرضی سد بتنی قوسی (سد دز)

۱-۲-۱-۳- سدهای خاص

سدهای خاص انواع مختلفی دارند و البته کاربرد آن‌ها هم محدود و تقریبا موردی است. از انواع این سدها سدهای لاستیکی که با ارتفاع کم که به صورت احجام لاستیکی باد شده نصب شده روی بتن جلوی آب را می بندند، سدهای با مصالح بنایی که معمولا از مصالح سنگی و ساروج ساخته می شوند، سدهای چوبی که بیشتر به صورت سدهای موقت انحرافی به کار می روند، سدهای صندوقی که کاربرد عمده در انحراف آب دارند، همچنین سدهای باطله که با ته نشینی رسوبات حاصل از شستشوی مواد معدنی بوجود می آید و انواع سدهای زیر زمینی می باشند که به دلیل سابقه کاربرد بسیار کم آن‌ها در این پژوهش مورد بررسی قرار نمی

گیرند. در مورد برخی از انواع این سدها مانند سدهای تاریخی با مصالح بنایی بجای استاندارد طراحی قاعدتا می باید استاندارد تـرمیم و نگهداری و بهسازی تدوین شود.

۱-۲-۲- سازه های وابسته سدها

منظور از تأسیسات وابسته انواع سرریز و اجزاء آن‌ها ماننـد تندشـیب [1] و حوضـچه هـای آرامـش، آبگیرهـای آبیـاری و نیروگـاه، دریچه ها، تخلیه کننده های تحتانی، میله‌ها[2] و سازه های خروجی‌های سد می‌باشد. در سدهای بتنی معمولا سرریزها جزئـی از بدنـه سد می‌باشند و از نظر لرزه ای به‌صورت مجزا طراحی نمی‌شوند (شکل ۱-۸). در موارد دیگر مانند سدهای خاکی یا زمانی‌کـه سـرریز جدا از سد بتنی باشد، بسیاری از اجزای این سازه ها مانند دیواره شوت ، حوضچه آرامـش، سـرریز و سـازه هـای ورودی و خروجـی (شکل ۱-۹) براساس ضوابط طراحی دیوارهای حائل در زلزله قابل طراحی هستند (دستورالعمل‌های متداول مانند نشریه شـماره ۲۶۲ دفتر استانداردها). از طرفی در طراحی اغلب این سازه ها مانند دالهای کف حوضچه آرامش، دریچه ها و آبگیرها بارهای هیـدرولیکی، فشار برکنش[3] و بار هیدرودینامیکی ناشی از جریان آب حاکم است. از طرف دیگر در آیین‌نامه‌های بتن نیز طراحی لـرزه ای خاصـی برای دالها وجود ندارد، چراکه به‌علت انتقال درون صفحه ای نیروی زلزله در این نوع اجزا و ظرفیت بالای محوری آن‌ها، اثر این نیرو عموما در طراحی قابل صرفنظر است.

برای طراحی سایر اجزا مانند تونل‌های تخلیه کننده تحتانی، سرریزهای تونلی، تونل‌های هواده و آبراه‌های تندشیب نیز می تـوان از ضوابط سازه های انتقال آب یعنی تونل و آبراه استفاده نمود که در ادامه به آن می پردازیم. تنها مواردی که در این زمینه باقی مـی مانند سازه‌هایی مثل میله‌های قائم آب بر، مخازن تعادل، میله‌های هواده یا تهویه و سرریزهای نیلوفری که عمدتا در سدهای خـاکی مورد استفاده قرار می گیرند می باشند، که ضوابط و سوابق موجود در مورد آن‌ها در ادامه بررسی می‌گردد.

شکل ۱-۸ نمونه سرریز و تندشیب داخل بدنه در سد قوسی و روی بدنه در سد خاکی

1- Chute
2- Shafts
3- Uplift pressure

شکل ۱-۹ نمونه سازه آبگیر ورودی در سد خاکی و سد بتنی

۱-۲-۳- مخازن آب

مخازن آب به‌منظور تنظیم و ذخیره آب شرب مصرفی مورد استفاده قرار می‌گیرند. وظیفهٔ اصلی مخازن عبارتند از جبران نوسانات مصرف در شبکه آبرسانی، تأمین آب برای مصارف غیرعادی مثل آتش‌سوزی‌ها، تأمین آب در مواقع اضطراری مثل شکستن خط لوله انتقال اصلی یا سوختن پمپ‌های ایستگاه پمپاژ، اقتصادی نمودن شبکه توزیع، انتقال و تصفیه آب و یکنواخت‌ساری بده تصفیه خانه و خط انتقال.

مخازن آب شامل مخازن هوایی بتنی و فلزی و مخازن زمینی بتنی مدفون یا نیمه مدفون می باشد. مخازن زمینی در صورتی که در محل مرتفع ساخته شده باشد برای ذخیره‌سازی و تأمین فشار است و کاربرد مخازن هوایی صرفاً برای تأمین فشار در شبکه بوده و حجم ذخیره آن‌ها اندک می‌باشد. حجم مخازن زمینی محدودیتی ندارد و تا حجم۷۵۰۰۰ متر مکعب نیز در کشور موجود است ولی مخازن هوایی حداکثر به حجم ۲۰۰۰ متر مکعب محدود است که به علت اهمیت کمتر در این مطالعه مورد بررسی قرار نمی‌گیرند. حجم مخازن زمینی بسته به تغییرات آبدهی منبع طبیعی تهیه آب مثل سد یا مجموعه چاه و چشمه‌ها و نوسان مصرف در شهر تعیین می‌گردند.

مخازن زمینی ممکن است به صورت مدفون یا نیمه مدفون ساخته شوند. مخازن مدفون مخازنی هستند که تا عمق مناسب در زمین فرو رفته و سپس در پشت دیوارها و همچنین روی سقف آن‌ها خاک ریخته می‌شود. اینگونه مخازن علاوه بر محاسنی که از لحاظ استتار در برابر عوامل محیطی دارند، از نظر تبادل حرارتی نیز بسیار مناسب هستند. برای مناطق سردسیر برای جلوگیری از یخ زدگی آب در مخزن باید از مخازن مدفون استفاده شود. در مخازن نیمه مدفون عمل خاکریزی غالباً تا نصف ارتفاع دیوار انجام می‌شود و در روی سقف مخزن عملاً هیچ‌گونه خاکی وجود ندارد. عواملی که در استقرار منابع زمینی از لحاظ مدفون و نیمه مدفون بودن تأثیر دارد، شامل شرایط اقلیمی، توپوگرافی، محدودیت زمینی و رقوم مورد نظر و همچنین شیب زمین و جنس لایه‌های خاک می‌باشند. از لحاظ هندسی، مخازن معمولاً در دو شکل استوآن‌های و مکعب مستطیل ساخته می‌شوند که برای مخازن آب شرب شهری معمولاً همواره از شکل مکعبی آن استفاده می‌گردد. از لحاظ برنامه‌ریزی بهره‌برداری، مخازن به صورت دو قلو در نظر گرفته می‌شوند.

با توجه به وسعت استفاده از مخازن زمینی آب و سرمایه‌گذاری‌های وسیعی که در این زمینه هر ساله انجام می‌گردد، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور در سال ۱۳۸۱ ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن آب زمینی را ابلاغ نمود. این ضوابط که طی

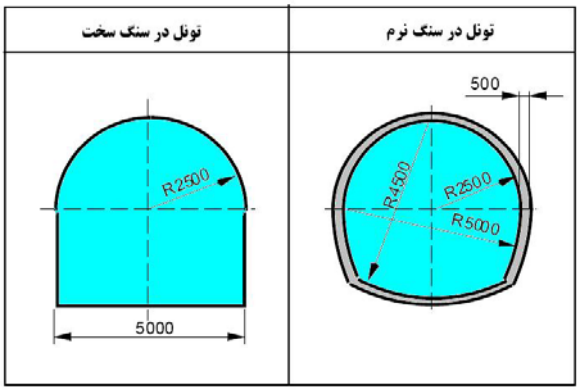
نشریه شماره ۱۲۳ دفتر تحقیقات و معیارهای فنی منتشر شده است، در طراحی مخازن آب لازم‌الاجرا می‌باشد. در این دستورالعمل سیستمهای سازه‌ای مورد استفاده، مشخصات فنی مصالح، بارگذاری استاتیک و بارگذاری ناشی از زلزله، نحوه تحلیل و طراحی، ملاحظات ساخت، تأسیسات مکانیکی مخازن و مخازن وزنی مورد بحث قرار گرفته است و در ویرایش دوم آن در سال ۱۳۷۴ فصل هشتم شامل نکات ایمنی و بهداشتی هنگام بهره‌برداری از مخازن آب نیز اضافه گردیده است.

۱-۳- سازه‌های انتقال و توزیع آب

سازه های انتقال آب شامل تونل‌های آبی مانند تونل‌های انحراف جریان رودخانه یا تونل‌های آب بر، سرریزها و تخلیه کننده های تحتانی، آبراه‌های روباز و سر بسته [1] و خطوط لوله‌های مدفون یا غیرمدفون می باشند.

۱-۳-۱- تونل‌های آبی

تونل‌ها مجاری هستند که به منظور انتقال آب از محلی به محل دیگر به صورت تحت فشار یا آزاد مورد استفاده قرار می گیرند. تونل‌ها یکی از مهم‌ترین سازه‌های انتقال آب خام و تصفیه شده می‌باشند و معمولاً در سیستمهای بزرگ انتقال آب از آن استفاده می‌گردد. به‌عنوان مثال سیستم انتقال آب رودخانه کلرادو به شهر لوس آنجلس بطول حدود ۳۸۶ کیلومتر شامل ۹۷/۵ کیلومتر تونل انتقال آب خام می‌باشد. طرح پیش‌بینی شده انتقال آب به شهر کرمان نیز دارای ۶۰ کیلومتر تونل می‌باشد. تونل‌های انتقال آب معمولاً با مقطع مدور ساخته می‌شوند، زیرا معمولاً این شکل بیشترین پایداری را در محیطهای خاکی و سنگی دارا می‌باشد. ممکن است بدلایل اجرایی و مسائل ژئوتکنیکی یا مکانیک سنگ، شکل مقطع به‌صورت نعل اسبی یا اشکال دیگر نیز اجرا گردد.



شکل ۱-۱۰ نمونه مقطع عرضی تونل در بستر نرم و سخت

در تونل‌هایی که به‌صورت دائمی مورد استفاده قرار می‌گیرند، به‌منظور کاهش ضریب زبری جدار و افزایش توان انتقال آب با مساحت مقطع ثابت همواره جدار تونل پوشش داده می‌شود. از دلایل دیگر اجرای پوشش تونل‌ها که معمولاً بتن غیر مسلح یا مسلح می‌باشد، کاهش تلفات آب و نیز پایدار سازی تونل در محیطهای سنگی خرد شده یا سنگ‌هایی که در اثر حفاری تغییر شکل زیادی می‌دهند و یا جلوگیری از اشباع شدن لایه‌های سنگ و خاک اطراف تونل است. تونل‌های درون خاک عموما نیاز به پوشش جداره دارند. تونل‌ها از نظر هیدرولیکی بدو دسته تحت فشار و آزاد تقسیم می‌گردند. تونل‌های تحت فشار تقریباً در تمامی موارد دارای

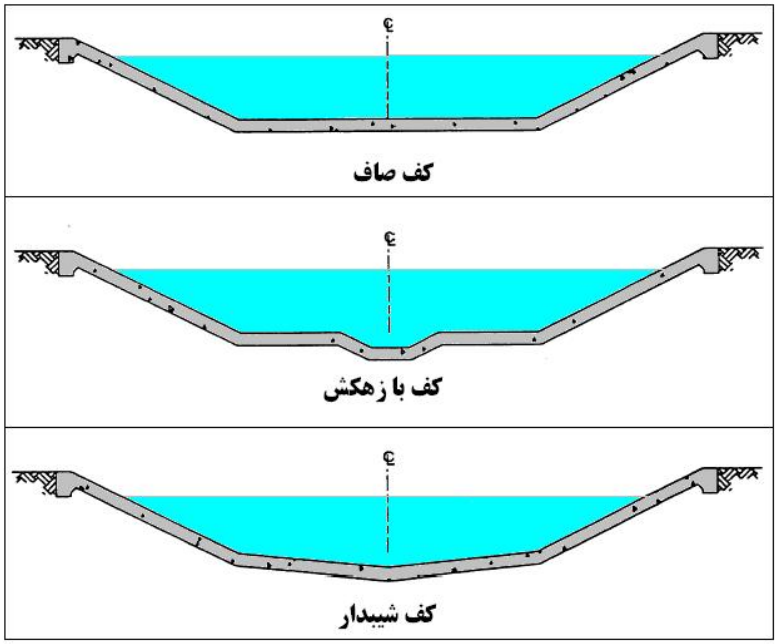
1- Culverts

پوشش بتنی بوده و به‌منظور کاهش تلفات آب و جلوگیری از گسترش ترک در جدار تونل از بتن مسلح استفاده می‌گردد. در تونل‌هایی که سرعت آب در آن خیلی زیاد باشد مثل تونل‌های آبرسان نیروگاه‌های آبی به‌منظور جلوگیری از فرسایش جدار، از پوشش فولادی داخلی جدار استفاده می‌شود و به‌منظور ثابت کردن جدار فولادی پشت آن تا تماس با سنگ به‌وسیله بتن پر می‌گردد. در صورتی که تونل در مسیر خود از یک گسل عبور کند یا قسمت‌های ورودی و خروجی در نواحی با پتانسیل زمین لغزش قرار گیرد، خسارت در صورت وقوع زلزله بسیار محتمل می‌باشد. از نظر شیوه ساخت نیز، تونل ها به دو دسته کلی تقسیم می‌شوند. دسته اول تونل‌هایی که با حفاری روبسته ساخته می‌شوند، شامل تونل‌هایی که در سنگ و در آبرفت حفاری می‌گردند. دسته دوم تونل‌هایی که به روش حفاری روباز و سپس ساخت درجا (کمند و پوش) اجرا می‌گردند. تونل‌هایی که در آبرفت حفاری می‌گردند همواره برای پایداری در دراز مدت باید پوشش شوند. تونل‌هایی که به روش حفاری روباز و سپس ساخت درجا اجرا می‌گردند، به‌علت عمق کم معمولاً نباید از خاک‌هایی که مستعد به روانگرایی هستند عبور نمایند.

۱-۳-۲- آبراه‌های روباز

آبراه‌های روباز معمولاً به‌صورت یک مجرای انتقال آب به‌صورت آزاد می‌باشند که عموماً با حفر یک خندق و در مقاطعی با خاکریزی ساخته می‌شوند. آبراه‌های روباز عموماً برای انتقال آب به تصفیه خانه‌ها یا برای مصرف کشاورزی مورد استفاده قرار می‌گیرد. آبراه‌ها به‌صورت پوشش‌دار یا خاکی و یا سنگی ساخته می شوند. آبراه‌ها معمولاً به‌عنوان بخشی از یک سیستم بزرگ انتقال آب مورد استفاده قرار می‌گیرند و به دلیل رو باز بودن، در مقایسه با یک سیستم تحت فشار دارای ابعاد و اندازه‌های بزرگ‌تری هستند. مزایای استفاده از آبراه به‌جای یک سیستم تحت فشار مثل لوله عبارت است از سهولت اجرا و عدم نیاز به تکنولوژی بالا و نیروی انسانی با تخصص بالا، طول عمر بیشتر به نسبت لوله‌های فولادی، کاهش کمتر ظرفیت هیدرولیکی با زمان. از معایب آبراه در مقایسه با یک سیستم تحت فشار مثل لوله نیز نیاز به سرمایه‌گذاری بیشتری برای ساخت آبراه به‌صورتی که ظرفیت نهایی مورد نیاز را جوابگو باشد و امکان تداخل با سیستمهای زهکشی محلی می باشد.

آبراه‌ها معمولاً دارای مقطع ذوزنقه‌ای شکل می‌باشند (شکل ۱-۱۱). شکل هندسی آبراه‌ها عموما تحت تأثیر دو عامل هزینه و دبی انتقال می‌باشد. مناسب‌ترین شکل برای آبراه روباز از نظر هیدرولیکی یک نیمدایره می‌باشد ولی این شکل معمولاً به‌علت مشکلات اجرایی آن بندرت مورد استفاده قرار می‌گیرد و بنابراین متعارف‌ترین شکل آبراه‌ها ذوزنقه می‌باشد. شیب دیواره‌های آبراه معمولاً با توجه به شیب پایدار مصالح کناره‌ها تعیین می‌گردد. ارتفاع و عرض کناره‌ها نیز معمولاً براساس شرایط لازم برای ارتفاع آزاد و پایداری کناره‌ها تعیین می‌گردد. در پایداری کناره ها باید شیب ایمن کناره در حالت اشباع و نیز بار ناشی از زلزله در نظر گرفته شود.



شکل ۱-۱۱ نمونه مقطع عرضی آبراه‌های ذوزنقه‌ای
(مقطع با کف صاف، مقطع با جریان کم، مقطع با کف شیبدار)

ارتفاع آزاد با در نظرگرفتن میزان رسوب‌گذاری،رشد گیاهان و اثر موج و افزایش سطح آب در اثر نیروی گریز از مرکز در قوسها و حداکثر دبی آبراه و نیز افزایش دبی در اثر رواناب تعیین می‌گردد. کاهش ارتفاع آزاد در اثر زلزله محتمل بوده و حداقل ارتفاع آزاد در این حالت برای آبراه‌های کوچک از ۳۰ سانتی‌متر تا حدود ۱ متر برای آبراه‌های بزرگ می‌باشد. پوشش آبراه‌ها به‌منظور کاهش تلفات آب ناشی از نشت به زمین اطراف آبراه پیش‌بینی می‌گردد. پوشش آبراه همچنین در پایدارسازی دیواره‌های آبراه و نیز جلوگیری از فرسایش بستر و کناره‌ها، بهسازی وضعیت رسوب گذاری، تسهیل در تمیز کردن آبراه و کنترل رشد گیاهان و کاهش ضریب زبری آبراه نیز مؤثر می‌باشد. پوشش آبراه‌ها معمولاً از سه نوع مختلف بتن غیر مسلح، بتن آسفالتی و ژئوممبرین‌ها[1] می‌باشند.

بتن غیر مسلح که در بیشتر آبراه‌ها استفاده می‌گردد دارای ضخامت پوشش بین ۵ تا ۱۲ سانتی‌متر می‌باشد و به‌منظور جلوگیری از ترک‌خوردگی و عدم انتشار ترک در پوشش بتنی معمولاً در هر ۱۲ تا ۱۵ متر یک درز انبساط پیش‌بینی می‌گردد. درز به‌منظور جلوگیری از فرار و نشت آب به زمین‌های اطراف با مصالح آب‌بند مثل لاستیک یا آسفالت نرمه پر می‌گردد. برای اجرای پوشش بتنی می‌توان از ماشین‌آلات مخصوص اجرای پوشش آبراه استفاد کرد. در ایران معمولاً این کار به صورت دستی و معمولاً بدون قالب‌بندی انجام می‌گردد. استفاده از میلگرد در آبراه‌های با پوشش بتنی به ندرت بوده و فقط بدلایل سازه‌ای ممکن است در بعضی نقاط از میلگرد استفاده شود. در آبراه‌هایی که پوشش آن‌ها با استفاده از ماشین و به‌صورت پیوسته انجام می‌گردد به‌منظور جلوگیری از گسترش ترک در پوشش آبراه از دورهای کنترل یعنی شیارهایی که به اندازه یک سوم ضخامت پوشش زمین بتنی عمق دارند، در دو جهت عمود بر یکدیگر بفواصل معینی استفاده می‌شود.

تکان‌های شدید زمینی یا هر گونه تغییر مکان دائمی زمین می‌تواند منجر به ترک‌خوردگی پوشش آبراه شده و موجب نشت آب از آن گردد. میزان خسارت ناشی از ترک خوردگی شدید پوشش آبراه بستگی به وظیفه اصلی پوشش دارد. در صورتیکه عملکرد

1- Geomembranes

پوشش صرفاً برای جلوگیری یا کنترل رشد گیاهان باشد، این ترک‌خوردگی می‌تواند برای مدت زمان بیشتری قابل قبول بوده و خسارت وارده می‌تواند پذیرفته شود. در صورتی که عملکرد اصلی پوشش به‌منظور آب‌بندی آبراه و جلوگیری از نشت آب به زمین‌های مجاور که می‌توانند مثل زمین‌های گچی نسبت به اشباع شدن حساس باشند، در نظر گرفته شود خسارت و آسیب وارده قابل قبول نیست.

استفاده از پوشش بتن آسفالتی برای مناطقی که آبراه از زمین‌های دارای املاح نامناسب برای بتن می‌گذرد و یا آب داخلی آبراه به‌لحاظ املاح بحرانی است توصیه می‌شود. با توجه به تراکم لازم برای بتن آسفالتی، استفاده از غلتک در اجرا الزامی است و این کار برای دیواره‌ها با توجه به شیب آن‌ها قدری مشکل است. برای پوشش آبراه‌ها دستگاههای پخش آسفالت خاص وجود دارد. با توجه به انعطاف پذیری بیشتر و شکل‌پذیری بیشتر بتن آسفالتی نسبت به بتن معمولی نیاز به درزهای عرضی کمتر بوده و این درزها فقط در محلهای تماس با سازه‌های صلب درزهای انبساط اجرا می‌گردد.

استفاده از ژئوممبرین‌ها برای آبراه‌های انتقال فاضلاب که در آن نشت آب به‌علت آلودگی زیست محیطی و یا حلالیت سازندی که آبراه در آن قرار دارد، توصیه می‌گردد. به‌علت جنس آن‌ها نشت از این مصالح تقریباً صفر بوده و در صورتی که سوراخ شدگی یا خرابی در پوشش موجود نباشد، هیچ‌گونه نشتی وجود نخواهد داشت. با توجه به ضخامت اندک، آسیب‌پذیری این نوع پوشش و نیز با توجه به هزینه خرید، استفاده از آن برای مسیرهای طولانی کاربرد ندارد.

شرایط زمین‌شناسی نامناسب برای آبراه‌ها را می‌توان به این صورت بیان کرد، زمین‌های دارای لایه‌های قابل حل شدن در آب مثل زمین‌های دارای لایه‌های گچی یا درصد گچی قابل توجه، نواحی مستعد به روانگرایی، نواحی مستعد به زمین لغزش یا زمین‌هایی که تحت تأثیر ضایعات ناشی از زمین لغزه و نهایتا نواحی خرد شده اطراف گسل یا عبور از گسل.

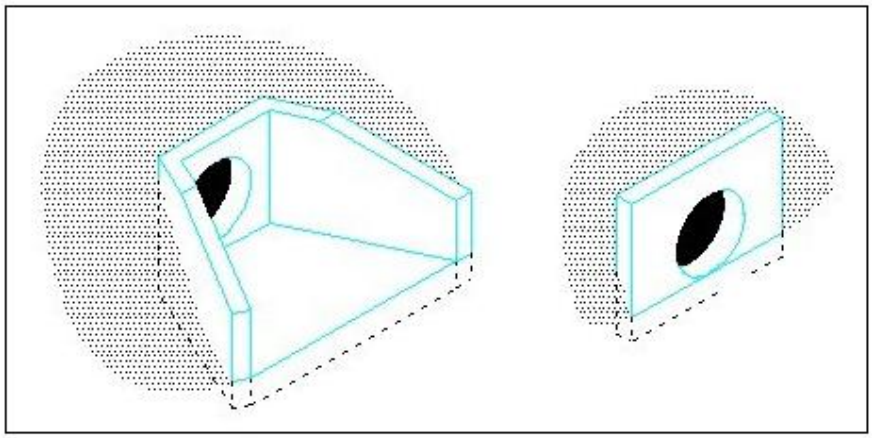
۱-۳-۳- خطوط لوله آب

منظور از خطوط لوله توزیع، لوله‌های انتقال آب با قطر متوسط و پائین که در عمق ۱ تا ۵ متر یا عمیق‌تر در خاک مدفون هستند، می باشد. جنس این لوله‌ها معمولاً از بتن مسلح، فولاد، چدن نشکن، پلاستیک یا آزبست سیمان می‌باشد. لوله‌های آزبست سیمان و پلاستیک معمولاً در قطرهای زیر ۳۰ سانتی‌متر و دیگر لوله‌ها برای قطرهای بزرگ‌تر مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده از لوله‌های پلاستیک و آزبست سیمان به حدود ۳۰ سال اخیر برمی‌گردد و اولین نوع لوله‌های کارگذاری شده از جنس چدن نشکن می‌باشند. اتصالات این لوله‌ها از طریق نر و مادگی لوله‌ها بوده و برای آب‌بندی از سرب‌ریزی یا واشرهای لاستیکی استفاده می‌شود. لوله‌های بتنی غالباً برای قطرهای بیش از ۹۰ سانتی‌متر استفاده می‌گردد و اتصالات و آب‌بندی آن‌ها عمدتاً از طریق واشرهای لاستیکی تأمین می‌گردد. برای قطرهای بالاتر از لوله‌های فولادی استفاده می شود که اتصالات آن‌ها از طریق جوشکاری می‌باشد.

شبکه های توزیع آب و زهکشی با قطر پائین دارای ضوابط پیچیده طراحی لرزه ای نبوده و اغلب فشار آب حاکم بر طراحی آن‌ها می باشد و بدلیل اهمیت کمتر در این پژوهش مورد بررسی قرار نمی گیرند. ضوابط طرح لرزه ای لوله ای انتقال آب با قطرهای بالاتر از ۸۰۰ میلیمتر در اینجا مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۱-۳-۴- سازه های ورودی و خروجی

این سازه ها شامل ورودی تونل‌ها و آبراه‌ها و لوله ها و خروجیهای آن‌ها می شوند که معمولا ورودیها دارای سیستمهای کاهش انرژی ورودی و آشغالگیر و خروجیها نیز دارای سیستمهای مستهلک کننده انرژی هستند. در شکل ۱-۱۲ نمونه سازه های خروجی برای تونل‌ها و خطوط لوله انتقال آب نشان داده شده است. برخی از سازه‌های ورودی دارای میله‌های قائم نیز هستند که در طراحی لرزه ای باید به آن‌ها جداگانه توجه شود چرا که از نظر رفتار سازه‌ای با تونل‌های افقی کاملا تفاوت دارند و مانند آن‌ها رفتار دوبعدی ندارند. سازه‌های ورودی و خروجی نیز عمدتا رفتار سه بعدی سازه‌ای دارند.



شکل ۱-۱۲ نمونه سازه های خروجی برای تونل‌ها و خطوط لوله انتقال آب

۱-۴- سازه‌های تنظیم و مهار آب

سازه‌های مهار و تنظیم آب در حالت کلی شامل برخی از سدها و مخازن هم می شوند ولی در اینجا منظور از سازه های تنظیم آب ایستگاه‌های پمپاژ، ایستگاه‌های فشار شکن، تصفیه خانه ها و شیرها می باشد. این تاسیسات بیشتر از نظر طراحی ساختمان آن‌ها در برابر زلزله مطرح می شوند. سازه‌های مهندسی رودخانه مثل دیوارهای حفاظت سواحل و بستر رودخانه، گوره‌ها، دایک‌ها، دیوارهای ساحلی و یا موج شکن‌ها نیز که برای مهار آب می‌باشند، عموما بر اساس ضوابط طراحی دیوارهای حائل و جداره آبراه‌ها بررسی می شوند و ضوابط طرح لرزه ای این سازه های در مطالعه حاضر مورد بررسی قرار نمی گیرند.

فصل ۲

سابقه عملکرد سازه‌های آبی در زلزله

۲-۱- کلیات

در این بخش به بررسی سابقه عملکرد سازه‌های آبی در زلزله های گذشته می پردازیم. به طور کلی خسارات ناشی از زلزله در چند مرحله مورد بررسی قرار می گیرد که بر اساس تراز عملکردی سازه ها تعریف می شود (جدول ۲-۱). در قسمت‌های بعد آسیب‌های سازه های آبی به تفکیک محل و زمان رخداد زمین لرزه و نوع سازه ذکر شده و سپس مورد جمع بندی و تجزیه و تحلیل قرار گرفته است.

جدول ۲-۱- دسته بندی آسیب‌های وارد به سازه بر اساس ترازهای عملکردی

ضربات انسانی، اقتصادی	آسیب	سطح عملکردی
– تلفات انسانی ندارد. مرمت و تعمیرات جزیی بوده و هزینه زیادی در بر ندارد.	بروز ترک‌های مرئی در اعضاء باربر ترک‌های نامرئی که با آزمایش قابل تشخیص است.	ترک‌خوردگی
– تلفات انسانی ندارد. مرمت و تعمیرات نیازمند به هزینه، تجهیزات و زمان نسبتاً قابل ملاحظه‌ای دارد.	ترک‌های با بازشدگی زیاد خوردشدگی (بتنی و آجری)یا له‌شدگی (فولادی) بعضی از اعضاء	انهدام اعضاء باربر
– تلفات انسانی کم خسارات اقتصادی زیاد به لوازم و اعضاء داخلی مرمت بسیار سخت، هزینه‌بر و زمان‌گیر خسارات غیرمستقیم ناشی از عدم بهره‌برداری	تغییر هندسه سازه ورود آسیب زیاد به اعضاء غیر باربر آسیب به لوازم عدم امکان بهره‌برداری	تغییرشکل‌های بزرگ (کج‌شدگی)
– 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	انهدام تعداد زیادی از اعضاء باربر قائم فرو ریختن اعضا سازه روی یکدیگر سقوط مواد، مصالح و لوازم روی قسمت‌های پائین‌تر	انهدام سازه (ناقص یا کامل)

۲-۲- سابقه عملکرد سازه های ذخیره آب در زلزله

سدها و مخازن بزرگ طبیعی آب، در نزدیکی مناطق شهری، یک پتانسیل خطر برای ساکنین پایین دست سد در صورت رها شدن کنترل نشده آب در اثر وقوع یک زلزله و خسارات ناشی از آن به سد می‌باشد. خوشبختانه تا به حال هیچ‌گونه حادثه‌ای که در طی آن تعدادی بر اثر شکسته شدن سدی که مطابق با اصول و ضوابط مهندسی سد ساخته شده باشد، کشته شوند گزارش نشده است. این عملکرد بسیار دلگرم کننده می‌باشد ولی در این خصوص به دو نکته باید توجه گردد. اولاً این عملکرد مطلوب سدها بمعنی

آن نیست که سدها ذاتاً در برابر زلزله ایمن هستند و ثانیاً بجز چند مورد مشهور، سدهای کمی در معرض زلزله‌هایی معادل با زلزله پایه طراحی قرار گرفته‌اند (USCOLD,1966) [1].

آمارهای جهانی نشان می دهد که از کل مشکلاتی که در دنیا برای سدها پیش آمده است کمتر از ۱۰ درصد آن‌ها سازه ای یعنی مربوط به بدنه سد و سازه‌های جنبی بوده است. در این میان بیش از ۸۰ درصد مشکلات دلایل هیدرولیکی مانند نشت و سیلاب داشته است. مواردی که زلزله باعث بروز مشکل در سد یا سازه های جنبی بوده است کمتر از ۵ درصد کل و حدود ۲۵ درصد مشکلات سازه ای می باشد. البته مواردی که منجر به شکست سد یا سازه های جنبی شده است بسیار کم گزارش شده است ولی هر یک در حد یک فاجعه بوده اند.

اولین شکست سد ناشی از زمین لرزه که در ادبیات فنی ثبت شده است مربوط به سد اگوستا [2] در ایالت جرجیای امریکا و در زلزله سال ۱۸۸۶ چارلتون (کارولینای جنوبی) می‌باشد. در تمامی دنیا، کمتر از ۳۰ سد به‌طور کامل در اثر زلزله شکسته شده‌اند (USCOLD, 2000). این سدها را عمدتاً سدهای باطله که بروش خاکریزی هیدرولیکی ساخته شده‌اند و یا سدهای خاکی کوچک تشکیل می‌دهند. تعداد کمی از سدهای خاکی و بتنی در اثر زلزله آسیب جدی دیده‌اند. یک سد وزنی بتنی در اثر حرکت گسلی که از پی آن عبور می‌کرده است دچار شکست گردید(USCOLD, 2000). این سد انحرافی وزنی بتنی سد شی‌کانگ [3] تایوان است که در اثر زلزله ۱۹۹۹ چی‌چی [4] با بزرگای ۷/۶ ریشتر در اثر حرکت گسلی که در نزدیکی تکیه‌گاه راست آن قرار داشت دچار شکست گردید (شکل۲-۱). هیچ سد بتنی قوسی تا بحال دچار آسیب قابل توجهی در زمین لرزه نشده است. به‌طور کلی گزارش‌ها نشان می‌دهد که کمتر از ۱۰ سد خاکی و بتنی بزرگ در اثر زلزله، خسارت جدی شدید داشته‌اند.

۲-۲-۱- سابقه عملکرد سدهای خاکی

عملکرد لرزه‌ای این سدها بستگی به نوع مصالح و حالت تراکمی مصالح تشکیل دهنده آن دارد. سدهای خاکی جدید که لایه‌های تشکیل دهنده آن بخوبی متراکم شده‌اند، زلزله‌های شدید را بدون آن‌که اثرات زیان‌آوری بر عملکرد ایمن آن‌ها داشته باشد تحمل می کنند، بخصوص سدهای خاکی با هسته رسی که بر روی پی خوب ساخته شده‌اند و سدهای سنگریزه‌ای با تراکم کم یا واقع بر آبرفتهای با تراکم کم. سدهایی که به طریق هیدرولیکی ساخته شده‌اند و سدهای باطله تقریباً تمامی موارد شناخته شده شکست سدهای خاکی را تشکیل می‌دهند.

در زلزله سال ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو با بزرگای ۷/۸ ریشتر حدود ۳۰ سد خاکی متوسط در محدوده ۵۰ کیلومتری از خط شکست گسل که ۱۵ مورد از آن‌ها در فاصله کمتر از ۵ کیلومتری قرار داشته‌اند، تحت تأثیر قرار گرفتند که اکثر آن‌ها فقط خسارات جزئی دیدند. این عملکرد رضایت‌بخش نشان دهنده قابلیت سدهای خاکی با مصالح رس دار برای تحمل تکآن‌های شدید زلزله و بارهای ناشی از آن، علیرغم استفاده از روش‌هایی با جزییات نه چندان روشن برای متراکم ساختن مصالح این سدهای قدیمی، می‌باشد.

1- United State Commission on Large Dams, 1966
2 - Agusta
3 - Shi-kang
4- Chi-Chi

در زلزله سال ۱۹۲۳ در منطقه کانتو در ژاپن با بزرگای ۷/۵ ریشتر عمده ترین خسارت به یک سد خاکی بزرگ و با ارتفاع ۴۰ متر گزارش شده است. خسارات وارده شامل یک ترک طولی در امتداد هسته رسی به عمق ۳۱ متر و نشست ۳۰ سانتی‌متر و ترک‌های طولی بطول ۶۰ متر و عرض ۲۵ سانتی‌متر و لغزش‌های موضعی بوده است.

در زلزله سال ۱۹۲۵ سانتا باربارا درکالیفرنیای آمریکا با بزرگای ۶/۳ در مقیاس ریشتر سد شفیلد [1] با ارتفاع ۲۵ فوت (۷/۵ متر) در اثر لغزش شیروانی دچار شکستگی گردید. این اولین موردی بود که در طی آن پدیده شکست در اثر روانگرایی مصالح با تراکم کم در اثر زمین لرزه‌شناسایی و ثبت گردیده است.

در زلزله سال ۱۹۷۱ سان‌فرناندو در ایالت کالیفرنیای آمریکا با بزرگای ۶/۵ در مقیاس ریشتر خسارات شدید و قابل توجهی به چندین سد خاکی که به روش هیدرولیکی ساخته شده بودند وارد گردید و موجب شکست تقریباً کامل سد وان نورمان سفلی [2] گردید. در این زلزله آسیب‌پذیری سدهایی که با ماسه ریز و لای با تراکم کم ساخته شده بود مورد توجه مهندسین قرار گرفت. سد خاکی وان نورمان سفلی به ارتفاع ۱۴۰ فوت (۴۲ متر) که بطریقه هیدرولیکی ساخته شده بود، دچار روانگرایی گسترده گردید و در شیروانی آن لغزش اتفاق افتاد (شکل ۲-۲). سیلاب و آبگرفتگی اراضی پایین دست سد با حدود ۷۰۰۰۰ سکنه، فقط بخاطر سطح آب خیلی پایین مخزن در هنگام وقوع زلزله، که برای فصل مورد نظر غیرعادی بود، اتفاق نیفتاد. سد خاکی وان نورمان علیا [3] با ارتفاع ۸۰ فوت (۲۵ متر) نیز بشدت آسیب دید. متعاقب این زلزله سدهای خاکی غیر ایمن در برابر زمین لرزه یا از خدمت خارج گردید یا از مالکین سدها خواسته شد تا سطح آب در مخزن را محدود سازند. این حوادث در حقیقت نقطه شروع تحقیقاتی در خصوص ایمن سازی لرزه‌ای سدهای بلند بود و باعث گردید تا سدهای دیگری مورد بازنگری ایمنی در برابر زلزله قرار گیرند و موجب توسعه روش‌های مدرن تحلیل لرزه‌ای سدها گردید.

در زلزله سال ۱۹۸۵ مکزیکو با بزرگای ۸/۱ ریشتر دو سد بزرگ لاویلیتا [4] به ارتفاع ۱۹۷ فوت (۶۰ متر) و ال اینفیرنیلو [5] تحت تأثیر قرار گرفتند. اگرچه این سدها در طی سال‌های ۱۹۷۵ تا ۱۹۸۵، تحت تأثیر زمین لرزه هایی با بزرگای بیشتر از ۷/۱ ریشتر قرار گرفتند، اما هیچکدام خسارت مهمی ندیدند. نشست‌های تجمعی سد لاویلتیا که یک سد خاکی سنگریزه‌ای با هسته رسی مرکزی پهن می‌باشد، به حدود ۶۰ سانتی‌متر بالغ گردید و در آخرین زمین لرزه نیز در اثر ضعیف شدن بعضی از مصالح نشست آن افزایش پیدا کرد. نشست‌ها و تغییر شکل‌های سد ال‌اینفرنیلو که یک سد سنگریزه‌ای با هسته خاکی می‌باشد، در اثر زمین لرزه‌های پی در پی قابل توجه نبوده است.

1 - Sheffield
2 -Lower Van norman
3 - upper Van norman Dam
4 - Lavillita
5 - EI Infiernillo

شکل ۲-۱روانگرایی وسیع و لغزش شیروانی سد خاکی در زلزله

در زلزله سال ۱۹۸۹ لوماپریتا که با شدت ۷/۱ درجه در مقیاس ریشتر رخ داد، بخش وسیعی از اطراف خلیج سان‌فرانسیسکو تحت تأثیر قرار گرفت. در این زمین لرزه در حدود یکصد سد خاکی که بیشتر آن‌ها در اثر زلزله ۱۹۰۶ نیز تحت تأثیر قرار گرفته بودند و با ابعاد و اندازه‌های متفاوت تا شعاع یکصد کیلومتری از مرکز زمین لرزه قرار داشتند، مجددا تحت تاثیر قرار گرفتند. مدت زمان حرکات شدید این زلزله در حدود ۱۰ ثانیه بود. با توجه به فصل وقوع زلزله، مخازن سدها تا حدود ۱۰ تا ۵۰ درصد حجم حداکثر خود آبگیری شده بودند و همه سدها بجز یکی از آن‌ها، عملکرد خوبی داشتند.

سد آسترین [1] که یک سد خاکی به ارتفاع ۶۰ متر می‌باشد و در ۱۲ کیلومتری مرکز زمین لرزه قرار داشت در اثر این زمین لرزه در ناحیه تکیه‌گاه‌ها دچار ترک خوردگیهای عرضی گردید و نزدیک به یک متر نشست کرد. مخزن سد در زمان وقوع زلزله تا نیمه پر بود. خسارات کلی وارد بر سد، با توجه به مدت کوتاه زمین لرزه که فقط ۱۰ ثانیه بود، قابل توجه و گسترده بود. سد آسترین و دیگر سدهایی که تحت تأثیر این زمین لرزه قرار گرفته بودند بر اساس مشخصات طراحی باید در برابر زلزله‌هایی با بزرگای بیشتر و زمان طولانی‌تر از زلزله ۱۹۸۹ مقاوم باشند.

در زلزله سال ۱۹۹۰ فیلیپین با بزرگای ۶/۷ ریشتر، پنج سد خاکی و سنگریزه‌ای بزرگ در محدوده ۲/۵ تا ۲۰ کیلومتری گسل قرار داشتند. شتاب زمین در محل این سدها بین g ۰/۳ تا g ۰/۷ برآورد شد. هیچکدام از این سدها دچار شکست نگردید، ولی عموما نشست، تغییر شکل و ترک خوردگی در آن‌ها اتفاق افتاد. یکی از این سدها، سد دایایو [2] با ارتفاع ۶۰ متر بود که دچار یک نشست ناگهانی در تمام طول ۶۰۰ متری خود در روی شیب بالادست گردید. اثر این نشست در شیب پایین دست حدود ۳۰ سانتی‌متر بود.

زلزله سال ۱۹۹۴ نورث ریج [3] در آمریکا که با بزرگای ۶/۷ درجه در مقیاس ریشتر رخ داد. مرکز این زمین‌لرزه در فاصله ۳۲ کیلومتری شمال غرب دره سان فرناندو قرار داشت. این زمین لرزه بر خطرات و ضایعات زمین‌لرزه‌های ناشی از حرکات گسل‌های کالیفرنیا تأکید داشت و دومین زلزله مهمی بود که در ظرف کمتر از ۲۵ سال منطقه فرناندو را تکان داد. بیش از ۱۰۰ سد تا فاصله ۷۵ کیلومتری از مرکز زمین‌لرزه قرار داشتند، که بیشتر آن‌ها تحت تأثیر زلزله سال ۱۹۷۱ نیز قرار گرفته بودند. یازده سد خاکی و سنگریزه‌ای دچار ترک خوردگی و حرکت شیروانی شدند، اما میزان آسیب‌ها به حدی نبود که پایین دست سدها را تحت خطر قرار دهد. سد وان نورمان سفلی به ارتفاع ۳۸ متر که بعد از خسارات زلزله سال ۱۹۷۱ تعمیر گردیده بود و تنها به‌عنوان مخزنی برای کنترل سیلاب مورد استفاده قرار می‌گرفت، مجدداً خسارات قابل توجهی را متحمل گردید. در زلزله سال ۱۹۹۴ نورث‌ریج این سد

1 - Austrian
2 - Diayo
3 - Northridge

خالی بود و در اثر زلزله دچار ترک‌خوردگی‌های به طول چند صد متر و عرض ۹ سانتی متر و عمق ۱/۵ متر، چندین مورد جوشش ماسه و یک مورد حفره در روی شیب بالادست گردید. در روی تاج سد حداکثر میزان نشست ۲۰ سانتی متر و حداکثر تغییر مکان افقی به سمت بالادست برابر ۱۰ سانتی‌متر اندازه‌گیری گردید. همچنین بخشی از تخلیه کننده تحتانی سد نیز دچار شکستگی گردید.

سد وان‌نورمان علیا [1] نیز که پس از زلزله سال ۱۹۷۱ صرفاً برای کنترل سیلاب و با مخزن خالی مورد استفاده قرار می‌گرفت، نیز دچار ترک خوردگی عرضی در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها و در وجه طولی پایین‌دست سد گردید. این ترک‌ها بطول حداکثر ۱۸ متر و بعرض ۷/۵ سانتی‌متر ایجاد شده بود. نشست حداکثر تاج سد حدود ۷۵ سانتی‌متر و جابه‌جایی افقی بالادست حدود ۱۵ سانتی‌متر بود. بین دو سد وان نورمان و برای جانشینی آن‌ها به‌عنوان تأسیسات ذخیره آب، سد ۴۰ متری لوس‌آنجلس [2] ساخته شده بود. تکآن‌های زمین در محل این سد بسیار شدید بود. بیشینه شتاب افقی برابر با ۰/۴۲ g در تکیه‌گاه چپ سد و ۰/۸۵ g ثبت شده توسط یک شتاب سنج بفاصله حدود ۱۳۴۰ متری از آن بود. معهذا این سد فقط دچار تغییر شکل‌های جزئی و ترک خوردگی سطحی پوشش بتنی مخزن گردید. تاج سد به میزان حداکثر ۵/۵ سانتی‌متر حرکت افقی و نیز حداکثر ۸/۹ سانتی‌متر نشست کرد. سد لوس‌آنجلس که در سال ۱۹۷۷ با در نظر گرفتن الزامات لرزه‌ای ساخته شده بود، در مقابل زلزله نورث ریج مقاومت کرد. برعکس سدهای وان نورمان که با طراحی و اجرای هیدرولیکی در سال ۱۹۱۵ ساخته شده بودند، در زلزله‌های سال‌های ۱۹۷۱ و ۱۹۹۴ دچار خسارات قابل توجه و گسترده گردیدند.

در زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه [3] ژاپن با بزرگای ۷/۲ ریشترخسارات شدیدی به سه سد خاکی کوچک وارد گردید و نیز یک سد کوچک دیگر دچار شکست گردید. سدهای دیگری نیز دچار ترک خوردگیهای طولی و عرضی با شدت کمتر گردیدند.

در زلزله سال ۱۹۹۹ کوجایلی [4] ترکیه با بزرگای ۷/۴ ریشتر سد سنگریزه‌ای گوکچه[5] به ارتفاع ۶۰ متر و سد خاکی کیرازدیری [6] با هسته رسی و به ارتفاع ۱۰۸ متر خسارت شدیدی متحمل شدند. در سد گوکچه یک ترک طولی در سمت بالادست تاج سد و به عرض ۱۰ سانتی‌متر مشاهده گردید. سد کیرازدیری در فاصله ۲ تا ۳ کیلومتری مرکز زلزله و نیز در مجاورت گسل آناتولی شمالی، قرار دارد. تعدادی ترک طولی، هر کدام بعرض ۲/۵ میلی‌متر در روی تاج سد روی داد. به‌طور کلی هر دو سد عملکرد رضایت‌بخشی را در حین زلزله داشتند، که نشان دهنده مقاومت بالای لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریزه‌ای می‌باشد.

در زلزله سال ۱۹۹۹ چی‌چی[7] تایوان با بزرگای ۷/۶ ریشتر فقط خسارات کم اهمیت مثل نشست‌های کوچک تاج برخی سدهای خاکی و ترک‌های طولی در تاج آن‌ها گزارش شده است.

در زلزله سال ۲۰۰۱ بیهاج[8] درگجرات هندوستان با بزرگای ۷/۷ ریشتر حرکت قوی زمین به مدت ۸۵ ثانیه و تکآن‌های خفیف‌تر بمدت چند دقیقه ادامه داشت. در این زلزله تعداد زیادی از سدهایی که به منظور آبیاری ساخته شده بودند دچار خسارات عمده گردیدند. خسارت اصلی وارد به سدها در اثر روانگرایی بود که شامل نشستهای زیاد تاج سد، حرکت جانبی، ترک‌خوردگی‌های بزرگ طولی روی شیب بالادست و در امتداد تاج سد، بالا آمدن پنجه سد در بالادست و جوشش ماسه در محدوده مخزن (شکل‌های

1 - Upper Van Norman Dam
2 - Los Angeles
3 - kobe
4 - Kocaeli
5 - Gokce
6 - Kirazdere
7 - Chi-Chi
8 - Bhuj

۲-۲ و ۲-۳) می‌گردد. در این زلزله ۲۱ سد خاکی دچار خسارات شدید گردیده و حدود ۲۰۰ سد دیگر نیاز به مقاوم‌سازی داشت. خوشبختانه در زمان وقوع زلزله مخازن سدها تقریباً خالی بود و به این دلیل از خسارات مالی و جانی بیشتر جلوگیری شد. روانگرایی پی سدها نیز موجب گسیختگی های ملایم تا شدیدی در بالادست و به‌طور موضعی در پایین دست سدها گردید. عمده سدهای آسیب‌دیده کوتاهتر از ۳۰ متر بوده و معمولاً توسط حکومتهای محلی و با تحلیل و طراحی مساله‌دار ساخته شده بودند. به‌عبارت دیگر در طراحی و ساخت این سدها، اصول و الزامات مهندسی سد مانند آنچه برای ساخت سدهای بزرگ در پروژه‌های برقابی یا تأمین آب رعایت می‌گردد رعایت نشده بود. هیچ‌گونه دستگاه ثبات حرکات زمین لرزه نیز در منطقه مورد نظر وجود نداشته است.

شکل ۲-۲ ترک طولی ناشی از لغزش شیب در بالادست یک سد خاکی در زلزله بیهاج هند

شکل ۲-۳ ترک طولی و نشست در روی تاج سد Suvi در اثر زلزله بیهاج سال ۲۰۰۱

در زلزله سال ۲۰۰۱ هیروشیما با بزرگای ۶/۸ ریشتر که در ناحیه مرکزی آن بیشینه شتاب زمینی بزرگ‌تر از ۰/۵g اندازه‌گیری گردیده است، حدود ۱۸۴ خاکریز سد دچار خسارت و آسیب گردیدند. این خسارات شامل ترک خوردگی و نشست بودند. زلزله سال ۲۰۰۱ جنوب پرو با بزرگای ۸/۴ ریشتر نیز باعث تغییر شکل، ترک خوردگی و روانگرایی در سدهای باطله گردید.

۲-۲-۲- سابقه عملکرد سدهای بتنی و بنایی

سدهای بتنی شامل سدهای بتنی تک قوسی، دوقوسی نازک، چند قوسی، وزنی، پشت بنددار، وزنی معمولی و بتن غلتکی، مجوف و ترکیبی از این انواع می‌باشد. به‌طور کلی عملکرد سدهای بتنی در برابر زلزله رضایت بخش بوده است و می‌توان چنین استنباط کرد که این گونه سدها در برابر زلزله مقاومتر از سدهای خاکی هستند. از طرفی تنها حدود ۱۰۰ سد بتنی در معرض تکآن‌های ناشی از

زمین لرزه قرار گرفته‌اند و فقط ۱۵ سد از آن‌ها شتاب بزرگ‌تر ازg ۰/۲ را تجربه کرده‌اند. بیشتر سدهای بتنی با آئین‌نامه‌های طراحی جدیدتر و سخت‌گیرانه‌تر از سدهای خاکی طراحی و ساخته شده‌اند و کمتر مستعد پیری، خرابی، تراوش و نشت بوده و تحت عملیات تعمیرات و نگهداری بهتری می‌باشند.

در مورد سدهای قوسی، هیچ‌گونه خسارت مهمی دیده نشده است و عملکرد این سدها در برابر زلزله بسیار خوب بوده است. هرچند چندین سد قوسی در معرض حرکات بزرگ زمین قرار گرفته‌اند، لکن هیچ سد قوسی نازک در زلزله ای با فاصله کم از مرکز زلزله و با مخزن پر قرار نگرفته است. سدهای بتنی مستعد خسارات مهم و قابل توجهی در صورت حرکت و جابه‌جایی گسل در پی می‌باشند. تنها مورد گزارش شده در خصوص شکست کامل یک سد بتنی مربوط به سد انحرافی شی‌کانگ [1] که یک سد وزنی پشت‌بنددار است، در زلزله سال ۱۹۹۹ چی چی [2] تایوان، با بزرگای ۷/۶ می‌باشد.

در زلزله سال ۱۹۰۶ سان فرانسیسکو با بزرگای ۸/۳ ریشتر سد قوسی وزنی کریستال اسپرینگ سفلی [3] به ارتفاع ۳۸/۵ متر بدون حتی یک ترک مقاومت کرد. سد از محل گسل فقط ۱۸۰ متر فاصله داشت. این سد مجدداً در سال ۱۹۸۹ در معرض تکان‌های ناشی از زلزله لوماپریتا [4] قرار گرفت، ولی مجدداً هیچ‌گونه آسیبی به آن وارد نشد.

زلزله سال ۱۹۴۶ نانکای [5] ژاپن با بزرگای۷/۲ سد چند قوسی هونه نیکی [6] را دچار یک ترک خوردگی در یکی از قوس‌ها در نزدیکی پشت بند کرد.

زلزله سال۱۹۵۷ بریتانیا با شدت VIII در مقیاس انگلیسی، در ۴۶ کیلومتری سد بلاک بروک [7] که یک سد وزنی به ارتفاع ۳۰ متر با نمای بالادست آجری و نمای پایین دست سنگی می‌باشد، روی داد. این تنها سدی است که در بریتانیا در اثر زلزله آسیب دیده است. ملات نمای سنگی دچار ترک خوردگی گردید. همچنین تمامی سنگ‌های بزرگ کتیبه روی دیوارهای سرریز از ملات زیر خود جدا شده و سقوط کردند.

در زلزله ۱۹۶۲ کوانگ دونگ [8] چین با بزرگای۶/۱ سد بتنی پشت‌بنددار سین فنگ کیانگ [9] به ارتفاع ۱۰۵ متر که در سال ۱۹۵۹ تکمیل گردیده بود و پس از نخستین آبگیری مخزن در معرض زلزله قرار گرفته بود به‌منظور افزایش مقاومت لرزه‌ای تقویت گردید. زلزله سال ۱۹۶۲ تکان‌های شدیدتر از آنچه در طرح اصلاحی در نظر گرفته شده بود، به سد وارد کرد. ترک‌هایی در نزدیکی تاج سد در محل تغییر مقطع بلوک‌های دو طرف سرریز بوجود آمد. این سد به منظور برگشت به حالت خدمت [10] مجدداً تقویت گردید.

در زلزله سال ۱۹۶۷ کوینا [11] در هند با بزرگای ۶/۵ ریشتر سد وزنی بتنی–سنگی کوینا به ارتفاع ۱۰۳ متر که در سال ۱۹۶۳ تکمیل گردیده بود و در همان سال در اثر یک زلزله با فاصله اندک از مرکز زلزله به لرزه درآمده بود مجددا تحریک گردید. این زمین لرزه نیز مانند زمین لرزه کوانک دونگ یک زمین لرزه القایی ناشی از پرشدن مخزن تلقی می‌گردد. در اثر این زلزله ترک‌های طولی

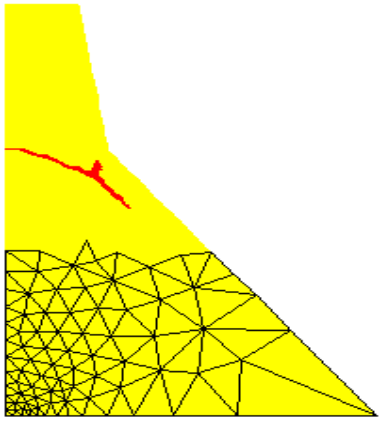
1 - Shi-kang
2 - Chi-Chi
3 - Lower Crystal Spring
4- Loma Prieta
5- Nankai
6 - Honenike
7 - Block brook
8 - Kwang-dong
9 - Hsin feng kiang
10- Serviceability
11 - Koyna

زیادی در نزدیکی بالای سد و در محل تغییر شیب وجه پایین دست سد بوجود آمد. یک نقطه ضعف دیگر طراحی استفاده از بتن‌هایی با مقاومت‌های متفاوت بود که براساس تحلیل استاتیکی از پایین به بالا کاهش می‌یابد و بدین ترتیب امکان تحمل تنش‌های بـزرگ دینامیکی که در قسمت فوقانی سد بوجود می‌آید را ندارد. این مسائل در طراحی سازه‌های آبی جدید مدنظر قرار می‌گیرند. سد کوینـا نیز تعمیر گردید و هم اکنون در حال خدمت می‌باشد.

در زلزله ۱۹۷۱ سن فرناندوی کالیفرنیا با بزرگای ۶/۵ ریشتر سد قوسی ضخیم پاکویما [1] به ارتفاع ۱۱۳ متر تحـت تـأثیر بیـشینه شتاب پایه ۰/۷ g قرار گرفت و شتاب افقی بی‌سابقه ۱/۲۵g بر روی سنگ تکیه‌گاه چپ سد کمی بالاتر از تاج سد ثبت گردیـد. ایـن سد که به منظور کنترل سیلاب ساخته شده بود، در زمان وقوع زلزله نیمه پر بـود. هـیچ‌گونـه تـرک‌خـوردگی یـا جابـه‌جـایی نـسبی بلوک‌های سد گزارش نگردید. تکیه‌گاه چپ سد به‌منظور پایدارسازی دو گوه بزرگ سنگ که در حین زلزله چند ایـنچ حرکـت کـرده بودند با استفاده از مهارهای پس تنیده [2] تقویت گردید. شتاب‌های بزرگ و جابه‌جایی گوه سنگ در تکیه‌گاه چپ نـشان دهنـده اثـرات تشدید و تقویت حرکت زمین ناشی از وضعیت توپوگرافی خاص سد می‌باشد.

زلزله ۱۹۹۰ منجیل در ایران که با بزرگای ۷/۴ درجه در مقیاس ریشتر روی داد، سد پشت بنددار سفیدرود به ارتفاع ۱۰۶ متـر را که در سال ۱۹۶۲ به بهره‌برداری رسیده بود تحت تاثیر قرار داد. سد در فاصله ۷۰۰ متری از مرکز زمین لرزه قرارداشت و بزرگی زلزله و فاصله اندک آن تا مرکز زلزله به حدی بود که تصور می‌شود، سد در معرض زلزله‌ای معادل با حـداکثر زلزلـه محتمـل قـرار گرفتـه است. شتاب بیشینه زمین برابر ۰/۷۲ g برآورد می‌گردد.

در اثر این زلزله ترک‌خوردگی طولی شدیدی در امتداد درزهای طولی یعنی درزهای افقی بین بلوک‌های سد در قـسمت فوقـانی پشت‌بندها که همراه با ۲۰ میلی‌متر جابه‌جایی برشی بسمت پایین دست بود، بوجود آمد. ترک‌خوردگیهـایی کـه در سـد بوجـود آمـد تراوش‌هایی از بدنه را موجب گردید. خوشبختانه در هنگام وقوع زلزله سطح آب در دریاچه سد در تراز پایین‌تر از تـراز تـرک‌خـوردگی طولی بالای سد قرار داشت. بنا به ملاحظات ایمنی، سطح آب در مخزن پایین آورده شد. با وجود تحمل خسارات مهم، عملکرد کلـی سد سفیدرود رضایت‌بخش بود. سد سفیدرود نشان دهنده نمونه‌ای از سدهای بتنی است که در معرض لرزش‌هایی بزرگ‌تر از بارهای



شکل ۲-۴ ترک‌های مقطع سد سفید رود در اثر زلزله ۱۳۶۹ منجیل

1- Pacoima
2- Pre-Stressed

طراحی قرارگرفته‌اند. برای تعمیر ترک طولی فوقانی سد از مهارهای پس تنیده و برای کنترل نشت از ترک‌ها از تزریق اپوکسی استفاده گردید (شکلهای ۲-۴ تا ۲-۶).

در زلزله سال ۱۹۹۴ نورث ریج کالیفرنیا با بزرگای ۶/۷ ریشتر که ۲۳ سال بعد از زلزله سان فرناندو رخ داد، سد پاکویما مجدداً تحت تأثیر قرار گرفت. بیشینه شتاب در تکیه‌گاه چپ، مجدداً به خاطر توپوگرافی خاص و خردشدگی سنگ تشدید یافت و به میزان افقی ۱/۷۶g و قائم ۱/۶۰g رسید. عملکرد سد با مخزن نیمه پر رضایت‌بخش بود. در این زلزله برای اولین بار شواهدی از باز و بسته شدن درزهای انقباض قائم به‌دست آمد. درز مابین قوس سد و تکیه‌گاه چپ در اثر حرکت گوه سنگی بالای تکیه‌گاه به میزان ۵ سانتی‌متر باز گردید. ترک‌خوردگی‌های جزئی افقی در انتهای چپ سد و چندین جابه‌جایی جزئی افقی و قائم بلوک‌های سد در محل درزها بوجود آمد. توده سنگی تکیه‌گاه چپ که بعد از زلزله سان‌فرناندو تثبیت گردیده بود، دچار شکست و خرابی نگردید، اما در چند مهار تنش‌های اضافی بوجود آمد.

شکل ۲-۵ نمونه‌هایی از سقوط سنگ در محل سد سفید رود و در محدوده مخزن در اثر زلزله ۱۳۶۹ منجیل

در زلزله ۱۹۹۹ چی‌چی تایوان با بزرگای ۷/۶ ریشتر سد انحرافی وزنی بتنی شی‌کانگ[1] در ۵۰ کیلومتری مرکز زمین لرزه قرارداشت. بیش از دوسوم از بدنه این سد در اثر حرکت گسل معکوسی که تقریباً به‌طور عمود از میان پی در نزدیکی تکیه‌گاه راست سد عبور می‌کرد بین ۶ تا ۹ متر جابه‌جایی قائم و حدود ۲ متر جابه‌جایی افقی داشت (شکل۲-۷). خسارات وارده محدود به دو دهانه

1- Shih-Kang

از سرریز دریچه‌دار بود که بر روی خط گسل واقع بود و ۱۶ دهانه دیگر سرریز دست نخورده باقی ماند. بیشینه شتاب زمین در محل سد در محدوده g ۰/۵ برآورد می‌گردد و عملکرد این سد در صورتی که مستقیماً بر روی خط گسل قرار نداشت قاعدتا خوب می‌بود. مخزن از طریق دهانه‌های آسیب دیده بتدریج تخلیه گردید اما خوشبختانه به رهاسازی فاجعه‌آمیز آب و سیل منتهی نگردید. یک سد دیگر بتنی وزنی ، سد انحرافی چی‌چی، در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتری از مرکز زلزله هیچ‌گونه خسارتی را متحمل نگردید.

شکل ۲- ۶ ترک‌های روی تاج سد سفید رود (راست) و ترک‌های ایجاد شده در روی وجه بالادست سد سفیدرود (چپ) در اثر زلزله ۱۳۶۹ منجیل

در زلزله سال ۲۰۰۰ توتوری[1] در ژاپن با بزرگای ۶/۶ ریشتر سد وزنی بتنی کاشو[2] که در منطقه مرکزی این زمین لرزه قرارداشت بیشینه شتاب زمین برابر g ۰/۵۳ را تحمل کرد ولی آسیبی به آن وارد نگردید. بیشینه شتاب در روی تاج سد برابرg ۲/۱ اندازه‌گیری گردید.

در زلزله سال ۲۰۰۳ در شهر بم در جنوب شرقی ایران حرکات زلزله در سد جیرفت که در فاصله ۹۰ کیلومتری مرکز زلزله قرار داشت احساس گردید. در بازدیدها و مشاهدات چشمی، هیچ ترک جدیدی در رویه سد و گالریها مشاهده نگردید .همچنین ترک‌های سطحی علامتگذاری شده در گالریها تغییراتی را نشان ندادند .درزها عادی بود و بازشدگی در آن‌ها دیده نشد. هیچ‌گونه مشکلی هم در سرریزها مشاهده نشد و سد در حال بهره‌برداری است .در جاده‌های دسترسی به محل سد نیز هیچ‌گونه لغزش محسوسی مشاهده نشده است .با وجود این، ریزش‌های محدودی در صخره‌های روبه‌روی نیروگاه مشاهده شده است که خطری برای نیروگاه به وجود نمی‌آورد. در گزارش‌های قبلی اشاره شده بود که در صورت وقوع ریزش، ممکن است برای خروجی نیروگاه مشکلاتی پیش بیاید. آب

1 - Tottori
2 - Kasho

خروجی زهکش ها زلال بود و مورد غیرعادی مشاهده نگردید. شتابنگار منصوبه در تراز تاج در تونل داخل تکیه‌گاه ساحل چپ، رکورد زلزله را در محل سد ثبت کرده است.

شکل ۲-۷ خرابی‌های سد انحرافی شی‌کانگ در زلزله چی چی تایوان

در مورد انواع خاص سدهای وزنی مثل سد بتنی مجوف و سدهای بتن غلتکی تاکنون گزارش رخداد زلزله قابل توجه در محل سدها ارایه نشده است. عمده آسیب در سدهای بتنی در درزها، پشت بندها، قسمت باریک بالای سد در نزدیکی تاج و محل اتصال سرریز به بدنه سد یا محل تغییر مقطع در محل سرریز مشاهده شده است.

۲-۲-۳- سابقه عملکرد سازه‌های وابسته به سد

گزارش‌هایی که پس از وقوع زلزله از خسارات آن تهیه می‌گردد عمدتاً بر سد و بدنه آن متمرکز می‌باشد و کمتر به سازه‌ها و تأسیسات جانبی سد می‌پردازد. اگرچه سازه‌های جانبی مثل سرریز و سازه‌های خروجی نیز بالقوه در معرض خسارات ناشی از زلزله قرار دارند. سازه‌های خروجی سد ممکن است در یک زمان بحرانی در اثر قطع الکتریسیته کارایی و عملکرد خود را از دست بدهند مثل خروجی‌هایی که دریچه یا شیرهایی دارند که با استفاده از موتورهای الکتریکی و یا هیدرولیکی عمل می‌کنند.

خسارات وارد به سرریز بندرت بحرانی و تعیین کننده می‌باشد، زیرا احتمال وقوع سیلی بزرگ همزمان یا با فاصله زمانی اندک از یک زلزله بزرگ و مهم بسیار اندک می‌باشد. برج‌های آبگیر و تجهیزات آن‌ها بشدت آسیب‌پذیرند. برج جرثقیل سد کویا[1] به ارتفاع

1 - Koyna

۱۷ متر و بعرض ۱۰ متر در زلزله سال ۱۹۶۷ خسارات قابل توجهی را متحمل گردید و بلوک‌های بتنی پیش ساخته و قاب بتن مسلح اصلی آن در چند جا دچار ترک خوردگی گردید. در سدهای خاکی وان نورمان دو برج از سه برج آبگیر خروجی در حین زلزله ۱۹۷۱ سن‌فرناندو دچار شکستگی و آسیب شدند که یکی از آن‌ها به‌طور کامل شکسته و منهدم گردید.

