

کاربرد روش زمان دوام در تحلیل و طراحی لرزه‌ی سدهای بتنی وزنی

وحید والامنش (کارشناس ارشد)

همایون اسمعیل پور استکانچی (دانشیار)

ابوالحسن وفایی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

در این نوشتار کاربرد روش زمان دوام در تحلیل لرزه‌ی خطی سدهای بتنی وزنی بررسی شده است. این روش نسبتاً جدید، مبتنی بر تحلیل تاریخچه‌ی زمانی است و انتظار می‌رود با توسعه‌ی کاربرد آن در تحلیل سدهای بتنی بتوان به اطلاعات مفیدی در رابطه با عملکرد لرزه‌ی حاشیه‌ی اطمینان در مقابل معیارهای مختلف طراحی دست یافت. مقایسه‌ی نتایج دو سد کویتا و فولسوم در ناحیه‌ی خطی تحت زلزله‌های مختلف نشان می‌دهد که روش زمان دوام، دارای قابلیت پیش‌بینی رفتار سدها تحت زلزله‌های مختلف است که در زمان معادل هر زلزله اتفاق می‌افتد. همچنین برای ارزیابی کلی سد در تراز OBE در حالت خطی می‌توان زمان مینا را برابر زمان متناظر تراز OBE منطقه در نظر گرفت. اگر زمان دوام در سد بر مبنای شاخص خرابی تعیین شده در تراز OBE بیش از این زمان مینا باشد، سد مورد نظر مقاوم و اگر کمتر از این زمان باشد، سد برای تراز OBE ضعیف است. در مجموع استفاده از روش زمان دوام انجام این ارزیابی را تسهیل می‌کند.

واژگان کلیدی: روش زمان دوام، توابع شتاب، تحلیل دینامیکی سدهای بتنی، تراز عملکرد.

مقدمه

هدف اصلی طرح لرزه‌ی، فراهم آوردن یک حاشیه‌ی مطمئن در برابر خرابی، هنگام وقوع زلزله‌های سنگین است. سدهای بتنی با توجه به اهمیت حیاتی آن‌ها، از لحاظ ارائه‌ی سرویس ممتد در طول عمر و همچنین شدت و وسعت خطرهای که بروز هرگونه اشکال یا صدمه به سازه می‌تواند در برداشته باشد؛ از مهم‌ترین سازه‌هایی هستند که از لحاظ ایمنی باید ارزیابی شوند. همراه با پیشرفت دانش در زمینه‌ی مهندسی زلزله و توسعه‌ی روش‌های دقیق‌تر برای برآورد شدت زلزله‌های محتمل در نقاط مختلف سطح زمین، روش‌های تحلیل و ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها نیز هر روز کامل‌تر شده‌اند و تأثیر پارامترهای بیشتری را نیز می‌توانند در ارزیابی ریسک‌پذیری هر سازه لحاظ کنند و در نتیجه اطلاعات دقیق‌تری را به دست دهند. تاکنون از لحاظ تحلیل سازه روش دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی دقیق‌ترین روش برای پیش‌بینی رفتار پیچیده‌ی سازه‌ی سد تحت اثر شتاب‌نگاشت داده شده است.

معیار پذیرش لرزه‌ی در سدهای بتنی عمدتاً بر مبنای دو سطح زلزله، یعنی سطح زلزله بر مبنای عملکرد OBE و حالت حدی‌نهایی MCE است که در هر کدام انتظار مقاومت سد در ترازهای عملکرد متفاوتی را داریم.

در تراز OBE عملکرد بدین‌گونه است که در هنگام زلزله و بعد از آن خرابی سد به حدی باشد که در عملکرد آن خللی وارد نیاید. هدف اصلی در این تراز حفظ سرمایه‌ی است که در صورت تعطیلی جزئی یا کلی سد از بین می‌رود. این تراز از مشخصات منطقه را زمین‌شناس به دست می‌آورد. در این تراز به دلیل آنکه سازه‌ی سد نباید از ناحیه‌ی کشسان فراتر رود، تحلیل خطی مناسب خواهد بود.^[۱] در تراز زلزله‌ی (MCE)، معیار عملکرد سد این است که از خرابی کامل سد که می‌تواند به صورت شکست سد و جاری شدن خارج از کنترل آب پشت سد باشد، جلوگیری شود. در این حالت اجازه‌ی خرابی‌های جزئی و کلی‌تر منجر به از دست رفتن کارایی سد و تعطیلی داده می‌شود. لذا تحلیل غیرخطی اهمیت می‌یابد که در آن اجازه‌ی ترک‌های کششی بتن و پلاستیک شدن نواحی فشاری و حتی تسلیم آرماتورها در بتن داده می‌شود.

روش زمان دوام از جمله روش‌هایی است که بر مبنای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی برای ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها معرفی شده است. در روش زمان دوام، مدت زمانی که سازه‌ی موردنظر می‌تواند به صورت پایدار و بدون رسیدن به حد خرابی (که بر حسب نوع سازه تعریف می‌شود) در مقابل یک تابع شتاب فزاینده پایدار بماند، ارزیابی می‌شود. در این نوشتار بر پایه‌ی تحلیل خطی و برای ارزیابی سد در تراز OBE، کاربرد روش زمان دوام به منزله‌ی یک روش تاریخچه‌ی زمانی فزاینده در ارزیابی

لرزه‌ی سدهای بتنی بررسی می‌شود. هدف اصلی در این نوشتار معرفی روش زمان دوام و کاربرد آن در تحلیل لرزه‌ی سدهای بتنی است که در گام نخست، تحلیل در محدوده‌ی خطی مد نظر قرار گرفته است.

اصول و روش‌های متداول طراحی و تحلیل لرزه‌ی

سدهای بتنی وزنی

به‌طور کلی دو روش شبه استاتیکی و تجزیه و تحلیل دینامیکی برای طراحی سد مقاوم در برابر زلزله به‌کار می‌رود که به‌طور فشرده به طبقه‌بندی آن‌ها می‌پردازیم.

روش شبه استاتیکی

در این روش، نیروی زلزله برای شتابی معادل شتاب بیشینه‌ی ممکن در یک دوره‌ی معقول محاسبه و این نیرو به‌صورت ثابت و در جهت ناپایداری روی شیروانی‌های بالادست و پایین‌دست اضافه می‌شود. این روش اولاً مناسب روش‌های پایداری تعادل حدی است و دوم اینکه اشکالاتی دارد که استفاده از آن را خصوصاً در محاسبه‌ی پایداری در برابر زلزله در سدهای بزرگ محدود می‌کند، مثلاً روش شبه استاتیکی عاجز از در نظر گرفتن بسامد زلزله و بسامد طبیعی سازه است، همچنین مقدار شتاب زلزله را در تمام مقطع سد ثابت فرض می‌کند و لذا اینرسی کمینه به تاج سد (جرم کمینه) و اینرسی بیشینه به لایه‌های کف سد (جرم بزرگ‌تر) وارد می‌شود. در حالی‌که به علت سختی سازه در عمل، بیشینه‌ی تغییر مکان در تاج سد اتفاق می‌افتد و لذا اعمال شتابی ثابت در تمام مقطع سد کار صحیحی نیست.^[۲]

روش شبه دینامیکی ساده‌شده

این روش در ۱۹۷۸ ارائه شد که در آن پاسخ بیشینه‌ی سد در مود اصلی ارتعاش در برابر نیروهای جانبی معادل بررسی می‌شود و در آن مستقیماً طیف زلزله در طراحی استفاده می‌شود. این روش در مود اصلی ارتعاش تأثیر اندرکنش سد با پی و رسوبات کف مخزن و اندرکنش آب قابل‌تراکم و سازه و نیز نیروی جانبی معادل موده‌های بالاتر را در نظر می‌گیرد.^[۳]

مهم‌ترین امتیاز این روش آن است که علاوه بر دقت بالاتر این روش نسبت به روش استاتیکی، می‌توان تحلیل را بدون نیاز به رایانه انجام داد. در مقایسه‌ی تحلیل ساده‌شده و دقیق بر روی سد pine flat^[۴] مشخص شد که روش تحلیل ساده‌شده در عین راحتی، جواب‌های بسیار خوبی در زمینه‌ی دوره‌ی تناوب ارتعاش تشدید و نسبت میرایی برای مود اصلی ارتعاش به‌دست می‌دهد و در مرحله‌ی مقدماتی بسیار مفید است. به‌طورکلی می‌توان چنین گفت که با روش تحلیل ساده‌شده، تنش‌های بیشینه‌ی سدها جز قسمت پاشنه به‌صورت محافظه‌کارانه ولی منطقی برآورد می‌شود.

با وجود تقریب خوب برای سدهایی که اثر مود ارتعاش اول آنها بسیار بیشتر از موده‌های دیگر است، به‌دلیل تقریب در برآورد موده‌های ارتعاشی بالاتر و نیز تقریب‌های متوالی که در اندرکنش آب - پی و سازه زده می‌شود، نتایج به‌دست آمده می‌تواند دچار تقریب زیادی شود که در این صورت نمی‌توان از این روش به‌عنوان روشی مستقل در تحلیل و طراحی نام برد. بنابراین برای طرح کامل سدهای مهم و بزرگ باید به روش‌های پیشرفته و دقیق‌تر مراجعه کرد.

روش طیف بازتاب

در این روش بیشینه‌ی پاسخ سازه در هر مود تحت تحریک زلزله با استفاده از دوره‌ی تناوب آن مود و از طیف استاندارد زلزله که بر اساس شدت، دوره‌ی بازگشت و خاک منطقه به‌دست می‌آید محاسبه می‌شود. سپس پاسخ نهایی از ترکیب پاسخ بیشینه‌ی موده‌ای ارتعاشی به‌دست می‌آید.^[۵]

در تحلیل طیفی می‌توان خواص دینامیکی سازه مانند دوره‌ی تناوب و اثر موده‌های مختلف ارتعاشی، میرایی، اثر اندرکنش پی - سازه و آب - سازه را لحاظ کرد، در بسیاری موارد تحلیل طیفی می‌تواند برآورد اولیه‌ی بسیار مناسبی از عملکرد سد به‌دست دهد. این روش در بسیاری موارد از قبیل سدهایی که در مناطق با خطر زلزله‌ی نسبتاً کم هستند و یا سدهای نسبتاً کوتاه که حالت کشسانی خود را در حین زلزله حفظ می‌کنند، کافی است. از آنجا که طیف طراحی معمولاً بر اساس میانگین رکوردهای مختلف زلزله با اعمال یک‌سری ضرایب اطمینان به‌دست می‌آید، می‌توان انتظار داشت که نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف با شدت معین، با نتایج تحلیل طیفی در ناحیه‌ی خطی در حد قابل‌قبولی تغییر کند. با این وجود به‌دلیل استفاده از تطبیق نتایج، این روش فقط در ناحیه‌ی خطی قابل استفاده است. با وجود اینکه برای ناحیه‌ی غیرخطی تحقیقاتی صورت گرفته است، اما در حال حاضر در آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی سد فقط استفاده از این روش در ناحیه‌ی خطی مجاز است، لذا این روش را می‌توان برای ارزیابی سد تحت زلزله‌های متوسط و خفیف که در آن سیستم وارد ناحیه‌ی غیرخطی نمی‌شود، به‌کار برد. از آنجایی که نتایج فقط به‌صورت بیشینه‌ی مطلق به‌دست می‌آید، در تفسیر آن و ترکیب تنش‌ها و نیروهای داخلی مشکلاتی به‌وجود می‌آید که نتایجاً نمی‌تواند فقط برای طراحی استفاده شود.

تحلیل تاریخچه‌ی زمانی

با توجه به مشکلات و محدودیت‌های روش‌های پیشین و با افزایش سرعت و دقت محاسباتی رایانه، پیدایش روش اجزاء محدود که در آن تا دقت دلخواه می‌توان انواع سازه‌ها را تحلیل کرد و ثبت رکوردهای مختلف زلزله در نقاط مختلف، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی در ناحیه‌ی خطی و غیرخطی شکل گرفت که پاسخ سازه را در هر لحظه تحت رکوردهای مختلف به‌دست می‌دهد.

