



## بررسی واکنش سدهای بتنی قوسی در برابر زلزله

ابراهیم زاهدی نیا

کارشناس ارشد عمران، گرایش سازه<sup>1</sup>

### چکیده

سدها از جمله سازه های عظیم مهندسی هستند که علاوه بر تامین آب در تامین انرژی نیز اهمیت زیادی دارند. هنگام زمین لرزه های بزرگ رفتار غیرخطی سدهای بتنی قوسی ناشی از باز وبسته شدن درز های انقباض تحریک می شود که اثر بسیار زیادی روی پایداری سازه دارد. ایمنی پایداری سازه ها در مقابل زلزله از موارد مهم طراحی سدها حساب می شود که باروش های مختلف از جمله تحلیل دینامیکی انجام می شود. هدف از این مقاله واکنش سدهای بتنی قوسی در برابر زلزله است که در این پژوهش سد بتنی دوقوسی ماروپوینت با استفاده از نرم افزار انسیس مدل سازی شده است و مورد صحت سنجی قرار گرفت طبق نتایج با افزایش تعداد درزهای انقباض در مدل بازشدگی درزها کاهش مییابد و عملکرد درزهای انقباض در بدنه سد باعث رشد تنش های فشاری میشود در صورت تعبیه درزهای انقباضی سازه نرم تر خواهد شد.

**کلید واژه:** سد - بتن قوسی - زلزله

### مقدمه

سدها از جمله مهمترین سازه ها در زندگی صنعتی امروز میباشند که به منظورهای مختلفی از جمله تولید انرژی برق آبی، ذخیره سازی آب برای استفاده های کشاورزی، صنعتی، کنترل و مهار سیلاب و آشامیدن احداث میشوند از سوی دیگر تجربیات بدست آمده در دهه گذشته در مناطق زلزله خیز دنیا نشان داده است که سازه های حجیم، وزین و سخت که بر روی خاک نسبتاً ضعیف مستقر میباشند، تحت تأثیر اندرکنش خاک و سازه قرار دارند. سد های بتنی معمولاً در حد فاصل بین دره ها رودخانه ها دائمی ساخته میشوند و به انواع مختلفی مانند سد های وزنی، سد های قوسی و ... تقسیم بندی میشوند. سدهای بتنی از دسته سازه های بسیار مهم به حساب می آیند زیرا در صورت شکست نه تنها خسارات مالی بلکه خسارات جانی بسیاری به بار می آورند. بنابراین مهندسیین و محققین تلاش بسیاری دارند تا با افزایش ضریب اطمینان این سازه ها از وقوع چنین حوادثی جلوگیری کنند [۱]. از مهمترین مسائلی که در طراحی سدهای بتنی قوسی وجود دارد، طراحی آن به شکلی است که در عین اقتصادی بودن طرح از پایداری و ایمنی کافی برخوردار باشد. یکی از دلایل ناپایداری سدها ترک خوردگی است که ممکن است ایجاد شود و در متن می پردازیم به دلایل ایجاد ترک و زمان ایجاد ترک همچنین عملکرد سدها در برابر زلزله و اینکه چه قسمت هایی بیشترین آسیب را میبینند. برای جلوگیری از ایجاد ترک چه کارایی انجام شود در صورت ایجاد ترک قابل ترمیم است یا خیر. هنگام زمین لرزه های بزرگ رفتار غیرخطی سدهای بتنی قوسی ناشی از باز و بسته شدن درزهای انقباض تحریک می شود این رفتار اثر بسیار بزرگی روی وضعیت تنش و پایداری سد بتنی قوسی با توجه به از بین رفتن لحظه ای مکانیزم باربری قوسی خواهد داشت [۲]. مدل رفتار مصالح در این درزها با توجه به وجود و یا عدم وجود اتصال برشی می بایستی شکست کششی (جدایی) و شکست برشی (لغزش) و نیز اندرکنش بین این دو



مورد شکست را شامل شود. بدین ترتیب سعی می شود، که مدل المان های محدود برای مطالعه سد و مخزن و المان های غیرخطی در لایه های داخل بدنه سد تدوین و بکار گرفته شود.

#### عملکرد سدهای بزرگ در زلزله

در ابتدا باید به این موضوع پی برد که در هنگام زمین لرزه چه قسمت هایی از یک سد بیشتر آسیب پذیر است و سپس به مقاوم سازی آن پرداخت. از مطالعه زلزله های پیشین و اثرات آنها در سدها می توان طرح برنامه مقاوم سازی را تنظیم نمود. زلزله ها خطراتی در پی دارند که شامل تکان زمین، حرکات گسل، سقوط اجرام به داخل مخزن و ایجاد موج در آن می گردد [۳]. تکان های زمین (بیشتر مد نظر مهندسان) همه عضو های سازه سد را از قبیل سد، فونداسیون، وسایل هشدار دهنده، سازه های وابسته، تجهیزات الکترومکانیک و هیدرومکانیک و غیره تحت تاثیر قرار می دهد. بنابراین تمام این عناصر باید برای ایستادگی و ایمنی در برابر زلزله بررسی و دوباره طراحی و مقاوم سازی شوند. یک سد قوسی عبارت است از سازه بتنی که در پلان و رو به سمت بالا دست جریان دارای انحنا بوده و با عملکرد قوسی خود قسمت عمده نیروها وارده بر سد را به تکیه گاه ها دو طرف خود و همچنین قسمت باقیمانده نیروها را بوسیله عملکرد طره ای (نظیر سد ها وزنی) به سنگ بستر خود منتقل میکند و در عین حال حداکثر استفاده از مقاومت مصالح خود را میسر میسازد [۴].

دو حالت غیرخطی در رفتار سد قوسی وجود دارد:

۱) غیرخطی مواد به دلیل ترک های کششی یا خرد شدگی فشار جرم بتن

۲) غیرخطی هندسی به دلیل باز شدگی مفاصل انقباض [۵].