در زلزله ۱۹۹۵ ژاپن [1] با بزرگای ۷/۲ ریشتر پی برج آبگیر که سطح آب در مخزن کویوئن[2] را کنترل می‌کرد، دچار تغییر مکان قابل ملاحظه‌ای گردیده و موجب کج شدن برج گردید. آبگیر این سد عملکرد خود را از دست نداد، ولی پل دسترسی به برج دچار جابه‌جایی شده بود. این موضوع نشان می‌دهد که چگونه برج‌های آبگیر و خروجی و پل‌های دسترسی به آن پاسخ‌های متفاوتی در برابر لرزه داشته و در اثر جابه‌جایی‌های غیر هماهنگ یا از روی تکیه‌گاه‌های جدا شده و می‌افتند و یا به یکدیگر ضربه می‌زنند. به همین دلیل مطالعات زیادی روی این نوع سازه انجام گرفته است.

شکل ۲-۸ نمونه آزمایش میز لرزان برج آبگیر را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود این سازه های طره ای به صورت ایده آل در مقابل زمین لرزه آسیب پذیر بوده و دجار ترک‌های عرضی برشی می شوند ولی در عمل به علت اندرکنش آن‌ها با آب و خاک این آسیب‌ها به این شدت مشاهده نشده است و نیاز به بررسیهای دقیق تر آزمایشگاهی و نظری دارد تا بتوان در آن‌ها اثرات محیط را نیز لحاظ نمود.

شکل ۲-۸ - آزمایش میز لرزان روی برج آبگیر سد

به‌طور کلی در سازه های وابسته به سدها خسارت ها نسبت به خود سد از اهمیت نسبی کمتری برخوردارند. از طرفی بسیاری از سازه های جنبی سدها مدفون یا نیمه مدفون هستند و لذا در معرض آسیب کمتری قرار دارند. به‌عنوان مثال در مورد سازه های تخلیه کننده تحتانی و سازه های ورودی و خروجی گزارش آسیب دیدگی در زلزله ارایه نشده است. به نظر می رسد این نوع سازه ها تنها در صورتی که در مجاورت گسل قرار گرفته باشند یا آن را قطع کرده باشند در معرض خطر جدی قرار بگیرند. در این میان تنها

1 - Hyogo-Ken Nanbu
2– Koyoen

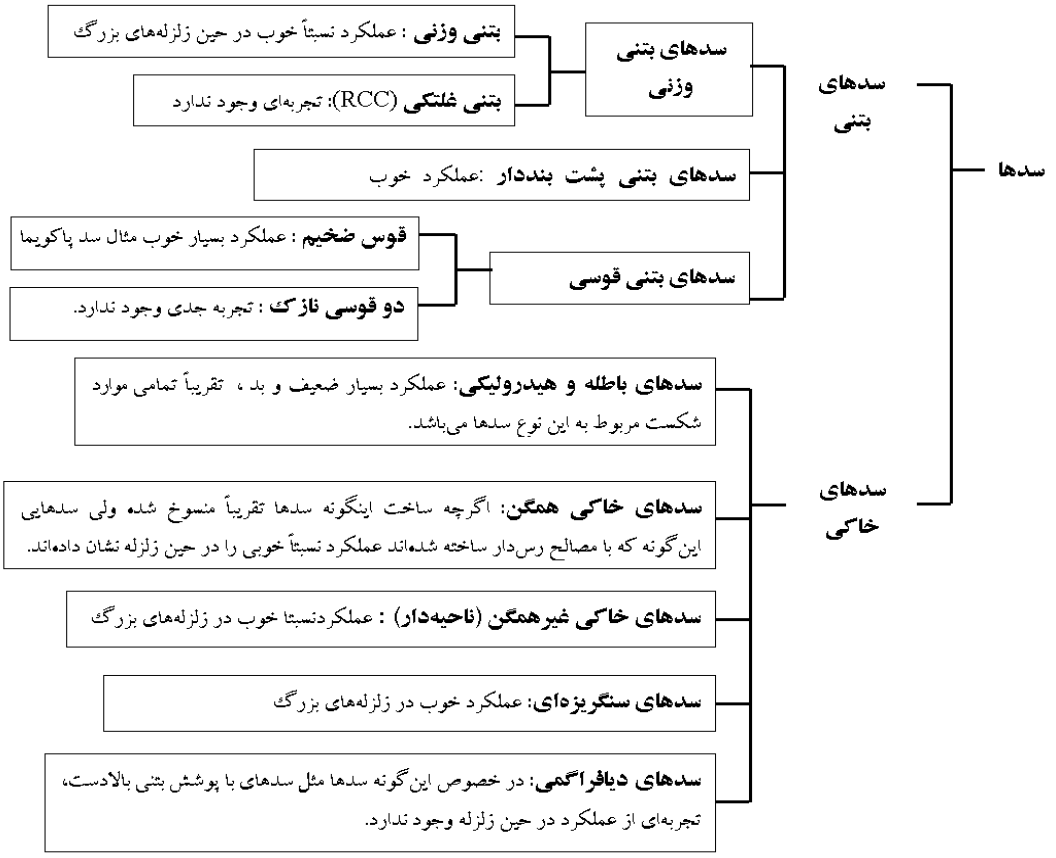
سوابق آسیب‌دیدگی موجود مربوط به میله‌های قائم آبگیر و میله‌های هوادهی و نیز پل‌های ارتباطی روی تاج و اطراف سرریزها بوده است.

۲-۲-۴- دسته‌بندی آسیب های وارده

با مرور خسارات وارده به سدها در ۱۰۰ سال اخیر می‌توان دسته‌بندی زیر را برحسب نوع سد و آسیب‌های وارد به آن‌ها انجام داد. نمودار ۲-۱ به‌طور خلاصه عملکرد سدها در برابر زلزله را نشان می دهد. تجربیات موجود نشان می‌دهدکه عبور گسل فعال از درون پی و تکیه‌گاه‌های سد و یا سازه های جانبی، آن‌ها را بسیار آسیب‌پذیر کرده و هرجا که گسل حرکت کرده است موجب شکست سد گردیده است که نمونه آن در زلزله چی چی تایوان و برای سد انحرافی شی‌کانگ روی داد. مطالعات ناکافی و عدم علم کافی در دهه‌های گذشته باعث شده است که اکنون تشخیص داده شود که سدهای متعددی بر روی گسل‌های فعال قرار گرفته است. از نمونه این سدها می‌توان به سد بتنی قوسی اینگوری [۱] به ارتفاع ۲۷۱ متر در گرجستان اشاره کرد که بر روی یک گسل بالقوه فعال قرار دارد. در مواردی که وجود گسل در پی سد در هنگام مطالعات یا در حین ساخت مشخص گردیده است موجب کنار گذاشتن طرح یا تغییرات جدی در آن شده است. اداره احیای اراضی امریکا (USBR)[۲] ساخت سد بتنی دو قوسی اوبرن[۳] به ارتفاع ۲۰۹ متر را به‌علت اینکه گسل‌هایی که در پی یافت شده بود از همان سیستم گسل‌هایی تشخیص داده شد که شکستن آن منجر به زلزله ۱۹۷۵ اورووِیل [۴] با بزرگی ۵/۷ ریشتر گردید، را به کنار گذاشت.

همچنین در هنگام حفاری پی سد وزنی بتنی کلاید[۵] به ارتفاع ۱۰۲ متر چندین شاخه فعال از گسل دانستان[۶] پیدا شد. در پی این اکتشاف، طراحی سد بکلی تغییر یافت و یک درز لغزشی مستقیماً بر روی گسل پیش‌بینی گردید. این درز که با یک آب‌بند لاستیکی آب‌بند شده بود و با ارتفاع ۱۰۰ متر در تمامی سد وجود داشت، توانایی جابه‌جایی افقی ۲ متر و قائم ۱ متر را داشت. مثال دیگر سد خاکی سداراسپرینگز [۷] با ارتفاع ۶۵ متر بود. پس از حفر ترانشه‌های اکتشافی در پی، چندین گسل یافت شد که شواهدی از فعالیت در دوران هولوسن (کمتر از ۱۱۰۰۰ سال پیش) را نشان می‌دهد. پس از کشف گسل‌ها طراحی اصلی سد به‌کلی اصلاح گردید و ارتفاع سد به اندازه یک سوم ارتفاع اولیه کاهش یافت و مقاطع سد به‌طور کامل مجدداً طراحی گردید. در این طراحی مجدد یک پوسته ضخیم سنگریزه با ناحیه ای عریض از مصالح درشت‌دانه شن و ماسه خوب دانه‌بندی شده به منظور حفاظت از هسته رسی پهن شده در نظرگرفته شده بود. تمامی مصالح هسته از یک معدن دور، به‌منظور حصول به کیفیتی بهتر از کیفیت مصالح موجود در سایت، آورده شد.

1 - Inguri
2– United States Bureau of Reclamation
3 - Auburn
4 - Oroville
5 - Clyde
6 - Dunstan
7 - Cedar Springs



نمودار ۲-۱- دسته بندی عملکرد سدها در زمین لرزه ها

البته چند مورد اندک از سابقه احداث سدهای بتنی وزنی روی گسل با طراحی درزهای خاص نیز در نیوزیلند و آمریکا وجود دارد و اخیرا در ایران هم در مورد سد بتنی رودبار لرستان مطرح شده است. در این موارد فعالیت گسل و نیز حداکثر تغییر مکانی که می تواند به سد تحمیل کند باید با بررسی‌های دقیق و انجام آزمایش‌ها و یا پایش گسل ارزیابی شود تا بتوان امکان پیش بینی تمهیدات لازم برای احداث سد در مجاورت یا روی گسل را بررسی نمود.

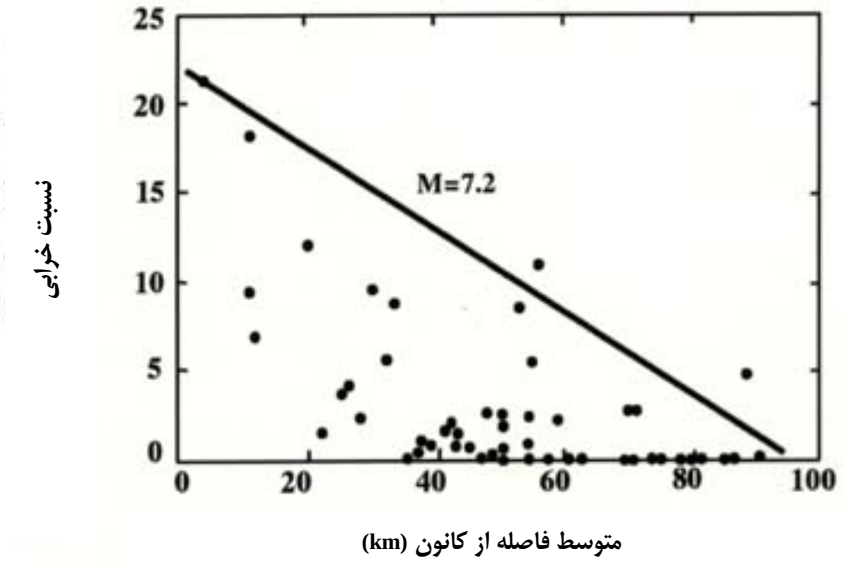
مرور دقیق تجربیات ثبت شده از خسارات وارد بر سدهای بتنی نشان می‌دهد که حدود ۲۰ سد بتنی‌شتاب حداکثر بزرگ‌تر از ۰/۲g را تجربه کرده‌اند و هیچکدام از آن‌ها در اثر زلزله دچار شکست کلی و رهاسازی بدون کنترل آب در مقیاس بزرگ و خطرساز نشده‌اند. تجارب موجود نشان می‌دهد که بدترین حادثه زمین لرزه که برای یک سد بتنی روی داده است مربوط به سد سفیدرود منجیل می‌باشد که فاصله سد از مرکز زلزله حدود ۷۰۰ متر بوده و تصور می‌رود که حرکت زمین معادل با آنچه در زلزله محتمل حداکثر پیش‌بینی شده بوده است، باشد. سد عملکرد خوبی داشته و با خسارات جزئی توانسته است زلزله را پشت سر بگذارد و پس از تعمیر مجدداً به سرویس برگردد.

بنابراین تا بحال تجربه نشان داده است که عملکرد سدهای بتنی در برابر زلزله خوب بوده است و شکست و خسارات وارد به آن‌ها در مقایسه با سدهای خاکی بدلایل زیر کمتر می‌باشد:

- تعداد سدهای بتنی به مراتب کمتر از سدهای خاکی است لذا تعداد سد بتنی کمتری در مقایسه با سدهای خاکی در برابر زلزله‌های بزرگ قرار گرفته‌اند.

- سدهای بتنی احتمالاً بدلایل هزینه‌های بالاتر تحت نظارت مهندسی بیشتری در مراحل طراحی و ساخت قرار گرفته‌اند.
- سدهای بتنی کمتر در معرض پدیده‌هایی چون پیری، زوال مصالح و تراوش قرار دارند.
- از آنجا که سدهای بتنی به‌علت هزینه‌های بالاتر معمولا تحت اداره حکومت ملی قرار دارد، لذا می توان انتظار داشت که نگهداری آن‌ها بهتر انجام شده است.

در شکل ۲-۹ منحنی نسبت خرابی بر حسب فاصله از گسل مربوط به زلزله کوبه نشان داده شده است.



شکل ۲-۹- نسبت خرابی و فاصله از گسل در زلزله کوبه

عملکرد لرزه‌ای سدهای بتن غلتکی (RCC)[1] که جایگزین تدریجی سدهای وزنی بتنی کلاسیک محسوب می شود، هنوز تجربه نشده است. لذا هنوز بسیار زود است تا تصور شود که عملکرد لرزه‌ای آن‌ها همانند عملکرد لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی، کلاسیک است.

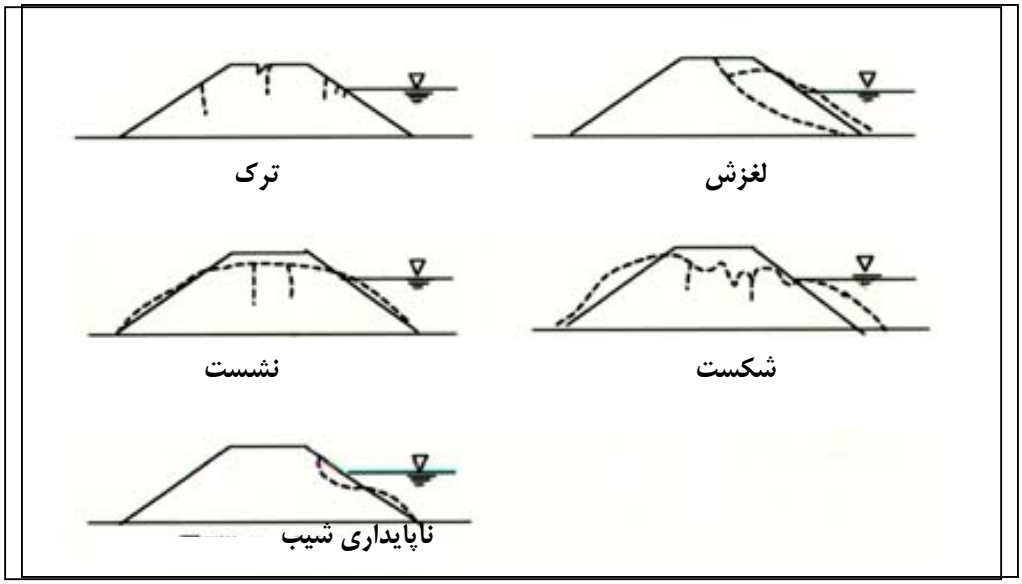
در خصوص سدهای خاکی، تجربیات نشان می‌دهد که عملکرد سدهای خاکی در برابر زلزله دارای دو جنبه متضاد می‌باشد و هم عملکرد رضایت‌بخش و هم عملکرد سست و ضعیف از خود نشان داده‌اند. همانگونه که گفته شد عملکرد این سدها بستگی نزدیکی به جنس مواد تشکیل دهنده سد و میزان تراکم آن‌ها دارد. سدهایی که با مصالح رس دار ساخته شده و بر پی سنگ سخت یا رس سخت قرار دارد، در برابر حرکات قوی زمین مقاومت کرده‌اند و این در حالی است که این‌گونه سدها غالباً قدیمی بوده و از نحوه متراکم کردن مصالح اطلاع درستی در دست نیست یا از روش‌های غیر مؤثر استفاده شده بوده است، برعکس سدهایی که با مصالح ماسه‌ای یا لای‌دار ساخته شده‌اند و نیز سدهای باطله و هیدرولیک عملکرد بسیار ضعیفی داشته و تقریباً تمامی موارد شکست در این گروه از سدهای خاکی روی داده است. علت عمده شکست این سدها بروز پدیده روانگرایی در اثر زمین لرزه بوده است.

1 - Roller Compacted Concrete Dams

سدهای سنگریزه‌ای یا سدهای سنگریزه‌ای با رویه بتنی به‌طور کلی در برابر زلزله‌های بزرگ پایدار تلقی می‌گردند. این تصور و فرض باید توسط تحلیل و مشاهده تجربی به اثبات برسد. بخصوص رفتار سدهای بلند با رویه بتنی باید به‌طور دقیق پایش شود، چراکه هرگونه ترک در اثر یک زلزله در رویه بتنی می‌تواند پایداری کلی سد را بمخاطره بیاندازد. هیچ سدی از این نوع تا بحال زلزله‌ای قابل مقایسه با زلزله محتمل حداکثر را تجربه نکرده است.

سدهای خاکی کوتاه با ارتفاع کمتر از ۱۵ متر که عمدتاً به‌منظور آبیاری توسط دولت‌های محلی یا توسط کشاورزان با کمک سازمان‌های غیر دولتی ساخته شده است، عمدتاً بدون نظارت مهندسی صحیحی در بخش‌های طراحی و اجرا همراه بوده است و این گونه سدها عموماً آسیب‌پذیری زیادی در برابر زلزله داشته اند. عدم تجربه صحیح سازندگان و بهره‌برداران این‌گونه سدهای روستایی باعث می‌گردد که در مناطقی که این سدها زیاد است، مثل شبه قاره هندوستان یک منشاء خطر اساسی برای ساکنین و اموال پایین‌دست این‌گونه سدها و اقتصاد منطقه باشد.

در زلزله سال ۲۰۰۱ ایالت بیهاج هندوستان آسیب‌پذیری شدید این گونه سدها بوضوح قابل مشاهده است. حدود ۲۰۰ سد کوچک در اثر زلزله خسارت دیده و نیاز به تعمیر و تقویت داشتند. خوشبختانه به‌علت پایین بودن سطح آب در مخازن در زمان وقوع زلزله، خسارت زیادی به پایین دست سدها وارد نشد و رهاسازی کنترل نشده آب که منجر به فاجعه‌ای در پایین‌دست گردد روی نداد. عمده خسارات وارده ناشی از روانگرایی بود و در اثر آن نشست‌های بزرگی در تاج سدها و ترک‌های طولی در تاج سدها در بالادست روی داد. همچنین مواردی از جوشش ماسه نیز مشاهده گردید. در شکل ۲-۱۰ مدهای مختلف خرابی در سدهای خاکی نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۰-مدهای مختلف خرابی در سدهای خاکی

۲-۲-۵- عوامل تشدید آسیب به سدها و سازه های وابسته

با بررسی زلزله‌هایی که باعث بروز خسارات و احیاناً شکست سدها یا آسیب‌دیدگی سازه های وابسته شده است، می‌توان عوامل موثر را به صورت زیر استخراج کرد:

۲-۲-۵-۱- بزرگا[1]، مدت دوام و فاصله از مرکز زلزله

حداقل بزرگی زلزله‌هایی که باعث بروز خسارت به سدها شده‌اند حدود ۶/۱ ریشتر بوده است که مربوط به زلزله ۱۹۶۲ کوانگ دونگ چین می‌باشد. این زلزله، یک زلزله القایی ناشی از پر شدن مخزن می‌باشد. در این‌گونه زلزله‌ها از انجا که مرکز زلزله در نزدیکی محل سد و در عمق کم است، انرژی قابل ملاحظه‌ای به سدو سازه های وابسته آن وارد می‌گردد. بنابر توصیه و رهنمود کمیسیون بین‌المللی سدهای بلند (ICOLD, 1989) [2] سدهای بلند باید قادر باشند تا پایداری و یکپارچگی خود را در حین زلزله حداکثر محتمل حفظ نماید. این زلزله شدیدترین زمین لرزه‌ای است که می‌تواند در یک محل روی دهد و دوره بازگشت آن چند هزارسال می‌باشد[از حدود ۸۰۰ سال در شیلی (با لرزه‌خیزی زیاد) تا حدود ۳۰۰۰۰ سال در انگلستان (با لرزه‌خیزی کم)] . می‌توان چنین فرض کرد که حتی در مناطق با لرزه‌خیزی متوسط زلزله حداکثر محتمل دارای بزرگی ۶/۵ یا بیشتر است. در چنین زلزله‌ای بیشینه شتاب زمین می‌تواند براحتی به مقادیر بیش از g ۰/۵ برسد، و این در حالی است که بیشتر سدهای قدیمی با حداکثر شتابی برابر g ۰/۱ طراحی گردیده‌اند.

هرچه فاصله از مرکز زلزله کمتر باشد انرژی بیشتری به سازه منتقل می‌گردد و احتمال بروز خسارات بیشتر خواهد بود.

۲-۲-۵-۲- شرایط توپوگرافی یا جنس زمین

زلزله‌هایی که در طی آن‌ها حرکات زمین بدلایل مختلف مثل شرایط توپوگرافی یا جنس پی تشدید شده است مانند زمین‌های آبرفتی، شیبدار و ماسه ای پتانسیل خسارت زایی بیشتری را داشته‌اند.

۲-۲-۵-۳- گذر خط گسل از پی سد

در مواردی که خط گسل از پی سد عبور کرده است، فعال شدن گسل در محل تماس با پی سد و حرکت آن عامل خسارت قطعی به سد بوده است. در این مورد آنچه اهمیت دارد اندازه حرکت افقی و قائم گسل در محل تلاقی با پی سد می‌باشد. این‌گونه تصور می‌رود که سدهای خاکی با هسته رسی توانایی تحمل بهتر این حرکات را در مقایسه با سدهای بتنی داشته باشند. سدهای بتنی به علت وجود درزهای طولی و عرضی آسیب‌پذیری بیشتری دارند.

۲-۲-۵-۴- زلزله‌های القایی

زلزله‌های القایی به‌علت عمق کم کانون زلزله و نزدیکی مرکز به محل سد عمدتاً در مقایسه با زلزله‌های با منشاء تکتونیکی خسارت‌زایی بیشتری دارند.

1- Magnitude
2- Internatinal Commission On Large Dams, 1989

۲-۲-۵-۵- جنس مصالح در سدهای خاکی و بتنی

در سدهای خاکی همگن مصالح غیر چسبنده می‌توانند باعث بروز روانگرایی در قسمت‌های اشباع شده و پایداری سد را تهدید نماید. نامناسب بودن دانه‌بندی مصالح در سدهای بتنی و در نتیجه عدم کفایت مقاومت فشاری بتن می‌تواند باعث ترک‌خوردگی شود. در جدول ۲-۲ نمونه رابطه بین نوع خرابی و جنس خاک سد خاکی در زلزله نیهون کای چوبو ارایه شده است.

جدول ۲-۲ رابطه بین نوع خرابی و جنس خاک سد خاکی در زلزله نیهون کای چوبو

نسبت خرابی شدید*	نسبت موارد	تعداد موارد با خرابی شدید	تعداد موارد	تعداد سدها	نوع خاک
۴/۷	۲۰/۰	۱۰	۴۳	۲۱۵	ماسه‌ای
۰/۴	۱۰/۳	۵	۱۳۰	۱۲۵۸	رسی
۱/۴	۱۳/۹	۱	۴۰	۲۸۷	رس‌دآن‌های
۰	۶/۸	۰	۵	۷۴	غیره
۰/۹	۱۱/۹	۱۶	۲۱۸	۱۸۳۴	

*** خرابی‌های شدید مربوط به شکست یا نشست بیش از ۱ متر می‌باشد.**

۲-۲-۵-۶- شکل هندسی و خصوصیات دینامیکی سد

شکل هندسی نامناسب می‌تواند باعث بروز خسارات به سدهای بتنی و خاکی گردد. شیب زیاد پوسته سدهای خاکی یا لغزش‌ها غیرمتعارف هسته در سدهای خاکی می‌تواند باعث بروز لغزش شیروانی بدنه سد می‌گردد. در سدهای بتنی باید از تغییر ناگهانی شیب بدنه سد در پایین دست سدهای بتنی وزنی ، به‌منظور جلوگیری از تمرکز تنشهای موضعی، پرهیز کرد.

سدهای بتنی وزنی عمدتا سازه های صلب با پریود ارتعاشی کم هستند که معمولا در آن‌ها مد اول ارتعاشی غالب است یا بعضا دارای مد ارتعاشی جسم صلب می‌باشند. اگر سازه وابسته یا قسمت الحاقی با پریود بالا مانند پشت بند وجود نداشته باشد معمولا اثرات مدهای بالاتر و مساله تشدید قابل صرفنظر می شود. در سدهای قوسی نازک پریودهای ارتعاشی مقادیر بیش‌تری دارند و امکان درگیر شدن مدهای بالاتر در آن‌ها بیشتر است. البته اینگونه مد خرابی در این نوع سدها تا کنون تجربه نشده است. از طرف دیگر به افزایش پریود ارتعاشی در اثر اندرکنش سازه با پی و مخزن نیز باید توجه کافی نمود. تمام این مسائل باید توام با خصوصیات گسل و زمین لرزه بررسی شود.

۲-۲-۵-۷- وضعیت تراکمی مصالح در سدهای خاکی

سدهایی که با مصالح دآن‌های با تراکم کم ساخته شده‌اند، بشدت در برابر زمین لرزه حساس می‌باشند. تراکم در هسته سدهای خاکی نیز بسیار مهم می‌باشد. عدم تراکم می‌تواند منجر به نشستهای زیاد و ناپایداری در حین زلزله گردد.

۲-۲-۵-۸- جنس پی

جنس پی از دو نظر قابل بررسی است. اولاً آن‌که در پی‌های خرد شده باید بطریقی از شسته شدن مصالح سد و حمل بدرون خلل و فرج سنگ پی جلوگیری گردد. برای این کار تعبیه یک یا چند لایه فیلتر ضروری است. دوم آن‌که پی‌های خرد شده یا از مصالح خاکی می‌توانند در تشدید حرکات زمین لرزه مؤثر باشند.

۲-۳- آسیب‌پذیری تونل‌های آبی و آبراه‌ها در زلزله

تونل‌های آبرسانی و آبراه‌ها از جمله سازه‌هائی هستند که رفتار لرزه‌ای آن‌ها با بسیاری از سازه‌های روزمینی متفاوت است. علت این امر اولاً بزرگی قابل ملاحظه یک بعد آن‌ها نسبت به ابعاد دیگر و ثانیاً قرارگیری آن‌ها در داخل زمین به صورت کاملاً مدفون (تونل‌ها) یا نیمه مدفون (آبراه‌ها) می‌باشد. به طور کلی از لحاظ تاریخی این قبیل سازه‌ها خسارت کمتری نسبت به سازه‌های روزمینی در برابر زلزله دیده‌اند به طوری‌که به نظر می‌رسد نسبت به سازه‌های سطحی از درجه ایمنی بالاتری برخوردار باشند. با این وجود گزارشات متعددی به خصوص در زلزله‌های دهه‌های اخیر در مورد خرابی‌های این سازه‌ها وجود دارد که نشان‌دهنده این مطلب است که آسیب و صدمه در آن‌ها امکان‌پذیر بوده و باید ملاحظات لرزه‌ای در جزییات طراحی و اجرای آن‌ها درنظر گرفته شود.

۲-۳-۱- سوابق آسیب تونل‌ها در زلزله

به‌طور کلی اطلاعات جمع آوری شده در مورد آسیب‌های ناشی از زلزله بر تونل‌ها در مقایسه با سازه‌های روزمینی بسیار کمتر است. بر اساس این اطلاعات میزان آسیب وارده بر تونل‌ها با افزایش عمق کاهش می‌یابد. همچنین میزان خسارت در تونل‌های احداث شده در زمین‌های سنگی محکم کمتر گزارش شده است. در سالهای اخیر نیز گزارش‌هایی از خرابی تعدادی از تونل‌ها در مناطق مدرن شهری در دست می‌باشد.

مطالعات داودینگ و روزن (۱۹۷۸) بر روی ۷۱ مورد خرابی‌های وارده در اثر زلزله شامل ترک‌های جزئی تا مسدود شدن کامل تونل انجام شده است. سیستم‌های پوشش این تونل‌ها شامل انواع روش‌های مختلف اجرا شده بین سالهای ۱۸۰۰ تا ۱۹۶۰ بوده است. زلزله‌های مطالعه شده ۱۳ مورد بوده که بزرگی آن‌ها بین ۵/۸ تا ۸/۲ ریشتر و عمق کانون زلزله بین ۱۳ تا ۴۰ کیلومتر بوده که فراوانی اعماق ۱۵ تا ۲۰ کیلومتر خیلی بیشتر می‌باشد.

مطالعات شارما و جود (۱۹۹۱) بر روی ۱۹۲ مورد خرابی‌های وارده در اثر زلزله انجام شده است. در این بانک اطلاعاتی تاثیر عوامل مختلف در پایداری تونل‌ها گردآوری شده است. این عوامل شامل عمق تونل یا سربار، نوع سیستم حائل‌بندی و پوشش، نوع زمین اطراف تونل، موقعیت جغرافیائی، بزرگی و فاصله زلزله و میزان و وسعت خرابی می‌باشند. تقسیم‌بندی عامل اخیر مطابق زیر انجام شده است:

- 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

نتایج به‌دست آمده نشان دهنده این است که از میان عوامل ذکر شده عمق تونل از اهمیت بیشتری برخوردار است به‌طوری‌که اغلب با افزایش عمق، تعداد و شدت خرابی‌ها کاهش می‌یابد. به‌عنوان مثال در اعماق بیشتر از ۵۰ متر میزان خرابی کم بوده و در اعماق بیشتر از ۳۰۰ متر انتظار خرابی زیادی نمی‌رود. به عبارت دیگر در اعماق کمتر از ۵۰ متر احتمال آسیب‌دیدگی بسیار زیادتر است نوسآن‌های که ۳۵٪ از فضاهای زیرزمینی صدمه دیده در اعماق کمتر از ۵۰ متر قرار داشته‌اند.

تاثیر نوع زمین اطراف در مطالعه مذکور نشان دهنده این است که تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی در آبرفت خسارات بیشتری را تحت اثر زلزله متحمل شده‌اند و میزان خسارت در تونل‌های احداث شده در زمین‌های سنگی محکم کمتر گزارش شده است. ضعف پوشش نیز از عوامل مهم ایجاد خرابی بوده است.

درمورد تاثیر بزرگی و فاصله زلزله این دو محقق نتیجه گرفته‌اند که بیش از نیمی از خرابی‌ها مربوط به زلزله‌های با بزرگی بیشتر از ۷ ریشتر بوده و تقریبا ۷۵٪ از خرابی‌ها کمتر از ۵۰ کیلومتر از مرکز زلزله فاصله داشته‌اند. بنابراین همچنان که انتظار میرود با افزایش بزرگی و کاهش فاصله مرکز زلزله، آسیب دیدگی بیشتر خواهد شد. اخیرا مطالعات جامع‌تری توسط اداره مدیریت بحران آمریکا در مورد تونل‌ها انجام شده است. مبنای این مطالعات، اطلاعات مربوط به ۲۱۷ تونل هستند که در معرض زلزله‌های شدید قرار گرفته‌اند. با توجه به این اطلاعات می‌توان درصد تونل‌های صدمه دیده را با توجه به نوع پوشش و شدت زلزله مشخص نمود. در جدول ۲-۳ تونل‌های با وضعیت‌های خرابی مختلف طبقه‌بندی شده‌اند.

جدول۲-۳ تونل‌های صدمه‌دیده با توجه به نوع خرابی

PGA (g)	تعداد تونل‌ها	DS =۱*	DS =۲	DS =۳	DS =۴
۰/۰۷	۳۰	۳۰	۰	۰	۰
۰/۱۴	۱۹	۱۸	۱	۰	۰
۰/۲۵	۲۲	۱۹	۲	۰	۱
۰/۳۷	۱۵	۱۴	۰	۰	۱
۰/۴۵	۴۴	۳۶	۶	۲	۰
۰/۵۷	۶۶	۴۴	۱۲	۹	۱
۰/۶۷	۱۹	۳	۷	۸	۱
۰/۷۳	۲	۰	۰	۲	۰
جمع	۲۱۷	۱۶۴	۲۸	۲۱	۴

* DS درجه خرابی شامل ۱-سالم ، ۲- کم، ۳- متوسط و ۴- شدید

در جدول ۲-۴ تونل‌های با وضعیت‌های خرابی مختلف طبقه‌بندی شده‌اند. بر اساس این داده‌ها می‌توان با توجه به کیفیت پوشش، متوسط شتاب ماکزیمم زمین را که باعث آسیب به تونل می‌شود با توجه به مطالعات آماری به‌دست آورد. در جدول ۲-۵ نیز آمار خسارات وارده به تونل‌ها در زلزله های مختلف ژاپن ارایه شده است.

جدول۲-۴ آسیب‌پذیری تونل‌ها بر حسب متوسط مقادیرحداکثر شتاب زمین

نوع آسیب / نوع تونل	آسیب کم	آسیب متوسط	آسیب سنگین
تونل در سنگ: با شرایط ساخت خوب	۰/۶۱g	۰/۸۲g	
تونل در سنگ: با شرایط و ساخت ضعیف تا متوسط	۰/۳۵g	۰/۵۵g	۱/۱۰g
تونل در خاک: با ساخت خوب	۰/۵۰g	۰/۷۰g	-
تونل در خاک: با ساخت ضعیف تا متوسط	۰/۳۰g	۰/۴۵g	۰/۹۵g

جدول ۲-۵ صدمات وارده به تونل‌های حمل و نقل و انتقال آب در زلزله
از سال ۱۹۲۳ تا سال ۱۹۹۳ در ژاپن

سال و نام زمین‌لرزه	بزرگا	رومرکز	ژرفا (کیلومتر)	ناحیه تحت اثر حداکثر شدت (JMA)*	وضعیت صدمات بر تونل
۱۹۲۳ کانتو	۷/۹	خلیج ساگامی	ناشناخته	کاناگاوا و توکیو (۶)	آسیب بسیار زیاد به بیش از ۱۰۰ تونل در منطقه کانتوی جنوبی
۱۹۲۷ کیتا- تانگو	۷/۳	۷ کیلومتری غرب شمال غربی می‌یازو، کیوتو	۰	محل اتصال شبه جزیره تانگو (۶)	آسیب مختصر به دو تونل راه آهن در رومرکز
۱۹۳۰ کیتا- ایزو	۷/۳	۷ کیلومتری غرب آتامی، شیزواوکا	۰	بخش شمالی شبه جزیره ایزو (۶)	آسیب بسیار زیاد به یک تونل راه آهن در محل تقاطع با گسل زمین لرزه
۱۹۴۸ فوکویی	۷/۱	۱۲ کیلومتری شمال شهر فوکویی	۰	دشت فوکویی (۶)	آسیب شدید به دو تونل راه آهن در فاصله حدود ۸ کیلومتری از گسل زمین لرزه
۱۹۵۲ توکاچی- اکی	۸/۲	اقیانوس آرام، ۷۳ کیلومتری شرق جنوب شرقی کیپ اریمو	۰	بخش جنوبی هوکایدو (۶-۵)	آسیب مختصر به ۱۰ تونل راه آهن در هوکایدو
۱۹۶۱ کیتا- مینو	۷	نزدیک مرز بین فوکویی و ناحیه گی‌فو	۰	مجاورت مرز بین نواحی فوکویی وگی‌فو (۴)	صدمات ناشی از ترک خوردگی به دو تونل انتقال آب
۱۹۶۴ نیگاتا	۷/۵	دریای ژاپن، ۵۰ کیلومتری شمال شرقی شهر نیگاتا	۴۰	شهر نیگاتا (۶-۵)	آسیب بسیار زیاد به حدود ۲۰ تونل راه آهن و یک تونل جاده
سال و نام زمین‌لرزه	**بزرگا**	**رومرکز**	**ژرفا (کیلومتر)**	**ناحیه تحت اثر حداکثر شدت (JMA)***	**وضعیت صدمات بر تونل**
۱۹۶۸ توکاچی- اکی	۷/۹	در دریا بین جزیره اوشیما و اینا توری، شیزواوکا	۰	ناحیه آموری (۶-۵)	آسیب مختصر به ۲۳ تونل راه آهن در هوکایدو
۱۹۷۸ ایزو- اوشیما- کینکایی	۷		۰	جنوب شرقی شبه جزیره ایزو (۶-۵)	آسیب بسیار زیاد به ۹ تونل راه آهن و ۴ تونل جاده در یک منطقه محدود
۱۹۷۸ میاگی‌کن- اکی	۷/۴	اقیانوس آرام، ۱۱۲ کیلومتری شرق شهر سندایی، میاگی	۴۰	شهر سندایی و حومه (۵)	آسیب مختصر به ۶ تونل راه آهن که در ناحیه میاگی شدت صدمات بیشتر بوده است
۱۹۸۲ اوراکاوا- اکی	۷/۱	اقیانوس آرام، ۱۸ کیلومتری جنوب غربی اوراکاوا، هوکایدو	۴۰	اوراکا- چو و شیزونایی-چو (۶-۵)	آسیب جزئی به ۶ تونل راه آهن نزدیک اوراکاوا

سال و نام زمین‌لرزه	بزرگا	رومرکز	ژرفا (کیلومتر)	ناحیه تحت اثر حداکثر شدت (JMA)*	وضعیت صدمات بر تونل
۱۹۸۳ نیهونکای- سی‌بو	۷/۷	دریای ژاپن، ۹۰ کیلومتری غرب شهر نوشیرو، آکیتا	۱۴	شهر نوشیرو و شهر اگا، آکیتا (۵)	آسیب جزئی به ۸ تونل راه آهن در آکیتا و ...
۱۹۸۴ ناگانوکن- سی‌بو	۶/۷	۹ کیلومتری جنوب غربی کوه انتاکه، ناگانو	۲	دهکده اتاکی، ناگانو (۵-۶)	صدمات وارده بر اثر ترک خوردگی به یک تونل
۱۹۸۷ چیباکن- توهو- اکی	۶/۷	اقیانوس آرام، ۸ کیلومتری غرب ایچی نومیا- چو، چیبا	۵۸	ناحیه چیبا (۵)	خسارت به دیواره یک تونل راه‌آهن در مرز کیناگاوا- یاماناشی
۱۹۹۳ نوتوهانتو- اکی	۶/۶	دریای ژاپن، ۲۴ کیلومتری غرب ایچی‌نومیا- چو، چیبا	۲۵	شهر سوزو (۵)	آسیب بسیار زیاد به یک تونل جاده
۱۹۹۳ هوکایدو- نانسی- اکی	۷/۸	دریای ژاپن، ۸۶ کیلومتری غرب سوتوسو، هوکایدو	۳۴	جزیره اکوشیری و هوکایدوی غربی (۵-۶)	آسیب بسیار زیاد به یک تونل جاده تحت تأثیر سقوط سنگ

* Japan Meteorological Agency

۲-۳-۲- عوامل آسیب تونل ها

علل اصلی آسیب تونل‌ها در اثر زلزله می‌تواند ناشی از عوامل زیر باشد:

- لرزش زمین
- حرکت گسل
- ناپایداری شیب‌ها
- فرونشست

هر یک از عوامل فوق می‌تواند تنشهای اضافه‌ای را در سیستم پوشش تونل ایجاد نماید که با توجه به نوع و کیفیت این سیستم و شدت عوامل فوق، میزان خسارت ممکن است از ترک‌های جزئی در پوشش تونل تا ریزش کامل تونل تغییر نماید. عموماً روند خرابی با افزایش تعداد ترکها است که در نتیجه آن قطعاتی از پوشش می‌توانند به داخل تونل بریزند. برای تونل‌های بدون پوشش شبیه این مسئله در سنگ‌های جدار تونل می‌تواند رخ دهد.

خرابی مربوط به لغزش گسل هنگامی رخ می‌دهد که تونل از یک گسل فعال عبور نموده باشد که در این حالت خرابی محدود به همین ناحیه بوده و به میزان جابه‌جایی گسل و خواص مکانیکی زمین اطراف و پوشش بستگی دارد و از ترک‌های جزئی پوشش یا سنگ‌های جدار تا خرابی کامل تونل می‌تواند تغییر نماید. عوامل دوم تا چهارم که نوعی شکست و گسیختگی کلی در زمین محسوب می‌گردند می‌توانند صدمات مهمی را خصوصاً در دهانه‌های ورودی و خروجی تونل‌ها و بناهای زیرزمینی کم‌عمق ایجاد نمایند.

لرزش و جابه‌جایی‌های زمین نیز که در اثر عبور امواج ناشی از زلزله ایجاد می‌شود می‌تواند در تونل‌های پوشش‌دار باعث ترک‌خوردگی جزئی تا زیاد پوشش که منجر به پوسته شدن و یا خرابی موضعی و یا کامل آن می گردد شود. در تونل‌های بدون پوشش نیز باعث ترک‌خوردگی سنگ، بازشدگی موضعی ترک‌ها و درزه‌ها، سقوط قطعات سنگ و حرکت بلوکها می گردد. مهم‌ترین عواملی که در خسارت‌های ناشی از لرزش و جابجائی‌های زمین مؤثر هستند عبارتند از:

- شکل و فرم، ابعاد هندسی و عمق تونل
- خواص مکانیکی سنگ یا خاک اطراف تونل
- خواص مکانیکی و نوع سیستم پوشش
- شدت لرزش‌های زمین

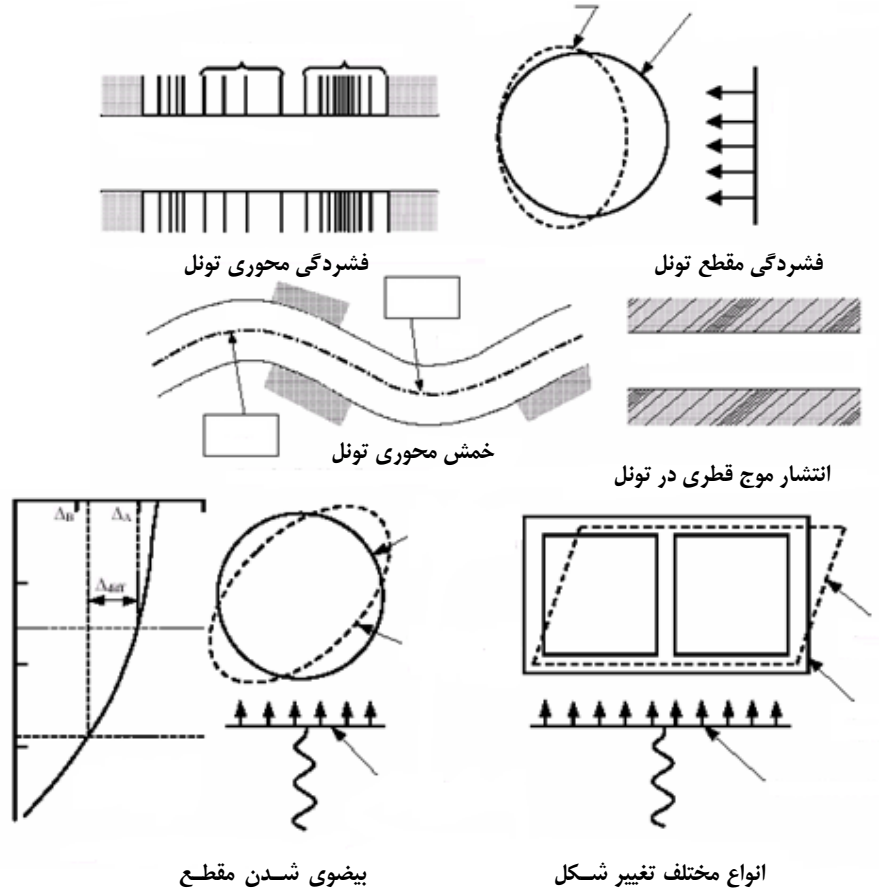
تغییر شکل‌های ایجاد شده در تونل در اثر لغزش‌های ناشی از زلزله را به سه دسته کلی می‌توان تقسیم‌بندی نمود:

- تغییر شکل‌های محوری کششی یا فشاری
- تغییر شکل‌های خمشی طولی
- تغییر شکل‌های بیضوی یا عرضی

در مورد تونل‌های آبی اگر آسیب‌های ایجاد شده در حد ترک‌های کوچک و کم باشند تونل کماکان قابل استفاده بوده و فقط به دلیل افزایش زبری جداره‌ها در اثر این ترک‌ها مختصری از کارایی تونل کاسته خواهد شد. در اثر مرور زمان به تدریج آب از این ترک‌ها نشست نموده و باعث صدمه و فرسایش زمین اطراف پوشش می‌شود که به نوبه خود این مسئله آسیب‌های وارد بر پوشش را تشدید می‌نماید. به همین دلیل حتی هنگامی که آسیب‌های وارده کم باشد بهتر است تونل موقتاً تعطیل و نسبت به سرویس و تعمیرات پوشش اقدامات لازم صورت گیرد. اگر آسیب‌های وارده متوسط، یعنی شامل ترک‌های بزرگ باشد ممکن است حتی به از کار افتادن تونل منجر شود. قطعاتی که در این صورت می‌توانند از پوشش یا زمین اطراف ریزش کنند جلوی جریان را تا حدودی سد نموده و یا در نتیجه انتقال توسط آب، کیفیت آب پائین دست را پایین آورده و حتی می‌تواند به تجهیزاتی نظیر پمپ‌ها و غیره صدمه برساند. تونل آبرسانی با آسیب‌دیدگی متوسط ممکن است برای روزها یا حتی ماه‌ها بتواند ادامه کار دهد لیکن عدم تعمیرات می‌تواند به از کارافتادگی دائم تونل منجر گردد. آسیب‌های شدید به سیستم پوشش تونل می‌تواند باعث از کار افتادن فوری تونل یا تقریباً قطع تمامی جریان گردد. در اغلب اوقات آسیب‌های شدید ناشی از حرکت گسل‌هایی است که تونل آن‌ها را قطع کرده است و یا لغزش زمین در ورودی و خروجی تونل‌ها می‌باشد.

همان‌طوری‌که در شکل ۲–۱۱ مشاهده می‌شود تغییر شکل‌های محوری در تونل‌ها در اثر مؤلفه‌هایی از امواج لرزه‌ای که باعث حرکت در جهت موازی نسبت به محور تونل می‌شوند ایجاد شده و باعث ایجاد مناطق متناوبی از کشش و فشار می‌گردد. تغییر شکل‌های خمشی در اثر مؤلفه‌هایی از امواج لرزه‌ای که باعث حرکت در جهت عمودی نسبت به محور تونل می‌شوند ایجاد می‌گردند. تغییر شکل‌های خمشی باعث ایجاد مناطق متناوبی از قوس‌های مثبت و منفی در طول تونل می‌گردند. در صورتی‌که پوشش تونل نسبت به زمین اطراف خیلی سخت‌تر باشد مانند یک تیر رفتار کرده و در قوس‌های مثبت، در بالا تحت فشار و در پائین تحت کشش قرار می‌گیرد.

تغییر شکل‌های بیضوی یا عرضی هنگامی ایجاد می‌گردند که انتشار امواج برشی عمود یا نزدیک به عمود بر امتداد تونل باشد که نتیجه آن تغییر فرم مقطع عرضی پوشش می‌باشد. انتشار امواج به‌صورت قطری ترکیبی از تغییر شکل‌های فوق را ایجاد می‌نماید. به‌طور کلی طول موج‌های بزرگ‌تر تغییر شکل‌های بزرگ‌تری را ایجاد می‌نمایند در صورتیکه تغییر فرم‌های بیشتر در اثر طول موج‌های کوتاهتر با تغییر شکلهای کمتر در ارتباط هستند.



شکل ۲-۱۱ انواع مختلف تغییرشکل تونل‌ها در اثر لرزش‌های زلزله

۲-۳-۳- سوابق آسیب آبراه‌ها در زلزله

در این جا چند نمونه واقعی از آسیب‌های وارد بر آبراه‌ها در زلزله های گذشته آورده می شود. در اثر وقوع زلزله ای به قدرت ۷/۴ در مقیاس ریشتر در سال ۱۹۹۰در ایران، منجیل، منطقه رودبونه ، آسیب‌ها و زیان‌های بسیاری در منطقه اتفاق افتاد. آسیب ایجاد شده در رودبونه به دلیل روانگرایی می باشد که در ناحیه کمربندی محاصره شده توسط آبراهی در شمال و مرداب کوچک و کم عمقی در جنوب و جاده خاکی در وسط این منطقه اتفاق افتاد. این روانگرایی آنچنان قدرت زیادی داشت که خاک به سوی آبراه و همچنین به سوی مرداب کم عمق در جنوب حرکت کرده بود. تعدادی ترک و شکاف طولی در آبراه و خاکریز جنوبی آن مشاهده شده بود که همراه با جابه‌جایی افقی در حدود ۲ متر برای خاک و ۵۰ سانتیمتر برای سازه اصلی (آبراه) بود، این سناریو به دلیل همراه شدن اثر تکان‌های زلزله و نیروی جانبی گرانشی ناشی از وجود آبراه و جاده خاکی ایجاد شد. با توجه به شرایط فوق آسیب‌های جدی به آبراه وارد آمده بود و جهت استفاده مجدد از آن نیاز به تعمیرات اساسی داشت.

با وقوع زلزله ای به قدرت ۶/۴ در مقیاس ریشتر در ۱۵ اکتبر ۱۹۷۹آبراهی که از گسل امپریال [1]در آمریکا، جنوب ایالت کالیفرنیا عبور کرده بود، آسیب دید. این آبراه در هنگام زلزله در روی گسل حدود ۵۷ سانتی‌متر از امتداد اصلی خود خارج شده و بتن آبراه در محل شکست از هم گسسته شده و در اثر جابه‌جایی تکآن‌های زلزله ترک برداشته بود. این زلزله با لرزاندن و ایجاد شکست سطحی، آسیب‌های اساسی را به تاسیسات کشاورزی (آبراه‌ها و سیستم آبیاری) دره امپریال [2] وارد آورد و علاوه بر آن ۹۱ زخمی و ۳۰ میلیون دلار خسارت مالی به همراه داشت. با توجه به تاریخچه زلزله های اتفاق افتاده تاسیسات کشاورزی (آبراه‌ها و سیستم آبیاری) در هر ۳۰ تا ۴۰ سال یکبار زلزله ای با قدرت ۶ تا ۷ ریشتر اتفاق می افتد که به همین دلیل این منطقه (جنوب کالیفرنیا) از نظر ریسک زلزله ای بسیار بالا است (شکل ۲-۱۲) .

شکل ۲-۱۲ خرابی کانالی که از گسل امپریال در آمریکا، جنوب ایالت کالیفرنیا عبور کرده

در حدود ساعت ۶/۳۰ صبح ۲۱ آوریل ۲۰۰۲ مقداری تمرکز انرژی جهت افزایش میزان لرزه خیزی در آبراه کولیتز واقع در ایالت واشنگتن آمریکا اتفاق افتاد. علائم این تمرکز انرژی تا ۱۵ دقیقه غیرفعال بود. ساعت ۶/۵۶ صبح سیگنالهای زمین لرزه ثبت شده به اندازه کافی از نظر شبکه زمین لرزه شمال غرب اقیانوس اطلس [3] قوی بودند که سبب ایجاد زلزله شوند. آن سیگنال‌های مشاهده شده سبب ایجاد خرابی نهایی و از هم پاشیدن ناگهانی آبراه شد. در اثر شکست ناگهانی آبراه، بیش از ۸۰۰ میلیون گالون آب رها شد و بخشی از بزرگراه در آن حوالی نیز در عرض ۱ ساعت شسته شد.

در اثر زلزله به قدرت ۶/۸ در مقیاس ریشتر در ۳۰ مارس ۱۹۹۹ در هند، در نزدیکی شهر چامولی [4] در یوتار پرادش [5] شبکه آبیاری گسترده این منطقه تحت تاثیر قرار گرفت و پوشش آبراه اصلی آبرسانی در چند جا ترک برداشت ولی فعالیت سیستم آبیاری مختل نشده و آبراه‌ها پس از زلزله نیز قابل استفاده بودند. آبراه‌های آبیاری معمولاً دارای ۰/۴ تا ۰/۵ متر عرض و به همان مقدار ارتفاع هستند، پوشش آبراه‌ها از بتن بوده و طول آن‌ها در حدود ۲۰۰ کیلومتر می باشد.

1 - Imperial
2 - Imperial Valley
3 – Pasific Northwest Seismic Network (PNSN)
4 - Chamoli
5 - Utar Pradesh

شکل ۲-۱۳خرابی آبراه کولیتز[1] در ایالت واشنگتن آمریکا

۲-۳-۴- عوامل آسیب درآبراه‌ها

کانال می‌تواند در معرض چهار خطر ناشی از زلزله قرار گیرد، جابه‌جایی زمین، روانگرا شدن زمین، لغزش زمین و جابه‌جایی گسل. خرابی می‌تواند باعث افزایش در میزان نشت آبراه گردد. روکش آبراه نیز ممکن است صدمه ببیند که این مسئله باعث افزایش زبری و در نتیجه کاهش ظرفیت هیدرولیکی آبراه خواهد شد. خرابی روکش در اثر جابه‌جایی زمین به صورت نشست یا تغییر مکان‌های افقی ایجاد می‌گردد. همچنین در اثر زمین لغزه ممکن است موادی وارد آبراه شود که باعث گرفتگی یا افزایش انتقال رسوب و صدمه به روکش و یا دیوار خاکی آبراه گردند. با توجه به اینکه کارآیی هیدرولیکی در یک آبراه نقش اصلی را بازی می‌کند میزان خرابی در اثر زمین لرزه را می‌توان مطابق زیر طبقه‌بندی نمود:

- بدون خرابی: در اینحالت کارآیی هیدرولیکی آبراه کاملاً مثل قبل از زمین لرزه می‌باشد.
- خرابی جزئی: به‌طور کلی اگر آبراه حداقل ۹۰٪ ظرفیت هیدرولیکی خویش را حفظ نموده و نیازی به قطع جریان جهت انجام تعمیرات نباشد خرابی جزئی تلقی می‌گردد.
- خرابی متوسط: در اینحالت ظرفیت هیدرولیکی آبراه به ۵۰ تا ۹۰٪ ظرفیت اصلی آن کاهش یافته و به تعمیرات نیز نیاز می‌باشد که باید در فرصت مناسب آن‌ها را به انجام رساند.
- خرابی شدید: در اینحالت آبراه به نحوی دچار خرابی شده است که جهت تعمیرات فوری باید از مدار خارج گردد.

برای ارزیابی خرابی آبراه‌ها در اثر زلزله باید مشخصات کلیه مقاطع آبراه و همچنین وضعیت ژئوتکنیکی و مشخصات خاک در دست باشد تا بتوان خرابی ناشی از هر یک از چهار خطر زلزله را که در بالا ذکر شد برآورد نمود. با توجه به آمار مربوط به زلزله‌های گذشته خرابی آبراه‌ها را مطابق زیر می‌توان تخمین زد:

1- Cowlitz County Swift Power

- برای سرعت‌های زمین بین ۵۵ تا ۸۸ سانتیمتر بر ثانیه خسارت‌های جزئی به پوشش یا خاکریز بدون پوشش حدوداً به میزان ۰/۱ تعمیر در هر کیلومتر ممکن است ایجاد گردد. برای سرعت‌های بین ۳۸ تا ۱۲ سانتی‌متر بر ثانیه این خسارات به ۰/۰۱ تعمیر در هر کیلومتر کاهش می‌یابند. اگر پوشش مسلح باشد میزان خسارت وارد بر آن یک چهارم خواهد شد.
- خسارات متوسط معمولاً هنگامی رخ می‌دهند که جابه‌جایی افقی یا عمودی خاکریز در اثر روانگرایی یا لغزش زمین یا جابه‌جایی گسلی که آبراه را قطع نموده بین ۲/۵ تا ۱۲/۵ سانتیمتر باشد. همچنین با ورود کم مواد در اثر زمین لغزه به آبراه خسارات متوسطی را می‌توان انتظار داشت.
- هنگامی‌که جابه‌جایی خاکریزهای آبراه بیش از ۱۵ سانتیمتر باشد خسارت‌های شدید ممکن است به وقوع بپیوندد. این خسارات شدید ممکن است در اثر ورود مواد در اثر زمین لغزه به داخل آبراه ایجاد شوند.

مطالعه رفتار تونل‌ها و آبراه‌ها در مقابل زلزله با توجه به بررسیها و مشاهدات انجام شده بر روی این قبیل سازه‌ها در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که موارد آسیب و خسارات شدید ناشی از لرزش زمین بر روی این سازه‌ها نسبتاً کم می‌باشد. آسیب‌های قابل ملاحظه ناشی از لرزش زمین به صورت ریزش مقطعی یا کلی فقط در شرایط خاص لرزه‌های شدید و شرایط ضعیف خاک یا سنگ در زمین مربوطه د رتونل‌ها دیده شده است. البته بیشتر این ریزش‌ها در مقاطع محدودی از تونل‌ها رخ داده است. به عنوان مثال در ژاپن بیشتر این ریزش‌ها در تونل‌های با پوشش مصالح بنایی یا بتن غیر مسلح گزارش شده است. خرابی ایستگاه زیرزمینی دایکای در زلزله کوبه ژاپن که به طریق حفاری رو باز اجرا شده است ناشی از ضعف ستون‌های بتن مسلح بوده است که با اندازه کافی خاموت‌گذاری نشده بودند. همچنین خرابی تونل بلو [1]در زلزله سال ۱۹۹۹ ترکیه به دلیل ضعیف بودن زمین و همچنین کامل نبودن سیستم حائل‌بندی اتفاق افتاده است.

در هر دو مورد اخیر لرزشها شدید بوده است به طوری‌که ماکزیمم شتاب و سرعت در یکی از ایستگاه‌های چند کیلومتری بترتیب ۰/۸۱g و ۸۴ متر بر ثانیه اندازه‌گیری شده است. در ترکیه نیز این مقادیر در ایستگاه‌هایی با فاصله مشابه به ترتیب ۰/۸۱g و ۶۶ متر بر ثانیه اندازه‌گیری شده است. بنابراین در خرابی تونل‌ها در اثر لرزشهای زمین هر دو عامل حداکثر شتاب زمین (PGA)[2] و حداکثر سرعت زمین (PGV) [3] را می‌توان به نحوی مؤثر دانست و فاکتورهای مهم خرابی تونل تحت اثر این عوامل ضعف زمین و ضعف پوشش باشد که نقش کلیدی را در آسیب‌های وارده ایفا می‌نمایند. در مورد آبراه‌ها سرعت و جابه‌جایی زمین در اثر لرزش (PGV و PGD)[4] مهم‌تر به نظر می‌رسند.عامل زمین لغزه در ورودی و خروجی تونل‌ها و نیز در مورد آبراه‌ها می‌تواند باعث خسارات متوسط تا سنگین گردد. قطع گسل توسط تونل یا آبراه و جابه‌جایی بیش از ۱۵ سانتیمتری آن می‌تواند باعث خسارات مهم به تونل یا آبراه گردد.

1- Bolu
2- Peak Ground Acceleration
3- Peak Ground Velocity
4- Peak Ground Displacement

۲-۴- آسیب‌پذیری شبکه لوله ها در زلزله

۲-۴-۱- سابقه آسیب زلزله در شبکه لوله ها

تأثیر نیروی زلزله در ساختمآن‌ها، پلها و سازه‌های عظیم از هشتاد سال پیش تا کنون مطرح بوده و برای طرح آن‌ها در برابر نیروی زلزله هر روز روش‌های پیشرفته‌تر و آیین‌نامه‌های جدیدتر تدوین گردیده است در حالی که در زمینه سازه‌های مدفون و بخصوص شبکه‌های آبرسانی اقدام جدی تا سال ۱۹۹۷ انجام نشده بود. شبکه‌های آبرسانی به‌عنوان مهم‌ترین تأسیسات زیربنایی هر شهر محسوب می شود و جهت ایمن‌سازی هر شهری در مقابل زلزله بیش از هر چیز باید از استحکام و مقاومت شبکه آبرسانی در برابر زلزله اطمینان حاصل گردد این مساله در هر شهر بدون توجه به بزرگی و اهمیت آن باید مورد توجه قرار گیرد.

شبکه‌های آبرسانی و توزیع آب شهری به‌واسطه گستردگی وسیع و قرارگیری در شرایط مختلف زمین در زلزله آسیب قابل توجه می‌بیند که نه تنها به انهدام آن‌ها منجر می‌شود بلکه خسارات ثانویه نظیر آتش‌سوزی و گسترش آن به‌علت قطع آب و مشکلات بهداشتی و زندگی برای مردم حتی تا روزها و ماهها بعد از زلزله ایجاد می‌کند. تعداد خرابی قابل توجه در شبکه توزیع آب در زلزله‌های اخیر نظیر زلزله ۱۹۹۴ نورت ریج [1]امریکا و زلزله ۱۹۹۵ کوبه [2] ژاپن سبب گردید تا شاخه جدیدی در مهندسی زلزله بنام مهندسی زلزله در شریان‌های حیاتی مانند شبکه توزیع آب، گاز، فاضلاب، مخابرات و برق مطرح گردد. در زلزله ۱۹۹۵ کوبه ژاپن بیش از ۱۰۰۰ نقطه از شبکه توزیع آب آسیب دید به‌طوری‌که قریب یک میلیون نفر تا ۶۰ روز با مشکل کمبود آب مواجه شدند.

در سال ۱۹۹۷ راهنمای طراحی و ساخت تأسیسات آبرسانی توسط سازمان آب ژاپن (JWWA) [3] منتشر و در سال ۱۹۹۸ براساس تجربیات زلزله کوبه تجدید نظر گردید و نیز در سال ۱۹۹۹ دستورالعمل و راهنمای طراحی و مقاوم سازی تأسیسات آبرسانی توسط آژانس مدیریت اضطراری ایالتی آمریکا (FEMA) [4] تدوین گردیده و آخرین اصلاحات و تجدید نظر آن در سال ۲۰۰۲ چاپ شده است. در این مطالعه از دو آیین نامه مذکور استفاده شده است. با توجه به اینکه شبکه‌های توزیع آب در تمام شهرهای کشور حتی روستاها طرح و اجرا شده و در حال بهره‌برداری است و در طراحی آن‌ها مقاومت به زلزله در نظر گرفته شده است، اکنون نظر به وضعیت لرزه‌خیزی کشور ما بررسی آسیب‌پذیری و مقاوم سازی شبکه‌های آبرسانی و سایر سامانه‌های آبی در برابر زلزله ضروری است. در هر شهر ابتدا بر اساس وضعیت فعالیت منطقه، طول عمر مفید باقیمانده شبکه توزیع، تراز لرزه و زلزله طرح انتخاب می‌گردد. سپس آسیب‌پذیر بودن شبکه توزیع در برابر این زلزله و نیز عواقب جانبی نظیر روانگرایی، لغزش و جابه‌جایی ناشی از زلزله محاسبه می‌گردد. آنگاه طرح مقاوم سازی برای نقاط آسیب‌پذیر ارایه خواهد شد.

معیار طرح مقاوم سازی یک سری اقدامات سخت افزاری شامل تعویض، تغییر مسیر و یا تغییر جنس بعضی از لوله‌ها، تغییر اتصالات، مهار لوله‌ها و یا موارد دیگر است و نیز یک سری اقدامات نرم‌افزاری و مدیریت بهره‌برداری جهت کاهش آسیب می‌باشد. آمار وسیعی از خرابی و آسیب زلزله در لوله‌ها و شبکه‌های آبرسانی در شهرهای مختلف دنیا و مخصوصاً در ایران موجود نیست. صرفاً در زلزله‌های اخیر (بعد از سال ۱۹۹۰ میلادی) آمار نسبتاً مناسبی از میزان و تعداد خرابی‌ها در لوله‌ها آبرسانی به‌دست آمده است.

---

1 - Northridge
2 - Kobe
3– Japan Water Works Association
4–Federal Emergency Management Agency

در سال ۱۹۲۳ زلزله‌ای در شهر توکیو اتفاق افتاد که به زلزله کانتو [1] معروف است. در اثر این زلزله نواحی زیادی از شهر دچار آتش‌سوزی گردید. در آن سال کل شبکه لوله شهر ۹۷۲ کیلومتر بود و نسبت خرابی در لوله‌ها معادل ۰/۱۹۹ تعداد در کیلومتر بود. لوله‌های مورد استفاده دارای اقطار ۱۰۰ ، ۱۵۰ ، ۲۰۰ ، ۳۵۰ ، ۵۰۰ ، ۶۵۰ ، ۸۰۰ ، ۱۰۰۰ میلیمتر بود. بیشترین تعداد خرابی در لوله‌های با قطرهای پائین مخصوصاً بین ۲۵۰– ۱۰۰ میلی‌متر مشاهده شد. خرابی لوله‌ها بیشتر در محلهایی دیده شد که جنس زمین تغییر می‌کرد مخصوصاً در باندهای مرزی لایه‌های سنگی به لایه‌های رسوبی و آبرفتی. همچنین خرابی در محل برخورد لوله به تأسیسات، ایستگاه‌های پمپاژ، مخزن و یا تأسیسات اصلی بیشتر بود و نیز لوله‌هایی که در عمق کارگذاری شده بود کمتر آسیب دید. خرابی لوله‌ها در امتداد شمال و جنوب بیش از لوله‌های شرقی– غربی مشاهده شد. در مجموع عوامل اصلی خرابی لوله‌ها در زلزله به شرح زیر بود:

- تغییر جنس زمین و بستر لوله
- محل‌های اتصال به تأسیسات
- قطر لوله
- امتداد موج زلزله
- عمق کارگذاری لوله

در سال ۱۹۶۴ زلزله‌ای به بزرگی ۷/۵ ریشتر در شهر نیگاتا ژاپن رخ داد که در آن بیش از ۴۷۰ کیلومتر لوله معادل ۶۸٪ لوله‌ها آسیب دیدند. بیشترین خرابی در لوله‌های چدنی و در محل اتصال آن دیده شد و سایر لوله‌ها مخصوصاً لوله‌های با اقطار پائین خرابی در بدنه لوله ناشی از خمش رخ داده بود. در اثر پدیده روان‌گرایی بسیاری از لوله‌ها و تأسیسات از زمین بیرون زدند. شیب زمین نیز یکی از عوامل اصلی خرابی بود، به‌طوری‌که در زمین‌های مسطح تعداد آسیب بسیار کمتر از محلهای شیب‌دار بود. عوامل اصلی خرابی در این زلزله به شرح زیر بود:

- جنس لوله
- نوع اتصال
- پدیده‌ای روانگرایی و لغزش

در سال ۱۹۹۴ زلزله‌ای به بزرگی ۶/۷ ریشتر در ناحیه شمالی شهر لس آنجلس امریکا رخ داد که معروف به زلزله نورتریج [2] می‌باشد. در این زمین لرزه چهار خط اصلی انتقال آب که آب را از تصفیه‌خانه به شهر می‌آوردند دچار آسیب شد. این خرابی‌ها عمدتاً در محل گسیختگی‌های زمین مخصوصاً محل برخورد با گسل رخ داده بود. در شبکه توزیع آب شهری ۱۵۰۰ نقطه فرار آب روی داد.