در این روش، نتایج برحسب نسبت نیاز به ظرفیت، تنش‌ها و نیروهای غیرکشسانی تجمعی و غیره و مقایسه با مقادیر مجاز (بر اساس نوع سازه و عملکرد آن) است. عامل مهم دیگری که در ارزیابی توجه می‌شود، احتمال تشکیل مفصل‌های پلاستیک و مکانیزم‌ها و انواع شکستی است که احتمالاً در سازه‌های بتنی به‌وجود می‌آید. این روش تا حد زیادی معایب روش‌های پیشین را برطرف می‌سازد. با اعمال شتاب‌نگاشت زلزله می‌توان آثار مشخصه‌ی زلزله مانند دوام، محتوای بسامد، تعداد سیکل‌های اعمال‌شده، اثر پیک انرژی و شتاب در زمان خاص و غیره را در تحلیل دخالت داد.

می‌توان گفت تاکنون، این روش دقیق‌ترین روشی است که در آن بسیاری از خصوصیات خطی و غیرخطی، تسلیم مصالح، ترک‌های به‌وجود آمده، آثار دریاچه، پی و تغییرات دما و غیره را مستقیماً تحت رکورد زلزله‌ی خاص در نظر گرفت. بنابراین اگر رکورد زلزله به‌طور مناسب انتخاب و مدل‌هایی استفاده شوند که تخمین درستی از رفتار سد به‌دهند، می‌توان انتظار داشت که نتایج به‌دست آمده از این تحلیل، ارزیابی درست و دقیقی از رفتار سد در طول زلزله داشته باشند.

همان‌طور که اشاره شد، دقت این روش تا حد زیادی به دقت و صحت مدل‌های

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق براساس طیف طرح آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران برای خاک نوع ۲ کالیبره شده‌اند. برای کالیبره کردن شتاب‌نگاشت‌ها تغییرات طیف پاسخ در طول زمان طبق رابطه‌ی ۱ به صورت خطی در نظر گرفته شده است.

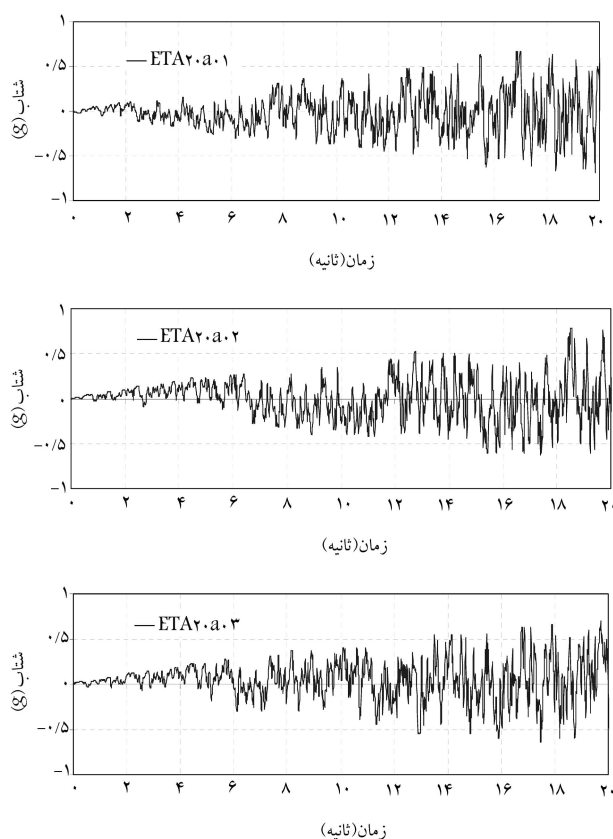
$$S_{uC}(T, t) = \frac{t}{t_{Target}} S_{aC}(T) \times \frac{T^{\gamma}}{4\pi^{\gamma}}$$

$$S_{aC}(T, t) = \frac{t}{t_{Target}} S_{aC}(T) \quad (1)$$

که در آن، t زمان؛ T دوره‌ی تناوب؛ $S_{uC}(T, t)$ تغییر مکان پاسخ هدف؛ $S_{aC}(T, t)$ شتاب پاسخ هدف هستند. t_{Target} زمان هدف و برابر با زمانی است که در آن پاسخ برابر با مقادیر آیین‌نامه‌ی می‌شود و در این تحقیق برابر با ۱۰ ثانیه در نظر گرفته شده است. برای تولید شتاب‌نگاشت‌های زمان دوام از روش بهینه‌سازی نامحدود با تابع هدف ۲ استفاده شده است:

$$\min_{a_g} F(a_g) = \int_0^{T_{max}} \int_0^{t_{max}} \{ [S_a(T, t) - S_{uC}(T, t)]^2 + \alpha [S_u(T, t) - S_{uC}(T, t)]^2 \} dt dT \quad (2)$$

$S_a(T, t)$ و $S_u(T, t)$ شتاب و تغییر مکان پاسخ هستند. با شروع از یک شتاب‌نگاشت تصادفی مناسب و حل مسئله‌ی بهینه‌سازی فوق سه تابع شتاب اولیه برای انجام مطالعات زمان دوام استفاده شده است. نمونه‌ی از توابع حاصل با نام $ETA_{20a0.1}$ تا $ETA_{20a0.3}$ در شکل ۲ نشان داده شده‌اند.



شکل ۲. شتاب‌نگاشت‌های افزاینده.

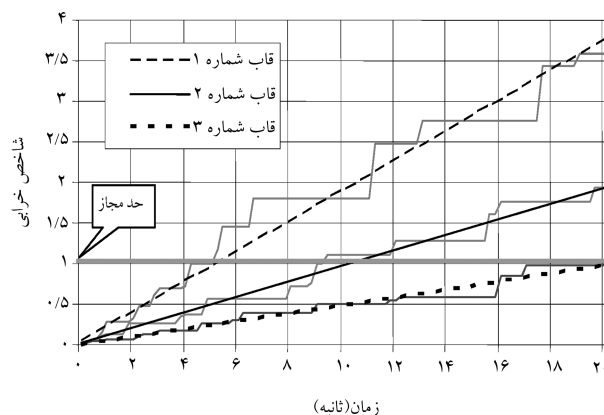
رفتاری بتن در سدها، همچنین نحوه‌ی در نظر گرفتن اندرکنش مخزن-سدها و پی دارد که اگر به‌طور مناسب انتخاب نشوند جواب‌های متفاوت با جواب اصلی خواهیم داشت. از طرف دیگر به دلیل پیچیدگی و حجم محاسبات عددی در این حالت امکان دارد در حین تحلیل با مشکلات عددی مواجه شویم که برای حل آن باید در انتخاب نرم افزار مورد استفاده دقت شود. همچنین نتایج به دست آمده از یک رکورد می‌تواند تا حد زیادی با نتایج رکورد دیگر با همان شدت متفاوت باشد، در صورتی که در ناحیه‌ی خطی انتظار می‌رود رفتار سازه تحت رکوردهای با شدت یکسان، تقریباً مشابه باشند. در این صورت باید از رابطه‌های آماری استفاده کنیم و بهترین حالت را برای ارزیابی رفتار سازه در نظر بگیریم.

روش‌های دیگری نیز در تحلیل لرزه‌ی معرفی شده‌اند که کاربرد مستقیم آن‌ها در تحلیل سدها ارائه نشده‌اند، از مهم‌ترین این روش‌ها روش تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)^[6] است که از بعضی جهات شبیه روش زمان دوام است.

مفهوم روش زمان دوام

روش زمان دوام در سال ۲۰۰۴ به عنوان روشی جدید در تحلیل لرزه‌ی سازه‌ها^[۷] معرفی و در مطالعات بعدی کاربرد این روش در تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی ارائه شد.^[۸] در این روش سازه به‌طور کلی تحت یک شتاب‌نگاشت افزاینده قرار می‌گیرد و تحلیل تا جایی که سازه خراب شود ادامه می‌یابد. در این حالت نمودار معیارهای مقاومت (مثلاً شتاب پاسخ، تنش داخلی اعضاء و یا تغییر مکان) در مقابل زمان رسم می‌شود. برای مثال این نمودارها برای سه قاب (یا سازه) فرضی مختلف در شکل ۱ رسم شده است.

اگر حدنهایی شاخص خرابی را ۱ در نظر بگیریم از نمودار شکل ۱ زمان دوام سازه‌ی ۱ برابر ۵/۲ ثانیه به دست می‌آید. با فرض اینکه شتاب‌نگاشت کالیبره شود و ملاک این است که سازه دست‌کم تا زمان مشخصی (مثلاً ۱۰ ثانیه) دوام داشته باشد زمان دوام مینا یا هدف در این تحقیق برابر ۱۰ ثانیه در نظر گرفته شده است، در این صورت سازه‌ی ۱ قبل از زمان مورد نیاز به حد خرابی می‌رسد؛ در نتیجه این سازه، معیار طراحی مورد نظر را برآورده نکرده و ضعیف است. اما سازه‌ی ۲ تقریباً در زمان مینا به حد مجاز خرابی می‌رسد و بنابراین کمینه‌ی استقامت مورد نیاز را داشته و استاندارد است. از طرف دیگر سازه‌ی ۳ در زمانی بیشتر از کمینه‌ی مورد نیاز به مقدار خرابی می‌رسد، بنابراین دوام سازه بیشتر از حد مورد نیاز و قوی‌تر از استاندارد است.



شکل ۱. نمودار پاسخ قاب تحت شتاب‌نگاشت افزاینده.

بیشینه‌ی اوج را از رابطه‌های ۳ تا ۵ به دست آورد:

$$Q_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n Q_i^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i^r}{M_i} \cdot (Sa_i) \right)^2} \quad (3)$$

$$y_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{M_i} \cdot (Sd_i) \right)^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{M_i \cdot \omega_i^2} \cdot (Sa_i) \right)^2} \quad (4)$$

$$\ddot{y}_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \ddot{y}_i^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{M_i} \cdot (Sa_i) \right)^2} \quad (5)$$

در رابطه‌های فوق $\frac{L_i}{M_i}$ ضریب مشارکت مودی و $Q, y, \ddot{y}$ به ترتیب شتاب، جابجایی و برش پایه تحت ترکیب مودها است. اگر طیف پاسخ رکورد زلزله‌ی موردنظر در مود i با بسامد ω_i را Sa_i^R و طیف استاندارد را Sa_i^s بنامیم، می‌توان نسبت طیف زلزله به طیف استاندارد در مود i را از رابطه‌ی ۶ به دست آورد:

$$R_i = \frac{Sa_i^R}{Sa_i^s} \quad (6)$$

صرف‌نظر از پراکندگی‌های آماری، طیف استاندارد آیین‌نامه برابر با طیف پاسخ توابع زمان دوام است. بنابراین رابطه‌ی ۶ می‌تواند برای توابع زمان دوام نیز استفاده شود. برای رکوردهای زلزله نیز رابطه‌های ۷ تا ۹ را داریم:

$$Q_{\max}^R = \sqrt{\sum_{i=1}^n Q_i^{R2}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i^r}{M_i} \cdot (Sa_i^R) \right)^2} \quad (7)$$

$$\ddot{y}_{\max}^R = \sqrt{\sum_{i=1}^n \ddot{y}_i^{R2}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{M_i} \cdot (Sa_i^R) \right)^2} \quad (8)$$

$$y_{\max}^R = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^{R2}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{M_i} \cdot (Sd_i^R) \right)^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{M_i \cdot \omega_i^2} \cdot (Sa_i^R) \right)^2} \quad (9)$$

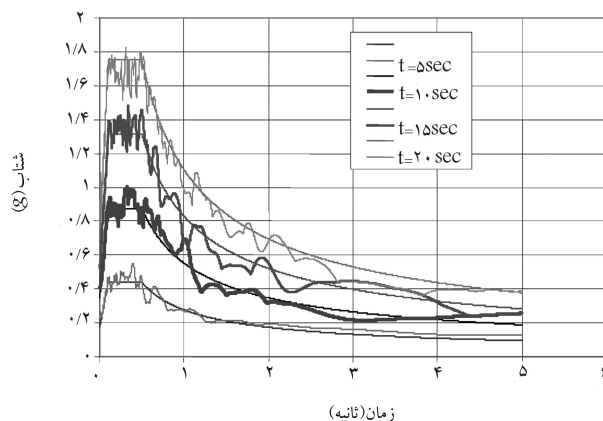
در این حالت زمان معادل زلزله را در توابع زمان دوام بر مبنای هر کدام از شاخص‌های موردنظر می‌توان به صورت رابطه‌های ۱۰ تا ۱۲ با جای‌گذاری در رابطه‌های ۳ تا ۹ به دست آورد:

$$t_e^Q = 10 \times \frac{Q_{\max}^R}{Q_{\max}^s} \quad (10)$$

$$t_e^{\ddot{y}} = 10 \times \frac{\ddot{y}_{\max}^R}{\ddot{y}_{\max}^s} \quad (11)$$

$$t_e^y = 10 \times \frac{y_{\max}^R}{y_{\max}^s} \quad (12)$$

در یک جمع‌بندی می‌توان گفت که برای سد موردنظر تحت توابع زمان دوام، انتظار می‌رود که پاسخ سد در زمان معادل رکوردهای زلزله، برابر با پاسخ بیشینه‌ی آن سد تحت زلزله‌ی مورد نظر باشد.



