

بررسی الگوی آسیب در سدهای بتنی وزنی تحت اثر زلزله های میدان دور و نزدیک

بابک امین نژاد

گروه مهندسی عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی؛ رودهن، ایران
Babak1409@yahoo.com

احمدرضا رحیمی

گروه مهندسی عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی؛ رودهن، ایران
Aminnejad@riau.ac.ir

چکیده:

بررسی ایمنی سدهای بتنی وزنی به خصوص در شرایط بارگذاری شدید همانند زمین لرزه در مقیاس MCL همواره موجب نگرانی عمده بوده و بررسی رفتار غیرخطی این سازه ها با احتساب اندرکنشهای مختلف با آب و پی نیازمند مطالعات بیشتری است. ماهیت و نحوه اعمال نیرو در رکوردهای میدان دور و نزدیک زلزله بر سازه ها متفاوت است. در این مقاله، دو رکورد میدان نزدیک و دو رکورد میدان دور برای تحلیلها انتخاب شده اند. دو رکورد میدان دور انتخاب شده بر اساس حداکثر شتاب افقی به رکورد میدان نزدیک متناظر مقیاس شده اند. سد کوینا به عنوان مطالعه موردی انتخاب شده است. برای بدست آوردن طول ترک با استفاده از تحلیل استاتیکی ابتدا یک طولی برای ترک در پاشنه سد فرض شده و افزایش طول ترک تا جایی در نظر گرفته می شود که تنش کششی انتهای ترک از تنش کششی مجاز بتن مصرفی کمتر شود. برای المان بندی بدنه سد با استفاده از نرم افزار ANSYS از المان هشت گرهی PLAN183 استفاده شده است آنالیز دینامیکی غیرخطی در حال حاضر ابزاری برای بررسی ایمنی لرزه های سدهای بتنی وزنی می باشد که در این مقاله تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی تحت اثر پنج زلزله مختلف با PGA و محتوای فرکانسی متفاوت انجام شده و اندرکنش دینامیکی سد و دریاچه با روش جرم افزوده مدل شده است.

کلمات کلیدی: سد بتنی وزنی-سد کوینا- زلزله دور و نزدیک- نرم افزار ANSYS

عموماً سدهای بتنی به صورت سیستم بلوکهای بتنی غیرمسلح و یکپارچه که به وسیله درزهای ساختمانی از یکدیگر جدا شده اند، احداث میشوند. به دلیل مقاومت کششی ضعیف بتن اغلب از همان ابتدا سدهای بتنی با مساله ترک خوردگی مواجه هستند. ترکهایی که در عمق بدنه سد نفوذ می کنند، اثرات قابل توجهی در کاهش سختی و توان باربری سد دارند. از عوامل مهم بوجود آمدن و رشد اینگونه از ترکها وجود تنشهای کششی ممتد در فصل مشترک بلوکهای یکپارچه است. این تنشهای کششی می تواند ناشی از شکل بهینه نشده سد، روشهای ساخت، زیاد شدن طول پیش آمدگی در هنگام ساخت سد، فشارهای هیدرواستاتیک، نشستهای ناهمسان در پی و زمین لرزه باشد. از دیگر موارد بروز تنشهای کششی می توان از اختلاف درجه حرارت بین وجوه بالادست- پایین دست سد و تغییر وضعیت مصالح به جهت واکنشهای شیمیایی سنگدانه ها نام برد در یک مدل کامل می بایست به وضعیت و جهت درزه در پی نیز توجه نمود.

در هنگام ساخت سد و همچنین زمان بهره برداری از سد به این نکته توجه داشت که تنشهای کششی از حد متعارف تجاوز نمایند و هیچگونه ترک سازه ایی مهمی در سد ایجاد نگردد. البته رعایت موارد فوق در هنگام زلزله های شدید بسیار مشکل و غیراقتصادی است. نوع دیگر از ترکهای احتمالی در سدهای بتنی، در محل اتصال بدنه و پی بوجود می آید و از آنجاییکه نیروهای هیدرواستاتیکی در محل تکیه گاههای سد ایجاد فشار می کنند و نیروهای فشاری معمولاً با خروج از مرکزیت همراه هستند، لذا لنگرهای قابل ملاحظه ای به سنگ تکیه گاه وارد می شود و نهایتاً باعث ایجاد تنشهای کششی قابل توجهی در محل اتصال بدنه و پی می شود. بطوریکه اگر سختی قوس در ترازهای فوقانی به قدر کافی بزرگ نباشد، عملکرد کنسول ممکن است موجب بروز کششی بیش از حد مجاز در پی گردد. برای سدهایی که شکل آنها بهینه نشده باشد، تنشهای کششی بوجود آمده از مقاومت کششی بتن بیشتر می شود و ضمن ایجاد ترک در محل تماس بدنه سد و شالوده سنگی نواحی ضعیف شده ای در این محلها بوجود می آید که از نقطه نظر طراحی مطلوب نبوده و ممکن است از نظر پایداری برای سد مساله ساز باشد. از طرف دیگر رفتار غیرخطی سدهای بتنی جدید در ارتباط با گشودگی درزها و ترکها یک پدیده بسیار مهم به ویژه در دره های با دهانه وسیع به شمار می رود. این رفتار را می توان سودمند به حساب آورد. زیرا تحلیل غیرخطی موجب می شود که تنشهای کششی به صورت موضعی آزاد شوند لذا محسوب نمودن رفتار و مکانیزم غیرخطی بازشدگی ترکها به واقعیت نزدیکتر بوده و در آنالیز ایمنی سدهای بتنی دارای اهمیت فراوان می باشد.

Ghobarah و Ghaemian با استفاده از مدل ترک اندود و ضابطه مکانیک شکست غیرخطی، سد سفیدرود و پایین فلت را با احتساب اندرکنش سد و مخزن به روش نوسانی تحلیل کردند و نتایج را با روش جرم افزوده مقایسه نمودند. Zhang و Ohamachi ترک خوردگی سدهای وزنی را مطالعه کردند. در این مطالعه از مدل ترک پخشی استفاده شده است. مخزن با ایده جرم افزوده وسترگارد مدل شده است. Mirzabozorg از روش ترک چرخشی سه بعدی برای تحلیل سد ماروپوینت استفاده کرد. Ghrib و Tinawi و Ghrib و Tinawi شکست لرزهای سدهای وزنی را با استفاده از ایده مکانیسم آسیب پیوسته ارائه کردند. در مدل تنها یک متغیر آسیب کششی در نظر گرفته شده است. Cevara و Olivier یک متدولوژی عمومی برای تحلیل سدهای بتنی بزرگ تحت تحریک لرزهای ارائه کردند رفتار مکانیکی بتن با استفاده از یک مدل آسیب ایزوتروپیک که برای هر دو آسیب کششی و فشاری کاربردی است، مدل میشود. Faria و همکاران در چارچوب مکانیک آسیب پیوسته یک مدل بتن غیرمسلح ارائه کردند که عمدتاً برای تحلیل سدهای وزنی و قوسی کاربرد دارد. دو متغیر آسیب فشاری و کششی در این مدل لحاظ شده است. Fenves و Lee یک مدل آسیب پلاستیک برای بارگذاری دوره ای بتن برای تحلیل سدهای بتنی ارائه کردند.