#### تاثیر میرایی رایلی در سد قوسی

میرایی نقش مهمی در واکنش سدهای قوسی بتنی دارد و میزان آن مستقیماً روی پاسخ سازه اثر میگذارد. مهم ترین مشخصه های دینامیکی هر سازه عبارتند از: زمان تناوب مودهای هر سازه، ضرایب مشارکت مودها، شکل مودها و پارامترهای میرایی هر مود. در تحلیل دینامیکی سازه ها برای دستیابی به معادلات مستقل یک درجه آزادی علاوه بر وجود خاصیت تعامد مودها نسبت به جرم و سختی، باید مودهای ارتعاشی نسبت به میرایی نیز متعامد باشند [۶]. اما از آن جایی که میرایی به سادگی سختی و جرم سازه قابل پیش بینی نیست، این کار کمی دشوار به نظر میرسد. بنابراین جهت بررسی رفتار دینامیکی سد، ابتدا باید فرکانس مودهای ارتعاشی سد محاسبه گردد تا بتوان با در دست داشتن آنها، ضرایب میرایی سد را که در آنالیز دینامیکی مورد نیاز است، محاسبه کرد. سپس ضرایب میرایی سازه بر اساس میرایی رایلی محاسبه میگردد که به آن میرایی وابسته به فرکانس نیز میگویند [۷].

به منظور تحلیل تاریخچه زمانی نیازمند محاسبه ضرایب میرایی رایلی و بدست آوردن  $\alpha$  و  $\beta$  می باشیم.  $\alpha$  ضریب میرایی جرم با واحد  $1/sec$  و  $\beta$  ضریب میرایی سختی با واحد  $sec$  می باشند. برای بدست آوردن این ضرایب در ابتدا می بایست تحلیل مودال بر روی سد انجام شده و مود اول و سوم سازه استخراج گردد.

میرایی سیستم توسط یک ترکیب خطی از ماتریس جرم و ماتریس سختی طبق فرمول بدست می آید که ضرایب این ترکیب خطی از روی فرکانس مودهای سد محاسبه میشوند.



$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

$\alpha$  و  $\beta$  ضرایب ترکیب خطی رایلی هستند که از فرمول زیر به دست می آیند. در این فرمول  $w_i$  و  $w_j$  فرکانس مودها  $i$  و  $j$  میباشند.

$$\alpha = 2\xi \frac{w_i w_j}{w_i + w_j}$$

$$\beta = \frac{2\xi}{w_i + w_j}$$

در فرمول های فوق فرکانس های مربوط به مود اول و مودهایی که بیش ترین ضریب مشارکت جرمی را داشته باشند، برداشت میشود. مقدار میرایی در تحلیل دینامیکی سازه ها موثر بوده و پاسخ سازه را تغییر میدهد. در مورد میرایی سدهای قوسی بتنی تحت اثر تحریکات شدید زلزله اطلاعات تجربی کمی وجود دارد. اداره احیای ایالات متحده در سال ۱۹۷۷ بطور متوسط ضریب میرایی سدها بتنی را برابر ۳ درصد پیشنهاد داده است [۸].

نتایج آزمایش های انجام شده در سال های اخیر ضریب میرایی را بین ۲ تا ۷ درصد (معمولاً بین ۳ تا ۵ درصد) نشان میدهد. مقدار ضریب میرایی ۵ درصد یک مقدار معمول در مدل سازی عددی سیستم سد قوسی - فونداسیون میباشد [۹].

مدل غیر خطی بتن (مفهوم مکانیک خرابی)

رفتار غیرخطی بتن از اهمیت خاصی برخوردار است. رفتار متمایز بتن در کشش و فشار، وجود ترک در بتن و نحوه مدل کردن رفتار بتن در هنگام عبور از فشار به کشش و بالعکس، سه مسئله مهم در بررسی رفتار غیر خطی بتن میباشد. البته مورد سوم در بارگذاری های رفت و برگشتی مانند زلزله اهمیت بیشتر دارد. برای بررسی رفتار غیر خطی مصالح باید الگوی رفتاری مناسبی برای مصالح بتن تعریف گردد تا بتوان اثر عوامل مختل موثر بر سازه از قبیل روابط غیر خطی بین تنش-کرنش بتن، ترکهای کششی موجود در بتن، در نظر گرفتن اثر سخت شوندگی کششی را مدل نمود [۱۰].

الگوهای رفتاری که در گذشته برای بتن پیشنهاد میگردد همگی بر مبنای رفتار خمیری بتن بودند، در حالی که مدلهایی امروزی بر مبنای الگوی خمیری آسیب بتن ارائه شده اند. در این مدل، رفتار غیر خطی بتن را جدا از آسیب های به وجود آمده نمیدانند و اثر هر دو را در شکل گیری رفتار غیرخطی مد نظر قرار میدهند.

بررسی شاخص آسیب

شاخص های آسیب انباشته شده لرزه ای در میان بسیاری از پارامترهای پاسخ سازه ای، توجه بر آن است که قادر به منعکس کردن آسیب سازه ای باشند. مطالعات پیشین نشان میدهند که آسیب های لرزه ای کمی را میتوان بر اساس شکل پذیری، مودال و شاخص های آسیب انرژی طبقه بندی کرد [۱۱].



## پانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

تلاش های قابل توجهی برای نشان دادن سطح آسیب، با استفاده از شاخص های آسیب که قادر به ترین کمی تعدد درجه آسیب میشوند وجود داشته است. بیان تحلیلی از پارک و آنگ شاخص  $D_{PVA}$  است [۱۲].

$$D_{PVA} = \frac{X_{max}}{X_{1,atw}} + \beta \frac{E_H}{F_y X_{1,atw}} = 38$$

که در آن  $X_{max}$  اکثر جابجایی است،  $X_{1,atw}$  جابجایی نهایی است،  $\beta$  یک ثابت تجربی است که بستگی به ویژگی ها سازه ای دارد (مقدارها تجربی  $\beta$  بین ر ود  $-0/3$  و  $1/2$ ، با یک ر ود متوسط  $0/15$  است) [۱۳].