شکل ۳. طیف پاسخ $20a \pm 20$ ETA در زمان‌های مختلف.

پاسخ دینامیکی سیستم تک درجه با میرایی ۵٪ در زمان‌های مختلف برای شتاب‌نگاشت $20a \pm 20$ ETA در شکل ۳ نشان داده شده است. تحول طیف پاسخ مطابق هدف بهینه‌سازی و قابل توجه است. سایر شتاب‌نگاشت‌ها نیز نمودارهای پاسخ پراکندگی مشابه دارند.

همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، روند افزایش طیف پاسخ خطی است و در زمان ۱۰ ثانیه برابر با طیف استاندارد آیین‌نامه‌ی 280° برای خاک نوع ۲ با شتاب $A=0.35$ است.

سازگار کردن روش زمان دوام با اصول متداول در تحلیل لرزه‌یی

یکی از مهم‌ترین معیارهای سنجش شدت زلزله که برای ارزیابی سد استفاده می‌شود PGA رکورد زلزله است. رفتار سد تحت رکوردهای متفاوت با یکسان به علت اختلاف طیف پاسخ و سایر خصوصیات زلزله‌ها، نتایج متفاوتی در بر خواهد داشت. با این حال اگرچه PGA معیار مناسبی برای سنجش شدت زلزله نیست، این شاخص هنوز به منزله‌ی تراز شدت زلزله در طراحی سدها، معیار طراحی و ارزیابی است؛^[۹] همچنین از آنجا که رکوردهای زمان دوام منطبق بر طیف استاندارد خاک نوع ۲ هستند، PGA می‌تواند به منزله‌ی معیار مناسبی برای سنجش شدت زلزله در خاک نوع ۲ در نظر گرفته شود.

همچنین شتاب‌نگاشت‌های زمان دوام به نحوی کالیبره شده‌اند که در زمان ۱۰ ثانیه، طیف پاسخی برابر با طیف استاندارد آیین‌نامه‌ی 280° برای $PGA=0.35g$ داشته باشند و در طول زمان به صورت خطی افزایشده باشند. بنابراین برای سازه‌هایی که طبق روش استاتیکی با طیفی برای تراز 0.35° طراحی شده‌اند، زمان معادل ۱۰ ثانیه به عنوان مبنا تعیین می‌شود، بدین معنا که سازه‌هایی با زمان دوام کمتر از ۱۰ ثانیه ضعیف و بیشتر از ۱۰ ثانیه قوی‌تر از استاندارد مبنا هستند.^[۸]

با توجه به اینکه در تحلیل سدها در ناحیه‌ی خطی به طور عمده تراز زلزله‌ی OBE استفاده می‌شود، زمان مبنا باید به روش مناسبی تعریف شود که بتواند بیانگر شدت زلزله‌ی تراز OBE باشد، بدین معنا که خرابی به وجود آمده در زمان مبنا در تراز OBE متناظر با خرابی به وجود آمده تحت زلزله‌های طبیعی در این تراز باشد. بدین منظور از زمان معادل استفاده می‌کنیم.

با استفاده از روش ترکیب مودی SRSS می‌توان برش پایه، جابجایی و شتاب

مدل سد و شتاب‌نگاشت‌های مورد مطالعه

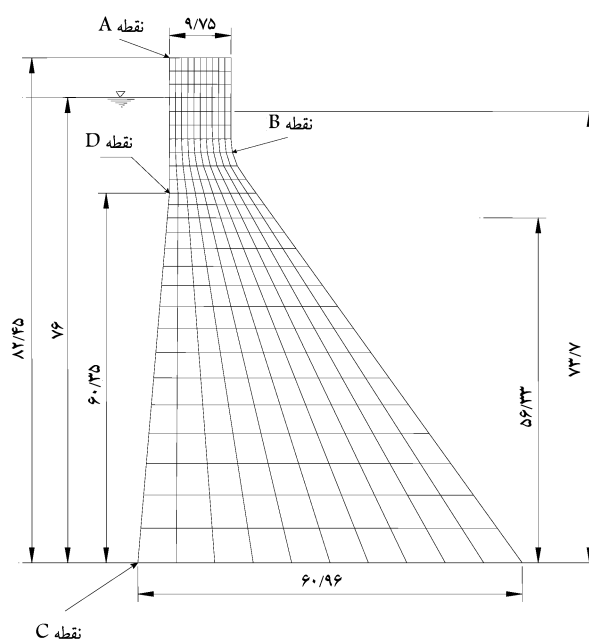
مدل‌های بررسی شده شامل سد Koyana و Folsom در حالت پُر است که پژوهشگران برای هر دوی آنها پژوهش‌های بسیاری انجام داده‌اند و لذا اطلاعات موجود برای مقایسه قابل استفاده است. در این مدل‌ها پاسخ سد در روش زمان دوام با نتایج تحلیل تحت زلزله‌های مربوط مقایسه می‌شود، سپس با استفاده از روش زمان دوام و بر مبنای شاخص تنش کششی، تراز زلزله‌ی OBE برای سدهای مورد بررسی به دست می‌آید و با مقدار آن برای منطقه‌ی مورد نظر مقایسه و در نهایت سد ارزیابی می‌شود.

سد Folsom

اولین نمونه‌ی مورد بررسی سد Folsom است که بر روی رودخانه American در ۳۲ کیلومتری شمال شرقی شهر ساکرامنتو، واقع شده است. این سد از ۲۸ بلوک یک‌پارچه‌ی بتنی تشکیل شده است که عرض هر کدام ۱۵/۲ متر، ارتفاع بلندترین مقطع ۸۲/۴۵ متر، پهنای کف ۶۰/۹۶ متر و در وجه پایین دست در ناحیه‌ی تغییر شیب مقطع یک انحنای ثابت با شعاع انحنای ۳۰/۴۸ متر وجود دارد. شکل ۴ مشخصات هندسی و مدل اجزاء محدود این سد که دارای ۲۶۰ المان ایزوپارامتریک است را نشان می‌دهد. این سد توسط پژوهشگران مختلف بررسی شده و نتایج آن تحت زلزله‌های مشخص موجود است.^[۱۰]

در این تحلیل به دلیل سادگی از اندرکنش پی و سازه صرف نظر شده است و برای اندرکنش آب سازه، آب تراکم‌ناپذیر فرض و از روش Westergaard در حالت تعمیم یافته استفاده شده است.^[۱۱] میرایی سیستم با میرایی ویسکوز ثابت با ضریب ۰/۵٪ برای مود اصلی ارتعاش، تأمین و از مشخصات بتن در جدول ۱ استفاده شده است.^[۱۲]

در جدول ۲ مشخصات دینامیکی این سد با اثر اندرکنش آب سازه آمده است. برای مقایسه‌ی روش زمان دوام با روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی در حالت خطی،



شکل ۴. مشخصات هندسی و مدل اجزاء محدود سد Folsom.

ابتدا نتایج تحلیل خطی تحت چهار شتاب‌نگاشت حقیقی به دست آمده است و با نتایج تحلیل زمان دوام با توابع شتاب مقایسه می‌شود. این چهار شتاب‌نگاشت که در تحلیل خطی استفاده و به $PGA = 0.3g$ مقیاس شده‌اند^[۱۳] در جدول ۳ معرفی و در شکل ۵ ارائه شده‌اند در شکل ۶ نیز طیف پاسخ شتاب با طیف استاندارد آیین‌نامه مقایسه شده است.^[۱]

همان‌طور که مشخص است بسته به دوره‌ی تناوب ارتعاشی مود اول و اهمیت مودهای بالاتر ارتعاشی در سد، نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی می‌تواند با تحلیل طیفی با طیف استاندارد خاک نوع ۲ مشابه یا متفاوت باشد. همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، طیف پاسخ این رکوردها در دوره‌ی تناوب‌های بالا از طیف استاندارد برای خاک نوع ۲ پیروی نمی‌کنند. با این وجود متوسط طیف پاسخ در دوره‌ی تناوب‌های پایین که برای سدها انتظار می‌رود، تقریباً منطبق بر طیف آیین‌نامه است. لازم به ذکر است که از آنجا که شتاب‌نگاشت‌های زمان دوام در ثانیه‌ی دهم منطبق با طیف استاندارد متناظر با $A = 0.35g$ است، منطقی است که جواب‌ها در زمانی کمتر از ثانیه‌ی دهم با رکوردهای مورد نظر مقایسه شوند.

جدول ۱. مشخصات بتن مورد استفاده در مدل اجزاء محدود سد Folsom.

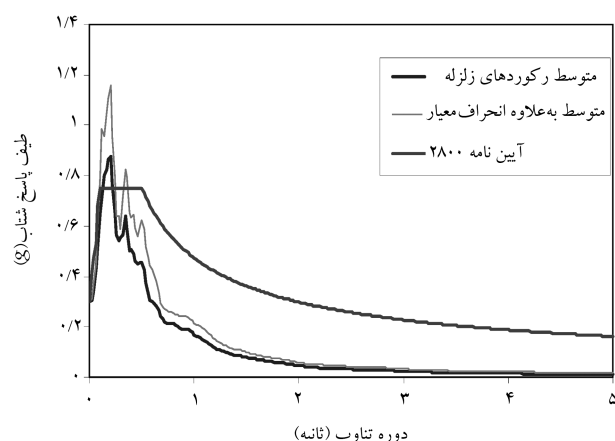
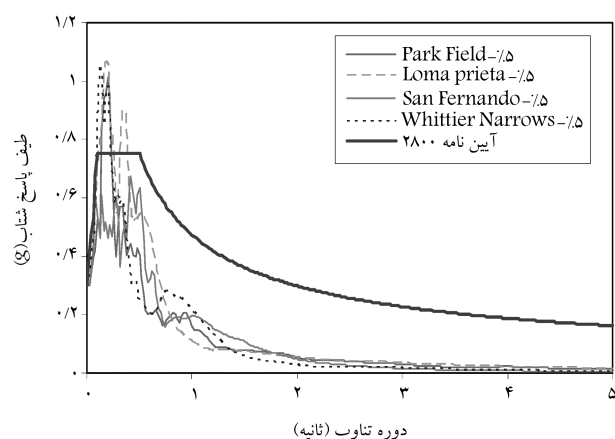
مقدار	پارامتر
۴۰۶۷۹ Mpa	مدول کشسانی
۰/۱۹	نسبت پواسون
۳/۲ Mpa	مقاومت کششی
۲۴۸۲۰ N/m ^۳	وزن مخصوص بتن
۹۸۰۲ N/m ^۳	وزن مخصوص آب

جدول ۲. مشخصات مودهای ارتعاشی مدل ایجاد شده‌ی سد Folsom در حالت پُر.