Mirzabozorg از یک مدل آسیب پیوسته برای تحلیل سه بعدی دینامیکی سدهای بتنی استفاده کرد. نشان داده شد که پروفیلهای ترک حاصل از مدل آسیب پیوسته موضعی تراز پروفیل های ترک حاصل از مدل ترک پخشی بوده و همچنین این مدل ها دارای عملکرد نرم تری میباشند. رحیم زاده پاسخ لرزهای سدهای بتنی قوسی تحت اثر

زلزله‌های میدان دور و نزدیک را بررسی نمود. Maniatakis و همکاران معیارهای تعیین رکوردهای زلزله میدان نزدیک از بین رکوردهای ثبت شده یونان در فاصله سال 1975 الی 1999 به کار برده اند.

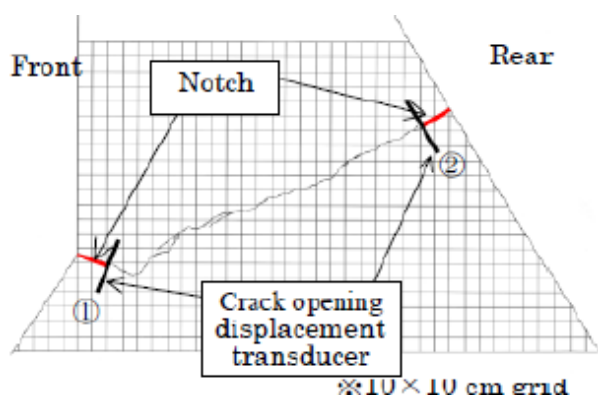
اولین تحلیل غیرخطی FE توسط Pal بر روی سدهای بتنی وزنی انجام شد. در این مطالعه سد Koyna بدون در نظر گرفتن اثر دریاچه و با فرض پی صلب با استفاده از مدل ترک پخش شده برای مدل سازی پیشرفت ترک با معیار مقاومت شکست مصالح مورد بررسی قرار گرفته است. از مطالعاتی که در آن از مدل ترک Discrete بهره گرفته شده است می توان به کار ارائه شده توسط Tinawi و Guizani در سال ۱۹۹۴ اشاره کرد که در آن اثر فشار هیدرودینامیک داخل ترک بر روی پاسخ لرزه ای سدهای بتنی بررسی شده است.

Fletrin و همکارانش سد pineflat را با مدل ترک Discrete بررسی کردند. در این تحقیق، برای گسترش ترک از مدل ترک موهومی Hillerborg، استفاده شده است. دریاچه با المان های مرزی مدل شده است و برای مدل کردن اثر قفل شدگی دانه های بین دو المان جدا شده، استفاده شده است. در این مطالعه، از مدل ترک DSiscrete با معیار NLFM، پروفیل های ترک موضعی را در بدنه سد ایجاد کرده است.

در سال ۲۰۰۶ مقاله ای با عنوان بررسی پدیده ترک در سازه های بتنی غیرمسلح برای ارزیابی لرزه ای سدهای بتنی توسط Sakamoto و همکارانش ارائه شد که در این مقاله غیرخطی سدهای بتنی با استفاده از مدل ترک پخش شده انجام شده است.

در سال ۲۰۰۷ ارزیابی ترکهای کششی در سدهای بتنی به وسیله آزمایش میز لرزه و تحلیل های غیرخطی FEM با مدل ترک پخش شده توسط Ymaguchi و همکاران انجام شد. در این مطالعه آزمایش های میز لرزه برای بررسی اثر ترکها روی رفتار دینامیکی سازه های بتنی غیرمسلح اجرا شده است و همچنین یک تحلیل عددی انجام شده است.

در سال ۲۰۰۸ Q.Cai و همکارانش گسیختگی در سدهای وزنی را با اجزای محدود مدل سازی کردند. در سال ۲۰۰۸ علیرضا لهراسی و عطار نژاد رشد ترک در سد بتنی وزنی را با روش ترک مجزا مورد بررسی قرار دادند آنها نشان دادند که روش ترک مجزا می تواند یک نمایش واقعی از وقوع ترک و بازشدگی آن باشد.



شکل ۲: نحوه وقوع ترک در مدل در مقیاس بزرگ



شکل ۱: تصویر مدل سد در مقیاس بزرگ

از اهداف و ضرورت تحقیق، می توان گفته که؛ با توجه به هزینه سنگین ایجاد سدها، بررسی و ارزیابی آسیب پذیری سدهای ترک خورده ضروری است. عموماً سدهای بتنی بصورت سیستم بلوکهای بتنی غیرمسلح و یکپارچه که به وسیله درزهای ساختمانی از یکدیگر جدا شده اند، احداث می شوند. به دلیل مقاومت کششی ضعیف بتن اغلب از

همان ابتدا سدهای بتنی با مساله ترک خوردگی مواجه هستند هدف از این مطالعه، تحقیق درباره پایداری سدهای وزنی بتنی ترک خورده تحت اثر زمین لرزه دور و نزدیک میباشد. از جمله فرضیات این تحقیق اینکه؛ در تحلیلها؛ پی سد صلب فرض شده و اندرکنش دینامیکی سد و مخزن لحاظ می شود. در بارگذاری رفتار مصالح تشکیل دهنده سد، الاستیک خطی فرض می شود. همچنین یک طولی در پاشنه سد بعنوان ترک فرض می گردد.

