



کد مقاله: ۱-۱۲۶

تحلیل دینامیکی فزاینده سدهای بتنی وزنی با در نظر گرفتن مدل خرابی پلاستیک بتن

محسن بزرگ نسب^۱، رضا تقی پور^۲، محسن نوری قره تکن^۳

۱- عضو هیأت علمی، دانشگاه مازندران، m.bozorgnasab@umz.ac.ir

۲- عضو هیأت علمی، دانشگاه مازندران

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه مازندران

چکیده

سد ها سازه های مهندسی بسیار مهمی می باشند که در صورت بروز فعالیت های لرزه ای شدید و پدیده ی خرابی و یا شکست سد، خسارات شدید و جبران ناپذیری را ایجاد می نمایند به همین سبب مطالعه ی رفتار سد در مقابل زلزله از اهمیت بسزایی برخوردار می باشد. در این تحقیق به منظور بررسی خرابی سد از مدل سازی سد در نرم افزار آباکوس و انجام تحلیل های دینامیکی فزاینده برای ۹ شتابنگاشت نیز بهره گرفته شده است و در نهایت با تهیه ی منحنی های تحلیل دینامیکی افزایشی برحسب PGA و PSA نحوه ی خرابی سد در نمودار های IDA مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاکی از آن است که رفتار خرابی سد بتنی وزنی در طول منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده دارای سه بخش متفاوت می باشد که می توان بر اساس معیار شدت و یا معیار خرابی این سه بخش را مشخص نمود.

کلمات کلیدی: سد بتنی وزنی، تحلیل دینامیکی فزاینده، مدل خرابی پلاستیک بتن

۱- مقدمه

سد ها سازه های مهندسی بسیار مهمی می باشند که با توجه به پیشرفت تمدن در طول تاریخ توسعه یافته و به منظور تامین تقاضای روزافزون انرژی، آب آشامیدنی و تامین نیاز آب کشاورزی و... مورد استفاده قرار گرفته اند. نکته ی قابل توجه این است که اکثر سد ها در کشور های مختلف در مناطقی با فعالیت های لرزه ای فعال ساخته شده اند و این درحالی است که در صورت بروز فعالیت های لرزه ای شدید و بروز پدیده ی خرابی و یا شکست سد، جریان یافتن آب پشت سد می تواند باعث ایجاد سیلاب های شدید گردد و مناطق مسکونی پایین دست سد را متحمل تخریب و خسارات شدید نماید. سد ها می بایست به طور کامل امن و پایدار باشند و به همین سبب ارزیابی امنیت لرزه ای سد های بلند نیز از جمله مسائل و مشکلات بسیار مهم در ساخت سد ها نیز می باشد [۱].

نخستین تحقیق صورت گرفته در تحلیل لرزه ای بر روی سد های بتنی در سال ۲۰۰۳ توسط تاکی^۱ و الینگ وود^۲ صورت گرفته است. این تحقیق بر روی سد بلواستون^۳ و با استفاده از روش تحلیل طیفی خطی مورد تحلیل قرار گرفته است، نتایج بر اساس تنش کششی در المان