مود ارتعاشی	دوره‌ی تناوب (ثانیه)	بسامد (هرتز)	درصد جرم مؤثر مودی	درصد تجمعی جرم مؤثر مودی
۱	۰/۲۲۱۸	۴/۵۰۸۷	۰/۴	۰/۴
۲	۰/۰۹۹۶	۱۰/۰۳۷۶	۰/۲۸	۰/۶۸
۳	۰/۰۵۹۱	۱۶/۹۲۰۴	۰/۰۷۷۱	۰/۷۶
۴	۰/۰۵۴۹	۱۸/۲۱۰۳	۰/۰۸۴۶	۰/۸۵
۵	۰/۰۳۷۴	۲۶/۷۱	۰/۰۵۵۶	۰/۹
۶	۰/۰۲۹۶	۳۳/۷۸۸	۰/۰۰۱	۰/۹۱
۷	۰/۰۲۷۷	۳۶/۰۵	۰/۰۰۲۱	۰/۹۱
۸	۰/۰۲۵۲	۳۹/۷۳	۰/۰۰۳۱۱	۰/۹۴

جدول ۳. شتاب‌نگاشت‌های حقیقی مورد استفاده برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی خطی.

رکورد مقیاس شده PGA	نام ایستگاه	شتاب‌نگاشت
۰/۳g	Cholame #۸	Park Field ۱۹۶۶
۰/۳g	Gavilan College	Loma Prieta ۱۹۸۹
۰/۳g	Garvey Reservoir	Whittier Narrows ۱۹۸۷
۰/۳g	Pacoima Dam	San Fernando ۱۹۷۱



شکل ۶. مقایسه‌ی طیف پاسخ شتاب رکوردهای مورد استفاده با طیف استاندارد آیین نامه برای خاک نوع ۲ با $PGA = 0.3g$.

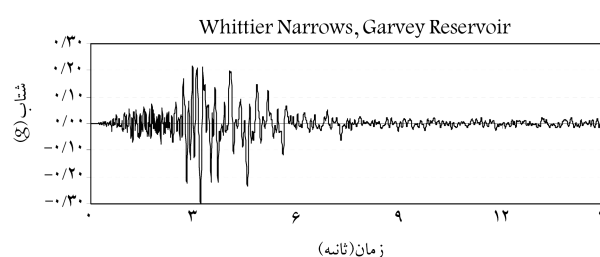
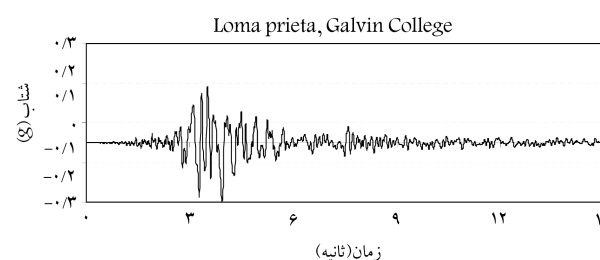
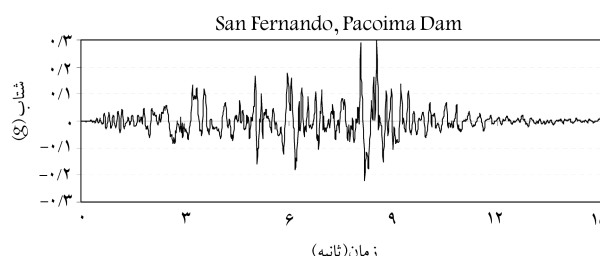
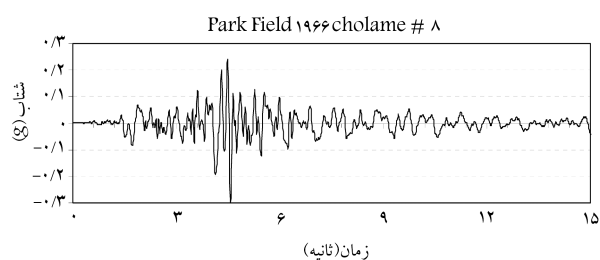
سد Koyna

سد Koyna در هندوستان ۹۳۵ متر طول، ۹۴ متر ارتفاع نسبت به کف رودخانه و ۱۱۲ متر ارتفاع تا کف پی دارد. مقطع سد در بلندترین بلوک در شکل ۷ نشان داده شده است. در این سد ضریب زلزله‌ی $0.5g$ به طور یکتااخت در ارتفاع، برای طرح در نظر گرفته شده بود. به علت شکل غیرمعمول، این سد در مقابل زلزله بسیار آسیب پذیر است و در اثر زلزله، خرابی زیادی در آن مشاهده شد. تحلیل لرزه‌ی این سد اولین بار در سال ۱۹۷۲ انجام شد.^[۱۴]

میرایی سیستم با میرایی ویسکوز ثابت با ضریب 0.5% برای مود اصلی ارتعاش، تأمین شده است و روش استفاده شده برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش دینامیکی آب و سازه، روش جرم افزوده‌ی وسترگارد است.

مشخصات بتن به صورت جدول ۵ در نظر گرفته می‌شود،^[۱۴] مقاومت کششی در تحلیل دینامیکی 2% افزایش داده می‌شود که به دلیل تأثیر میزان تغییرشکل اتفاق می‌افتد. در جدول ۶ مشخصات دینامیکی این سد با اندرکنش آب و سازه، آمده است. رکوردهای استفاده شده در زلزله‌ی Koyna در دو جهت افقی و قائم به صورت شکل ۸ است. همچنین طیف پاسخ این رکوردها همانند شکل ۹ به دست می‌آید.

همان‌طور که از نمودارها مشخص است در دوره‌ی تناوب 0.1 ثانیه مقدار طیف پاسخ به طور قابل ملاحظه‌ی بیشتر از طیف آیین نامه است، بنابراین اثر قابل توجهی

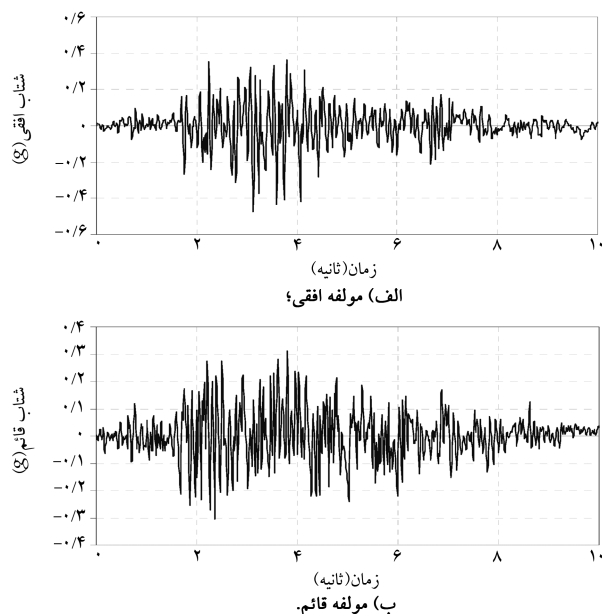


شکل ۵. رکوردهای مورد استفاده در تحلیل سد Folsom.

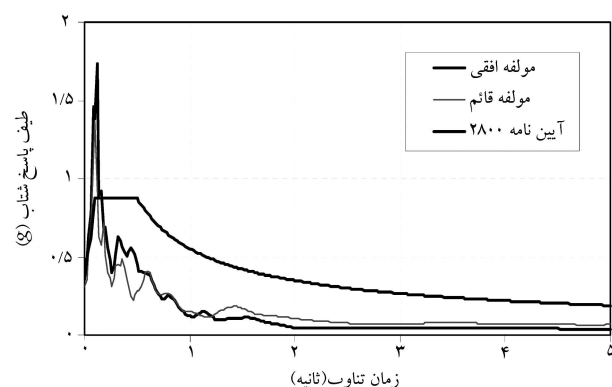
جدول ۴. زمان معادل زلزله‌های تحت بررسی در روش زمان دوام سد پر.

متوسط رکوردهای زلزله	San Fernando	Wittier Narrows	Loma Prieta	Park Field	
t_e^Q	۵/۹۵	۸/۹	۹/۲	۹/۳۷	t_e^Q
$t_e^{\ddot{y}}$	۶/۰۷	۸/۷	۸/۷۲	۸/۷۳	$t_e^{\ddot{y}}$
$t_e^{\dot{y}}$	۵/۷۷	۸/۸	۹/۸۲	۱۰/۶۳	$t_e^{\dot{y}}$
زمان معادل مود اول	۵/۷۶	۸/۷۹	۹/۸۷	۱۰/۷۴	زمان معادل مود اول

در این حالت با داشتن مشخصات مودی سد و طیف پاسخ زلزله‌های استفاده شده، می‌توان زمان معادل را بر اساس شاخص استفاده شده به دست آورد که در جدول ۴ ارائه شده است. با توجه به اینکه در تغییر مکان جمله‌ی $\dot{w}$ وارد می‌شود کاملاً مشخص است که زمان معادل تغییر مکان بسیار نزدیک به زمان معادل مود اول ارتعاشی می‌شود.



شکل ۸. شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌ی Koyana.



شکل ۹. طیف پاسخ شتاب زلزله Koyana.

جدول ۷. زمان معادل مؤلفه‌های زلزله‌ی Koyana بر حسب ثانیه.

	رکورد قائم	رکورد افقی
سد پر	۷٫۷۴	۸٫۵۲

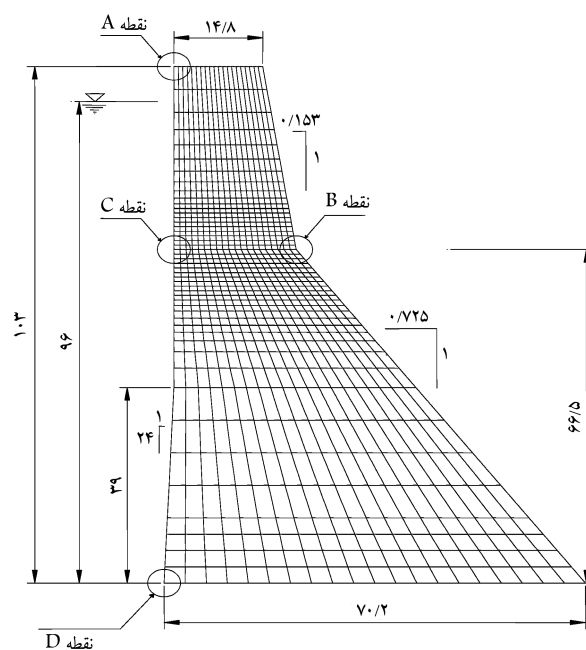
معادل تراز OBE در مناطقی که شکل طیف طرح با طیف آیین‌نامه مشابه باشد را بر حسب نسبت $PGA = 0.35g$ در زلزله‌ی موردنظر به $PGA = 0.35g$ در ثانیه‌ی دهم به‌دست آورد، یعنی:

$$t_{eq} = \frac{PGA_{OBE}}{0.35} \times 10 \quad (13)$$

در این حالت برای مقایسه‌ی پاسخ زمان دوام و مؤلفه‌های زلزله، از زمان معادل هر رکورد و برای ارزیابی کلی سد در تراز موردنظر از زمان معادل آن تراز استفاده می‌کنیم.