انرژی پسمانداست و  $F_y$  مقاومت الاستیک است. هر دو شاخص جابجایی های پلاستیک بیشینه و انرژی مستهلک شده پلاستیک میتوانند به عنوان شاخص در نظر گرفته شوند با این حال، ارزیابی تجربی پارامتر  $\beta$  بسیار دشوار است و روش خوب حدی نیست. محدودیت دیگر، ترکیب خطی شکل پذیری و انرژی در یک مسئله غیر خطی است. رویکرد دیگر براساس تجمع آسیب به علت بارگذار چرخه ای است که معمولاً با معرفی قانون چرخه های کم مدل شده است. بیان تحلیلی از شاخص خستگی چرخه ای کم  $D_F$  است [۱۴].

$$D_F = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\mu_i - 1}{\mu_{1,atw} - 1} \right)^b = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\Delta X_i}{\Delta X_{1,atw}} \right)^b = 39$$

که در آن  $b$  یک پارامتر آسیب تجربی است. مقدار در نظر گرفته شده توسط این شاخص آسیب از طریق تنها ثابت  $b$ ، تعریف شده که بستگی به شناخت سازه ای و ماده و تعداد جابجایی های پلاستیک مختلف دارد. مقادیر معمول  $b$  را میتوان از طریق داده های تجربی، عمدتاً در مورد سازه های فلزی و سازه های بتن مسلح بین  $(1/1-6/8)$  به دست آورد [۱۵].

در تحلیل آسیب، گاهی اوقات یک مقدار محافظه کارانه  $1/5$  انتخاب میشود [۱۶]. با این حال به دست آوردن پارامتر تجربی  $b$  برای سازه های سد بسیار دشوار است. به عنوان یک شاخص جدی، صحت یک سد در برابر شکست و نفوذ ترک، بدان معناست که هر دو شاخص آسیب محلی برای ارزیابی آسیب انباشته شده سازه ای کم پیشنهاد شده هستند. براساس نتایج به دست آمده از روش تحلیل دینامیکی نموی، آسیب اعمال شده به بدنه سد در زلزله، به وسیله مقایسه پاسخ در رویداد لرزه ای با ظرفیت سازه ای تعیین شده از روش تحلیل دینامیکی نموایمان پذیر است [۱۷].

(۱) براساس بیشینه جابجایی تاج:

$$DI_u = \frac{u_{max} - u_y}{u_u - u_y} = 40$$

بیشینه جابجایی تاج در آنالیز زلزله،  $u_y$ : بیشینه جابجایی تاج در حالت تسلیم که از روش تحلیل دینامیکی نموی تری شده هستن،  $u_u$ : بیشینه جابجایی تاج در حالت نهایی که از روی تحلیل دینامیکی نموی تعریف شده هستند.

$$u_{max} < u \rightarrow DI_u = 0 \quad \text{If } u_{max} > u_u \rightarrow DI_u = 1$$



در جهت مخزن:

$$\frac{E_f}{E_d} = 1 \rightarrow u_y = 1.18 \text{ cm} \text{ و } u_u = 15.56 \text{ cm}$$

در جهت قائم:

$$\frac{E_f}{E_d} = 1 \rightarrow u_y = 0.09 \text{ cm} \text{ و } u_u = 1.945 \text{ cm}$$

(۲) براساس ایشف انرژی آسیب:

$$DI_E = \frac{E_{max}}{E_u} = 41$$

$E_m$ : ایشف انرژی آسیب در آنالیز زلزله،  $E_u$ : ایشف انرژی آسیب در حالت حدی نهایی که از روش تحلیل دینامیکی تعریف شده هستند [۱۸].

$$\frac{E_f}{E_d} = 1 \rightarrow E_u = 29.28 \text{ Mj}$$

بحث تامین ایمنی سدها در برابر زلزله، با وجود اثرات قابل ملاحظه عوامل مختلف یکی از زمینه های تخصصی پیچیده ای می باشد که سالها ذهن محققین و علاقمندان زیادی را به خود مشغول کرده است. بطوریکه در سه دهه اخیر با بالا رفتن توان کامپیوترها در حل چنین سیستم پیچیده ای توجه و علاقه محققین به لحاظ ابداع و اصلاح روشهای مکانیک محاسباتی بطور چشمگیری افزایش پیدا کرده است. با گسترش صنعت سدسازی، سدهای متعددی در مناطق زلزله خیز و در نزدیکی گسلها احداث شده و یا در حال طراحی و احداث هستند. با توجه به اینکه آسیب دیدن این سازه ها در اثر بروز زلزله، سیل و یا هر عامل دیگری میتواند موجب بروز خسارتهای جبران ناپذیری گردد لذا ضرورت توجه به تحلیل، طراحی و بهینه سازی سدها در برابر بارهای وارده بخصوص بارهای دینامیکی ناشی از زلزله، مشخص میشود. بررسی پاسخ لرزه ای بدنه سدهای بتنی از مسائل بسیار پیچیده در این زمینه میباشد [۱۹]. تنوع ابعاد بدنه و شالوده، وجود یا عدم وجود گسل فعال در محدوده ساختگاه سد و همچنین مشخصات زلزله مثل طول زمان وقوع، نوع و امتداد امواج لرزه ای و محتوی فرکانسی همگی از عواملی هستند که پاسخ دینامیکی سد نقش اساسی ایفا میکنند. در گذشته تحلیل سدها در بارگذاری لرزه ای با استفاده از روشهای شبه استاتیکی انجام میشد ولی امروزه با گسترش امکانات و پیشرفتهای رایانه ای طراحان گرایش ویژه ای به کاربرد تحلیل دینامیکی پیدا کردند [۲۰].

### معرفی نرم افزار ANSYS

نرم افزار انسیس مهندسی و طراحان را قادر میسازد تا به راحتی بهینه سازی ساختاری، حرارتی، دینامیکی، تعادل وزنی و عملکردی و همچنین شبیه سازیهای مُد ارتعاشی و ضریب اطمینان و ایمنی را در طرحهایشان به صورت مرحله به مرحله اعمال کنند [۲۱].

ابزارهای پیش بینی شده در انسیس امکان تحلیل انواع مختلف سازه ها مانند قاب، مخزن، سد، پل ... و اجزای سازه های مانند اتصالات فولادی، اعضای فولادی یا بتنی، ایزولاتورها، ... را به روشهای مختلف فراهم ساخته است. از آن جمله میتوان به تحلیلهای استاتیکی، بارگذاری رفت و برگشتی، مودال، تاریخچه زمانی، طیفی و ... اشاره کرد. برای شبیه سازی شرایط مختلف تکیه گاهی گزینه های متعددی به صورت شتاب، جابجایی، نیرو یا لنگر با الگوهای مختلف در دسترس هستند که به طور ثابت

یا متغیر با زمان قابل استفاده اند. همچنین مدل‌های رفتاری مختلفی از مصالح شکل پذیر و ترد مانند مدل‌های دو و چند خطی فولاد، مدل دراگر- پراگر و مدل شکست بتن در آن پیش بینی شده است که در حوزه رفتار غیر خطی بکار میروند [۲۲].