¹ Tekie

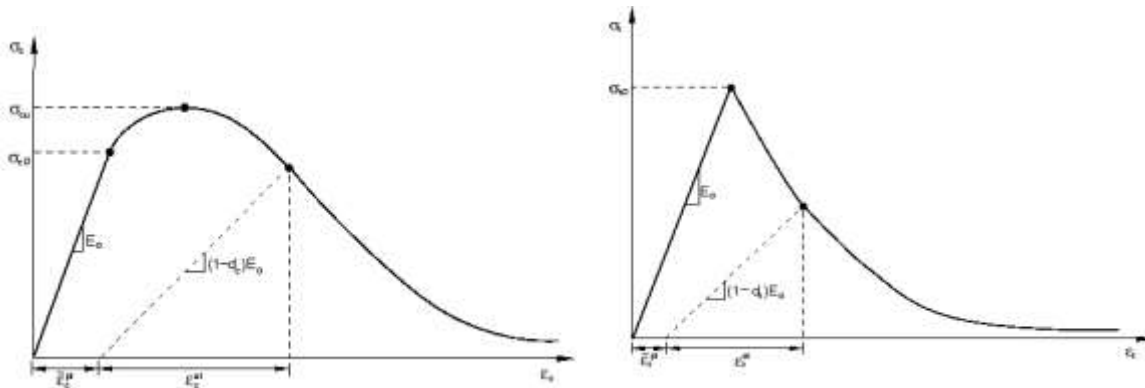
² Ellingwood

³ Bluestone

پاشنه و گردن سد بدست آمده و امکان لغزش و تغییر مکان تاج سد بر مبنای افزایش PGA مورد بررسی قرار گرفته است [۲]. قائمیان و کاشانی مطالعاتی روی احتمال بروز خرابی در سال ۲۰۰۹ انجام داده اند. آنها با مطالعه بر روی سد پایین فلت^۴ و با استفاده از دو پارامتر مساحت المان های ترک خورده و طول المان های ترک خورده میزان خرابی را به زلزله مرتبط ساختند. در این مطالعه نشان داده شد که در نظر گرفتن رفتار خطی برای فنداسیون و همچنین بدون جرم فرض کردن فنداسیون، بهتر و طراحی بر اساس آن محافظه کارانه تر می باشد [۳]. قائمیان و عالم باقریان مطالعاتی در زمینه ارزیابی ظرفیت و پارامتر های خرابی در سال ۲۰۱۲ انجام داده اند. آنها با مطالعه بر روی سد پایین فلت با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی صورت پذیرفته بر روی این سد با اعمال شتابنگاشت های مختلف و انجام محاسبات مربوط به پارامتر های خرابی سد بتنی به بررسی و ارزیابی ظرفیت سد بتنی نیز پرداخته اند [۴]. خانگ^۵ و وانگ^۶ در مطالعه ای دیگر در سال ۲۰۱۳ در زمینه ی تحلیل دینامیکی سد های بتنی، پاسخ لرزه ای سد بتنی کوینا را تحت اثر زمین لرزه های اصلی و پس لرزه های آن مورد بررسی قرار داده اند [۵]. در این تحقیق با استفاده از نرم افزار آباکوس سد بتنی وزنی کوینا با در نظر گرفتن اندرکنش سد- مخزن - فونداسیون نیز مدلسازی شده است. تحلیل دینامیکی فزاینده برای ۹ شتابنگاشت بر روی سد صورت پذیرفته است و در نهایت با توجه به منحنی های IDA و تصاویر مربوط به خرابی المان های سد، به بررسی رفتار خرابی سد بتنی وزنی پرداخته شده است.

۲- مدل خرابی پلاستیک بتن

در مدل خرابی پلاستیک بتن^۷، توابع مقاومت تک محوره به دو بخش تقسیم می شوند بخشی به منظور بیان تغییر شکل های پایدار و یا پلاستیک و بخشی به منظور بیان تنزل سختی. در این روش دو نوع مکانیزم خرابی برای مصالح بتنی در نظر گرفته می شود. یکی خرابی ناشی از ترک های کششی و دیگری خرابی ناشی از فروپاشی فشاری که در شکل ۱ به نمایش درآمده است [۶].



الف) رفتار خرابی تحت کشش تک محوره

ب) رفتار خرابی تحت فشار تک محوره

شکل ۱: نمودار رفتار خرابی بتن [۶]

⁴ pineflat

⁵ Sherong Zhang

⁶ Gaohui Wang

⁷ Concrete damaged plasticity (CDP) model

تابع تسلیم CDP توسط لوبلینز و همکارانش ارائه گردید و توسط لی و فنوس اصلاحاتی بر روی آن صورت گرفت. معیار خرابی پلاستیک بتن با استفاده از شرایط تسلیم ارزیابی های متنوعی از مقاومت تحت کشش و فشار را انجام می دهد. در حالت تنش های موثر تابع تسلیم می تواند به فرم زیر ارائه گردد [۶].