مدلسازی اندرکنش آب و سازه: معادله حاکم بر توزیع فشار هیدروپنماتیکی در محیط سیال برای مسأله

اندرکنش سد و مخزن، معادله موج (معادله هلم هولتز) میباشد: (مرجع ۱۹)

$$\nabla^2 p = \frac{1 \cdot \partial^2 p}{c^2 \cdot \partial t^2} \quad (1)$$

در این رابطه: ρ دانسیته سیال، p فشار سیال، c سرعت صوت می باشد. شرایط مرزی حل معادله فوق برای مسأله اندرکنش سد و مخزن عبارتند از: شرط مرزی برای سطح آزاد:

$$[p]y = n = 0 \quad (2)$$

شرط مرزی سامرفیلد برای مرز دور:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{1 \cdot \partial p}{c \cdot \partial t} \quad (3)$$

شرط مرزی جذب پاره ای امواج در بستر و تکیه گاهها:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \vartheta_{gn} - \frac{1}{\beta c} * \frac{\partial p}{\partial t} \quad \beta = \frac{\rho b + c_p}{pc} \quad (4)$$

و شرط مرزی اندرکنش:

$$\rho a_{ns} = -\frac{\partial p}{\partial n} \quad (5)$$

در روابط فوق h , vg , ρb , ρ , n , Cb , β به ترتیب عمق مخزن، مؤلفه قائم شتاب زمین، جرم واحد حجم مصالح بستر، جرم واحد حجم آب، بردار نرمال بر سطح، سرعت صوت در سنگ پی و نسبت امپدانس صوتی مخزن به امپدانس صوتی سنگ پی میباشد. برای حل معادلات اندرکنشی آب و سازه از روش حل نوسانی و المان 8 گرهی اویلری استفاده می گردد.

روش اجرای تحقیق

مهمترین مرحله در تحلیل سازه ها به روش المانهای محدود، ایجاد مدل متشکل از عناصر مجزایی است که معادل سازه پیوسته واقعی باشد. برای این منظور به مدلسازی سد کوینا پرداخته می شود. سد کوینا در کشور هندوستان بر روی رودخانه کوینا ساخته شده است. هدف اصلی این سد تامین آب منطقه غرب ماهار اشترا بوده، دریاچه یا مخزن سد با حجم آب ۲۷۹۷۴۰۰۰۰ مترمکعب و همچنین دارای نیروگاه برق آبی که دارای ۱۸ توربین KW ۱۹۲۰ برق می باشد. سد بتنی وزنی کوینا با طول ۸۵۰ متر واقع در هندوستان در سال ۱۹۶۷ تحت زلزله کوینا با شدت ۶٫۵ ریشتر قرار گرفت که صدمات زیادی در بلندترین بلوک آن با ارتفاع ۱۰۳ متر ایجاد شد. جدول ۱؛ خصوصیات الاستیک بتن مصرفی در سازه سد و بتن مصرفی در بدنه سد کوینا را نشان می دهد.

جدول ۱: خصوصیات بتن مصرفی در سازه سد و بدنه سد

۲۶۵۵۰	وزن مخصوص بتن N/m ³
۳,۱۰۲۷	مدول الاستیسیته استاتیکی Mpa
۰,۲	ضریب پواسون بتن
۱,۲۵	مدول الاستیسیته بار دینامیکی
۰,۰۵	میرایی

مقاومت کششی بتن مصرفی در سازه سد ۱۰٪ مقاومت آن و برابر ۲,۴۶ Mpa فرض می شود. همچنین انرژی شکست بتن برابر با ۲۵۰ N/m و تنش کششی مجاز ۱۰ kg/cm² انتخاب می شود.

بارگذاری سد کوینا در آنالیزها با فشار هیدرواستاتیک، نیروی هیدرودینامیک، نیروی رسوب، وزن و بارهای ناشی از زلزله می باشد. جهت انجام بارگذاری وزن بدنه سد از وزن مخصوص ارائه شده در جدول (۳-۱) استفاده شده است. در این بارگذاری از وزن تجهیزات جانبی نظیر دریچه ها صرف نظر شده است. وزن کل سد که $W=8770531.2$ Kg می باشد. به منظور لحاظ کردن فشار هیدرواستاتیک، ارتفاع آب دریاچه سد برابر ۹۲m و نیروی رسوب ۱۵m در نظر گرفته شده است.

برای بارگذاری زلزله سد در تحلیل دینامیکی سد کوینا از مولفه افقی پنج زلزله مختلف استفاده شده است.

میدان دور	PGA=0.171	*زلزله بم - ابرقو
میدان نزدیک	PGA=0.8	*زلزله بم - بم
میدان نزدیک	PGA=0.64	*زلزله منجیل - آبر
میدان نزدیک	PGA=0.503	*زلزله کوبه
میدان دور	PGA=0.13	*زلزله منجیل - زنگان

سد کوینا تحت تاثیر این پنج زلزله به صورت دینامیکی خطی و غیرخطی تحلیل شده است. برای مقادیر فشار هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک در ترازهای مختلف مخزن، از روابط زیر استفاده شده است. فشار هیدرودینامیک از فرمول وسترگارد محاسبه شده است.

رابطه وسترگارد:

$$F_{Hd} = \frac{2}{3} k_{\theta} C_e \alpha_h \sqrt{h} \gamma^{1.5} \quad (۶)$$

$$C_e = \frac{7.99}{\sqrt{1 - 7.75 \left(\frac{h}{1000 + t_e} \right)^2}} \quad (۷)$$

$$FP_{upstream} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (۸) \text{ رابطه هیدرواستاتیک:}$$

انتخاب رکوردهای میدان دور و میدان نزدیک:

Maniatakis و همکاران معیارهای ذیل برای تعیین رکوردهای زلزله میدان نزدیک از بین رکوردهای ثبت شده یونان در فاصله سالهای ۱۹۷۵ تا ۱۹۹۹ به کار برده اند. (۱۸)

a_{rms} که از رابطه زیر بدست می آید:

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{t}{t_D} \int_{t_D}^1 a_g^2(t) dt} \quad (۹)$$

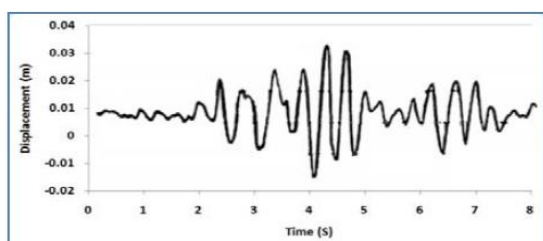
این شاخص تأثیر شدت و محتوای فرکانسی رکوردهای قوی زمین را محاسبه میکند و بطور مستقیم با مربع ریشه گرادیان Arias متناسب است. بررسی معیارهای رکوردهای میدان دور و نزدیک انتخاب شده در جدول شماره (۳-۴) ارائه شده اند.