نتایج تحلیل زمان دوام و مقایسه‌ی نتایج

ارزیابی سد در ناحیه‌ی خطی براساس سه شاخص عمده‌ی: جابجایی نقطه‌ی اوج، تنش و خرابی تجمعی انجام می‌شود که در زیر بررسی شده‌اند.



شکل ۷. مشخصات هندسی سد Koyana.

جدول ۵. مشخصات استاتیکی و دینامیکی بتن استفاده‌شده در سد Koyana.

پارامتر	مقدار
مدول کشسانی	30000 (Mpa)
نسبت پواسون	0.2
مقاومت کششی	2.9 (Mpa)
مقاومت فشاری	24.1 (Mpa)
جرم حجمی	$2630 \text{ (kg/m}^3\text{)}$

جدول ۶. مشخصات مودهای ارتعاشی مدل ایجادشده سد Koyana در حالت پُر.

مود ارتعاشی	دوره‌ی تناوب (ثانیه)	بسامد (هرتز)	درصد جرم مؤثر مودی	درصد تجمعی جرم مؤثر مودی
۱	۰٫۳۸۷	۲٫۵۸	۰٫۳۷۸	۰٫۳۷۸
۲	۰٫۱۴۹	۶٫۶۹۵	۰٫۲۹۲	۰٫۶۶۹
۳	۰٫۰۹۳۵	۱۰٫۶۸۵	۰٫۰۵۱	۰٫۷۲
۴	۰٫۰۷۸	۱۲٫۷۳۱	۰٫۱۱۲	۰٫۸۳۲
۵	۰٫۰۵۳	۱۸٫۷۰۵	۰٫۰۴۹	۰٫۸۸
۶	۰٫۰۴۲	۲۳٫۷۰	۰٫۰۱۶	۰٫۸۹۶
۷	۰٫۰۴۲	۲۴٫۰۶	۰٫۰۰۳۸۷	۰٫۹
۸	۰٫۰۳۶۸	۲۷٫۱۷	۰٫۰۱۵	۰٫۹۱۵

در این محدوده بر روی سازه دارد. اما با توجه به اینکه دوره‌ی تناوب نوسانی سد در مود اول بالای 0.35 ثانیه است، به‌نظر می‌رسد اثر قابل‌توجهی بر روی سد موردنظر در مود اول نداشته باشد. از طرف دیگر از آنجا که تأثیر مودهای بالاتر در این سد قابل‌توجه است، یک طیف پاسخ می‌تواند بر روی پاسخ سد مؤثر باشد.

زمان معادل مؤلفه‌های زلزله در جدول ۷ مشخص شده‌اند که بر مبنای برش پایه است. به‌طورکلی با توجه به اینکه طیف استاندارد آیین‌نامه از متوسط طیف زلزله‌های مختلف در خاک یکسان به همراه یک حاشیه‌ی ایمنی است، می‌توان زمان

سد Folsom

تغییر مکان نقطه‌ی اوج

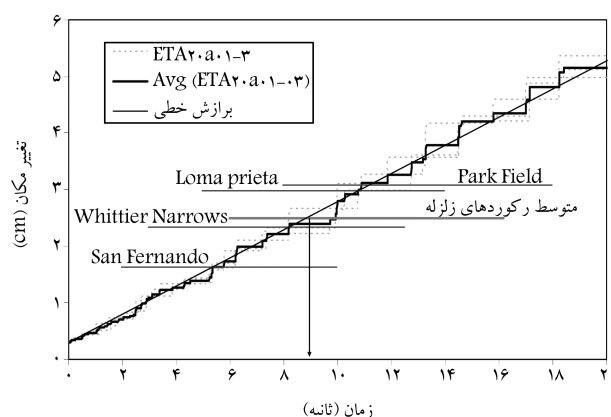
پاسخ تغییر مکان نقطه‌ی اوج تحت توابع شتاب و زلزله‌های بررسی شده در شکل ۱۰ آمده است. همانطور که مشخص است تغییر مکان بیشینه‌ی سد در زمان ۸٫۷ ثانیه منطبق بر پاسخ متوسط تغییر مکان تحت زلزله‌های مقیاس شده به $PGA = 0.3g$ است. برای بررسی اثر زلزله در مدل دو بعدی باید رکورد مورد نظر را در دو جهت مخالف یکدیگر و برای مدل سه بعدی آثار زلزله را در دو جهت عمود بر هم بررسی کرد. در جدول ۸ پاسخ سازه تحت ۴ رکورد بررسی شده و متوسط توابع زمان دوام ($Avr\ ETA = 0.3 - 1.0$) در دو جهت مخالف یکدیگر آمده است.

مطابق جدول ۸، تغییر مکان بیشینه در تحلیل زمان دوام مستقل از جهت تابع ورودی است و نتایج تحلیل می‌تواند برای زلزله‌های طبیعی در دو جهت مختلف اختلاف چشمگیری داشته باشد.

تنش

تنش کششی سد Folsom در نقاط بحرانی تحت زلزله‌های واقعی به صورت شکل ۱۱ است. برای مقایسه‌ی نتایج فوق با زمان دوام، نمودارهای تنش کششی در نقاط بحرانی تحت شتاب‌نگاشت‌های زمان دوام به صورت اشکال ۱۲ تا ۱۵ به دست می‌آیند.

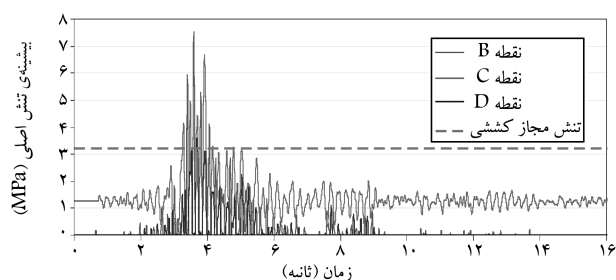
همانطور که در نمودارها مشاهده می‌شود، تنش کششی در ثانیه‌ی ۵٫۴ اتفاق می‌افتد و نقطه‌ی B نقطه‌ی بحرانی است، بنابراین می‌توان تراز OBE سد را برابر با $0.189g = 0.35 \times 0.54/10$ تخمین زد. این تذکر لازم است که نقطه‌ی C به منزله‌ی نقطه‌ی بحرانی ارزیابی نمی‌شود، زیرا با توجه به صلب فرض شدن پی و در نظر گرفتن اندرکنش سازه - پی، تنش‌های این نقطه به صورت غیر واقعی تخمین زده می‌شود.



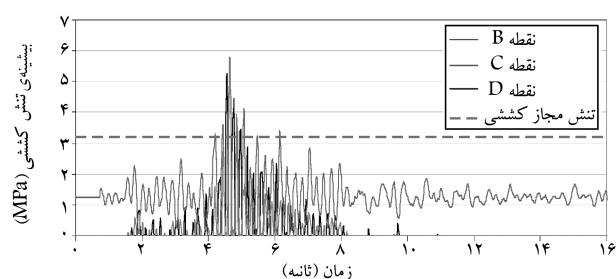
شکل ۱۰. تغییر مکان اوج سد با در نظر گرفتن تغییر مکان اولیه با فشار هیدرو استاتیکی.

جدول ۸. مقایسه‌ی تغییر مکان اوج تحت زلزله در دو جهت.

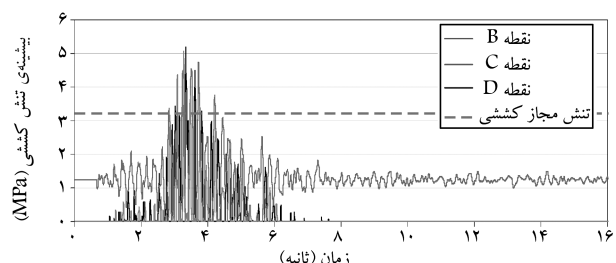
	Park field	Loma prieta	San Fernando	Whittier Narrows	Avr $ETA = 0.3 - 1.0$
DL+HL+EQ	۳٫۰۱	۲٫۴۵	۱٫۵۵	۲٫۲۶	۲٫۶۱
DL+HL-EQ	۲٫۵۵	۲٫۰۹	۱٫۴۴	۲٫۲۱	۲٫۶۰۵



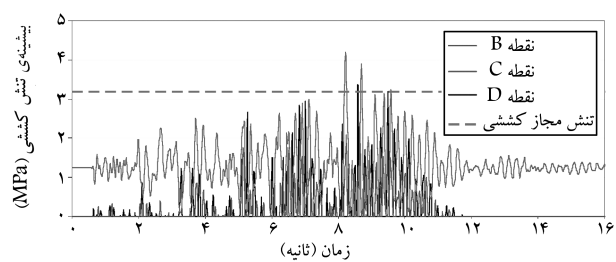
الف) Loma prieta



ب) Park field

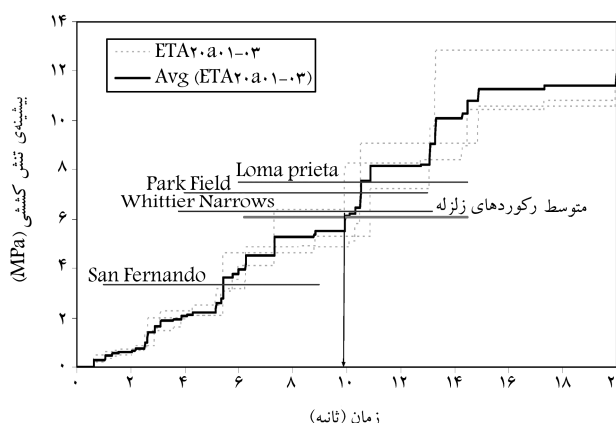


ج) Whittier Narrows



د) San Fernando

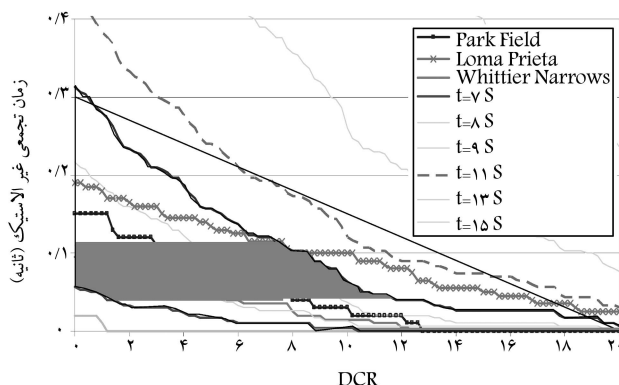
شکل ۱۱. تنش بیشینه‌ی اصلی نقاط بحرانی تحت رکوردهای زلزله.



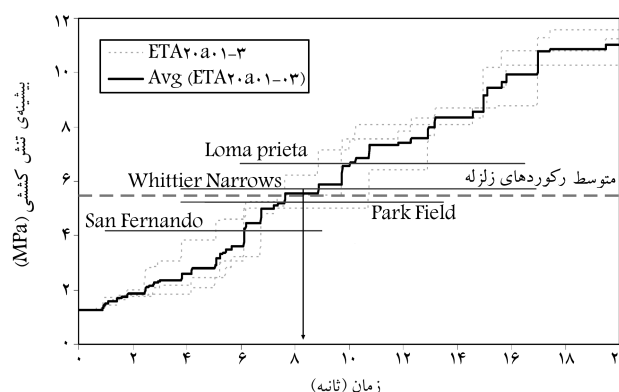
شکل ۱۲. بیشینه‌ی تنش کششی نقطه‌ی بحرانی B تحت توابع شتاب و متوسط آنها و مقایسه با مقادیر نظیر رکوردهای زلزله.

جدول ۹. مقایسه تنش کششی تحت زلزله در دو جهت بر حسب (Mpa).