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\epsilon}^{pl}) (\bar{\sigma}_{max}) - \gamma(-\bar{\sigma}_{max})) - \bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right) - 1}{2\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (2)$$

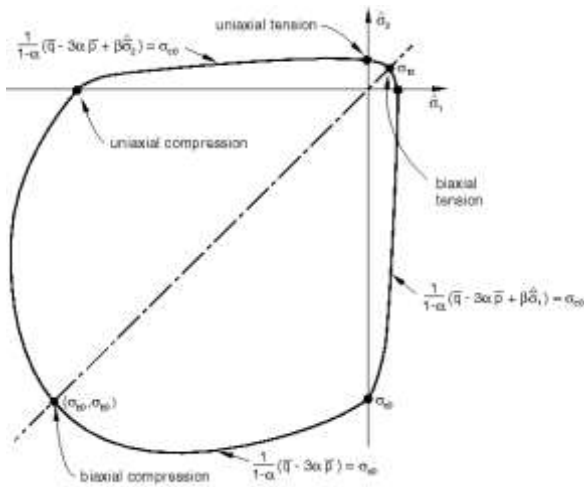
$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (3)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (4)$$

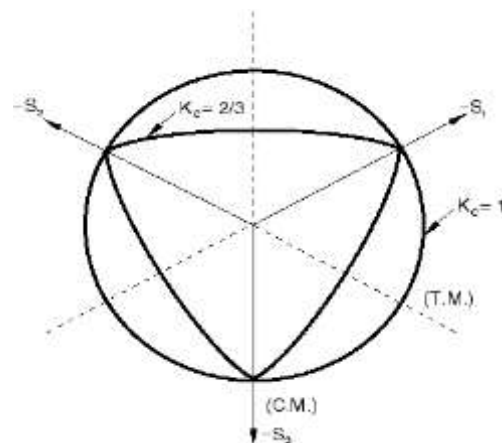
$$\bar{p} = -\frac{\bar{\sigma}}{3} I \quad (5)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{s} : \bar{s}} \quad (6)$$

در این روابط α و β ثابت های مصالح و $\bar{\sigma}_{max}$ حداکثر جبری مقادیر ویژه ی ماتریس $\bar{\sigma}$ می باشد، σ_{b0} مقاومت فشاری دو محوره و σ_{c0} و σ_{t0} تنش تسلیم فشاری و کششی می باشند، $\bar{\sigma}_t$ ، $\bar{\sigma}_c$ ، تنش های فشاری و کششی موثر متناظر با کرنش های پلاستیک فشاری $\bar{\epsilon}_c^P$ و کرنش های پلاستیک کششی $\bar{\epsilon}_t^P$ می باشند. K_c نسبت مقاومت بتن تحت فشار دو محوره نسبت به فشار سه محوری است. در شکل ۲ سطح تسلیم در صفحه ی تنش انحرافی و در شکل ۳ تابع تسلیم اولیه در فضای تنش صفحه ای به نمایش در آمده است [۶]. مقادیر مورد استفاده به منظور مدلسازی رفتار خرابی بتن مورد استفاده در جدول ۱ ارائه شده است.



شکل ۳: تابع تسلیم اولیه در فضای تنش صفحه ای [۶]



شکل ۲: سطح تسلیم در صفحه ی تنش انحرافی [۶]

۳- تحلیل دینامیکی فزاینده

به منظور بررسی ایمنی سد های بتنی و تحلیل دینامیکی نیز می توان از روش های تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) و تحلیل منحنی ها و گراف های خرابی نیز استفاده نمود. از آنجا که فقط یک تحلیل دینامیکی غیر خطی می تواند بیانگر رفتار صحیح و واقعی سازه ها به هنگام وقوع زلزله باشد، در سال های اخیر با پیشرفت های گسترده در زمینه علوم کامپیوتری امکان رشد گسترده ای در تحلیل های غیرخطی سازه ها فراهم شده است [۷].

در تحلیل دینامیکی غیرخطی، تغییر شکل و نیروهای داخلی و بطور کلی پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و رفتار غیر خطی هندسی سازه تحت شتاب نگاشتی مشخص محاسبه می شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعدی می تواند تغییر کند اما فواصل هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش های عددی و برای هرگام زمانی محاسبه می شود.