جدول ۲: بررسی معیارهای رکوردهای میدان دور و نزدیک انتخاب شده

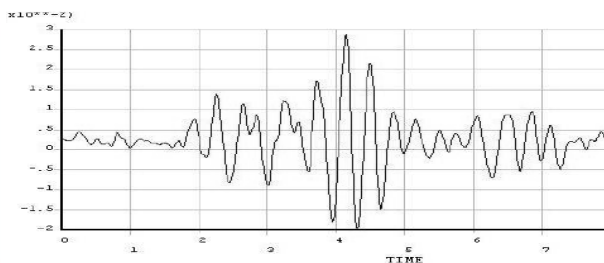
ردیف	نام رکورد	نوع رکورد	پریود غالب رکورد	فرکانس غالب رکورد	فاصله ایستگاه (km)	معیارهای تقسیم بندی رکوردهای میدان دور و نزدیک طبق جدول ۱					
						PG	CAV	PGV	I_A	I	a_{rms}
						۰,۲g	۰,۳(gsec)	(cm/sec)	(m/sec)	(cm/sec ^{-0.75})	(m/sec)
۱	بم بم	میدان نزدیک	۰,۲	۵	۱۰	۰,۸	۰,۲۱	۱۱۹,۵۵	۰,۰۸	۱۹۹,۵۶	۰,۲۴
۲	بم ابرقو	میدان دور	۰,۰۶	۱۶,۷	۵۳	۰,۱۷	۰,۰۵	۴,۹۸	۰	۹,۸۹	۰,۰۳
۳	منجیل آبر	میدان نزدیک	۰,۱۶	۶,۲۵	۳۹	۰,۶۴	۰,۱۴	۶۷,۵۳	۰,۰۴	۱۱۶,۰۸	۱,۶۵
۴	منجیل زنجان	میدان دور	۰,۲۶	۳,۸۵	۸۸	۰,۱۳	۰,۰۲	۲۴,۰۲	۰	۳۶,۴۳	۰,۰۴

نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی سد کوینا:

به منظور صحت مدل سازی، مدل سد و مخزن روی پی صلب تحت اثر مولفه قائم و افقی کوینا تحلیل شده و نتایج به دست آمده با نتایج مرجع (۱۶) مقایسه شده اند که در شکل ۳ ملاحظه می شود. مقادیر حداکثر و تاریخچه پاسخ افقی تاج سد مطابقت نزدیکی با نتایج مرجع دارند.



بر اساس تحلیل مرجع (۱۶)



بر اساس تحلیل حاضر

شکل ۳: تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر رکورد کوینا

و همین طور تحلیل های مودال مدل حاضر نیز انجام گرفته و با نتایج مدل مرجع (۱۶) مقایسه گردیده اند. در جدول (۳-۵) نتایج تحلیل مقادیر ویژه برای دیگر حالات تحلیلی مد نظر در این پژوهش ارائه شده است.

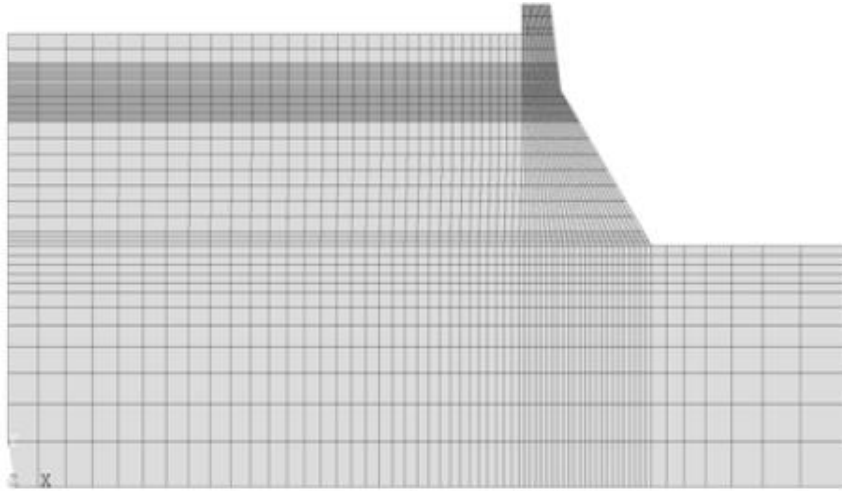
جدول ۳: مقایسه فرکانس های حاصل با نتایج مرجع (۱۶)

ردیف	نوع تحلیل	شماره مود اول	شماره مود دوم	شماره مود سوم	شماره مود چهارم	شماره مود پنجم
۱	تحلیل حاضر	۳,۰۸۱	۸,۲۳۱	۱۰,۸۴	۱۶,۰۱	۲۴,۳۷
۲	مرجع	۳,۰۸	۸,۲۳	۱۰,۸۲	۱۵,۹۸	۲۴,۲۷

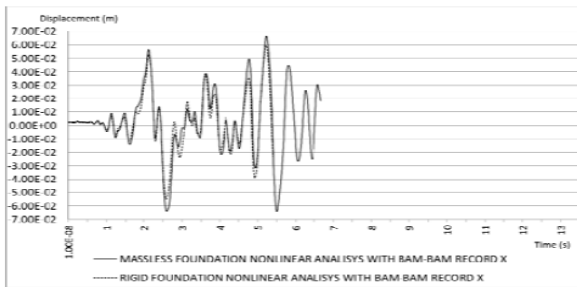
سیستم سد و مخزن با پی صلب و پی انعطاف پذیر بدون جرم، تحت مؤلفه های افقی و قائم شتابناگشت های زمین لرزه بم در ایستگاه بم و ابرقو و رکورد مقیاس شده ابرقو که بر اساس حداکثر شتاب افقی به رکورد ایستگاه بم مقیاس شده و نیز شتابناگشت های زمین لرزه منجیل در ایستگاه آبر و زنجان و رکورد مقیاس شده زنجان که بر اساس حداکثر شتاب افقی به رکورد ایستگاه آبر مقیاس شده، تحلیل شده اند.

در ادامه ابتدا نتایج تحلیل مدل پی صلب و پی بدون جرم تحت اثر رکوردهای ایستگاه بم و سپس نتایج تحلیل مدلها تحت اثر رکوردهای زلزله منجیل ارائه خواهند شد.

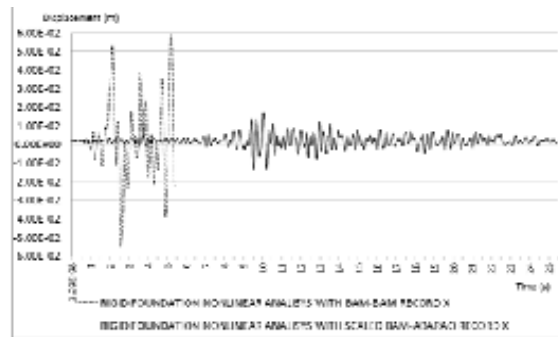
حداکثر جابجایی افقی تاج سد کوینا تحت اثر رکورد میدان دور بم - ابرقو در مدل پی انعطاف پذیر ۰,۷۳ سانتیمتر و برای مدل پی صلب برابر ۰,۵۳ سانتیمتر بوده است. در نتیجه جابجایی مذکور در مدل پی بدون جرم ۰,۲ سانتیمتر بیشتر از مدل پی صلب می باشد. تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد در شکل ۵ ارائه شده است. تحت اثر رکورد میدان دور، ترک خوردگی در المان های سد رخ نداده است.