انسیس نرم افزار قدرتمند و شبیه ساز ساده ای میباشد که قدرت توانایی یک طراحی معتبر و استاندارد را به طراحان و مهندسیین میدهد تا ایده هایشان را بر روی صفحه کامپیوترهایشان پیاده کنند. در این نرم افزار از سیستم استفاده میگردد و باعث کاربری بسیار آسان این نرم افزار گردیده که کارآمد و آسان اتوماسیون پایگاه داده هابه گفته سازنده نرم افزار میتواند به قدری قدرتمند باشد که برای ۳۲ سال آینده جهت حل مشکلات طراحی مؤثر، مفید و قابل اعتماد واقع گردد. با به کار بردن این نرم افزار مهندسیین قادر به طراحی و تولید محصولات با کیفیت بهتر در زمانی کمتر خواهند بود. این نرم افزار مهندسیین و طراحان را قادر میسازد تا به راحتی بهینه سازی ساختاری، حرارتی، دینامیکی، تعادل وزنی و عملکردی و همچنین شبیهسازهای مد ارتعاشی و ضریب اطمینان و ایمنی را در طرحهایشان به صورت مرحله به مرحله اعمال کنند [۲۳].

#### صحت سنجی مدل اجزا محدود سد قوسی بتنی

به منظور بررسی صحت مدل های هندسی و تحلیلی ارائه شده در این مطالعه برای سدها بتنی دو قوسی و تایید فرضیات انتخابی، سد دو قوسی ماروپوینت [۲۴] که در ۲۶۳ کیلومتر جنوب شرق دنور، کلورادو واقع شده است، شبیه ساز میشود. مطابق شکل ارتفاع سازه سد ۱۴۱/۷ متر است و طول تاج آن ۲۱۹ متر میباشد. ضخامت سد از ۳/۷ متر در تاج تا ۱۶ متر در پای آن متغیر است. همچنین حجم بتن مصرفی سازه سد ۲۷۲۶۰ متر مکعب است. سد ماروپوینت یک سد متقارن است، فونداسیون سد انعطافپذیر در نظر گرفته شده است. انعطافپذیر فونداسیون اثر مهم در پاسخ لرزه ای سدها قوسی دارد. در اکثر سطح آب مخزن ۱۴۱/۷ متر در نظر گرفته شده است [۲۵].

بارهای اعمالی شامل: وزن سد قوسی بتنی، نیروی هیدرواستاتیک روی وجه بالادست سد، نیروی هیدرودینامیک (زلزله) بصورت سه مولفه (دو مولفه آن افقی و یک مولفه آن عمود) در سطح فونداسیون- سد می باشند. مشخصات مصالح مورد استفاده نیز در جدول بیان شده است.



شکل (۱): نمونه ای از سد قوسی [۲۶].



جدول (۱): مشخصات هندسی بدنه سد ماروپوینت [۲۶]

y (feet)	$T_u$ (feet)	$T_d$ (feet)	$R_u$ (feet)	$R_d$ (feet)	$\theta$ (degree)
465	0	12	375	363	56.2
372	28.9	6.4	352.8	316.1	47.85
279	46.3	0.8	324.9	258	39.5
186	52.9	-2.6	296.5	210.8	33
93	49	2.7	266.7	171.3	26.5
0	34.4	17.2	234.8	136.6	13.25

تحلیل مدل های بدون مخزن

#### مصالح خطی

پنج فرکانس ارتعاشی اول مدل های بدون مخزن در جدول ۲ ارائه شده است. همانطور که مشخص می باشد فرکانس های سد با افزایش تعداد درزهای انقباضی در بدنه سد کاهش می یابد. برای محاسبه ضرایب رایلی از فرکانس مودهای اول و پنجم استفاده شده است. در دو ستون انتهایی جدول فوق ضرایب رایلی ارائه شده است.

جدول ۲: فرکانس های ارتعاشی مدل های بدون مخزن در تحلیل مودال

$\beta$	$\alpha$	مود پنجم	مود چهارم	مود سوم	مود دوم	مود اول	تحلیل
0.001343	1.627186	6.6807	6.2129	3.9959	3.8226	3.8226	C1
0.001361	1.607263	6.6379	6.1739	3.9775	3.7787	3.7787	C2
0.001383	1.580872	6.5340	6.0998	3.9287	3.7149	3.7149	C3

مقادیر تغییر مکان های نقاط شاخص تاج سد در انتهای تحلیل استاتیکی در جدول (۲) آورده شده است.

مولفه  $U_x$  در راستای عرضی، مولفه  $U_y$  در راستای جریان و مولفه  $U_z$  در راستای قائم می باشد. مقادیر مثبت  $U_y$  نشان دهنده تغییر شکل به سمت بالا دست سد و مقادیر منفی نشان دهنده تغییر شکل به سمت پائین دست سد می باشد. مقدار تغییر مکان در راستای عرضی در گره میانی تاج سد به علت تقارن برابر با صفر می باشد ولی این امر در گره ربع تاج سد



صادق نخواهد بود. مطابق جدول، تغییر شکل ها محدود و کوچک می باشد بطوریکه بیشینه تغییر مکان تاج سد در راستای جریان در مدل  $3^C$  و با مقدار 1.18 سانتیمتر بوقوع پیوسته است. همچنین با افزایش تعداد درزها در بدنه سد مقادیر تغییر شکل ها افزایش یافته است [۲۷].