در روش تحلیلی دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) از مفهوم مقیاس کردن رکوردهای حرکت زمین استفاده می شود که در آن چند شتاب نگاشت به سطوح مختلف مقیاس می شوند و مدل سازه ای تحت این چند شتاب نگاشت قرار می گیرد. تحلیل های مورد نظر را به روشی توسعه می دهیم که بتوان به دقت، کل محدوده رفتاری سازه از الاستیک تا ویرانی را پوشش دهد [۷].

در انجام تحلیل IDA از دو کمیت اساسی تحت عنوان اندازه شدت^۸ و اندازه خسارت^۹ استفاده می گردد. کمیت های مختلفی نظیر بیشینه شتاب زمین لرزه (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV)، شتاب طیفی متناظر برای مود اول (Sa(T1)) برای بیان شدت زلزله های انتخابی پیشنهاد شده است. اندازه خسارت در واقع یک کمیت قابل مشاهده است که از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست می آید. این کمیت می تواند بیشینه جابجایی نسبی تاج سد، بیشینه المان های گسیخته شده، شاخص خرابی و ... بیان گردد. انتخاب یک کمیت مناسب برای اندازه خسارت با توجه به نوع کاربرد مسأله و سازه مورد نظر تعیین می گردد [۸].

هدف از انجام تحلیل IDA ترسیم مقادیر مربوط به اندازه خسارت سازه ای (DM) در هر سطح (هر مرحله از تحلیل) در برابر اندازه شدت زلزله های مقیاس شده (IM) می باشد. پس از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی پاسخ ماکزیمم مورد نظر در برابر پارامتر شدت زلزله ترسیم می شود. در حالت کلی این منحنی ها در فضای دو متغیر IM و DM رسم می شوند، و در نهایت براساس آیین نامه های موجود و با استفاده از منحنی های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی به ارزیابی سازه ها پرداخته می شود [۸].