عوامل اصلی خرابی در این زلزله به شرح زیر بود:

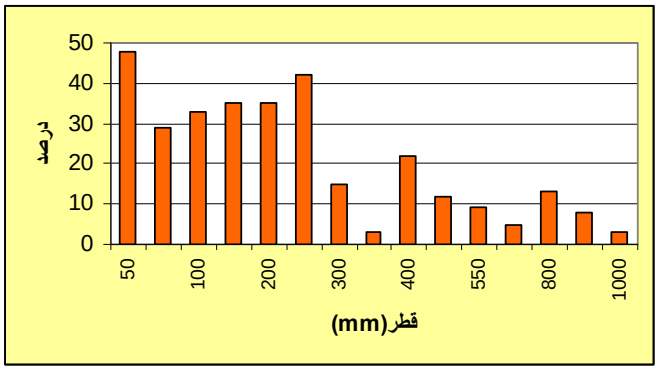
- گسیختگی‌ها سطحی و تلاقی با خط لوله
- نیروی محوری به‌صورت کشش و فشار در لوله‌های با قطر بالا

1- Kanto
2– Northridge

- تنش‌های خمش در لوله‌ها با قطر پائین
- عمر و خوردگی لوله‌ها

در سال ۱۹۹۵ زلزله‌ای به بزرگی۷/۲ ریشتر جنوب استان هیوگو در غرب ژاپن را به لرزه در آورد. بیشترین آسیب زلزله در شهر جدید و مدرن کوبه اتفاق افتاد. شبکه آبرسانی و فاضلاب این شهر به کلی آسیب دید. آتش‌سوزی ناشی از شبکه گاز و نبود آب سبب گردید خسارات ثانویه زلزله افزایش یابد. ۲۵۸ محل آتش گرفت و بیش از ۱۰۰ هکتار از مناطق مسکونی و دولتی در آتش سوختند. تعداد ۱۴۲۲ محل در لوله‌های اصلی و ۱۰۱۳۵ محل در لوله‌های توزیع آب شهری آسیب دید و نیز ۴۰۴۷۴ نقطه در لوله‌های ورودی به خانه‌های مسکونی خراب شد. بیشترین آسیب‌ها در محل اتصالات دیده شد، به‌طوری‌که لوله در محل اتصال جدا شده بود. به‌علت حرکت جانبی زمین تغییر شکل و کمانش نیز در بدنه لوله‌ها مشاهده شد. در محل‌های تغییر وضعیت شبکه لوله شامل محل تغییر قطر، محل لوله و شیر هوا و آتش نشانی، محل آدم‌روها [1] و محل اتصال شاخه‌های اصلی به فرعی جدا شدگی و بیرون زدگی اتفاق افتاد. جنس لوله در میزان آسیب آن مؤثر بود به‌طوری‌که در لوله‌های فولادی کمترین آسیب و لوله‌های چدنی، بتنی و آز بست سیمان بیشترین آسیب به‌علت شکنندگی مشاهده شد.

لوله‌های با قطر پائین بیشتر دچار آسیب شدند تا لوله‌های با اقطار بالا. نمودار ۲-۲ تأثیر عامل قطر لوله و درصد آسیب را در شهر کوبه نشان می‌دهد. لوله‌های با اقطار بالا در اثر تنش محوری دچار ترک در بدنه شدند در حالیکه خرابی در لوله‌های با قطر پائین ناشی از خمش بوده و عموماً در محل اتصال دچار آسیب شدند.



نمودار۲-۲ درصد خرابی در لوله‌های با اقطار مختلف در زلزله شهر کوبه

در سال ۱۹۹۹ زلزله شدیدی در شهر ازمیرترکیه اتفاق افتاد. در این زلزله سه خط اصلی انتقال آب از جنس بتن به‌کلی دچار آسیب شد و لوله‌های چدنی به‌علت عدم ارتجاعی بودن مخصوصاً در محل اتصالات دچار آسیب شدند. در قسمتی از شهر به‌علت ماسه‌ای بودن خاک پدیده روانگرایی اتفاق افتاد که تقریباً صددرصد لوله‌های توزیع آسیب دیدند. عمق کارگذاری لوله در میزان آسیب بسیار مؤثر بود. لوله‌های سطحی به‌علت سرعت زلزله در سطح و نیز ریزش مصالح روی آن بیشتر دچار آسیب شدند.

در زلزله سال ۱۹۹۹ جی‌جی تایوان نیز شبکه آبرسانی دچار آسیب شد. عامل اصلی آسیب در لوله‌های با اقطار بالا گسیختگی‌های سطحی و برخورد با گسل‌های سطحی بود و در لوله‌های با اقطار پائین شکنندگی و در رفتگی اتصال دیده شد. (شکل ۲-۱۴).

1- Manholes

در سال ۱۹۹۰ زلزله شدیدی منطقه رودبار و منجیل را به لرزه در آورد. در این زلزله ساختمآن‌ها، راهها و تأسیسات و حتی سد بتنی سفیدرود دچار آسیب‌های قابل توجه شدند. متأسفانه آمار دقیقی از میزان آسیب شبکه آبرسانی لوله‌های توزیع در این زلزله وجود ندارد.

شکل ۲-۱۴ آسیب لوله در برخورد با گسیختگی‌ها

۲-۴-۲- 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

۲-۴-۲-۱-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.

۲-۴-۲-۲-آسیب در اتصالات

محل اتصال به‌علت تغییر سختی در یک نقطه آسیب پذیر است. بیرون زدگی در محل اتصال ترک و شکست کامل در محل اتصال مخصوصاً در اتصالات مکانیکی دیده شده است (شکل ۲-۱۵) . لوله‌های با قطر ۳۰۰-۴۵۰ میلیمتر بیشترین شکست را در محل اتصال داشته‌اند.اتصالات جوشی در لوله‌های فولادی به‌علت شکنندگی بسیار آسیب پذیرند. اتصالاتی که تحمل جابه‌جایی و تغییر شکل را دارند (فلانجی)[1] کمتر آسیب دیده‌اند.

۲-۴-۲-۳-آسیب تجهیزات

تجهیزات و تأسیسات که در مسیر خط لوله قرار دارند بسیار آسیب پذیرند. این آسیب‌ها عموماً ناشی از تغییر وزن، شکل هندسی و تغییر سختی روی می‌دهند که در زلزله‌های گذشته مخصوصاً زلزله سال ۱۹۹۵ شهر کوبه مشاهده شدند.

- آسیب در شیرهای آتش‌نشانی، شیرهای هوا و کنترل
- بیرون زدگی آدم‌روها و شیرآلات در اراضی روانگرا
- جدا شدگی کامل ایستگاه پمپاژ در مسیر لوله

1- Flanges

شکل ۲-۱۵ شکستگی لوله و اتصال آن در زلزله مکزیکو سیتی در سال ۱۹۸۵

۲-۴-۲-۴-آسیب‌های بهره‌برداری

در اثر آسیب لوله‌ها و تأسیسات شبکه آبرسانی یکسری خرابی نیز ظاهر میشود که تأثیر ثانویه همین آسیب‌هاست که در نهایت باعث مشکل قطع آب می‌گردد این تأثیرات شامل:

- 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

۲-۴-۳- عوامل آسیب در لوله ها

بر اساس سوابق به‌دست آمده از زلزله‌های گذشته، فاکتورهای مؤثر در میزان آسیب در لوله‌ها و شبکه‌های آبرسانی به سه دسته تقسیم می شوند:

- خصوصیات ارتعاشی زلزله
- خصوصیات و بستر لوله
- خصوصیات سازه‌ای و مصالح لوله

۲-۴-۳-۱-خصوصیات ارتعاشی زلزله

شدت و بزرگی زلزله، شتاب افقی و عمودی شتاب نگاشت، تداوم زمانی زلزله، شتاب حداکثر زمین و سرعت حداکثر زمین از خصوصیات زلزله است که در رفتار لوله و میزان آسیب آن مؤثر است.

۲-۴-۳-۲-خصوصیات بستر لوله

از نقطه نظر کلی میزان آسیب در زمین‌های مقاوم و پایدار کمتر از زمین‌های سست و ناپایدار می‌باشد اما فاکتورهایی که در ناپایداری بستر و اراضی مؤثر است به شرح زیرند:

- پتانسیل روانگرایی
- پتانسیل لغزش
- تراکم لایه‌ها
- شیب زمین
- تغییرات شرایط زمین در طول مسیر
- پریود طبیعی خاک
- گسیختگی‌های سطحی

۲-۴-۳-۳-خصوصیات سازه‌ای و مصالح لوله

مصالح و اتصالات ارتجاعی مانند لوله‌های پلی اتیلن و فولادی قطعاً در زلزله آسیب کمتری نسبت به لوله‌های با مصالح سخت و غیر ارتجاعی مانند لوله‌های بتنی وآزبست سیمانی و حتی چدن شکل پذیر خواهند داشت. عوامل مؤثر که صرفاً تابع شرایط لوله هستند به شرح زیر می‌باشند:

- شکنندگی و خاصیت ارتجاعی
- وزن مخصوص مصالح لوله و اتصالات
- میرایی
- اصطکاک و درگیری لوله با خاک

۲-۴-۴- بررسی عملکرد شبکه آبرسانی بم در زلزله اخیر

۲-۴-۴-۱-سیستم آبرسانی شهر بم قبل از زلزله

شبکه آبرسانی شهر بم به صورت جریان ثقلی بوده و دارای شیب ملایمی می‌باشد. شیب عمومی شهر بم حدود پنج تا هشت در هزار می‌باشد که از جنوب غربی به سمت شمال شرقی است. سطح آب زیرزمینی در جنوب غربی شهر بم در عمق کمتری واقع شده است. لذا اغلب تأسیسات سیستم آبرسانی در محل مرتفع شهر بم (جنوب غربی شهر) واقع شده است. این سیستم آبرسانی از چاه تغذیه می‌شود. منبع تأمین آب شبکه آبرسانی شهر بم ۲۰ حلقه چاه می‌باشد که در جنوب غربی شهر بم واقع شده‌اند. شهر بم دارای سه مخزن زیرزمینی ذخیره آب از جنس بتن مسلح بوده و مجموع ظرفیت آن‌ها ۳۵۰۰۰ متر مکعب می‌باشد. مخازن ذخیره آب شهر بم نیز در جنوب شرقی این شهر واقع شده‌اند. خط انتقال آب شهر بم از مخازن تا شبکه توزیع از جنس فولاد وآزبست می‌باشد که دارای قطر حداکثر ۷۰۰ میلیمتر می‌باشد.

شهر بم دارای خطوط انتقال اصلی به طول ۴۲۷۰۸ متر می‌باشد که عمده این خطوط از جنس آزبست به قطر ۲۵۰ تا ۷۰۰ میلیمتر می‌باشند. شبکه توزیع شهر بم به طول تقریبی ۴۲۷۱۲۸ متر می‌باشد که خطوط لوله شبکه توزیع از جنس آزبست، چدن،

پلی‌اتیلن و پلیکا می‌باشد، جنس اکثر لوله‌ها آزبست می‌باشد که با قدمتی ۴۰ ساله اغلب فرسوده بوده و نیاز به بازسازی دارند. شبکه آبرسانی شهر بم دارای ۲۱۸۲۷ فقره انشعابات فرعی می‌باشد که در تمامی قسمت‌های شهر به صورت پراکنده نصب شده‌اند. اغلب انشعابات فرعی از جنس پلی‌اتیلن می‌باشند.

۲-۴-۴-۲-سیستم آبرسانی شهر بم در هنگام وقوع زلزله

از آنجایی که در برخی قسمت‌های شهر شبکه توزیع دچار آسیب شده بود لذا میزان تقاضای شبکه به طور قابل توجهی کاهش یافت. در هنگام وقوع زلزله حجم تقریبی آب موجود در مخازن حدود ۲۵۰۰۰ متر مکعب بود. کمی پس از وقوع زلزله یکی از پرسنل شرکت آب و فاضلاب بم خود را به محل مخازن آب رسانده و شیر خروجی مخازن را به طور کامل بسته بود و باعث شده بود که میزان آب ذخیره شده برای امور اضطراری بعد از زلزله در مخازن حدود ۲۰۰۰۰ متر مکعب باشد و همچنین از خروج آب در مناطق آسیب دیده و ایجاد مشکلات ثانویه زلزله ناشی از آن جلوگیری شود.

خطوط انتقال آب اصلی دارای چندین مورد آسیب‌دیدگی شده بودکه همین امر کار آبرسانی به مناطق کمتر آسیب‌دیده شهر را با مشکل مواجه کرده بود. از چاه‌های موجود در سیستم آبرسانی حدود ۱۱ چاه دچار آسیب‌دیدگی شد که اغلب آسیب‌ها مربوط به قطع برق پمپ‌های سرچاهی و همچنین خروج از محوریت پمپ‌ها بود. واحد کلرزنی شهر بم در هنگام وقوع زلزله به طور کامل دچار آسیب گردید که این امر نگرانی‌های زیادی را به دنبال داشت. گاز کلر نشت کرده و عملاً واحد کلرزنی از سیستم خارج شد.

فصل ۳

بررسی استانداردها و آئین‌نامه‌های موجود طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی

۳-۱- کلیات

اغلب سازه‌های آبی جزو سازه‌های زیر بنایی یا شریان‌های حیاتی می باشند و لذا از نظر طراحی در برابر زلزله نسبت به سایر سازه ها از اهمیت بیش‌تری برخوردارند. از طرفی امروزه با استفاده از روش‌های تحلیل عددی و قابلیت‌های زیاد کامپیوترها طراحی و ارزیابی ایمنی سازه‌های آبی در برابر زلزله با استفاده از شبیه‌سازی دینامیکی رفتارشان در طی زلزله امکان‌پذیر می‌باشد. لذا با توجه به هزینه اولیه زیادی که معمولا صرف احداث این سازه ها می شود، تدوین معیارهای ویژه و بررسی دقیق تر رفتار این سازه ها ضروری می باشد. به طور خلاصه مواردی که این نوع سازه ها را از سایر سازه های ساختمانی جدا نموده و نیاز به توجه جداگانه و ویژه به آن‌ها را خصوصا در برابر زلزله مطرح می سازد عبارتند از:

- نقش زیر بنایی آن‌ها در سایر فعالیت‌ها از جمله فعالیت‌های صنعتی و زندگی روزمره.
- هزینه اولیه زیادی که معمولا صرف آن‌ها می شود و هزینه های زیاد تعمیر و ترمیم در صورت آسیب دیدگی در زلزله .
- کمبود منابع آب و اهمیت ذخیره سازی و حفظ منابع موجود.
- ابعاد هندسی غیر متعارف آن‌ها و در نتیجه تغییر رفتار و نیز نیاز به لحاظ نمودن اثرات و پارامترهای بیش‌تری از زلزله و گسل.
- رفتار اندرکنشی آن‌ها با آب خصوصا در هنگام زلزله.
- نزدیک بودن محل احداث سدها و سازه‌های جنبی آن‌ها به گسلها که معمولا در محل دره ها واقع می شوند و در نتیجه نیاز به مطالعات دقیق و کامل لرزه‌خیزی و شناسایی گسل و تحلیل ریسک زلزله.
- خطرات معمولا فاجعه آمیز در صورت خرابی آن‌ها در زلزله.

۳-۲- آئین‌نامه های طرح لرزه ای سدها و سازه های جانبی

به‌منظور ارزیابی ایمنی سدها در برابر زمین لرزه باید از پارامترهای لرزه ای معنی دار استفاده شود، زیرا ممکن است سدها و تأسیسات وابسته به آن بر اثر حرکت یک گسل که در پی آن قرار دارد و یا بر اثر جنبش زمین ناشی از رویداد زمین لرزه ای که از ساختگاه سد فاصله دارد آسیب ببیند. امروزه طراحی مبتنی بر اصول مقاوم در برابر زمین لرزه، روش استانداردی است که برای سدهای جدید به‌کار گرفته می شود. ایمنی سدهای جدید در برابر زلزله را باید قبل از بهره برداری آن‌ها به اثبات رساند در حالی که در مورد سدهای موجود ابتدا باید عدم ایمنی سدها نشان داده شود و سپس آن‌ها را پایدار و یا از دور خارج نمود. با وجود این، بین روش‌های لازم برای گزینش پارامترهای زمین لرزه مورد استفاده در طراحی سازه های جدید و ارزیابی ایمنی سدهای قدیمی تر تفاوت ذاتی وجود ندارد. بهر حال استفاده از تجربه و قضاوتهای مهندسی در تعیین پارامترهای ارزیابی لرزه ای که هم محافظه کارانه و هم واقع گرایانه باشد چه در گذشته و چه در حال، از عامل‌های اساسی می باشند. آئین نامه های طراحی دز برابر زلزله باید در برگیرنده مواردی همچون عوامل اولیه مورد نظر در طراحی لرزه ای، گزینش زمین لرزه ها برای تحلیل، گزینش پارامترهای لرزه ای و مانند آن باشند. در ادامه به معرفی و بررسی اجمالی پنج آیین نامه طرح لرزه ای سازه های آبی ذیل پرداخته ایم:

- آئین‌نامه‌های طرح لرزه ای سازه های آبی آمریکا و کمیسیون بین المللی سدهای بزرگ
- آئین‌نامه‌های طرح لرزه ای سازه های آبی ژاپن

- آئین‌نامه‌های طرح لرزه ای سازه های آبی سوئیس
- آئین‌نامه‌های طرح لرزه ای سازه های آبی چین
- آئین‌نامه‌های طرح لرزه ای سازه های آبی انگلستان

۳-۲-۱- آئین نامه‌های طرح لرزه ای سازه های آبی آمریکا و نشریه شماره ۷۲ کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ

۳-۲-۱-۱-خصوصیات مهم زلزله در طراحی سازه های آبی

عوامل اولیه که در انتخاب پارامترهای طراحی لرزه ای پروژه های سد سازی اثر مستقیم دارند به شرایط زمین‌شناسی و زمین ساخت محل سد و محدوده مجاور آن بستگی دارد. پذیرش این اصل که انتخاب پارامترهای لرزه ای به‌منظور ایمنی سازه، همچون سد یک فرآیند گام به گام است که باید حداقل برخی از مطالعات از جمله شرایط زمین شناسی ساختگاه، پیشینه لرزه ای، شرایط زمین شناسی محلی را در بر گیرد، بسیار مهم است.

به‌منظور درک شرایط کلی زمین شناسی و پیشینه لرزه خیزی یک محل خاص ضروری است که جنبه های منطقه ای مدنظر قرار گیرد و سپس به شرایط محلی ساختگاه سد توجه شود. اطلاعات زمین شناسی در گستره ۱۰۰- ۳۰۰ کیلومتری باید شامل عوامل زیر باشد:

- 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

گردآوری و تشریح زمین‌لرزه‌های تاریخی، به شناسایی الگوی لرزه خیزی منطقه کمک می نماید، هر چند عدم رویداد زمین‌لرزه در گذشته، الزاماً بر غیر لرزه‌ای بودن منطقه دلالت نمی کند. کاتالوگ کامل زمین‌لرزه‌های گستره طرح باید جمع‌آوری گردد و در مطالعات به عنوان پایه‌ای برای برآورد احتمال وقوع زمین‌لرزه‌های آتی در محل سازه به‌کار گرفته شود. پیشینه لرزه‌ای و ملاحظات زمین شناسی ممکن است برای تعیین آهنگ رویداد لرزه ای در محدوده مورد مطالعه، گسل‌هایی که فعال است و یا استان لرزه زمین‌ساخت آن منطقه استفاده گردد.

به‌منظور ارزیابی پتانسیل جنبش اولیه یک گسل در پی سد، وجود اطلاعات زمین‌شناسی ویژه ساختگاه ضروری میباشد. شرایط زمین شناسی ساختگاه یا محدوده مجاور آن که ممکن است بیانگر جنبش اخیر گسله یا فعالیت لرزه ای باشد باید با شواهد و مدارک مستند و کافی جمع‌آوری گردند. مطالعه کلیه مدارک و گزارش‌های قبلی، بازرسی و تجسس صحرائی، نمونه برداری و آزمایش مواد به ما کمک میکند تا بتوان به موارد ذیل پاسخ داد:

- مکان‌یابی و تعیین زمان گسلش محلی، نوع، ضخامت و چگونگی رسوب‌گذاری تشکیلات
- تعبیر و تفسیر ساختمانی

- تعیین شرایط هیدرولوژی
- ارزیابی پتانسیل وقوع نوسان‌های دوره‌ای آب
- تعیین شرایط پی و تکیه‌گاه ها
- تعیین فهرستی از جنبش‌های ثبت شده نیرومند زمین ناشی از زمین‌لرزه که در منطقه اتفاق می افتد.

زمین لرزه‌ها باید به نحوی بررسی گردند که بتوان پارامترهای ارزیابی لرزه‌ای مناسب آن‌ها را انتخاب نمود. این فرایند با روش تعینی[1] و یا ارزیابی خطر لرزه‌ای به روش احتمالی انجام می‌گیرد. در روش تعینی برای شناخت گسل فعال، برآورد صحیحی از توان لرزه‌زایی آن و دانستن فاصله گسل از ساختگاه سازه و به‌کارگیری روابط میرایی مناسب برای محاسبه پارامترهای جنبش نیرومند زمین مورد نیاز است. در روش احتمالی، میزان دخالت کلیه چشمه‌های لرزه‌زا و اثر بزرگاهای بیشتر از بزرگای آستانه تا بزرگای بیشینه هر چشمه لرزه زا در جنبش لرزه ای ساختگاه به صورت عددی بر آورد می‌شود.

دو تعریف از زمین لرزه که یک سد بر پایه آن طراحی یا ارزیابی شود توصیه می گردد:

- بزرگ‌ترین زمین لرزه طراحی (MDE) [2]
- زمین لرزه مبنای بهره برداری(OBE)[3]

این دو بستگی به سطح فعالیت لرزه ای دارند که در هر استان زمینساختی یا برای هر گسل متفاوت است. حداکثر زمین لرزه باورپذیر (MCE) [4] به عنوان بزرگ‌ترین زمین‌لرزه قابل درک منطقه ای است که احتمال وقوع آن در امتداد یک گسل مشخص یا گستره یک استان زمین ساخت و در چارچوب زمین ساخت شناخته شده فعلی یا فرضی وجود دارد. این زمین لرزه را عموماً به‌عنوان حد بالای بزرگای قابل انتظار تعریف می کنند. این زمین لرزه به روش تعینی یا احتمالی برآورد می شود. در روش احتمالی برای حداکثر زمین‌لرزه باورپذیر(MCE) دوره بازگشت خیلی طولانی در نظر گرفته می شود. تعاریف زیر برای سطوح لرزه ای مختلف به‌کار گرفته شده است:

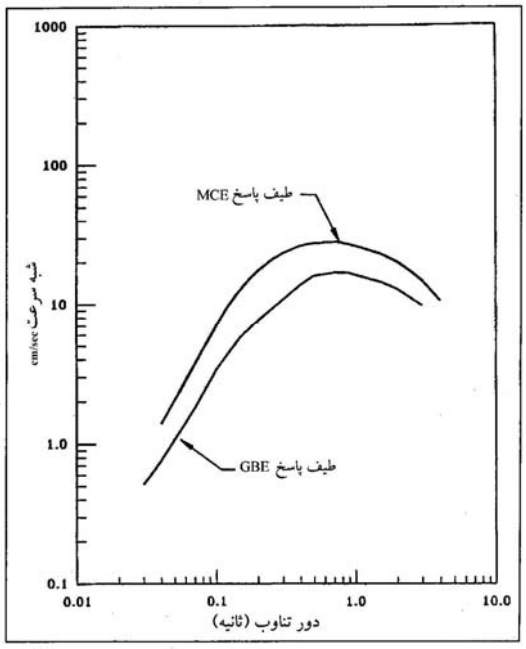
الف – زمین لرزه مبنای بهره برداری (OBE)

این زمین لرزه نشان‌دهنده سطحی از جنبش زمین در ساختگاه است که در آن آسیب‌ها جزئی و قابل قبول باشد. این زمین‌لرزه معمولاً به روش احتمالی تعیین می‌گردد. بهر حال مقدار آن کمتر از بزرگ‌ترین زمین‌لرزه طراحی (MDE) است. آسیب‌های وارده به سد و سازه های جنبی آن در مقابل این زمین لرزه باید به سادگی قابل تعمیر باشد.

ب – بزرگ‌ترین زمین لرزه طراحی (MDE)

این زمین‌لرزه در ارتباط با بیشترین سطح جنبش زمین است که سد باید بر پایه آن طراحی و تحلیل شود. برای سدهایی که شکست آن‌ها خطر اجتماعی بزرگی در بر دارد به‌طور معمول بزرگ‌ترین زمین‌لرزه طراحی (MDE) را معادل حداکثر زمین‌لرزه باورپذیر

1 - Deterministic
2- Maximum Design Earthquake (MDE)
3 - Operating Basis Earthquake (OBE)
4 - Maximum Credible Earthquake



شکل ۳-۱ نمونه طیف پاسخ طرح هموار برای زمین‌لرزه مبنای بهره‌برداری (OBE)
و حداکثر زمین‌لرزه باورپذیر (MCE) در میرایی ۵ درصد(MCE)

که با روش تعینی برآورد می‌گردد و یا زمین‌لرزه ای با احتمال فزونی ۵۰ درصد یا بیشتر در طول سالهای زیاد که با روش احتمالی به‌دست میآید در نظر می گیرند (شکل ۳-۱).

ج - زمین لرزه القایی مخزن (RIE) [1]

این زمین لرزه نشانگر بیشترین سطح از جنبش لرزه ای در محل سد است که می تواند با آبگیری، تخلیه و حضور مخزن به وجود آید. به‌طور کلی زمین‌لرزه القایی مخزن (RIE) بیشتر در مورد سدهایی با ارتفاع بیش از یکصد متر یا با مخزن بیش از پانصد هزار متر مکعب و یا سدهایی که در مناطق حساس زمین ساختی واقع می شوند مطرح است. در صورتی که گسله ای فعال در رژیم هیدرولیکی مخزن قرار دارد و یا زمین شناسی محلی و منطقه ای و همچنین لرزه ثبت شده در محدوده رژیم هیدرولیکی مخزن نشانگر پتانسیل لرزه خیزی القایی مخزن باشد باید زمین‌لرزه القایی مخزن (RIE) به عنوان یک زمین لرزه قابل انتظار در نظر گرفت. حتی اگر کلیه گسله های موجود در مخزن از نظر لرزه زمین ساختی غیر فعال فرض شوند در صورتی که لرزه خیزی و زمین شناسی محلی و منطقه‌ای نشان دهنده استعداد لرزه خیزی القایی باشند امکان لرزه خیزی القایی مخزن را نباید به‌طور کامل از نظر دور داشت. این زمین لرزه ممکن است نشان دهنده جنبش کمتر یا مساوی یا بزرگ‌تر از زمین‌لرزه مبنای بهره‌برداری (OBE) باشد. لیکن نباید به هیچ صورت بزرگ‌تر از بزرگ‌ترین زمین‌لرزه طراحی (MDE) باشد. بنابراین برای سدهای بزرگ ثبت وقایع لرزه

1- Reservoir Induced Earthquake

ای قبل از آبگیری، هنگام و بعد از آبگیری به‌منظور ارزیابی زمین‌لرزه القایی قابل توجیه است. اولین شرط طراحی مقاوم سدها در برابر زمین‌لرزه، به‌منظور حفاظت از اموال، زندگی و ایمنی عمومی مردم میباشد. بنابراین سدها باید بدون رها سازی غیر قابل کنترل آب ذخیره شده در مخزن، قادر باشند در مقابل اغلب جنبش‌های شدید زمین لرزه با حرکت قابل تصور گسله ها در محل مقاومت کنند. در هر صورت تصمیم گیری در ارتباط با ارزیابی ایمنی لرزه ای سدها برای سطوح مختلف طراحی لرزه ای , MDE , MCE) OBE) نیازمند عواملی است که باید به طور مشترک و توسط کارفرمای سد، مشاوران، دستگاه‌های نظارتی و با توجه به مصالح عمومی اتخاذ گردد.

پارامترهای لرزه ای مورد استفاده در ارزیابی ایمنی سدها نشانگر چند ویژگی جنبش زمین مانند مقادیر شتاب، سرعت، جابه‌جایی، طیف‌های پاسخ یا نمودار زمانی شتاب هستند، که تعیین کننده ویژگی‌های زمین‌لرزه‌های MCE , MDE , OBE , RIE می باشند. این داده ها اغلب به عنوان داده های ورودی تحلیل عددی یک سد عمل می کنند. نتایج این تحلیل‌های عددی برای ارزیابی عملکرد و ایمنی سد در یک سطح جنبش لرزه ای مفروض به‌کار می روند.

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

۳-۲-۱-۲-روش ارزیابی لرزه ای سازه های آبی[1]

برای تعیین صحیح ترین روش به منظور ارزیابی سد و سازه های وابسته و تشخیص پارامترهای لرزه ای به قضاوت و تجربه حرفه ای نیازمند است. میزان خطر لرزه ای ساختگاه را می توان بر پایه بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA) که مقدار آن از روی حداکثر زمین‌لرزه باورپذیر (MCE) به‌دست می آید با در نظر گرفتن ملاحظاتی از جمله وجود گسله فعال نزدیک تعیین نمود. عوامل دیگری چون سرعت، محتوای فرکانسی و مدت لرزش را باید قبل از تصمیم گیری نهایی و با توجه به میزان کار لازم برای طراحی یا ارزیابی لرزه ای یک سد مد نظر قرار داد. در ادبیات فنی چهار درجه خطر مد نظر قرار گرفته است که شامل خطر کم (I) ، متوسط (II) ، زیاد (III) و خیلی زیاد (IV) است. برای ساختگاه‌های با خطر کم تعیین بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA) کافی است، لیکن برای ساختگاه‌های با در جه خطر متوسط با توجه به نوع سد، خطر پذیری و مدهای احتمالی شکست آن مورد بحث قرار خواهد

1- Reservoir Induced Earthquake

گرفت. در این سطح ممکن است پارامترهای ارزیابی لرزه ای را با بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA) و مقادیر طیف پاسخ یا شتابنگاشت تعیین نمود.

برای ساختگاه های با خطر زیاد (III) ترجیحاً پارامترهای ارزیابی لرزه ای را با شتابنگاشت تعیین می نمایند، اگر چه ممکن است طیف پاسخ برای ارزیابی برخی از سدهای بتنی یا سازه های وابسته به آن کافی باشد. برای ساختگاه های با خطر خیلی زیاد (IV) اجباراً استفاده از شتابنگاشت برای نمایان نمودن پدیده های ویژه، از جمله آثار میدان نزدیک یا جهت پذیری و در نظر گرفتن شرایط بالقوه بحرانی پی سدها لازم است. تأثیر خطر پذیری سدها دارای دو جنبه سازه ای و اجتماعی- اقتصادی است. جنبه سازه‌ای آن‌ها تا حدود زیادی به گنجایش مخزن و ارتفاع سد بستگی دارد چون پیامدهای بالقوه پایین دست با این مقادیر متناسب هستند. خطر پذیری اجتماعی- اقتصادی را میتوان با تعداد افرادی که باید در صورت بروز خطر، تخلیه شوند و همچنین آسیب بالقوه پایین دست بیان نمود.

خطر پذیری بالقوه را میتوان با تعیین وزن هر یک از جنبه های ذکر شده بالا معین نمود. برای سدهای با مخازن بزرگ‌تر و نیازمند تخلیه افراد زیادتر در هنگام شکست آن‌ها و همچنین با آسیب‌های بیشتر بالقوه در پایین دست، باید ضریب وزنی بیشتری در نظر گرفت. لذا در این روش می توان اندازه گیری خطر پذیری بالقوه را فرمولبندی نمود و آن را به درجه های مختلف کم تا خیلی زیاد تقسیم بندی کرد. در این مطالعات خطر پذیری سدها بر مبنای چهار عامل خطر پذیری و به‌صورت جداگانه با وزنهای کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد ارایه شده است. گفته شده است که برای محاسبه عامل خطر پذیری کل، باید به هر یک از چهار عامل، گنجایش مخزن، ارتفاع سد، تعداد افرادی که باید تخلیه شوند و آسیب بالقوه پائین دست وزن داده و عامل خطر پذیری کل را به‌عنوان مجموعه ای از اوزان وزن مورد نظر قرار داد.

برای سازه های با میزان خطر پذیری بالا، بویژه اگر آهنگ خطر برای ساختگاه آن‌ها زیاد باشد به یک روش تحلیلی تفصیلی و استفاده از شتابنگاشت نیاز است. برای سدهایی با میزان خطر پذیری پایین یا متوسط به کار بردن روش‌های ارزیابی ساده تر با استفاده از طیف پاسخ یا پارامتر بیشینه مقادیر جنبش لرزه ای ممکن است قابل قبول باشد. در هر صورت قضاوت مهندسی به عنوان یک اصل باید مورد استفاده قرار گیرد. تأثیر نوع تحلیل در نظر گرفته شده، نوع سد و حالت های احتمالی شکست، بر گزینش پارامترهای ارزیابی لرزه ای مؤثر می باشند. کامل ترین راه برای مشخص نمودن بارگذاری زمین لرزه، استفاده از سه مؤلفه متعامد جنبش زمین، دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم، می باشد. بسته به روش تحلیل مورد نیاز، ممکن است استفاده از هر سه مؤلفه همیشه لازم نباشد.

۳-۲-۱-۳-طرح لرزه ای سدهای بتنی

جنبه های ایمنی سدهای بتنی که در معرض زمین‌لرزه قرار دارند شامل ارزیابی پایداری کلی سازه، از جمله تعیین توانایی مقاومت آن در برابر نیروهای جانبی، گشتاورهای اعمال شده و جلوگیری از ایجاد ترک بیش از حد مجاز می‌باشد.

براساس توصیه کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ انواع گوناگون روش‌های ساده تحلیل برای سدهای وزنی تا روش‌های پیچیده از جمله روش تحلیل با سعی و خطا برای سدهای قوسی یا تحلیل به کمک روش اجزای محدود را که در مورد هر سد بتنی کاربرد دارد می‌توان به کار برد. بیشینه مقادیر شتاب زمین و بیشینه مقادیر سرعت زمین (PGV ، PGA) و یا طیف پاسخ برای تعیین پارامترهای ارزیابی لرزه ای در روش‌های ساده شده کافی خواهد بود، در صورتی که تحلیل پاسخ دینامیکی به روش اجزای

محدود را می توان با استفاده از طیف پاسخ یا شتابنگاشت انجام داد که معمولاً برای بسیاری از سدها با میزان خطر پذیری یا خطر بالا مورد نیاز خواهد بود. از آنجا که سدهای بتنی معمولاً در فرکانس‌های نسبتاً بالا پاسخ می دهند، باید شتابنگاشت‌های رقمی شده دارای فواصل زمانی ۰/۰۲ تا ۰/۰۰۵ ثانیه باشند.

۳-۲-۱-۴-طرح لرزه ای سدهای خاکی

در مورد سدهای خاکی توجه به جنبه های ایمنی آن‌ها در صورتی که در معرض زمین‌لرزه قرار گیرند شامل مواردی چون ناپایداری به علت از دست رفتن مقاومت مصالح پی یا خاکریز بدنه سد و یا تغییر شکل بیش از اندازه مانند ریزش، نشست، ترک برداشتن خاکریز و شکستهای صفحه ای یا چرخشی شیب مدنظر میباشد. این نوع سدها را میتوان با به‌کارگیری روش‌های ساده شده شبه استاتیکی یا روش‌های تفصیلی معادل بر اساس تفاضل محدود و اجزای محدود خطی یا غیر خطی تحلیل نمود (ICOLD 1986)[1]. در صورتی که در مورد مقاومت و سختی مواد خاکریز تردیدی وجود نداشته باشد و خطر و میزان خطر پذیری پایین باشد استفاده از روش‌های ساده شده و برآورد عامل‌های بار لرزه ای با استفاده از پارامترهای خاص بیشینه مقادیر جنبش زمین می تواند کاملاً کافی باشد.

به‌منظور برآورد عملکرد سدهای خاکی که میزان خطر و یا درجه خطر پذیری آن‌ها زیاد است، اغلب روش‌های تفصیلی مانند تحلیل بر پایه اجزای محدود یا تفاضل محدود استفاده شده و به شتابنگاشت‌ها به عنوان پارامترهای ارزیابی لرزه ای نیاز می باشد. سدهای خاکی به‌طور معمول دارای پریود اصلی ارتعاش ۰/۵ تا ۱/۵ ثانیه می باشد. لذا برای تحلیل آن‌ها با استفاده از روش اجزای محدود، شتابنگاشت‌هایی با فواصل زمانی ۰/۰۵ ثانیه نیز در بعضی موارد کاملاً قابل قبول ارزیابی شده است. با وجود این، اگر از معادلات حرکت با فرمولبندی کاملاً صریح همانند تحلیل به روش تفاضل محدود غیر خطی استفاده شده باشد از فواصل زمانی کاملاً کوتاه (فرضاً تا ۰/۰۰۱ ثانیه یا کمتر) استفاده می شود.

در صورتی که در مقاومت و سختی مصالح به‌کار رفته در پی و خاکریز بدنه سد شک و تردیدی وجود نداشته یا خاکریز اشباع نشده باشد، تحلیل دینامیکی سد به عنوان مبنایی برای برآورد جابه‌جایی دایم ناشی از زمین‌لرزه عمل می نماید و در صورتی که مصالح پی و خاکریز قابلیت از دست دادن سختی و مقاومت خود راداشته باشند، برای برآورد تنش ایجاد شده به منظور تعیین کافی بودن یا نبودن مقاومت باید از تحلیل دینامیکی استفاده نمود. در این حالت بیشتر بر روی پاسخ تنشی سد تأکید می شود. برای تحلیل تفصیلی یک سد خاکی، نمی توان پارامترهای ارزیابی لرزه ای را به طور مستقیم تنها با یک طیف پاسخ مشخص نمود چون گسترش فشار منفذی افزایش یافته یاتغییر شکلهای بیش از اندازه، به وسیله مدت لرزش کنترل می شود، با وجود این برای ارزیابی مناسب بودن شتابنگاشتهای منتخب می توان به عنوان راهنما از یک شکل طیفی معین استفاده نمود.

۳-۲-۱-۵-طرح لرزه ای تونل‌ها و آبراه‌ها

طراحی لرزه ای تونل‌ها و کانال‌ها با روش دینامیکی طیفی، تاریخچه زمانی یا شبه‌استاتیکی انجام می شود. برای نیروی زلزله در جهت جریان رودخانه، سه مد اول را باید انتخاب کرد. برای نیروی زلزله در جهت عمود بر رودخانه هم سه مد اول کافی است اما برای سازه‌های با سیستم نگهداری عرضی پیچیده، پنج مد اول را باید در نظر گرفت. پایداری در برابر لغزش در مجاری در امتداد پی،

1- International Commission On Large Dams, 1986

پس از تعیین نیروی زلزله براساس این آیین‌نامه، باید مورد کنترل لرزه‌ای قرار گیرد. هنگام کنترل پایداری مجاری در برابر لغزش در پی، پارامترهای مقاومت برشی را باید به عنوان مقدار میانگین استاتیکی در نظر گرفت. برای تونل‌های زیرزمینی که توده سنگ پیرامون دهانه‌های ورودی و خروجی شکسته شده یا دارای درزه است، باید پایداری لرزه‌ای کنترل شود اما اثر بزرگنمایی دینامیکی نیروی اینرسی لرزه‌ای توده سنگ را می‌توان در محاسبات نادیده گرفت. در مسیر یک سازه زیرزمینی، باید از گسل‌های فعال و پشته‌های کم عمق و نازک دوری کرد.

تونل‌های با قطر زیاد را نباید در امتداد کوهپایه‌های با شیب زیاد، توده سنگ هوازده و شکاف‌های بزرگ ساخت. باید مسیرهایی را در اعماق زیاد انتخاب کرد و هنگامی که دو تونل به یکدیگر برخورد می‌کنند، زاویه برخورد نباید کم باشد. برای لوله های آبرسان سطحی، تاثیر نیروی زلزله را باید با روش شبه‌استاتیکی محاسبه کرد. برای لوله آبرسان نیروگاه درون سد بتنی وزنی، به کنترل لرزه‌ای نیازی نیست. خط لوله آبرسان نیروگاه باید بر روی پی سنگی سالم با اندکی تغییر شیب باشد و از نواحی صخره‌ای، گودال، بهمن سنگ [1] و زمین‌لغزش دور باشد. مسیر لوله آبرسان نیروگاه باید با جهت شیب توپوگرافی همخوان باشد. بلوک‌های مهار و ستون‌های پشتیبان لوله آبرسان نیروگاه سطحی باید بر روی سنگ بستر قرار داده شوند و فاصلهٔ آن‌ها از یکدیگر باید کوتاه شده، نواحی مقطع و میل مهار باید به نسبت افزایش داده شود و در نواحی تمرکز تنش، مسلح‌سازی افزایش یابد. انعطاف‌پذیری محل اتصال لوله آبرسان نیروگاه را باید افزایش داد. در اثر زمین‌لرزه نباید لوله آبرسان نیروگاه دچار لغزش و سقوط از پایه‌های پشتیبان شود. درزها و بخش‌های اتصالی در خروجی لوله آبرسان نیروگاه واقع در درون سد وزنی نیز باید رفتار لرزه‌ای مناسبی داشته باشند.

۳-۲-۱-۶-طرح لرزه ای سرریز، آبگیر، خروجی ها و سایر سازه های وابسته

به طور کلی طراحی لرزه ای سازه‌های وابسته به سدها شامل سرریز، آبگیر، خروجی‌ها و سایر سازه‌های وابسته تابع ضوابط طراحی سد بوده ولی از نظر روش تحلیل بستگی به خصوصیات خود سازه خواهد داشت. اغلب این سازه‌ها با استفاده از روش استاتیکی معادل طراحی شده و مدل آن‌ها در مورد سرریز می تواند دوبعدی باشد. در مورد آبگیر و خروجی بعضی از قسمت ها رفتار دو بعدی و قسمت‌های انتهایی رفتار سه بعدی دارند. این سازه ها اغلب دارای طول‌های کوتاه بوده و لذا معمولا گسل را قطع نمی کنند. خروجی و ورودی در سازه زیرزمینی باید در مناطقی با شرایط توپوگرافی و زمین‌شناسی مناسب در نظر گرفته شود. ورودی و خروجی باید سازه بتنی مسلح باشد. برای حفره‌های زیرزمینی مدفون در عمق زیاد از جمله تونل آب، گروهی از تونل‌ها، میله‌های زیرزمینی، مقطع خمیده و مقطع دو شاخه تونل آب و نیروگاه زیرزمینی و حفره‌های کم عمق که تغییرات نسبتاً پیچیدهٔ شرایط توپوگرافی و زمین‌شناسی دارند، اثرات نیروی زلزله را باید پس از منظور نمودن بر هم کنش سنگ‌های پیرامون با سازه، به طور ویژه بررسی کرد.

آبگیرها و سرریزهایی که به صورت میله‌های قائم هستند باید در برابر نیروهای زلزله با روش طیفی یا تاریخچه زمانی بررسی شوند چرا که این سازه ها اگر درون سنگ واقع نشده باشند، رفتار تردی از خود در زلزله نشان می دهند. تحلیل دینامیکی در مورد این سازه ها که به نام تحلیل تاریخچه زمانی شناخته می‌شود هنگامی به کار می‌رود که مدل رفتار غیرخطی منظور باشد. هر دو تاریخچه واقعی و یا تاریخچه ساختگی قابل استفاده است. در تاریخچه ساختگی باید ویژگی‌های آن مانند انرژی و محتوای فرکانسی به واقعیت نزدیک باشد. برای تحلیل دینامیکی بیش از یک تاریخچه زمانی به‌کار می‌رود. استفاده از پنج تاریخچه زمانی برای

1-Rock Avalanche

تحلیل‌های غیرخطی توصیه می‌شود. در این صورت شتاب نگاشتی که طیف پاسخ آن به طیف طرح نزدیک باشد انتخاب می‌شود که این در محدوده فرکانس ۰/۵ تا ۲۰ هرتز در خطوط لوله‌ها صورت می‌گیرد. در مورد نیروگاه ها بسته به اینکه زیر زمینی، نیمه باز یا روزمینی باشند طراحی لرزه ای مشابه طراحی های سازه ای بوده ولی در انتخاب پارامترهای طراحی زلزله از سد تبعیت می کنند.

۳-۲-۱-۷-طرح لرزه ای لوله های آب

در راهنمای طراحی خطوط لوله[1] تهیه شده توسط جامعه مهندسان آمریکا (ASCE) [2] و آژانس مدیریت اضطراری ایالتی آمریکا (FEMA) [3] چاپ ۲۰۰۲ خطوط لوله در یک محدوده وسیع جغرافیایی گسترده شده‌اند و با خطرات لرزه‌ای و شرایط خاک متنوع می باشند. خطوط لوله شامل قسمت‌های مختلف است و هر یک از قسمت‌ها از ضوابط لرزه‌ای مخصوص خود برخوردار هستند. معیارهای طراحی برای خطوط لوله و تأسیسات وابسته به آن (شیرها، آدم روها، ایستگاه‌های تأمین فشار، اتصالات و انشعابات) بر اساس خطرپذیری، اهمیت هر قسمت و پیامدهای گسیختگی و مسائل عملکردی می‌باشد. سیستم‌های خط لوله در مناطق دارای لرزه‌خیزی بالا در معرض محدودیت‌ها و الزامات بهره‌برداری از سوی مراجع دولتی می‌باشند.

منظور از مقررات دولتی عموماً آن‌هایی است که مربوط به ایمنی تأسیسات می‌گردد. به این معنی که خطوط لوله در برابر هرگونه تأثیرات لرزه‌ای آسیبی به کارکنان و مردم وارد نسازد. در مناطقی که محیط زیست حساس می‌باشد مقررات شامل کاهش خطرات وارد به محیط هم می‌شود. طراحی مجموعه برای تحمل مقدار کنترل شده‌ای از خسارت در برابر بارهای لرزه‌ای و تعریف مقادیر مجاز خسارت به اهمیت سازه بستگی دارد. تجهیزات مشاهده و کنترل جریان و قسمت‌هایی که از لحاظ تداوم و بهره‌دهی و کنترل سیستم حساس می‌باشد، باید به گونه‌ای طراحی شوند که بدون خسارات در برابر زمین‌لرزه باقی بمانند.

سازه‌هایی که مستقیماً تأثیری بر عملکرد تأسیسات خط لوله ندارند، می‌توانند مقادیر بزرگی از تغییر شکل‌ها را تحمل کنند، به شرط آن‌که اندرکنش سازه و اجزاء متشکله ایمنی یا عملکرد قسمت‌های حساس را تحت شعاع قرار ندهد. طراحی قسمت‌های غیراساسی بر مبنای تصمیم‌گیری اقتصادی مالک صورت می‌گیرد. معیارهای طراحی، براساس حرکات زمین و نیروهای لرزه‌ای دارای یک احتمال و رخداد معقول است و شامل درنظر گرفتن خطرپذیری قابل قبول می‌باشد. برای حساس‌ترین انواع گسیختگی، مشکلات محیط زیست و مخاطرات جانی حاشیه اطمینان بالاتری منظور می‌گردد. لذا دو سطح خطر زلزله درنظر گرفته می‌شود. سطح پایین که مربوط به دوره بازگشت ۵۰ تا ۱۰۰ سال و به زلزله محتمل طرح موسوم می‌باشد و سطح بالا مربوط به دوره بازگشت طولانی‌تر ۲۰۰ تا ۵۰۰ سال یا بیشتر بوده، به زلزله حداکثر طرح موسوم است. زلزله با سطح پایین می‌تواند به عنوان زلزله‌ای که سیستم خط لوله باید در طی آن و نیز پس از آن قادر به کار باشد درنظر گرفته شود در حالی‌که زلزله سطح بالا ممکن است خسارات محدودی بر خط لوله و سازه‌ها یا تأسیسات وارد و یک وقفه موقت در عملکرد ایجاد نماید.

در سیستم خطوط لوله اجزاء کم‌اهمیت می‌توانند میزان خسارت بیشتری را متحمل شوند و اجزاء مهم باید به گونه‌ای طراحی گردند که تقریباً هیچ‌گونه خسارتی را متحمل نگردند. بر این اساس سیستم خطوط لوله به چهار درجه تقسیم می‌شوند:

1 - American Lifelines Alliance, Seismic Design & Retrofit of Piping Systems
2– American Society of Civil Engineers (ASCE)
3– Federal Emergency Management Agency (FEMA)

- درجه I شامل تجهیزات و تأسیساتی هستند که عملکرد آن‌ها بسیار حساس بوده و لذا باید شکل‌پذیر باقی بمانند. این تأسیسات شامل اجزائی هستند که جهت بهره‌برداری ایمن شبکه و هرنوع تأسیسات آن می‌باشد این اجزاء در صورت خسارت باعث از دست‌رفتن جان افراد و خسارت به محیط زیست می‌شود.
- درجه II شامل اقلامی که الزامات طراحی برای آن خفیف‌تر از درجه I می‌باشد و آن‌هایی هستند که باید بعد از زلزله فعال بمانند ولی در حین وقوع زلزله لزومی به عملکرد آن‌ها نیست و خدمت‌رسانی آن‌ها می‌تواند تا موقع انجام تعمیرات جزئی متوقف بماند.
- درجه III شامل تأسیسات و تجهیزاتی هستند که بدون کاهش غیرقابل قبول عملکرد داشته باشد به‌عنوان مثال شامل سازه‌های تکیه‌گاهی، لوله‌های فرعی هستند.
- درجه IV تأسیساتی هستند که اجازه مقادیر بزرگ تغییر شکل را دارند.

یک طیف طراحی به عنوان بخشی از فرآیند تحلیل به‌کار می‌رود. یک طیف پاسخ نمایانگر مقادیر پاسخ اوج برای یک سیستم یک درجه آزاد میرا به یک تحریک می‌باشد. طیف طرح دارای پارامترهایی پاسخ به صورت تابعی از فرکانس یا زمان تناوب است که به عنوان ورودی به کار می‌رود. در طیف طرح میزان نیرو و یا تغییر مکان طراحی به صورت تابعی از زمان تناوب طیفی و میرایی می‌باشد. علاوه بر این طیف طرح با میزان مشخص شده مقاومت مصالح و تغییر شکل آن بستگی دارد. جهت تهیه طیف محدوده فرکانس مناسب تعداد وسیعی از زلزله‌های مختلف انتخاب می‌شود. طیف‌ها می‌توانند توسط ضرب‌کردن مقادیر مؤثر حرکت زمین در ضرایب تقویت طیفی که توابعی از میرایی هستند به‌دست آید. برای میرایی ۵ تا ۱۰ درصد، ضرایب تقویت برای جابه‌جایی، سرعت و شتاب به ترتیب ۱/۰، ۱/۵ و ۲/۰ می‌باشد. این ضرایب با کاهش میرایی افزایش می‌یابد. در این روش طیف ساخته شده مستقل از ویژگی‌های ساختگاه می‌باشد.

در روش دیگر طیف‌های طراحی با استفاده از پارامترهای زلزله که مشخص‌کننده لرزه‌خیزی محل هستند، به‌دست می‌آید. در این روش مقادیر شتاب سرعت و تغییر مکان حداکثر در ساختن طیف کاربرد ندارد و نیز به ضرایب تقویت که از حرکات زمین ثبت شده در زلزله‌هایی در فاصله ۱۵ تا ۴۵ کیلومتر به‌دست آمده‌اند بستگی ندارد. ویژگی‌های طیف‌های پاسخ با استفاده از این نوع زلزله با طیف‌های زلزله‌هایی با اندازه و فاصله‌های گوناگون تفاوت دارد لذا در مسیر خط لوله به علت گستردگی داده‌های زمین تغییر می‌کند و لذا ساختن طیف ویژه ساختگاه کاربرد دارد. در کانال‌های آب این مساله بسیار اهمیت دارد.

جذب انرژی در محدوده خطی پاسخ سازه‌ها تحت بارهای دینامیکی را میرایی گویند. میزان میرایی در محدوده وسیعی از مقادیر می‌باشد. میرایی موجود در سیستم عامل برای جلوگیری از به وجودآمدن حرکت نوسانی در اثر تحریک اولیه می‌باشد. مقادیر میرایی توصیه‌شده مطابق جدول ۳-۱ ارایه شده است. در تونل‌هایی که از پوشش فلزی در داخل بتن استفاده می شود مقدار میرایی را می توان حدود ۷ در نظر گرفت. مقدار میرایی جذب شده توسط سازه به جنس بستر نیز بستگی دارد چرا که رفتار سازه را مستقیما تحت تاثیر قرار می دهد.

جدول ۳-۱ مقادیر میرایی در سیستمهای آبرسان

زمین‌لرزه	شرایط سازه	میرایی (٪)
زلزله باورپذیر	خطوط اصلی، مخازن	۱-۲
	خطوط لوله فولادی با اتصالات جوشی	۲-۳
	خطوط لوله بتنی و تونل‌ها و کانال‌های بتنی	۳-۵
	خطوط لوله فلزی با اتصالات پیچی	۵-۷
زلزله حداکثر	خطوط اصلی لوله، مخازن	۲-۳
	خطوط لوله فولادی با اتصالات جوشی	۵-۷
	خطوط لوله بتنی و تونل‌ها و کانال‌های بتنی	۷-۱۰
	خطوط لوله فلزی با اتصالات پیچی	۱۰-۱۵

۳-۲-۲- آئین نامه های طرح لرزه ای سازه های آبی ژاپن

در ژاپن طراحی سازه های آبی مقاوم در برابر زلزله با استفاده از روش ضریب زلزله که روشی کاربردی و ساده است صورت می‌گیرد. سازه‌های آبی موجود اغلب تحت حرکات قوی زمین خسارت قابل توجهی ندیده اند. به همین دلیل حتی پس از زلزله کوبه، اصلاح و تجدید نظر روش‌های طراحی سازه های آبی در برابر زلزله موضوعی ضروری به نظر نمی‌رسید. انجمن ملی سدهای بزرگ ژاپن، زیر کمیته ایمنی لرزه‌ای سدها را در سال ۱۹۹۹ تشکیل داد. این زیر کمیته مطالعات و تحقیقاتی در زمینه مقاومت لرزه ای سدهای مهم موجود با استفاده از تحلیل دینامیکی را انجام داد. این زیر کمیته همچنین روش‌های تحلیل و ارزیابی مقاومت لرزه‌ای برخی سدها را مورد بحث و بررسی قرارداد. به این ترتیب، این زیر کمیته وضعیت کنونی و مسائل و مشکلات وابسته به ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سدهای موجود را گردآوری نمود که شامل موارد زیر می‌باشد:

- وضعیت کنونی روش‌های طراحی مقاوم در برابر زلزله و اثر زلزله روی سازه های آبی ژاپن
- میزان مقاومت در برابر زلزله‌ای که سازه های آبی باید داشته باشند، با توجه به پیشنهادهای ارایه شده و راهنماهایی که به منظور طراحی مقاومت در برابر زلزله به‌وسیله انجمن مهندسی عمران ژاپن تهیه شده است.
- تعیین روشی به‌منظور برآورد حرکات شدید زمین و به‌منظور ارزیابی قابلیت مقاومت سدها در برابر زلزله.

۳-۲-۲-۱- طراحی سدها در برابر زلزله

کمیته ارزیابی ایمنی سدها در برابر زلزلهٔ کمیته سدهای بزرگ ژاپن، شرایط کنونی طراحی لرزه‌ای سدهای مقاوم در برابر زلزله در ژاپن، چین و آمریکا را مطالعه و بررسی نمود. این گزارش به صورت خلاصه، شرایط کنونی طراحی سدهای مقاوم در برابر زلزله در ژاپن را ارایه نموده است. ساختن سد در ژاپن سابقه طولانی دارد، به طور تقریبی ۲۶۰۰ سد با ارتفاع بیش از ۱۵ متر در این کشور

ساخته شده است. در ژاپن تأثیر زلزله برای طراحی سدها بعد از زلزله بزرگ کانتو[1] در سال ۱۹۲۳ درنظر گرفته شده است. در سال ۱۹۲۵ ، مونونوب[2] مفهوم روش ضریب زلزله برای طراحی سدهای وزنی بتنی را در مقاله‌ای تحت عنوان " خصوصیات سد وزنی ذخیره آب و روش طراحی آن" ارایه داد. او ضریب لرزه‌ای افقی را بین ۰/۱ – ۰/۲ پیشنهاد نمود. اولین سدی که براساس روش ضریب لرزه‌ای مونونوب ساخته شد، سد کوماکی[3] در سال ۱۹۳۰ بود. از آن هنگام طراحی سدهای مقاوم در برابر زلزله در ژاپن با استفاده از روش ضریب لرزه‌ای به عنوان یک روش استاندارد صورت گرفت. در سال ۱۹۵۷ کمیته سدهای بزرگ ژاپن استانداردی را برای طراحی سدها بنا نهاد. این اولین استاندارد ژاپن برای طراحی لرزه‌ای سدها در برابر زلزله می‌باشد.

طراحی لرزه‌ای سدهای مقاوم در برابر زلزله هم اکنون نیز از اعتبار قانونی برخوردار است. در ژاپن طراحی سدهای مقاوم در برابر زلزله بر اساس روش کابینت[4] صورت می‌گیرد. این روش و روش آیین‌نامه کمترین دستورات و مقررات را برای تهیه مقاطع عمودی سدها دارند. در این مقررات، طراحی لرزه‌ای سد در برابر زلزله باید با استفاده از روش طراحی ضریب لرزه‌ای صورت گیرد. کمترین مقدار ضرایب لرزه‌ای در این روش براساس نوع سدها و محلی که سدها قرار می‌گیرند طبقه بندی می‌شوند. جدول ۳-۲ مقاطع اولیه بدنه سدها با استفاده از روش ضریب لرزه‌ای و به منظور طراحی لرزه‌ای سد که در برابر زلزله قرار می‌گیرد را نشان می‌دهد.

جدول ۳-۲حداقل 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

برای سدهای خاکی همگن با ارتفاع کمتر از ۱۰۰ متر، روش ضریب لرزه‌ای اصلاح شده برای تعیین مقاومت در برابر زلزله سدها به‌کار می‌رود. برای سدهای مرتفع مقاومت لرزه‌ای سدها هم با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی و هم آزمایش‌های مدل با استفاده از میز لرزان بررسی می‌شوند.

تحقیقات و بررسی گسل‌های فعال باید پیش از ساختن سد انجام گیرد. گسل‌های فعال آن‌هایی هستند که باعث تغییر شکل سطح زمین در دوران کوارترنر می‌شوند. این بررسی‌ها می‌تواند به دو گروه طبقه‌بندی شوند. در مرحله اول بررسی روی گسل‌های فعال خواه در نزدیکی محل ساخت سد باشند یا نباشند صورت می‌گیرد. در مرحلهٔ دوم بررسی موقعیت، اندازه و سال شکست گسل فعالی که از بررسی مطالعات مرحله اول به‌دست آمده، ارایه می‌شود. در این تحقیقات، هنگامیکه مشخص شد که گسل‌های فعال نزدیک محل سد وجود داشته و ممکن است در آینده فعال شوند، باید محل ساختن سد تغییر یابد.

1- Kanto
2-Mononob
3- Komaki
4- Cabinet

۳-۲-۲-۲-ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سدها

پس از زلزله ۱۹۹۵ کوبه، انجمن مهندسین عمران ژاپن خسارت مهیبی که توسط زلزله روی سازه‌های مهندسی عمران اثر خواهند گذاشت را مورد توجه قرارداد. در نتیجه این انجمن پیشنهادی را در مورد طراحی مقاوم در برابر زلزله برای سازه های مهندسی عمران در می سال ۱۹۹۵ ارایه داد. دومین پیشنهاد در این زمینه در ژانویه ۱۹۹۶ و سومین آن در ژوئن ۲۰۰۰ ارایه گردید. زیر کمیته استاندارد طراحی مقاوم در برابر زلزله کمیته مهندسین زلزله، راهنمایی را برای طراحی مقاوم در برابر زلزله سازه های مهندسی عمران تهیه کردند. این راهنما حرکات شدید زمین را که برای طراحی سازه های مهندسی کاربرد دارند به حرکات لرزه‌ای سطح ۱ و ۲ تقسیم می‌کند که در جدول ۳-۳ آمده است.

جدول ۳-۳ تعریف حرکات لرزه‌ای سطوح ۱ و ۲

طبقه بندی	تعریف
حرکات لرزه‌ای سطح ۱	این حرکات لرزه‌ای برای طراحی سازه های معمول و با استفاده از روش طراحی تنش مجاز یا مانند آن کاربرد دارند.
حرکات لرزه‌ای سطح ۲	این حرکات لرزه‌ای برای بازرسی ایمنی سازه ای مورد استفاده قرار می‌گیرند. اگر آسیب لرزه ای مدنظر قرار گیرد این حرکات بزرگ‌ترین حرکات لرزه‌ای زمین که تا بحال اتفاق افتاده است و همچنین آن‌هایی که ممکن است در آینده در محل سد اتفاق بیفتد می‌باشند.

حتی اگر وجود گسل‌های فعال در مجاورت محل سازه مشخص باشد، امکان وقوع زلزله‌ای با بزرگی ۶/۵ را باید در نظر گرفت. به همین دلیل لازم است زلزله با بزرگی ۶/۵ را هنگامی که حرکات لرزه‌ای سطح ۲ را دسته بندی می‌کنیم، در نظر بگیریم. بنابراین پایین‌ترین حد حرکات لرزه‌ای سطح ۲ باید تحت عنوان حرکات لرزه‌ای زمین که زلزله‌ای با بزرگی ۶/۵ را موجب می‌گردند، دسته بندی شوند. این راهنما همچنین قابلیت مقاومت در برابر زلزله سازه ها در مقابل حرکات لرزه‌ای سطوح ۱ و ۲ را مطابق زیر بیان می‌نماید. سازه ها باید طوری باشند که در برابر حرکات لرزه‌ای سطح ۱ به کارکردشان ادامه دهند. سطح مجاز خسارت به یک سازه که تحت تأثیر حرکات لرزه‌ای تراز ۲ قرار می‌گیرد براساس اهمیت هر سازه ای و احتمال تجدید و اصلاح سازه آسیب‌دیده معین می‌شود. مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها باید بگونه‌ای تأمین گردد که سازه‌های داخلی به‌وسیله حرکات لرزه‌ای تراز سطح ۲ خراب و ویران نشوند.

۳-۲-۲-۳-بررسی مقاومت لرزه‌ای سدها

مقاومت سد در برابر زلزله تابعی از میزان ذخیرهٔ آب مخزن آن نیز می‌باشد. وظیفه سد نه تنها ذخیره آب، بلکه آب‌گیری، کنترل سیل و تخلیه آب می‌باشد. بنابراین از نقطه نظر کلی مقاومت زلزله‌ای سد باید با در نظرگرفتن ایمنی سایر قسمت ها از جمله سرریزها و آب‌گیرها طراحی شود. به همین دلیل راهنمای کشور ژاپن دو نوع مقاومت زلزله را مطابق زیر دسته‌بندی می‌نماید:

مقاومت زلزله‌ایI : سازه مربوطه نباید هیچ‌گونه خسارت و آسیبی را متحمل شود.

مقاومت زلزله‌ایII : حتی اگر سازه مربوطه آسیب‌دید، خسارت باید قابل جبران باشد. همچنین وضعیت ذخیره آب سد نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

این راهنما تصریح می‌کند که سدها باید مقاومت در برابر زلزله در برابر حرکات لرزه‌ای تراز۱ و حرکات لرزه‌ای تراز۲ را داشته باشند. مقاومت زلزله II میزان خسارت سازه و پیشرفت آن به بدنه سد و سنگ پی در مدت زلزله را مورد توجه قرار می‌دهد. راهنمای مقاومت زلزله II در جدول ۳-۳ آورده شده است. این راهنما ترک‌ها و تغییر شکل بدنه سد را که در اثر حرکات لرزه‌ای تراز ۲ بوجود می‌آیند مجاز می‌داند مشروط بر آن‌که وضعیت ذخیره آب به‌وسیله حرکات لرزه‌ای تحت تأثیر قرار نگیرد. به همین دلیل، روش تحلیل دینامیکی که به طور دقیقی وقوع و پیشرفت ترک‌ها در سدهای بتنی را ارزیابی می‌کند، برای ارزیابی مقاومت در برابر زلزله سطح II سدهای بتنی لازم می‌باشد. همچنان‌که برای سدهای خاکی، روش تحلیل دینامیکی که به‌طور دقیقی تغییر شکل پلاستیک و باقیمانده را ارزیابی می‌نماید ضروری است. ارزیابی مقاومت در برابر زلزله سدهای موجود باید با استفاده از حرکات لرزه‌ای سطح ۲ پیشنهاد شده به‌وسیله انجمن مهندسین عمران ژاپن صورت گیرد به‌طوری‌که مقادیر جدول ۳-۴ برای سدها صدق کند.