نقطه	ترکیب بار	Park field	Loma prieta	San Fernando	Whittier Narrows	متوسط توابع شتاب زمان دوام
B	DL+HL+EQ	۵٫۲	۷٫۵۱	۳٫۳۷	۵٫۱۸	۶٫۶
	DL+HL-EQ	۷٫۰۵	۴٫۴۵	۳٫۱۸	۶٫۳۲	۶٫۵۹۲
C	DL+HL+EQ	۵٫۱۶	۶٫۶۵	۴٫۱۸	۴٫۷۳	۶٫۳۹
	DL+HL-EQ	۵٫۲۵	۴٫۹۸	۴٫۱۶	۵٫۷۳	۶٫۴
D	DL+HL+EQ	۵٫۱	۳٫۱۶۵	۲٫۲۱	۴٫۵۵	۵٫۱۷
	DL+HL-EQ	۳٫۸۱	۵٫۴۱	۲٫۴۳	۳٫۶۴	۴٫۸۲



شکل ۱۶. نمودار مدت زمان تجمعی برای متوسط توابع شتاب و رکوردهای زلزله.



شکل ۱۳. تنش بیشینه کششی نقطه‌ی بحرانی C تحت توابع شتاب و متوسط آنها و مقایسه با مقادیر نظیر رکوردهای زلزله.

با بررسی تنش‌های کششی به دست آمده در ترکیب بارها (جدول ۹) در جهات مختلف مشخص است که در تحلیل تاریخیچه زمانی رکوردهای زلزله باید هر دو جهت زلزله را در تحلیل در نظر گرفت و این درحالی است که با تحلیل زمان دوام فقط تابع شتاب را در یک جهت می‌توان اعمال کرد. در این حالت نتایج ممکن است تا ۱۰٪ تغییر کند.

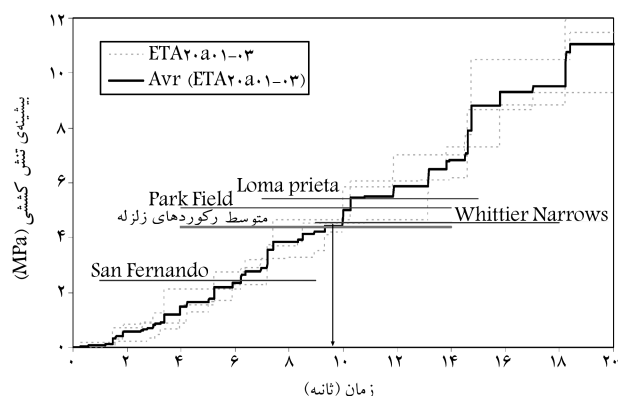
شاخص خرابی تجمعی

نمودار شاخص خرابی تجمعی در شکل ۱۶، تحت رکوردهای طبیعی زلزله و توابع شتاب زمان دوام رسم شده است. در نمودارهای فوق می‌توان دید که تحلیل زمان دوام سد تا ثانیه‌ی دهم در ناحیه‌ی خطی قرار می‌گیرد و نتایج به دست آمده حاکی از آن است که سد موردنظر در اثر زلزله‌های طبیعی و تحلیل زمان دوام اولاً تحلیل در ناحیه‌ی خطی برای زلزله‌ها و تا ثانیه‌ی دهم برای توابع شتاب مجاز است (زیرا تمام منحنی‌های مربوطه زیر حدمجاز قرار دارند) و خرابی به وجود آمده نیز در حدمجاز است؛ دوماً با این تعریف خرابی معیارهای دیگری از قبیل مدت زمان مؤثر زلزله و غیره در تحلیل تأثیر دارند که خارج از بحث است. در این مورد می‌توان گفت که تحلیل زمان دوام نتایج محافظه‌کارانه‌تری نسبت به نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی به دست می‌دهد.

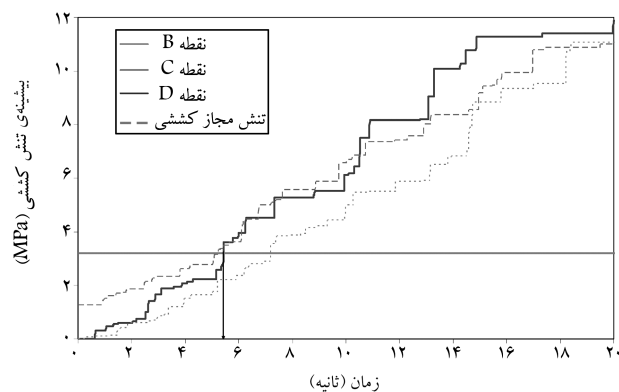
سد Koyna

تغییر مکان نقطه‌ی اوج

پاسخ سد در حالت پرباری ترکیب بارهای زلزله‌ی Koyna به صورت جدول ۱۰ است. این تذکر لازم است که برای در نظر گرفتن اثر شتاب‌ها در راستای قائم، رکورد راستای قائم را با زلزله‌ی Koyna در راستای قائم مقیاس می‌کنیم. نتایج تغییر مکان نقطه‌ی اوج سد به صورت شکل ۱۷ است. در این نمودارها Koyna-H و Koyna-V به ترتیب تغییر مکان افقی و قائم سد Koyna است.



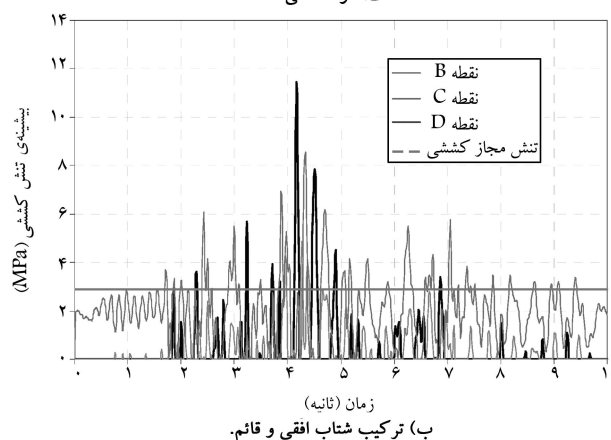
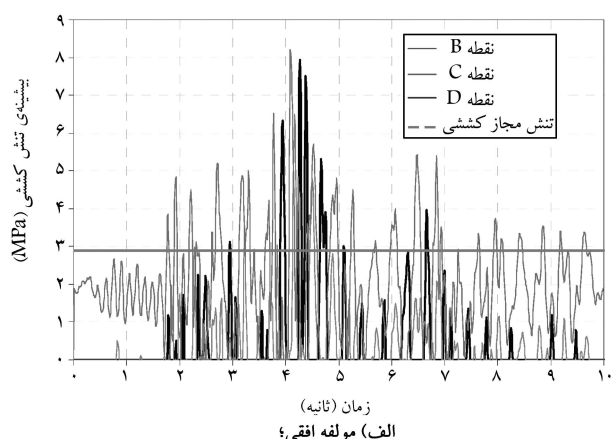
شکل ۱۴. تنش بیشینه کششی نقطه‌ی بحرانی D تحت توابع شتاب و متوسط آنها و مقایسه با مقادیر نظیر رکوردهای زلزله.



شکل ۱۵. ارزیابی تنش کششی نقاط بحرانی در سد با توابع زمان دوام.

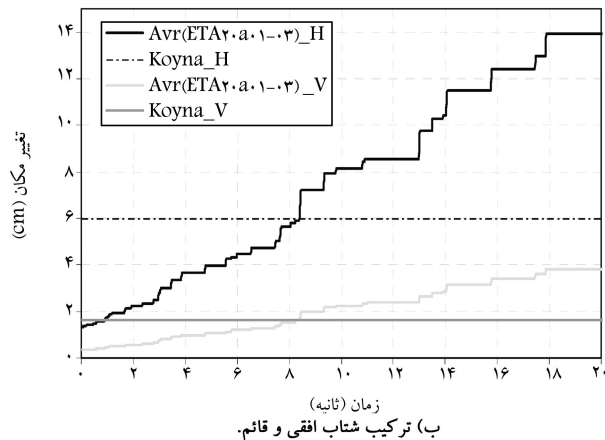
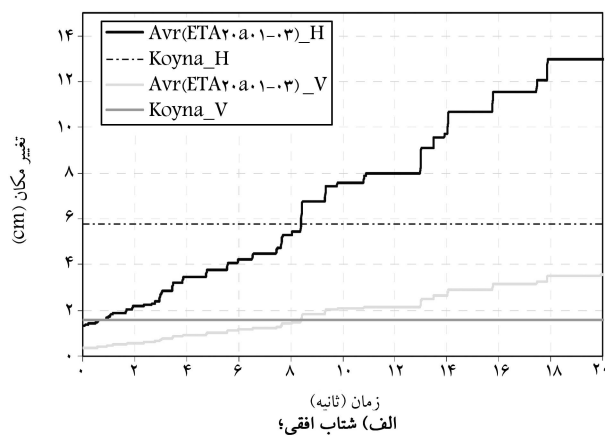
جدول ۱۰. پاسخ سد Koyna در حالت پر تحت ترکیب بارهای زلزله.

بار استاتیکی	زلزله‌ی افقی	زلزله‌ی قائم	شتاب (m/sec ²)		سرعت (cm/sec)		جابجایی (cm)	
			افقی	قائم	افقی	قائم	افقی	قائم
+	+	°	-۲۹	-۱۲٫۸	-۹۰	-۲۹٫۲	۵٫۷۲۳	۱٫۵۷
+	-	°	۲۹	۱۲٫۸	۹۰	۲۹٫۲	۴٫۴۴۷	۱٫۳۲
+	+	+	-۳۰	۲۲٫۲	-۸۷٫۴	۳۴٫۸	۵٫۴۸	۱٫۵۲۷
+	+	-	-۲۸٫۷	۲۴٫۴	-۹۳٫۲	-۳۹	۵٫۹۴۳	۱٫۶۴
+	-	+	۲۸٫۷	-۲۴٫۴	۹۳٫۲	۳۹	۴٫۷۷	۱٫۵۹
+	-	-	۳۰	-۲۲٫۲	۸۷٫۴	-۳۴٫۸	۴٫۴	۱٫۲۶



شکل ۱۸. پاسخ تنش بیشینه‌ی کششی در نقاط بحرانی تحت زلزله‌ی Koyna و توابع شتاب.

تشکیل ترک هستند.^[۱۳] بنابراین پاسخ تاریخی‌چدی زمانی تنش کششی برای این سه نقطه برای زلزله‌ی Koyna و متوسط توابع شتاب رسم و با مقدار مجاز تنش کششی مقایسه شده است. همانند مثال قبل به دلیل صلب فرض شدن تکیه‌گاه سد، تنش در نقطه‌ی D به صورت غیرواقعی است و ملاک ارزیابی نخواهد بود. از شکل ۱۸ مشخص است که نقطه‌ی B تحت زلزله‌ی Koyna در همان ابتدا ترک خورده‌اند و تحت بارورده ضعیف هستند. در اشکال ۱۹ و ۲۰ نیز سد موردنظر در نقطه‌ی B تحت توابع شتاب در همان ابتدای تحلیل یعنی ثانیه‌ی سوم ترک می‌خورد، در

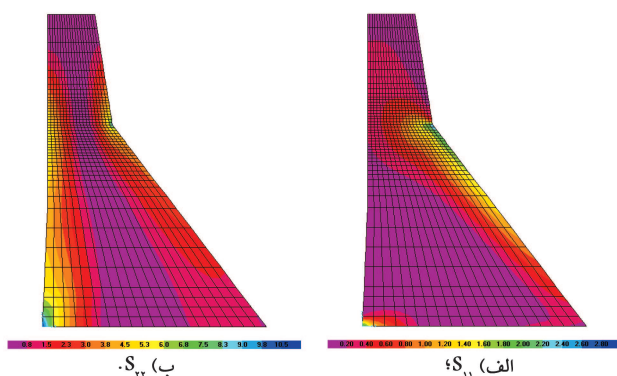


شکل ۱۷. پاسخ نقطه‌ی اوج تحت شتاب افقی و قائم زلزله‌ی Koyna و توابع شتاب.