جدول ۳: تغییر مکان نقاط شاخص تاج سد در تحلیل استاتیکی مدل های بدون مخزن - مصالح خطی (میلیمتر) [۲۸]

تغییر مکان تاج سد		مولفه تغییر مکان	تحلیل
گره ربع	گره میانی		
-2.4	0.0	Ux	C1
1.2	4.2	Uy	
-3.9	-5.5	Uz	
-2.7	-	Ux	C2
0.8	4.4	Uy	
-4.0	-6.0	Uz	
-1.2	-	Ux	C3
10.3	11.8	Uy	
-7.7	-8.9	Uz	





## پانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

مقادیر بیشینه تنش های اصلی بدنه سد در انتهای بارگذاری استاتیکی در جدول ارائه شده است. همانطور که مشخص می باشد با افزایش تعداد درزها به علت وجود بازشدگی درزها، تنش کششی در تراز فوقانی سد که محل پیک تنش است دچار تغییراتی شده است. در حالت  $2^C$  چون تنها یک درز وجود دارد بنابراین به لحاظ باز شدن تنها این درز در مقطع مرکزی سد، تاج سد دچار کشش بیشتری نسبت به مدل سه درزه شده است ولی در حالت بعدی به علت وجود پتانسیل بازشدگی درز ربع تاج سد (نزدیک تکیه گاه)، تنش کششی رها شده و مشابه رفتار سد با در نظر گرفتن مراحل ساخت سد عمل می کند. بطوریکه در مدل  $3^C$  نسبت به مدل خطی، تنش کششی کاهشی حدوداً برابر با  $0/44$  داشته است. از طرفی همانطور که در جدول فوق قابل مشاهده است در تحلیل استاتیکی، عملکرد درزهای انقباضی در بدنه سد باعث رشد تنش های فشاری شده است بطوریکه حداکثر تنش فشاری در مدل  $2^C$  و  $3^C$  نسبت به مدل خطی به ترتیب، افزایشی برابر با  $0/12$  و  $0/90$  داشته است [۲۹].

### جدول ۴: حداکثر تنشهای اصلی در تحلیل استاتیکی مدل های بدون مخزن - مصالح خطی (مگاپاسکال) [۲۹]

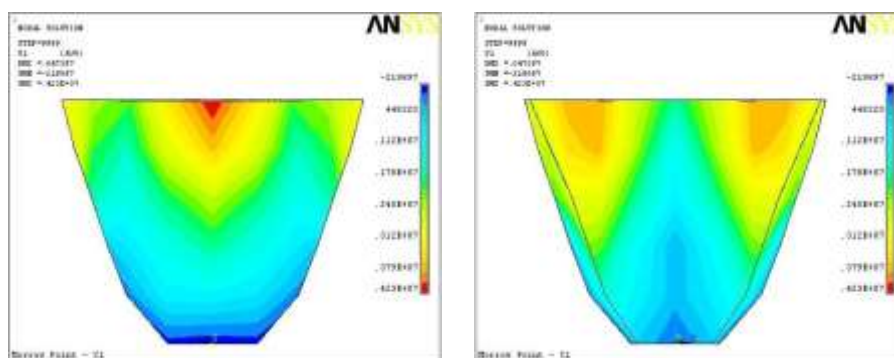
تحلیل	S1(max)	S3(max)
C1	1.21	-2.23
C2	1.23	-2.49
C3	0.68	-4.24

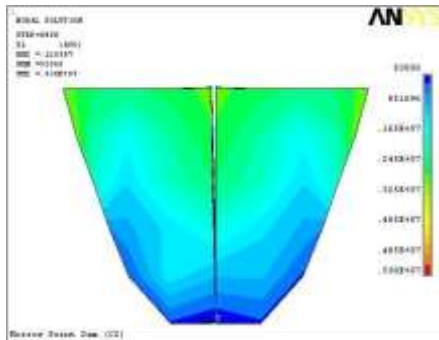
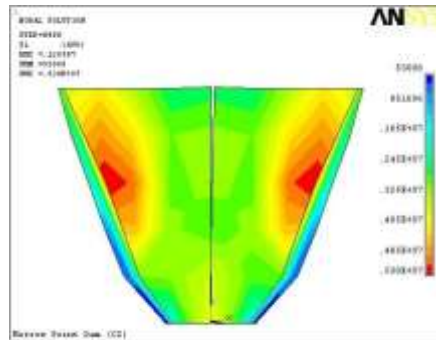
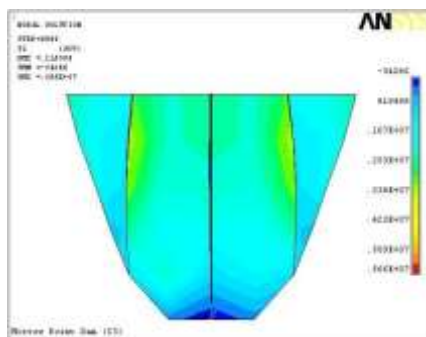
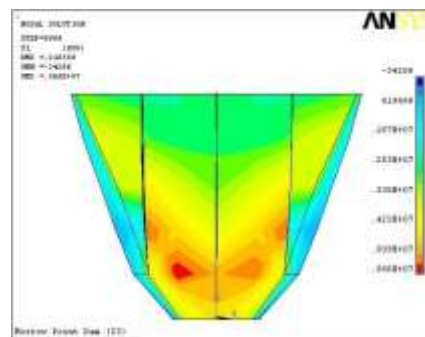
سپس مدل های فوق، تحت بارگذاری دینامیکی زلزله در راستای جریان تحلیل گردیدند. مقادیر حداکثر و حداقل تنش های اصلی در تحلیل تاریخچه زمانی در جدول ارائه شده است. پوش تنشهای اصلی ماکزیمم و مینیمم ترسیم شده است. با مقایسه مدل های 1C تا 3C میتوان نتیجه گیری نمود که با افزایش تعداد درزهای انقباضی در بدنه سد شاهد رشد تنش های فشاری خواهیم بود. همچنین کاهش محسوسی در تنشهای کششی بخش نشیمنگاه در بالادست سد رخ نداده و حتی در جاهایی افزایش نیز یافته است لذا میبایستی با مکانیزم دیگری مانند مدلسازی درزهای پیرامونی، سطح تنش های کششی نزدیک پی را محدود نمود. می توان مشاهده نمود که با افزایش تعداد درزهای انقباضی در بدنه سد، تنش کششی ماکزیمم در تراز فوقانی تاج سد کاهش یافته و به ترازهای میانی منتقل میشود [۳۰].