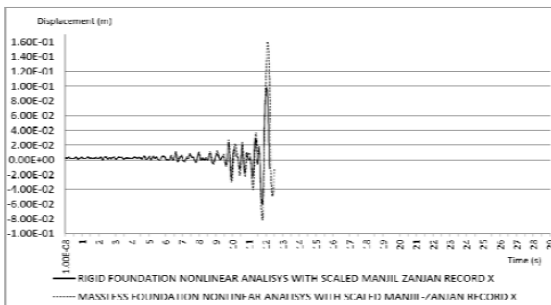
شکل ۴: مدل اجزای محدود مدل سد، مخزن و پی



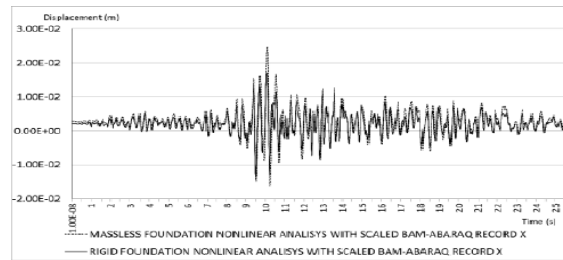
تحت اثر زلزله میدان نزدیک بم-بم



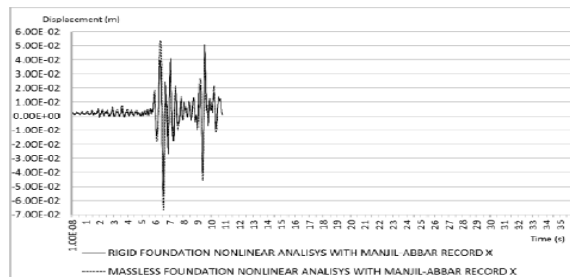
تحت اثر زلزله میدان دور بم-ابرقو



تحت اثر زلزله میدان دور منجیل-زنجان



تحت اثر زلزله مقیاس شده بم-ابرقو



تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل-آببر

شکل ۵: تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب و پی بدون جرم

تحت اثر زلزله میدان نزدیک بم- بم، حداکثر جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب برابر ۵,۹۷ سانتیمتر بوده است. در مدل پی بدون جرم نیز حداکثر جابجایی افقی تاج سد برابر ۶,۶۴ سانتیمتر بوده است. در نتیجه در مدل پی صلب جابجایی حداکثر تاج سد کمتر از مدل پی بدون جرم است. تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد در شکل بالا ارائه شده است.

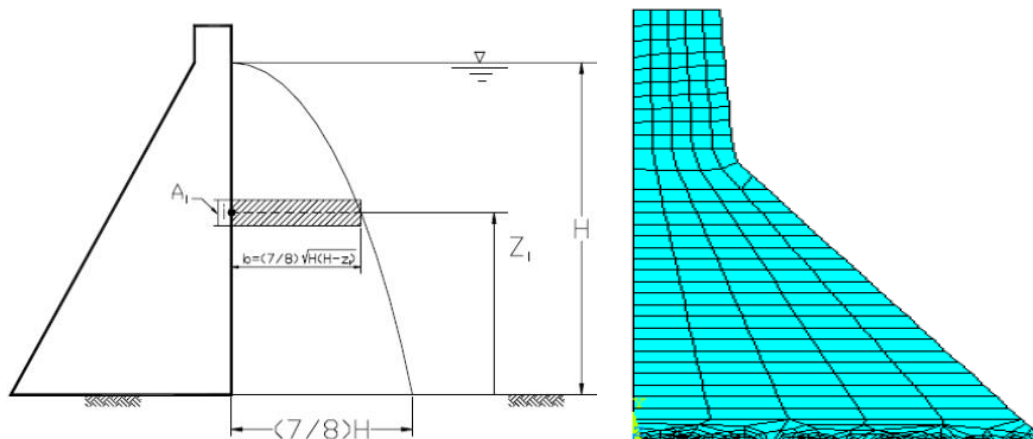
تحت اثر زلزله مقیاس شده بم - ابرقو، حداکثر جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب برابر ۱,۷۱ سانتیمتر بوده است. در مدل پی بدون جرم نیز حداکثر جابجایی افقی تاج سد برابر ۲,۴۷ سانتیمتر بدست آمده است.

تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل - آبیر، حداکثر جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب برابر ۵,۶۳ سانتیمتر بوده است. در مدل پی بدون جرم نیز حداکثر جابجایی افقی تاج سد برابر ۶,۶۷ سانتیمتر بوده است. در نتیجه در مدل پی صلب جابجایی حداکثر تاج سد کمتر از مدل پی بدون جرم است.

تحت اثر زلزله مقیاس شده منجیل - زنجان، حداکثر جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب برابر ۹,۹۰ سانتیمتر بوده است. در مدل پی بدون جرم نیز حداکثر جابجایی افقی تاج سد برابر ۱۶,۰۳ سانتیمتر به دست آمده است. لذا در مدل پی صلب جابجایی حداکثر تاج سد کمتر از مدل پی بدون جرم است.

با توجه به نتایج به دست آمده تحت اثر رکوردهای زلزله بم برای مدل های پی صلب و پی بدون جرم، نتیجه می گردد در مدل پی صلب جابجایی ها کمتر و آسیب دیدگی المانها بیشتر است که این امر به علت انعطاف پذیری بیشتر و قابلیت پخش نیرو در مدل پی بدون جرم نسبت به مدل پی صلب می باشد.