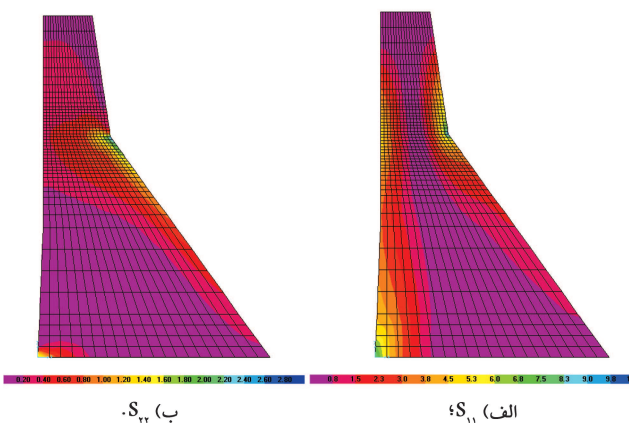
از نمودارهای فوق به خوبی مشخص است که تغییر مکان نقطه‌ی اوج در زمان ۸٫۵ ثانیه یعنی زمان معادل رکورد زلزله‌ی Koyna، برابر با مقدار به دست آمده از زلزله‌ی Koyna است و اعمال زلزله در دو جهت تغییر چندانی در نتایج تغییر مکان افقی به وجود نمی‌آورد. همچنین مؤلفه‌ی قائم زلزله تأثیر چندانی بر روی زمان معادل ندارد.

نتیجه‌گیری

تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که سه نقطه‌ی B، C و D نقاط بحرانی از لحاظ



شکل ۲۱. تنش‌های بیشینه در سد تحت ترکیب شتاب افقی و قائم زلزله‌ی Koyana قائم.



شکل ۲۲. تنش بیشینه در سد تحت شتاب افقی و قائم $ETA_{20a0.3}$ تا ثانیه‌ی ۸/۵.

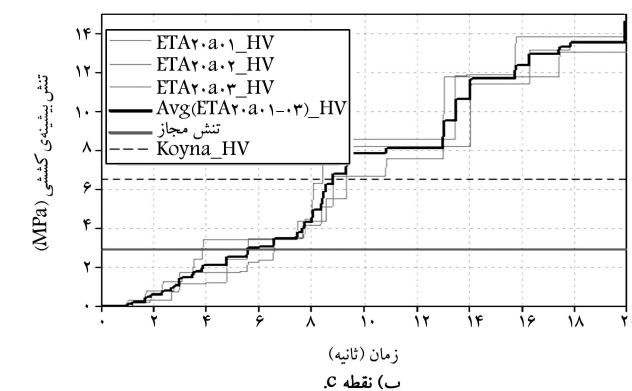
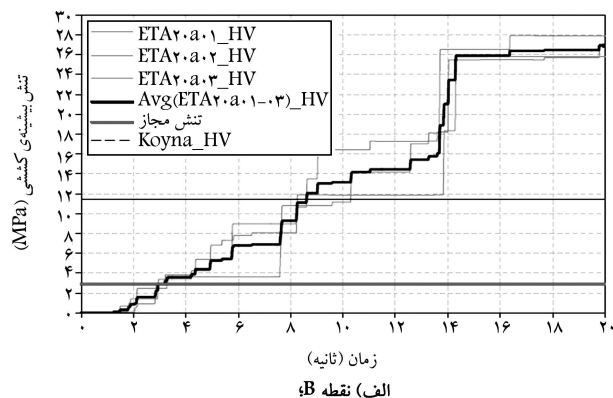
نمودارهای رسم شده، H به معنای اعمال مؤلفه‌ی افقی زلزله و HV به معنای اعمال هر دو مؤلفه‌ی افقی و قائم زلزله است، بنابراین به‌خوبی می‌توان با استفاده از تحلیل زمان دوام به ارزیابی سد تحت بارهای زلزله پرداخت، همچنین در این شکل‌ها می‌توان دید که در ثانیه‌ی ۸/۵ تنش کششی بیشینه‌ی به‌وجود آمده برابر با مقدار نظیر زلزله‌ی Koyana است.

در تحلیل تحت توابع شتاب نیز به‌خوبی مشخص است که سد در همان لحظات اول ترک می‌خورد و زمان دوام این سد تقریباً ۳ ثانیه است، با توجه به اینکه زمان دوام ۳ ثانیه معادل $PGA=0.105g$ است که مقدار بسیار پایینی است، روش زمان دوام به‌خوبی بیان‌گر ضعف سازه در تحلیل تاریخی‌چهی زمانی است.

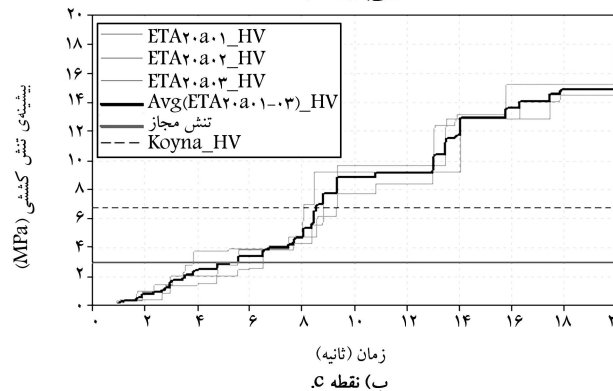
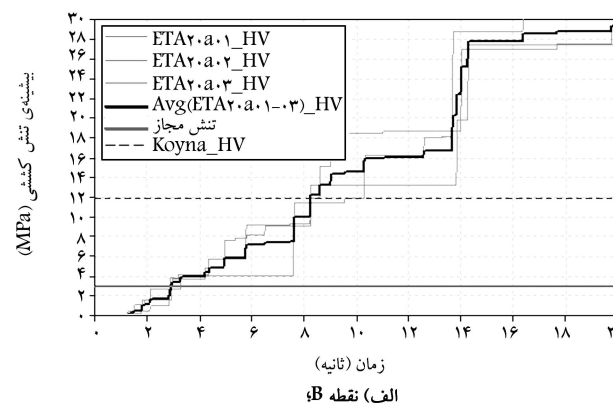
همان‌طور که در نمودارها مشاهده می‌شود، تنش کششی در نقطه‌ی بحرانی B در ثانیه‌ی سوم به حد مجاز می‌رسد. برای بررسی توزیع تنش در سد و مقایسه‌ی نتایج با زلزله‌ی Koyana، مقادیر S_{11} و S_{22} که بیشینه‌ی تنش‌ها در دو راستای عمود بر هم هستند، برای زلزله‌ی Koyana و تابع $ETA_{20a0.3}$ تا ثانیه‌ی ۸/۵ در شکل‌های ۲۱ و ۲۲ رسم شده است.

چنان که از نمودارها مشخص است توزیع تنش‌های کششی به‌وجودآمده در سد در تحلیل زمان دوام تا ثانیه‌ی ۸/۵ با تقریب مناسبی برابر با مقدار نظیر زلزله‌ی Koyana است. نمودار زمان تجمعی غیرکشسانی برای رکوردهای زمان دوام و زلزله‌ی Koyana در شکل ۲۳ نشان داده شده است.

با بررسی نمودار مشخص است که از ثانیه‌ی پنجم به بعد تحلیل خطی قابل استفاده



شکل ۱۹. پاسخ تنش بیشینه‌ی کششی در نقاط تحت شتاب افقی زلزله Koyana و توابع شتاب.



شکل ۲۰. پاسخ تنش بیشینه‌ی کششی در نقاط تحت ترکیب شتاب افقی و قائم زلزله‌ی Koyana و توابع شتاب.

برای تحلیل سد نیست و تحلیل غیرخطی برای ارزیابی کامل سد تحت زلزله Koyna لازم است.

جمع بندی نتایج

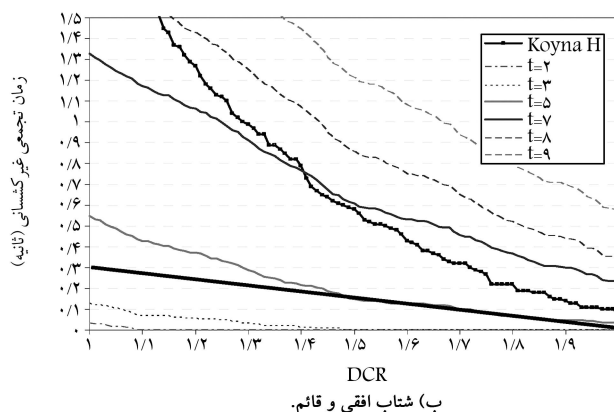
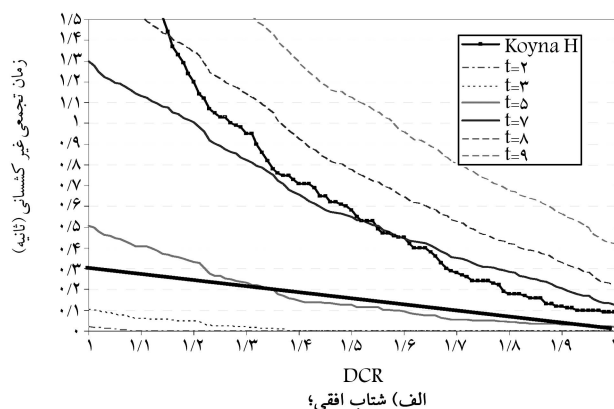
همان طور که اشاره شد با استفاده از روش زمان دوام PGA برای تراز OBE درصد Koyna برابر با $0.105g$ به دست آمد. برای ارزیابی صحت تراز به دست آمده از روش زمان دوام از 7 رکورد زلزله که در خاک نوع C بر مبنای آیین نامه ی UBC ثبت شده اند استفاده می کنیم (جدول ۱۱).

طیف پاسخ این شتاب نگاشت ها را که با $PGA = 0.35g$ مقیاس شده اند به همراه طیف پاسخ توابع شتاب زمان دوام در ثانیه ی دهم در شکل ۲۴ رسم شده اند.

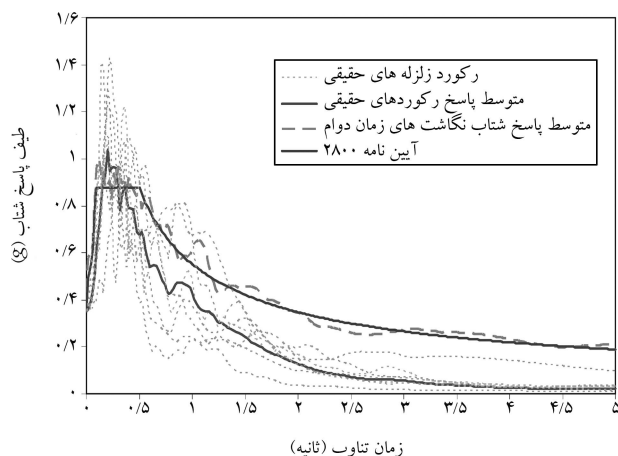
چنانکه مشخص است اختلاف چشمگیری برای هر یک از رکوردهای زلزله وجود دارد در حالی که متوسط نتایج در دوره ی تناوب های کوتاه که شامل سدهای بتنی می شود، اختلاف اندکی با توابع شتاب زمان دوام و طیف آیین نامه دارد. بنابراین انتظار می رود نتایج تحلیل زمان دوام در زمان متناظر با PGA در تراز OBE منطبق با متوسط نتایج حاصل از رکوردهای طبیعی زلزله که به آن تراز مقیاس شده اند باشد. ابتدا این رکوردها را به $PGA = 0.105g$ مقیاس می کنیم و سپس سد Koyna را تحت توابع شتاب تحلیل می کنیم، نتایج تغییرمکان و تنش در نقاط بحرانی برای رکوردها در جدول ۱۲ و متوسط آنها در شکل ۲۵ آمده است.