جدول ۵: حداکثر و حداقل تنش های اصلی در تحلیل دینامیکی مدل های بدون مخزن مصالح خطی (مگاپاسکال) [۳۰]

تنش اصلی مینیمم		تنش اصلی ماکزیمم		موقعیت	تحلیل
پائین دست	بالادست	پائین دست	بالادست		
-4.60	-6.00	4.00	4.23	فوقانی	C1
-1.20	-3.12	0.80	0.50	نشیمنگاه	
-6.20	-8.66	4.85	3.25	فوقانی	C2
-1.48	-6.50	4.05	0.90	نشیمنگاه	
-6.30	-8.80	3.40	3.00	فوقانی	C3
-2.40	-10.00	4.70	0.10	نشیمنگاه	

شکل ۲: پوش تنش اصلی ماکزیمم در مدل های بدون مخزن - مصالح خطی (پاسکال) [۳۱].



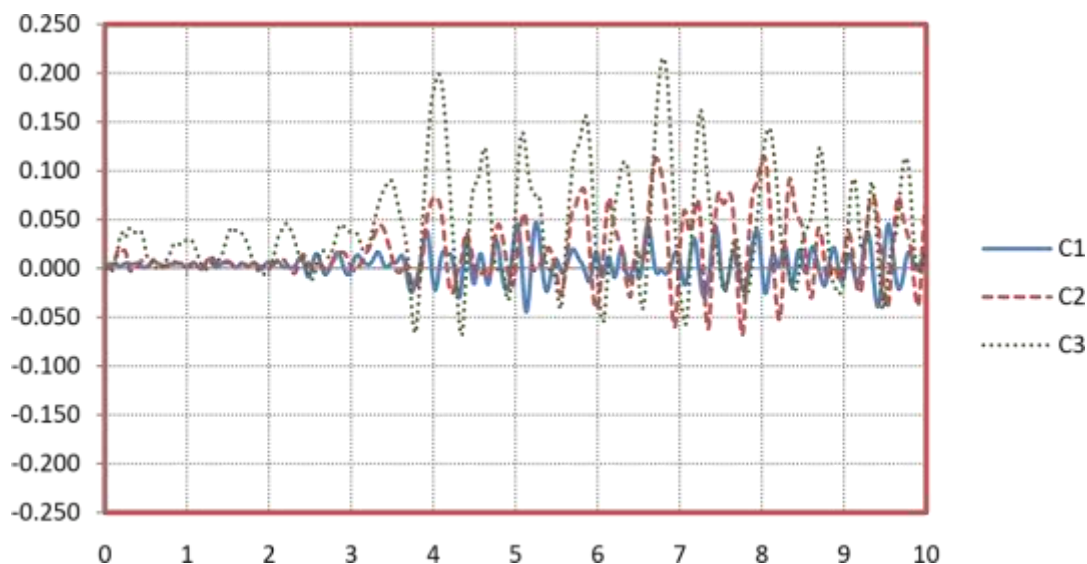
ب) مدل 1<sup>c</sup> - بالادستالف) مدل 1<sup>c</sup> - دست پائینت) مدل 2<sup>c</sup> - بالادستپ) مدل 2<sup>c</sup> - دست پائینج) مدل 3<sup>c</sup> - بالادستث) مدل 3<sup>c</sup> - دست پائین

در جدول (۶)، حداکثر تغییر مکان گره میانی تاج سد نسبت به حالت خطی 1<sup>c</sup> (بدون درز) مقایسه شده است. همانطور که مشخص است در همه حالات میزان تغییر شکل ها کوچک و محدود است. این امر در شکل نیز مشخص می باشد که این تغییر شکل های محدود سد نشان دهنده پایداری سازه می باشد [۳۲].

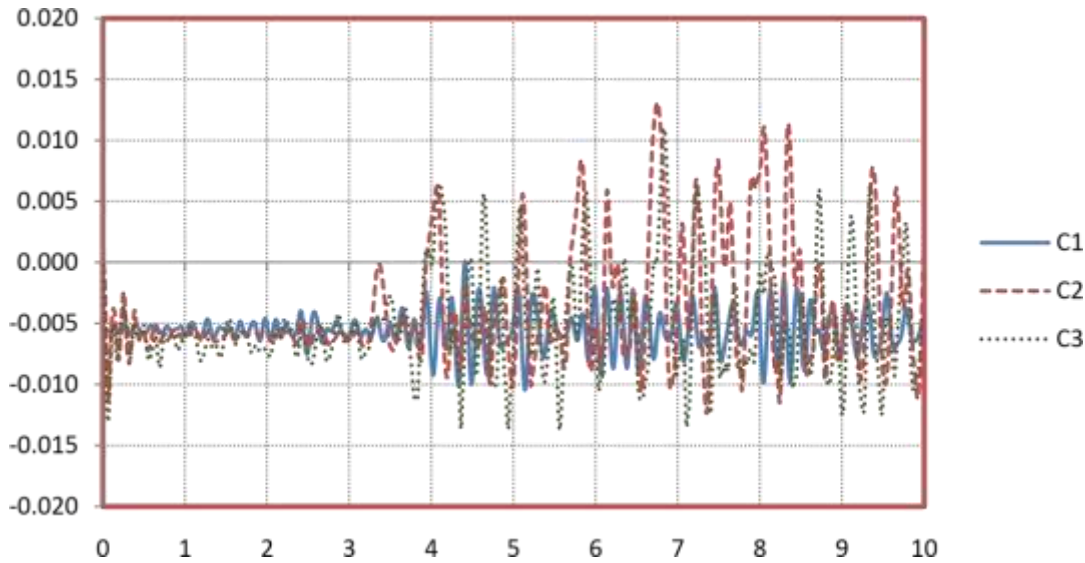
از طرفی میزان تغییر شکل ها با افزایش تعداد درزها نیز افزایش یافته است. تغییر مکان گره میانی تاج سد در راستای جریان در حالت خطی (1<sup>c</sup>) برابر با 47.1 میلیمتر به سمت بالادست است در حالیکه این مقدار در مدل شامل یک درز (2<sup>c</sup>) برابر با 114.4 میلیمتر و در مدل شامل سه درز (3<sup>c</sup>) برابر با 215.3 میلیمتر به سمت بالادست شده است. یعنی مدل شامل یک درز افزایش 143 درصدی نسبت به مدل بدون درز و مدل شامل 3 درز افزایش 88 درصدی نسبت به مدل یک درز داشته است. این افزایش قابل توجه تغییر مکان تاج سد نسبت به مدل خطی، نشان از نرمتر شدن رفتار سازه میباشد که ناشی از اثر باز و بسته شدن درزهای انقباض است. این افزایش مخصوصا در مدل های بدون مخزن، به علت عدم وجود فشارهای ناشی از مخزن، مقدار بیشتری دارد.