آنالیز استاتیکی، خطی و غیرخطی دینامیکی مصالح با این نرم افزار ANSYS بر روی سد کوینا انجام شده است. برای مدل سازی بدنه سد در نرم افزار ANSYS برای مش بندی بدنه سد از المان SOLID هشت گرهی استفاده شده است. در جایکه احتمال ترک خوردگی وجود دارد و ترک در نظر گرفته شده است، از المان بندی کوچکتر استفاده می شود. تا هم از ترک خوردگی المانها جلوگیری شود و هم پس از ترک خوردن المان باز توزیع تنش های آن بر روی المان های مجاور بصورت مناسب انجام گیرد. در مقابل، در نقاط دیگر سد از المانهای بزرگتر استفاده می شود. شکل ۶ مش بندی به روش اجزای محدود سد کوینا



شکل ۶: المان بندی به روش اجزای محدود سد کوینا

شکل ۷: جرم افزوده وسترگارد در مقطع تیپ سد وزنی بتنی

روشهای مدل سازی تاثیر فشار هیدرو دینامیک دریاچه بر پاسخ سد به زلزله:

تحریک های زلزله از طریق دو محیط به سازه سد اعمال می شود یکی از طریق فونداسیون سد که در این مطالعه پی سد به صورت صلب فرض شده است و دیگری از طریق دریاچه سد می باشد. بنابراین اثر دریاچه بر پاسخ سد در طول زلزله می بایست در آنالیز دینامیکی سد بتنی وارد شود. در سال ۱۹۳۹ وسترگارد پیشنهاد کرد که می توان تاثیر فشار هیدرو دینامیک آب را بصورت جرم افزوده سد در نظر گرفت. که شکل بالا نحوه اعمال این جرم را در سد

وزنی بتنی نشان می دهد. در این مقاله، از روش جرم افزوده برای مدل کردن اندر کنش دینامیکی سد و دریاچه استفاده شده است. رابطه وسترگارد بصورت زیر می باشد.

$$b = \frac{7}{8} H \sqrt{H(H-Z)} \quad (10)$$

که در آن b مقدار فشار هیدرودینامیک H مقدار تراز مخزن و Z محل اعمال فشار هیدرودینامیک می باشد.

تجزیه و تحلیل داده ها

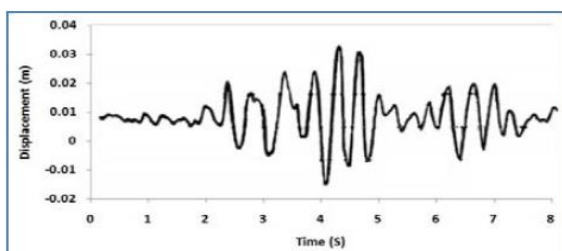
در طراحی سدهای بتنی معمولاً از مقاومت کششی بتن صرفنظر می گردد مگر در قسمتهای خاصی از سد که با صلاحدید طراح می توان تنشهای کششی محدودی را پذیرفت. اگر تنش کششی ایجاد شده از تنش کششی مجاز بیشتر گردد بتن ترک خورده، ترک تا نقطه ای که تنش کششی برابر با تنش مجاز کششی گردد ادامه می یابد در این مطالعه مقاومت کششی بتن مورد استفاده در سد بعنوان معیار شروع ترک در نظر گرفته می شود. اگر بارهای استاتیکی وارد بر سد را افزایش یابد بیشترین تنش در پاشنه سد بوجود می آید و در این ناحیه احتمال ترک خوردگی وجود دارد. فرض می شود سد در این ناحیه ترک بخورد و روند پیشرفت آن، بررسی می شود.

جدول ۴: مقایسه فرکانس های حاصل با نتایج مرجع

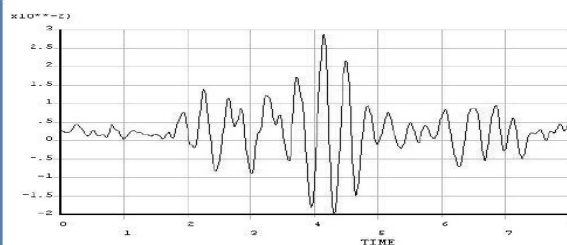
ردیف	نوع تحلیل	شماره مود اول	شماره مود دوم	شماره مود سوم	شماره مود چهارم	شماره مود پنجم
۱	مرجع (۲۴)	۳,۰۸۱	۸,۲۳۱	۱۰,۸۴	۱۶,۰۱	۲۴,۳۷
۲	مرجع (۱۶)	۳,۰۸	۸,۲۳	۱۰,۸۲	۱۵,۹۸	۲۴,۲۷
۳	تحلیل حاضر	۳,۱۲۳	۸,۳۲۵	۱۰,۸۱۸	۱۶,۰۵۱	۲۴,۱۶

جدول ۵: نتایج جابجایی افقی تاج سد کوبنا

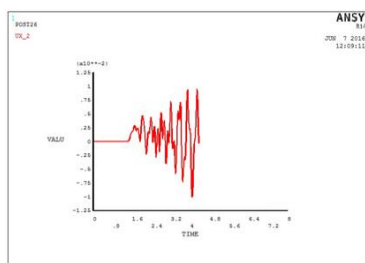
ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع (۲۴)	۰/۵۳	۰/۷۳
تحلیل حاضر	۰/۵۶	۰/۷۶



ب) تحت اثر رکورد کوبنا بر اساس تحلیل مرجع (۱۶)



الف) تحت اثر رکورد کوبنا بر اساس مرجع (۲۴)

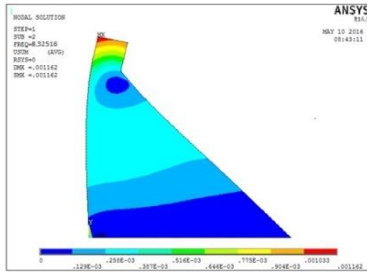


ج) تحت اثر رکورد کوبنا بر اساس تحلیل حاضر

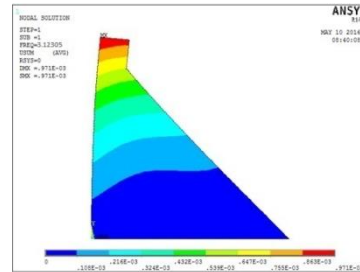
شکل ۸: تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد

شکلها و جابجایی سد کوبنا در حالت مودال:

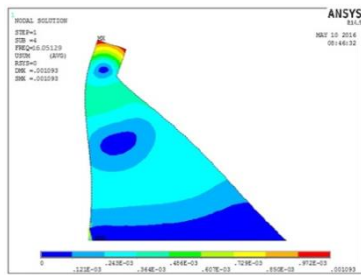
در شکل شماره ۸، جابجایی سد کوبنا در حالت مودال و تنش های حداکثر را نشان می دهد.



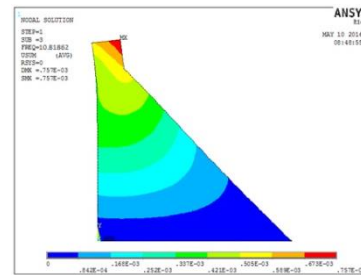
ب) Step 2 ماکزیمم تنش در گوشه سمت چپ تاج سد



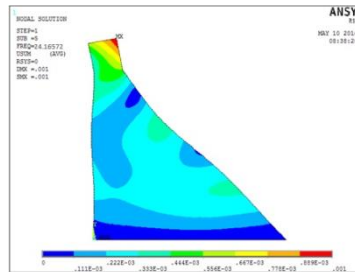
الف) Step 1 ماکزیمم تنش در تاج سد



د) Step 4 ماکزیمم تنش در دو گوشه تاج سد



ج) Step 3 ماکزیمم تنش در گوشه راست تاج سد



د) Step 5 ماکزیمم تنش در گوشه راست تاج سد

شکل ۸: جابجایی سد کوبنا

زلزله میدان نزدیک بم- بم: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک بم - بم در مدل پی صلب و پی بدون جرم (۲۴) و تحلیل حاضر، نتایج جابجایی افقی تاج سد به شرح جدول زیر بدست آمده است.