با توجه به جدول ۱۲، نتایج تحلیل تحت هر زلزله می تواند پراکندگی های بسیار زیادی تا چندین برابر مقدار هدف داشته باشد. برای مثال تنش در نقطه ی B تحت زلزله ی Northridge حدود 1.8 برابر کوچک تر از مقدار متوسط است، در حالی که نتایج زمان دوام به مقادیر متوسط بسیار نزدیک تر است و در بدترین حالت 50% اختلاف برای شتاب نگاشت ها و بیشینه ی 30% برای متوسط نتایج توابع زمان دوام با متوسط نتایج رکوردهای زلزله شاهد هستیم.

همان طور که در نمودارهای فوق مشخص است تحت زلزله های با $PGA = 0.105g$



شکل ۲۳. زمان تجمعی غیرکشسانی در سد تحت شتاب افقی و قائم توابع زمان دوام.



شکل ۲۴. مقایسه ی طیف پاسخ رکوردهای زلزله با توابع شتاب زمان دوام.

جدول ۱۱. رکوردهای ثبت شده در خاک نوع C آیین نامه ی UBC.

تاریخ	نام	نام زلزله	شدت	شماره ی ایستگاه	زاویه ی مؤلفه (درجه)	بیشینه ی شتاب زلزله (cm/sec^2)
۰۶/۲۸/۹۲	LADSP۰۰۰	Landers	۷٫۵	۱۲۱۴۹	۰	۱۶۷٫۸
۱۰/۱۷/۸۹	LPSTG۰۰۰	Loma Prieta	۷٫۱	۵۸۰۶۵	۰	۴۹۴٫۵
۱۰/۱۷/۸۹	LPGIL۰۶۷	Loma Prieta	۷٫۱	۴۷۰۰۶	۶۷	۳۴۹٫۱
۱۰/۱۷/۸۹	LPLOB۰۰۰	Loma Prieta	۷٫۱	۵۸۱۳۵	۳۶۰	۴۳۳٫۱
۱۰/۱۷/۸۹	LPAND۲۷۰	Loma Prieta	۷٫۱	۱۶۵۲	۲۷۰	۲۳۹٫۴
۰۴/۲۴/۸۴	MHG۰۶۰۹۰	Morgan Hill	۶٫۱	۵۷۳۸۳	۹۰	۲۸۰٫۴
۰۱/۱۷/۹۴	NRORR۳۶۰	Northridge	۶٫۸	۲۴۲۷۸	۳۶۰	۵۰۴٫۲

جدول ۱۲. مقایسه‌ی پاسخ سد تحت توابع شتاب و رکوردهای زلزله.

نام	تغییر مکان (cm)	تنش نقطه‌ی B (Mpa)
LADSP۰۰۰	۳٫۵۱۴	۲٫۹
LPSTG۰۰۰	۱٫۹۷	۱٫۹۵
LPGIL۰۶۷	۳٫۴۳۶	۲٫۷۶
LPLOB۰۰۰	۲٫۸۵	۲٫۷۶
LPAND۲۷۰	۲٫۸۶	۲٫۶۵
MHG۰۶۰۹۰	۲٫۱۸۱	۲٫۷۷
NRORR۳۶۰	۲٫۴۳	۲٫۵
متوسط رکوردهای زلزله	۲٫۷۹	۲٫۶
ETA۲۰a۰۱@۳s	۲٫۴۴	۲٫۴۵۸
ETA۲۰a۰۲@۳s	۲٫۸۰۷	۳٫۳۷۵
ETA۲۰a۰۳@۳s	۲٫۸۴۸	۲٫۸۸۵
متوسط توابع شتاب @۳s	۲٫۷	۲٫۹۰۶

نتیجه‌گیری

نتایج تحلیل خطی با روش زمان دوام را می‌توان به‌صورت زیر بیان کرد:

۱. پاسخ سد در روش زمان دوام در زمان معادل رکوردهای زلزله، برابر با نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل هر رکورد زلزله است، همچنین متوسط نتایج زلزله‌ها منطبق بر زمان معادل تراز موردنظر است. اختلاف به‌وجودآمده کمتر از ۲۰٪ است؛

۲. همانند تحلیل تاریخی‌ی زمانی با رکوردهای طبیعی، روش زمان دوام قابلیت تعیین محل ترک‌های کششی و میزان ضعف آنها نسبت به نقاط دیگر را دارد، بدین معنا که نقاط بحرانی از لحاظ ایجاد ترک زمان دوام کمتری نسبت به نقاط دیگر دارند؛

۳. با مقایسه‌ی تنش‌ها در نقاط بحرانی با مقدار مجاز آن می‌توان تعیین کرد که آیا ضریب اطمینان سد در حد مجاز است یا نه. برای سدی که طیف طرحی برابر با طیف استاندارد آیین‌نامه در تراز OBE دارد، اگر تنش به‌وجودآمده در زمانی کمتر از زمان معادل به حد مجاز برسد، می‌توان گفت که نقطه‌ی موردنظر در برابر زلزله‌ی با طیف پاسخ منطبق بر طیف استاندارد ضعیف است؛

۴. در تحلیل تاریخی‌ی زمانی تحت رکوردهای زلزله باید جهت زلزله را در هر دو جهت بالادست و پایین‌دست و همچنین مقدار بیشینه‌ی آن دورا در نظر گرفت. اما در روش زمان دوام به‌دلیل توزیع یک‌نواخت شتاب‌ها در دو جهت، با اعمال شتاب‌نگاشت فقط در یک جهت می‌توان نتایج با دقت مناسب را دریافت کرد، در این حالت اختلاف به‌وجودآمده کمتر از ۱۰٪ است؛

۵. با تحلیل زمان دوام با طیف سازگار با طیف طرح می‌توان تراز OBE را که در آن اولین ترک به‌وجود می‌آید، به‌دست آورد. اگر تحلیل خطر منطقه ضریب بالاتری را نشان دهد سد مورد مطالعه در مقابل آن ضعیف است؛

۶. اثر قائم زلزله و ترکیب آن با شتاب افقی تأثیر قابل‌توجهی بر روی اختلاف نتایج زمان دوام و زلزله‌ی Koyna ندارد، اما با در نظر گرفتن شتاب قائم تنش‌ها افزایش می‌یابند؛

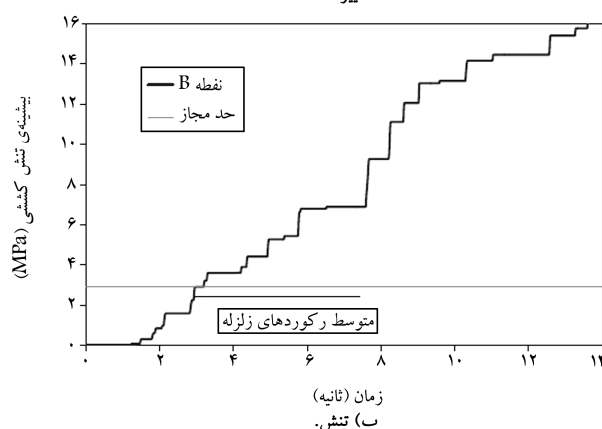
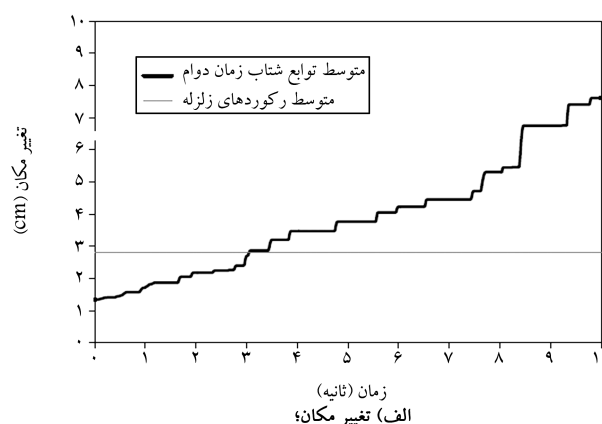
۷. توزیع تنش در سد تا زمان معادل زلزله در روش زمان دوام منطبق با توزیع تنش تحت زلزله‌ی طبیعی است، بنابراین نقاط بحرانی در روش زمان دوام و تحت رکوردهای زلزله مشابه هستند؛

۸. به‌طور کلی روش زمان دوام در تحلیل لرزه‌ی خطی سدهای بتنی دارای کارایی و قابلیت اطمینان مناسبی است و می‌تواند به‌منزله‌ی گزینه‌ی مؤثر در ارزیابی لرزه‌ی مورد توجه قرار گیرد؛

۹. تحلیل زمان دوام به دلیل ماهیت تاریخی‌ی زمانی آن، پتانسیل استفاده در تحلیل‌های غیرخطی را دارد، اما تعاریفی همچون زمان معادل در تحلیل غیرخطی قابل‌کاربرد نیست و شاخص‌های خرابی نیز بر مبنای ترک در سد است. تحقیقات در این زمینه ادامه دارد.

تشکر و قدردانی

بدین‌وسیله مراتب تشکر و قدردانی خود را از معاونت پژوهشی دانشگاه صنعتی شریف و مرکز تحقیقات شرکت سهامی مدیریت منابع آب ایران (دفتر امور پژوهشی و پشتیبانی علمی طی قرارداد شماره‌ی ۵۹۸۶۸/۱۵۲) برای حمایت مالی از این تحقیقات ابراز می‌دارد.



شکل ۲۵. مقایسه‌ی پاسخ و خرابی سد تحت متوسط رکوردهای زلزله و توابع شتاب.

که متناظر با زمان ۳ ثانیه است، تنش کششی در سد تقریباً برابر با مقدار مجاز آن می‌شود و اختلاف به‌وجودآمده حدود ۲۰٪ است (شکل ۲۵ب) که این اختلاف می‌تواند به دلیل اختلاف طیف پاسخ با طیف آیین‌نامه باشد. بنابراین می‌توان گفت که تراز تعیین‌شده با روش زمان دوام بسیار مناسب است.

منابع

1. U.S. Army Corps of Engineers, "Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures", *Engineer Manual*, (1999).
۲. شمسایی، ابوالفضل، «طراحی و ساخت سد های مخزنی»، جلد سوم: سدهای بتنی، تهران، انتشارات دانشگاه علم و صنعت ایران (۱۳۸۳).
3. Fenves, G., and Chopra, A.K., "Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams." *Journal of Structural Engineering*, **113**(8), pp. 1688-1708 (1987).
4. Fenves, G., and Chopra, A.K., "Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction.", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **12**, pp. 663-680 (1984).
۵. مقدم، حسن، «مهندسی زلزله: تئوری و کاربرد»، تهران انتشارات فرهنگ (۱۳۸۱).
6. Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A., "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**, pp. 491-514 (2002).
7. Estekanchi, H.E., Vafai, A. and Sadeghazar, M., "Endurance time method for seismic analysis and design of structures", *Scientia Iranica*, **11**(4), pp. 361-370 (2004).
8. Estekanchi, H.E.; Valamanesh, V., and Vafai, A., "Application of endurance time method in linear seismic analysis", *Engineering Structures*, doi:10.1016/j.engstruct.2007.01.009 (2007).
9. Wieland, M., "Earthquake safety of existing dams", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, pp. 3-8 (September 2006).
10. Hall, R.L.; Woodson, S.C., and Nau, J.M., "Seismic stability evaluation of folsom dam and reservoir project; Report 3, concrete gravity dam", *Technical Report GL-87-14, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*, Vicksburg, MS (1989).
11. Westergaard, H.M., "Water pressures on dams during earthquakes" *Journal of Structural Division*, ASCE, (November 1952).
12. Raphael, J.M., "Mass concrete properties for seismic evaluation of Engel bright dam, Folsom dam, and Pine Flat dam," prepared under Contract No. DACW05-86-P-1049, for the U.S. *Army Engineer District*, Sacramento, CA (1986).
13. Lee, J., and Fenves, G.L., "A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams", *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, **27**, pp. 937-956 (1998).
14. Chopra, A.K., and Chakabarti, P., "The earthquake experience at Koyna dam and stresses in concrete gravity dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **1**, pp. 151-164 (1972).