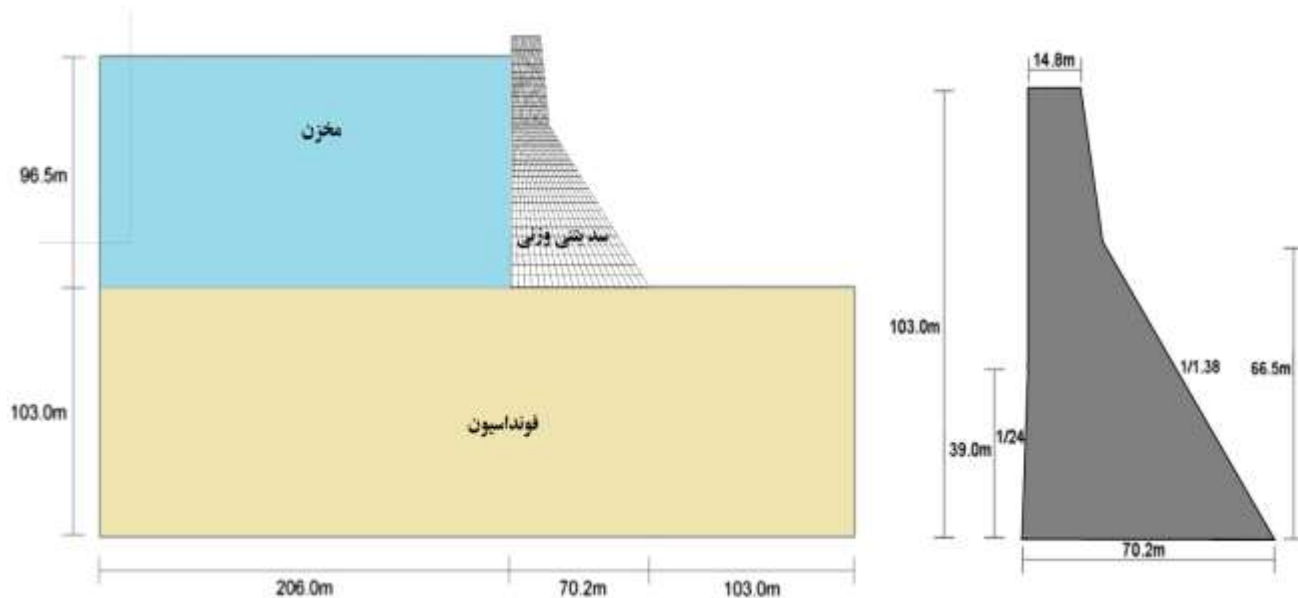
۴- آنالیز دینامیکی و برآورد پاسخ سد

در مطالعه ی حاضر سد کوینا به عنوان سد مورد مطالعه انتخاب و مدلسازی بر روی آن صورت پذیرفته است، در این مدلسازی اثرات فونداسیون و مخزن پشت سد در نظر گرفته شده است. به منظور مدلسازی سد - فونداسیون - مخزن از المان solid برای المان های سد و فونداسیون و المان acoustic برای المان های مخزن استفاده شده است. اندرکنش بین سد و مخزن به صورت tie interaction و اندرکنش بین سد و فونداسیون در راستای قائم به صورت soft contact و در راستای افق به صورت hard contact تعریف شده اند. به منظور کاهش اثرات

⁸ Intensity measure (IM)

⁹ Damage Measure (DM)

انعکاس ارتعاش از مرزهای مخزن و فونداسیون، طول مخزن تا حدود سه برابر قاعده ی سد و عمق فونداسیون به اندازه ی ارتفاع سد در نظر گرفته شده اند. سد کوینا از نوع بتنی وزنی با مشخصات و هندسه ی زیر می باشد که در شکل ۴ به نمایش درآمده است.



شکل ۴: مدل و هندسه ی سد کوینا- فونداسیون- مخزن

به منظور مدلسازی خرابی المان های سد از مدل خرابی پلاستیک بتن بهره گرفته شده است. در این مدل به منظور شبیه سازی مناسب بتن، رفتار الاستیک و غیر الاستیک بتن بر اساس تنش- کرنش و تنش- نسبت خرابی المان، تا نقطه ی خرابی کامل المان بتنی نیز تعریف شده است. مشخصات بتن، فونداسیون و مخزن در جدول ۱ به نمایش درآمده است.

جدول ۱: مشخصات مصالح سد، فونداسیون و مخزن [۵]

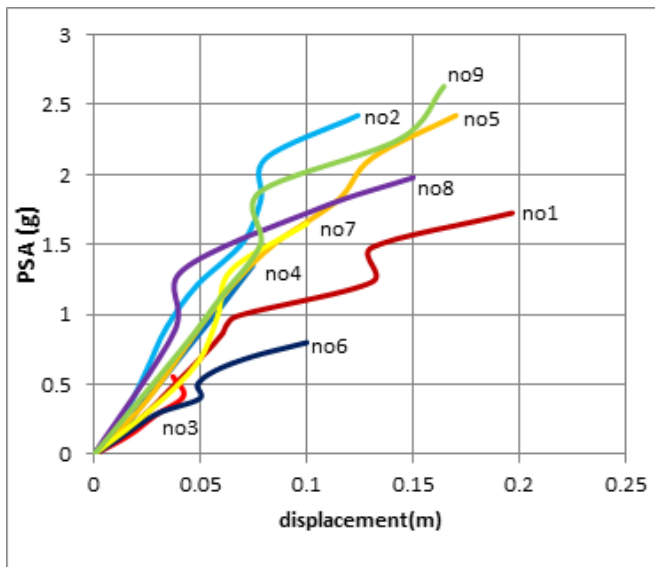
مشخصات بتن					
E (MPa)	ν	Ψ	\exists	$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$	چگالی kg/m^3
3.1×10^4	0.2	36.31	1	1.12	2656
رفتار کرنش سختی و خرابی فشاری			رفتار کرنش سختی کششی و خرابی بتن		
تنش (MPa)	کرنش خرابی	درصد خرابی المان	تنش (MPa)	کرنش خرابی	درصد خرابی المان
13	0	0	2.9	0	0
24.1	0.00016	0	2.76	0.000012	0.068
20.64	0.00054	0.244	2.3	0.000036	0.219
12.66	0.00132	0.541	1.57	0.000085	0.435
6.45	0.00288	0.756	0.94	0.000181	0.64
3.15	0.00599	0.876	0.54	0.000375	0.787
1.54	0.01221	0.938	0.31	0.000761	0.878
0.76	0.02464	0.969	0.19	0.001535	0.961
مشخصات فونداسیون					
چگالی kg/m^3			E (MPa)		
با توجه به مدل فونداسیون بدون جرم صفر لحاظ شده است.			2.16×10^4		
مشخصات آب مخزن					
چگالی kg/m^3			مدول بالک GPa		
1000			2.07		