جدول ۶: حداکثر و حداقل تغییر مکان نقاط شاخص تاج سد در مدل های بدون مخزن - مصالح خطی  
(میلیمتر) [۳۳]

تغییر مکان گره ربع تاج سد		تغییر مکان گره میانی تاج سد		مولفه تغییر مکان	تحلیل
بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه		
3.3	-8.2	0.0	0.0	Ux	C1
13.2	-8.6	47.1	-44.3	Uy	
-2.1	-6.2	0.1	-10.5	Uz	
14.1	-9.9	0.9	-32.1	Ux	C2
34.2	-15.7	114.4	-68.6	Uy	
-0.2	-6.4	13.1	-12.4	Uz	
9.8	-36.2	1.0	-12.4	Ux	C3
61.5	-18.8	215.3	-68.6	Uy	
3.0	-8.2	11.0	-13.7	Uz	



الف) در راستای جریان (UY)



ب) در راستای قائم (UZ)

شکل ۳: تاریخچه زمانی جابجایی گره میانی تاج سد در مدل های مخزن خالی - مصالح خطی (متر) [۳۴]

از مشاهده جدول فوق و مقایسه مقادیر بازشدگی درزهای انقباضی می توان چنین نتیجه گرفت که با زیادتر شدن تعداد درزها در مدل، بازشدگی درزها کاهش می یابد. از طرفی مشخص می باشد که بازشدگی درز واقع در ربع تاج سد نسبت به درز میانی بیشتر می باشد.

### نتیجه گیری

سدهای بتنی قوسی از جمله سازه هایی هستند که با توجه به فاجعه آمیز بودن شکست احتمالی آنها، ارزیابی مستمر ایمنی آنها اهمیت فراوان دارد. طراحی بسیاری از سدهای ساخته شده در سده اخیر، براساس فرضیات ساده کننده های بنا گردیده که امروزه با پیشرفت دانش بشری، اعتبار آنها زیر سوال است. بعلاوه امکانات سخت افزاری و نرم افزاری موجود نیز اجازه انجام تحلیل های پیچیده عددی با احتساب رفتارهای غیرخطی پیچیده و های اندرکنش با محیط های آب و پی را نمیداده است. از این رو در ارزیابی ایمنی سدهای موجود و تحلیل و طراحی سدهای جدید، بررسی رفتار واقعی سد در طی زلزله نیاز



## پانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

اساسی به تحلیل های پیچیده با احتساب اندرکنش های محیطی با مخزن و مدل سازی رفتارهای غیرخطی این سازه ها دارد. در گزارش مرکز تحقیقات ملی آمریکا اظهار شده است که ادامه تحقیقات بر روی رفتار غیرخطی سدهای بتنی چه از نظر مدل های ریاضی و عددی و چه از لحاظ مدل های آزمایشگاهی از اهمیت فراوانی برخوردار است. مطالعات درباره این سازه ها در دهه های اخیر رشد چشمگیری داشته است. با این وجود به علت پیچیدگی ذاتی سدهای بتنی قوسی، هنوز ابهامات زیادی وجود دارند که بایستی مورد توجه بیشتری قرار گیرند. این ابهامات بیشتر در ارتباط با مسائل غیرخطی مرتبط با این سدها میباشد.

ایمنی و پایداری سدها در مقابل زلزله با توجه به شرایط زمین شناسی و تکتونیکی منطقه از موارد مهم طراحی سدها محسوب می شود. زلزله ها شاید از عمده ترین پدیده های تاثیر گذار بر روی سازه ها می باشد و مهندسان، معیارهای طراحی را در راستای مقابله با اثرات آن بکار می گیرند. ما به ارزیابی دوباره ایمنی لرزه ای سدهای موجود و ترمیم و مقاوم سازی آنها در صورت ضرورت، نیاز داریم. لذا آنالیز دینامیکی غیرخطی در حال حاضر ابزاری برای بررسی ایمنی لرزه ای سدهای بتنی وزنی می باشد که در سالهای اخیر استفاده از آنها لازم دانسته شده است. از جمله اثرات زلزله در سدها، ایجاد ترک در آنهاست که می تواند خطرناک باشد، طوریکه پایداری سد را به خطر بیندازد.

هدف اصلی از این مقاله واکنش سدهای بتنی قوسی در برابر زلزله، شاخص های آسیب محلی به منظور مطالعه تاثیر پس لرزه ای قوی روش آسیب انباشته شده در سد قوسی بتنی هستند. در این مقاله جهت مدل سازی سد قوسی بتنی از نرم افزار ANSYS و قابلیت این نرم افزار استفاده گردید و نتایج زیر حاصل شد:

نتایج نشان میدهد که در طراحی سدها باید اثرات پس لرزه ها در نظر گرفته شود. به منظور بررسی دقیقتر رفتار لرزه ای سد های بتنی قوسی در هنگام وقوع زمین لرزه در این تحقیق رفتار مصالح بتنی بدنه سد غیرخطی فرض شده و همچنین درز های انقباض و آثار ناشی از آنها در هنگام زلزله بر پاسخ لرزه ای سد های بتنی قوسی مطالعه شده است. در این تحقیق برای مدلسازی سد و مخزن از نرم- افزار اجزا محدود ANSYS نسخه 12 استفاده گردید.

در نرم افزار ANSYS روش های مختلفی برای حل مسائل تماس وجود دارد که در تحلیل های انجام یافته از روش ضرائب لاگرانژ بهبود یافته استفاده شده است. این روش مجموعه ای از سعی و خطاها به روش جریمه می باشد که به این ترتیب تنش های فشاری و اصطکاکی چنان بر آورد میگردند که میزان نفوذ از مقدار مجاز کمتر شود.

در کلیه مدلها تغییر شکل های محدود (شامل تغییر مکان نقاط شاخص تاج و بازشدگی درزها) نشان دهنده پایداری سازه می باشد.

بازشدگی درزهای انقباض اثر قابل ملاحظه ای بر مقادیر تنش های کششی بخصوص در بخش- های فوقانی سد دارد.