جدول ۳-۴ مقاومت در برابر زلزله سطح II سدها با توجه به وظیفه ذخیره آب

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

۳-۲-۲-۴-حرکات شدید زمین برای ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سدها

زلزله‌های ثبت شده ژاپن می‌توانند به دو نوع تقسیم شوند: آن‌هایی که در امتداد صفحات تکتونیک در اقیانوس آرام اتفاق می‌افتند و آن‌هایی که به‌وسیله گسل‌های فعال در زمین اتفاق می‌افتند. از زمین لرزه‌هایی که نزدیک محیط صفحهٔ تکتونیک اتفاق افتاد، زلزله Kanto در سال ۱۹۲۳ با بزرگای ۷/۹ و زلزله نانکای [1]در سال ۱۹۶۴ با بزرگای ۸ را می‌توان برشمرد. از زمین لرزه‌هایی که به‌وسیله گسل‌های فعال ایجاد می‌شوند می‌توان زلزله نوبی [2]در سال ۱۸۹۱ با بزرگای ۸/۱ و زلزله کوبه در سال ۱۹۹۵ با بزرگای ۷/۳ را نام برد. زلزله‌های شدید با بزرگی حدود ۷ در حد فاصل ۱۰۰ تا ۲۰۰ سال در امتداد صفحات تکتونیک اتفاق می‌افتند و زلزله‌هایی که به‌وسیله گسل‌های فعال ایجاد می‌شوند بزرگی۶ تا ۷ را دارند که در حد فاصل بیش از ۱۰۰۰ سال اتفاق می‌افتند. دولت ژاپن مطالعاتی را در زمینه ۹۸ گسل عمده فعال شروع نمود. در نتیجه دوره بازگشت، تاریخچه وقوع قبلی آن‌ها، پیش‌بینی وقوع آینده آن‌ها و همچنین نرخ وقوع محتمل این زلزله‌ها ارایه گردید. سپس حرکات شدید زمین که برای بررسی مقاومت لرزه‌ای سدها کاربرد دارند برمبنای بزرگ‌ترین زلزله‌هایی که شدیدترین حرکات زمین را در محل یک سد بوجود آورده‌اند تهیه شده‌اند.

1- Nankai
2- Nobi

۳-۲-۲-۴-۱- روش برآورد حرکات شدید زمین برای ارزیابی مقاومت لرزه ای

سه روش برای برآورد حرکات شدید زمین برای ارزیابی مقاومت در برابر زلزله سدها وجود دارد که عبارتند از روش تجربی، روش شبه تجربی و روش تئوری. هریک از این روش‌ها مزایا و معایب و محدودیت کاربری خود را دارا هستند.

روش تجربی برای پیش‌بینی حرکات شدید زمین با استفاده از روابط تجربی متعدد به‌کار می‌رود، از قبیل روابط میرایی که تابعی از بزرگا، فاصله و غیره است و به‌وسیله این روش تخمین شتاب حداکثر و طیف پاسخ از طریق بزرگی زلزله و فاصله کانونی آن امکان‌پذیر است. نوسان زلزله‌های مشاهده شده به منظور سازگار شدن شتاب حداکثر به‌دست آمده از این روش باید مورد توجه قرارگیرد. از مزایای این روش آن است که شتاب اوج و طیف پاسخ می‌توانند به راحتی به‌وسیله استفاده از تعداد کمی پارامتر به‌دست آورده شود. این روش تنها مقدار متوسط حرکات شدید زمین را برای شرایط معلوم به‌دست می‌دهد.

هنگام تخمین حرکات شدید زمین که ممکن است توسط زلزله‌ای با مرکز نزدیک به محل سد بوجود آید، توجه به حدود کاربرد روابط میرایی برای تخمین حرکات شدید زمین الزامی است. روش شبه تجربی نیز برای حرکت لرزه‌ای بزرگی که از مجموع تعداد زیادی حرکات لرزه‌ای کوچک ناشی از گسیختگی‌های کوچک در سطح گسل ایجاد می‌شود، کاربرد دارد. این روش براساس مدل حرکات لرزه‌ای بزرگ و حرکات لرزه‌ای کوچک در سطح گسیختگی گسل به‌دست می‌آید و از قانون مقیاس تبعیت می‌کند. روش تابع تجربی گرین روشی است به منظور شناخت حرکات لرزه‌ای بزرگ به‌وسیله ترکیب حرکات لرزه‌ای کوچک. این روش گسیختگی‌های گسلی را به شبکه‌های گسیختگی کوچک تقسیم می‌کند. از ایجاد حرکات لرزه‌ای کوچک یک زلزله بزرگ می‌تواند در محل سد و از ترکیب این حرکات کوچک بوجود آید. اگر هیچ‌گونه ثبتی از حرکات لرزه‌ای کوچک یک گسل منبع وجود نداشته باشد باز هم می‌توان از این روش استفاده نمود. حرکات لرزه‌ای کوچک زمین به‌وسیله روش تصادفی شبیه‌سازی می‌شوند. با قراردادن این حرکات کوچک زمین، حرکت شدید زمین به‌دست می‌آید. این روش در محدوده فرکانس بالا هنگامی که حرکات لرزه‌ای زمین تصادفی بوده مؤثر است.

روش تئوری، حرکات لرزه‌ای زمین را به‌صورت تئوریک محاسبه می‌کند که در گسیختگی گسل اتفاق می‌افتند. این روش از روش المان محدود یا تفاوت‌های محدود سه بعدی استفاده می‌نماید. به عنوان مثال در محل سد کاسیو[1]، علاوه بر زلزله اصلی، تعداد زیادی پس‌لرزه از زلزله توتوریو – کنزیدو [2]مشاهده شد. اثرات تقویت‌کنندگی محل سد به‌وسیله ثبت مشاهدات به‌دست آمد. بنابراین لرزه اصلی توتوریو با استفاده از روش مرکب شبیه‌سازی گردید. در این مورد شتاب اوج و شکل‌های موج مشاهده شده و شبیه‌سازی شده تقریباً یکسان بودند. به این ترتیب مشخص گردید که پیش‌بینی حرکات شدید زمین با استفاده از روش هیبرید برای تولید حرکات شدید زمین در پی سنگی سد قابل کاربرد می‌باشد. برای تعیین حرکات شدید زمین که به‌وسیله گسل‌های فعال بوجود می‌آیند صحت و دقت روش‌های تحلیلی اصلاح و بازبینی می‌شود. گرچه شناسایی ناحیه گسلی فعال، مراحل گسیختگی و پارامترهای وابسته هنوز نامشخص است. مطالعات موبوط به پیش‌بینی حرکات شدید زمین اساساً در محدودهٔ زمین‌شناسی و زلزله‌شناسی قرار می‌گیرد که در دست تحقیق و مطالعه می‌باشند.

1- Kasyo
2– Tottorio-Kensiedu

۳-۲-۲-۵-ارزیابی مقاومت لرزه‌ای با استفاده از تحلیل دینامیکی

به منظور ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سدهای موجود، زیر کمیته ایمنی لرزه‌ای سدها روش تحلیل تفصیلی برای سدهای وزنی بتنی و سدهای خاکی بلند را ارایه نمود. روش تحلیل دینامیکی سدها و ارزیابی مقاومت لرزه‌ای آن‌ها در مورد دو نوع سد معرفی می‌شود،که ارایه کلیه جزییات آن در اینجا امکان‌پذیر نیست.

۳-۲-۲-۵-۱-روش ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سدهای بتنی

سدهای بتنی موجود معمولا نوسآن‌های آسیب ندیده‌اند که موجب شکستن سد شود. به این ترتیب می‌توان گفت این سدها مقاوم در برابر زلزله هستند. به‌طور کلی، رفتار بدنه سد بتنی وزنی مادامی که ارتعاش زلزله باعث ایجاد ترک در بدنه سد نگردد می‌تواند با استفاده از تحلیل الاسیتک خطی شبیه‌سازی شود. روش‌های تحلیل الاسیتکی متعددی وجود دارد که در این بین می‌توان به تحلیل با استفاده از مدل‌های دو بعدی بدنه سد اشاره نمود، که می‌تواند رفتار کلی سد را در طول مدت زلزله شبیه‌سازی کند. به علاوه شبیه‌سازی دقیق‌تر رفتار بدنه سد در طول مدت زلزله، با انجام یک تحلیل ترکیبی برای کل پی و مدل مخزن با استفاده از روش تحلیل سه بعدی امکان‌پذیر می‌باشد.

برای بررسی مقاومت لرزه‌ای سد در برابر حرکات لرزه‌ای تراز ۲، تحلیل غیر خطی سد به‌طوری‌که مکانیزم شکست آن را نیز به حساب آورد باید صورت گیرد. برای انجام تحلیل غیر خطی لازم است معین شود که آیا ترک در بدنه سد اتفاق می‌افتد یا خیر، یعنی خصوصیات فیزیکی-دینامیکی بتن سد در نظر گرفته شود. این حالت برای ارزیابی نتایج تحلیل خطی حائز اهمیت است.

تعداد زیادی از محققین تحلیل‌های عددی سدهای بتنی وزنی را مورد بررسی قرار داده‌اند. تاگوشی و همکاران[1] (۱۹۹۶) تحلیل دو بعدی سد هیتوکورا[2] را با استفاده از مدل بدنه سد، شبیه‌سازی رفتار آن و بررسی مقاومت زلزله سد انجام دادند. شیورجی ری[3](۱۹۹۸) تحلیل واکنش دو بعدی مدل سد هیتوکورا را با مخزن و پی آن بررسی کرد. در این آنالیز، اثرات فاکتورهای بدنه سد و سنگ پی و مدول ارتجاعی سنگ بررسی شد. علاوه بر تحلیل دو بعدی ذکر شده شیوجیری و همکارانش (۲۰۰۰) تحلیل مدل سه بعدی بدنه سد، سنگ پی و آب مخزن سد هیتوکورا را انجام دادند. با در نظر گرفتن سد به عنوان یک بدنه الاستیک خطی نتایج خوبی از تحلیل سه بعدی به‌دست آمد. آریگا و همکارانش [4](۲۰۰۱) تحلیل‌های سه بعدی و دو بعدی مدل سد توهیرا [5]را با استفاده از ثبت زلزله کوشیرا – اوکی[6] (۱۹۹۳) که در محل سد مشاهده شده بود انجام دادند. در این تحلیل ارزیابی با استفاده از جدا کردن فاکتورهای میرائی به دو نوع میرائی مصالح و میرائی کل صورت گرفت. در نتیجه، این مطالعات فاکتورهای میرائی بزرگ‌تری را در مدل دو بعدی نسبت به شبیه‌سازی سه بعدی سد به‌دست داد. در حال حاضر تحلیل‌های سه بعدی و تحلیل مدل سد، پی و مخزن و تأثیر متقابل آن‌ها به یکدیگر رو به پیشرفت می‌باشد.

1- Taguchi et al.
2- Hitokura
3- Shiojiri et al.
4- Ariga et al.
5- Tohira
6- Kushira-Oki

هنگامی که رفتاربدنه سد وزنی بتنی در محدوده رفتار ارتجاعی خطی قرار نمی‌گیرد، تعیین خصوصیات و رفتار دینامیکی غیر خطی بتن، مقاومت کششی بتن و توسعه ترک‌ها در بتن از مشکلات موجود می‌باشند. ناگویاما [۱] (۱۹۹۹) مطالعاتی را روی مقاومت کششی دینامیکی بتن با استفاده از آزمایش‌های کششی انجام داد. به این ترتیب رابطه‌ای بین مقاومت کششی و سرعت بارگذاری و رابطه‌ای بین مقاومت کششی استاتیکی و مقاومت فشاری پیدا کرد. همچنین لازم بود رابطه ترکیبی تنش- کرنش نرم شونده بتن برای تحلیل مقاومت شکست بدنه سد به‌دست آید. کمیته انرژی و منابع (REB) [۲] (۲۰۰۱) آزمایش شکافتن بتن را با استفاده از تنظیم سرعت بازگشایی ترک‌ها و بزرگ‌ترین اندازه دانه‌های بتن انجام دادند. به این ترتیب مشخص گردید که سرعت توسعه ترک با مقدار انرژی شکست و روابط کرنش نرم شونده[۳] بتن سد رابطه خطی دارد. Ariga و همکارانش (۲۰۰۱) تحلیل‌های غیر خطی بدنه سد و پی را با استفاده از تحلیل‌های سه بعدی انجام دادند. کمیته انرژی و منابع (REB) (۲۰۰۱) توسعه ترک‌های لرزه‌ای مدل سدی با ارتفاع ۱۵۰ متر در طی مدت زلزله را نیز تحلیل نمود. پیشرفت ترک‌های لرزه‌ای بر اساس مفهوم مدل ترک پخش شده [۴]صورت گرفت، به طوری‌که تئوری نرم شوندگی کرنش با روش تحلیل اجزاء محدود مطابقت داشته باشد. در نتیجه آن‌ها پیشنهاد کردند، ایمنی مجاز در برابر ترک‌خوردگی ناشی از زلزله بر اساس پارامتر ماکزیمم شتاب باید شاخصی برای ارزیابی پایداری مقاومت در برابر زلزله سدها باشد. اوماچی (۱۹۹۸) و همکارانش[۵] تحلیل ترک‌خوردگی ناشی از زلزله بدنه سد را تحت تکآن‌های شدید با استفاده از مدل فوق انجام دادند. این تحلیل با استفاده از مدل سدی با ارتفاع ۱۰۰ متر با به حساب آوردن تأثیر متقابل بدنه سد، پی و مخزن صورت گرفت. در این تحلیل معیار شکست دو خطی که بر اساس ترکیب تنشهای اصلی می‌باشد استفاده گردید. از نوع خطی رابطه کرنش نرم‌شونده در این تحلیل استفاده شد، در نتیجه ترک‌ها در امتداد پایه سد و در منطقه‌ای که شیب بدنه سد تغییر می‌کند اتفاق افتاد. نتایج این تحلیل نشان داد که نصب تقویت‌کننده‌های موضعی با میله‌های فولادی و انتخاب شکل مقطع عرضی بدنه سد در افزایش مقاومت زلزله سدها مؤثر می‌باشد.

در روش‌های تحلیلی، تعداد زیادی فاکتور نامعلوم از قبیل انتخاب خصوصیات فیزیکی مواد ساختمانی، سنگ پی و انتخاب شرایط مرزی در این تحلیل‌ها وارد می‌شوند. بنابراین باید هدف تحلیل هنگام انتخاب روش تحلیلی برای سد مشخص شود و اینکه آیا این روش باید ساده یا ترکیبی باشد. در حالت تحلیل غیر خطی و تحلیل ترک‌خوردگی ناشی از زلزله فاکتورهای مجهول متعددی نسبت به حالت خطی وارد می‌شوند. به همین دلیل مطالعه بیشتر این موارد لازم می‌باشد.

۳-۲-۲-۵-۲- روش ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریزه‌ای

تحلیل دینامیکی یک سد سنگریزه‌ای در دو مرحله صورت می‌گیرد: تحلیل تنش اولیه برای شبیه‌سازی تنش‌های اولیه و تغییر شکل سد قبل از آن‌که زلزله‌ای رخ دهد و تحلیل واکنش لرزه‌ای برای به‌دست آوردن تغییر شکل و تنش سد در طول مدت و پس از زلزله. به علت نتایج خوب تحلیل‌های دو بعدی برای شبیه‌سازی سدها در طول مدت زلزله و همچنین مشکلات متعدد تحلیل‌های سه بعدی، مدل دو بعدی عموماً برای تحلیل واکنش زلزله استفاده می‌شود.

1–Nagoyama
2–Resources & Energy Bureau (REB)
3–Concrete Ductile Strain
4– Segregation Crack Model
5– Omachi et al.

بدنه سد سنگریزه‌ای در طول زلزله رفتار غیر خطی شدیدی را از خود نشان می‌دهد به‌طوری‌که مدول برشی الاستیک آن به همان نسبت کرنش برشی کاهش می‌یابد. برای تحلیل واکنش لرزه‌ای، تحلیل واکنش مرکب با استفاده از روش خطی معادل و با به حساب آوردن خواص غیر خطی مواد ساختمانی سد به‌کار می‌رود. با این تحلیل، شرایط تنش بدنه سد در طول مدت زلزله، تغییر شکل و کرنش بدنه سد به‌دست آورده می‌شود. برای حرکات شدید زمین، از قبیل حرکات لرزه‌ای تراز۲، ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سدهای سنگریزه‌ای براساس تغییر شکل بدنه سد پس از زلزله از نقطه نظر کاربرد ذخیره آب ضروری می‌باشد.

یکی از روش‌های تحلیلی که تغییر شکل بدنه سد را ارزیابی می‌نماید روش نیومارک[1] است که از روش تحلیلی ایمنی تغییر شکل دایره‌ای استفاده می‌کند. روش تحلیل تغییر شکل نیز یکی از روش‌هایی است که نشست پاشنه سد و شیب را پس از زلزله ارزیابی می‌نماید. برای سدهایی با مواد هسته یا پی خاص، ارزیابی ایمنی سد در برابر ترک‌هایی که در سرتاسر ناحیه هسته غیر قابل نفوذ یا پی توسعه پیدا می‌کنند ضروری می‌باشد. در مواردی که سد در محلی ساخته شده که ممکن است روانگرایی مواد بدنه سد یا زمین پی رخ دهد، تحلیل تنش مؤثر با به حساب آوردن احتمال روانگرایی صورت گیرد.

زیر کمیته ایمنی لرزه‌ای سدهای سنگریزه‌ای در کمیته سدهای بزرگ ژاپن مطالعاتی روی تحلیل دینامیکی سدهای سنگریزه‌ای انجام داد. در سال ۱۹۸۱بابا و واتانابه [2] گزارشی تحت عنوان" مطالعه روش ارزیابی پایداری در برابر لغزش و روش‌های ارزیابی سدهای سنگریزه‌ای" را ارایه دادند که هنوز در ژاپن استفاده می‌شود. این روش شامل ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سدهای سنگریزه‌ای بر اساس فاکتور ایمنی در برابر لغزش و مقدار تغییر شکل توده خاک می‌باشد. بعد از مطالعه زیر کمیته‌ها و سایر مطالعاتی که صورت پذیرفت ، کوماتو و اومورا [3](۱۹۸۶) ، ایمنی سد را در برابر لغرش و با استفاده از فاکتور ایمنی لغزش مورد بررسی قرار داده‌اند. آن‌ها تحلیل دینامیکی را برای سد ماکیو [4]با استفاده از شکل موجی پس لرزه‌های برگرفته از زلزله ناگانو – کن [5](۱۹۸۴) انجام دادند. این تحلیل با استفاده از فاکتور ایمنی لغزش ذکر شده فوق صورت گرفت. یوسکی دا و ایواشیتا [6](۱۹۹۷) تحلیل دینامیکی سد مینوما [7]را که زلزله کوبه (۱۹۹۵) را تجربه کرده بود با استفاده از رکوردهای شکل موج مشاهده شده انجام دادند. با استفاده از این تحلیل واکنش بدنه سد در خلال زلزله و همچنین ایمنی بدنه سد با استفاده از فاکتور ایمنی در مقابل لغزش مورد بررسی و تأیید قرار گرفت. توکی – کیاشیموتو و همکاران[8] (۱۹۹۷) تحلیل دینامیکی بدنه سد را در محل ساخت نیروگاه انجام دادند. آن‌ها حرکات شدید زمین را با به‌کارگیری مدل گسل برای گسل یاناگاس[9] در مجاورت محل ساخت سد بوجود آوردند. سپس با بررسیهای خود مقاومت بدنه سد را در برابر زلزله تأیید نمودند. نظر به مقاومت سدهای سنگریزه‌ای در برابر حرکات لرزه‌ای تراز ۲، مقدار تغییر شکل و جابه‌جای بدنه سد بر ذخیره آب سد تأثیری نمی‌گذارد. دو روش برای به‌دست آوردن میزان تغییر شکل وجود دارد. روش اول ارزیابی میزان تغییر

1- Newmark Method
2- Baba & Watanabe
3- Qomoto & Uemura
4- Makio
5- Nagano-Ken
6- Yoskida & Iwashita
7- Minoma
8-Toki – Kiashimoto et al.
9- Yanagase

شکل باقیمانده براساس مدل لغزش دایره‌ای شکل است. روش دوم، ارزیابی ایمنی میزان تغییر شکل باقیمانده محور سد و بدنه سد با استفاده از تحلیل عددی می‌باشد.

یک روش تحلیلی برای به‌دست آوردن تغییر شکل دایره‌ای شکل، روش بابا و واتانابه (۱۹۸۱) و روش ترکیبی نیومارک می‌باشد. ساتو و همکارانش [1] (۲۰۰۱) تحلیل تغییر شکل در خلال زمین لرزه را با استفاده از روش نیومارک انجام دادند که در آن کرنش نرم‌شونده و مشخصات و اندازه دانه‌ها مورد آزمایش و محاسبه قرار گرفت. همچنین اثر فاکتورهای مختلف را بر میزان تغییر شکل لغزشی مورد بررسی قرار دادند. به این ترتیب تغییر شکل باقیمانده پاشنه سد و شیب سد سنگریزه‌ای با ارتفاع ۱۰۰ متر بر اساس روش آسیب تجمعی و نتایج آزمایش‌های سه محوره مورد ارزیابی قرار گرفت. تسوگویی و ایواشیتا [2](۲۰۰۱) خسارت زلزله و روش‌های تعیین تغییر شکل بر اساس نتایج روش مدل گریز از مرکز بزرگ مقیاس و تحلیل تنش مؤثر الاستوپلاستیک دینامیکی را مورد بررسی و ارزیابی قرار دادند. هر کدام از روش‌های تحلیلی ذکر شده فوق خصوصیات و مشخصات مخصوص به خود را دارا هستند. بنابراین لازم است که روشی مناسب برای تحلیل سد و انتخاب مواد ساخت سد انتخاب شود. علاوه بر آن ، از نقطه نظر وظیفه ذخیره آب سد پس از زلزله لازم است میزان تغییر شکل مجاز بدنه سد به‌دست آورده شود.

۳-۲-۲-۵-۳- ارزیابی لرزه ای سازه های وابسته

عملکرد لرزه‌ای سازه های وابسته در حال حاضر با استفاده از نتایج عددی حاصله از تحلیل‌های دینامیکی خطی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. نتایج تحلیل‌های خطی یک تخمین قانع‌کننده از رفتار دینامیکی با شدت کم یا ملایم مربوط به حرکت‌های لرزه‌ای زمین‌لرزه مبنای بهره‌برداری(OBE) به‌دست می‌دهد که برای این پاسخ ها تغییر شکل های حاصل از سد در محدوده ارتجاعی خطی قرار دارند. در این حالت ارزیابی بر پایه کنترل‌های ساده تنش که در آن‌ها تنش های الاستیک محاسبه شده با مقاومت ویژه بتن مورد مقایسه قرار می گیرند انجام می پذیرد. تحت حرکت های زمینی حداکثر زمین‌لرزه باورپذیر (MCE)، امکان تجاوز تنش های محاسبه شده از مقادیر مجاز وجود دارد و بنابر این خسارت قابل توجهی به وقوع می پیوندد. در این چنین شرایط حدی سازه های وابسته باید قادر به نگهداری آب ذخیره شده بدون شکست باشند اما میزان واقعی خسارت فقط با تحلیل غیر خطی که مکانیزم‌های رفتار غیر خطی از قبیل باز شوهای گرهی، ترک کششی و گسیختگی پی را لحاظ می‌نماید قابل تخمین است. با وجود این در حال حاضر انجام دادن یک تحلیل کامل غیرخطی امکان‌پذیر نیست و استفاده از آنالیز خطی به عنوان ابزار اولیه برای ارزیابی سازه های وابسته تحت تأثیر زلزله‌های مخرب ادامه دارد. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای برای (MCE) پیچیده‌ترین روش بوده و قبل از اینکه یک بر آورد منطقی از میزان خسارت مورد انتظار انجام شود یا احتمال فرو ریزش تخمین زده شود به قضاوت و تفسیرهای پیچیده نتایج نیاز دارد.

برآورد عملکرد لرزه‌ای سازه های وابسته با استفاده از روش تحلیل طیف– پاسخ مقایسه‌ای از تنش‌های کل تحت تاثیر بار های استاتیکی و دینامیکی با مقاومت مورد انتظار را شامل می‌شود. جهت به‌دست آوردن مقادیر تنش کل، تنش دینامیکی حاصل از روش طیف– پاسخ باید با تنش حاصل از بار استاتیکی ترکیب شود. عمده بارهای استاتیکی مورد اهمیت عبارتند از: وزن سازه،فشارهای هیدرواستاتیکی و تغییرات حرارتی مورد انتظار در طول مدت شرایط بهره‌برداری نرمال.

1– Sato et al.

2– Tsuguni & Iwashita

برای ترکیب تنش‌های استاتیکی و دینامیکی جهت حصول ماکزیمم تنش کششی و فشاری کل باید علامت مثبت یا منفی تنش‌های دینامیکی منظور شود. ترکیب تنش‌های استاتیکی و دینامیکی موقعی به صورت مناسب انجام می‌شود که مجموع تنش‌های استاتیکی و مجموع تنش‌های دینامیکی هم جهت باشند. این موضوع برای هر سه تنش غیراصلی در هر نقطه بر روی سطح سازه صحیح می‌باشد. اما عموماً برای تنش‌های اصلی صحیح نمی‌باشد. به این مفهوم که محاسبه تنش‌های اصلی از یک تحلیل طیف پاسخ امکان پذیر نمی باشد.

سازه های وابسته به سد مانند ساختمآن‌ها، تاسیسات و برج‌های آب‌گیر بر اساس روش ضریب لرزه‌ای طراحی می‌شوند. به علاوه آزمایش مقاومت بدنه سد در برابر زلزله ضروری است. همچنین عملکرد زمین لرزه و مقاومت در برابر زلزله، سازه‌های وابسته و سازه های موجود به منظور ارزیابی ایمنی عملکرد سدها باید مورد بررسی قرار گیرد. سدهای خاکی در این بررسی‌ها مدنظر قرار نگرفته است. با وجود آن‌که تعداد زیادی از این سدها در سالهای پیش در ژاپن ساخته شده است. به طور تقریبی ۷۰۰ سد خاکی با ارتفاع ۱۵ متر و بیشتر قبل از احتساب ضریب لرزه‌ای در طراحی سدها در سال ۱۹۳۰ ساخته شد. هیچ‌گونه اطلاعاتی از نحوه ساخت، مواد مورد استفاده و شرایط زمین پی در این سدها موجود نیست. به همین دلیل لازم است مقاومت را در مقابل زمین لرزه از نقطه نظر رفتار دینامیکی مواد بدنه سد که چگالی کمی داشته و امکان روانگرایی بدنه سد و پی آن‌ها وجود دارد، مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد.

همانگونه که تشریح شد روش طراحی لرزه‌ای با استفاده از روش ضریب لرزه‌ای در ژاپن استفاده می‌شود که بر اساس آن فاکتورهای ایمنی برای ارزیابی مقاومت در برابر زلزله داده شده است. به این ترتیب لازم است که نه تنها روش ارزیابی مقاومت لرزه‌ای در سدهای موجود بلکه روش طراحی مقاومت در برابر زلزله سدهای جدید نیز به نوعی تغییر کند که روشی نسبتاً مهندسی و قابل کاربرد در آینده به‌دست آید. بنابراین مطالعه روی حرکات لرزه‌ای تراز II، با ایجاد حرکات زمین لرزه بزرگ، روش‌های تحلیل دینامیکی غیر خطی و روش ارزیابی ایمنی سد با کمک تحلیل عددی باید صورت گیرد.

۳-۲-۲-۶- طرح لرزه ای لوله ها

به منظور ایمن سازی تأسیسات آبی انتقال آب در برابر زلزله در راهنمای طراحی و ساخت تأسیسات آبرسانی توسط سازمان آب ژاپن[1] چاپ سال ۱۹۹۸ سه هدف در نظر گرفته می شود:

- برآورد آسیب و خسارات احتمالی در صورت وقوع زلزله و فراهم نمودن امکانات لازم برای پیشگیری
- تأمین آب، امدادرسانی و تعمیرات فوری
- طرح بلند مدت بازسازی و نوسازی

جهت ایمن سازی تأسیسات آبی در برابر زلزله باید قبل از وقوع زلزله برآوردی از نوع و میزان خسارات احتمالی تهیه و برای نقاط ضعف طرح‌های تقویتی تهیه گردد:

- شبکه باید به گونه‌ای باشد که امکان تفکیک شبکه وجود داشته باشد نه تنها جهت کنترل و جداسازی قسمت آسیب دیده بلکه جهت امداد رسانی و تعمیرات فوری

1- Seismic Design & Construction Guideline for Water Supply Facilities – Japan Water Works Association (JWWA)

- درطرح بلند مدت بازسازی و نوسازی استفاده از مصالح مقاوم و مرغوب و نیز انعطاف‌پذیرکه مقاوم در برابر نیروهای دینامیکی باشند استفاده گردد.
- شبکه توزیع به بلوک‌های مستقل تقسیم گردد.
- حداقل از دو مسیر امکان آبرسانی به هر بلوک امکان داشته باشد.
- استفاده از شیرهای خودکار قطع فوری در مسیرهای اصلی الزامی است.
- جهت عیب یابی از سیستم‌های جدید استفاده شود.
- چک لیست‌های کنترل از قبل تهیه گردد.

طراحی لرزه‌ای تأسیسات آبرسانی باید با توجه به دو عامل زیر باشد:

- درجه اهمیت تأسیسات در کل سیستم آبرسانی
- تراز لرزه‌ای

درجه اهمیت تأسیسات در کل سیستم آبرسانی بنابر مسئولیت هر واحد تعیین می‌گردد که به شرح زیر است:

- قسمت‌هایی که در ابتدای خط آبرسانی قرار دارند و آسیب آن‌ها سبب قطع کل سیستم می شود (آبگیر، خط اصلی انتقال)
- قسمت‌هایی که فاقد جایگزین هستند (مخزن زمینی)
- تغذیه کنندهای اصلی سیستم (سد، چاهها)
- قسمت‌هایی که بازسازی آن‌ها در اندک زمان میسر نباشد.

در محاسبات لرزه‌ای از دو شدت زلزله استفاده می شود. یکی شدت تراز یک (L1) که احتمال وقوع آن یک یا دوبار در طول عمر مفید تأسیسات باشد و دیگری تراز دو (L2) که احتمال وقوع آن کمتر ولی شدت آن بیشتر خواهد بود. احتمال وقوع در تراز دو بسیار کم است ولی در صورت وقوع اثرات زیان‌بار آن بسیار قابل توجه خواهد بود. لذا تأسیسات آبرسانی مطابق جدول ۳-۵ با توجه به اهمیت طرح می گردند.

جدول ۳-۵ انتخاب تراز لرزه‌ای

تراز لرزه‌ای		**تراز** L1	**تراز** L2
درجه اهمیت	درجه A	بدون خسارت	بدون خسارت جانی، خسارات جزئی و قابل بهره‌برداری
	درجه B	خسارات جزئی	خسارات جدی ولی کل سیستم قابلیت بهره‌برداری را از دست نمی‌دهد.

خطوط لوله آبرسانی و شبکه‌هاب توزیع آب به هنگام زلزله تابع رفتار خاک ساختگاه می‌باشند لذا در طراحی لرزه‌ای باید تأثیرات زلزله بر موارد زیر در نظر گرفته شود:

- 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

در محاسبات طراحی لرزه‌ای سه روش به شرح زیر وجود دارد که با توجه به مشخصات کلی سازه و وضعیت ساختگاه یکی از آن‌ها انتخاب می‌شود:

- روش شدت لرزه‌ای[1]
- روش پاسخ جابه‌جایی[2]
- روش آنالیز دینامیکی [3]

برای لوله‌های مدفون آبرسانی، لوله‌های پیوسته، لوله‌های اتصال‌دار روش پاسخ جابه‌جایی به‌کار می‌رود. نیروها و تنش‌ها در مقاطع مختلف بر اساس تغییر مکان و یا تغییر شکل زمین محاسبه می شود.

در طراحی خطوط لوله و شبکه‌های آبرسانی با توجه به درجه اهمیت باید مطالعات ژئوتکنیک در محل انجام شود. بررسیهای ژئوتکنیکی شامل کلیه مطالعات توپوگرافی، زمین شناسی و خاکشناسی است. پدیده‌های لغزش و روانگرایی و اثرات آن باید به شرح زیر کنترل گردد:

- روانگرایی خاک و گسترش جانبی
- لغزش و حرکات جابه‌جایی زمین
- روانگرایی و کاهش نیروهای عکس‌العمل و اصطکاکی خاک
- روانگرایی و شناوری

ایمنی لوله‌های انتقال و توزیع آب در مقابل زلزله به میزان مقاومت و انعطاف‌پذیری آن‌ها بستگی دارد. برای زلزله‌های تراز ۱ یا تراز ۲ تنشهای وارده بر لوله باید از تنش مجاز مواد تشکیل دهنده لوله تجاوز نکند و در لوله‌های دارای اتصال، ظرفیت بازشدگی اتصال از ظرفیت بازشدگی حداکثر تجاوز نکند. برای کنترل ایمنی در برابر تراز ۱ زلزله تنش مصالح لوله تحت بارهای زنده باید کمتر از تنش تسلیم مصالح لوله باشد.

تنش و یا کرنش در لوله‌های مدفون آب در هنگام زلزله بر اساس روش پاسخ جابه‌جایی به صورت زیر محاسبه می گردد. در صورتی ایمنی در برابر زلزله کنترل میشود که این تنش یا کرنش (تغییر شکل نسبی) از حدود مجاز لوله بیشتر نگردد و نظر به اینکه ضریب اطمینان موقع زلزله یک فرض می شود، تنش مجاز همان تنش تسلیم مصالح لوله است و کرنش برابر با تنش تسلیم خواهد بود.

۳-۲-۳- آئین نامه های طرح لرزه ای سازه های آبی سوئیس

تهیه دستورالعمل ارزیابی رفتار لرزه ای سدها به‌وسیله اداره فدرال آب و زمین شناسی کشور سوئیس که مسئولیت نظارت بر ایمنی سدها را بعهده دارد، انجام پذیرفته است. هدف اصلی، حفاظت از جمعیت پائین دست سدها درمقابل خطرات جانی و نیز حفاظت از آنان در مقابل خسارات مالی و اقتصادی مستقیم و غیر مستقیم می باشد. در اثر زلزله‌ای که آن را زلزله ارزیابی ایمنی یا

1 - Seismic intensity method
2 - Response displacement method
3 - Dynamic analysis method

همان زلزله طراحی می نامیم، نباید تخلیه کنترل نشده آب مخزن سد و نیز خسارت بزرگی که پایداری کلی سد را در معرض خطر قرار دهد روی دهد.

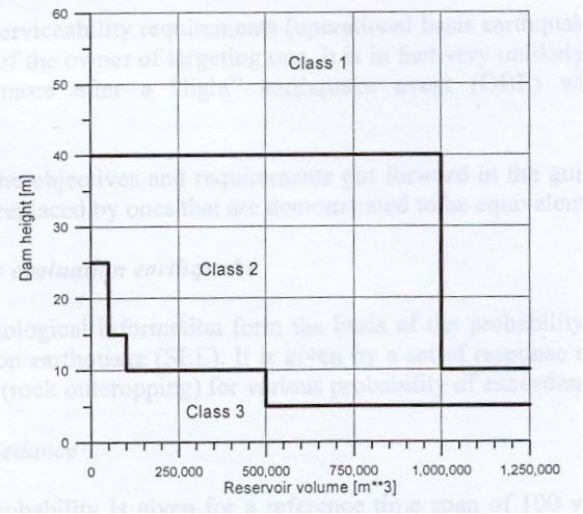
در این حالت ریسک به‌صورت تابعی از احتمال وقوع زمین لرزه ای بزرگ‌تر از زمین لرزه مربوط به برآورد ایمنی و عواقب ناشی از شکست سد تعریف می شود. زمین لرزه برآورد ایمنی به عنوان پایه‌ای برای این برآورد استفاده می گردد. لازم است تا در صورت وقوع چنین زمین لرزه ای، هیچ‌گونه تخلیه کنترل نشده ای از مخزن صورت نگیرد و سازه های جنبی و اجزاء آن‌ها مثل تخلیه کننده‌ها دچار مشکل بهره برداری نشوند و یا بتوانند بسرعت عمل نمایند.

برپایه ریسک زلزله، افزایش احتمال وقوع زمین لرزه برای سدهایی که عواقب شکست آن‌ها کمتر است قابل قبول می باشد. از طرف دیگر کاهش احتمال وقوع برای سدهایی که عواقب شکست آن‌ها بیشتر باشد، قابل قبول خواهد بود. بنابراین عواقب شکست سد مبنای سیستم طبقه بندی سدها را تشکیل می دهد که در جدول شماره ۳-۶ آمده است.

جدول ۳-۶ طبقه بندی سدها از لحاظ خطر پذیری و خسارت در زلزله

احتمال وقوع زمین لرزه	درجه بندی کیفی پیامد شکست سد		
	کم	متوسط	زیاد
کم	لازم	غیرقابل قبول	غیرقابل قبول
خیلی کم	قابل قبول	لازم	غیرقابل قبول
فوق العاده کم	قابل قبول	قابل قبول	لازم

برای سدهایی که عواقب شکست آن‌ها کمتر است، مدل سازی با عدم قطعیت های بزرگ‌تر مجاز بوده و برای سدهایی که پیامدهای شکست آن‌ها بیشتر است مدل سازی های دقیق تر لازم می باشد. در نبود اطلاعات دقیق و جامع در خصوص عواقب شکست سد، ترکیبی از ارتفاع سد و حجم مخزن (شکل ۳-۲) برای رده بندی سدها مورد استفاده قرار می گیرد.



شکل ۳-۲ رده بندی سدها

سدهایی که ذخیره آب در آن‌ها به‌صورت اتفاقی روی می دهد مثل سدهایی که برای حفاظت در برابر سیل ساخته می شوند، فارغ از ارتفاع و حجم مخزن در رده کم طبقه بندی می شوند. بر اساس این روش، خساراتی که منجر به تخلیه کنترل نشده آب یا از کار افتادن عملکرد ایمن سازه های وابسته و اجزاء آن نگردند، قابل قبول می باشند. همچنین نباید هیچ‌گونه مشکل خدمت پذیری[1] در زلزله وجود داشته باشد. در واقع سد پس از یک زلزله خفیف باید بتواند شرایط زلزله ارزیابی ایمنی را برآورده سازد.

زلزله ارزیابی ایمنی بر پایه یک روش احتمالی و براساس اطلاعات لرزه شناسی موجود تعریف می گردد. اطلاعات موجود و لرزه شناسی معمولا" به‌صورت مجموعه ای از طیف های پاسخ و شتاب های موثر بیشینه برای احتمالهای وقوع مختلف با دوره های بازگشت متفاوت ارایه می گردد. احتمال وقوع زلزله های بزرگ‌تر برای بازه زمانی مرجع۱۰۰ ساله در جدول ۳-۷ برای دوره های بازگشت ارایه شده است.

جدول ۳-۷ زلزله ارزیابی ایمنی

رده بندی سد	دوره بازگشت مرجع	احتمال وقوع زلزله	دوره بازگشت
عواقب شکست زیاد	۱۰۰ سال	٪۱	۱۰,۰۰۰ سال
عواقب شکست متوسط	۱۰۰ سال	٪۲	۵,۰۰۰ سال
عواقب شکست کم	۱۰۰ سال	٪۱۰	۱,۰۰۰ سال

شتاب بیشینه معمولا" از روی نقشه های شدت زلزله و با استفاده از روابط مناسب شدت – شتاب به‌دست می آید. مولفه قائم شتاب زلزله معمولا" برابر $\frac{۲}{۳}$ مولفه افقی آن در نظر گرفته می شود. طیف پاسخ همان طیف آیین نامه یوروکد ۸ [2]می‌باشد که بر هر دو جهت افقی و قائم اثر می‌کند.

در تحلیل های زمانی رکوردهای مقیاس شده مناسب و یا رکوردهای مصنوعی مورد استفاده قرار می گیرند که باید با طیف های پاسخ مربوط سازگار باشند. هنگامیکه یک تحلیل زمانی انجام می گیرد حداقل ۳ تاریخچه زمانی مستقل آماری باید در نظر گرفته شود، که مدت زمان حرکت قوی می تواند در دو تا از آن‌ها $\pm$ ۵ ثانیه متفاوت باشد. هر مجموعه شامل ۳ مولفه یعنی ۲ افقی و یک قائم در تحلیل سه بعدی و دو مولفه در تحلیل دو بعدی یعنی یک مولفه افقی و یک مولفه قائم است.

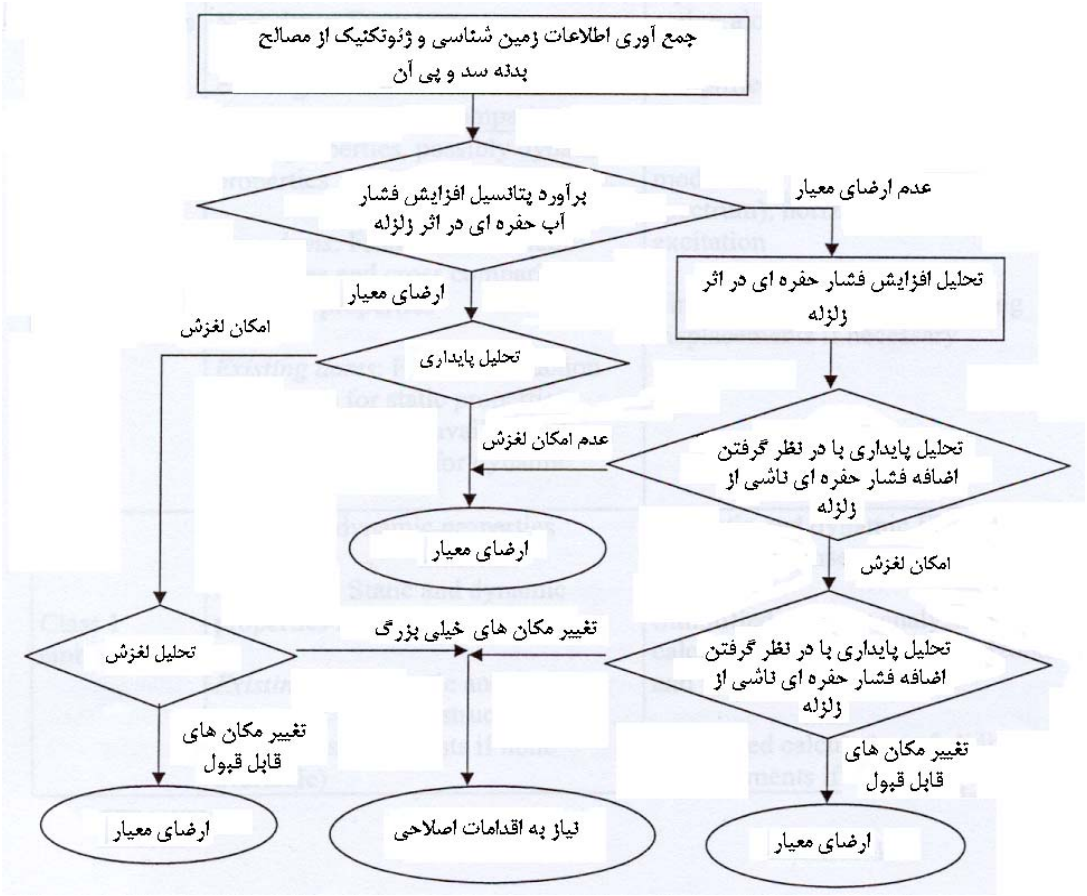
۳-۲-۳-۱-سدهای خاکی

روش تحلیل مناسب برای سدهای خاکی رده دوم و سوم در شکل شماره ۳-۳ آمده است. بررسیهای بیشتری برای سدهای رده ۱ ، بویژه در رابطه با مصالح سد خاکی لازم می باشد.

این ارزیابی بر یک تحلیل دو مرحله ای استوار است. ابتدا پایداری هریک از قسمت‌های سد برآورد می گردد. در صورتی که پایداری تأمین نشده و لغزش امکان پذیر باشد، در مرحله دوم، تحلیل لغزش انجام می گردد. این تحلیل باید نشان دهد که حدود

1- Serviceability
2 - Eurocode 8

تغییر مکان های شاخص ارضاء و پایداری کل سد تأمین شده است. همچنین این تحلیل باید نشان دهد که ارتفاع آزاد همچنین کافی بوده و هیچ گونه روگذری اتفاق نمی افتد و هسته سد و لایه های زهکش قادر به انجام اهداف مورد نظر آن‌ها می باشند. اطلاعات مورد نیاز برای مدلسازی بستگی به رده سد داشته و مطابق جدول ۳-۸ می باشد.



شکل ۳-۳ روش تحلیل برای سدهای خاکی رده ۲ و ۳

۳-۲-۳-۲-سدهای بتنی و بنایی

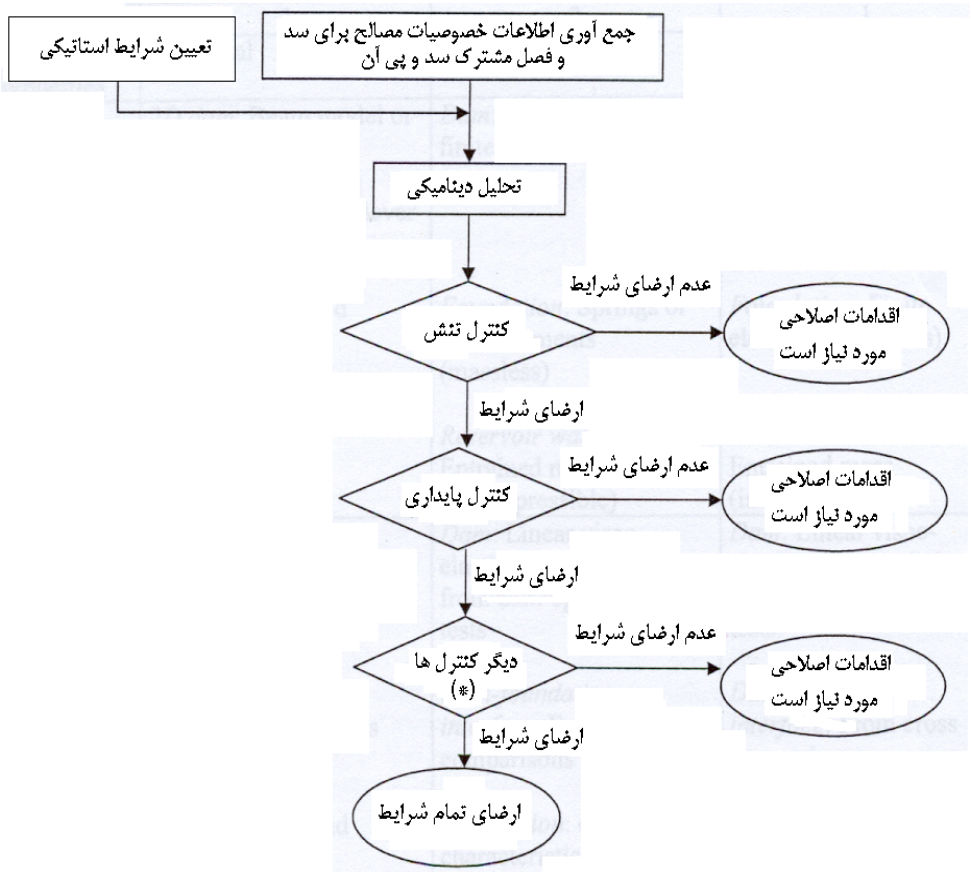
در این نوع سدها ارزیابی تنش و پایداری باید برای سازه های جانبی و اجزاء آن‌ها، پی سد و شیب های مشرف به مخزن انجام گردد. نمودار این ارزیابی در شکل شماره ۳-۴ برای سدهای بتنی رده ۲ و ۳ نشان داده شده است. بررسیهای اضافی برای سدهای رده ۱ لازم می باشد.

در تحلیل تنش، نتیجه تنش های به‌دست آمده از ترکیب بارهای استاتیکی و دینامیکی با مقاومت مصالح موجود مقایسه می گردد. در صورتی که تنش ها بالاتر از مقادیر مجاز باشند باید بتوان نشان داد که بازتوزیع تنش روی می دهد و هیچ‌گونه ناپایداری موضعی بوجود نخواهد آمد. پایداری کلی سازه نظیر لغزش و واژگونی در تحلیل پایداری مورد بررسی قرار می گیرد.

داده‌های مورد نیاز برای مدلسازی، مثل آنچه در خصوص سدهای خاکی گفته شد، تابعی از رده سد می باشد و در جدول ۳-۹ آورده شده است.

جدول ۳-۸ الزامات مدلسازی سدهای خاکی

	مشخصات مصالح و روش های بررسی	مدلسازی و روش های محاسبه
سدهای خاکی از رده سوم	خواص استاتیکی سدهای جدید : از آزمایش‌ها به‌دست می آید. سدهای موجود : با استفاده از مدارک موجود یا مقایسه های متقاطع.	تحلیل پایداری ساده شده با استفاده از بار زلزله معادل فقط در جهت افقی . محاسبه ساده شده لغزش. محاسبه تغییر مکان‌ها در صورت لزوم.
سدهای خاکی از رده دوم	خواص استاتیکی و احتمالا " خواص دینامیکی سدهای جدید : خواص استاتیکی با استفاده از آزمایش‌ها و خواص دینامیکی با مقایسه های متقاطع. سدهای موجود : خواص استاتیکی با استفاده از مدارک موجود و خصوصیات دینامیکی با استفاده از مقایسه های متقاطع.	تحلیل پایداری ساده شده مبتنی بر آنالیز مودال (یک مود، طیف پاسخ)، مولفه زلزله افقی و قائم. محاسبه ساده شده جابه‌جایی های لغزشی در صورت لزوم.
سدهای خاکی از رده اول	خواص استاتیکی و دینامیکی سدهای جدید : خواص استاتیکی و دینامیکی با استفاده از آزمایش‌ها به‌دست می آیند. سدهای موجود : خواص استاتیکی و دینامیکی با استفاده از مدارک ساختمانی و در صورتی که مدارک در دسترس نباشد، باید با استفاده از آزمایش‌ها این خواص به‌دست آید.	پاسخ سد با استفاده از تحلیل اجزای محدود دوبعدی استاتیکی و دینامیکی به‌دست می آید. تحلیل ساده شده پایداری مبتنی بر پاسخ محاسبه شده سد (تحت تأثیر شتاب های افقی و قائم) درصورت لزوم محاسبه ساده شده تغییر مکان‌های لغزشی



* اجزاء و سازه‌های وابسته، کناره‌های مخزن و پی

شکل ۳-۴ روش تحلیل برای سدهای خاکی رده ۲ و ۳

جدول ۳-۹ الزامات مدل سازی سدهای بتنی و سدهای بنایی

رده سد	۱	۲	۳
خواص دینامیکی	مدل سازی	مدل سازی	مدل سازی
مدل سازی	دو بعدی : مدل تیر یا روش تحلیلی سه بعدی: روش قوس – طره یا روش اجزاء محدود پی : صلب آب مخزن: جرم افزوده تراکم ناپذیر	سد: روش قوس– طره یا روش اجزاء محدود پی : بستر ارتجاعی یا تحلیل اجزاء محدود (بدون جرم) آب مخزن: جرم افزوده (تراکم ناپذیر)	سد : روش اجزا,محدود پی : تحلیل اجزاء محدود (بدون جرم) آب مخزن: جرم افزوده (تراکم ناپذیر)
مصالح	سد : ویسکو–الاستیک خطی که خصوصیات آن از راه مقایسه های متقاطع بدست می آید. فصل مشترک سد و پی: خواص این فصل مشترک از راه مقایسه های متقاطع بدست می‌آید.. پی : صلب	سد: و یسکو–الاستیک خطی، مشخصات از آزمایش‌ها استاتیکی خاص بدست می آید. فصل مشترک پی و سد : از مقایسه های متقاطع پی : الاستیک، مشخصات آن از مقایسه های متقاطع بدست می‌آید.	سد، ویسکو – الاستیک خطی، مشخصات از آزمایش‌های استاتیکی خاص بدست می آید. فصل مشترک پی و سد: از مقایسه های متقاطع پی: الاستیک، مشخصات آن از مقایسه های متقاطع بدست می‌آید.
روش‌های تحلیل	شبه استاتیک یا مودال، (یک مود، طیف پاسخ)	تحلیل مودال (چند مود، طیف پاسخ)	تحلیل تاریخچه زمانی
ارزیابی های لازم	تنش ها پایداری سد یکپارچگی پی سازه های جانبی و اجزاء کناره های مخزن	تنش ها پایداری سد یکپارچگی پی سازه های جانبی و اجزاء کناره های مخزن	تنش ها پایداری سد یکپارچگی پی سازه های جانبی و اجزاء کناره های مخزن

۳-۲-۴- آئین نامه های طرح لرزه ای سازه های آبی چین

این آیین‌نامه به منظور ارایه طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های آبی به منظور کاهش و پیشگیری از آسیب‌های زمین‌لرزه و فجایع ثانویه تهیه شده است. این آیین‌نامه عمدتاً برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی درجه ۱، ۲ و ۳ با شدت لرزه‌ای VI تا IX قابل کاربرد است، مانند سدهای خاکی ـ سنگی، بتن غلتکی، سدهای بتنی وزنی ، سدهای بتنی قوسی، مجاری در نواحی دشت، سرریزها، سازه‌های زیرزمینی، برج‌های آبگیر، نیروگاه‌ها و غیره. هنگامی که شدت لرزه‌ای طراحی VI است، طراحی لرزه‌ای، ضرورتی ندارد، اما برای سازه‌های آبی درجه ۱، معیارهای لرزه‌ای مناسبی را باید در تطابق با این آیین‌نامه در نظر گرفت. برای سازه‌های آبی با شدت لرزه‌ای طراحی بالاتر از IX یا برای سازه‌های ذخیره آب با ارتفاع بیش از ۲۵۰ متر، ایمنی لرزه‌ای باید به‌طور ویژه مطالعه شود و پس از بررسی و تأیید، به تصویب کارفرمای مربوط برسد. سازه‌های آبی طراحی شده بر پایهٔ این آیین‌نامه در برابر زمین‌لرزه‌های با شدت

طراحی لرزه‌ای، مقاوم خواهند بود. در صورت خسارت محلی حاصل از زمین‌لرزه، پس از ترمیم مرسوم، سازه هنوز عملکرد عادی خود را خواهد داشت.

شدت لرزه‌ای یا شتاب اوج پی سنگ در محل یک سازهٔ آبی، باید در تطابق با موارد زیر و بر اساس مقیاس پروژه و شرایط ناحیه لرزه‌ای و زمین‌شناختی تعیین شود:

- به طور معمول، شدت پایه قید شده در "نقشهٔ پهنه‌بندی شدت لرزه‌ای چین" باید انتخاب شود.
- برای پروژه‌های بزرگ مقیاس، با ارتفاع سد بیش از ۲۰۰ متر یا حجم مخزن بیش از ۱۰ میلیارد مترمکعب در مناطقی با شدت لرزه‌ای پایه بالاتر از VI (و خود VI) و پروژه‌های درجه ۱ بزرگ با سدهای به ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر در مناطقی با شدت لرزه‌ای پایه بیش از VII (و خود VII)، طراحی لرزه‌ای باید بر پایهٔ نتایج پژوهش شتاب اوج سنگ پی انجام شود که از ارزیابی ویژه خطر لرزه‌ای به دست آمده است.

ردهٔ لرزه‌ای سازه‌های آبی باید در تطابق با جدول ۳–۱۰ و بر پایهٔ اهمیت آن‌ها و شدت زلزله پایه مکان ساختگاه تعیین شود.

شدت زلزله طراحی یا مقدار شتاب زمین لرزهٔ طراحی برای انواع گوناگون سازه‌های آبی باید در تطابق با موارد زیر تعیین شود:

- به طور معمول، شدت پایه را باید به عنوان شدت طراحی استفاده کرد.
- برای سازه‌های آبی ردهٔ لرزه‌ای A، شدت طراحی باید یک درجه بالاتر از شدت پایه باشد (به دلیل خطر حاصل از زمین‌لرزهٔ شدید).

جدول ۳–۱۰ رده‌بندی لرزه‌ای برای پروژه‌ها

ردهٔ لرزه‌ای	درجه اهمیت سازه	شدت لرزه‌ای پایه ساختگاه
A	درجهٔ ۱ (ذخیرهٔ آب)	≥۶
B	درجه ۱ (غیر ذخیره آب) درجه ۲ (ذخیره آب)	
C	درجه ۲ (غیر ذخیره آب) درجه ۳	≥۷
D	درجه ۴، درجه ۵	

- برای پروژه‌هایی که براساس مادهٔ فوق تحلیل خطر لرزه‌ای ویژه برای آن‌ها انجام می‌شود، سطح احتمال مقدار شتاب زمین‌لرزهٔ طراحی برای سازهٔ ذخیره آب، باید به عنوان احتمال فزونی[1] در یک دورهٔ مرجع ۱۰۰ ساله (P100) برابر ۰/۰۲ و برای سازه‌های غیر ذخیره آب باید به عنوان احتمال فزونی در دورهٔ مرجع ۵۰ ساله (P50) برابر ۰/۰۵ منظور شود.
- در شرایط خاص دیگر، اگر شدت طراحی، بیش از شدت پایه در نظر گرفته شده باشد، تصویب کارفرمای مربوطه مورد نیاز است.
- در طول دورهٔ کوتاه‌مدت ساخت، ضرورتی به در نظر گرفتن نیروی زلزله نیست. هنگامی که مخزن خالی است، در صورت نیاز به در نظر گرفتن نیروی زلزله، نصف مقدار شتاب زمین‌لرزهٔ طرح را باید در طراحی لرزه‌ای برگزید.

1–Probability of Exceedence

برای مخازن سدهایی با ارتفاع بیش از ۱۰۰ متر و حجم ذخیره بیش از ۵۰۰ میلیون مترمکعب، با احتمال وقوع رویداد زمین لرزه‌های القایی مخزن با شدت بیش از VI، پایش اولیهٔ لرزه‌ای را باید پیش از آبگیری انجام داد. طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی باید با نیازهای زیر انطباق داشته باشد:

- انتخاب یک مکان مناسب برای طراحی پروژه براساس نیازها و شرایط لرزه‌ای.
- از ناپایداری پی و تکیه‌گاه‌های مجاور باید پرهیز کرد.
- انتخاب معیارها و طرح لرزه‌ای قابل قبول از نظر ایمنی و اقتصادی.
- مشخص کردن نیازها و معیارهای لازم در طراحی برای کیفیت ساخت در رابطه با مقاومت زمین‌لرزه.
- سهولت تعمیر سازه‌هایی که در اثر زمین‌لرزه آسیب می‌بینند. سدهای مهم باید دارای سازه‌های تخلیه و تونل و .... بوده تا در صورت نیاز نسبت به تخلیه مخزن اقدام نمود.

هنگامی که شدت زلزله طراحی VIII یا IX است، سازه‌های آبی ردهٔ لرزه‌ای A باید با آزمایش‌های دینامیکی تأیید شده و یک سامانهٔ پایش لرزهٔ نیرومند را باید پیاده کرد و در صورت نیاز، آرایه‌ای از ایستگاه‌های اندازه‌گیری اثر ساختگاه را باید در دورهٔ ساخت تعبیه کرد تا بتوان لرزه‌های نیرومند احتمالی را پایش نمود. سازه‌های آبی ردهٔ لرزه‌ای B نیز باید شرایط گفته شده در بالا را تأمین کنند.

مواد موجود در استانداردهای زیر، بخشی از این آیین نامه را تشکیل می‌دهند و پس از صدور آیین‌نامه، معتبر خواهند بود. از این پس، همهٔ استانداردهای فهرست شده، بازنگری می‌شوند. استفاده‌کنندگان از این آیین‌نامه، باید آخرین نسخهٔ آن‌ها را به کار گیرند.

GBJ11-1989 آیین‌نامه لرزه‌ای ساختمان‌ها

GB50199-1994 استاندارد واحد طراحی برای اطمینان سازه‌های مهندسی آب

DL/T5057-1996 آیین‌نامه طراحی سازه‌های آبی بتنی

SDJ12-1978 رده‌بندی و آیین‌نامه طراحی پروژه‌های حفاظت آب و نیروگاه (در مناطق کوهستانی و تپه ماهوری)

SDJ21-1978 آیین‌نامه طراحی سدهای بتنی وزنی

SD133-1984 آیین‌نامه طراحی مجاری

SD134-1984 آیین‌نامه طراحی تونل‌های آب

SD144-1985 آیین‌نامه طراحی لوله آب‌بر نیروگاه‌ها

SD145-1985 آیین‌نامه طراحی سدهای بتنی قوسی

SDJ217-1987 رده‌بندی و استاندارد طراحی پروژه‌های حفاظت آب و نیروی برقابی (در دشت‌ها و نواحی ساحلی دریا)

SDJ218-1984 آیین‌نامه طراحی سدهای بتنی غلتکی

SD303-1988 آیین‌نامه طراحی آبگیرهای نیروگاه‌ها

SD335-1989 آیین‌نامه طراحی اتاقک‌های نیروگاه

هنگام انجام طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی بر اساس این آیین‌نامه، شرایط مطروحه در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای مربوطه نیز باید تأمین گردد. اگر شرایط لرزه‌ای سازه‌های آبی در استانداردها و آیین‌نامه‌های تخصصی هم تراز با این آیین‌نامه، با آن متفاوت باشد، این آیین‌نامه باید ملاک عمل قرار گیرد. طراحی ویژه سازه‌های مهندسی در زونهای لرزه‌ای به طور معمول شامل کنترل در برابر

نیروی زلزله و نیز معیارهای لرزه‌ای می‌شود. برای ساختگاههای عادی شدت لرزه‌ای با احتمال فزونی برابر ۰/۱۰ در دوره مرجع ۵۰ ساله در نظر گرفته می‌شود. به طور کلی، مقدار شدت زمین‌لرزه در نقشه ناحیه‌بندی شدت لرزه‌ای چین، ۱۹۹۰ نشان داده شده است،اما برای پروژه‌های بزرگ، باید شدت لرزه‌ای را با روش ارزیابی خطر لرزه‌ای خاص ساختگاه تعیین نمود. شدت لرزه‌ای تعیین شده بر اساس شدت پایه به عنوان پایه طراحی لرزه‌ای به کار می‌رود. زمین‌لرزه‌ای که در ناحیه مخزن و مناطق مجاور در اثر آبگیری مخزن یا آزاد شدن مقدار زیادی آب از مخزن ایجاد می‌شود زمین‌لرزه القایی مخزن نام دارد. شتاب اوج تکان زمین که توسط ارزیابی ویژه خطر لرزه‌ای و بر پایه سطح احتمال لرزه‌ای خاص تعیین می شود، یا به طور معمول، شتاب تکان زمین در مقدار اوج، متناظر با شدت طراحی است.

در انتخاب ساختگاه برای یک سازه آبی، باید یک ارزیابی جامع بر پایهٔ اکتشافهای زمین‌شناسی مهندسی و مطالعهٔ ویژه زمین‌شناسی مهندسی بر مبنای فعالیت زمین‌ساختی، پایداری شیب‌ها، شرایط خاک و پی انجام داد. ساختگاهها را می‌توان به سه دسته تقسیم کرد: مناسب، نامناسب و خطرناک (جدول ۳–۱۱). ناحیهٔ ساختگاه را باید در مناطق مناسب و سازهٔ مقاوم لرزه‌ای برگزید و باید از نواحی نامناسب دوری گزید. ساخت و ساز در نواحی خطرناک، بدون ارزیابی کامل مجاز نیست. خاک ساختگاه را پس از خاکبرداری باید براساس سرعت موج برشی لایهٔ خاک به صورت جدول ۳–۱۲ رده‌بندی کرد.

جدول ۳–۱۱ پایداری لرزه ای ساختگاه های مختلف

دسته‌بندی ساختگاه	فعالیت زمین‌ساختی	پایداری شیب	شرایط خاک و پی ساختگاه
ناحیهٔ مناسب	گسل فعال تا طول ۸ کیلومتری پیرامون سد وجود ندارد، هیچ زمین لرزه‌ای با بزرگی ۵ یا بیشتر در ناحیهٔ مخزن رخ نداده است.	تودهٔ سنگ سالم است. شیب‌ها پایدارند.	پایداری لرزه‌ای مناسب است.
ناحیهٔ نامناسب	گسل‌های فعال با طول کمتر از ۱۰ کیلومتر در محل پروژه وجود دارد. گسل‌های فعال با طول بیش از ۱۰ کیلومتر و یا زمین‌لرزه‌هایی با بزرگی بالای ۵ اما کمتر از ۷ رخ داده‌اند و یا اینکه زمین‌لرزه‌های القایی مخزن رخ داده است.	ناپایداری شیبها در ناحیه پروژه و مخزن، اندکی وجود دارد.	پایداری لرزه‌ای ضعیف است.
ناحیهٔ خطرناک	گسل‌های فعال با طول ۱۰ کیلومتر یا بیشتر در ناحیه پروژه وجود دارد. زمین‌لرزه‌های با بزرگی ۷ یا بیشتر رخ داده‌اند و شکستگی لرزه‌ای حاصل از زمین‌لرزه‌ها، در ناحیهٔ مخزن وجود دارد.	ناپایداری شیبها در ناحیه پروژه وجود دارد و ممکن است باعث رمبش و زمین‌لغزش بزرگ مقیاس شود.	خاک پی پایداری خود را از دست خواهد داد

اگر در یک ساختگاه سازه‌های آبی، به دلیل ساختار پیچیدهٔ تودهٔ سنگ و ترکیب نامناسب صفحه‌های ضعیف ساختاری یا بین لایه‌های گل، شرایط پایداری شیب نسبتاً ضعیفی وجود داشته باشد، مکان لغزش‌ها ناپایدار در شرایط عملکرد لرزه‌ای با شدت طراحی را باید یافت و خطر احتمالی را برآورد و راهکارهای بهسازی را ارایه کرد. در طراحی لرزه‌ای پی سازه‌های آبی، نوع، بار و شرایط و عملکرد آب بر سازه‌های بزرگ و نیز زمین‌شناسی مهندسی، شرایط سطح آب زیرزمینی درپی و پشت تکیه‌گاه‌ها باید به طور جامع بررسی شود. پی و شیب تکیه‌گاه‌های سازه‌های ذخیرهٔ آب مانند سد و مجاری، نه تنها از نظر شکست ناشی از ناپایداری و نشت در اثر نیروی زلزله با شدت طراحی، بلکه برای پرهیز از تغییرشکل‌های مخرب حائز اهمیت است.