جدول ۶: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک بم- بم

ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۲۴	۵,۹۷	۶,۶۴
تحلیل حاضر	۵,۹۳	۶,۶۳

زلزله میدان دور بم- ابرقو: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور بم - ابرقو در مدل پی صلب و پی بدون جرم (۲۴)، نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور بم- ابرقو نیز در جدول زیر ارائه شده است.

جدول ۷: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور بم- ابرقو

ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۲۴	۱,۷۱	۲,۴۷
تحلیل حاضر	۱,۴۲	۲,۲۳

زلزله میدان نزدیک منجیل-آبر: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل-آبر در مدل پی صلب و پی بدون جرم (۲۴)، نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل-آبر به شرح جدول زیر است.

جدول ۸: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل-آبر

ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۲۴	۵,۶۳	۶,۶۷
تحلیل حاضر	۶,۱۰	۷,۲۰

زلزله میدان دور منجیل-زنجان: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور منجیل-زنجان در مدل پی صلب و پی بدون جرم (۲۴)، نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور منجیل-زنجان به شرح جدول زیر بدست آمده است.

جدول ۹: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور منجیل-زنجان

ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۲۴	۹,۹۰	۱۶,۰۳
تحلیل حاضر	۹,۰۳	۱۵,۰۶

زلزله میدان نزدیک کوبه: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک کوبه در مدل پی صلب و پی بدون جرم مرجع (۱۶)، نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک کوبه در جدول زیر آورده شده است.

جدول ۱۰: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک کوبه

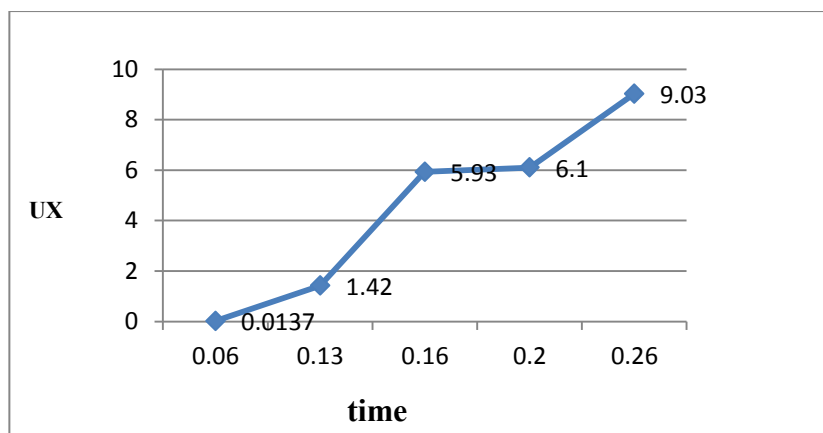
ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۱۶	۰,۰۱۳۱	۰,۶۶۲
تحلیل حاضر	۰,۰۱۳۷	۰,۶۶۸

جدول ۱۱: حداکثر تنش کششی در پاسخ خطی

زلزله های موثر	حداکثر تنش کششی در نوک ترک
زلزله بم-بم	۳,۴۷۴۸
زلزله منجیل-زنجان	۴,۰۵۳۷
زلزله بم-برقو	۱۰,۸۴۶
زلزله منجیل-آبر	۸,۰۷۹۶
زلزله کوبه	۳,۲۸۷۱

جدول ۱۲: نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تغییر مکان افقی سد کوبنا (koyana) تحت اثر پنج زلزله

زلزله ها	پاسخ غیرخطی قبل از ترک				پاسخ غیرخطی بعد از ترک					
	بم-بم	بم-برقو	منجیل-زنجان	منجیل-آبر	کوبه	بم-بم	بم-برقو	منجیل-زنجان	نورثیج	کوبه
حداکثر تغییر مکان افقی (متر)	۶	۱,۴۳۸	۹,۱۲	۶,۱۵	۰,۰۱۸۸	۵,۹۳	۱,۴۲	۹,۰۳	۶,۱۰	۰,۰۱۳۷



شکل ۱۰: نمودار جابجایی در محور X نسبت به مدت زمان زلزله

نتیجه گیری

در این مقاله تحلیل غیرخطی دینامیکی سد کوینا تحت اثر زمین لرزه های میدان نزدیک و مقیاس شده میدان دور ارائه شد. در تحلیلها، پی در دو حالت صلب و بدون جرم (انعطاف پذیر) مدلسازی شده و اندرکنش کامل دینامیکی آب و سد در نظر گرفته شده است. با مقایسه نتایج حاصل از تحلیلهای انجام شده ملاحظه می گردد جابجایی حداکثر افقی سد در مدل پی صلب کمتر از مدل پی بدون جرم اما ترک خوردگی پاشنه سد در مدل پی صلب بیشتر از مدل پی بدون جرم می باشد.

نتایج تحلیلهای خطی نشان داده اند مقادیر تنشها در مدل پی صلب بیشتر از مدل پی دارای جرم بوده اند. در تحلیل دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی ترک خورده مقادیر تغییر مکان های افقی سد نسبت به مقادیر تغییر مکانهای افقی سد در تحلیل دینامیکی غیر خطی سد بدون ترک کمتر می باشد مانند سد کوبه که تغییر مکان افقی آن در حالت بدون ترک و با ترک به ترتیب $0,0137$ و $0,0181$ شده؛ این نشان می دهد که در حالت سد ترک خورده مقداری از انرژی توسط ترک جذب می شود و این مسئله باعث کاهش تغییر مکان ها می شود. با توجه به اینکه زلزله های در نظر گرفته شده PGA متفاوت دارند و از توان ارتعاشی و قدرت متفاوتی برخوردار هستند مانند زلزله میدان دور منجیل-زنگان که با $PGA=0,13$ و پریود $0,26$ ثانیه (میدان دور) و زلزله میدان نزدیک کوبه با $PGA=0,503$ و پریود $0,20$ حداکثر تنش کششی آنها به ترتیب $4,0537$ و $3,2871$ (kg/cm^2) بدست آمده، و این نشان میدهد که علاوه بر PGA محتوای فرکانسی در قدرت زلزله موثر نیز موثر می باشد. با توجه به رکورد اعمال شده میدان دور بم- ابرقو حداکثر تنش کششی در قسمت ترک خورده $10,846$ kg/cm^2 می باشد در حالی که مقدار تنش کششی مجاز بتن برابر 10 kg/cm^2 می باشد در اینصورت برای طراحی سد، مقطع سد را بزرگتر کرده تا از شکست و واژگونی جلوگیری بعمل آید.