در صورتیکه مخزن سد خالی باشد به لحاظ حذف فشارهای آب، حرکت ارتعاشی سد به سمت بالادست راحت تر صورت گرفته و در نتیجه فرکانس ارتعاشی و میزان تغییر مکان به سمت بالادست افزایش قابل ملاحظه ای می یابد.

### منابع و ماخذ:

An internet site available from: [http://www.simsience.org/cracks/intermediate/arch\\_anat1.html](http://www.simsience.org/cracks/intermediate/arch_anat1.html), 2009. [۱]



- Sherong. Zhang, Gaohui. Wang n, S a. Wenqi, "Damage evaluation of concrete gravity dams under mainshock–aftershock seismic sequences", 2013 [۲]
- H.M. Westergaad, "Water pressure on dams during earthquakes", Transaction, ASCE, vol. 98, pp. 418-427, 1933. [۳]
- A. K. Chopra, "Hydrodynamic pressure on dams during earthquakes", *Journal of engineering, mechanics division*, 93, pp 205-223, 1967. [۴]
- A. K. Chopra, "Earthquake behavior of reservoir-dam systems", *Journal of engineering, mechanics division*, 94, pp 1475-1500, 1968. [۵]
- SA. Mahin, "Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes", In: *Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering*, Istanbul; 677– 80, 1980. [۶]
- M. Fragiaco, C. Amadio, and L. Macorini, "Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions", *Engineering Structures*, 26(13): 2021– 35, 2004. [۷]
- D. Loulelis, GD. Hatzigeorgiou, and DE. Beskos, "Moment resisting steel frames under repeated earthquakes", *Earthquakes and Structures*, 3(3):231–48, 2012. [۸]
- J. Ruiz-García, JC. Negrete-Manriquez, "Evaluation of drift demands in existing steel mainshock–near-fault and far-field frames under as-recorded aftershock seismic sequences", *Engineering Structures*, 33(2):621–34, 2011. [۹]
- GD. Hatzigeorgiou, DE. Beskos, "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes", *Engineering Structures*, 31(11): 2744–55, 2009. [۱۰]
- Q. Li, BR. Ellingwood, "Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock sequences", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(3):405–27, 2007. [۱۱]
- P. Taheri, "Bubble dynamics simulation of underwater explosion", *Master's thesis*, Tarbiat Modares University, Faculty of Engineering, Department of Mechanical Engineering - Department of Energy Conversion, 1380. [۱۲]
- S. Kucukarslan, B.Coskun, and B. Taski, "Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects", *Journal of Fluids and Structures* 20(8): 10731084, 2005. [۱۳]
- O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor, "*The Finite Element Method*", Volume 1: the basic, fifth edition, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2000. [۱۴]
- J.F. Hall, A.K. Chopra, "Dynamic analysis of arch dams including hydrodynamic effects", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* 109(1): 149-167, 1983. [۱۵]
- A. Aftabi Sani, V. Lotfi, "Linear dynamic analysis of arch dams utilizing modified efficient fluid hyper-element", *Engineering Structures* 29(10): 2654-2661, 2007. [۱۶]
- K. J. Bathe, "Finite Element Procedures", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1996. [۱۷]

[18] طبر، م. م؛ شبانی، م؛ "آنالیز مودال سد ها بتنی قوسی به روش المان محدود، مطالعه مورد: سد ماروپوینت"، اولین همایش سراسر توسعه محور مهندسی عمران، معمار، برق و مکانیک ایران، دانشگاه گلستان، 1393.



- [19] فدائی تهرانی، محمدرضا، رحیم زاده رفوئی، فیاض، "بررسی تاثیر پارامتر جرم پی بر پاسخ لرزه ای سد های بتنی قوسی سدهای بتنی قوسی"، پایان نامه کارشناسی ارشد صنعتی شریف، تهران، 1384.
- [20] KL. Fok, AK. Chopra, "Earthquake analysis of arch dams including dam–water interaction reservoir boundary absorption and foundation flexibility". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 14: 155–84, 1986.
- [21] ST. Mau, S. Wang, "Arch dam system identification using vibration test data", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18: 491–505, 1989.
- [22] KL. Fok, AK. Chopra, "Frequency response functions for arch dams: hydrodynamic and foundation flexibility effects", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14: 769–95, 1986.
- [23] DT. Lau, B. Noruziaan, AG. Razaqpur, "Modeling of contraction joint and shear sliding effects on earthquake response of arch dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27:1013–29, 1998.
- [24] O. Maeso, JJ. Anzarez, J. Dominguez, "Three-dimensional models of reservoir sediment and effects on the seismic response of arch dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33:1103–23, 2004.
- [25] O. Maeso, J. Dominguez, "Earthquake analysis of arch dams. I: Dam–foundation interaction", *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 119:496–512, 1993.
- [26] J. Lubliner, J. Oliver, and S. Oller, and O n ate E, "A plastic—damage model for concrete", *International Journal of Solids and Structures*, 25(3):299–326, 1989.
- [27] J. Lee, GL. Fenves, "Plastic—damage model for cyclic loading of concrete structures", *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8):892–900, 1998.
- [28] D. Krajcinovic, "Continuum damage mechanics", *Applied Mechanics Reviews*, 37(1):1–6, 1984.
- [29] JM. Mazars, G. Pijaudier-Cabot, "Continuum damage theory—application to concrete", *Journal of Engineering Mechanics*, 115(2):345–65, 1989.
- [30] A. Dragon, Z. Mro ´ z, "A continuum model for plastic-brittle behavior of rock and concrete", *International Journal of Engineering Science*, 17(2):121–37, 1979.
- [31] S. Murakami, N. Ohno, "A continuum theory of creep and creep damage", In: *Proceedings of the third IUTAM symposium on creep in structures. Berlin: Springer*, p. 422–44, .1891
- [32] M. Cervera, J. Oliver, R. Faria, "Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24(9):1225–45, 1995.
- [33] M. Cervera, J. Oliver, O. Manzoli, "A rate-dependent isotropic damage model for the seismic analysis of concrete dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(9):987–1010, 1996.
- [34] M. Yazdchi, N. Khalili, and S. Valliappan, "Non-linear seismic behaviour of concrete gravity dams using coupled finite element–boundary element technique", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 44:



Archive



پانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست



101-30, 1999.