صفحات ضعیف در پی و تکیه‌گاه‌های سازه‌های آبی، مانند شکستگی‌ها، نواحی خرد شده، صفحه لایه‌بندی گسله شده و به ویـژه میان لایه‌های رس کم‌شیب و سازندهای سنگی رسی باید از نظر وجود، ژرفا، شرایط مـرزی، نـشت، خـواص فیزیکـی و مکـانیکی و شدت لرزه‌ای طراحی سازه بررسی و تأیید شود و از اینکه در شرایط نیروی زلزله با شدت طراحی، ناپایداری و تغییرشکل‌های اضـافی رخ نمی‌دهد، اطمینان حاصل شود و در صورت نیاز، راهکارهای مقاوم‌سازی به کار گرفته شود. برای توجیه ظرفیـت روانگرایـی لایـهٔ خاک پی، پیش‌بینی‌های ارایه شده در "آیین‌نامهٔ بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی پروژه‌های ذخیـره آب و نیروگـاه" بایـد بـه کـار گرفته شود. برای لایه‌های خاکی دارای پتانسیل روانگرایی، راهکارهای لرزه‌ای زیر را می‌توان بر حسب نوع پـروژه و شـرایط خـاص برگزید. ساختگاه‌ها براساس نوع خاک و ضخامت روبار به چهار دسته تقسیم می‌شوند:

- جایگزینی خاک دارای توان روانگرایی با خاک غیر روانگرا
- استفاده از روش‌های مصنوعی تقویت ، تراکم، از جمله شناورسـازی ارتعاشـی [1] و متـراکم‌سـازی ضـربه‌ای و اسـتفاده از خاکریز به عنوان سربار
- قرار دادن پی شمعی که در آن شمع‌ها در لایهٔ خاک روانگرا نفوذ کرده و به لایه‌های خاک غیرروانگرا می‌رسند.
- خاک روانگرا با دیوارهای پیوستهٔ بتنی یا دیگر راهکارها محدود یا مهار شوند.

برای لایه‌های ضعیف رس در پی، راهکارهای لرزه‌ای زیر را باید بر حسب نوع سازه و شرایط خاص برگزید:

- رس ضعیف را از پی برداشته یا جایگزین کرد.
- لایه‌ها را با روش پیش‌بارگذاری مقاوم کرد.
- از سربار و چاه زهکش ماسه‌ای استفاده کرد.
- پی شمعی یا پی مرکب به‌کار برده شود.

جدول ۳-۱۲ رده‌بندی خاک ساختگاه

نوع خاک ساختگاه	سرعت موج برشی در لایه خاک(m/s)	سنگ یا خاک شاخص
سخت	Vsm* >۵۰۰	سنگ و لایه متراکم شن و ماسه
متوسط – سخت	۵۰۰≥ Vsm >۲۵۰	شن و ماسه تا حدی متراکم، ماسه درشت، ماسه متوسط و رس سخت
متوسط – نرم	۲۵۰≥ Vsm >۱۴۰	شن اندکی متراکم، ماسه درشت، ماسه متوسط و رس نرم
نرم	Vsm ≤۱۴۰	سیلت، خاک سیلتی، ماسه سست، خاک مخلوط شده یا دستی
*Vsm میانگین وزنی سرعت موج برشی لایه‌های خاک، بر اساس ضخامت نسبی آن‌هاست. لایه‌های خاک در ۱۵ متـری در زیـر قاعـده پـی قـرار دارنـد و از ضخامت روبار عمیق‌تر نیستند.		

1- Vibro - Floatation

جدول ۳-۱۳دسته‌بندی ساختگاه‌ها

نوع خاک ساختگاه	ضخامت روباره در ساختگاه				
	0	0<dov≤3	3<dov≤9	9<dov≤80	dov>80
سخت	I	———			
متوسط – سخت	———	I		II	
متوسط – نرم	———	I	II		III
نرم	———	I	II	III	IV

برای سازه‌های نگهدارنده آب و بخش‌های اتصالی آن‌ها، سازه‌های زهکشی و فیلتر پی و تکیه‌گاه‌های سازه‌های آبی، راهکارهایی را باید برای پیشگیری از شکست در اثر زمین لرزه در پیش گرفت که باعث افزایش رگاب[1] و جابه‌جایی خاک نشود. برای پی‌های غیریکنواخت با تغییرات زیاد ویژگی‌های ژئوتکنیکی و ضخامت در جهت افقی، راهکارهایی را باید برای جلوگیری از نشست متجانس زیاد، لغزش و نشست موضعی در هنگام زمین‌لرزه منظور کرده و در عین حال، بهبود رفتار سازهٔ در برابر نشست نامتجانس در پی نیز در نظر گرفته شود.

برای سازه‌های آبی درجه ۱ و ۲ از جمله سازه‌های ذخیره (سد خاکی _ سنگی، سد وزنی و ...) با شدت طراحی VIII و IX، پل‌های طره‌ای و دارای دهانه باز یا سازه‌های بتنی آبی بلند، شتاب لرزه‌ای افقی و قائم را باید در نظر گرفت. برای انواع خاص سدهای قوسی (مانند انواع بسیار نامتقارن یا توخالی) و سدهای قوسی درجه ۱ و درجه ۲ دوقوسی با شدت طراحی VIII و IX، اثرات شتاب قائم را باید به طور ویژه مطالعه کرد. به طور معمول، برای طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی _ سنگریزه‌ای و سدهای وزنی بتنی، تنها نیروی افقی زلزله در جهت جریان رودخانه را باید در نظر گرفت. برای بلوک‌های سد وزنی بر روی لغزش‌ها تند کنارهٔ رودخانه، نیروی افقی زلزله عمود بر جهت جریان را نیز باید منظور نمود.

برای سدهای خاکی _ سنگریزه‌ای مهم، نیروی افقی زلزله، عمود بر جهت جریان را باید به طور ویژه مطالعه کرد. برای سدهای بتنی قوسی، نیروی افقی زلزله موازی و نیز عمود بر جهت جریان رودخانه را باید در نظر گرفت. برای پایه مجاری، برج‌های آبگیر، قاب بالایی مجاری و دیگر سازه‌های آبی با صلبیت یکسان در دو جهت محوری اصلی، نیروی افقی زلزله در دو جهت محور اصلی سازه باید در نظر گرفته شود.

هنگامی که اثرات نیروی زلزله در جهت عمود بر یکدیگر، به طور همزمان در نظر گرفته شود، اثر نیروی کلی زلزله را می‌توان به صورت مقدار جذر مجموع مربعات اثرات زلزله در دو جهت در نظر گرفت. هنگامی که هر دو اثر افقی و قائم محاسبه می‌شود، اثر کلی نیروی زلزله را باید به عنوان مجموع اثر نیروی قائم ضربدر ضریب ۰/۵ به اضافه اثر نیروی افقی زلزله در نظر گرفت.

به طور معمول، نیروهای ناشی از زلزله که باید در کنترل لرزه‌ای سازه‌های آبی در نظر گرفته شوند، نیروی اینرسی لرزه‌ای حاصل از وزن مرده سازه و بارهای روی آن، فشار دینامیک لرزه‌ای خاک و فشار هیدرودینامیک ناشی از نیروی زلزله افقی هستند. از فشار هیدرودینامیک لرزه‌ای بر سدهای خاکی – سنگریزه‌ای به جز در سدهای خاکی – سنگریزه‌ای با رویهٔ بتنی می‌توان چشم‌پوشی کرد. فشار موج لرزه‌ای و اثر زلزله بر نشت و فشار بالارونده[2] را باید در نظر گرفت. به طور معمول، از اثر لرزه‌ای بر فشار سیلت می‌توان چشم‌پوشی کرد، اما در محاسبهٔ فشار هیدرودینامیک باید در عمق آب پشت سازه، عمق رسوب سیلتی را منظور و اثر لرزه‌ای بر فشار

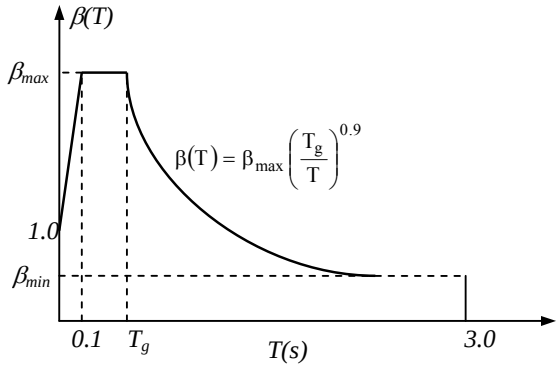
1- Piping
2– Uplift Pressure

سیلت را باید به طور ویژه مطالعه نمود. به جز مقدار شتاب لرزه‌ای افقی طراحی که توسط تحلیل ویژهٔ خطر لرزه‌ای براساس سطح احتمال به دست آمده همهٔ مقادیر در دیگر حالتها، باید براساس شدت طراحی جدول ۳-۱۴ انتخاب شوند. مقدار شتاب لرزه‌ای قائم طراحی را باید $\frac{۲}{۳}$ شتاب لرزه‌ای افقی طراحی در نظر گرفت. طیف پاسخ طراحی را باید براساس نوع ساختگاه و پریود طبیعی T سازه به صورت شکل ۳-۵ برگزید. مقدار بیشینهٔ طیف پاسخ طراحی β_{max} برای سازه‌های مختلف آبی را باید براساس جدول ۳-۱۵ انتخاب کرد.

جدول ۳-۱۴ مقادیر شاخص شتاب لرزه‌ای افقی طراحی

شدت طراحی	VII	VIII	IX
	۰/۱g*	۰/۲g	۰/۴g

*g =9.81 m/s^2



شکل ۳-۱۵ مقدار بیشنیه طراحی Bmax

جدول ۳-۱۵مقدار بیشینه طیف پاسخ طراحی βmax

نوع سازه	سد وزنی	سد قوسی	مجاری، برج آبگیر و دیگر سازه‌های بتنی
βmax	۲/۰۰	۲/۵۰	۲/۲۵

مقدار حد پایین طیف پاسخ طراحی، β_{min} نباید کمتر از ۲۰ درصد مقدار بیشینه طیف پاسخ طراحی باشد. پریود مشخصه برای انواع مختلف ساختگاه را باید براساس جدول ۳-۱۶ برگزید. برای سازه‌هایی با شدت لرزه‌ای طراحی کوچک‌تر از VIII و پریود طبیعی بیش از ۰/۱ ثانیه، پریود مشخصه را باید ۰/۰۵ ثانیه منظور کرد.

جدول ۳-۱۶پریود مشخصهٔ

نوع ساختگاه	I	II	III	IV
پریود مشخصه	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۴۰	۰/۶۵

به طور معمول، سطح آب بالادست در کنترل لرزه‌ای سازه‌های آبی را باید به عنوان سطح نرمال حوضچه در نظر گرفت که برای مخزن در هر سال، ممکن است پایین‌تر از سطح نرمال در هر سال باشد. برای شیب بالادست سد خاکی _ سنگریزه‌ای، تراز آبی را که در بیشتر مواقع رخ خواهد داد و از نظر پایداری لرزه‌ای نامناسب‌ترین وضعیت را دارد باید براساس شرایط بهره‌برداری، در کنترل

لرزه‌ای منظور کرد. در طراحی لرزه‌ای پایداری شیب بالادست یک سدخاکی _ سنگریزه‌ای، در صورت نیاز، نیروی زلزله را باید با تخلیه مخزن ترکیب کرد. در طراحی سدهای قوسی یا مجاری مهم انتقال آب ، برای ترکیبی از نیروی زلزله و تراز نرمال آب مخزن، باید کنترل اضافی نیز در نظر گرفت. شیوهٔ محاسبهٔ نیروی زلزله در کنترل لرزه‌ای سازه‌های آبی مختلف باید همانند آیین‌نامه‌های طراحی مربوط به آن‌ها باشد. برای سدهای وزنی، مجاری و سدهای خاکی _ سنگریزه‌ای، به جز سدهای خاکی در دره‌های باریک یا سد وزنی با درزه‌های انقباض تزریق شده، کنترل لرزه‌ای را باید برحسب پهنای واحد هر سد ، یا یک بلوک از سد انجام داد.

برای محاسبه تاثیر زلزله بر روی سازه‌های آبی باید براساس جدول ۳-۱۷ عمل نمود، مگر در مورد سدهای خاکی- سنگریزه‌ای و مجاری. برای سازه‌های آبی با رده‌های پایداری لرزه‌ای B و C، روش محاسبه را باید براساس ملاحظات مربوطه در فصلها و بخش‌های مرتبط با آن‌ها در این آیین‌نامه برگزید. هنگامی که روش دینامیکی برای محاسبهٔ نیروی زلزله به کار می‌رود، اندرکنش دینامیکی میان سازه و پی را باید در نظر گرفت. برای سازه‌های در تماس با آب، اندرکنش دینامیکی میان سازه و آب باید منظور شود، اما تراکم‌پذیری آب مخزن و ورود غیریکنواخت تکآن‌های زمین را می‌توان در نظر نگرفت. برای سازه‌های بتنی الاستیک خطی، روش طیف پاسخ یا روش تاریخچهٔ زمانی برای تحلیل را می‌توان به کار گرفت. در اینجا، نسبت میرایی باید ۳ تا ۵ درصد برای سد قوسی، ۵ تا ۱۰ درصد برای سد وزنی و ۵ درصد برای دیگر سازه‌ها در نظر گرفته شود. از مدهای درجه بالاتر که اثری بیش از ۵ درصد بر نیروی زلزله ندارند، می‌توان چشم‌پوشی کرد. هنگام استفاده از مدل جرمی متمرکز[1]، تعداد جرمهای متمرکز نباید کمتر از چهار برابر مدهای مورد استفاده در محاسبهٔ اثر نیروی زلزله باشد.

جدول ۳-۱۷ روش محاسبه اثر نیروی زلزله

رده پایداری لرزه‌ای	روش محاسبهٔ اثر نیروی زلزله
A	روش دینامیکی
B,C	روش دینامیکی یا روش شبه‌استاتیکی
D	روش شبه‌استاتیکی یا تأکید بر معیارهای محافظتی لرزه‌ای

هنگام استفاده از روش تاریخچهٔ زمانی برای محاسبهٔ اثر نیروی زلزله، شروط زیر باید برقرار باشد:

- باید دست کم دو شتاب‌نگاشت ثبت شده با شرایط ساختگاهی زمین‌شناسی – لرزه‌ای مشابه و یک شتاب‌نگاشت مصنوعی را از راه برازش طیف پاسخ طراحی برگزید.
- مقدار حداکثر در شتاب نگار لرزه‌ای طراحی را باید بر پایهٔ بند مقادیر پیشنهادی این آیین‌نامه برگزید.
- نتایج به دست آمده از شتاب‌نگارهای لرزه‌ای گوناگون را باید به طور جامع تحلیل کرد تا تأثیر نیروی زلزله مورد استفاده برای کنترل لرزه‌ای در طراحی تعیین شود.

۳-۲-۴-۱-سدهای بتنی

در محاسبهٔ مقاومت لرزه‌ای سازه‌های آبی بتنی، بجز سازه‌های آبی بتن مسلح، مقدار مقاومت دینامیک و مدول دینامیک الاستیسیته را می‌توان نسبت به مقادیر استاندارد استاتیک، ۳ درصد افزایش داد. مقدار مقاومت کششی دینامیکی بتن را می‌توان ۱۰ درصد مقاومت فشاری دینامیکی در نظر گرفت.

1- Concentrated Mass

- در محاسبهٔ پایداری لرزه‌ای سازه‌های آبی بتنی، مقادیر پارامترهای مقاومت برشی دینامیکی را می‌توان به عنوان مقادیر استاتیک در نظر گرفت و هنگامی که روش شبه‌استاتیک برای محاسبه نیروی زلزله به کار می‌رود، باید به عنوان مقادیر میانگین استاتیک در نظر گرفته شوند. ضرایب جزئی خواص دینامیکی مواد در حالتهای گوناگون حدی را می‌توان در عملکرد استاتیک در نظر گرفت.

۳-۲-۴-۱-۱- سدهای وزنی

تحلیل مقاومت و آنالیز پایداری در برابر لغزش جسم سد باید در کنترل لرزه‌ای سد وزنی انجام شود. برای سدهای وزنی، تحلیل دینامیکی و استاتیکی به روش مقاومت مصالح، با منظور نمودن تغییرشکل‌های خمشی و برشی را باید عنوان روش‌های اساسی تحلیل به کار برد. برای سدهای وزنی با دسته‌های لرزه‌ای A یا ساختار پیچیدهٔ پی، تحلیل دینامیکی به روش اجزای محدود را نیز باید انجام داد.

تحلیل پایداری در برابر لغزش سد وزنی باید با فرمول مقاومت گسیختگی برشی انجام شود. اگر میان لایه‌های ضعیف و صفحه‌های ساختاری با شیب کم در سنگ پی سد وجود دارد، توانایی لغزش جسم سد همراه با بخشی از پی سنگ باید کنترل شود. در این موارد، مطالعه ویژه مورد نیاز است. برای سدهای مخزنی دستهٔ لرزه‌ای B، C و شدت لرزه‌ای طراحی کمتر از VIII و ارتفاع سد کمتر از ۷۰ متر، روش شبه استاتیک را می‌توان به کار برد. روش طیف پاسخ برای تحلیل مودال را باید برای روش تحلیل دینامیکی سدهای وزنی برگزید. برای سدهای وزنی بسیار مهم، تحلیل تاریخچه زمانی را باید به کار گرفت.

هنگامی که از روش دینامیکی برای کنترل مقاومت جسم سد و پایداری لغزشی بر روی پی استفاده می‌شود، ضرایب اطمینان برای مقاومت فشاری و کششی را باید به ترتیب ۱/۳۰ و ۱/۷۰در نظر گرفت و برای پایداری در برابر لغزش، باید ۱/۶۵منظور شود. هنگامی که از روش شبه‌استاتیک برای محاسبهٔ نیروی زلزله بر یک سد وزنی استفاده می‌شود، مقادیر اینرسی لرزه‌ای المان‌های مختلف را باید محاسبه کرد.

سد وزنی باید شکلی ساده داشته باشد. تغییر شدید شیب سد مجاز نیست و شکست شیب در نزدیکی تاج سد باید صاف شده و به صورت خط منحنی درآید. تاج سد را نباید به مقدار زیاد به سمت بالادست گسترش داد. برای بخش بالایی جسم سد، وزن را باید کاهش داده و صلبیت را افزایش داد و بتن آن را باید بهبود بخشیده یا به خوبی مسلح نمود. بخش‌های ضعیف پی مانند شکستگی‌ها، زونهای خردشده، میان لایه‌های ضعیف را باید با راهکارهای مهندسی بهبود بخشید و بتن کف را باید به طور مناسب بهبود داد. سازه‌های جانبی روی تاج سد را باید سبک، ساده و یکپارچه ساخت و ارتفاع آن‌ها را باید تا حد ممکن پایین آورد. باید از سازه‌های برج بلند و پل‌های سنگین پرهیز کرد. اتصال پل دسترسی به تاج روگذر سد باید مقاوم شود و صلبیت جانبی پایه‌ها افزایش داده شود. هنگامی که مقاطع یک سد وزنی در امتداد محور سد به طور ناگهانی تغییر می‌کنند یا جایی که شرایط توپوگرافی و زمین‌شناسی در جهت طولی تغییر ناگهانی دارد، درزه‌های انقباض باید وجود داشته باشند و بستن درزه و آب‌بند کردن آن باید با موادی با انعطاف‌پذیری مناسب انجام شود.

۳-۲-۴-۱-۲- سدهای قوسی

مقاومت جسم سد و پایداری تکیه‌گاه‌های قوسی باید برای کنترل لرزه‌ای سد قوسی تحلیل شود. در تحلیل مقاومت یک سد قوسی، تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی را باید به روش بار آزمایشی به عنوان روش اساسی به کار گرفت. برای سدهای قوسی از

نوع لرزه‌ای A یا ساختار پیچیده یا شرایط خاص در پی، تحلیل دینامیکی باید به طور جداگانه با روش اجزای محدود نیز انجام شود. روش دینامیکی یا روش شبه‌استاتیکی باید برای محاسبهٔ نیروی زلزله بر سد قوسی به کار گرفته شود. برای سدهای قوسی از دستهٔ B یا C و شدت لرزه‌ای طراحی کمتر از VIII و سدهای با ارتفاع کمتر یا مساوی ۷۰ متر، روش شبه استاتیکی را باید انتخاب کرد. روش طیف پاسخ برای تحلیل مد را باید به عنوان روش تحلیل دینامیکی در مقابل نیروی زلزله بر سدهای قوسی به کار گرفت. برای سدهای قوسی بسیار مهم، روش تاریخچهٔ زمانی را باید به کار برد.

در تحلیل پایداری تکیه‌گاه‌های سد قوسی، روش تعادل بحرانی جسم صلب را باید به عنوان روش اصلی به‌کار برد و فرمول مقاومت گسیختگی برشی را باید در محاسبات استفاده نمود. برای سد قوسی از نوع A یا شرایط پیچیدهٔ زمین‌شناسی، باید با روش اجزای محدود یا روش‌های دیگر ترکیب شود.

محاسبه لرزه‌ای پایداری برای تکیه‌گاه یک سد قوسی (و نیز تکیه‌گاه سد وزنی) باید براساس معیارهای زیر انجام شود:

- پس از تعیین پتانسیل‌های لغزشی سنگها، بیشترین فشار تکیه‌گاه و جهت آن در حین زمین لرزه باید بر پایهٔ بدترین نتایج حاصل از محاسبه دینامیکی و استاتیکی جسم سد تعیین شود.
- مقدار نیروی اینرسی لرزه‌ای بلوک سنگی با احتمال لغزش باید محاسبه شود. هنگامی که از روش دینامیکی استفاده می‌شود، ضریب میرایی (ζ)، باید ۱/۰ در نظر گرفته شود و فرض می‌شود که مقدار نیروی اینرسی لرزه‌ای بلوک سنگ همزمان با مقدار بیشینهٔ رانش تکیه‌گاه رخ داده است.
- نامناسب‌ترین حالت لغزش وابسته به زمان را باید براساس ویژگی‌های هندسی بلوک سنگی در نظر گرفت.
- اثر تغییرات فشار تراوش در توده سنگ در هنگام زمین‌لرزه را می‌توان نادیده گرفت.

هنگامی که از روش دینامیکی برای کنترل مقاومت جسم سد قوسی استفاده می‌شود، ضرایب اطمینان را می‌توان برابر در نظر گرفت. هنگامی که از روش دینامیکی برای کنترل پایداری توده سنگ هر تکیه‌گاه استفاده می‌شود، ضریب جزئی خواص توده سنگ باید ۱/۰ گرفته شود. پارامتر مقاومت برشی باید به عنوان مقدار میانگین استاتیک فرض شده و ضریب اطمینان متناظر باید ۱/۴۰ درنظر گرفته شود. هنگامی از روش شبه‌استاتیک برای محاسبهٔ نیروی زلزله سد قوسی استفاده می‌شود، نیروهای اینرسی لرزه‌ای افقی المان‌های گوناگون برحلقه‌های قوسی مختلف، در امتداد جهت شعاعی عمل می‌کند و مقدار آن‌ها باید محاسبه شود که در آن ، ضریب توزیع دینامیکی برای تاج سد ۳/۰ و برای پی سد ۱/۰ فرض شود و در امتداد ارتفاع سد، باید براساس درون‌یابی خطی تعیین شده و به طور یکنواخت در امتداد حلقه قوسی توزیع شود. هنگامی که از روش دینامیکی استفاده می‌شود، فشار هیدرودینامیکی ناشی از لرزه را می‌توان با تعریف جرم افزوده شده[1] معادل آن به سد محاسبه کرد.

پیکربندی جسم سد باید به گونه‌ای منطقی انتخاب شود تا جهت رانش تکیه‌گاه قوسی بهبود یافته و زونهای تنش کششی در میانه و بخش بالایی سد و نزدیکی پی، کمینه شود. برای سد دوقوسی، انحراف به سمت بالادست باید کنترل شود و تاج قوسی بالایی باید به طور مناسب به سمت پایین‌دست شیب داده شود. اختلاف زیاد در ماهیت سنگ‌شناسی و ساختار توده سنگ بین دو جناح یا تکیه‌گاه‌های سدهای مناطق کوهستانی مناسب نبوده و باید از آن‌ها پرهیز کرد، تا پایداری لرزه‌ای تکیه‌گاه‌های سد افزایش یابد. بخش‌های ضعیف در پی سنگی باید با روش‌های تزریق، پلاگ بتنی، مهارکردن محلی و نگهداری و .... مقاوم‌سازی گردد.

1- Added Mass

کیفیت ساخت و ساز صفحه‌های اتصالی تکیه‌گاه قوسی سد با تکیه‌گاه سنگی باید به دقت کنترل شده و در صورت نیاز، بدنه سد در آن بخش ضخیم شده، مهار عمیق تعبیه شود و .... به منظور کمینه‌کردن فشار تراوش در توده سنگ، پردهٔ تراوش و زهکشی باید در پی سد و تکیه‌گاه‌ها به طور قابل اطمینان اجرا شود و در جانمایی، تونل تحت فشار در نزدیکی تکیه‌گاه سد قرار داده نشود.

طراحی سازه‌ای درزها در سد، به ویژه پر کردن آن‌ها، کنترل دمای تزریق و طراحی مسیرهای کلیدی، باید به دقت انجام شده، شکل و مصالح آب‌بندی باید برای مقابله با بازشدگی مکرر درزها در زلزله، به دقت بهبود داده شود. در نواحی کششی و بخش‌های محلی با تنش فشاری نسبتاً زیاد در کنار تاج سد در بخش‌های میانی و بالایی سد قوسی، میله‌های مقاوم‌سازی لرزه‌ای باید در جهت قوس و جهت تیرهای طره‌ای قرار داده شود. برخی راهکارها مانند بهبود مقاومت بتن در جسم سد، کاهش وزن روی تاج و افزایش صلبیت آن باید در نظر گرفته شود. سازه‌های جانبی باید سبک، ساده و یکپارچه بر روی تاج سد، انتخاب شود، بخش جدا از سد آن‌ها، باید کمترین مقدار را داشته باشد. سازه‌هایی با انتقال رانش در جهت قوس، باید بین ستون‌های سد روگذر ساخته شوند. بخش‌های اتصال سازه‌ها روی تاج، مانند پل دسترسی و .... باید مقاوم شود تا از سقوط در هنگام زلزله جلوگیری نماید.

۳-۲-۴-۲- سدهای خاکی

برای سدهای خاکی – سنگریزه‌ای، روش شبه استاتیک را باید برای محاسبهٔ پایداری لرزه‌ای انتخاب کرد. برای سدهای خاکی – سنگریزه‌ای بلندتر از ۷۰ متر و شدت لرزه‌ای طراحی VIII یا IX، یا در شرایط وجود احتمال روانگرایی در خاک موجود در پی، تحلیل دینامیکی را نیز اضافه بر آن باید برای سد و پی و با استفاده از روش اجزای محدود انجام داد تا بتوان ارزیابی جامعی از ایمنی لرزه‌ای ارایه کرد.

هنگامی که روش شبه‌استاتیک برای محاسبهٔ پایداری لرزه‌ای یک سد همگن، سدهای با هستهٔ شیبدار ضخیم یا دیوار ضخیم هسته به کار می‌رود، استفاده از تحلیل قوس دایره‌ای سوئدی توصیه می‌شود. برای سدهای خاکی – سنگریزه‌ای درجه ۱ و درجه ۲ و سدهای خاکی – سنگریزه‌ای بالاتر از ۷۰ متر، روش ساده شدهٔ بیشاپ را نیز باید به کار برد. برای پی‌های با لایهٔ ضعیف نازک رس و سدهایی با هستهٔ شیبدار نازک یا دیوارهٔ نازک هسته، روش لغزش گوه‌ای را می‌توان به کار برد.

برای سدهای درجه ۱ و درجه ۲، مقاومت برشی دینامیکی تودهٔ خاک را باید از طریق آزمایش‌های دینامیکی تعیین کرد. اگر مقاومت دینامیکی به دست آمده از آزمایش‌های دینامیکی بالاتر از مقاومت استاتیکی متناظر باشد، مقاومت استاتیک را باید در نظر گرفت. اگر هیچ اطلاعاتی از آزمایش‌های دینامیکی برای خاک‌های غیرروانگرا وجود نداشته باشد (برای مثال خاک چسبنده و ماسه و شن متراکم و ....)، ضرایب مقاومت برشی مؤثر استاتیک را باید در نظر گرفت، که در آن، برای خاک‌های درشت‌دانه بدون چسبندگی، مانند سنگریزه، شن و ماسه، ضریب مقاومت برشی استاتیک غیرخطی را باید در نظر گرفت که در تابع لگاریتمی یا تابع نمایی بیان می‌شود. برای سدهای خاکی _ سنگریزه‌ای در زونهای لرزه‌خیز، محور مستقیم یا محور خمیدهٔ بالادست را باید انتخاب کرد و از جانمایی‌های دیگر نباید استفاده نمود. هنگامی که شدت لرزه‌ای VIII یا IX است، سد خاکی توصیه می‌شود و دیوارهٔ صلب هسته را نباید به عنوان هستهٔ ناتراوا به کار گرفت. هنگامی که یک سد همگن انتخاب می‌شود، سیستم زهکشی درونی باید منظور شود.

ارتفاع موج حاصل از زمین‌لرزه باید در تعیین ارتفاع آزاد سد خاکی - سنگریزه‌ای در یک زون لرزه‌خیز منظور شود. این را باید ۰/۵ تا ۱/۵ متر بر پایهٔ شدت زلزله طراحی و عمق آب پشت سد در نظر گرفت. موج حاصل از شکست و زمین لغزش که احتمالاً در اثر زمین‌لرزه رخ می‌دهد را باید به طور ویژه مطالعه کرد. هنگامی که شدت لرزه‌ای طراحی VIII یا IX باشد، نشست اضافی سد و پی

در اثر نیروی زلزله را باید در ارتفاع آزاد منظور کرد. هنگامی که شدت لرزه‌ای طراحی VIII یا IX باشد، تاج پهن سد و مقطع سد با شیب کم بالادست و شیب زیاد پایین‌دست در نظر گرفته می‌شود. شیب سد را می‌توان با قطعات بزرگ سنگ مقاوم کرده و یا تودهٔ خاک را مسلح نمود.

هستهٔ ناتراوای سد خاکی – سنگریزه‌ای بویژه در تاج سد، بخش‌های اتصال سد با تکیه‌گاه‌ها و یا توده‌های صلب مانند سازه بتنی که در آن هنگام زلزله ترک ایجاد می‌شود را باید مقاوم کرد. در سمت بالادست و پایین‌دست هستهٔ ناتراوا، باید فیلترها یا زونهای انتقالی را قرار داده و به طور مناسب متراکم نموده و عرض آن را زیاد کرد. مصالح خاکی – سنگریزه‌ای خوب دانه‌بندی شده با مقاومت مناسب در مقابل زلزله و توانایی خوب زهکشی را باید در ساخت سد به کار برد. ماسه‌های متوسط‌دانه، ماسه‌ریز، ماسهٔ سیلتی و سیلت برای مواد خاکریز در زون لرزه‌ای مناسب نیستند.

چگالی خاکریز متراکم شده از جنس خاک چسبنده و عملکرد تراکم و تخلخل طراحی سنگریز باید براساس استاندارد SDJ218 و موارد دیگر مربوط تعیین شود. هنگامی که شتاب طراحی لرزه‌ای VIII یا IX باشد، مقادیر حدی بالاتر را باید انتخاب کرد. در تراکم خاک‌های غیرچسبنده، چگالی نسبی مواد بالای خط اشباع آب نباید کمتر از ۷۵ درصد باشد و زیر این خط باید براساس شدت لرزه‌ای طراحی ۷۵–۸۵ درصد در نظر گرفته شود. برای شن و ماسه، در صورتی که مقدار درشت‌دانه بزرگ‌تر از ۵ میلی‌متر، کمتر از ۵۰ درصد باشد، چگالی نسبی مواد ریزدانه باید با شرایط تراکم خاک‌های غیرچسبنده گفته شده در بالا مطابقت داشته باشد و چگالی خشک تراکم برای مقادیر مختلف شن، برپایه شرایط بالا، باید به عنوان استاندارد کنترل خاکریزی در نظر گرفته شود. برای سدهای خاکی – سنگریزه‌ای درجه ۱ و ۲، لوله‌های آب مدفون در زیر سد مجاز نیست. در صورت نیاز به این کار، لوله‌های بتنی مسلح یا لوله‌های فولادی را باید به کار برد و در ترانشه پی‌سنگ قرار داد که بخش بالایی آن در زیر سد بوده و در اطراف آن بتن‌ریزی انجام شود. درزبندی و تمهیدات ضد تراوش باید به خوبی انجام شود، شیرهای کنترل را باید در ورودی آبگیر یا بالادست هستهٔ ناتراوا قرار داد.

۳-۲-۴-۳- مجاری آب

در کنترل لرزه‌ای مجاری باید محاسبهٔ پایداری لرزه‌ای و مقاومت سازه‌ای را در نظر گرفت. برای اتاقک مجاری و سازه‌های متصل به آن در دو سمت تکیه‌گاه و پی آن، محاسبات پایداری لرزه‌ای باید انجام شود. برای عناصر سازه‌ای گوناگون، محاسبهٔ مقاومت لرزه‌ای باید انجام گیرد. روش دینامیکی یا شبه‌استاتیکی باید برای محاسبهٔ اثر نیروی زلزله برای مجاری به کار گرفته شود. روش دینامیکی را باید برای محاسبه لرزه‌ای مجاری نوع ۱ و ۲ با شدت طراحی لرزه‌ای VIII و IX یا درجه ۱ و ۲ بر روی پی خاکی دارای توان روانگرایی به کار برد.

هنگامی که از روش دینامیکی برای محاسبهٔ اثر نیروی زلزله بر مجاری استفاده می‌شود، روش طیف پاسخ طراحی برای تحلیل مد را باید برگزید. هنگامی که از روش دینامیکی استفاده می‌شود، اتاق کنترل مجاری را باید به عنوان سیستمی یکپارچه و سه بعدی در نظر گرفت و می‌توان آن را با استفاده از یکی از مدلهای زیر محاسبه کرد: سیستم چند درجه آزادی، قاب چند دهانه‌ای و صفحه‌های چندطبقه، یا سیستم دو بعدی با جرم متمرکز. برای نیروی زلزله در جهت جریان رودخانه، سه مد اول را باید انتخاب کرد. برای نیروی زلزله در جهت عمود بر رودخانه، سه مد اول کافی است اما برای سازه‌های با سیستم نگهداری عرضی پیچیده، پنج مد اول را باید در نظر گرفت.

پایداری در برابر لغزش در مجاری در امتداد پی، پس از تعیین نیروی زلزله براساس این آیین‌نامه، باید مورد کنترل لرزه‌ای قرار گیرد. هنگامی که روش دینامیکی برای محاسبهٔ اثرات نیروی زلزله به کار می‌رود، باید با مقاومت تأثیر نیروی زلزله مقایسه گردد یا کنترل مقاومت باید در نظر گرفته شود. هنگام کنترل پایداری مجاری در برابر لغزش در پی، پارامترهای مقاومت برشی را باید به عنوان مقدار میانگین استاتیکی و ضریب اطمینان را باید ۱/۲۰ درنظر گرفت. هنگامی که پی شمعی برای مجاری انتخاب می‌شود، اتصال مناسب و مطمئن بین پی و بستر مجاری و راهکارهایی برای جلوگیری از نشت را باید منظور کرد. دیوار آب‌بند و مسیل انتهایی را باید برای بستر انتخاب کرد تا از رگاب و تراوش متمرکز ناشی از عدم اتصال پی از بستر در اثر زمین‌لرزه جلوگیری شود.

آرایش اتاق کنترل مجاری را باید متناسب در نظر گرفت و یکپارچگی آن باید تقویت شود. اتاق کنترل مجاری باید سازه‌ای بتنی، یکپارچه و مسلح باشد. درزها باید در ستونها قرار داده شوند. مصالح آب‌بندها باید دوام داشته و برای دگرشکلیهای بزرگ مناسب باشند و درزهای ساختمانی در بخش‌های بحرانی باید تقویت شوند. همه تلاشها را باید به کار گرفت تا ارتفاع بخش‌های پل روی آن کاهش یافته و وزن روی آن‌ها کم شود. پل بالایی باید سازه‌ای قابدار باشد و اتصال میان ستون پل بالایی و پایه‌ها، بستر پل، باید با افزایش سطح مقطع و مسلح‌سازی بخش‌های اتصالی، مقاوم شود. هنگامی که از قطعات و تیرهای بتن پیش‌ساخته و پشتیبان غیرثابت استفاده می‌شود، راهکارهایی مانند بلوک‌های ضربه‌گیر، اتصال میل مهارهای فولادی را باید برای نگهداشتن پل به‌کار برد و از سقوط تیرها جلوگیری نمود. هنگامی که شدت لرزه‌ای طراحی IX باشد، خاموتها در کل ستون باید آرایشی نزدیک بهم داشته باشند.

پایداری تکیه‌گاه‌ها و شیب دامنه‌ها باید بهبود یافته تا از تغییر شکل مجاری در اثر دگرشکلی جناحین و بار جانبی اضافی حاصل از زمین‌لرزه جلوگیری شود. ارتفاع خاکریز پشت دیوار جانبی باید کاهش یابد. از ساخت و ساز ساختمآن‌ها و انبار کردن مصالح در اطراف دیوار جانبی جلوگیری شده و سیستم زهکشی در پشت دیوار ایجاد گردد. برای مجاری نوع ۱، ۲ و ۳، پتوی [1]بالادست را باید از بتن ساخته و به خوبی مسلح نمود و درزها بخوبی بسته شده و سیستم زهکشی در بستر دریچه و دو جناح باید به خوبی طراحی شود.

۳-۲-۴-۴- سازه‌های آبی زیرزمینی

برای سازه‌های زیرزمینی با شدت طراحی لرزه‌ای IX یا سازه‌های زیرزمینی درجه ۱ با شدت طراحی لرزه‌ای VIII، مقاومت لرزه‌ای و پایداری سازه‌ها و سنگ‌های پیرامون آن‌ها باید کنترل شود. برای سازه‌های زیرزمینی با شدت طراحی لرزه‌ای بیش از VII و توده سنگ پیرامون دهانه‌های ورودی و خروجی که شکسته شده یا درزه داراست، باید پایداری لرزه‌ای کنترل شود اما اثر بزرگنمایی دینامیکی نیروی اینرسی لرزه‌ای توده سنگ را می‌توان در محاسبات نادیده گرفت. برای حفره‌های زیرزمینی مدفون در عمق زیاد (از جمله تونل آب، گروهی از تونل‌ها، میله زیرزمینی، مقطع خمیده و مقطع دو شاخه تونل آب و نیروگاه زیرزمینی) و حفره‌های کم عمق (از جمله آبگیرهای بستر رود و خروجی و ....) که تغییرات نسبتاً پیچیدهٔ شرایط توپوگرافی و زمین‌شناسی به چشم می‌خورد، اثرات نیروی زلزله را باید پس از منظور نمودن بر هم کنش سنگ‌های پیرامون با سازه، به طور ویژه بررسی کرد.

در مسیر یک سازه زیرزمینی، باید از شکستگی‌های فعال و پشته‌های کم عمق و نازک دوری کرد. هنگامی که شدت طراحی لرزه‌ای VIII و یا IX است، تونل‌های با قطر زیاد را نباید در امتداد کوهپایه‌های با شیب زیاد، توده سنگ هوازده و شکافهای بزرگ

1- Blanket

ساخت. باید مسیرهایی را در اعماق زیاد انتخاب کرد و هنگامی که دو تونل به یکدیگر برخورد می‌کنند، زاویه برخورد نباید کم باشد. خروجی و ورودی در سازه زیرزمینی باید در مناطقی با شرایط توپوگرافی و زمین‌شناسی مناسب در نظر گرفته شود. هنگامی که شدت لرزه‌ای طراحی VIII یا IX است، راهکارهایی مانند ورودی کم شیب تونل، سنگ مهار و یا پوشش‌گذاری سطح سنگ باید از ورودی به سمت بیرون ادامه یابد. ورودی و خروجی باید سازه‌ای بتن مسلح باشد.

برای سازه‌های زیرزمینی با شدت لرزه‌ای طراحی VIII یا IX، درزهای لرزه‌ای را باید به خاطر خمش مقطع، مقطع انتقالی [1] با تغییر ناگهانی اندازهٔ مقطع و ویژگی سنگ‌های اطراف به‌صورت پوشش‌گذاری قرارداد. عرض و ساختار درزهای لرزه‌ای باید براساس شرایط سازه‌ای و آب‌بندی باشد.

۳-۲-۴-۵- برج‌های آبگیر و میله‌ها[2]

کنترل لرزه‌ای برج‌های آبگیر باید با کنترل تنش یا وزن برج در برج، پایداری در برابر لغزش و واژگونی و ظرفیت باربری پی انجام شود. روش دینامیکی یا شبه‌استاتیکی را باید برای محاسبهٔ تاثیر نیروی زلزله بر برج آبگیر به کار گرفت. برای برج‌های آبگیر بتنی غیرمسلح، دسته‌های لرزه‌ای B یا C و شدت لرزه‌ای طراحی کمتر از VIII و ارتفاع کمتر یا مساوی با ۴۰ متر، روش شبه‌استاتیکی را می‌توان انتخاب کرد. در تحلیل دینامیکی اثر نیروی زلزله برای برج آبگیر، تاثیر آب داخل و بیرون برج و پی را باید در نظر گرفت و روش طیف پاسخ را برای تحلیل مد باید برگزید. همانند محاسبهٔ لرزه‌ای بدنهٔ برج، روش مقاومت مصالح که برج را به عنوان تیر معلق با مقطع متغیر در نظر می‌گیرد یا روش اجزای محدود که برج را به عنوان جسمی پیوسته درنظر می‌گیرد می‌توان انتخاب کرد.

برای برج آبگیر بلند و تخلیه جریان زیاد باید سازهٔ استوانه‌ای مستطیلی که به دلیل صلبیت بالا برای مقاومت زمین‌لرزه‌ای مناسب هستند، ظرفیت زیاد در برابر واژگونی، ظرفیت باربری زیاد و یکپارچگی زیاد دارند، انتخاب شود. برای یک سازهٔ قاب‌دار، مقاومت و صلبیت نقاط اتصال را باید مقاوم کرده تا یکپارچگی و صلبیت کافی در برابر پیچش در سازه تضمین شود. بدنهٔ سازه برج آبگیر باید در شرایط بهره‌برداری، ساده و متقارن باشد و تغییر جرم و صلبیت نداشته باشد تا تمرکز تنش کمینه گردد و صلبیت کافی در آن به وجود آید. مهارهای عرضی را باید به خوبی در امتداد ارتفاع برج و در جاهایی که تغییرات مقطع ناگهانی است کار گذاشته و صلبیت مهارها را تقویت نمود. برج را باید بر روی پی سنگی با ظرفیت باربری کافی و عمق دفن مناسب ساخت. تزریق تحکیمی را باید برای مقاوم‌سازی اجرا کرد.

برای برج‌های آبگیر واقع در سمت تکیه‌گاه، بخش توده‌ای با ارتفاع کمتر، باید تا حد ممکن به توده سنگ نزدیک باشد. وزن اتاقک جرثقیل روی تاج برج، باید کمینه باشد. در موقعیتهای مستعد در برابر نیروی زلزله، مانند نقطه اتصال برج و پل دسترسی، پایه‌های پل، بستر پل و تاج برج را باید افزایش داد، راهکارهایی مانند اتصال انعطاف‌پذیر، جلوگیری از سقوط پل دسترسی و .... را باید در نظر گرفت و ظرفیت لرزه‌ای پایه‌ها را باید افزایش داد. گروه برج‌های آبگیر را باید در یک ردیف قرار داده و به یکدیگر وصل نمود تا صلبیت عرضی افزایش یابد.

---

1 - Transition
2 - Shafts

برای برج‌های آبگیر درجه ۱ و ۲، مجاری اضطراری را باید تعبیه کرد. شکاف مجاری باید دارای ضربه‌گیر باشد تا از افتادن به درون شیار در هنگام زمین‌لرزه جلوگیری شود.

۳-۲-۴-۶- لوله های آبرسان نیروگاه

برای لوله های آبرسان سطحی، تاثیر نیروی زلزله را باید با روش شبه‌استاتیکی محاسبه کرد. برای آبرسان[1] درون سد وزنی، به کنترل لرزه‌ای نیازی نیست. خط آبرسان باید بر روی پی سنگی سالم با اندکی تغییر شیب باشد و از نواحی صخره‌ای، گودال، بهمن سنگ و زمین‌لغزش دور باشد. مسیر آبرسان باید با جهت شیب توپوگرافی همخوان باشد. بلوک‌های مهار و ستون‌های پشتیبان آبرسان‌های سطحی باید بر روی سنگ بستر قرار داده شوند و فاصلهٔ آن‌ها از یکدیگر باید کوتاه شده، نواحی مقطع و میل مهار باید به نسبت افزایش داده شود و در زونهای تمرکز تنش، مسلح‌سازی افزایش یابد. انعطاف‌پذیری بخش‌های اتصال آبرسان را باید افزایش داد. در اثر زمین‌لرزه نباید آبرسان دچار لغزش و سقوط از پایه‌های پشتیبان شود. درزها و بخش‌های اتصالی در خروجی آبرسان واقع در درون سد وزنی باید رفتار لرزه‌ای مناسبی داشته باشند.

۳-۲-۵- دستورالعمل طراحی لرزه ای سازه های آبی انگلستان

این دستورالعمل از سه بخش کلی تشکیل شده است. بخش اول کلیاتی مشتمل بر مقدمه، ایمنی مخازن، زلزله در انگلستان و استانداردهای مقاومت لرزه‌ای سازه های آبی می‌باشد. در بخش دوم رفتار سدهای خاکی تحت بارهای لرزه‌ای و روش‌های تحلیل لرزه‌ای و ارزیابی ایمنی آن‌ها در برابر زلزله‌ها تشریح شده است. مطالب مذکور برای سدهای بتنی و سدهای مصالح بنائی و سازه های جنبی آن‌ها در بخش سوم این راهنما مطرح گردیده است. در ادامه روندکلی این آئین‌نامه تشریح می‌گردد. به علت عدم وقوع زلزله‌های بزرگ در کشور انگلستان، استانداردهای لرزه‌ای سدها در این کشور تهیه نشده است. در کشور انگلستان مشکل مهندسی اساساً در ارتباط با تکآن‌های زودگذر زمین است که بر اثر گسلش ایجاد شده و حتی فراتر از تغییر شکل‌های دائمی می‌باشد.

۳-۲-۵-۱-دسته‌بندی ریسک

در این آئین‌نامه پیشنهاد شده تا براساس بولتن ۷۲ کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ (ICLOD)، دسته‌بندی ریسک مطابق جداول ۳-۱۸ و ۳-۱۹ صورت گیرد.

جهت به‌دست آوردن ضریب دسته‌بندی مجموع، ضرایب هر چهار دسته با هم جمع می‌شوند یعنی:

ضریب دسته‌بندی مجموع= ضریب دسته‌بندی ملزومات تخلیه + ضریب دسته‌بندی ارتفاع + ضریب دسته‌بندی مربوط به ظرفیت + ضریب دسته‌بندی خسارت محتمل پائین‌دست

بر اساس ضریب دسته‌بندی مجموع به‌دست آمده از مرحله قبل، دسته سد مطابق جدول ۳-۱۹ مشخص می‌شود:

البته باید دقت کرد که برای سدهای موجود عوامل دیگری نیز بر دسته‌بندی تأثیرگذار هستند، این عوامل شامل موارد زیراست:

- در دسترس بودن یا نبودن رکوردهای ساخت و نگهداری
- نتایج رکوردهای نظارتی و تجهیزات
- تلاش‌های صورت گرفته در ارزیابیهای ایمنی قبلی

1- Penstock

- توسعه جدید یا با برنامه پائین‌دست

البته چنین موضوعاتی را به سادگی نمی‌توان تعیین کرد و لازم است تا مورد به مورد در نظرگرفته شوند.

جدول ۳-۱۸ ضرایب دسته‌بندی در دستورالعمل طراحی لرزه ای سازه های آبی انگلستان

	ضریب دسته‌بندی سد و سازه های آبی			
ظرفیت ($۱۰^۶$ متر مکعب)	≻ ۱۲۰ (۶)	۱۲۰-۱ (۴)	۱-۰/۱ (۲)	≺ ۰/۱ (۰)
ارتفاع (متر)	≻ ۴۵ (۶)	۴۵-۳۰ (۴)	۳۰-۱۵ (۲)	≺ ۱۵ (۰)
ملزومات تخلیه (تعداد افراد)	≻ ۱۰۰۰ (۱۲)	۱۰۰۰-۱۰۰ (۸)	۱۰۰-۱ (۴)	صفر (۰)
خسارت محتمل پائین‌دست	بالا (۱۲)	متوسط (۸)	کم (۴)	صفر (۰)

جدول ۳-۱۹ دسته سد

دسته سد	ضریب دسته‌بندی مجموع
I	(۰-۶)
II	(۷-۱۸)
III	(۱۹-۳۰)
IV	(۳۱-۳۶)

۳-۲-۵-۲-بارگذاری لرزه‌ای

با بررسی زلزله‌های گذشته در انگلستان، تقسیم این کشور به مناطق مشخص لرزه‌ای کار آسانی نمی‌باشد، با این وجود در این آئین‌نامه به عنوان کوششی در این راه سه منطقه لرزه‌ای منظور شده است، که البته دارای محدودیت‌هائی می‌باشد.

منطقه A: مربوط به مناطقی که تعداد سوانح در آن‌ها زیاد بوده (۴/۵ ریشتر ≻ بزرگای زلزله)

منطقه B: احتمال وقوع زلزله‌های محلی می‌رود، اما سوانح بزرگ نادر است.

منطقه C: زلزله‌ها اندک بوده و یا اصلاً زلزله‌هائی در آن‌ها ثبت نشده، اما برخی سوانح امکان‌پذیر است.

در جدول ۳-۲۰ دوره بازگشت و ماکزیمم شتاب زمین(PGA) نشان داده شده است، البته این بدان معنا نیست که برای یک دوره بازگشت مشخص،ماکزیمم شتاب زمین (PGA)در تمامی منطقه مطابق جدول یکسان باشد.

جدول ۳-۲۰ دوره بازگشت (سال) و ماکزیمم شتاب زمین به‌منظور ارزیابی ایمنی لرزه‌ای

دسته سد	دوره بازگشت	شتاب بیشینه زمین PGA		
		منطقه A	منطقه B	منطقهC
IV	۳۰/۰۰۰	۰/۳۷۵g	۰/۳۰g	۰/۲۵g
III	۱۰/۰۰۰	۰/۲۵g	۰/۲۰g	۰/۱۵g
II	۳۰۰۰	۰/۱۵g	۰/۱۲۵g	۰/۱۰g
I	۱۰۰۰	۰/۱۰g	۰/۰۷۵g	۰/۰۵g

در بسیاری از حالات دسته IV، ماکزیمم شتاب ممکن است با بررسیهای زمین‌شناسی و زلزله‌شناسی به‌دست آید. در دسته I، در نظر گرفتن ارزیابی ایمنی لرزه‌ای عموماً لازم نمی‌باشد.

۳-۲-۵-۳-معیارهای عملکردی

در بولتن شماره ۶۱ کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ، ضوابط طراحی به‌صورت زیر مشخص شده است:

در طراحی هر سدی، تلاش‌های مهندسی برای تهیه ساختاری است که با در نظر گرفتن توأم سازه و محیط زیست اقتصادی باشد:

- انجام مناسب عملکرد آن بدون وقوع اختلال محسوس در شرایط معمول در عمر سازه.
- عدم خرابی در شرایط غیر محتمل اما ممکن.

مطابق بولتن ۷۲ کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ، خطرپذیری لرزه‌ای محل بر حسب شتاب ماکزیمم زمین (PGA) تعریف می‌شود. این بدان معنا نیست که شتاب ماکزیمم زمین (PGA) همواره مناسب‌ترین کاراکتر جهت اثرات زلزله بر روی سازه است، تحت شرایطی ماکزیمم جابجائی زمین و یا سرعتها مهمتر از همه خواهند بود. با این وجود شتاب ماکزیمم زمین (PGA) پارامتر عمومی‌تر و مأنوس‌تری بوده و به آسانی قابل استفاده در تحلیل و طراحی می‌باشد.

۳-۲-۵-۴-پارامترهای مربوط به حرکات زمین

پیشنهاد می‌گردد که دوره‌های بازگشت برای ارزیابی ایمنی زلزله مطابق جدول ۳-۲۰ در نظرگرفته شود. این دوره‌های بازگشت برای به‌دست آوردن برخی موارد مربوط به سیلاب‌ها انتخاب شده‌اند. از آنجا که دسته‌بندی سدها برای سیلاب‌ها متفاوت با پذیرش‌آن‌ها در این راهنما برای زلزله می‌باشد، لذا ارتباط میان دو مجموعه در زمینه دوره های بازگشت می‌تواند خیلی تقریبی باشد. با این حال دوره بازگشت ۳۰/۰۰۰ ساله برای سدهای دسته IV و دوره بازگشت ۱۰/۰۰۰ ساله برای سدهای دسته III به‌طور مناسبی سازگار با استانداردهای سیلاب برای مخازن دسته A می باشد (این دسته‌بندی در آیین‌نامه مزبور برای سیلاب‌ها مشخص شده است که در این‌گزارش نیاز به اشاره‌ای به آن نبوده است).

شتاب بیشینه زمین برای دسته‌های مختلف و مناطق لرزه‌ای مختلف در جدول ۳-۲۰ مشخص شده است. ارتباط بین شتاب ماکزیمم زمین (PGA) و دوره بازگشت، از پیشنهاد ایروینگ و لانگ [1] منتج شده است.شتاب‌های ماکزیمم زمین (PGA) در جدول ۳-۲۰ افقی هستند و ممکن است در بعضی از تحلیل‌ها فرض شود که شتاب قائم برابر $\frac{2}{3}$ مقادیر مزبور می‌باشد. احتمالات ریسک برای زلزله‌هائی‌که به‌طور وسیع سازگار با سیلاب‌ها هستند، در صورت ساخت مناسب سدهای خاکی و بتنی، ذاتاً حکایت از ایمن‌بودن سد دارند، در حقیقت تجاوز از سیلاب‌های پیش‌بینی شده عامل مهمی در وقوع حوادث سدها بوده است.

تجربیات کمی در زمینه وقوع زلزله‌ها وجود داشته و بیشتر تجربیات مربوط به سیلاب‌ها بوده است. این عوامل در روش‌های تحلیل پیشنهادی برای ارزیابی ایمنی دخالت داده شده است. به‌عنوان مثال، ضریب ایمنی محاسبه شده برای ناپایداری شیب‌ها در سدهای خاکی ممکن است کمتر از مقدار مربوط به شرایط ارزیابی ایمنی لرزه‌ای باشد و این بیان کننده این مطلب است که

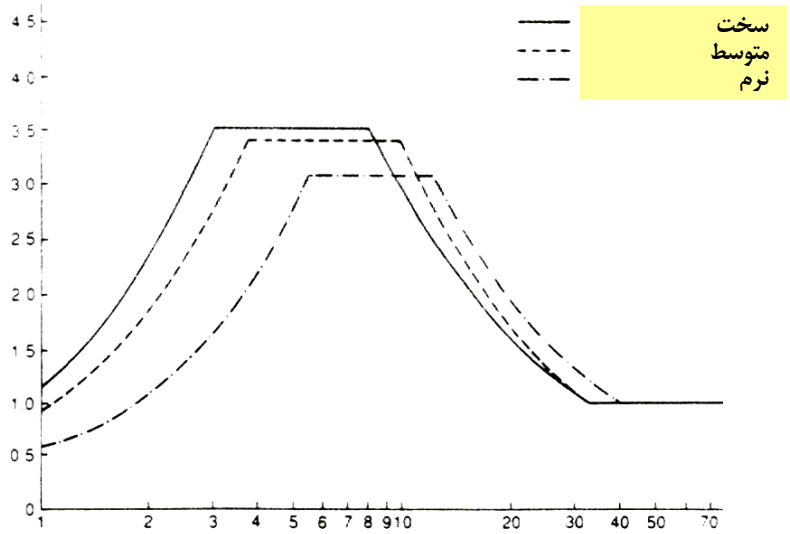
1- Irving & Long

تکآن‌های برآورد شده، به طور قابل قبولی کوچک هستند. در مورد سدهای بتنی مقاومت بتن تحت بارهای سریع کوتاه مدت اساساً بیش از مقاومت آن تحت بارهای استاتیکی است. در شرایط ارزیابی ایمنی لرزه‌ای، ضریب کلی ایمنی که از روی کمترین مقاومت بارگذاری و براساس تنشهای دوره‌های کوتاه‌مدت محاسبه شده است، درصورتی قابل قبول تلقی می‌شود که عوامل نامطلوبی همچون عدم زهکشی که ضریب ایمنی را کاهش می‌دهند، وجود نداشته باشد.

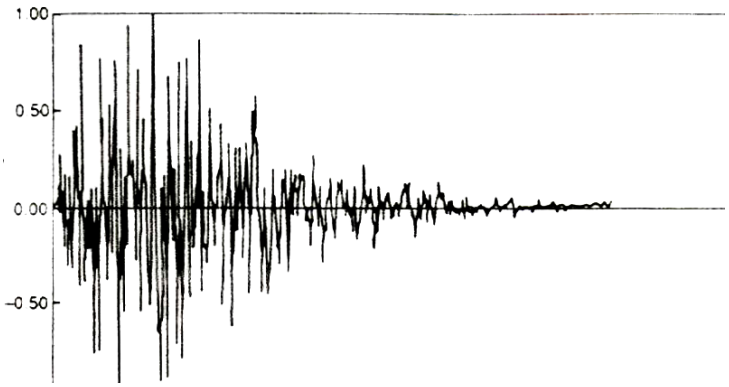
مدت تکآن‌های لرزه‌ای یک عامل مهم در مقدار خرابی‌های یک زلزله و یکی از مهم‌ترین پارامترهای ارزیابی لرزه‌ای می‌باشد. زلزله‌های کوتاه مدت با شتاب ماکزیمم بالا، نسبت به زلزله طولانی مدت با شتاب ماکزیمم پائین و فرکانس‌های مختلف، دارای خسارت کمتری هستند. یک اقدام جهت اندازه‌گیری مدت عبارت است از اولین و آخرین شتاب‌های بیش از g ۰/۰۵ در فرکانس‌های بالای ۲ هرتز. مدت براثر بزرگی و فاصله از مرکز زلزله تغییر می‌کند. همچنین شرایط زمین در آن مؤثر است، در زمین‌های نرم طولانی‌تر از زمین‌های سخت و سنگی می‌باشد. در زمان تهیه تاریخچه زمانی از روی طیف پاسخ، مدت قابل قبول برای لرزش باید مشخص شود.

طیف پاسخ بیان‌کننده ماکزیمم پاسخ بر حسب شتاب، سرعت یا جابجائی می‌باشد. به‌علت فقدان رکوردهای حرکات شدید زمین در انگلستان، موارد مربوطه از رکوردهای خارجی زیادی به منظور ارایه طیف پاسخ قابل قبول برای شرایط انگلستان و برای زمین‌های نرم، متوسط و سخت، انتخاب شده است که نمونه ای از آن‌ها در شکل ۳–۶ نشان داده شده است[1]. پیشنهاد شده است که طیف مولفه قائم برابر $\frac{2}{3}$ مقدار طیف افقی و در تمامی فرکانس‌ها و میرایی ۱۰٪ – ۰/۵٪ و برای تمامی پی‌ها درنظر گرفته شود. مقادیر شتاب ورودی زمین به g ۱/۰ نرمالیزه شده‌اند. طیف پاسخ بامیرایی ٪۵ در شکل نشان داده شده است، فرکانس‌های طبیعی بحران برای زمین‌های سخت بین ۵ تا ۱۲ هرتز و برای زمین‌های نرم بین ۳ تا ۸ هرتز می‌باشد. نسبت شتاب عمودی به افقی در مجاورت مرکز زلزله معمولاً افزایش می‌یابد. یک تاریخچه زمانی بیانگر پاسخ آزاد متوالی زمین برای یک زلزله مشخص است. در گذشته برخی رکوردهای زلزله‌های ایالات متحده متناوباً در انگلستان استفاده می‌شد. این رکوردها دارای ماکزیمم شتاب‌هایی تا g ۰/۴۷ بودند. تاریخچه زمانی مصنوعی برای حرکات افقی و عمودی برای هر سه نوع شرایط ساختگاه انتشار یافته است. در شکل یک تاریخچه زمانی مصنوعی برای زمین‌های سخت نشان داده شده است. تاریخچه‌های زمانی می‌توانند از روی طیف پاسخ با استفاده از نرم‌افزارهای استاندارد (مثلاً SIQKE یا EQSIM) تولید شوند (شکل ۳–۷).

1–Principa Mechanica



شکل ۳-۶ نمونه طیف افقی با میرایی ۵٪ و نرمالیزه شده به مقدار g ۱/۰



شکل ۳-۷ نمونه نمونه تاریخچه زمانی افقی برای زمین‌های سخت

پیشنهاد شده است که ۵ عدد یا بیشتر تاریخچه زمانی مصنوعی جهت تحلیل پاسخ سازه استفاده می‌شود ولیکن ممکن است یک تاریخچه زمانی مصنوعی در صورتیکه بدرستی و بدقت انتخاب شده باشد، کفایت کند. در جاهائیکه تاریخچه‌های زمانی عمودی قابل دسترسی نمی‌باشد، تولید آن‌ها از روی تاریخچه‌های زمانی مربوط به حرکات افقی با در نظر گرفتن مقدار $\frac{۲}{۳}$ آن‌ها و یا طیف پاسخ مناسب، مجاز می‌باشد. در نظر گرفتن تکآن‌های ورودی در دو جهت عمود بر هم (یا ۳ جهت، در اینجا سه جهت لازم می‌باشد) سودمند می‌باشد. جامعه مهندسان ساختمان آمریکا (ASCE)[1] محاسبه اختلاف همفاز را با مقیاس کردن پاسخ(ها) به ۴۰٪ مقدار ماکزیمم، پیشنهاد داده است.

1- American Society of Civil Engineers

۳-۲-۵-۵- سدهای خاکی

۳-۲-۵-۵-۱- کلیات

اکثر سدهای خاکی سازه‌های کوچکی هستند که حدود ۵۰٪ آن‌ها کمتر از ۵ متر ارتفاع داشته و فقط ۲۰٪ارتفاعی بالای ۱۵ متر دارند. حدود ۷۰٪ آن‌ها قبل از قرن اخیر ساخته شده و۱۰٪ سدها نیز در دوره به‌کارگیری تئوری‌های مدرن مکانیک خاک و در زمان شناخته شدن محل‌های با جابه‌جایی‌های زیاد، طراحی و احداث شده‌اند. پیش‌بینی عملکرد سدهای خاکی تحت بارهای لرزه‌ای پیچیده و مشکل می‌باشد. الگوی بارگذاری جامعی که ساختار منحصربفردی را بیان کرده و خواص مصالح تحت بارهای دینامیکی را به خوبی درنظر بگیرد، ممکن است قابل دسترسی نباشد. درک رفتار این سدها تحت بارهای لرزه‌ای ممکن است با مطالعه سدهای تحت تأثیر واقع شده توسط زلزله‌ها به‌دست آید. روش‌های دیگر که می‌توانند در رسیدن به الگوهای رفتاری سدها مؤثر باشند به شرح زیر می‌باشد:

- آزمایش ارتعاشات
- آزمایش مدل سانتریفوژ
- آزمایش میز لرزه

خاک‌های طبیعی در ساختگاه سد می‌توانند تحت حوادث لرزه‌ای واقع شده و آسیب‌پذیر باشند (مثلاً ماسه‌های اشباع). یک سد خاکی ممکن است مانند یک سازه الاستیک در برابر انرژی لرزه‌ای رفتار کند. فایده ارتعاش به عنوان ابزاری جهت متراکم کردن خاک‌های درشت‌دانه سست در محل می‌باشد و بنابراین چنین خاک‌هایی در شرایط سست خود، در معرض کاهش حجم به علت ایجاد ارتعاش توسط فعالیت‌های انسانی (مانند لوله‌گذاری) یا طبیعی (مانند زلزله) می‌باشند. تأثیر غلتک‌های ارتعاشی در تراکم یکنواخت خاکریز ماسه‌ها توسط آزمایش‌های بسیاری بررسی شده است و نتایج آن در این دستورالعمل بیان شده است.