- 1- Westergaard, H.M. "Water pressure on dams during earthquakes." *Transaction, American society of civil Engineers*, VOL 98, 1933.
 - 2- Rashid, Y.R. "Analysis of prestressed concrete reactor vessels. *Nuclear Energy Design*. 7:334-344; 1968.
 - 3- Owen, D.R.J. and Fawkes, A.J. "Engineering Fracture mechanics: Numerical methods and Application". *pine ridge press ltd. Swansea. U.K.* 1983.
 - 4- Gylltoft, K. "A fracture mechanics model for fatigue in concrete. *Materials & Construction*, 17, 55-58, 1984.
 - 5- United States Committee of large dams (USIcold). "Bibliography on performance of dams during earthquake". *Committee on earthquake*. 1984.
 - 6- Raphael, J.M. "Tensile strength of concrete". *Journal of the American concrete Institute*, Title No 81-17, 81(2), 158-165. 1984.
 - 7- Mlakar, P.F. "Non-linear response of concrete gravity dams to strong earthquake induced ground motion". *Computer & structure*, 165-175, 1987.
 - 8- Pekau, O.A., Lingmin, F., Chuhan, Z., (1995), "Seismic fracture of koyna dam: case study," *Earthquake Engineering, Structural Dynamics*, 24, pp 15-33.
 - 9- Ghaemian, M., Ghobarah, A., (1998), "Staggered solution schemes for dam-reservoir interaction," *Journal Of Fluids and Structures* 12, pp 933-948.
 - 10- Yusuf Calayir, Muhammet Karaton, (2005), "A Continuum Damage Concrete Model For Earthquake Analysis Of Concrete Gravity Dam-Reservoir Systems," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25pp 857-869.
 - 11- Tinawi, R., Ghrib, F., "An Anisotropic Damage Model for the Response of Concrete Gravity Dams", *Dam Fracture and Damage*, Bourdarot, Mazars, Sauma (eds.), Balkema, 1994.
 - 12- Mirzabozorg, G., "Damage Mechanics Approach in Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam-Reservoir Interaction", *European Earthquake Engineering* 3, 2004.
 - 13- Maniatakis, Ch. A., Taflampas, I. M., Spyarakos, C. C., "Identification of Near-Fault Earthquake Record Characteristics", 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 October, 2008.
 - 14- Faria, R., Oliver, J., Cervera, M., "A Strainbased Plastic Viscous Damage Model for Massive Concrete Structures", *International Journal of Solids and Structures*, 1998, 35(14), 1533-1558.
 - 15- Lee, J., Fenves, G., L., "A Plastic-damage Concrete Model for Earthquake Analysis of Dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1998, 27, 937-965.
 - 16- Huang, J., "Seismic Response Evaluation of Concrete Gravity Dams Subjected to Spatially Varying Earthquake Ground Motions", *PhD Thesis, Drexel University*, 2011.
 - 17- Naeim, F., "The Seismic Design Handbook", 2 Edition, *Kluwer Academic Publishers*, 2001
 - 18- Concrete dams-control and treatment of cracks. *ICOLD Bulletin* 107, 1997.
 - 19- Calayir, Y., Karaton, M., "A Continuum Damage Concrete Model for Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dam Reservoir Systems", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2005, 25, 857-869.
- ۲۰- میرزا بزرگ، حسن (۱۳۸۲). تحلیل غیرخطی لرزه ای سه بعدی سدهای بتنی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد-دریاچه. پایان نامه دکترای مهندسی سازه. دانشگاه صنعتی شریف
- ۲۱- مراد لو، جواد (۱۳۸۵). تحلیل دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی قوسی در محدوده تغییر مکانهای بزرگ. رساله دکترای مهندسی. دانشگاه تربیت مدرس تهران
- ۲۲- میر جلیلی، سید محمد (۱۳۸۲). تاثیر خواص مصالح بر خرابی لرزه ای سدهای بتنی وزنی. پایان نامه کارشناسی ارشد. دانشگاه تربیت مدرس تهران.
- ۲۳- قائم مقامیان و جلیلی (۱۳۸۵). تاثیر گسل، بزرگای زلزله و اثر فاصله برای گسل ناهمگن بر حرکات توانمند زمین در حوزه نزدیک گسل. پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
- ۲۴- جواد حاجی حسینی و جواد مرادلو (۱۳۹۰). پایداری سدهای بتنی وزنی تحت اثر زلزله. کنگره ملی مهندسی عمران. دانشگاه سمنان.

The investigation of damage pattern on concrete gravity dams under earthquake near and far field

Babak Aminnejad
Babak1409@yahoo.com

Ahmad Reza Rahimi
Aminnejad@riau.ac.ir

Abstract:

To evaluate the safety of concrete gravity dams, especially in severe loading conditions such as the earthquake in MCL-scale has caused major concern and investigation of the non-linear behavior of these structures, taking into account the various interactions with water and foundation that needs further research. Nature and forcing records of far and near field of an earthquake are different on structures. In this thesis, first, has been investigated the different criteria for the classification of far and near field of an earthquakes and then two near-field records and two far-field records were selected for analysis. Two far-field records on the basis of the maximum horizontal acceleration of corresponding near-field records are scaled. Koyna dam has been chosen as a case study. And to obtain crack length by using static analysis, first assumed longitudinal cracks in the dam heel and is considered increases the crack length to the extent that tensile stress at the end of the crack is less than from permissible tensile stress in concrete. For elements of dam using ANSYS software from PLANE 183 eight-node elements and nonlinear dynamic analysis that is a tool to check the seismic safety of concrete gravity dams. In this Study linear and nonlinear dynamic analysis have been done under five different earthquake with PGA and different frequency content and the dynamic interaction between the dam and the lake that has been modeled with added mass. After performing dynamic analysis on Koyna, cracked dam, before and after cracking have completely different results. In cracked case the value of shift is less than the un cracked case.

The main tensile stress at the end of the crack is more than cracked case. According to what is shown on analysis, in addition to the PGA, earthquake frequency content is effective in the destructive power of earthquakes.

Key words: *Concrete gravity dam- Koyna dam-Far field& near field earthquake- ANSYS software*