در شرایطی که زهکش وجود نداشته باشد و خاک اشباع باشد، تراکم امکان‌ناپذیر است. انجام تراکم تحت بارهای رفت و برگشتی منجر به افزایش کوتاه‌مدت فشار آب منفذی خواهد شد و در نتیجه بخشی یا تمام مقاومت برشی از دست رفته و سد خاکی ناپایدار خواهد شد. روش‌های قابل اطمینانی جهت تشخیص امکان روانگرایی و امتحان توالی روانگرایی در حالت تغییر شکل‌ها و لغزش‌ها، مورد نیاز می‌باشد. در این دستورالعمل ضمن بیان موارد مستعد جهت روانگرا شدن، همچون خاک‌های درشت‌دانه اشباع، در فصل مربوط به روش‌های تحلیل لرزه‌ای به تحلیل آسیب‌پذیری خاک‌های پی و بدنهٔ سد در برابر روانگرایی ناشی از زلزله‌ها اشاره شده است.

سدهای بسیار اندکی در انگلستان تحت تأثیر زلزله‌ها واقع شده‌اند ولی در سطح جهان نمونه‌های مناسبی از عملکرد سدها تحت تأثیر زلزله‌ها وجود دارد. برخی مثال‌ها در پیوست دوم این دستورالعمل آورده شده است. براساس مطالعات انجام شده درباره رفتار سدهای خاکی تحت زلزله‌ها، سید و همکاران[1] نتایجی را در بولتن شماره ۵۲ کمیسیون سدهای بزرگ منتشر کرده‌اند که با افزودن مواردی به آن نتایج زیر برای انگلستان بیان شده‌است:

1– Seed et al.

- تمامی سدهایی که واقعاً خوب ساخته شده باشند می‌توانند در برابر تکآن‌های زلزله‌های متوسط مقاومت‌کنند، به عبارت دیگر با شتاب‌های حداکثر حدود g ۰/۲ هیچ‌گونه خسارتی به وقوع نمی‌پیوندد.
- سدهای خاکی هیدرولیکی در برابر شرایط نامساعد آسیب‌پذیر هستند و یکی از شرایط نامساعد خاص مربوط به تکآن‌های زلزله‌های قوی می‌باشد. با این وجود سدهای خاکی بسیاری وجود دارند که طی سالیان متمادی عملکرد مناسبی داشته‌اند. وقتی‌که این سدها با لغزش‌ها معقول بر روی ساختگاهی مناسب ساخته شوند ظاهراً می‌توانند به طور متوسط در برابر شتاب‌های تا حدود g ۰/۲ از زلزله‌هایی به بزرگی ۶/۵ بدون اثرات نامناسب مقاومت کنند.
- سدهای ساخته شده از خاک‌های رسی بر روی ساختگاه سنگی یا رسی می‌توانند در برابر تکآن‌های شدیدی در بازه ۰/۳۵g تا g ۰/۸ از زلزله‌هایی به بزرگی ۸/۲۵ بدون خرابی‌هایی قابل ملاحظه مقاومت کنند.
- سدهای سنگریزه‌ای دو جداره دارای مقاومت مناسبی در برابر تکآن‌های قوی هستند به‌طوری‌که خرابی قابل ملاحظه‌ای در آن‌ها رخ ندهد، همچنین اگر سنگریزه‌ها با ابزارهایی همچون پوشش بتنی خشک نگه داشته شوند، این سدها باید بتوانند در برابر تکآن‌های قوی مقاومت کرده و تنها تغییر شکل‌های کوچکی داشته باشند.
- سدهایی که در اثر تکآن‌های زلزله دچار شکست کامل یا خرابی شیبها شده‌اند، به نظر می‌رسد که از پوسته‌های ماسه‌های اشباع ساخته شده یا روی ساختگاه‌های ماسه‌ای اشباع بنا شده‌اند. در مورد سدهایی که از خاک‌های اشباع بدون چسبندگی ساخته شده و تحت تکآن‌های قوی قرار گرفته‌اند، نخستین علت خرابی یا شکست افزایش فشار آب منفذی در سد خاکی است. پیش‌بینی این نوع خرابی با تحلیل‌های شبه استاتیکی امکان‌پذیر نیست و سایر تکنیک‌های تحلیلی لازم است تا عملکرد سایت ارزیابی شود.
- از آنجایی که در صورت ساخت مناسب سدها، آن‌ها قادرند تا در برابر ماکزیمم شتاب‌های تا g ۰/۲ بدون تحمل خسارت مقاومت کنند لذا نباید هزینه و وقت را برای تحلیل این نوع از مسائل صرف کرد، ترجیحاً باید سدهایی بررسی شوند که به علت استفاده از مصالح بدون چسبندگی که به طور وسیع در آن‌ها استفاده شده است دارای مشکلاتی تا تحمل شتاب g ۰/۲ هستند. در صورتی‌که این مصالح اشباع باشند، مقاومت آن‌ها به طور قابل توجهی کاهش یافته و باعث وقوع تغییر شکل‌های نامطلوبی می‌شود.

شکل‌های بسیاری از خرابی‌های سدهای خاکی در اثر زلزله‌ها مشاهده شده است، وقتی‌که یک سد خاکی روی یک گسل فعال ساخته شود، می‌تواند در امتداد گسل جابجا شود. خرابی‌های زلزله معمولاً در ارتباط با ارتعاش زمین است، به هر حال از انواع خرابی‌ها می‌توان به موارد ذیل اشاره کرد:

- وقوع لغزش‌ها در لغزش‌ها سدهای خاکی
- کاهش حجم خاکریز سد و خاک‌های ساختگاه
- آسیب دیدن تجهیزات جانبی همچون شکست لوله عبوری در میان سد خاکی که می‌تواند باعث پخش آب به خاکریز شده و سد را به خطر بیاندازد.
- تراز مخزن ممکن است بر اثر زمین‌لغزه‌ها افزایش یافته و سد را تهدید نماید.
- ممکن است امواج در مخزن تولید شده و سد خاکی را دربر گیرد. فرسایش و لغزش پایین‌دست از نتایج آن است.

- شکستگی سنگ بستر در خلال زلزله‌ها ممکن است به صورت نشست و نشت نمود پیدا کند.

۳-۲-۵-۵-۲- روش‌های تحلیل لرزه‌ای

الف – تحلیل شبه استاتیکی

این روش دارای یک فرض ساده‌کننده اصلی بدین‌ترتیب است که اثر یک زلزله می‌تواند توسط شتاب Ag که در آن A ضریب لرزه‌ای است جایگزین شود. این روش دارای محدودیت‌های زیر می‌باشد:

- این روش هیچ‌گونه اهمیتی را برای انواع خاک‌های استفاده شده به ویژه ماسه‌های نامناسب که ممکن است تحت بارهای لرزه‌ای روانگرا شوند، درنظر نمی‌گیرد.
- این روش ممکن است یک روش عملی مناسب برای طراحی باشد به‌طوری که در طراحی سدها در گذشته استفاده شده است و آن‌ها در برابر زلزله پایدار بوده‌اند. در صورت به‌کارگیری یک مود ارتعاشی به عنوان یک حرکت هماهنگ ساده، با مشتق‌گیری، شتاب دینامیکی در جهت مخالف جابه‌جایی خواهد بود. وقوع خرابی در این حالت نسبت به زمانی که در حالت استاتیکی شتاب و جابه‌جایی در یک جهت هستند، احتمال کمتری دارد.

در این راهنما برخی از روابط که تغییر شکل سدهای خاکی را به اندازه زلزله مرتبط می‌سازد بیان شده است، برخی از این روابط از روی تحلیل‌های دینامیکی ساده شده و برخی دیگر براساس روابط تجربی به‌دست آمده‌اند.

ب – تحلیل دینامیکی

برای تحلیل واقع بینانه‌تر، لازم است تا تاریخچه زمانی حرکات زمین درنظر گرفته شود، بررسی اثر بارهای زلزله می‌تواند با استفاده از روش‌های توسعه یافته تحلیل دینامیکی اجزاء محدود یا تفاضل محدود محاسبه شود. محدودیت‌های این روش ممکن است تنها در ارتباط با طبیعت بارگذاری ورودی و رفتار خاک باشد. آنالیزهای بسیاری لازم است تا قابل قبول بودن نتایج برای پارامترهای انتخابی ارزیابی شود. یک محاسبه سودمند جهت تحلیل پاسخ زلزله در سدهای خاکی توسط دانکن و ادریس [1] ارایه شده است. این تحقیق براساس روابط تنش کرنش هذلولی در خاکها توسط چانگ و دانکن [2] توسعه داده شده است. آن‌ها شش مرحله را در روش دینامیکی را لیست کرده‌اند:

- محاسبه تنشهای اولیه در سد خاکی و پی آن
- انتخاب یک تاریخچه زمانی مناسب
- ارزیابی خواص دینامیکی خاک‌های سد و پی آن مانند مدول برشی و میرایی
- محاسبه پاسخ سد و پی آن با به‌کارگیری تحلیل اجزاء محدود مناسب
- انجام آزمایش‌ها دوره‌ای بر روی خاک‌های سد و پی آن جهت ارزیابی فشارهای آب منفذی تولید شده در سد و توسعه کرنش‌ها

1– Duncan & Idriss
2–Chang & Duncan

- ارزیابی ضریب ایمنی در برابر شکست

ج- تحلیل روانگرایی

آسیب‌پذیری ناشی از روانگرایی تابعی از عوامل زیر می‌باشد:

- درجه اشباع بودن
- توزیع ابعاد دانه‌ها
- چگالی نسبی (شاخص چگالی)

در این راهنما، آزمایش‌ها و روش‌های مختلفی جهت ارزیابی هر دسته از موارد فوق مشخص شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به آزمایش‌های نفوذپذیری استاندارد (SPT) [1] ، نفوذ مخروط (CPT) [2] و ارزیابی سرعت موج برشی اشاره کرد.

۳-۲-۵-۵-۳- ارزیابی ایمنی لرزه‌ای

بررسی ریسک لرزه‌ای باید بر عواملی متمرکز شود که ممکن است سد خاکی یا تجهیزات جانبی آن را در اثر زلزله آسیب‌پذیر سازند. ارزیابی ریسک لرزه‌ای و ایمنی برای یک سد خاص نیازمند تمامی موارد زیر یا برخی از آن‌ها می‌باشد:

- ضابطه لرزه‌ای مناسب برای محل
- ضابطه بارگذاری
- بازدید جهت به‌دست آوردن اطلاعات لازم درباره مشخصات سد
- تحلیل، هم به صورت ساده و هم به صورت تفصیلی
- ضابطه عملکردی برای سد و تجهیزات آن تحت شرایط بارگذاری لرزه‌ای مشخص
- بازرسی و بازدید معمولی جهت اطمینان از اینکه سد در شرایط رضایت بخشی نگهداری می‌شود.
- بررسی حوادث لرزه‌ای ثانویه در محل

شرایط بارگذاری زلزله باید به همراه تمامی شرایط بارگذاری عادی در حالتهای زیر بررسی شوند:

- در انتهای ساخت
- زمانی که مخزن پر است.
- زمانی‌که تراوش یکنواخت وجود داشته و مخزن پر است.

به طور کلی، ارزیابی ایمنی لرزه‌ای باید براساس دسته‌بندی سد برآورد شود:

- دسته I : به جز مواردی که ارتفاع سد بیش از ۱۵ متر است، معمولاً نیازی به ارزیابی ایمنی لرزه‌ای نمی‌باشد. ممکن است هر سازه‌ای با شرایط نامناسب در برابر زلزله آسیب‌پذیر باشد اما باید با نظارت و روش‌های حفاظتی، ارزیابی و ترفیع شود.
- دسته II : سد خاکی و تجهیزات جانبی آن به هر شکلی که باشند شایسته بررسی می‌باشند چرا که به نوعی مستعد خرابی‌های ناشی از زلزله هستند. ارزیابی ایمنی لرزه‌ای باید بر روی عملکردهای ناخوشایند و نامناسب در برابر شرایط

1- Standard Penetraton Test
2-Cone Penetration Test

لرزه‌ای متمرکز شود. تحلیل لرزه‌ای تنها به عنوان شناخت و ارزیابی اولیه مواردی که اهمیت زیادی دارند بـه کـار گرفتـه خواهد شد.

- دسته III : علاوه بر روش‌های اولیه برای دسته II، ممکن است برخی دیگر از روش‌های تحلیلی جهـت ارزیـابی ایمنـی لرزه‌ای به ویژه برای سدهای با ارتفاع بیش از ۱۵ متر استفاده شود.

دسته IV : علاوه بر روش‌های استفاده شده برای دسته‌های II و III، یک تحلیل دینامیکی کامل ممکن اسـت لازم باشـد. بررسـی حالت ارتعاشی منطقه پیشنهاد می‌شود.

جدول ۳-۲۱-رده‌های پیشنهادی برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای در سدهای خاکی

دسته سد	ارتفاع سد	
	<15m	>15m
I	Ea	Eb
II	Eb	Eb
III	Eb	Ec
IV	Ed	Ed

E_a : به طور کلی نیازی به ارزیابی ایمنی لرزه‌ای نمی‌باشد.

E_b:جستجوی اشکال خاص آسیب‌پذیر در برابر زلزله و به‌کارگیری تحلیل لرزه‌ای در صورت یافتن چنین شکل‌هایی.

E_c :علاوه بر E_b، به‌کارگیری برخی از آنالیزهای ساده، معمولاً کافی خواهد بود.

E_d :علاوه بر E_b، به‌کارگیری یک آنالیز دینامیکی کامل، اغلب مناسب می‌باشد.

۳-۲-۵-۶- سدهای بتنی و سدهای با مصالح بنایی

۳-۲-۵-۶-۱- کلیات

قبل از سال ۱۹۰۰ تقریباً تمامی سدهای انگلستان، خاکی بوده‌اند. حدود ۲۰٪ از ۲۴۵۰ مخزن بزرگ که در قانون سال ۱۹۷۵ ذکر شده‌اند، سدهای بتنی یا سدهای با مصالح بنایی بوده‌اند. سدهای بتنی و مصالح بنایی معمولاً به صورت وزنی یا قوسـی مـی‌باشـند و ارتفاع آن‌ها تا حدود ۷۵ متر می‌رسد. حدود ۱۱۵ سد بزرگ بتنی و مصالح بنایی که بیش از ۱۵ متر ارتفاع دارنـد در انگلـستان وجـود دارد. درحالی‌که حوادث لرزه‌ای با بزرگی ۶ می‌توانند باعث خرابی در برخی سدهای بتنی یا بنایی شوند، در انگلستان سـدهای انـدکی تحت زلزله واقع شده‌اند. یک ارزیابی ایمنی اخیراً برای برخی از سدهای شمال اسکاتلند به منظور ارزیابی مقاومت لرزه‌ای آن‌ها انجام شده است.

رفتار یک سد تحت زلزله در ارتباط با موارد زیر است:

- مقاومت فشاری
- مقاومت کششی
- مقاومت در برابر لغزش

هنگام زلزله، سد به صورت دینامیکی تحت اثر آب نگه داشته شده قرار می گیرد. اثرات هیدرودینامیکی می‌تواند به وسیله جرم افزوده درنظر گرفته شود. اثر متقابل سد و پی در هر یک از عوامل زیر تحت تأثیر قرار می‌گیرد:

- رسوب در بستر مخزن
- سنگ پی
- هندسه دره سد

در این آیین‌نامه هر یک از موارد فوق به طور مختصر تشریح شده ست که در این قسمت از ذکر آن‌ها خودداری می‌گردد.

خرابی‌های لرزه‌ای ممکن در سدهای بتنی و سدهای با مصالح بنایی شامل موارد زیر است:

- 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

حداقل ۱۷ سد بتنی از تمامی انواع آن‌ها، تحت تأثیر حرکات زمین تا ۰/۱g قرار گرفته‌اند. تنها پنج سد دچار ترک‌ها یا خسارات نسبتاً کمی شده‌اند. سدهای بتنی حتی در شرایطی که در اثر نیروهایی بیش از نیروهای طراحی دچار لرزش شده‌اند، خسارات کمی دیده‌اند. در خلال زلزله‌ها، عملکرد سدهای بتنی قوسی بهتر از بقیه انواع بوده است. سدهای بتنی وزنی از نظر عملکرد مناسب در رده بعدی قرار دارند و حال آن‌که سدهای پشت‌بنددار کمی بیشتر تحت تأثیر زلزله واقع شده‌اند.

۳-۲-۵-۶-۲- روش‌های تحلیل لرزه‌ای

الف - روش شبه استاتیکی

در این روش نیروهای لرزه‌ای و هیدرودینامیکی با نیروهای استاتیکی معادل اعمال می‌شوند. یک تحلیل شبه استاتیکی در رابطه با فرضیات زیر محافظه‌کارانه می‌باشد:

- پیوستگی بارهای لرزه‌ای
- عدم لحاظ میرایی
- عدم لحاظ جذب انرژی توسط سد و پی آن
- کاربرد همزمان ماکزیمم شتاب‌های افقی و عمودی اما عدم محافظه‌کارانه بودن در تقویت ارتعاشات بوسیلهٔ سد.

ب - روش تحلیل دینامیکی خطی دو بعدی

در این آیین‌نامه ضمن معرفی روش مذکور، در نهایت روش ساده شده تحلیل دینامیکی خطی دوبعدی در چهار بخش زیر ارایه شده است:

- تعیین نیروهای زلزله و تنشها در خلال مود ارتعاشی اصلی: ده مرحله محاسباتی
- تعیین نیروهای زلزله و تنشها در خلال بزرگ‌ترین مودهای ارتعاشی: دو مرحله محاسباتی
- محاسبه تنشهای اولیه در سد بر اثر سایر بارگذاری‌ها به غیر از بار لرزه‌ای
- محاسبه مجموع تنشها در سد بر اثر مودهای ارتعاشی اصلی و بزرگ‌ترین (با روش SRSS)[1] و افزودن آن به مقادیر اولیه از مرحله ۳.

ج - تحلیل دینامیکی خطی سه‌بعدی

گستره شرایط ممکن که می‌توانند آنالیز شوند عبارتند از:

- سد– پی– سیستم مخزن می‌توانند متقارن یا غیرمتقارن باشند.
- سنگ پی زیر سد می‌تواند سخت یا انعطاف‌پذیر باشد.
- اندازه مخزن می‌تواند متناهی یا نامتناهی باشد.
- قابلیت تراکم آب می‌تواند لحاظ شود یا درنظر گرفته نشود.
- آب به هر میزانی می‌تواند وارد شود یا مخزن می‌تواند خالی باشد.

د - تحلیل غیرخطی

کاربرد تحلیل‌های غیرخطی هنوز به صورت عادی درنیامده است و مستلزم صرف هزینه، پیچیدگی و نبود یکنواختی در روابط تنش، کرنش و نسبت کرنش در بتن و سنگ می‌باشد. یک مدل که این نوع آنالیز را در سدهای بتنی اجرا کرده توسط زینکویچ[2] و همکاران وی تشریح شده است.

۳-۲-۵-۶-۳- ارزیابی ایمنی لرزه‌ای

هم‌چون قسمت مربوط به سدهای خاکی، در این قسمت آیین‌نامه نیز برای ارزیابی ایمنی سدهای بتنی ابتدا تجهیزات جانبی تشریح شده‌اند و در ادامه ضوابط لرزه‌ای، عملکردی، بارگذاری و تحلیلی بررسی شده است. به جهت پرهیز از ذکر مطالب تکراری به بیان نتیجه کلی در این زمینه بسنده می‌گردد. ریسک لرزه‌ای در کشور انگلستان علیرغم وجود رکوردهای اندک باید به گونه‌ای بررسی شود. زلزله‌ها بیانگر خطری هستند که باید در ارزیابی ایمنی مخزنی که ایجاد یک شکاف در آن موجب خسارات و خرابی‌های قابل توجه می‌گردد، منظور شود (یعنی برای تمامی سدها به جز موارد دسته I). پیشنهادهای مطرح شده برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سدهای انگلستان شامل مواردی است که در قانون مخازن سال ۱۹۷۵ دیده نشده است. با پیشرفت سریع کامپیوترها و توسعه

1–Dynamic Analysis Using Response Spectrum Seismic Loading

2- Zienkiewicz

نرم‌افزارها و کاهش زمان لازم برای تحلیل‌های ارزیابی ایمنی حتی می‌توان تحلیل‌های پیچیده را نیز به کار گرفت. در مورد سدهای وزنی بتنی و سدهای مصالح بنایی، روش‌های پیشنهادی برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای در جدول ۳-۲۲ خلاصه شده است.

جدول ۳-۲۲ رده‌های پیشنهادی برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای در سدهای بتنی و سدهای مصالح بنایی

دسته سد	ارتفاع سد	
	$<15^m$	$>15^m$
I	C_a	C_b
II	C_b	C_b
III	C_b	C_c
IV	C_c	C_c

در این جدول:

C_a: به‌طورکلی ارزیابی ایمنی لرزه‌ای نیاز نمی‌باشد.

C_b: معمولاً روش تحلیل شبه استاتیکی مناسب می‌باشد.

C_c: تحلیل دینامیکی دوبعدی براساس استاندارد EAGD-84 معمولاً قابل قبول خواهد بود. ممکن است شکل ساده شده تحلیل که در این آیین‌نامه بیان شده، برای سدهای دسته III اقتصادی باشد.

- در مورد سدهای با مشخصات سه‌بعدی معمولاً تحلیل سه‌بعدی دینامیکی مجاز می‌باشد. انتخاب روش باید براساس خواسته مهندسی صورت گیرد.
- در اثر یک حادثه لرزه‌ای، سدهای قرار گرفته در منطقه آسیب‌دیده باید به دقت از نظر علائم خرابی بررسی شوند. در مواردیکه خرابی رخ داده، کارهای چاره‌ساز و مفید نیاز است. عملیات اضطراری مانند کاهش سطح مخزن در یک حالت حدی ممکن است نیاز شود.
- نظارت مناسب و پیوسته باید برای سدهای با ارتفاع بیش از ۴۵ متر در دسته‌های III و IV منظور شود. دو شتاب نگاشت مربوط به تکان‌های قوی نیاز خواهد بود. یکی در تراز پی و دیگری در تراز تاج سد.

۳-۲-۵-۷- سازه های آبی جانبی سد

بسیاری از سدهای دارای تجهیزات جانبی هستند که می‌توانند در برابر حوادث لرزه‌ای آسیب‌پذیر باشند، این تجهیزات جانبی شامل موارد ذیل هستند. موارد زیر می‌تواند اهمیت ویژه‌ای داشته باشد:

- لوله‌های حفاظت نشده که در سد امتداد یافته‌اند.
- سازه‌های مجزا ساخته شده که تماماً یا بخشی به صورت محور استوآن‌های در سد بوده و از اشکال رایج در سدهای قدیمی می‌باشد.
- پل‌های دسترسی روی تکیه‌گاه‌های ساده
- تجهیزات سرریز که بعضاً در سدهای قدیمی جهت افزایش ظرفیت در برابر سیلاب‌های زیاد ساخته شده‌اند.
- پایداری شیبها در حوضه آبگیر سد

حالت لرزه‌ای محل می‌تواند مطابق این راهنما براساس یکی از شیوه‌های زیر ارزیابی شود:

- متوسطی از حالت لرزه‌ای انگلستان
- منطقه‌بندی لرزه‌ای انگلستان
- ارزیابی لرزه‌ای مخصوص محل

ارزیابی لرزه‌ای مخصوص محل در تعیین ضابطه لرزه‌ای بهترین گزینه بوده و در شرایطی که تعیین آن پرخرج و مشکل نباشد ترجیح داده می‌شود. ضوابط محدود زیر، جهت ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سدهای خاکی پیشنهاد شده است. ارزیابی ایمنی لرزه‌ای نباید موجب شکست سد و در نتیجه تخلیه کنترل نشده سد شود، در مجموع ارزیابی ایمنی لرزه‌ای باید:

- موجب شکست و روانگرایی در سد و پی آن نشود.
- موجب جابه‌جایی زیاد بر روی سطح شیبها یا پی‌هایی که سطح آن شکست خورده، نشود.
- موجب تراکم خاک در سد خاکی یا پی نشود.
- موجب ایجاد ترک در خاک در سد خاکی یا پی یا در سطح مشترک سازه‌ها یا دیوارهای پشتیبان نشود، چرا که باعث تراوش‌های کنترل نشده و توسعه آن می‌شود.
- موجب خسارت تجهیزات سرریز نشود چرا که باعث توسعه شرایط پرخطر می‌گردد.
- موجب خسارت تجهیزات خروجی نشود چرا که باعث توسعه شرایط پرخطر می‌گردد.
- زلزله زمان بهره‌برداری معمولاً جهت ارزیابی ایمنی سدهای موجود نیاز نمی‌باشد، اما در صورتیکه به دلایلی جهت ارزیابی ایمنی درنظر گرفته شود، نباید موجب خرابی عمده‌ای در سد یا تأسیسات جانبی آن شود و به ویژه باید:
- موجب لغزش سطوح سد یا پی نشود.
- موجب از کار افتادن تجهیزات جانبی و کنترلهای هیدرولیکی نشود.

۳-۳- جمع بندی و مقایسه کلی

به‌منظور مقایسه اجمالی روش‌های به کار رفته در طراحی لرزه ای سدها می‌توان به طور کلی با توجه به مصالح به‌کار رفته آن‌ها را تقسیم‌بندی نمود. اصولا سدهای بتنی قدمت بیشتری در دنیا داشته و لذا رفتار دینامیکی آن‌ها شناخته شده‌تر می‌باشد. به‌طور کلی این سازه‌ها چنانچه به طور وزنی و با ارتفاعهای کوتاه ساخته شوند خرابی محتمل حائز اهمیت، پایداری لغزشی آن‌ها می‌باشد لذا کاربرد روش‌های شبه استاتیکی می‌تواند برای آن جوابگو باشد.

در سدهای بلند و سدهای قوسی طراحی دینامیکی براساس تاریخچه زمانی با توجه به طیف زلزله به‌دست آمده برای منطقه و منظور نمودن و قرار دینامیکی بتن و تأثیر متقابل مخزن و پی الزامی می‌باشد که در این تحلیل باید مود شکل‌های تأثیرگذار تعیین و رفتار دینامیکی به صورت ترکیبی از نتایج مود شکل‌ها تعیین گردد. در تحلیل و طراحی این سد موارد موجود در پی یا مصالح باید جداگانه مدل گردد. این موارد شامل گسل موجود در پی و مسائلی نظیر واکنش قلیائی سنگدانه‌های بتن و انواع مواردی که موجب ترک‌خوردگی بتن شده و باید در مدل اجزاء محدود مورد توجه قرار گیرد می‌باشد.

بر اساس بررسی‌های به‌عمل آمده حداقل ۲۰ کشور دنیا دارای آئین‌نامه‌های مستقل طراحی لرزه ای سازه های آبی هستند. در این میان تمرکز اغلب آئین‌نامه‌هادر دو بخش مخازن و شبکه‌ها می باشد. در بخش مخازن نیز بیش‌ترین تمرکز و بیان جزئیات روی

سدهای کوچک و متوسط بوده که از نظر تعداد بسیار بیشتر می باشند و اغلب در نقاط مختلف با شرایط مختلف طراحی و اجرا می گردند. در مورد سازه های جنبی سدها و نیروگاه‌ها در این آیین‌نامه‌ها معمولا فقط کلیات بیان شده است و عمده جزئیات مربوط به طراحی بدنه سد و کنترلهای مربوط به آن می باشد. حتی در برخی آیین نامه ها اصلا اشاره ای به سازه های جنبی نشده است.

از نظر بیان روش‌های طراحی در بسیاری از موارد در آیین‌نامه‌ها فقط ضوابط عمومی بیان شده و چگونگی برآورده کردن آن‌ها به عهده طراحان گذاشته شده است. در آیین نامه های معدودی مانند آئین‌نامه ژاپن، روش‌های تحلیل و طراحی به‌طور خاص معرفی شده و شرح داده شده اند. بسیاری از آئین‌نامه‌ها مانند آئین‌نامه انگلستان و اغلب آیین‌نامه‌های اروپایی در بیان ضوابط طراح را به نشریات کمیسیون بین المللی سدهای بزرگ ارجاع داده اند. در آیین نامه آمریکا نیز به‌طور مشخص به این دستورالعمل‌ها استناد شده است. البته در آمریکا چند مرجع مختلف از جمله انجمن مهندسین ارتش (USACE) [1]، انجمن سد آمریکا (USSD) [2] (تحت عنوان قبلی کمیسیون ملی سدهای بزرگ USCOLD) و انجمن کارهای آبی (AWWA) [3] دستورالعمل‌ها و راهنماهای طراحی انواع سازه‌های آبی را ارایه داده‌اند ولی رسمی‌ترین مرجع دفتر احیای اراضی (USBR) [4] وزارت کشور آمریکاست که قوانین مربوط به سازه های آبی را وضع می کند.

در مورد دستورالعمل‌ها و آیین نامه‌های طراحی لرزه ای آیین نامه‌های کشورهای اروپایی عمدتا به اوروکد ۸ [5] که مربوط به طراحی لرزه ای سازه‌ها است استناد می‌کنند و دستورالعمل ویژه ای ندارند، چرا که کمتر در معرض خطرات زلزله می باشند. در کانادا و روسیه هم وضعیت مشابهی وجود دارد و آیین نامه مستقلی در مورد طراحی لرزه ای سدها و سازه‌های مرتبط با آن وجود ندارد. به‌طور کلی کشورهایی که هم صنعت سدسازی در آن‌ها رونق نسبی بیش‌تری داشته و در معرض لرزه خیزی قابل توجه هم قرار دارند مانند آمریکا، ژاپن، چین، هند و نیوزیلند آیین‌نامه‌های طراحی لرزه ای سازه های آبی به‌صورت مشروح تر و به روز تر می باشد. در مورد ترکیه استاندارد مدونی در این زمینه منتشر نشده است.

در مورد شبکه‌ها و خطوط انتقال آب به‌علت استفاده بیشتر آیین‌نامه‌ها، دستورالعمل‌های طراحی و حتی نرم‌افزارهای جامع طراحی لرزه‌ای نیز وجود دارد. در مورد این سازه های آبی سوابق بیش‌تری نیز از رفتار سازه‌ها در زلزله موجود است. از طرفی این سازه‌ها به‌صورت مشترک در صنایع مختلف مانند نفت و گاز و فاضلاب به‌کار برده می‌شوند و لذا کارهای بیشتری روی آن‌ها انجام شده است.

1- United States Army Civil Engineers
2- United States Society of Dam
3-American Water Works Association
4-United States Bureau of Reclamation
5- Eurocode 8

فصل ۴

طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی در ایران

۴-۱- استانداردها و دستورالعمل‌های موجود مرتبط با طراحی لرزه ای سازه‌های آبی در ایران

در ایران نشریات متعددی بر اساس ترجمه و گردآوری از منابع داخلی موجود و منابع خارجی تدوین شده است. ذیلا فهرست برخی از این نشریات که عمدتا توسط دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی و دفتر استانداردهای سازمان مدیریت منابع آب ایران منتشر شده اند ارایه شده است:

- ضوابط عمومی طراحی سازه های آبی بتنی – نشریه شماره ۲۲۹ سازمان مدیریت منابع آب ایران – فصل بیستم، ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله
- ضوابط طراحی سازه های بندهای انحرافی – نشریه شماره ۱۹۸ دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی
- راهنمای طراحی سازه های تونل‌های آب بر – نشریه شماره ۲۶۱ سازمان مدیریت منابع آب ایران – فصل هفتم
- راهنمای طراحی دیوارهای حائل – نشریه شماره ۲۶۲ سازمان مدیریت منابع آب ایران
- فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و خطر زمین لرزه (مرحله شناسایی) – نشریه شماره ۱۹۹ دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی
- فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و خطر زمین لرزه (مرحله توجیهی) – نشریه شماره ۲۰۰ دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی
- فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و خطر زمین لرزه (مرحله طراحی تفصیلی) – نشریه شماره ۲۳۸ دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی
- تاریخچه مدلهای کاهیدگی و معیارهایی جهت انتخاب مدل مناسب – نشریه شماره ۱۳۴ سازمان مدیریت منابع آب ایران
- ضوابط طراحی سازه‌ای مجاری آب‌بر زیرزمینی بتنی – نشریه شماره ۱۸۵ دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی
- ضوابط طراحی مخازن آب روزمینی – نشریه شماره ۱۲۴ دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی

موضوعات این نشریات در دو بخش قابل بررسی است. دسته اول نشریاتی که به ارایه شرح خدمات و فعالیت‌های لازم در مطالعات مرتبط با طراحی لرزه ای می پردازند و دسته دوم که به مباحث طراحی یک نوع سازه خاص می پردازند که عمدتا سازه های ذخیره آب کوچک و سازه های انتقال آب را در بر می گیرد. نشریات دسته اول معمولا کاربرد قراردادی دارند و فهرست فعالیت‌های فنی که در یک قرارداد مطالعاتی، توجیهی و تهیه اسناد مناقصه و یا طراحی تفصیلی باید انجام شود را ارایه می کنند. البته بنا به اظهار نظر گروهی از دست‌اندرکاران سازه های آبی اغلب این شرح خدمات‌ها به‌صورت محافظه کارانه و دست بالا تدوین شده و مشکلاتی را خصوصا در کارهای مطالعاتی بوجود می آورد. لذا اقدام لازم در خصوص بهینه کردن آن‌ها باید صورت پذیرد.

هیچ‌یک از نشریات دسته دوم نیز سازه های آبی مهم مانند سدها و سازه‌های وابسته به آن‌ها را شامل نمی‌شوند. بسیاری از آن‌ها هم در حد ترجمه و گردآوری بوده و با اینکه اطلاعات فنی خوبی برای طراحی ارایه می‌دهند ولی به‌صورت آیین‌نامه تدوین نشده و کلیه وظایف یک آئین‌نامه را انجام نمی‌دهند.

۴-۲- روش‌های متداول طراحی لرزه ای سازه های آبی در ایران

۴-۲-۱- نتایج بررسی وضعیت پروژه های موجود

با مطالعه مدارک طراحی و دفترچه های معیارهای طراحی پروژه های آبی مختلف در ایران چند نکته به نظر می رسد که عبارتند از:

- در پروژه هایی که توسط مشاوران خارجی انجام شده و یا به‌طور مشترک با مشاوران خارجی انجام شده است عمدتاً آیین نامه مربوط به کشور متبوع مشاور خارجی به عنوان مبنا قرار گرفته است. حتی در بسیاری از قراردادها نیز به‌علت نبود آیین نامه ایرانی در زمینه طراحی سازه های آبی و نیز نبود معیارهای مشخص، مشاور خارجی عناوین آیین‌نامه‌های مورد نظر خود را گنجانده است. در مجموع تنوع قابل توجهی از آیین‌نامه‌های مختلف در این زمینه به چشم می خورد. در برخی از موارد چون در بخشهای مختلف پروژه مشاوران مختلف درگیر بوده اند، لذا از آیین‌نامه‌های متفاوتی هم استفاده شده است که چندان مطلوب نیست.
- در پروژه هایی که توسط مشاوران داخلی انجام شده است از لحاظ کمی بیشتر به آیین‌نامه‌های آمریکایی استناد شده است. در برخی موارد ناهماهنگیهایی نیز وجود دارد از جمله استفاده از آیین نامه کشورهای مختلف در بخشهای مختلف طراحی که از نظر اصولی و بدون در نظر گرفتن شرایط و ضوابط هر آئین‌نامه صحیح نمی باشد.
- در پروژه‌های بزرگ جهت ایجاد یکنواختی بیشتر در مواردی معیارها و ضوابط طراحی توسط یک مشاور اولیه یا مشاور مادر تعریف شده است. منبع و نوع معیارها در اینگونه موارد بیشتر به ماهیت مشاور مادر بستگی داشته است و در تعیین معیارها و استناد به منابع و مآخذ از منابع متداول خود یا کشور متبوعش استفاده کرده است.
- اغلب طراحان و مشاوران سعی کرده اند از مسائل ناشی از عدم وجود ضوابط مشخص و مدون و ناهماهنگی معیارهای آئین‌نامه‌های مختلف، با در نظر گرفتن حاشیه اطمینان اضافی و احیانا انتخاب دست بالاترین ضابطه، بگذرند. این مساله در بسیاری از موارد طراحی ها را از حالت اقتصادی خارج کرده و هزینه های سنگینی را به پروژه ها تحمیل کرده است.
- در مجموع به نظر می رسد هماهنگی لازم بین ضوابط مورد استفاده در طراحی لرزه ای سازه های آبی در کشور وجود ندارد و نیاز به یکسان‌سازی ضوابط و معیارها حداقل در بخش چارچوب و معیارهای کلی احساس می شود. البته این نتیجه صرفا به معنی نیاز به تدوین استاندارد نیست و این مهم با راهکارهای دیگری نیز قابل حصول است.

۴-۲-۲- خلاصه معیارهای طراحی لرزه ای متداول

در مورد سدهای خاکی طراحی در ایران بیشتر شبه استاتیکی و محافظه‌کارانه می‌باشد. به این صورت که بدون منظورنمودن طیف لرزه‌ای منطقه شتاب g ۰/۱۵ برای کلیه سدهای خاکی استفاده شده و تغییر شکل تاج به حدود ۷۵ سانتی متر محدود گردیده و این در حالی است که طرح بسیار محافظه‌کارانه‌ای نتیجه می‌گردد. لذا همواره عنوان گردیده که مطالعات لرزه‌خیزی برای طرح‌های

خاکی بی‌حاصل می‌باشد. تنها موارد محدودی دیده شده که در تحلیل‌های دینامیکی به رفتار پلاستیک مصالح خاکی توجه گردد. در تحلیل‌های پایداری این نوع سد در آئین‌نامه ژاپن حالت سیل و زلزله بدلیل شرایط منطقه با هم منظور شده ولی در آئین‌نامه‌های آمریکا دو پدیده با هم مدنظر قرار نمی‌گیرند.

مورد اساسی دیگری که در سدهای خاکی در ایران عموما مورد توجه دقیق قرار نمی‌گیرد مسائل مربوط به روانگرایی پی‌های آبرفتی می‌باشد که فعلاً نرم‌افزاری برای تحلیل دقیق این پدیده وجود نداشته و فقط با توجه به دانه‌بندی و آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) و آزمایش مخروط استاندارد (CPT) بررسی‌های اولیه روی آن صورت می‌گیرد.

در سدهای خاکی، سدهای کوتاه اهمیت کمتری نسبت به سدهای بلند نداشته و حتی تعداد خرابی در سدهای کوتاه دنیا در اثر زلزله بیشتر بوده است. در مورد سدهای خاکی مسائل زیادی موجب تخریب می‌گردد که از مهم‌ترین آن‌ها ایجاد ترک‌های طولی و ایجاد روانگرایی در پی و پوسته بالادست و مسدود شدن فیلترها در اثر جابجائی آن‌ها و عدم کنترل فشار منفذی می باشد. اولین سد خاکی ایران که در اثر زلزله تخریب شده سد داشکان می‌باشد.

در مورد سدهای بتنی یکی از موارد نادر آسیب دیدگی سد در زلزله در حالت فاصله کانونی نزدیک، ترک‌خوردگی سد سفیدرود در اثر زلزله منجیل می‌باشد. این مورد می تواند مبنای جالبی برای ارزیابی طراحی لرزه ای سدهای بتنی قرار گیرد.

در طراحی های لرزه ای متداول سازه‌های آبی اعم از سدها و سازه‌های جنبی آن‌ها ضریب زلزله با توجه به مطالعات لرزه زمین ساخت منطقه با توجه به شدت لرزه خیز بودن محل سد، شرایط پی و نوع سد به‌دست می‌آید. در حالتی که زمین لرزه‌ای با مقیاس بزرگ و نزدیک به محل سد رخ می‌دهد با اینکه ویژگی زمین شناسی مؤثر می‌باشد، شدت زلزله طراحی می‌تواند مقادیری که در جدول ۴–۱ نشان داده شده است فرض گردد که این امر با ملاحظه مقادیری که در گذشته برای محل و خصوصیات دینامیکی بدنه سد ثبت شده است انجام می‌پذیرد. این مقادیر بر اساس آئین نامه های دهه ۸۰ و اوایل دهه ۹۰ میلادی ژاپن و آمریکا که در بیشتر گزارش‌های طراحی داخلی ارایه می شود جمع بندی و خلاصه شده است.

هنگامی که تراز آب بالا دست بخش غیرسرریز سد همان تراز تخلیه باشد مقادیر می‌تواند نصف مقادیری که در جدول ۴–۱ نشان داده شده است درنظر گرفته شود. به‌علاوه هنگامی که تراز آب مذکور در بالاتر از سیلاب طراحی باشد، نیروی اینرسی و فشار هیدرودینامیک در حین زلزله منظور نشده و فشار هیدرودینامیک در حین زلزله در بارگذاری محسوب نمی‌شوند. در محاسبهٔ پایداری سد، ضرایب یکسان ایمنی با توجه به نوع سد در نظر گرفته می‌شوند؛ بنابراین بزرگی بارگذاری وارد بر بدنه سد با توجه به فرکانس وقوع برای هر تراز آب تغییر می‌کند. این مقادیر تنها به عنوان مرجع هستند. مقادیر بزرگ‌تر از مقادیر بالا می‌تواند با در نظر گرفتن زلزله‌های ثبت شده، ویژگی‌های زمین‌شناسی محل و خصوصیات دینامیکی بدنه سد مورد استفاده قرار گیرد.

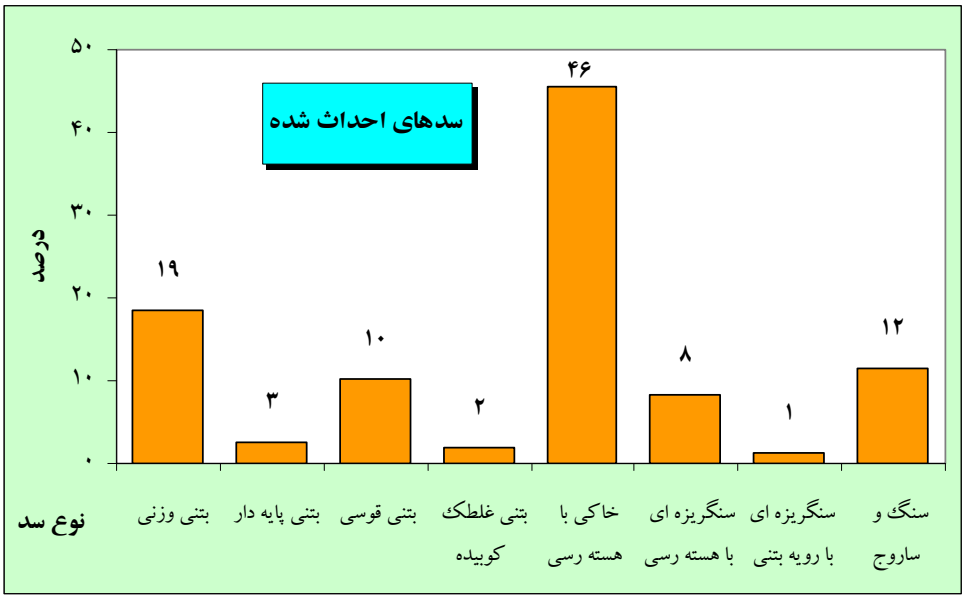
جدول ۴-۱مقادیر متداول شتاب لرزه ای طراحی بر حسب شتاب ثقل

	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

در مورد سازه های جانبی سدها بر اساس اطلاعات جمع آوری شده از مهندسین مشاور داخلی، شرکت‌های دارای بیش‌ترین فعالیت در این بخش شامل مشانیر، مهاب قدس، قدس نیرو ، لار ، دزآب و مشارکتهای خارجی مهاب قدس – ایکرز ، مشانیر –نیپون کوئه – لامایر و مشانیر– سکو– کلنگو می‌باشند. هیچ‌یک از مشاوران دستورالعمل ثابتی را برای طراحی لرزه ای سازه های جنبی مانند سرریز، تونل‌ها، میله‌ها، نیروگاه‌های آبی و سازه های ورودی و خروجی آن‌ها استفاده نکرده اند و در اغلب موارد به مدارک مشابه خارجی که عمدتا شرکتهای اروپایی هستند استناد شده است. بر اساس مطالعه اجمالی این مدارک در طراحی لرزه ای این سازه‌ها عمدتا از روش‌های ساده شده معادل شبه استاتیکی و بعضاً طیفی استفاده شده است.

۴-۳- بررسی آماری پروژه های سازه های آبی مهم در ایران

در جدول ۴-۲ فهرست سدهای موجود در ایران ارایه شده است. در نمودار ۴-۱ نیز درصد آماری هر یک از سدها شامل سدهای بتنی وزنی، بتنی پایه دار، بتنی قوسی، بتنی غلتکی، خاکی با هسته رسی، سنگریزه ای با هسته رسی، خاکی یا سنگریزه ای با رویه بتنی و مصالح بنایی نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود بیش از نیمی از سدهای احداث شده سد خاکی هستند. البته جهت مقایسه جامع معیارهایی چون حجم مخزن انواع سدها و برق تولیدی و مانند آن‌ها نیز باید مد نظر قرار گیرند.



نمودار ۴-۱توزیع آماری سدهای احداث شده در ایران

جدول ۴-۲ فهرست سدهای احداث شده در ایران به تفکیک نوع سد

نام سد	نوع سد	محل سد
احمد آباد	خاکی با هسته رسی	۲۰ کیلومتری جنوب تربت جام بر روی رودخانه احمد اباد
احمد مراغه	خاکی	مغانجیق–مراغه بر روی رودخانه مغانجیق
ارس	خاکی با هسته رسی	در قزل قشلاق در نزدیکی شهر جلفا بر روی رودخانه ارس
استور	بتنی دو قوسی	بر روی رودخانه قزل اوزن در استور
اکباتان	بتنی پایه دار	یالفان همدان بر روی رودخانه ابشینه
الا گل	خاکی	الاگل – ترکمن صحرا بر روی رودخانه اترک
الوند	انحرافی – سنگی	قصر شیرین–جگرلو ، بر روی رودخانه الوند
انحرافی بریموند	بتنی	۲۰ کیلومتری سر پل ذهاب بر روی رودخانه الوند
انحرافی بنگویه	بتنی وزنی	۲۰ کیلومتری شمال شرقی سیرجان بر روی رودخانه بنگویه
انحرافی پسیخان	بتنی – خاکی	۵ کیلومتری راه رشت–فومن بر روی رودخانه پسیخان
انحرافی جلگه دار	بتنی	بر روی رودخانه کردان واقع در جلگه دار
انحرافی حشمت رود	بتنی – خاکی	۱۴ کیلومتری استانه اشرفیه بر روی رودخانه دیسام
انحرافی دز	بتنی	جنوب دزفول بر روی رودخانه شاوور
زهک	انحرافی	زهک – ۲۷ کیلومتری زابل بر روی رودخانه سیستان
انحرافی زیاران	بتنی – وزنی	بر روی رودخانه زیاران واقع در زیاران ابیک
انحرافی سر قنات	بتنی – وزنی	بر روی رودخانه دالکی واقع در دالکی
انحرافی سنگبان	بتنی	بر روی رودخانه شاهرود در طالقان
انحرافی سیستان	انحرافی	جزیمه–زابل بر روی رودخانه سیستان
انحرافی شاخزر	بتنی – خاکی	۱۶ کیلومتری راه رشت–فومن بر روی رودخانه شاخزر
انحرافی شبانکاره	بتنی – وزنی	بر روی رودخانه شاپور واقع در شبانکاره
انحرافی شهدا	بتنی	شمال بهبهان بر روی رودخانه مارون
انحرافی صیقلان رودبار	انحرافی	بر روی رودخانه صیقلان رودبار در رشت
انحرافی کدنگ	بتنی – وزنی	بر روی رودخانه قره اغاج واقع در روستای کدنگ
انحرافی کرخه	انحرافی	شمال حمیدیه – بر روی رودخانه کرخه
انحرافی کلنچین	بتنی – وزنی	بر روی رودخانه چشمه کلنچین در کوهرنگ
انحرافی کهک	انحرافی	بر روی رودخانه سیستان واقع در کهک
انحرافی کوچری	بتنی	بر روی رودخانه گلپایگان واقع در گلپایگان
انحرافی کوهرنگ ۲	بتنی – وزنی	بر روی رودخانه شیخ علیخان در کوهرنگ
انحرافی گتوند	بتنی	شمال شوشتر– ۴ کیلومتری شمال گتوند بر روی رودخانه کارون
انحرافی گله رود	سرریز بتنی	بر روی رودخانه سفید رود در امامزاده هاشم

نام سد	نوع سد	محل سد
انحرافی ماربران	بتنی – وزنی	بر روی رودخانه چشمه ماربران در کوهرنگ
انحرافی مهاباد	سنگریزه ای با هسته خاکی	یوسف کندی مهاباد بر روی رودخانه مهاباد
انحرافی نکواباد	بتنی	۳۰ کیلومتری جنوب اصفهان بر روی زاینده رود
انحرافی هراز	سر ریز بتنی	۶ کیلومتری جنوب امل بر روی رودخانه هراز
آبشار	سد انحرافی بتنی	اصفهان بر روی زاینده رود
آبشینه	خاکی	بر روی رودخانه آبشینه مهرآباد در همدان
آق چای	خاکی با هسته رسی	بر روی رودخانه اق چای واقع در قورول سفلی
بار	خاکی با هسته رسی	۲۰ کیلومتری شمال نیشابور بر روی رودخانه بار
بارزو	خاکی با هسته رسی	بارزو بر روی رودخانه قلجق
بانه	خاکی – سنگریزه ای	بر روی رودخانه بانه چای در بانه
بداولی – ماکو	خاکی	بداولی ماکو در بازرگان بر روی رودخانه اق سو
برجفت	خاکی	بر روی رودخانه کوهرنگ در کوهرنگ
بمپور	انحرافی	بر روی رودخانه بمپور در ۱۲ کیلومتری غرب ایرانشهر
بند اخملد	سنگ و ساروج	نزدیکی مشهد
بند امیر	سنگ و ساروج	شمال شرقی شیراز
بند بهمن	سنگ و ساروج	جنوب شیراز
بند تیلکان	سنگ و ساروج	بر روی رودخانه کر در استان فارس
بند ساوه	مصالح بنایی	کیلومتر ۳۷ ساوه
بند شاهپور	سنگ و ساروج	نزدیک شوشتر بر روی رودخانه کارون
بند شش تراز	سنگ و ساروج	نزدیک کاشمر بر روی رودخانه شش طراز
بند طرق	مصالح بنایی	نزدیک مشهد
بند فریمان	سنگ و ساروج	نزدیک فریمان
بند کبار	سنگ و ساروج	نزدیک قم بر روی رودخانه کبار
بند کلات نادری	مصالح بنایی	استان خراسان
بند گرگر– آسیابهای شوشتر	مصالح بنایی	شوشتر
بند گلستان	سنگ و ساروج	شمال مشهد
بند میزان	سنگ و ساروج	شوشتر بر روی رودخانه کارون
بند و پل خواجو	مصالح بنایی	بر روی زاینده رود اصفهان
بیدواز – چوین	خاکی	اسفراین بر روی رودخانه بیدواز
پلرود	سنگریزه ای با هسته رسی	بر روی رودخانه پلرود در سایت ۵

نام سد	نوع سد	محل سد
تاریک	بتنی – خاکی	۲۵ کیلومتری سد سفید رود بر روی رودخانه سفید رود
تبرک آباد	خاکی همگن	تبرک اباد بر روی خانه تبرک
تنظیمی مارون	بتنی دریچه دار	۵/۱۴ کیلومتری شمال بهبهان بر روی رودخانه مارون
تهم	خاکی	بر روی رودخانه تهم چای در زنجان
جره	خاکی با هسته رسی	۲۰ کیلومتری شمال شرقی رامهرمز بر روی رودخانه رود زرد
جره بالا – رئیسعلی دلواری	بتنی قوسی	بر روی رودخانه جره شاپور در برازجان
چات	خاکی	شمال گنبد بر روی رودخانه اترک مرزی
چغار خور	خاکی	بروجن بر روی رودخانه گندمان
چغلوندی	بتنی	چغلوندی لرستان بر روی رودخانه دورود
چم گردلان	بتنی قوسی	۲۵ کیلومتری جنوب ایلام بر روی رودخانه چم گردلان
چم مانی	خاکی با هسته رسی	بر روی رودخانه جراحی در چم مانی
خدا افرین	خاکی	اصلاندوز مغان بر روی رودخانه ارس
خیرآباد	بتنی	۹۰ کیلومتری شمال اهواز بر روی رودخانه شاوور
رامین	خاکی	رامین زنجان بر روی رودخانه رامین قزل اوزن
ریگ چشمه بلند	خاکی با هسته رسی	بر روی رودخانه تجن در ریگ چشمه
ریگ چشمه کوتاه	خاکی با هسته رسی	بر روی رودخانه تجن در ریگ چشمه
زرینه رود	خاکی با هسته رسی	در یمن اباد در نزدیکی شهر بوکان بر روی رودخانه زرینه رود
زولا	خاکی	زولا – سلماس بر روی رودخانه زولا چای
سلمان رود	خاکی با دیواره ابند	سایت ۱ سلمان بر روی رودخانه سلمان رود
سنگر	بتنی – خاکی	حوالی سنگر – بر روی رودخانه سفید رود
سولکان ۴	خاکی با هسته رسی	بعد از تقاطع سولکان و اق بلاغ بر روی رودخانه سولکان
سیبویه – سیوند	خاکی	شمال مرودشت بر روی رودخانه سیوند
شاوور	بتنی	۶۵ کیلومتری شمال اهواز بر روی رودخانه شاوور
شفا رود	سنگریزه ای با هسته رسی	بر روی رودخانه شفارود در سایت ۵
شمیل	خاکی	شمیل – بندر عباس بر روی رودخانه شمیل
طالقان	خاکی با هسته رسی	بر روی رودخانه شاهرود– طالقان واقع در سنگبان
فریزی	خاکی	فریزی مشهد بر روی رودخانه فریزی
فریمان	خاکی با هسته رسی	بر روی روخانه فریمان در فریمان
قلعه نو	خاکی با هسته رسی	۲۴ کیلومتری شمال تربت حیدریه بر روی رودخانه کال سالار
قوری چای	خاکی	ملا احمد–اردبیل بر روی رودخانه قوری چای
کهیر	بتنی غلتکی کوبیده	کهیر چاه بهار بر روی رودخانه کهیر

نام سد	نوع سد	محل سد
کوثر – نومل	خاکی	جنوب شرقی گرگان بر روی رودخانه سرشاخه قره سو
کوچری	خاکی با پوشش بتنی	۱۲ کیلومتری جنوب گلپایگان بر روی رودخانه قمرود
کوران بوزان	خاکی و سنگریزه	بر روی رودخانه سیمره در محل پل امامزاده
کوهرنگ ۱	انحرافی	بر روی رودخانه شیخ علیخان در چلگرد
گاویشان	سنگریزه ای با هسته رسی	۲۵ کیلومتری شمال کامیاران بر روی رودخانه کاوه رود
گدار لندر	بتنی غلتکی کوبیده	بر روی رودخانه کارون واقع در تنگ بلوط
گردلان	بتنی قوسی	بر روی رودخانه سیروان در گردلان
گرگان – وشمگیر	خاکی	بر روی رودخانه گرگانرود در سنگرسوار
گرگز	خاکی با هسته رسی	روستای گرگز بر روی رودخانه گرگانرود
گرمسار	بتنی - وزنی	بر روی رودخانه حبله رود واقع در پارچین–بنکوه
گنجانچم	بتنی	مهران– پاسگاه رضا اباد بر روی رودخانه گنجانچم
ماهنساء	خاکی با هسته رسی قائم	۳۰ میلومتری شمال شرقی مشهد – رودخانه ماهنساء – شاخه کشفرود
مرداب رود	خاکی با هسته رسی	بر روی رودخانه مرداب رود در سایت ۱
مردان آباد	خاکی با هسته رسی	۳۶ کیلومتری جنوب شرقی تربت جام بر روی رودخانه روس
معبد چغاز نبیل	کانال روباز و مخزن	۳۰ کیلومتری جنوب شرقی شوش
منگل	خاکی با هسته رسی	۲۵ کیلومتری جنوب بابل بر روی رودخانه هراز
میل و مغان	انحرافی	بر روی رودخانه ارس واقع در اصلاندوز
نازلو	خاکی	نازلو چای ارومیه بر روی رودخانه نازلو چای
ناو رود	خاکی با دیواره ابند	بر روی رودخانه ناورود در سایت ۱
نساء	سنگریزه ای با رویه بتنی	بر روی رودخانه نساء رود در انجیرک
نوروز لو	انحرافی	15 کیلومتری جنوب شرقی میاندواب بر روی رودخانه زرینه رود
نیروگاه جریانی گدارلندر	سنگریزه ای	در محل گدارلندر نزدیکی شهر مسجد سلیمان بر روی رودخانه کارون
هریرود	خاکی	بر روی رودخانه هریرود در منطقه پل خاتون
ورامین	بتنی	بر روی رودخانه جاجرود در بنکوه–کبود گنبد
البرز – پاشاکلا	سنگریزه ای با هسته رسی	در نزدیکی قائمشهر در استان مازندران بر روی رودخانه بابلرود
الیمالات	خاکی با هسته رسی مایل	چهارده کیلومتری شهرستان نور در استان مازندران بر روی رودخانه شامیرود
امیر کبیر – کرج	بتنی دو قوسی	کیلومتر بیست و سه جاده کرج–چالوس و شصت و سه کیلومتری شمار غرب تهران بر روی رودخانه کرج در نزدیکی روستای واریان
آیدوغموش	سنگریزه ای با هسته رسی	۲۰کیلومتری جنوب غربی میانه در استان آذربایجان غربی بر رودخانه آیدوغموش

نام سد	نوع سد	محل سد
برنجستانک – زمزم	خاکی با هسته رسی	بیست کیلومتری جنوب شرقی قائمشهر در استان مازندران بر روی رودخانه آب تیجون
بند کریت	مصالح بنایی	نزدیک طبس
پارام	خاکی با هسته رسی مرکزی	بیست کیلومتری شهر هریس در استان آذربایجان شرقی بر روی رودخانه هریس
پانزده خرداد	خاکی با هسته رسی	دوازده کیلومتری شمال دلیجان بر روی رودخانه قم رود
پیشین	خاکی با هسته رسی	رودخانه باهو
تنگاب – فیروزآباد	خاکی با هسته رسی	روازده کیلومتری فیروزآباد در استان فارس بر روی رودخانه فیروزآباد
جیرفت	بتنی دو قوسی	روی رودخانه هیل رود در چهل کیلومتری شمال شرقی جیرفت
چاه نیمه	خاکی همگن	شهر زهک در استان سیستان و بلوچستان بر روی رودخانه سیستان
حنا – سمیرم	خاکی با هسته رسی	۳۰ کیلومتری سمیرم و ۱۹۰ کیلومتری جنوب شرقی اصفهان بر روی رودخانه حنا
درودزن	خاکی – سنگریزه ای	در نزدیکی شهر مرودشت بر روی رودخانه کر
دز	بتنی دو قوسی	۲۵ کیلومتری شمال دزفول در استان خوزستان بر روی رودخانه دز
زاینده رود	بتنی قوسی	شهر کرد بر روی رودخانه زاینده رود
زیران	بتنی غلطک کوبیده	بر روی رودخانه کاجو در زیران پیرسهراب
ساوه – غدیر	بتنی دو قوسی	تنگه وفرقان – ۲۵ کیلومتری شهر ساوه بر روی رودخانه قره چای
سبلان	سنگریزه ای با هسته رسی	پنجاه و پنج کیلومتری شمالغربی اردبیل و سی پنج کیلومتری شمالشرقی مشکین شهر بر روی رودخانه قره سو
ستارخان – اهر	خاکی با هسته ناتراوای رسی	پانزده کیلومتری غرب شهر اهر در استان آذربایجان شرقی بر روی رودخانه اهر چای
سفید رود	بتنی پشت بند دار	منجیل بر روی رودخانه سفید رود
سلمان فارسی – قیر	بتنی قوسی وزنی	تنگه کارزین در نزدیکی شهر قیر در استان فارس – رودخانه قره آغاج
سنبل رود	خاکی با هسته رسی	قریه سید کلا بابل در استان مازندران بر روی رودخانه سنبل رود
سهند	خاکی با هسته رسی مرکزی	۲۵ کیلومتری هشترود در استان آذربایجان شرقی– رودخانه قرنقوچای
سیرجان	خاکی با هسته رسی	سیرجان در استان کرمان بر روی رودخانه تنگوئیه
شهر چای	سنگریزه ای با هسته رسی	دوازده کیلومتری ارومیه بر روی رودخانه شهر چای
شهید رجایی – تجن	بتنی دو قوسی	۴۰ کیلومتری جنوب ساری بر روی رودخانه تجن در سلیمان تنگه
شهید عباسپور – کارون ۱	بتنی دو قوسی	پنجاه و پنج کیلومتری شمال شرقی مسجد سلیمان در استان خوزستان بر روی رودخانه کارون

نام سد	نوع سد	محل سد
شهید یعقوبی – تربت حیدریه	خاکی با هسته رسی	بیست و پنج کیلومتری تربت حیدریه بر روی روخانه کال سالار
شیاده	خاکی با هسته رسی مرکزی	سی یک کیلومتری جنوب غربی بابل در استان مازندران بر روی رودخانه چلیم
صلاح الدین کلا	خاکی با هسته مایل	سی و دو کیلومتری شرق نوشهر و هفت کیلومتری جنوب روستای صلاح الدین کلا بر روی رودخانه کجور بهبود
طرق	بتنی دو قوسی	بیست و پنج کیلومتری جنوب شرقی شهرستان مشهد
علویان	خاکی با هسته رسی مرکزی	رودخانه صوفی چای در سه و نیم کیلومتری شمالغربی مراغه در آذربایجان شرقی
فریم صحرا	خاکی–سنگریزه ای با هسته رسی قائم و ضخیم	شصت کیلومتری شهر ساری در استان مازندران بر روی رودخانه عروس و داماد
قشلاق – وحدت	خاکی – سنگریزه ای	سنندج بر روی رودخانه قشلاق
کارده	بتنی دو قوسی	چهل کیلومتری شمال مشهد بر روی رودخانه کارده
کرخه	خاکی با هسته رسی	رودخانه کرخه
کوثر	وزنی بتنی	شهرستان گچساران در استان کهکیلویه و بویر احمد بر روی رودخانه خیرآباد
کارون ۳	بتنی دو قوسی	۲۸ کیلومتری شرق شهر ایذه در استان خوزستان – رودخانه کارون
کارون ۴	بتنی قوسی وزنی	صدو هشتاد کیلومتری جنوب غربی شهر کرد در استان چهارمحال و بختیاری بر روی رودخانه کارون
گلپایگان	خاکی – سنگریزه ای	گلپایگان بر روی رودخانه گلپایگان
گلستان	خاکی همگن	دوازده کیلومتری شمال شرقی گنبد کاووس در استان گلستان بر روی رودخانه گرگانرود
گیلارلو	خاکی با هسته رسی	هشت کیلومتری شمالغربی شهرستان گرمی و یک و نیم کیلومتری شمال روستای گیلارلوبا در استان اردبیل بر روی رودخانه برزند و دیزج
لار	خاکی با هسته رسی	هفتاد و پنج کیلومتری تهران و صد کیلومتری آمل بر روی رودخانه لار
لتیان	وزنی بتنی پایه دار	سی و پنج کیلومتری شمال شرقی تهران بر روی رودخانه جاجرود
مارون	سنگریزه ای با هسته رسی	نوزده کیلومتری شمال شرقی بهبهان واقع در استان خوزستان بر روی
ماکو – بارون	خاکی با هسته رسی	۱۲ کیلومتری جنوب شهرستان ماکو بر روی رودخانه زنگمار نزدیک روستای بارون
مسجد سلیمان	بتنی	رودخانه کارون ۲۶ کیلومتری پایین دست سد کارون یک
میرزای شیرازی – کوار	سنگریزه ای با رویه بتنی	ده کیلومتری غرب شهر کوار در استان فاری بر روی رودخانه قره آغاج
میناب – استقلال	پشت بند دار	ردوخانه میناب
نهند	خاکی با هسته رسی مرکزی	۴۳ کیلومتری شمال تبریز نزدیک روستای تازه کند – رودخانه نهند

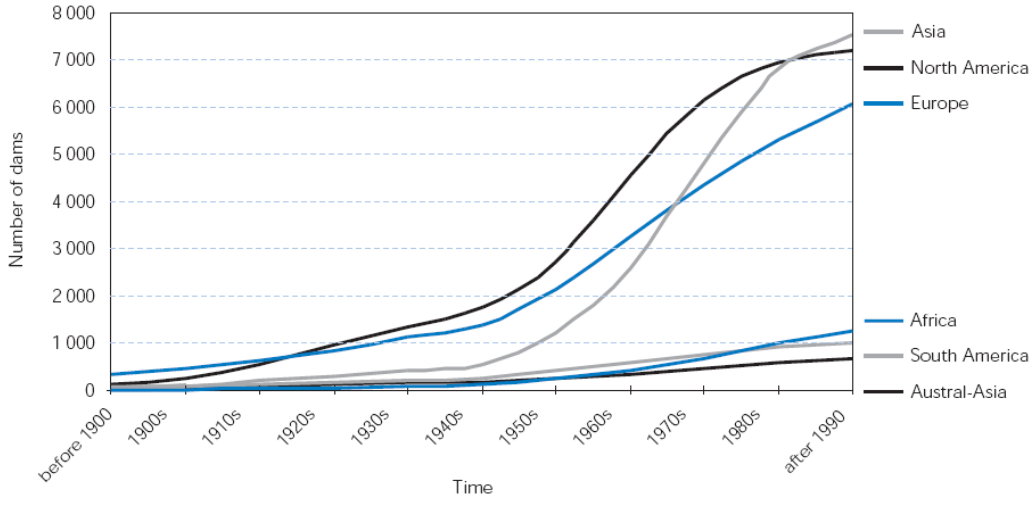
بررسی آماری طرح‌های اجرا شده، در دست اجرا و مطالعاتی نشان می دهد که اغلب سدهای بلند از نوع بتنی و خصوصا بتنی قوسی هستند. اغلب پروژه های نیروگاه‌های آبی هم در این موارد در کنار این سدها احداث می شوند. از پروژه های اجرا شده حدود ۶۰ درصد نیروگاه‌های آبی در مجاورت سدهای بتنی احداث شده اند. از نظر ظرفیت این رقم حدود ۷۰ درصد می باشد.

پروژه های سد و نیروگاه آبی در دست مطالعه در کشور عبارتند از: سد ونیروگاه سازبن، سد ونیروگاه بختیاری ، سد و نیروگاه لیرو ، سد و نیروگاه زالکی ، سدونیروگاه کارون۲ ، سد و نیروگاه بازفت ، سد و نیروگاه کارون۵ ، سدونیروگاه خرسان۱ ، سدونیروگاه خرسان۲ ، سدونیروگاه خرسان ۳ ، سدونیروگاه پاعلم ، سد و نیروگاه کوران بوزان ، سد و نیروگاه تنگ معشوره ، سد و نیروگاه سردشت ، سد و نیروگاه گرژال ، سد ونیروگاه شیواشان ، سد و نیروگاه ارس ، سد و نیروگاه زهره ، سد و نیروگاه قزل اوزن ، سد و نیروگاه گرشا–گدار پیر ، نیروگاه تلمبه ذخیره ای ایلام. پروژه های سد و نیروگاه آبی در دست اجرا نیز عبارتند از: سد و نیروگاه کارون۳ ، سد و نیروگاه کارون۴ ، سد و نیروگاه گتوند ،سد و نیروگاه رودبار لرستان ، سد و نیروگاه سیمره ،سد و نیروگاه مسجد سلیمان ، سد و نیروگاه سیاه بیشه.

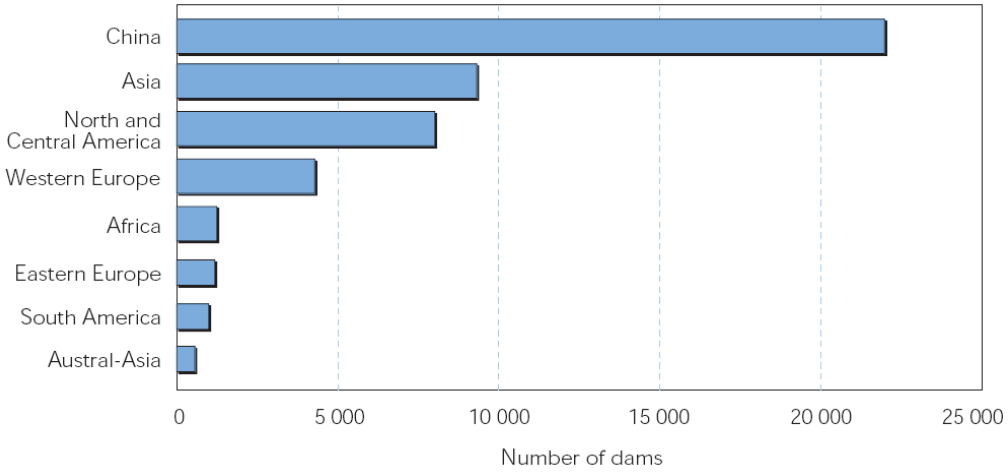
۴-۴- نگاهی به آمار جهانی و مقایسه سازه های آبی مهم در ایران با سایر کشورها

در نمودار ۴-۲ تعداد سدهای احداث شده در جهان به تفکیک منطقه یا کشور نشان داده شده است. در این میان کشورهای آسیایی و در حال توسعه در مجموع آمار بالایی را به خود اختصاص داده اند. در نمودار ۴-۳ نیز رشد و توسعه پروژه های سد سازی در جهان بر حسب زمان در مناطق مختلف دنیا نشان داده شده است. دیده می شود که کشورهای توسعه یافته از جمله آمریکا، کانادا و کشورهای اروپایی نیز آمار صعودی داشته و در این زمینه سرمایه گذاری قابل توجهی نموده اند.

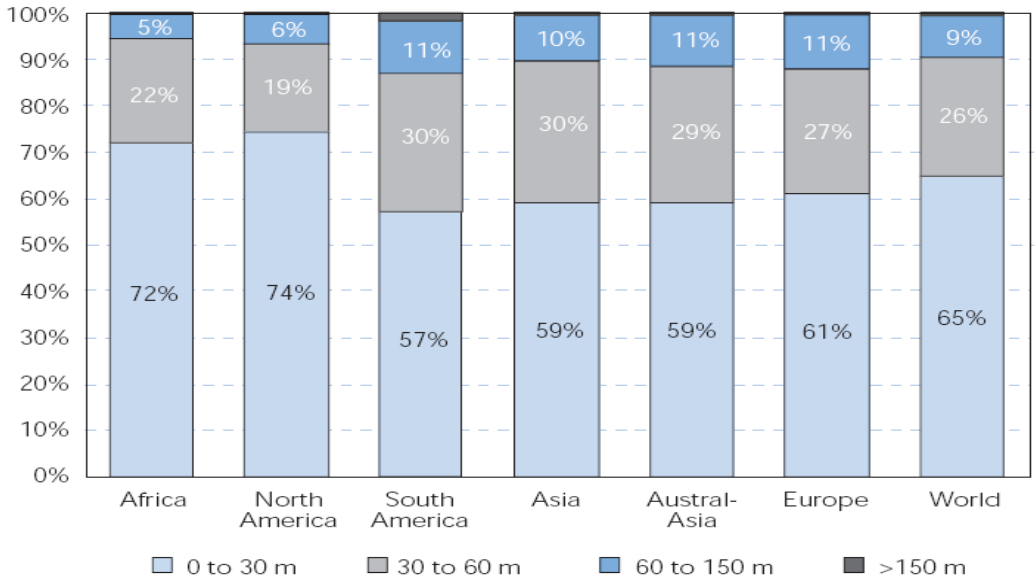
در مقایسه با وضعیت عمومی در کشورهای دنیا تعداد پروژه های سازه های اجرا شده در ایران در صدر جدول قرار نمی گیرد و با کشورهای توسعه یافته مانند آمریکا، ژاپن، کشورهای اروپایی و همانطور که در جدول ۴-۳ نشان داده شده است، حتی با چین، هند، ترکیه، کره جنوبی و ژاپن که وسعتها و پتانسیل‌های آبی مختلفی دارند فاصله دارد.



نمودار ۴-۱ رشد زمانی توسعه سد سازی در جهان به تفکیک منطقه



نمودار ۴-۲ تعداد سدهای احداث شده در جهان به تفکیک منطقه یا کشور



نمودار۴-۳-مقایسه ارتفاع سدها در مناطق مختلف جهان

جدول ۴-۳ مقایسه تعداد سدهای مهم ایران در مقایسه با کشورهای نزدیک به تفکیک هدف

براساس تعداد سدهای بزرگ		براساس عملکرد
هند	۹۶۰[a] ۶۹۵[b] ۱۶۰[c]- بالای ۶۰ متر	آبیاری
چین	۲۸۰[a] ۹۰[c]- بالای ۶۰ متر	کنترل سیلاب برقابی و تلمبه ذخیره‌ای
ترکیه	۱۹۳[a] ۲۰۹[c]- بیشتر از ۶۰ متر	چند منظوره برقابی و کنترل سیلاب تأمین آب
کره شمالی	۱۳۲[a] ۴[c]- بیشتر از ۶۰ متر	چند منظوره با اهداف برقابی و تأمین آب
ژاپن	۴۶۳[d] ۹۰[a] ۵۱[c]- بیشتر از ۶۰ متر ۱۳[c]- بیشتر از ۱۰۰ متر	آبیاری تک و چند منظوره
ایران	۴۸[c]- بالاتر از ۶۰ متر	

a: منبع ICOLD 1997

b: آمار سدهای هندWCD

C: IJHD2000

d: وزارت ساختمان ژاپن **۱۹۹۹**

اما بررسی آمار پروژه های در دست اجرا یا در دست مطالعه نشان می دهد که ایران پتانسیل و نیاز بالایی در این زمینه دارد و رشد آمار پروژه های در دست اقدام آن خصوصاً سدهای بلند در جهان قابل توجه می باشد. لذا در این برهه زمانی توجه به استاندارد بودن و ضوابط بهینه و مناسب طراحی و اجرا عواید بسیاری در حال حاضر و آینده برای کشور به دنبال خواهد داشت. در نمودار ۴-۳ سدهای احداث شده در مناطق مختلف جهان به تفکیک ارتفاعشان دسته بندی شده اند. این آمار نشان می دهد که عمده پروژه ها و پتانسیلهای سد سازی در دنیا همانطور که در جدول ۴-۲ نیز برای ایران نشان داده شد مربوط به سدهای کوتاه تا متوسط می باشند.

در جدول ۴-۴ آمار تعداد سدهای احداث شده در ۱۴۰ کشور مختلف دنیا ارایه شده است. این آمار نشان می دهد که ایران در میان کشورهای آسیایی پس از چین، هند، ژاپن، کره جنوبی، ترکیه، تایلند، اندونزی، روسیه، پاکستان و کره شمالی در رتبه یازدهم قرار گرفته است و تنها دو دهم درصد از سدهای آسیا در ایران می باشند. البته با توجه به تعداد پتانسیلها و پروژه های در دست مطالعه و اجرا ایران راه زیادی در پیش دارد. در مقایسه با سایر کشورهای جهان نیز بر اساس آمار منتشر شده از سوی کمیسیون بین المللی سدهای جهان، ایران در مقام چهل و دوم قرار گرفته است.

تمرکز تجربیات سد سازی با احداث بیش از ۵۰۰ سد در آسیا به ترتیب به کشورهای چین، هند، ژاپن، کره جنوبی و ترکیه اختصاص دارد. در آفریقا کشور آفریقای جنوبی و در آمریکای لاتین برزیل در صدر قرار دارد. در اروپا اسپانیا، فرانسه، ایتالیا و انگلیس در صدر قرار گرفته اند و در آمریکای شمالی ایالات متحده، کانادا و مکزیک بالاترین آمار را به خود اختصاص داده اند. در قاره اقیانوسیه نیز استرالیا بیش‌ترین تجربه را در سد سازی دارا می باشد. در مجموع کشورهای جهان از نظر کمی چین ۴۶ درصد سدهای دنیا را در خود جا داده است که البته با توجه به وسعت و وضعیت آب و هوایی آن طبیعی می باشد.

جدول ۴-۴ جدول آماری تعداد سدهای مهم در ۱۴۰ کشور دنیا

کشور	تعداد سدها	کشور	تعداد سدها	کشور	تعداد سدها
Africa		Finland	55	Nicaragua	4
South Africa	539	Cyprus	52	Trinidad & Tobago	4
Zimbabwe	213	Greece	46	Jamaica	2
Algeria	107	Iceland	20	Antigua	1
Morocco	92	Ireland	16	Haiti	1
Tunisia	72	Belgium	15	**Total**	**8 010**
Nigeria	45	Denmark	10		
Côte d'Ivoire	22	Netherlands	10	**Asia**	
Angola	15	Luxembourg	3	China	22 000
Dem. Rep. of Congo	14	**Total**	**4 277**	India	4 291
Kenya	14			Japan	2 675
Namibia	13	**South America**		South Korea	765
Libya	12	Brazil	594	Turkey	625
Madagascar	10	Argentina	101	Thailand	204
Cameroon	9	Chile	88	Indonesia	96
Mauritius	9	Venezuela	74	Russia	91
Burkina Faso	8	Colombia	49	Pakistan	71
Ethiopia	8	Peru	43	North Korea	70
Mozambique	8	Ecuador	11	Iran	66
Lesotho	7	Bolivia	6	Malaysia	59
Egypt	6	Uruguay	6	Taipei, China	51
Swaziland	6	Paraguay	4	Sri Lanka	46
Ghana	5	Guyana	2	Syria	41
Sudan	4	Suriname	1	Saudi Arabia	38
Zambia	4	**Total**	**979**	Azerbaijan	17
Botswana	3			Armenia	16
Malawi	3	**Eastern Europe**		Philippines	15
Benin	2	Albania	306	Georgia	14
Congo	2	Romania	246	Uzbekistan	14
Guinea	2	Bulgaria	180	Iraq	13
Mali	2	Czech Republic	118	Kazakhstan	12
Senegal	2	Poland	69	Kyrgyzstan	11
Seychelles	2	Yugoslavia	69	Tajikistan	7
Sierra Leone	2	Slovakia	50	Jordan	5
Tanzania	2	Slovenia	30	Lebanon	5
Togo	2	Croatia	29	Myanmar	5
Gabon	1	Bosnia-Herzegovina	25	Nepal	3
Liberia	1	Ukraine	21	Viet Nam	3
Uganda	1	Lithuania	20	Singapore	3
Total	**1 269**	Macedonia	18	Afghanistan	2
		Hungary	15	Brunei	2
Western Europe		Latvia	5	Cambodia	2
Spain	1 196	Moldova	2	Bangladesh	1
France	569	**Total**	**1 203**	Laos	1
Italy	524			**Total**	**31 340**
United Kingdom	517	**North and Central America**			
Norway	335	United States	6 575	**Austral-Asia**	
Germany	311	Canada	793	Australia	486
Sweden	190	Mexico	537	New Zealand	86
Switzerland	156	Cuba	49	Papua New Guinea	3
Austria	149	Dominican Republic	11	Fiji	2
Portugal	103	Costa Rica	9	**Total**	**577**
		Honduras	9		
		Panama	6		
		El Salvador	5		
		Guatemala	4		

Source: Based on ICOLD, 1998, IJHD, 2000 and other sources. Regional categories do not match the ICOLD classification given for Figures V.4 – V.8.

فصل ۵

بررسی ضرورت تدوین استانداردهای طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی

۵-۱-کلیات

نوع بشر از ابتدای پیدایش بر این کره خاکی، مراحل رشد خود را با فرآیند پایان‌ناپذیر «سعی و خطا» آغاز نموده و تا پایان ادامه خواهد داد. در واقع این امر از جمله موهبت‌های الهی بوده که در وجود او نهاده شده تا پای در وادی ناشناخته‌ها نهاده و با آزمودن آن‌ها، دامنه خطاهای خود را به نفع دست‌یابی به واقعیت پدیده‌ها جمع نماید.

انسان این فرآیند اساسی در توسعه خود را همیشه با سئوال‌های مختلف آغاز نموده که اهم این سئوالات به سه حوزه چرا، چه و چگونه باز می‌گردد. شاید جدول ۵-۱ تا حدودی بتواند که یک عمر تجربه بشری را از وادی حیوان تا حوزه‌های مختلف مدیریت امروزی روشن نماید:

جدول ۵-۱ سئوالات کلیدی مطرح در حرکت به سوی توسعه

مقصد	راه	راه رفتن
چرا	چه	چگونه
Why	What	How
هدف	سیاست	برنامه
حکمت	علم	فناوری
Wisdom	Science	Technology
بینش	دانش	توانایی

جدول ۵-۱ نشان می‌دهد که اساسی‌ترین سئوالات در راستای توسعه، مربوط به حوزه چرایی بوده و بعد از آن حوزه «چه» و در نهایت «چگونگی» می‌باشد. تعیین مقصد اصلی‌ترین تصمیم در حرکت است و تعیین راه رسیدن به مقصد قبل از پاسخ به چگونه راه رفتن، اهمیت اولی محسوب می‌گردد. مساله مهم فوق، در کلیه امور صادق بوده و نحوه صحیح نگرش به حوزه‌های مختلف پرسش‌ها و در نتیجه پاسخ‌های آن‌ها را روشن می‌نماید.

بدین ترتیب بشر، تجارب حاصل از «آزمون و خطاهای» خود را به طرق مختلف مدون و قابل استفاده مکرر برای و همنوعان خود نموده است. بدیهی است موارد مدون شده تجربه بشری همیشه در حال اصلاح بوده که گاهی این تغییرات بحدی زیاد بوده که تمامی تجربه‌ای را باطل نموده و یا برعکس به صورت نقطه عطفی در روند توسعه و تکامل درآورده است.

حسب شرایط زندگی جوامع مختلف و تجربیات آن‌ها، شدت و ضعف آن‌ها در پاسخگویی به سئوالات مطروحه در روند آزمون و خطا برای تدوین دانش بشری باعث گردیده است تا بعضی در حوزه «بینشی»، بعضی در حوزه «دانشی» و بعضی در حوزه «توانایی» قدرت بیشتری داشته و شاخص‌تر باشند. لذا در انتقال تجربیات یک جامعه به جامعه دیگر باید به این نکته اساسی دقت بسیار نمود. برای مثال اگر تجربه قرن اخیر جامعه اروپا و امریکا را با ژاپن مقایسه کنیم این نکته اساسی قابل استنتاج است که اروپا و امریکا در حوزه‌های بینش و دانش یعنی در تعیین مقصد و راه، قویتر و برجسته‌تر از ژاپن بوده‌اند، لیکن تجربه ژاپن نیز نشان داد که آن‌ها در حوزه چگونگی انجام امور و حوزه فناوری قویتر از رقبای غربی خود ظاهر شده‌اند. آن‌ها معمولاً مقصد و راه را از غربی‌ها اقتباس کرده‌اند (کپی‌سازی) و چگونگی راه رفتن را بسیار بهتر از آن‌ها تجربه نموده و به نمایش گذارده‌اند.

بنابراین در فرآیند انتقال تجربیات برون‌مرزی به کشور توجه به این نکته که حوزه شاخص تجربه هر کشور در زمینه موضوع مورد نظر چه میزان با خواسته‌های کشور تطابق دارد و اصولاً چگونگی شدت و ضعف آن بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

از طرف دیگر در هر فرآیند توسعه و تکامل علاوه بر هدف، راه و راه رفتن، تعیین مبدأ از مهم‌ترین عوامل می‌باشد. بدون تعیین وضعیت موجود و نقطه حرکت، انتخاب راه معنی ندارد. لذا شناخت شرایط موجود در زمینه موضوع یک اولویت اساسی بوده و در انتخاب راه صحیح و سریع به سوی مقصد، نقش کلیدی را بازی می‌نماید.

بهره‌گیری از تجربه دیگران برای توسعه نیازمند به تعیین میزان تطابق و افتراق شرایط دو کشور نیز می‌باشد. بدیهی است هرچه عوامل اشتراک در شرایط مختلف توسعه دو کشور با یکدیگر هم‌خوانی داشته باشد، این بهره‌گیری و انتقال تجربیات مفید واقع می‌گردد. تجربیات کشوری که زلزله ندارد و یا احتمال و میزان وقوع آن را کم دارد، برای یک کشور لرزه‌خیز شدید نمی‌تواند بهره زیادی داشته باشد. روش‌های مدیریتی یا اجرایی سرمایه مدار برگرفته از بعضی از کشورها، نمی‌توانند برای کشورهای فقیر و متکی به روش‌هایی که به‌جای سرمایه‌بری، از نفربری استفاده می‌کنند، چاره ساز باشد. کشورهای سردسیر، تجربه خوبی را نمی‌توانند به کشورهای گرمسیر منتقل کنند و خلاصه اینکه میزان تطابق شرایط مختلف اقلیمی و اجتماعی تعیین کننده در انتقال تجربیات دیگر کشورها به داخل می‌باشد.

یکی دیگر از عوامل کلیدی که در اخذ تجربه برون‌مرزی باید مورد توجه قرار گیرد میزان موفقیت نسبی کشورهای دیگر در تجربیات مربوط به موضوع مورد مطالعه می‌باشد. هرچند تجربه‌های ناموفق نیز می‌توانند دارای نکات مفیدی در تدوین دانش داشته باشند. لیکن، نمونه‌های موفق هستند که الگوهای خوبی برای توسعه بوده و چارچوب حرکت کشور در زمینه‌های مربوط را تعیین می‌نمایند.

به‌عنوان نتیجه موضعی از بحث فوق پیرامون نکات اصلی در انتقال تجربیات موارد ذیل خلاصه می‌گردد:

- شدت وضعیت تجربیات بشری در سه حوزه فلسفه (چرایی)، علم (چه‌ای) و فناوری (چگونگی) با یکدیگر متفاوت می‌باشد.
- درک شرایط موجود به‌عنوان نقطه آغاز حرکت در اخذ تجربیات دیگران ضرورتی اجتناب ناپذیر است.
- میزان تطابق شرایط سایر کشورها با شرایط کشور در زمینه موضوع مورد نظر از دیگر عوامل کلیدی تصمیم‌گیری در انتقال تجربیات آنان می‌باشد.
- درجه موفقیت تجربیات دیگران در موضوع مربوط از اصلی‌ترین معیارهای انتخاب و بهره گیری از تجربیات برون‌مرزی می‌باشد.

۵-۲- ضرورت و اهداف تدوین استاندارد طرح لرزه ای سازه های آبی

۵-۲-۱- فلسفه و عوامل مؤثر در گسترش و تجدید تأسیسات آبی

حیاتی‌ترین عنصر در زندگی انسان از بدو پیدایش آب بوده و هست. نیاز بشر به آن باعث تجمع گروه‌های انسانی در مناطق دارای آب گردیده است مگر اینکه در اثر سایر عوامل مجبور به سکونت در مکان‌های کم‌آب گردیده باشد. افزایش تدریجی جمعیت و نیاز به آب بیشتر، باعث تفکر و چاره‌اندیشی ذخیره و نگهداری آب شده است. در عین حال ایجاد مراکز جدید سکونتی و یا گسترش آن‌ها باعث اندیشه بیشتر در مورد انتقال آب از رودخانه‌ها و یا محل‌های ذخیره به سایر نقاط گردیده لیکن گستردگی و تعداد مراکز

سکونتی و گسترش دامنه تمدن باعث گردید تا طغیان رودخانه‌ها و سیل زندگی اجتماعی و اقتصادی ساکنین محدوده آن‌ها را تهدید نماید، لذا بشر به چاره‌اندیشی مهار سیلاب پرداخت و فناوری‌هایی را ابداع نمود. مجموع این نیازها باعث گردید تا سیستم‌های انتقال آب و توزیع آن به تدریج در جوامع مختلف شکل یابد که اهم آن‌ها عبارت از رودخانه، چاه، کانال‌ها، قنات‌ها، آب انبارها و سدهای کوچک و کوتاه معدودی در نقاط مختلف جهان به ویژه در سرزمین‌هایی با تمدن کهن است.

ورود انسان به عرصه تولید انبوه با ویژگی صنعتی که از آن با عناوین انقلاب صنعتی یا موج دوم و نظایر آن یاد می‌شود ویژگی‌های جدیدی را به زندگی بشر داد که محور آن را انبوه‌سازی تشکیل می‌داد. این شرایط از یک طرف تقاضای مصرف آب را بسیار افزایش داد و از طرف دیگر باعث نیاز به شبکه‌های طولانی و گسترده انتقال آب گردید. در عین حال با پیدایش صنعت برق و نقش پتانسیل آبی در آن، نگاه جدیدی به بشر جهت استفاده از انرژی برق– آبی داد که حاصل آن احداث سدهای متعدد بلند پرحجم به ویژه در مناطق کوهستانی بود.

این عنصر ویژگی خاص دیگری نیر داشت که عبارت از تهدید و تخریب محیط زیست از طریق تغییر در اکوسیستم مناطق مربوط و افزایش آلودگی‌های آب مصرفی بود. لذا تصفیه صنعتی آب امری اجتناب‌ناپذیر گردید و تصفیه‌خانه‌های فراوانی همراه با ایستگاه‌های پمپاژ و مخازن ذخیره در اغلب نقاط صنعتی دنیا ایجاد گردید.

لیکن اثرات تخریبی محیط زیست بعضی سازه‌های آبی از جمله سدهای بزرگ باعث گردید تا در عصر جدید یا دوران موج سوم که عصر ریزپردازنده‌ها [1] و محیط زیست می‌باشد، گسترش این نوع سازه‌ها که با مسائل زیست محیطی سازگاری لازم را ندارد بامانع روبرو گردیده و دامنه آن‌ها محدود شود.

با توجه به برنامه‌های وسیع کنترل جمعیت در قرن اخیر و کاهش روند رشد جمعیت در کشورهای توسعه‌یافته و در حال توسعه نیاز به ساخت سازه‌های جدید ذخیره و انتقال آب کاهش چشم‌گیری داشته است. لیکن از طرف دیگر با توجه به گذشت سال‌های زیادی از احداث بسیاری از سازه‌های آبی و کثرت سازه‌های جدیدالاحداث، نیاز شدیدی به روش‌های صحیح مدیریت و اجرا در بهره‌برداری، نگهداری و تعمیرات و بعضاً افزایش ظرفیت آن‌ها می‌باشد.

لذا با توجه به مبحث فوق ملاحظه می‌شود که نیازهای متغیر بشر در طول تاریخ باعث تغییرات و گسترش سازه‌های آبی شده و عوامل دیگر نظیر محیط زیست و کنترل جمعیت باعث گردیده تا دامنه گسترش کمی این سازه‌ها محدود و به مباحث کیفی آن‌ها توجه بیشتری شود.

۵-۲-۲- ضرورت‌های کلی تدوین استاندارد طرح لرزه ای سازه های آبی

در تدوین ضوابطی در رابطه با مبحث زلزله باید به نکاتی از بحث فوق به عنوان نتیجه توجه جدی شود:

- ساخت و احداث سازه‌های نگهدارنده به ویژه سدها رو به کاهش نهاده و جهت حفظ محیط زیست، سدهای محدود و متوسطی اجازه طرح و ساخت خواهد یافت.

1- Microprocessors

- با توجه به افزایش اهمیت بهره‌برداری، نگهداری و تعمیرات، در هنگام طراحی و ساخت لازم است کـه ضـوابط و سـاز و کارهایی در رابطه با پایداری و مقاومت سدها ملحوظ گردد تا در تمـام عمـر سـد، اطلاعـات لازم را از نحـوه عملکـرد و پایداری آن جهت بهره‌برداری، نگهداری و تعمیرات سریعتر و صحیح‌تر ارایه نماید.
- با توجه به کاهش احتمالی ارتفاع و مخزن سدهای آینده و محدودشدن آن‌ها، مبحث افزایش ارتفاع سدهای موجود که به خودی خود باعث افزایش حجم مخزن نیز خواهد گردید بیشتر مطرح گردیده و لازم است که ضوابط مقابله با زلزله برای این مقوله نیز تدوین گردد.

۵-۳- سیر تحولات و نحوه شکل گیری استانداردهای مشابه

۵-۳-۱- سیر تحولات طرح سد و سازه‌های آبی در ایران

با توجه به قرارگرفتن بیش از نیمی از ایران در آب و هوای خشک و دارای بارندگی سالانه ناچیز، تأمین آب در ایـن کـشور بـه صورت‌ها و طرح‌های متفاوت از یکدیگر انجام می‌گرفته است. در نقاط پربارش، رودخانه، در نقاط کم‌بارش، چاه‌ها و در نقـاط خـشک قنات‌ها منابع اصلی تأمین آب بوده‌اند. گرچه شواهد تاریخی نشان می‌دهند که ایرانیان با سدسازی از دیرباز آشنا بوده‌اند، لیکن تعـداد این سدها، انگشت‌شمار و پراکنده است، که برای نمونه می‌توان از دو سد کبار و طرق نام برد. مطالعات نشان می‌دهد که این سـدها در مناسب‌ترین مکان‌ها و به صورت بسیار ماهرانه و آگاهانه طراحی و ساخته شده‌اند. به هر حال شـاید عـدم گـسترش سدسـازی در ایران قدیم بدین خاطر بوده است که علاوه بر عدم نیاز به مصرف آب زیاد، در مناطق پرآب، رودخانه به راحتی آب مورد نیاز را تأمین می‌نموده و یا به سهولت از آب چاه استفاده می‌شده است. در مناطق خشک نیز مساله تبخیر شدید مانع از آن می‌شـده اسـت کـه آب به‌طور کلی در سطح زمین ذخیره (مثل سد) و یا جریان (کانال‌های روباز) یابـد. بـه خـاطر همـین مـشکل بـوده اسـت کـه ایرانیـان پایه‌گذاران سیستم آبرسانی قنات بوده‌اند تا با استفاده از آب زیرزمینی و انتقال آن از مجاری زیرزمینی آب را به شهرها یـا روسـتاهای واقع در مناطق خشک برسانند. ملاحظه می‌شود که این نوع تفکر و عمل در مورد آبرسانی تا سال‌های ۱۳۳۰ ادامه یافته و بعـد از آن است که آبرسانی به شیوه مدرن یعنی سدسازی، انتقال و توزیع مطرح می‌گردد و اولین سدها یعنی سد گلپایگان و سد کـرج طراحـی گردیده و به اجرا درمی‌آیند. شرح فوق نشان می‌دهد که علیرغم وقوع زلزله‌های فراوان در این سرزمین، اثر زیـادی بـر سیـستم‌هـای آبرسانی گذشته وارد نشده و یا این اثرات به راحتی مرتفع گردیده است، لذا زلزلـه بـه عنـوان یـک پـارامتر تعیـین‌کننـده در طراحـی تأسیسات آبرسانی گذشته ایران مطرح نبوده است.

طرح و ساخت سد یک دانش و فناوری غربی است که از حدود نیم قرن پیش وارد ایران گردیده و به‌طور عمده با توجه به ضوابط و معیارهای کشورهای صادرکننده آن یعنی کشورهای اروپایی (نظیر فرانسه) و امریکا طراحی و ساخته شده‌اند. این تکنولوژی‌ها بدون دخالت متخصصین ایرانی جهت اصلاح‌نمودن آن‌ها مطابق شرایط کشور و به طور عمده کلید در دست[1] وارد شده و لذا مقوله‌ای مثل زلزله مطابق با شرایط اروپا ی غربی (که تقریباً زلزله ندارد یا بسیار ناچیز است) و امریکـا (کـه جـز کالیفرنیـا زلزلـه در آن گـسترش چندانی ندارد) در نظر گرفته نشده است که کاملاً با شرایط ایران که کشور بسیار لرزه‌خیزی است متفاوت است. لذا احتمال بروز آسیب

1- Turn Key

لرزه‌ای در این سدها همیشه وجود داشته و دارد که سد سفیدرود نمونه‌ای از این موارد است. هر چند در مجموع عملکرد سدها در مقابل زلزله‌ها در ایران خوب و قابل قبول بوده است.

بعد از سال ۱۳۵۷ تلاش‌های فراوانی جهت ایرانی‌نمودن طرح و ساختار سازه‌های آبی مطابق با شرایط ایران صورت گرفته است که حاصل آن تسلط شرکت‌های مشاور و پیمانکار ایرانی بر مقولات طرح و ساخت سد گردیده است. لیکن این پیشرفت در ساخت بیشتر از طراحی بوده است و اصولاً طراحی سدها در ایران هنوز مطابق با ضوابط خارجی و بدون داشتن ضوابط و معیارهای مدون داخلی صورت می‌گیرد.

توجه به مجموعه بحث‌های فوق چند نکته زیر را در رابطه با تدوین ضوابط و معیارهای ضدلرزه‌ای در سازه‌های آبی ایران به‌دست می‌دهد:

با توجه به مساله تبخیر شدید در مناطق خشک کشور، توجه به انتقال آب از طریق حفاری زیرزمینی (تونل‌ها) حائز اهمیت بیشتری بوده و لذا مباحث مربوط به طراحی، ساخت و رفتارسنجی آن‌ها در مقابل زلزله اهمیت بیشتری پیدا می‌کند.

وجود سطح وسیع در مخازن سدها باعث افزایش مقدار تبخیر گردیده و لذا گرایش آتی به سدهایی است که سطح مخزن آن‌ها به ویژه در مناطق پرتبخیر نظیر جنوب (جنوب غربی و شرقی) کشور کمتر بوده و در صورت لزوم به عمق آن‌ها افزوده گردد. که این امر نیز باید در حد خود در مباحث ضدلرزه‌ای سازه‌ای آبی مورد توجه قرار گیرد.

سوابق طراحی‌های سازه‌های مختلف آبی ایران توسط معیارها و ضوابط ضدلرزه‌ای دیگر کشورها، ملاک مفیدی جهت تدوین ضوابط و معیارهای ضد زلزله برای سازه‌های آبی در ایران می‌باشد.

۵-۳-۲- سیر عمومی تحولات سازه های آبی و طرح لرزه ای آن‌ها

سدسازی در دوران معاصر از اواسط قرن نوزدهم در غرب آغاز گردیده و سدهای کوتاه و خاکی مورد توجه بیشتری بوده‌اند و این امر ناشی از عدم کشف سیمان تا آن زمان بوده است. کشف سیمان و تولید بتن صنعت سدسازی را وارد مرحله نوینی نموده و باعث گردید تا در سایتهایی که مقاومت زمین نسبتاً مناسب است توده عظیمی از بتن با وزن خود در مقابل فشارهای هیدروستاتیکی آب مخزن مقاومت نماید. بدین ترتیب نوع و نسل جدیدی از سد رو به گسترش نهاد که به سدهای بتنی وزنی معروف گردیدند.

همزمان با گسترش صنعت فولاد و تمایل به استفاده از آن در محیط‌های بتنی جهت رفع نقطه ضعف بتن در کشش، دوران سازه‌های بتن مسلح آغاز گردید که حاصل ورود به چنین دورانی علاوه بر تأثیر به سزا در بهبود مقاومت و رفتار قسمت‌های جنبی سازه‌های خاکی و بتنی، نسل جدیدی از سازه‌های آبی را به وجود آورد که اهم آن‌ها سدهای قوسی (یک یا دو قوس)، تونل‌های بتن مسلح، لوله‌های بتنی و مخازن بتنی نگهدارنده آب می‌باشد. در عین حال سازه‌های آبی جنبی دیگری نظیر تصفیه‌خانه و ایستگاه‌های پمپاژ نیز توسعه چشم‌گیری یافته و از مقاومت بالایی برخوردار شدند.

استفاده از آب رودخانه، منجر به ذخیره آن‌ها در دره‌های تنگ یا صخره‌های مقاوم (گزینه سدهای قوسی)، یا بستر مقاوم (گزینه سدهای وزنی) و دره‌های عریض‌تر و خاک بستر ضعیف‌تر (گزینه سدهای خاکی و سنگریزه‌ای) گردید و این در حالی بود که هنوز زلزله به عنوان یک بار وارده ناشی از حوادث طبیعی نه تنها در سازه‌های آبی بلکه در ساختمان‌ها نیز درنظر گرفته نمی‌شد.

لیکن زلزله سال ۱۹۰۶ سانفراسیسکو و خرابی گسترده یک شهر مدرن و بزرگ باعث گردید تا توجه مهندسین عمران از بار جانبی طبیعی به زلزله معطوف گردد. این امر جدا از گسترش صنعت ساختمان ناشی از صنایع جدید بتن و فولاد نبود. دانشمندان غربی و ژاپنی بعد از زلزله فوق، به‌طور جدی بر شبیه‌سازی رفتار سازه‌ها و به ویژه ساختمآن‌ها و نیروی زلزله وارد بر آن‌ها پرداختند.

وقوع زلزله بسیار مخرب و گسترده در منطقه کانتوی ژاپن با مرکزیت توکیو در سال ۱۹۲۳ که طی آن علاوه بر کشته شدن ۱۴۰ هزار نفر، شهر توکیو به طرز فجیعی آسیب دید باعث گردید تا روند توجه به ملحوظ‌نمودن اثر زلزله بر سازه‌ها سرعت بیشتری یابد.

اولین فرایند در طراحی ضدلرزه‌ای، ورود تفکر با روش استاتیکی توسط مونونوبه ژاپنی است که براساس مد اول ارتعاشی سازه به‌طور اصولی برگرفته از روش طرح سازه‌ها در مقابل باد می‌باشد. هرچند که این روش برای طراحی ساختمآن‌ها در مقابل زلزله ابداع گردید لیکن به‌طور وسیعی در طراحی ضدلرزه‌ای سدها نیز مورد استفاده قرار گرفت. لیکن با توجه به اثر ناشناخته عوامل دیگر در رفتار سدها و همچنین احتمال بروز فاجعه ناشی از خرابی آن‌ها در اثر زلزله، از ضرایب ایمنی نسبتاً بالایی در طراحی سدها استفاده می‌گردیده است.

با پیدایش و گسترش مباحث مربوط به دینامیک سازه‌ها و ارتعاشات، اینگونه روش‌ها نیز ابتدا برای ساختمآن‌ها و بعد برای سدها متداول گردیدند که در ابتدا و بدون وجود کامپیوتر استفاده از چنین روش‌هایی بسیار مشکل می‌نمود. لذا تنها در مواردی که سازه از اهمیت بسیار زیادی برخوردار بود، تحلیل‌های دینامیکی روی آن‌ها صورت می‌گرفت. تفاوت کلی روش‌های دینامیکی با استاتیکی، در نحوه اثر پارامتر زمان در محاسبات بود، لیکن این نگاه ناشی از تغییر بار ورودی در دامنه زمان بود، درحالی‌که بعدها اثر نیروهای اینرسی و نیروهای میرایی نیز وارد محاسبات گردیده و بدین ترتیب علاوه بر زمان سایر عوامل دینامیکی نیز در محاسبات ملحوظ گردد.

ساخت دستگاه‌های لرزه‌نگاری باعث شد تا امریکائی‌ها توفیق خوبی در ثبت رفتار زمینی در هنگام زلزله پیدا نموده و به ویژه بعد از زلزله سال ۱۹۴۱ السنترو، منحنیهای شتاب و طیفهای لرزه‌ای جهت تحلیل‌های دینامیکی به صورت مختلف طیفی و تاریخچه زمانی متداول گردید.

وجود پیچیدگی در تحلیل سازه‌های نامعین با درجات نامعینی زیاد از جمله موانعی بود که با پیدایش کامپیوتر تا حدود زیادی مرتفع گردیده و امروزه مشکل خاصی در این رابطه وجود ندارد. لیکن در تحلیل محیطهای سازه‌ای پیچیده‌ای نظیر سدها که دارای مؤلفه‌های مختلف با اشکال متفاوت و پیوسته می‌باشد، استفاده از روش‌های تحلیلی یا عددی متکی بر آن‌ها زیاد کارساز نبود.

ابداع روش‌های المآن‌های محدود در دهه ۱۹۶۰ باعث گردید تا روش‌های محاسباتی سازه‌های آبی و به ویژه سدها وارد دوران طلایی خود گردد. براساس این روش جدید که می‌توان هر سازه‌ای با هر شکل، شرایط و مصالحی را مدل ریاضی و تحلیل نمود، برنامه‌های کامپیوتری متعدد و فراوانی تهیه و به بازار ارایه شده‌اند که همچنان مورد استفاده می‌باشند و روایتهای مختلف آن‌ها حسب پیشرفت در زمینه‌های مربوط تغییر می‌یابد.

از طرف دیگر رفتارسنجی سدهای متعددی که از قبل ساخته شده بودند اطلاعات مفیدی از اندرکنشهای مختلف مؤثر بر رفتار سد در هنگام زلزله می‌دادند که جهت لحاظ نمودن در طراحی‌های بعدی، به مرور در معیارها و ضوابط طرح ضدلرزه‌ای ملحوظ شده است.

گرچه در ابتدا سدها به طور عمده با روش استاتیکی در مقابل زلزله طرح می‌شدند لیکن گسترش دامنه علوم و تجربیات مربوط به اثر زلزله بر سدها باعث گردید تا فشار هیدرودینامیکی ناشی از آب مخزن به صورت معادل استاتیکی (روش پیشنهادی وسترگارد) نیز

به محاسبات لرزه‌ای اضافه گردد. در ادامه جهت ملحوظ نمودن هرچه دقیق‌تر اثر رفتار آب مخزن بر رفتار لرزه‌ای سد، با استفاده از روش‌های پیشرفته، تحقیقات بیشتری تحت عنوان اندرکنش سد و آب مخزن انجام شد که با مدل‌سازی آب مخزن به صورت جرم اضافی اثرات آن به طور دقیق‌تری در محاسبات لرزه‌ای وارد می‌شود.

از طرف دیگر همزمان با توسعه مخازن و دست‌یابی به روش‌ها و فناوری‌های پیشرفته در طرح و ساخت سدها، ارتفاع سدها نیز افزایش چشم‌گیری یافته و بدین ترتیب اثر متقابل سد و پی در هنگام زلزله بیشتر مورد توجه واقع شده و پژوهش‌هایی نیز تحت عنوان اندرکنش سد و پی صورت پذیرفت که این امر نیز باعث افزایش دقت بیشتر کلی محاسبات و بویژه محاسبات لرزه‌ای سدها گردید. نرم‌افزارهای کامپیوتری موجود اکنون قادرند تا تمامی این اندرکنش‌ها را در هنگام محاسبات رفتار سد تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی بویژه زلزله در نظر گرفته و تحلیل نمایند.

لیکن توجه به دو عامل اساسی زمان و هزینه در پروژه‌های سدسازی و اصولاً هر پروژه دیگری، باعث ایجاد این تفکر می‌گردد که افزایش دقت در مقایسه با کاهش سرعت و افزایش هزینه‌های آن تا چه حد مورد نیاز می‌باشد. براساس این تفکر همیشه عوامل بسیار متعددی وجود دارند که به مقداری هر چند ناچیز رفتار سد را در حالت عادی و هنگام زلزله تحت تأثیر قرار می‌دهند. لیکن استفاده از روش‌های پیچیده محاسبات برای لحاظ نمودن این اثرات می‌تواند بسیار وقت‌گیر و تا حدودی هزینه‌بر باشد در حالی‌که استفاده از ضریب اطمینان به‌عنوان یک پوش اطمینان بر اثرات ناشی از این عوامل می‌تواند مقاومت اضافی احتمالی لازم را در برابر آن‌ها در سازه ایجاد نماید.

لذا ضوابط و معیارهای طرح ضدلرزه‌ای کشورهای مختلف بسته به دیدگاه آن‌ها تا حدودی متفاوت می‌باشد. کشوری نظیر امریکا ضمن سعی در تعیین اثر عوامل مختلف، ضوابط را طوری تدوین می‌نماید که با استفاده از روابط نسبتاً ساده و قابل فهم، طراح بتواند به راحتی اعداد و ارقام لازم را با کمترین اشتباه و صرف کمترین وقت و ساده‌ترین ابزار محاسبه کند. این سهولت به طور کلی در ضوابط اروپایی و از جمله روسی ملاحظه نمی‌شود. ضوابط آن‌ها سعی در ملحوظ نمودن پارامترهای بیشتری داشته و این امر خود باعث می‌شود که طراح دچار پیچیدگی بیشتری گردیده و با احتمال خطای بیشتری روبرو گردد.

در کشورهایی نظیر ژاپن و چین تا حدود زیادی همان روش امریکایی مورد استفاده قرار می گیرد، با این تفاوت که ژاپنی‌ها بیشتر به ساده‌سازی پرداخته و حتی‌الامکان به روش‌های کاربردی‌تر می اندیشند.

آنچه که از این بحث می‌توان در رابطه با تدوین ضوابط و معیارهای طراحی ضدلرزه‌ای سازه‌های آبی به طور کلی به‌عنوان نتیجه استخراج نمود، به طور عمده عبارت از موارد ذیل می‌باشند:

طرح ضدلرزه‌ای سازه‌های آبی دارای سابقه‌ای کمتر از یک قرن بوده و اکثر پیشرفتهای آن بعد از دهه ۶۰ میلادی و پیدایش روش‌های اجزاء محدود صورت گرفته است.

بخش قابل توجهی از سدها بویژه در دهه‌های اول تا ششم قرن اخیر، با استفاده از روش‌های استاتیکی طرح شده‌اند. در این سدها ضرایب اطمینان بالا جهت مقابله با اثرات ناشناخته ملحوظ گردیده است.

رفتارسنجی گذشته سدهای مختلف کمک زیادی به توسعه هر چه بیشتر معیارهای طراحی از جمله موارد ضد لرزه‌ای نموده که لازم است در تدوین این معیارها برای ایران نیز به طوری جدی مد نظر قرار گیرند.

پژوهش‌های متکی بر روش‌های جدیدتر تحلیل‌های دینامیکی کامل و طیفی، رفتار دقیقتر سدها را مدلسازی نموده و نقش بسزایی در اصلاح روش‌های استاتیکی یا شبه استاتیکی مورد استفاده در طراحی داشته‌اند.

روش‌های پیچیده در ضوابط و معیارها می‌تواند باعث بروز خطا، صرف وقت زیاد و هزینه زیاد همراه باشد بنابراین استفاده از نتایج پژوهشی با روش‌های دقیق و پیچیده دینامیکی در تدوین ضوابط و معیارهای ضدلرزه‌ای به صورت ساده‌تر ولی‌واقع‌بینانه‌تر می‌تواند بسیار مفید باشد.

۵-۳-۳- شکل‌گیری طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی در ژاپن

ژاپن به عنوان یکی از کشور توسعه یافته و در بعضی موارد توسعه‌یافته‌ترین کشور جهان نه تنها در زمینه‌های فرهنگ، مدیریت، صنعت و توسعه مورد بررسی‌های فراوان قرار گرفته است بلکه در زمینه علوم زلزله صاحب نام‌ترین کشور جهان است، به‌طوری‌که دانشمندان ایالات متحده امریکا بخش عمده‌ای از تحقیقات خود را به صورت مشترک با ژاپنی‌ها و عمدتاً در ژاپن انجام می‌دهند. البته ژاپنی‌ها نیز در دوران معاصر و بویژه بعد از جنگ جهانی از غربی‌ها و بالاخص امریکا درس‌های مهمی گرفته‌اند و این تبادل تجربیات و اطلاعات علمی تاکنون برقرار بوده و گسترش نیز یافته است.

ویژگی‌های عمده کشور ژاپن در این رابطه به طور خلاصه عبارتند از:

کشور کوچکی کمتر از یک چهارم ایران (۳۷۷ هزار کیلومترمربع) که حدود ۷۰ درصد آن را کوه‌های سرسبز تشکیل می‌دهند که بلندترین آن‌ها کوه فوجی به ارتفاع کمتر از ۳۰۰۰ متر می‌باشد.

جمعیت این کشور بیش از دو برابر ایران (حدود ۱۲۰ میلیون نفر) می‌باشد که به طور عمده در حدود ۱۰ درصد خاک این کشور زندگی می‌کنند. در منطقه کانتو با مرکزیت توکیو، حدود ۴۰ میلیون و در منطقه کانسای با مرکزیت اوزاکا حدود ۲۵ میلیون نفر زندگی می‌کنند که بیش از نیمی از جمعیت ژاپن را تشکیل می‌دهند.

بارندگی متوسط سالانه این کشور ۱۸۰۰ میلیمتر در سال است در حالی‌که این مقدار در ایران ۲۵۰ میلیمتر می‌باشد. لیکن با توجه به اینکه مساحت ایران بیش از ۴ برابر ژاپن و جمعیت آن حدود نصف ژاپن می‌باشد. سرانه آبی یک ایرانی از یک ژاپنی بیشتر است.

با توجه به کوه‌های ممتد در داخل این سرزمین و کوتاه بودن فاصله کوه از دریا و اقیانوس که تمام اطراف ژاپن را دربرگرفته است، رودخانه‌های این کشور دارای شیب بسیار تند بوده و رگبارها و بارش‌های مداوم باعث بروز جریانات سیلابی شدید گردیده و همراه خود، گل و لای را از کوه به سوی روستاها و شهرهای در مسیر، حرکت می‌دهد. این کشور رودخانه‌های بزرگ بسیار کم دارد.

عمده‌ترین ویژگی‌های سیستمهای آبرسانی ژاپن به شرح ذیل است:

اصلی‌ترین منبع تأمین آب شهرها، آب رودخانه‌ها می‌باشند.

پس از رودخانه‌ها، آب ذخیره در پشت سدها، موارد پیک مصرف را تأمین می‌نمایند و اصولاً از آب آن‌ها با تفکر ذخیره و بعضاً تولید برق – آبی استفاده می‌گردد.

برای مقابله با جریانات پر گل و لای سیلابی از کوهستان به سوی شهرها، سدهای کوتاهی در مسیلهای مختلف ساخته شده است که این سدها را سدهای «سابو» گویند. سابو به معنی مقابله با فرسایش و حرکت گل و لای می‌باشد.

اکثر سدهای ذخیره و تنظیم آب در این کشور خاکی و بتنی وزنی بوده و سد قوسی بسیار کمتر می‌باشد. شاید از دلایل عمده این امر، ضعیف‌بودن خاک بستر در این کشور و عدم نیاز به سدهای قوسی بلند بوده است.

سدهای ژاپن به طور کلی توسط وزارت ساختمان سابق (که بعد از سال ۲ هزار با ادغام وزارت حمل و نقل و آژانسهای زمین ژاپن و آژانس توسعه هکاید، به وزارت زمین امور ، زیربنایی و حمل و نقل تبدیل شده است) طراحی و ساخته شده است.

انتقال آب در بعضی موارد با وزارت مذکور، در بعضی موارد دیگر با شرکت‌های خصوصی و در بعضی موارد نیز با شهرداری می‌باشد. سیستم‌های انتقال از سدها به طور عمده توسط تونل‌ها و در نقاط کوهستانی صورت می‌گیرد.

سیستم‌های توزیع آب شهری همراه با تصفیه‌خانه‌ها، تلمبه‌خانه‌ها، مخازن هوایی و زمینی متعلق به شهرداری بوده و تحت اداره سازمآن‌های آب و شهرها می‌باشد. در بعضی موارد محدود، با خصوصی‌سازی آبرسانی بعضی شهرهای کوچک به شرکت‌های خصوصی واگذار گردیده است.

با توجه به بالا بودن سطح آب زیرزمینی و آلودگی‌های آن و مجاورت آن با دریا، در ژاپن از چاه برای تأمین آب استفاده نمی‌شود.

اما ژاپن به‌عنوان لرزه‌خیزترین کشور دنیا دارای ویژگی‌هایی است که توجه به آن‌ها می‌تواند راهنمای خوبی برای استفاده از تجربیات و ضوابط طراحی ضدلرزه‌ای در سازه‌های آبی باشد. اهم این ویژگی‌های عبارتند از:

زلزله‌های ژاپن به طور کلی به دو دسته تقسیم می‌شوند:

- زلزله‌های بین صفحه‌ای: منشاء این زلزله‌ها، آزاد شدن انرژی در مرز صفحات تکتونیکی زیر ژاپن و در اعماق اقیانوس می‌باشد. با توجه به عمق زیاد این زلزله‌ها و واقع بودن آن‌ها در داخل اقیانوس، انرژی کمتری به سطح زمین رسیده و خسارات و تلفات آنچنان زیادی (با توجه به تجربیات ژاپن در مقابله با زلزله) باقی نمی‌گذارد. لیکن پدیده «سونامی» یا «آبتاز» که از داخل اقیانوس و دریا، آب زیادی را با ارتفاع امواجی بلند تا حدود ۳۰ متر به ساحل می‌کوبد، می‌تواند خسارات و تلفات زیادی داشته باشد.
- زلزله‌های داخل صفحه‌ای: این زلزله‌ها ناشی از آزاد شدن انرژی از گسل‌های داخل صفحات تکتونیکی است که عمق آن‌ها کم و یا متوسط و همراه با تلفات و خسارات نستباً زیاد می‌باشد.

- تکرار زلزله‌ها

ژاپن به طور مرتب هر ساله شاهد تکرار تعداد قابل توجه‌ای از زلزله‌های متوسط و بزرگ می‌باشد که با ثبت هر یک از آن‌ها و عواقبشان بانک اطلاعاتی بزرگی بوجود آمده است. لذا از این نظر غنی‌ترین اطلاعات را دارد.

-شبکه‌های لرزه‌نگاری گسترده

در اکثر مناطق ژاپن دستگاه‌های لرزه‌نگار به طور وسیعی نصب گردیده که همگی جهت اطمینان از صحت عملکردآنان‌مورد بازرسی و کنترل دائم قرار دارند. اطلاعات فراوان ثبت شده از این دستگاه‌ها و تحلیل آن‌ها باعث گردیده تا افق‌های جدید از اثر زلزله‌ها بر سازه‌های مختلف به‌دست آید.

- ضعف زمین

در اکثر مناطق، زمین از لایه‌های آبرفتی نسبتاً سست و یا زمین‌های دست‌ساز و ساحلی تشکیل شده است که در هنگام بروز زلزله علاوه بر بزرگنمایی ارتعاشات ناشی از حرکت امواج لرزه‌ای، آثار ماندگار زلزله نظیر روانگرایی، نشست‌های ناهمگن و گسترش جانبی نیز روی می‌دهد. علاوه بر این زلزله در ژاپن همراه با زمین‌لغزه‌های متعدد در مناطق کوهستانی می‌باشد.

- بالا بودن سطح آب زیرزمینی

بالا بودن سطح آب زیرزمینی در ژاپن نیز باعث افزایش اثرات مخرب زلزله به ویژه در سازه‌های آبی مدفون نظیر تونل‌های انتقال، کانال‌ها و لوله‌های مدفون می‌گردد.

این کشور در اکثر زمینه‌ها دارای استاندارد و ضوابط و معیارهای طرح و اجرای ضد زلزله می‌باشد که سابقه تدوین آن‌ها به بعد از زلزله سال ۱۹۲۳ کانتو (توکیو) برمی‌گردد. مهم‌ترین نکات در مورد ضوابط و معیارهای ضدلرزه‌ای به طور کلی و به ویژه سازه‌های آبی در ژاپن به شرح زیر است:

با توجه به سیاست کلی مدیریت ژاپن در بهره‌برداری از تجربیات مفید دیگران، اصول پایه تفکر در مقابله با زلزله از امریکا گرفته شده است. در مورد روش‌ها نیز این امر صادق است. ایشان از سایر کشورهای دیگر نظیر اروپا، چین، و نیوزلند نیز تجربیاتی را اخذ نموده‌اند.

ادامه ارتباط مستمر در سطوح مختلف با سایر کشورها جهت اخذ تجربه آن‌ها سیاست کلی است که همچنان ادامه دارد. در این چارچوب انجام پژوهش‌ها و برگزاری سمینارهای مشترک جهت آشنایی با یافته‌های دیگران و ارایه یافته‌های خود یکی از عوامل اصلی در ارتقاء سطح دانش و فناوری ایشان در تدوین ضوابط و معیارها می‌باشد.

در ژاپن علاوه بر ثبت اطلاعات مختلف زلزله‌های این کشور، تلاش فراوانی در ثبت و اخذ اطلاعات زلزله‌های دیگر مناطق دنیا وجود دارد. ثبت اطلاعات تنها به موارد زلزله مربوط نمی‌شود بلکه کلیه جوانب آثار زلزله را تا مدت‌ها (سال‌ها) بعد در بر می‌گیرد. لذا در مورد هر یک از زلزله‌ها و آثار آن بویژه عملکرد سازه‌های مختلف، ده‌ها گزارش وجود دارد. برای مثال در مورد زلزله ۱۷ ژانویه ۱۹۹۵ در شهر کوبه و شهرهای اطراف آن تاکنون بیش از ۲۰۰۰ گزارش و کتاب تدوین شده و هزاران مقاله در کنفرانس‌ها و مجلات مختلف ژاپنی و بین‌المللی ارایه شده است، در کنفرانس جهانی سال ۲۰۰۰ در نیوزلند، از ۲۰۰۰ مقاله ، ۷۰۰ مقاله آن از ژاپن ارایه شده بود که بیش از یک سوم مقالات مربوط را تشکیل می‌داد و این حدوداً بدین معنی است که ژاپن تقریباً بیش از ۳۰ درصد تحقیقات دنیا را در رابطه با زلزله انجام می‌دهد.

در ژاپن علاوه بر دانشگاه‌ها و مراکز تحقیقاتی شرکت‌های خصوصی در مورد زلزله تحقیقات و پژوهش‌های گسترده می‌کنند. جهت تدوین استانداردها و ضوابط از جمله موارد ضدلرزه‌ای در زمینه سازه‌های مختلف دو مرکز تحقیقاتی وابسته به وزارت ساختمان سابق و وزارت زمین، امور زیربنایی و حمل و نقل فعالیت می‌نمایند. انستیوی تحقیقات ساختمان (BRI) [1] و انستیوی تحقیقات کارهای عمومی یا عمرانی غیر از ساختمان(PWRI) [2] نقش مهمی در تحقیقات و تدوین ضوابط و معیارهای مختلف سازه‌ای از جمله زلزله را بعهده دارند.

علاوه بر دو مرکز فوق، مجموعه شرکت‌های مربوط به شریان‌های حیاتی نظیر راه، گاز، برق و تلفن و همینطور سازمان‌های مربوط به آب و فاضلاب دارای اتحادیه‌هایی هستند که از جمع‌بندی تحقیقات به‌عمل آمده توسط مراکز پژوهشی شرکت‌ها و سازمان‌های مربوطه، ضوابط و معیارهای مختلف از جمله موارد مربوط به زلزله را تهیه و تدوین نموده و به‌عنوان راهنمای طراحی، ساخت و اجرای ضد لرزه‌ای سازه‌های مربوط ارایه می‌نمایند.

1- Building Research Institute
2 - Public Works Research Institute

به طور مشخص‌تر ضوابط و معیارهای ضدلرزه‌ای تأسیسات آبی بـه طـور عمـده توسـط انـستیتوی تحقیقـات کارهـای عمـومی (PWRI) و اتحادیه آب شهر ژاپن [1] تهیه و تدوین گردیده و در اختیار قرار می‌گیرد.

انجمن مهندسین عمران ژاپن (JSCE) [2]نیز آئین‌نامه‌های پیشنهادی مختلفی را در زمینه‌های مختلف از جمله زلزله منتشر نموده و در اختیار عموم قرار می‌دهد.

این ضوابط و معیارها به طور کلی بعد از وقـوع یـک زلزلـه بـرزگ در هـر جـای دنیـا و بـه ویـژه در ژاپـن مـورد بررسـی قـرار می‌گیرند و در صورت لزوم با توجه به تجربه جدید به‌دست آمده از آن زلزله، اصلاحات لازم در آن‌ها به‌عمل می‌آید. بعد از زلزله سال ۱۹۹۵ در کوبه ژاپن اکثر استانداردها، ضوابط و معیارها و راهنماهای طرح و ساخت ضدلرزه‌ای سـازه دچـار تغییـرات کلـی و اساسـی شدند. مثلاً اتحادیه آب شهری ژاپن یک روایت جدید در سال ۱۹۹۷ و یک روایت دیگر در سال ۲۰۰۰ منتشر نمود که با روایت قبـل از زلزله کوبه تفاوت‌های اساسی دارد. لیکن با توجه به رفتار مناسب سدها در این زلزله، ضوابط مربوط در طـرح و اجـرای ضـدلرزه‌ای سدها تغییر ننمود.

یکی از تغییرات بزرگ در ضوابط و معیارهای مربوط در نظر گرفتن دو سـطح لـرزه‌ای L_1 وL_2 بـرای کلیـه تأسیـسات از جملـه تأسیسات آبی بود که این ویژگی از طرف دولت ژاپن و به صورت استاندارد مصوب مجلس در اختیار نهادها، سازمآن‌ها و شرکت‌هـای دولتی و خصوصی قرار گرفته و عمل به آن الزامی است.

یکی از اصول تدوین ضوابط و معیارهای ضدلرزه‌ای، ساده‌سازی می‌باشد. لیکن این ساده‌سازی با واقع‌بینی همراه بوده و بـا علـم به اینکه در اثر این ساده‌سازیها چه عواملی و با چه میزان تأثیر حذف می‌گردند صورت می‌گیرد.

از دیگر معیارهای لحاظ نمودن ضابطه یا معیاری در استاندارد، آئین‌نامه یا راهنماهای مربوط حصول اطمینان از صحت و انطبـاق آن با شرایط ژاپن می‌باشد که این امر با انجام آزمایش‌های مختلف و تحلیل‌های متعدد در مراکز تحقیقاتی انجام می‌شود.

در تدوین ضوابط و معیارهای فنی در ژاپن، ارزش تجربه بیش از علم است. لذا مواد و مصالح یا روش‌هـایی کـه نتیجـه عملکـرد ضدلرزه‌ای آن‌ها در زلزله‌های گذشته معلوم و رضایتبخش بوده است از اهمیت بیشتری در مقایسه با موارد جدیدی است که اگرچه در تحلیل‌ها و آزمایش‌ها رضایت‌بخش بوده‌اند لیکن هنوز در تجربه آزمایش خود را پس نداده‌اند، برخورداند. برای مثال لوله‌هـای پلـی-اتیلن که در آزمایش‌ها و تحلیل ها بسیار نتایج خوبی داشته و دارای انعطاف‌پذیری زیادی در مقابل نیروهای زلزله می‌باشـند هنـوز در ژاپن به‌عنوان مصالح ضد زلزله مطمئن یاد نمی‌شوند و این بخاطر نبودن نتایج تجربی از عملکرد آن‌ها در زلزله‌های گذشته می‌باشد.

نکات متعددی که در رابطه با نگاه و عملکرد ژاپن در تدوین معیارهـا و ضـوابط طراحـی ضـدلرزه‌ای سـازه‌هـا بـه طـور کلـی و سازه‌های آبی بالاخص ارایه شد، می‌توانند راهنمای خوبی جهت تدوین موارد مشابه در ایران باشند که در انتها با بهـره‌گیـری از ایـن نکات، پیشنهاد نهایی جهت چگونگی تدوین ضوابط و معیارهای طراحی ضدلرزه‌ای تأسیسات آبی ارایه خواهد گردید.

1–Nihon Suido Kyokai

2 - Japan Society of Civil Engineers

فصل ۶

بررسی چگونگی تدوین استاندارد طـــرح لرزه‌ای سازه‌های آبی

۶-۱-مناسب‌ترین عنوان برای ضوابط مورد نظر

در این گزارش جهت سهولت از کلمه "استاندارد" بدون توجه به معنی دقیق آن برای موضوع بحث استفاده شده است، لـیکن در پایان لازم است که مناسبترین واژه برای مجموعه مورد نظر انتخاب و در پروژه احتمالی بعدی مورد استفاده قرار گیرد:

- استاندارد
- مقررات
- آیین نامه
- دستورالعمل
- ضوابط و معیارهای فنی
- راهنما
- مشخصات فنی
- سایر واژه‌های کم مصرف

از طرف دیگر به صورت بین‌المللی نیز در سایر کشورها بویژه انگلیسی زبان از واژه‌های زیر استفاده بیشتری می‌گردد:

- Standard
- Code
- Code of practice
- Guideline
- Instruction
- Regulation
- Technical Characteristics

جهت روشن‌تر شدن مفاهیم اجمالی هر یک از واژه‌های فارسی و انگلیسی فوق و ارتباط آن‌ها با یکدیگر، تعـاریف زیـر از کتـاب "فرهنگ واژگان نظام فنی و اجرایی کشور" نشریه شماره ۲۹۷ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، معاونت امور فنـی، دفتـر امـور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله از فصل نهم نقل می‌گردد:

۶-۱-۱- استاندارد (Standard)

استاندارد به مشخصات فنی یا مدرک قابل دسترسی گفته می‌شود که بر نتایج جا افتاده علم، فن و تجربه مبتنی بوده و با اهـداف ارتقای سطح بهینه بهره‌وری جامعه و با همکاری و توافق ضمنی و یا تأیید کلی همه افراد ذینفع تهیه شده و توسط نهادی معتبـر بـه تصویب رسیده باشد.

یک مدرک تهیه شده در مورد، محدودیتهای مهندسی و فنی و مـوارد کـاربردی، مـواد، فراینـدها، روش‌هـا، طراحـی و کارهـای مهندسی می‌باشد و شامل ملاکهایی برای حصول بالاترین درجه کاربردی و یکنواختی در مواد و محصولات یا تعویض قطعات مـی-باشد.

- استاندارد اجرایی (*E*xecutive Standard)

منظور از تعیین استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی ایجاد یک نظام فنی و اجرایی برای این طرح‌ها است. به نحوی که هدف‌های زیر تأمین گردد:

- بالا بردن کیفیت اجرایی طرح‌ها
- دقیق‌تر و گویاتر نمودن اسناد و مدارک و مشخصات و نقشه‌های اجرایی
- کاهش هزینه‌های اجرایی
- جلوگیری از صرف هزینه‌های زاید
- استفاده بهتر و موثرتر از نیروی انسانی موجود
- سریع‌تر کردن گردش انجام مطالعات و تهیه نقشه‌ها و مشخصات
- احتراز از تهیه مکرر نقشه‌ها و مشخصات و جزییاتی که ممکن است به صورت تیپ قابل تهیه باشد.
- یکنواخت نمودن رویه‌های اجرایی

فراهم نمودن زمینه و شرایط لازم برای تولید انبوه[1] ملزومات و مصالح و اجزای ساختمانی مورد نیاز طرح‌ها

۶-۱-۲- آیین‌نامه (Code)

مجموعه مقررات و روش‌های اجرایی است که به استناد موازین قانونی تهیه و عموماً لازم‌الاجرا می‌گردد و می‌تواند دربرگیرنده استانداردهای فنی نیز باشد.

۶-۱-۳- دستورالعمل (Instruction)

مجموعه روش‌ها و دستوراتی است که برای انجام یک موضوع یا یک کار مشخص تدوین می‌گردد و عموماً رعایت آن الزامی است.

- دستورالعمل گروه اول

دستورالعمل‌هایی که رعایت کامل مفاد آن از طرف دستگاههای اجرایی و مهندسان مشاور و پیمانکاران و عوامل دیگر ضروری است (نظیر فرم ضمانت‌نامه‌ها، فرم پیمآن‌ها، استانداردهای فنی، تجزیه واحد بها و غیره).

- دستورالعمل گروه دوم

دستورالعمل‌هایی که به طور کلی و برای موارد عادی تهیه می‌گردد و برحسب مورد دستگاههای اجرایی و مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند به تشخیص خود مفاد دستورالعمل و یا ضوابط و معیارهای آن را با توجه به کار مورد نظر و در حدود قابل قبولی که در دستورالعمل تعیین شده تغییر داده و آن را با شرایط خاص کار مورد نظر تطبیق دهند (نظیر حق‌الزحمه مهندسان مشاور و شرایط عمومی پیمان و مشخصات عمومی و غیره).

---

1 - Mass production

- دستورالعمل گروه سوم

دستورالعمل‌هایی است که به عنوان راهنمایی و ارشاد دستگاههای اجرایی و موسسات مشاور و پیمانکاران و سایر عوامل تهیه می‌شود و رعایت مفاد آن در صورتی که دستگاههای اجرایی و موسسات مشاور روش‌های بهتری داشته باشند اجباری نیست.

۶-۱-۴- آیین کاربرد (code of Practice)

تلفیقی از تجارب مفید و تحقیقات علمی است که روش‌های عملی توصیه شده برای طراحی، ساخت، احداث، بهره‌برداری یا نگهداری از تجهیزات، تأسیسات، سازه‌ها و ... را تشریح می‌کند به طوری که استفاده کننده قادر باشد بی‌درنگ آخرین تجارب و پیشرفتها را در بخش مربوط به کار گیرد.

۶-۱-۵- راهنما (Guideline)

به مجموعه اطلاعاتی اطلاق می‌شود که برای تسهیل در کاربرد روش یا روش‌های خاصی تدوین شده باشد.

۶-۱-۶- مشخصات (Specification)

مدرکی که الزامات و یا خواسته‌ها را بیان می‌کند. مشخصات می‌تواند مربوط به فعالیتها (مانند مدرک روش اجرایی، مشخصات فرایند و مشخصات آزمون) یا برای محصولات (مانند مشخصات محصول، مشخصات عملکرد و نقشه) باشد.

۶-۱-۷- مشخصه‌های فنی (Technical Characteristics)

آن دسته از مشخصه‌های تجهیزات که عمدتاً به اصول مهندسی دخیل در ساخت تجهیزات واجد مشخصه‌های مورد نظر مربوط می‌شوند. مثلاً در تجهیزات الکترونیکی، مشخصه‌های فنی شامل مداربندی و انواع آرایشهای اجزای الکترونیکی است.

۶-۱-۸- مقررات (Regulation)

- به معنی عام شامل قانون، تصویب نامه، آیین نامه، بخشنامه و هر چه که ضمانت اجرا داشته باشد.
- به معنی خاص در مقابل قانون (به معنی اخص) استعمال شود.

همانطور که ملاحظه می‌شود تعاریف ارایه شده در فوق علاوه بر محاسن مربوطه، دارای کاستیهایی نیز می‌باشد که به‌طور عمده عبارتند از:

- هم پوشانی و عدم تمیز قطعی بین واژه‌ها
- قابل تفسیر بودن واژه‌ای به بعضی واژه‌های مشابه
- شفاف نبودن اولویت مسوولیتی آن‌ها نسبت به یکدیگر
- شفاف نبودن نهاد تدوین کننده و بازخواست کننده

در عین حال با توجه به تعاریف داده شده، مصادیق مربوط و تجربه‌های مختلف می‌توان وجوه تمایز زیر را به صورت اولویت‌بندی در شدت حساسیت نسبت به رعایت محتوی بین واژه‌های مربوط ارایه داد:

- استاندارد معمولاً توسط سازمانی تحت همین عنوان و به‌عنوان نماینده دولت به‌عنوان مجموعه مشخصات و روش‌های مورد نیاز برای مواد، مصالح و ساخت کالاهای به‌طور عمده صنعتی تدوین گردیده و پیروی از آن اجباری می‌باشد. ساخت و توزیع موارد غیر استاندارد، جرم بوده و مجازات دارد. استانداردها در ایران توسط موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران تدوین و منتشر می‌گردد. اعمال واژه استاندارد ۲۸۰۰ برای مجموعه طراحی لرزه‌ای ساختمآن‌ها که توسط وزارت مسکن و شهرسازی تهیه گردیده است، شاید به آن دلیل است که قبلاً استانداردهای مشابه توسط موسسه استاندارد تهیه می‌شده است(نظیر استاندارد ۵۱۹).
- آیین نامه که مجموعه‌ای از ضوابط و معیارها است که به‌عنوان حداقل در نظر گرفته شده و باید رعایت شوند. آیین نامه‌ها به‌طور عمده به روش‌ها و مشخصات حداقل پرداخته و توسط نهادهای ذیربط و سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی تهیه می‌گردد.
- مقررات (مقررات ملی) آن دسته از ضوابط و معیارهایی است که از متن آیین‌نامه‌های مربوط استخراج گردیده و رعایت آن‌ها اجباری می‌باشد.
- دستورالعمل، آن دسته از ضوابط و معیارهایی است که از متن آیین‌نامه‌های مربوط استخراج گردیده، لیکن استفاده از آن‌ها مورد توصیه می‌باشد. لذا دستورالعمل نسبت به آئین نامه از درجه مسئولیت خواهی کمتری برخوردار است لیکن از نظر حجم ممکن است با توجه به توضیحات و توصیفات فراوانتر بیشتر باشد.
- راهنما بیشتر جنبه راهنمایی جهت طراحی، ساخت و یا سایر موارد مشابه را داشته و رعایت آن اجباری نمی‌باشد. راهنما را می‌توان تقریباً معادل دستورالعمل و یا کمی ملایم‌تر از آن در مسئولیت‌خواهی در نظر گرفت.

آنچه به عنوان نتیجه‌گیری از این بحث در ارتباط با موضوع این گزارش می‌توان گرفت عبارتند از:

- قسمتی از موارد با توجه به موضوع که به مواد و مصالح و یا تجهیزات باز می‌گردد می‌تواند به‌طور مختصر تحت عنوان استاندارد و توسط موسسه استاندارد تهیه و تدوین شود.
- در مورد حداقل‌های مورد انتظار از مواد و مصالح و روش‌ها، آئین‌نامه یا آئین‌نامه‌هایی توسط سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی و وزارت نیرو تدوین گردد.
- بخشی از مجموعه شامل توضیحات و توصیفات و مثال‌های نمونه می‌باشد که تحت عنوان راهنما توسط مراجع مربوط تهیه و اعلام گردد.

۶-۲- نقش فعالیت‌های تحقیق و توسعه

با توجه به ویژگی‌های استاندارد که تهیه، تصویب و ابلاغ آن زمان زیادی می‌برد، معمولاً هر ده سال یا پنج سال مورد ارزیابی، تجدید نظر و اصلاح قرار گرفته و موارد جدید ابلاغ می‌گردد. این گونه استاندارد نویسی می‌تواند مشکلات زیادی از جمله موارد ذیل داشته باشد:

- دخالت دادن معیارهای دست و پا گیر در کلیه موارد
- طولانی بودن مراحل تهیه، تصویب و ابلاغ

- اجبار به پیروی از ضوابط نسبتاً کهنه و قدیمی
- مشکلات مختلف و تعریف نشده در استفاده از دستاوردهای علمی و فناوری‌های نو

نگاه فوق در زمانی که سرعت تغییرات علوم و به تبع آن‌ها فناوری، بسیار کند و یا نسبتاً کند بود، مشکلات جدی را ایجاد نمی‌کرد، عدم تغییرات وسیع و سریع در مطالب علمی باعث می‌گردید تا ضرورت چندانی برای تغییر ضوابط و معیارهای استاندارد نیز وجود نداشته باشد. لیکن با فراگیر شدن صنعت رایانه از اوایل دهه هفتاد میلادی به تدریج بر سرعت رشد علوم و بویژه علوم مهندسی افزوده شده و به تبع آن فناوری‌ها و محصولات جدیدتر با سرعت قابل توجهی وارد بازار گردیده‌اند. دهه پایانی قرن بیستم از ویژگی‌های خاص برخوردار بود که چند ویژگی مهم آن که مربوط به این بحث می‌باشد عبارتند از:

- رشد تصاعدی علم و فناوری
- تحولات و پیشرفتهای شگرف در ریز پردازنده‌ها
- انقلاب عظیم در فناوری اطلاعات و ارتباطات
- محوریت مسائل زیست محیطی در صنعت
- کوتاه شدن عمر دانش و فناوری در مقایسه با محصولات آن‌ها

در واقع با یک نگاه عمیق به سیر تحول و پیشرفت شرکت‌ها در کشورهای پیشرفته‌ای نظیر امریکا، ژاپن، آلمان و سایر کشورهای پیشتاز جهان اول این نکته را روشن می‌سازد که آن‌ها با توجه به ویژگی‌های فوق برنامه‌ریزی‌های شایسته‌ای را انجام داده و اجرا نموده‌اند که از طریق آن‌ها توانسته‌اند منافع بسیار زیادی را متوجه جوامع خود گردانند.

در زیر به چند مورد از این برنامه‌ها اشاره شده است:

- اولویت دادن به نوآوری نسبت به پژوهش
- اولویت دادن به پژوهش نسبت به آموزش
- اولویت دادن به سرمایه‌های انسانی در مقایسه با سرمایه‌های فیزیکی
- گسترش بخش خصوصی و تحدید بخش دولتی
- طراحی برای بهره‌برداری (نه طراحی برای ساخت)
- رعایت معیارهای زیست محیطی

با همین نگاه است که تقریباً در اکثر شرکت‌های پیشرفته و صاحب نام جهانی در کلیه زمینه‌های فعالیتی، از جمله مهندسی عمران و محیط زیست، مراکز تحقیق و توسعه[1] دارای جایگاه ویژه و نقش بسیار مهمی می‌باشند.

انجام پژوهش‌های مستمر و یافته‌های نوین پیاپی، این کشورها را بر آن داشت تا پیروی از استانداردها، مانع از برخورداری هرچه سریعتر از آخرین یافته‌های علمی و پدیده‌های نو در فناوریهای نگردد. این یافته‌ها اعم از مواد و مصالح، تجهیزات و روش‌ها بوده و استفاده هر چه سریعتر از آن‌ها نه تنها باعث بهینه‌سازی زمان و هزینه، بلکه باعث پیش افتادن از رقبا در بازارهای داخلی و بین‌المللی می‌گردد.

1- Research & Development (R&D)

بنابراین به‌عنوان نتیجه‌گیری از این بحث بهتر است که توصیه‌های زیر در تهیه و تصویب استاندارد مورد نظر مد نظر قرار گیرد تا برخورداری از دستاوردهای نوین در دانش و فناوری هر چه بیشتر میسر گردد:

- محتوی استاندارد به جنبه‌های بنیادی و اصول توجه اساسی نماید و چهارچوب کلی را ارایه کند.
- استاندارد از پرداختن اساسی به مواردی که در دامنه زمان دچار تغییرات زیاد می‌شوند خودداری نماید.
- استاندارد انعطاف‌پذیری لازم جهت اعطای مجوز به استفاده از یافته‌های نوین را بر اساس ضوابطی خاص داشته باشد.

۶-۳- حوزه جغرافیایی کاربرد

یکی از موارد در تدوین استانداردها، حوزه جغرافیایی کاربرد آن می‌باشد. البته این تقسیم‌بندی را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

- استانی یا ایالتی
- ملی
- منطقه‌ای

مثلاً در ایالات متحده آمریکا استانداردهای مختلفی وجود دارد که بعضی فقط در ایالت خاصی استفاده می‌شود و در ایالت دیگر کاربرد ندارد، در عین حال در این کشور استانداردهای ملی نیز وجود دارد که در کل کشور و در تمام ایالت‌ها استفاده می‌گردد. لیکن در کشور ژاپن این قضیه کمتر به چشم می‌خورد و استانداردها اصولاً و به‌طور کلی برای کل کشور و به صورت ملی می‌باشند.

وجود شرایط خاص آب و هوایی، توپوگرافی، فرهنگی، سیاسی و اجتماعی در بعضی استآن‌ها یا ایالات ممکن است آنقدر مهم و گسترده باشد که تدوین استاندارد خاصی برای آن استان یا چند استان را ضروری سازد. از طرفی توانایی فعالیت‌های یک کشور ممکن است طوری باشد که حوزه عملکرد آن را فراتر از آن کشور قرار داده و بعضی کشورهای یک منطقه را در بر گیرد. لذا استانداردهای مربوط از سطح ملی فراتر رفته و با دید منطقه‌ای تنظیم می‌گردد.

لذا در تدوین مجموعه مورد نظر بهتر است نکات زیر در همین رابطه مورد دقت و ملاحظه قرار گیرد:

- توجه به شرایط خاص جغرافیایی و تفاوت‌هایی که قسمت‌های مختلف کشور با یکدیگر دارند ممکن است ایجاب نماید موارد ویژه‌ای برای بعضی استآن‌های کشور مورد تأیید و تأکید بیشتری قرار گیرد.
- تفاوت‌ها در ایران آنقدر نیست که ضرورت داشته باشد استاندارد استانی یا ایالتی تدوین گردد لیکن مناسب است که بندهایی در رابطه با وجود تفاوت‌های مهم در مجموعه مورد نظر ملحوظ گردد.
- اصولاً سازه‌های آبی در مناطق خشک و کویری با آن‌هایی که در مناطق کوهستانی و نسبتاً پر آب قرار دارند دارای تفاوت‌هایی هستند که بهتر است مورد توجه قرار گیرد.
- با توجه به اینکه اکثر سدها، شبکه‌ها و سازه‌های آبی وابسته به آن‌ها در غرب کشور قرار دارند، لذا مناسب است که زمینه کلی مجموعه در دست تهیه، شرایط موجود در این بخش کشور باشد.
- در سطح ملی به نظر می‌رسد که محل‌های زیادی برای احداث سدهای بتنی دو قوسی و همچنین سدهای بلند نباشد. لذا بهتر است که توجه بیشتری به سدهای خاکی و وزنی (بویژه بتن غلتکی) شده و زمینه اصلی استانداردهای مورد نظر قرار گیرد.

علیرغم محدودیت‌هایی که در داخل برای ساخت سد و تأسیسات وابسته ممکن است وجود داشته باشد، لیکن با عنایت به گسترش فعالیت‌های ایران در زمینه طراحی و ساخت سازه‌های آبی در سایر کشورها بویژه کشورهای منطقه، بهتر است که مجموعه مورد نظر، نیازها و فعالیت‌های منطقه‌ای را نیز در نظر داشته و به کلیه جوانب موضوع بپردازد. بنابراین علیرغم مورد پنجم که در بالا اشاره شد، بهتر است به سدهای بتنی دو قوسی و سدهای بلند نیز توجه لازم مبذول گردد.

۶-۴- زمینه‌های محتوایی

به‌طور کلی مساله زلزله در استانداردهای مختلف به‌صورتهای زیر ملحوظ گردیده است:

- اختصاص یک فصل از استاندارد به زلزله در کنار سایر فصول
- تدوین یک استاندارد جداگانه برای زلزله

بدیهی است انتخاب یکی از دو روش فوق بستگی به عوامل متعددی دارد که مهم‌ترین آن‌ها میزان گستردگی مساله زلزله در استاندارد مورد نظر می‌باشد. با توجه به پیشرفتهای دهه‌های اخیر در دانش و فناوری مربوط به زلزله، مباحث مربوط به آن از گستردگی خاصی برخوردار شده است که تهیه کنندگان استانداردها را به سوی مورد دوم یعنی تدوین استانداردهای مستقل برای مقوله زلزله در موضوعات مختلف سوق داده است.

نکته مهمی که در استانداردهای لرزه‌ای گذشته اعم از دو حالت فوق وجود دارد این است که به‌طور کلی این استانداردها به مباحث مطالعاتی و طراحی پرداخته‌اند. به عبارت دیگر دامنه و محدوده آن‌ها شامل فازهای" صفر و یک " پروژه‌های مختلف بوده است. اگر مواردی نیز بر مسائل لرزه‌ای در ساخت و اجرا پرداخته است، بسیار معدود و محدود بوده و احتمالاً این امر ناشی از سطح فناوری ضد لرزه‌ای در گذشته بوده است.

به‌طور خلاصه می‌توان گفت که نگاه اصلی در تدوین استانداردهای مختلف از جمله استانداردهای لرزه‌ای "طراحی برای ساخت" بوده است، در حالی که امروزه در مهندسی صنایع به‌طور کلی و از جمله در صنعت ساختمان توجه اصلی معطوف به "طراحی برای بهره‌برداری" می‌باشد.

بنابراین انتظار از مجموعه مورد نظر برای مقوله زلزله در سازه‌های آبی با الهام از دیدگاه و تجربیات فوق، آن است که از مرحله مطالعات تا بهره‌برداری و تعمیر و نگهداری را شامل گردد. با این توضیحات زمینه‌های محتوایی مجموعه مورد نظر باید شامل موارد ذیل باشد.

الف- مطالعات شامل:

- زمین شناسی
- لرزه شناسی (لرزه زمین ساخت)
- ژئوتکنیکی

ب- مواد و مصالح شامل:

- خواص مکانیکی
- خواص دینامیکی

- معیارهای شکست و پذیرش
- آزمایش‌های لازم

ج- تحلیل و طراحی شامل:

- لرزه ورودی
- مدلهای تحلیلی
- روش‌های تحلیل

د- ساخت و اجرا شامل:

- یکپارچه سازی بدنه
- به‌کارگیری جزئیات اجرایی مناسب برای بهبود رفتار
- پایدار سازی تجهیزات و قطعات الحاقی
- نصب ابزار دقیق

ه- بهره‌برداری شامل:

- اثرات متقابل آب و زلزله
- تخلیه اضطراری
- بهره‌برداری در هنگام زلزله
- بهره‌برداری بعد از زلزله

و- تعمیر و نگهداری شامل:

- رفتار سنجی لرزه‌ای مستمر
- کنترل پایداری
- چک لیست قبل از زلزله
- چک لیست بعد از زلزله

در اینجا ذکر دو نکته بسیار مهم جهت توجه در تدوین استاندارد لرزه‌ای ضروری است:

- ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای
- بهسازی لرزه‌ای

هر دو مورد فوق درباره سایر سازه‌ها نیز مطرح بوده و برای ساختمآن‌ها دستورالعمل‌هایی تهیه و ابلاغ گردیده است. برای نمونه می‌توان از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمآن‌های موجود از انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور نام برد که بخش عمده آن از استاندارد FEMA356 وFEMA357 ایالات متحده امریکا اقتباس شده است.

در مورد سازه‌های آبی نیز ضرورت تدوین دستورالعمل‌های مشابه ضروری می‌باشد. دلایل اصلی چنین ضرورتی ناشی از احتمال آسیب‌پذیری سازه‌ها در اثر پدیده فرسودگی یا کهنسالی [۱] می‌باشد که سه ویژگی زیر را داشته و لذا نیاز به ارزیابی سازه‌ها را در مقاطع مختلف زمانی بعد از ساخت اجتناب ناپذیر می‌نماید:

سازه‌ها پس از ساخت در زمان طولانی عمر خود با شرایط محیطی اندرکنش نموده و از آن اثر می‌پذیرند. بعضی از این آثار نظیر خوردگی، ترکیبات شیمیایی، سایش، فرسایش و نظایر آن‌ها باعث می‌گردد تا سازه خواص اولیه خود را از دست داده و به مرور زمان مستهلک گردد.

بارهای بلند مدت باعث تغییراتی در خواص و رفتار سازه می‌گردند که به‌طور عمده به‌صورت زیر می‌باشد:

- بارهای ثابت طولانی مدت روی سازه باعث ایجاد پدیده خزش [۲] در المان‌های باربر گردیده و در مقیاس ریزسازه‌ها [۳] باعث تغییر خواص مواد و مصالح آن می‌گردد.
- بارهای دائم متناوب [۴] باعث خستگی [۵] اعضاء مربوط شده و خواص آن‌ها را تغییر داده و تضعیف می‌نماید.

به‌طور کلی سازه‌ای که عمر آن طولانی شد نیازمند بررسی و بازنگری براساس دانش و فناوری روز می‌باشد، زیرا در زمانی که سازه مربوطه ساخته شده است، دانش و فناوری دارای کمبودها و محدودیتهایی بوده است که در طراحی و ساخت آن ملحوظ نشده و باعث بروز نقائصی در آن گردیده است.

لذا سازه‌های آبی موجود نیازمند به ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و در صورت آسیب‌پذیر بودن، نیاز به بهسازی لرزه‌ای دارند که تدوین دستورالعمل‌های مربوطه را اجتناب ناپذیر می‌نماید. این دستورالعمل‌ها در کنار استاندارد طراحی بسیار ضروری بوده و لازم است که هم‌خوانی لازم بین استانداردهای طراحی و بهسازی لرزه‌ای وجود داشته باشد. معمولاً حجم دستورالعمل‌های مربوط به آسیب پذیری و بهسازی لرزه‌ای بیش از ضوابط طراحی لرزه‌ای بوده و لازم است که به‌طور قطع مورد توجه بیشتری قرار گیرد.

یکی دیگر از مواردی که در آینده نزدیک در بخش سدسازی در مجموعه سازه‌های آبی نیاز به بررسی جدی پیدا خواهد نمود، مقوله مربوط به افزایش حجم مفید مخازن سدها با استفاده از افزایش ارتفاع آن‌ها می‌باشد. افزایش ارتفاع سدها از قبل نیز در کشورهایی نظیر ژاپن مطرح بوده و بعضاً نیز مطالعه و اجرا گردیده است. بررسی رفتار سد در صورت افزایش ارتفاع بویژه در زمان زلزله بسیار ضروری و مهم می‌باشد، زیرا نیروی زلزله در این گونه موارد موثرتر بوده و آسیب‌پذیری سد در بالا و در محل اتصال می‌تواند به‌طور جدی‌تری مطرح باشد.

۶-۴-۱- الگوهای تدوین استاندارد طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی برای ایران

برای تدوین استاندارد در یک کشور نیاز به عوامل مختلفی می‌باشد که اهم آن‌ها عبارتند از:

- الگو گرفتن از سایر استانداردها
- بومی نمودن با استفاده از تجارب علمی و پژوهشی

1- Aging
2- Creep
3 - Microstructures
4- Cyclic
5- fatigue

- استمرار و روزآمد نمودن با تحقیقات مستمر
- نیروی انسانی متخصص
- سرمایه‌گذاری مناسب تحقیقاتی
- ساختارهای قانونی لازم جهت تدوین و عملیاتی شدن

ملاحظه می‌شود که تعداد معدودی از کشورهای دنیا دارای استانداردهای ملی برای خود بوده و سایر کشورها به تبعیت از آن‌ها از استانداردهای ترجمه و نسخه برداری شده استفاده می‌نمایند. کشورهای صاحب استاندارد به‌طور عمده از کشورهای پیشرفته توسعه یافته و کشورهای دوم به‌طور عمده در حال توسعه می‌باشند.

در ایران نیز در بسیاری از زمینه‌ها از جمله سدسازی و زلزله از نسخه‌های مستقیم یا غیرمستقیم استانداردهای سایر کشورها بویژه امریکا و اروپا استفاده شده و می‌شود. بدیهی است عوامل زیر در استفاده از استانداردهای مختلف در ایران موثر بوده است:

- روابط و تعهدات اقتصادی– سیاسی با سایر کشورها
- تمایل مهندسین و متخصصین و آشنایی آن‌ها با استانداردهای کشورهایی که در آن‌ها تحصیل نموده‌اند.
- سهولت دسترسی و نسخه برداری از استاندارد دیگر کشورها
- سهولت اجرای استانداردها

عوامل فوق باعث گردیده است که استانداردهای مورد استفاده در ایران از ویژگی‌های زیر برخوردار باشند:

- تعدد استانداردهای نسخه‌برداری شده از دیگر کشورها
- حاکمیت عمده استفاده از استانداردهای امریکایی و اروپایی
- تمایل بیشتر به جایگزینی کانادا به‌جای امریکا به واسطه مشکلات بین ایران و امریکا و افزایش فارغ‌التحصیلان از کشور کانادا

علیرغم بحث‌های فوق در مورد الگوبرداری مناسب از دیگر کشورها در زمینه طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی، از یک مقایسه منطقی و اصولی بین چند کشور دارای استانداردهای لازم استفاده شده که کلید واژه‌ها و معیارهای مناسب برای این مقایسه عبارتند از:

- وضعیت لرزه‌خیزی
- آسیب‌پذیری سازه‌های آبی
- وضعیت تجربی
- وضعیت پژوهش در زمینه زلزله و سازه‌های آبی
- کیفیت استانداردهای موجود

از طرفی کشورهای صاحب نام در این زمینه عبارتند از:

- ایالات متحده امریکا
- ژاپن
- چین
- هند

- اروپا (چند کشور اروپایی)
- کانادا
- اقیانوسیه (استرالیا و نیوزلند)

جدول شماره (۶-۱) این کشورها را از نظر معیارهای داده شده در بالا مقایسه نموده است.

جدول ۶-۱مقایسه وضعیت کشورهای مختلف در رابطه با تدوین استاندارد لرزه ای سازه های آبی

نام کشور	وضعیت لرزه خیزی	آسیب‌پذیری سازه‌های آبی	وضعیت تجربی زلزله	وضعیت پژوهشی در زلزله و سازه‌های آبی	کیفیت استانداردهای لرزه‌ای	تطابق با شرایط ایران (طبیعی- اجتماعی)
امریکا	متوسط	کم	زیاد	عالی	خوب	متوسط- خوب
ژاپن	بسیار زیاد	کم	بسیار زیاد	عالی	خوب	متوسط- خوب
چین	زیاد	متوسط	متوسط- زیاد	متوسط	متوسط	خوب
هند	زیاد	متوسط	متوسط- زیاد	متوسط	متوسط	خوب
اروپا	کم	کم	کم	خوب	خوب	متوسط
کانادا	کم	کم	کم	خوب	خوب	متوسط
اقیانوسیه (استرالیا و نیوزلند)	متوسط	کم	متوسط	خوب	خوب	متوسط

در مجموع با توجه به وجود عوامل متعدد دیگر و مقایسه اجمالی بین عوامل اصلی در جدول فوق توصیه می‌شود که در تدوین استانداردهای طرح و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های آبی در ایران به‌صورت زیر از استانداردهای مشابه در دیگر کشورها استفاده گردد:

یکی از دو کشور ژاپن یا امریکا به‌عنوان کشور پایه در تدوین استاندارد در نظر گرفته شده و استانداردهای مربوطه آن‌ها به‌عنوان متن اصلی و پیش‌نویس اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

اصلاحات لازم با توجه به شرایط ایران از استانداردهای دیگر کشورها روی متن اصلی به‌عمل آید.

استانداردها امریکا در فلسفه و تفسیر مباحث [۱] استاندارد اروپا در نوعیت و ماهیت مباحث [۲] و استاندارد ژاپن در دانش فنی و چگونگی [۳] می‌تواند بیشتر مورد استفاده قرار گیرند.

در راستای بومی کردن استانداردها، تجربه‌های چین و هند بیشتر می‌تواند مفید واقع گردد.

۶-۵- نگاهی به مشکلات لرزه‌ای در سازه‌های آبی

بررسی به‌عمل آمده در فصول قبل و نگاه اجمالی به رفتار سازه‌های مختلف آبی، نتایج تجربی را به‌دست می‌دهد که برای تدوین استانداردهای لرزه‌ای اعم از طراحی، آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای می‌تواند مفید واقع شود. این تجربیات اولویت‌های اصلی‌تر را و موارد مهم‌تر را در تدوین ضوابط مربوطه تا حدود زیادی مشخص می‌نماید. اهم این موارد در مورد سازه‌های مختلف آبی در ادامه به‌طور خلاصه ارایه شده‌اند:

1- know why
2- know what
3- know how

الف- سدهای بتنی

ارتعاش زیاد در قسمت‌های بالایی به این سدها از جمله موارد آسیب در هنگام زلزله بوده است. لذا تکآن‌های ناشی از فرآیند دینامیکی رفتار زمین در زلزله باعث تمرکز و گسترش ترک در قسمت‌های فوقانی بدنه سد می‌گردد. توجه به عملکرد سدهای کوینا و سفیدرود از جمله موارد مدون این امر می‌باشد. پدیده گسلش و وقوع سد بر روی گسل از جمله موارد تجربه شده در اینگونه سدها بوده که نمونه بارز آن شکست یک سد بتنی در زلزله سال ۱۹۹۹ جی جی در تایوان می‌باشد.

ب- سدهای خاکی

گسترش فشار منفذی در بدنه این سدها در هنگام زلزله از جمله اصلی‌ترین موارد آسیب آن‌ها در زلزله‌ها بوده است. این فرآیند باعث بروز روانگرایی و تغییرشکل‌های بزرگ در بدنه و هسته سد خواهد گردید. شکست پرده آب‌بند در مرز با بدنه سد از دیگر موارد آسیب‌پذیری در اینگونه سدهاست که باید مورد توجه خاص در استانداردهای مربوطه قرار گیرد.

ج- تأسیسات وابسته سد

این تأسیسات معمولاً به تبعیت از رفتار سد ممکن است دچار آسیب شوند که در مقایسه با آسیب‌های خود سد، کمتر می‌باشد. تجهیزات برقی- مکانیکی داخل تأسیسات مختلف به‌طور عمده در ناحیه شالوده دچار آسیب‌های احتمالی می‌گردند.

د- تونل‌ها و خطوط انتقال آب

این گونه سازه‌ها به خاطر جرم کم در مقایسه با جرم زمینی که در آن قرار گرفته‌اند، بیش از آن‌که به شتاب زمین در هنگام زلزله پاسخ دهند به سرعت زمین حساس هستند و لذا مقوله سرعت در طرح و آسیب‌پذیری و بهسازی آن‌ها باید مورد توجه بیشتری قرار گیرد. سایر موارد مهم عبارتند از:

اصلی‌ترین عامل آسیب رسان به این سازه‌ها، تقاطع با گسل‌های فعال می‌باشد که بخاطر طول زیاد آن‌ها، معمولاً این شرایط در یک یا چند نقطه برای آن‌ها محتمل است.

در نقاطی که پروفیل زمین دچار تغییرات ناگهانی می‌گردد، عملکرد این سازه‌ها حساس شده و امکان بروز آسیب در مرز بین دو جنس خاک وجود دارد.

زمین لغزه در هنگام زلزله از جمله دیگر پدیده‌های تهدید کننده این سازه‌ها بوده و لازم است که به‌طور جدی‌تری به آن پرداخته شود.

عبور این سازه‌ها از مناطق با پتانسیل روانگرایی از دیگر موارد مهم برای تدوین استانداردهای لرزه‌ای آن‌ها می‌باشد.

۶-۶- ملزومات کلی و اساسی در تدوین استاندارد لرزه‌ای

در تدوین هر استاندارد طراحی، توجه اصلی معطوف به طراحی برای ساخت بوده و آنچه که کلیه موارد را تحت‌الشعاع خود قرار می‌دهد تأمین لازم و کافی برای موارد طراحی می‌باشد. در حالی که موارد مختلفی باید در تدوین استاندارد از ابتدا تا انتها و هماهنگ با یکدیگر مد نظر قرار گیرند. اهم این عوامل به‌طور خلاصه در ذیل مورد اشاره قرار گرفته‌اند:

الف- ایمنی

منظور از ایمنی آن است که سازه‌های مربوط در مورد نیروها و تغییر مکان‌های خارجی وارده از نظر کلی پایدار و از نظر داخلی مقاوم و سخت باشند. لذا پاسخگویی سازه در موارد زیر به‌طور جامع باید ملحوظ گردد:

- پایداری در مقابل کلیه نیروها و جابه‌جایی‌های وارده و ترکیب احتمالی آن‌ها
- سختی لازم در مقابل کلیه نیروها و جابه‌جایی‌های وارده و ترکیب احتمالی آن‌ها
- مقاومت در مقابل کلیه تنش‌های داخلی
- سختی در مقابل کلیه کرنش‌های داخلی
- قابلیت جذب انرژی و استهلاک آن در مقابل بارهای دینامیکی

ب- حفاظت محیط زیست و خسارت شکست مخزن

با توجه به اهمیت محیط زیست در کلیه پروژه‌ها بویژه پروژه‌های عمرانی، لازم است که در کلیه موارد طرح لرزه‌ای، عوارض زیست محیطی احتمالی مد نظر قرار گرفته و تأثیرات مربوط به‌واسطه ضرایبی نظیر اهمیت در طراحی وارد شود.

ج- سهولت اجرایی

طرح‌های مختلف و اجزاء آن‌ها در مقابل زلزله باید قابلیت و سهولت اجرایی داشته باشند. تجربه نشان می‌دهد که بعضی از طرح‌ها که در یک کشور قابل اجرا هستند در کشور دیگر قابل اجرا نبوده و یا به سختی قابل اجرا بوده‌اند. لذا علاوه بر قابلیت اجرایی، سهولت اجرای طرح نیز باید در موارد مختلف مد نظر قرار گیرد.

ه- سهولت بهره‌برداری

آن دسته از جزییات طراحی در مقابل زلزله که برای بهره‌برداری مشکل ایجاد می‌نمایند باید حتی‌الامکان به جزییات بهتری تبدیل شوند تا نه تنهاکارآیی بهره‌برداری را کاهش ندهند، بلکه در صورت امکان، سهولت بیشتری به بهره‌برداری بدهند. همان‌طور که قبلاً هم متذکر گردید، نگاه اصلی به طراحی، طراحی برای بهره‌برداری است و نه فقط برای ساخت.

و- صرفه اقتصادی

از بین گزینه‌های مختلف طراحی، گزینه‌ای که دارای صرفه اقتصادی قابل توجهی باشد باید بیشتر مد نظر قرار گیرد. در عین حال صرفه اقتصادی عامل اصلی تعیین کننده اولویت گزینه‌های مختلف طراحی نمی‌باشد.

ز- قابلیت توسعه

در جزییات موارد مختلف طراحی ضد لرزه‌ای، توصیه می‌شود به مقوله قابلیت توسعه و ایجاد تغییرات احتمالی در آینده توجه خاص مبذول داشت. این امر ناشی از این اصل است که گذشت زمان باعث دستیابی به تجربه‌های جدیدتری می‌گردد که اعمال آن‌ها نیازمند به ایجاد تغییرات و توسعه سیستم‌ها می‌باشد. لذا وجود این قابلیت از مزایای طرح‌های ارایه شده می‌باشد.

۶-۷- ملزومات پایه در بومی سازی دانش و فناوری‌های خارجی

انتقال تجارب از فردی به فردی یا جامعه‌ای به جامعه‌ای دیگر به‌صورت کامل و بدون تغییرات اصلاحی، امری مشکل و پرعارضه می‌باشد. دلیل این امر وجود تفاوت‌های بین افراد و جوامع می‌باشد. اگر به این نکته توجه کنیم که این تفاوت‌ها حتی در برداشت از واژه‌های مشترک وجود دارد، آنگاه عمق معضلات ناشی از عدم توجه به این تفاوت‌ها و اصلاحات موردلزوم آن‌ها روشن می‌گردد.

ایران و ایرانی با هر کشور و مردم دیگری دارای تفاوت‌های متعددی است که در بعضی موارد بسیار وسیع و عمیق می‌باشد. از آنجا که تهیه استانداردها از دیرباز در ایران به‌واسطه ترجمه و اقتباس از استاندارد سایر کشورها، بویژه اروپا و امریکا بوده است، معضلات متعددی برای کشور پیش آمده است که بعضی خسارت‌های جبران ناپذیری به ایران و ایرانی زده است. نمونه‌ای از این موارد در ذیل به‌طور خلاصه ارایه شده است:

علیرغم اینکه ایران کشور شدیداً لرزه‌خیزی می‌باشد، عدم توجه به این ویژگی و تفاوت‌های مربوط بین ایران و اروپا، بخش عمده‌ای از استانداردها، دانش، فناوریها و محصولات تهیه شده از کشورهای اروپایی (بویژه اروپای غربی) باعث شده است که امروز، علاوه بر هزینه بسیار زیاد مربوط به خرید و انتقال این موارد، مجبور به تعویض و یا مقاوم‌سازی آن‌ها در مقابل زلزله باشیم که به نوبه خود می‌تواند بسیار وقت‌گیر و هزینه‌بر باشد. لازم به تذکر است که چون اروپای غربی مشکل زلزله چندانی نداشته و ندارد لذا در استانداردها و محصولات خود، توجه خاصی به این مقوله مبذول نداشته و اصولاً پشتوانه زیاد قوی در این رابطه ندارد. لذا محصولات زیادی نیز از غرب وارد کشور شده که پاسخگوی شرایط لرزه‌ای ایران نبوده و باید تعویض یا تقویت شوند (نظیر لوله‌های چدنی بدون اتصالات ضد لرزه در سیستم آبرسانی، شیرهای پیاده‌رو، اتصالات پیچی و فلنج‌های مدفون در سیستم گازرسانی، تجهیزات مختلف در نیروگاه‌ها و پست‌های برق و سیستم مخابرات و تاسیسات پالایشگاهی).

نه تنها در مسائل مهندسی، بلکه در سایر زمینه‌ها نیز عدم توجه به تفاوت‌های مذکور باعث عدم توفیق در دستیابی به اهداف فعالیت‌های غیر مهندسی گردیده است. برای مثال اخذ الگوهای مدیریتی از کشورهای مختلف بدون توجه به نظام اقتصادی، اجتماعی و فرهنگی آن کشورها. نظام‌های مدیریتی چون کنترل کیفیت فراگیر[1] یا نگهداری بهره‌ور فراگیر[2] که ویژه شرکت‌های خصوصی در کشورهای با اقتصاد آزاد نظیر ژاپن و امریکا می‌باشد برای شرکت‌های دولتی و یا وابسته به دولت نتوانسته است که بهره و خروجی لازم را داشته باشد.

لذا با عنایت به این که استاندارد مورد نظر، به‌طور عمده با اتکاء بر استانداردهای مشابه در سایر کشورها تهیه خواهد گردید، لازم است که به موارد مهم ذیل در بومی یا ایرانی کردن آن‌ها توجه جدی و کامل مبذول گردد. اهم این عوامل به شرح زیر می‌باشند:

الف- عوامل جغرافیایی

- وسعت
- آب و هوا
- موقعیت

1- Total Quality Management (TQM)
2- Total Productive Maintenance (TPM)

- توپوگرافی
- لرزه خیزی
- پراکندگی
- نوع خاک

ب- منابع طبیعی

- معادن (بویژه سنگ و سیمان)
- پتانسیل آبی
- ذخائر نفتی
- منابع قرضه (در پروژه‌های خاص)
- جنگل – رودخانه

ج- عوامل جمعیتی (انسانی)

- جمعیت
- پراکندگی جمعیت
- رشد جمعیت
- توزیع سنی
- توزیع جنسی
- میزان سواد
- نیروی ماهر
- درآمد سرانه

د- عوامل فرهنگی

- مذهب
- فلسفه اخلاقی
- ارزشهای حاکم
- آداب و رسوم
- فرهنگ ایمنی
- فرهنگ کار
- فرهنگ نظم
-

ه- عوامل اقتصادی

- فلسفه اقتصادی
- نوع بازار
- جایگاه دولت در اقتصاد
- جایگاه بخش خصوصی
- رشد اقتصادی
- محصولات پایه
- واردات و صادرات
- سیستم بانکی

و- عوامل سیاسی

- نوع نظام حاکم
- ارتباطات بین‌المللی
- روابط متقابل

۶-۸-ویژگی های لازم متخصصین ذیصلاح برای تدوین استاندارد

کمیت و کیفیت افراد مناسب جهت تدوین استانداردهای ضد لرزه‌ای برای سازه‌های آبی از جمله موارد مؤثر در موفقیت در این امر می‌باشد. این افراد لازم است که با توجه به عوامل ذیل مورد بررسی و انتخاب قرار گیرند:

- تجربه فنی
- دانش تخصصی
- زمینه اشتغال
- محل اشتغال
- سابقه مفید
- سن
- استعداد مدیریتی
- آشنایی با سایر کشورها
- تسلط به زبان انگلیسی (یا زبان کشورهایی که از استاندارد آن‌ها استفاده می‌شود)

با توجه به عوامل فوق و عنایت به موضوع پروژه بعدی که "تهیه و تدوین آئین‌نامه و دستورالعمل‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های آبی" می‌باشد، مناسب است که یک کمیته اصلی و چند کمیته فرعی (زیر کمیته) در شرکت مشاور یا پژوهشگر منتخب برای اجرای پروژه تشکیل شده و افراد آن با ویژگی‌های زیر تعیین گردند:

حداقل دو نفر استاد دانشگاه با سابقه و تجربه مفید (حداقل ۱۰ سال سابقه و ۵ سال تجربه مفید) در زمینه زلزله و سازه‌های آبی در هر یک از کمیته‌ها

حداقل دو نفر از متخصصین با تجربه از شرکت‌های مشاور نسبتاً قوی که سابقه و تجربه مفید آن‌ها بیش از ۱۰ سال بوده و وقت کافی جهت شرکت در هر یک از کمیته‌ها را داشته باشند.

حداقل یک نفر از افراد با تجربه که بیش از ۱۰ سال سابقه مفید در پروژه‌های پیمانکاری سازه‌های آبی داشته و وقت کافی جهت عضویت و شرکت مستمر در یکی از کمیته‌های ذیربط را داشته باشند.

یک نفر از دفتر فنی سازمان مدیریت منابع آب برای عضویت در کمیته اصلی برای هدایت و هماهنگی کار کمیته‌ها در روند انجام پروژه که البته لازم است ایشان علاوه بر سابقه مفید (حداقل ۱۰ سال) دارای استعداد مدیریتی لازم نیز باشند.

یک نفر از دفتر استانداردهای صنعت آب برای عضویت در کمیته اصلی برای هماهنگی و یکپارچگی در تهیه و تدوین دستورالعمل‌های لازم مطابق ضوابط و تجربیات سایر استانداردهای صنعت آب

یک نفر از دفتر ضوابط و معیارهای فنی و کاهش خطرپذیری زلزله در کمیته اصلی برای هماهنگی روند کار مطابق با معیارها و تجربیات ملی در سطح کشور

حداقل دو نفر متخصص با تجربه (بیش از ۱۰ سال) خارجی بویژه از یکی از کشورهای صاحب نام در زلزله و سازه‌های آبی به‌عنوان همکار شرکت مشاور مسوول پروژه

سایر متخصصین با توجه به زمینه‌های تخصصی مختلف در موضوع پروژه به‌صورت تمام وقت یا پاره وقت زیر نظر شرکت مشاور مسوول به انجام وظیفه پرداخته و نتایج کار خود را در اختیار شرکت و کمیته‌ها قرار می‌دهند.

۶-۹- شرح اجمالی پیشنهادی برای خدمات پروژه تحقیقاتی " تهیه تدوین آیین‌نامه و دستورالعمل‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های آبی"

- مقدمه و کلیات
  - سازه‌های آبی موضوع این مجموعه
  - تعریف سازه‌های آبی
  - ویژگی سازه‌های آبی
  - دسته‌بندی سازه‌های آبی
- مبانی زمین‌شناسی لرزه زمین‌ساختی در منطقه ساختگاه سازه‌های آبی
  - بررسی دوران زمین‌شناسی و میزان فعالیت لرزه‌ای ساختگاه
  - بررسی هندسه عناصر ساختاری و توپوگرافی ساختگاه و تعیین سنگ کف
  - وضعیت گسل‌های منطقه ساختگاه، توزیع و ویژگی‌های آن‌ها
  - تعیین مقاطع زمین‌شناسی ساختگاه
  - ارایه نقشه‌های لرزه زمین‌ساختی

- مبانی لرزه‌شناسی، تحلیل ریسک، تعیین زلزله و طیف طرح
  - تهیه، تکمیل و پردازش مجموعه اطلاعات زمین‌لرزه‌ها
  - برآورد پارامترهای لرزه‌خیزی
  - برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین
  - گزینش رابطه کاهیدگی[1]
  - روش احتمالی
  - روش تعینی [2]
  - عوامل مؤثر در تعیین میزان پارامترهای جنبش نیرومند زمین در ساختگاه
  - سطوح مختلف لرزه‌ای در طراحی
  - طیف پاسخ زمین
- مبانی و روش‌های محاسبه تغییر شکل‌های بزرگ زمین ناشی از زلزله
  - طبقه‌بندی تغییر شکل‌های بزرگ زمین با توجه به اهمیت اثر بر سازه‌های آبی
  - چگونگی اثر گسلش و نحوه محاسبه اثر آن در سازه‌های آبی
  - چگونگی اثر زمین لغزه و نحوه محاسبه اثر آن در سازه‌های آبی
  - چگونگی اثر روانگرایی و نحوه محاسبه اثر آن در سازه‌های آبی
  - چگونگی اثر گسترش جانبی و نحوه محاسبه اثر آن در سازه‌های آبی
  - چگونگی اثر نشست‌های ناهمگن و نحوه محاسبه اثر آن در سازه‌های آبی
- چگونگی تعیین مشخصات لازم خاک و مصالح سازه‌ای جهت محاسبات و طراحی لرزه‌ای
  - آزمایش‌های استاندارد و تعیین مشخصات استاتیکی و دینامیکی خاک
  - روابط تحلیلی و تجربی بین پارامترهای استاتیکی و دینامیکی خاک
  - آزمایش‌های استاندارد تعیین مشخصات استاتیکی و دینامیکی مصالح
  - روابط تحلیلی و تجربی بین پارامترهای مصالح
  - بررسی مشخصات کلی رفتاری(خطی- غیرخطی) خاک و مصالح سازه‌ای
  - بررسی رفتار عمومی مصالح متخلخل اشباع تحت شرایط دینامیکی
  - کاربرد معادلات مصالح زهکشی نشده در تحلیل دینامیکی هرگروه سازه‌های آبی
  - تعیین میرایی در معادله تعادل دینامیکی باتوجه به رفتارهای خطی و غیرخطی
- بارهای وارده، توزیع و ترکیب آن‌ها در سازه‌های آبی
  - بارهای مرده

1- Attenuation

2- Deterministic

- فشارهای خاک در هنگام زلزله و توزیع آن‌ها
- نیروهای استاتیکی آب(وزن آب، فشار هیدروستاتیکی، فشار برکنش و توزیع آن‌ها)
- نیروهای دینامیکی آب(نیروی هیدرودینامیکی، امواج سطح آب و توزیع آن‌ها)
- نیروهای ناشی از تغییر دما و توزیع آن‌ها
- نیروهای معادل ناشی از زلزله و چگونگی اثر آن‌ها بر سازه‌های آبی
- چگونگی ترکیب نیروهای مختلف در هنگام زلزله

– دسته بندی و محدوده کاربرد روش‌های تحلیل و طراحی

- دسته بندی روش‌های تحلیل
- تعیین محدوده کاربرد روش‌های تحلیل
- دسته بندی روش‌های طراحی
- تعیین محدوده کاربرد روش‌های طراحی
- مبانی محاسبات و طراحی با روش‌های استاتیکی معادل
- مبانی روش‌های استاتیکی معادل برای سازه‌های آبی
- شرایط و الگوریتم محاسبات با روش ضرایب لرزه برای سازه‌های آبی ایستگاهی
- محاسبه توزیع نیروهای دینامیکی هنگام زلزله و ضرایب مربوط در سازه‌های آبی ایستگاهی
- شرایط و آلگوریتم محاسبات با روش پاسخ تغییرمکان برای سازه‌های آبی انتقالی
- محاسبه کرنش‌ها و تنش‌ها ناشی از زلزله در سازه‌های آبی انتقالی با روش پاسخ تغییرمکان
- ترکیب نتایج دینامیکی و استاتیکی جهت طراحی
- طراحی هرگروه از سازه‌ها باتوجه به نتایج تحلیل آن‌ها

– مبانی محاسبات و طراحی با روش‌های تقریبی شبه دینامیکی

- مبانی روش‌های شبه دینامیکی
- انواع روش‌های شبه دینامیکی و ارزیابی آن‌ها
- انتخاب مناسب لرزه ورودی(طیف یا موج سینوسی)
- آنالیز مودال[1] و مودهای حاکم برای سازه‌های آبی مختلف
- اصلاحات لازم جهت اندرکنش خاک– آب– سازه
- ترکیب نتایج تحلیل دینامیکی و استاتیکی جهت طراحی
- طراحی هرگروه از سازه‌ها باتوجه به نتایج تحلیل آن‌ها

– مبانی محاسبات و طراحی با روش‌های دینامیکی تاریخچه زمانی

- مبانی و کلیات روش‌های دینامیکی کامل تاریخچه زمانی

1- Modal Analysis

- انواع روش‌های تاریخچه زمانی و ارزیابی آن‌ها
- موارد کاربرد روش‌های دینامیکی در سازه‌های آبی
- انتخاب مناسب تاریخچه زمانی لرزه ورودی
- انتخاب مدل ریاضی جهت تحلیل دینامیکی
- اصلاح مدل برای اندرکنش خاک- آب- سازه
- نکات لازم جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی
- نکات لازم جهت اثر درزهای افقی و قائم در تحلیل دینامیکی
- چگونگی ترکیب نتایج تحلیل دینامیکی و استاتیکی
- استخراج نتایج نهایی جهت طراحی مقاطع تیپ
- طراحی هرگروه از سازه‌ها باتوجه به نتایج تحلیل آن‌ها

- توصیه‌هایی در کاربرد نرم‌افزارهای رایانه ای در تحلیل و طراحی سازه‌های آبی

- اصولی کلی حاکم بر نرم‌افزارهای کامپیوتری تحلیل و طراحی سازه‌های آبی
- دسته‌بندی نرم‌افزارهای موجود و ارزیابی آن‌ها
- موارد کاربرد نرم‌افزارها جهت تحلیل سازه‌های مختلف آبی
- چگونگی مدلسازی و تهیه اطلاعات ورودی
- چگونگی استخراج نتایج خروجی
- کنترل صحت نتابج خروجی

مراجع و منابع

۱- دفتر تحقیقات و معیارهای فنی، ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن آب زمینی، نشریه شماره ۱۲۳، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی، ۱۳۷۴

۲- دفتر تحقیقات و معیارهای فنی ، نشریه شماره ۲۹۷، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی، ۱۳۸۳.

۳- ضوابط عمومی طراحی سازه های آبی بتنی ، نشریه شماره ۲۲۹، سازمان مدیریت منابع آب ایران، ۱۳۸۳.

۴- ضوابط طراحی سازه های بندهای انحرافی ، نشریه شماره ۱۹۸، دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی

۵- راهنمای طراحی سازه های تونل‌های آب بر، نشریه شماره ۲۶۱ سازمان مدیریت منابع آب ایران.

۶- ضوابط طراحی مخازن آب روزمینی ، نشریه شماره ۱۲۴، دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی

۷- راهنمای طراحی دیوارهای حائل، نشریه شماره ۲۶۲ ، سازمان مدیریت منابع آب ایران

۸- فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و خطر زمین لرزه (مرحله شناسایی)، نشریه شماره ۱۹۹ ، دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی

۹- فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و خطر زمین لرزه (مرحله توجیهی) ، نشریه شماره ۲۰۰ ، دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی

۱۰- فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و خطر زمین لرزه (مرحله طراحی تفصیلی) ، نشریه شماره ۲۳۸ ، دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی

۱۱- تاریخچه مدلهای کاهیدگی و معیارهایی جهت انتخاب مدل مناسب، نشریه شماره ۱۳۴ ، سازمان مدیریت منابع آب ایران

۱۲- ضوابط طراحی سازه‌ای مجاری آب‌بر زیرزمینی بتنی، نشریه شماره ۱۸۵ ، دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی

13- Akiba, M. & Senba, H. (1941): The Oga Earthquake and Its Influence on Earth Dams, J. Jpn. Soc. Agric. Eng., 13 (1), 31-59 [In Japanese].

14- Algermissen S. T. (1969), "Seismic Risk Studies In The United States," Proceedings Of The Fourth World Conference On Earthquake Engineering, Chilean Association For Seismology And Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Also Reprinted By U.S. Department Of Commerce, ESSA, Coast And Geodetic Survey, 20 Pp..

15- Ariga, Y., Sou, Z. & Watanabe, T. (2001), "Evaluation Of Earthquake Resistance Of Concrete Gravity Dams By Taking Into Account Of The Non-Linearity During Strong Earthquakes." Large Dams, No. 175.

16- Bischoff, J. A., Macdonald, T. C., & Wilson, T. M, (1985). "Rehabilitation of an Old Hydraulic Fill Dam for Stability Against Earthquakes", Q. 59, R. 14 Fifteenth Congress on Large Dams, ICOLD,Lausanne.

17- Bulletin 113 (1999): Seismic Observation Of Dams, Committee On Seismic Aspects Of Dam Design, ICOLD, Paris.

18- Bureau, G. (1985), "Seismic Safety Analysis and Rehabilitation of Dam Inlet and Outlet Structures",Q. 59, R. 17 Fifteenth Congress On Large Dams. ICOLD. Lausanne.

19- Chen, W.F. & Scawthorn, C., (Eds.) (2003) Earthquake Engineering Handbook, CRC Press LLC.

20- Committee On The Evaluation Of Earthquake Resistance Of Dams, "Report Of Committee On The Evaluation Of Earthquake Resistance Of Dams," November 1995.

21- Construction Safety Standards, Bureau Of Reclamation, Denver, US, 1987.

22- Cortright, C. J. (1970), "Revaluation and Reconstruction of California Dams", Journal of the Power Division, ASCE. Vol. 96, No. P01. January

23- Dam Safety Emergency Action Planning Guidelines, Subcommittee On Emergency Action Planning Of ICOLDS (Interagency Committee On Dam Safety), January 1983.

24- Dam Safety Hazard Classification Guidelines, Bureau Of Reclamation, Denver, CO, October 1983.

25- Denning J. (1993), "Seismic Retrofitting: Spending To Save, "Civil Engineering, ASCE. February

26- Departmental Manual, Part 753, "Dam Safety Program," U.S. Department Of The Interior, January 1981.

27- Design of Arch Dams, Bureau of Reclamation, 882 Pp., Denver, CO, 1977.

28- Design of Gravity Dams, Bureau of Reclamation, 553 Pp., Denver, CO, 1976.

29- Dowding & Rozen,(1978),"Damage To Rock Tunnel From Earthquake Shaking " Journal of Geotechnical Engineering,PP.175-191.

30- Eurocode 8 (2002): Design of Structures For Earthquake Resistance, Part 2: Bridges, European Standard, 1998-2:200X, Draft 2.

31- Federal Guidelines for Dam Safety, Federal Coordinating Council for Science, Engineering, And Technology, June 25, 1979.

32- Gupta, H.K., Rastogi, B.K. (1967), Dams And Earthquakes, Elsevier, Amsterdam.

33- Hartzell, S.H. (1978), "Earthquake Aftershocks As Green's Function," Geophysical Research Letters, Vol. 5, Pp.1-4.

34- Hatano, T. (1981), "Interim Report Of The Study Subcommittee On The Earthquake Resisting Capabilities Of Fill Dams," Large Dams, No. 97, pp.25.

35- Hatton, G.W., Foster, P.F., & Thomson, R. (1991), The Influence Of Foundation Condition On The Design Of Clyde Dam, Proc. 17th Int. Congress On Large Dams, Vienna, Austria, Vol. III, Pp. 157-178

36- ICOLD Bulletin 112 (1998): Geotechtonic Of Dams, Committee On Seismic Aspects Of Dam Design, ICOLD, Paris

37- ICOLD Bulletin 113 (1999): Seismic Observation Of Dams, ICOLD Committee On Seismic Aspects Of Dam Design, International Commission On Large Dams, Paris

38- ICOLD Bulletin 120 (2001): Design Features Of Dams To Effectively Resist Seismic Ground Motion, Committee On Seismic Aspects Of Dam Design, ICOLD, Paris

39- ICOLD Bulletin 123 (2002): Earthquake Design And Evaluation Of Structures Appurtenant To Dams, ICOLD Committee On Seismic Aspects Of Dam Design, International Commission On Large Dams, Paris

40- ICOLD Bulletin 52 (1986), Earthquake Analysis Procedures For Dams, State Of The Art, ICOLD, Paris

41- ICOLD Bulletin 72 (1989): Selecting Seismic Parameters For Large Dams, Guidelines, Prepared By Committee On Seismic Aspects Of Dam Design, International Commission On Large Dams, Paris.

42- Irikura, K. (1986), "Prediction of Strong Acceleration Motion Using Empirical Green's Function." Proceedings of 7 th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.151-156.

43- Iwashita, T. & Tsuguni, S. (2001), "Simulation Of Centrifuge Model Test Of A Rock-Fill Dam By Using The Dynamic Elasto-Plastic Effective Stress Analysis," Earthquake Engineering Research Symposium, JSCE.

44- Iwashita, T. & Yoshida, H., "Seismic Response Analyses Of Rock-Fill Dams And The Evaluation Of The Stability Of Rock-Fill Dams Against Slipping ," Dam Engineering, No. 126, pp 2735, 1997.

45- Jansen, R. B., Dukleth, G. W., & Barrett, K. G. (1976), "Problems Of Hydraulic Fill Dams", Q. 44, R. 16 Twelfth Congress On Large Dams,ICOLD, Mexico

46- Japan Commission On Large Dams, "Dam Design Standard ," January 1957.

47- Japan Commission On Large Dams, "Dam Yearbook 2000".

48- Japan Commission On Large Dams, "Revised Dam Design Standard," May 1971.

49- Japan Commission On Large Dams, "The Second Revision Of Dam Design Standard," August 1978.

50- Japan International Of Construction Engineering, "Seismic Resistant Design Of Dams," Pp.55, March 1982.

51- Japan Society Of Civil Engineers, "Proposal On Earthquake Resistance For Civil Engineering Structures (First Proposal)," May 1995.

52- Japan Society Of Civil Engineers, "Proposal On Earthquake Resistance For Civil Engineering Structures (Second Proposal), May 1996.

53- Japan Society Of Civil Engineers, Earthquake Engineering Committee, "Earthquake Resistant Design Standard For Civil Engineering Structures (Draft), A Guide For The Preparation Of Seismic Resistant Standards," Activity Report Of The Divisional Committee On Seismic Resistant Standards, September 2001.

54- Japan Society Of Civil Engineers, Special Committee On Earthquake Resistant Design Of Civil Engineering Structures, "Proposal On Earthquake Resistance Civil Engineering Structures And Interpretation (Third Proposal)," June 2000..

55- Japanese Geotechnical Society, Geo-Technology, "Seismic Ground Motions." 1999.

56- Kamae, T. & Irikura, K. (1991), "Prediction Of Strong Ground Motions Based On The Scaling Law Of Earthquake By Stochastic Synthesis Method," Architectural Institute Of Japan, Journal Of Structure And Construction Engineering, Vol. 430.

57- Leps, T. M. (1989), "The Influence Of Possible Fault Offsets On Dam Design", Water Power And Dam Construction, April, "Los Angeles Dam Is Safe From Earthquakes", Civil Engineering, ASCE.

58- Manno-Ike Irrigation Association (1929): Construction History Of Manno-Ike Dam [In Japanese].

59- Matsumoto, T., Et Al (1982), "Seismic Movement At Dam Site Base Rock," Research Report No. 1789, Ministry Of Construction, Public Works Research Institute.

60- Japan Ministry Of Construction, "Bylaw Concerning Structural Standards For River Administration Facilities، (Revision)," October 1999.

61- Japan Ministry Of Construction, "Cabinet Order Concerning Structural Standards For River Administration Facilities," July 1976.

62- Japan Ministry Of Construction, Dam Division Of The Public Works Research Institute, Dam Survey After The 2000 Tottori-Ken

63- Japan Ministry Of Construction, River Bureau (Editor), "Construction Of Multipurpose Dams،" Volume No. 4, September 1987.

64- Japan Ministry Of Construction, River Bureau, Development Section (Editor), "Fill Dams' Earthquake-Resistant Design Standard (Draft)," March 1991.

65- Japan Ministry Of Economy, Trade And Industry, Resources And Energy Bureau, And Japan Electric Powers Construction Engineering Association, "Study Report On The Improvement Of The Earthquake-Resistant Design Of Dams," March 2001.

66- Japan Ministry Of Public Management, Home Affairs, Posts And Telecommunications, Headquarters For Earthquake Research Promotion, Earthquake Study Committee, "Seismic Activities In Japan: Area Characteristics From The Viewpoint Of Earthquake Damage," Earthquake Prediction Research Promotion Group, Earthquake Investigation And Research Center, 1997.

67- Newmark, N. K. (1965), "Effects Of Earthquakes On Dams And Embankments, "Geotechnique, Vol. 15, No. 2, Pp.139-160.

68- Novak P. (1989), Hydraulic Structures, Unwin Hyman, London,

69- Rodda, K. V., & Pardini, R. J. (1990) "Remedial Construction At Austrian Dam Following The Loma Prieta Earthquake", USCOLD NEWSLETTER, July, U. S. Committee On Large Dams, Denver, Colorado

70- Rodda, K. V., Harlan, R. D., & Pardini, R. J. (1990)،"Performance Of Austrian Dam During The October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake", USCOLD NEWSLETTER, March, U. S. Committee On Large Dams, Denver, Colorado

71- Safety Evaluation Of Existing Dams, US Bureau Of Reclamation, 1983.

72- Safety Of Existing Dams: Evaluation And Improvement, Committee On The Safety Of Existing Dams, Water Science And Technology Board, Commission On Engineering And Technical Systems, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., 1983.

73- Sanchez, R.(1991), "Gibraltar Dam: Roller Compacted Buttress Construction", 1991 Annual Conference Proceedings, Association Of State Dam Safety Officials, San Diego, California .

74- Sato, N., Harita, K., Horii, T., Koseki, J., & Tatsuoka, F. (2001), "Residual Deformation Analyses Of Earth Structures During Earthquake By Using The Newmark Method That Considers Strain Softening And Grain Size Characteristics," Japanese Geotechnical Society, No. 36 Geotechnical Research Symposium.

75- Sato, N., Yonezaki, F., Harita, K., Tsurugi, M., Kagawa, T. & Toki, K, (2001), "Simulation Of Strong Ground Motion At Dam Site During The 2000 Tottori-Ken Seibu Earthquake," Proceedings Of The 26th JSCE Earthquake Engineering Research Symposium.

76- Seed, H. B. (1979): Consideration In The Earthquake Resistant Design Of Earth And Rock-Fill Dams, Geotechnique, 29 (3), 215-263.

77- Seed, H. B., Makdisi, F. I. & Dealba, P. (1978) "Performance Of Earth Dams During Earthquakes",Journal Of The Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 104, No. GT7

78- Seibu Earthquake (Interim Report), Dam Engineering, No. 170, November 2000.

79- Seismic Fragility Formulations For Water Systems, Part 1, Guidelines, The American Lifelines Alliance, April 2001.

80- Sharma & Judd,(1991),"Underground Opening Damage From Earthquakes" , Engineering Geology 30,PP.263-276.

81- Sharma, R. P. & Sasaki, B. T, (1985), "Rehabilitation Of Earthquake-Shaken Pacoima Arch Dam", Q. 59, R. 14 Fifteenth Congress On Large Dams, ICOLD, Lausanne.

82- Sherrard, J. L. (1967). "Earthquake Considerations In Earth Dam Design", Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division, ASCE Vol. 93 No. SM4 July, Also In Stability And Performance Of Slopes And Embankments, ASCE, Berkeley.

83- Shiojiri, H. & Ueda, M. (1998), "Seismic Response Simulation Analysis Of Hitokura Concrete Gravity Dam During Hyogo-Ken Nanbu Earthquake By Taking Into Consideration The Combination Of Dam, Bedrock And Reservoir", Dam Engineering Vol. 8, No. 2.

84- Shiojiri, H. & Ueda, M. (2000), "Three Dimensional Seismic Response Simulation Analysis Of Hitokura Concrete Gravity Dam During Hyogo-Ken Nanbu Earthquake By Taking Into Consideration The Combination Of Dam, Bedrock And Reservoir Water", Journal Of The Japan Society Of Civil Engineers, No. 640/I-50.

85- St John & Zahrah,(1987),"A Seismic Design Of Underground Structures " ,Tunnelling And Underground Space Technology,PP.165-197.

86- Taguchi, K., Sugimura, S. & Kido, K., (1996), "Dynamic Analysis Of Hitokura Dam During Kobe Earthquake", Dam Engineering No. 23.

87- Takase, K. (1967): Statistic Study of Earth Dam Damage, Doctoral Dissertation [In Japanese].

88- Tani, S. & Hasegawa, T. (1988): Earthquake Damage On Earth Dam By The 1983 Nihonkai Chubu Earthquake, J. Jpn. Soc. Agric. Eng., 55 (10), 17-25.

89- Tani, S. (1991): Consideration Of Earthquake Damage To Earth Dam For Irrigation In Japan, In Int. Conf. Geotech. Earthquake Eng. Soil Dyn., 1137-1144.

90- Toki, K., Hashimoto, N., Kawanishi M., & Yamada, M., "Earthquake-Resistant Design Of A Dam By Taking Into Consideration The Active Faults Existing In The Vicinity Of The Dam", Large Dams, No. 162, Pp.55-63, 1998.

91- Uemura, Y., Ooki, I. & Anyoji, M., "An Analysis of the Dynamic Behavior of A Rockfill Dam During An Earthquake With Waves of High Frequency," Soil and Foundations 34 8, Pp.4, 1986.

92- Uemura, Y., Oomoto, I., Anyoji, M., "Analysis of the Movement of Rock Fill Dams Caused By Significant Ground Motions Having Short Frequency Component", Soil And Foundations, No. 3, Pp.4-8, 1986.

93- USCOLD (1985), Guidelines for Seismic Parameters for Large Dams.

94- USCOLD (1999), Updated Guidelines For Selecting Seismic Parameters For Dam Projects, Committee On Earthquakes, Denver, CO.

95- Watanabe, K. & Baba, K., "A Study on the Evaluation Method of Stability Against Slipping Based On The Dynamic Analysis Of Fill Dams", Large Dams, No. 97, Pp.25-38, 1981.

96- Wieland M. (2002): Lessons Learnt From the Earthquake Behavior of Large Dams and Their Implications On Seismic Design Criteria, Proc. Third International Conference On Dam Engineering, CI Premier Pte Ltd., Singapore.

97- Wieland M. (2003): Seismic Aspects Of Dams, General Report Question 83: Seismic Aspects Of Dams, International Commission On Large Dams, Proc. 21st Congress Of ICOLD, Montreal, Canada.

98- Wong, N. C., Bischoff, J. C. & Johnson, D. H. (1988), "Strengthening And Raising Gibraltar Dam", Roller Compacted Concrete II, ASCE, San Diego, California

99- World Commission On Dams (2000): Dams And Development: A New Framework For Decision Making, Earthscan Publications Ltd., London And Sterling, VA

100- Zhang, H. And Ohmachi, T. (1998), "Seismic Cracking And Strengthening Of Concrete Gravity Dams", Dam Engineering, Vol. 8, No. 2.