در این مدل ابتدا تحلیل استاتیکی ناشی از بارهای وزن سد و بار هیدرواستاتیک ناشی از مخزن پشت سد به مدل اعمال شده است و پس از آن تحلیل دینامیکی با اعمال زلزله در راستای افق و در محل پای سد نیز صورت پذیرفته است. با اعمال شتابنگاشت در مقیاس های مختلف و برداشت معیار خرابی مورد نظر در آن مقیاس نمودار های تحلیل دینامیکی فراینده نیز بدست آمده اند. به منظور تحلیل دینامیکی ۹ شتابنگاشت به سازه اعمال شده است که مشخصات آنها در جدول ۲ ارائه شده است.

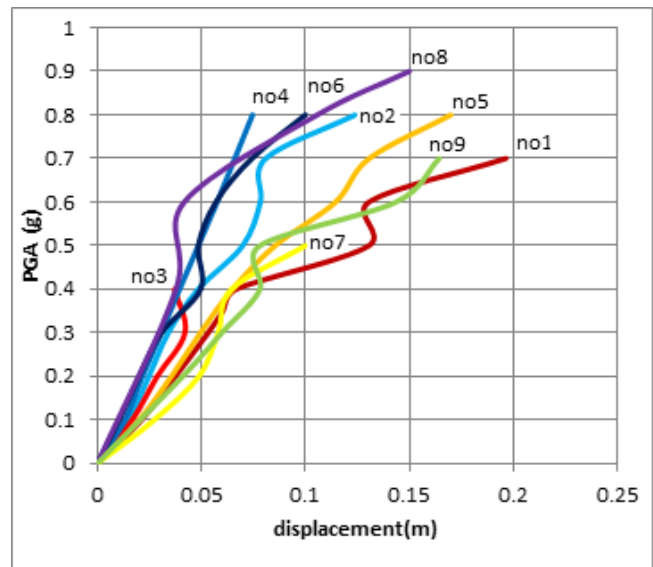
جدول ۲: مشخصات زلزله های اعمال شده [۹]

شماره	زلزله	ایستگاه	راستا	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGV/P GA (s)
1	Northridge 1994	Newhall,CA – Los AngelesCountyFire #24279	360	578.2	94.7	0.164
2	Northridge 1994	LosAngeles,CA – Fire Station108#5314	35	576.93	29.75	0.052
3	Northridge 1994	Sylmar,CA – Jensen FiltrationPlant#655	22	560.3	77.23	0.138
4	Northridge 1994	WarmSprings#24272	90	221.2	13.4	0.061
5	Northridge 1994	LosAngelesReservoir #2141	64	317.6	44.54	0.14
6	Northridge 1994	Tarzana,CA – Cedar Hill#24436	90	365.3	11.8	0.032
7	Imperial Valley 1979	ElCentro,CA – ArraySta5#0952	230	360.37	95.89	0.266
8	Imperial Valley 1979	ElCentro,CA – ArraySta13#5059	230	131.07	12.7	0.096
9	Imperial Valley 1979	Holtville,CA – Post Office #5055	225	242.96	51.9	0.214

تحلیل IDA می تواند به دقت، کل محدوده رفتاری سازه از الاستیک تا ویرانی را پوشش دهد. با ترسیم منحنی های مذکور بر حسب PGA می توان به این مهم دست یافت اما از آنجا که PGA تنها دارای خصوصیات شتابنگاشت می باشد و نمی تواند خصوصیات لرزه ای سازه را در خود داشته باشد به همین سبب معیار PSA که هم دارای خصوصیات سازه و هم خصوصیات شتابنگاشت می باشد معیار مناسب تری نسبت به PGA به عنوان معیار شدت می باشد. در نهایت پس از انجام تحلیل دینامیکی فزاینده بر روی مدل سد - فونداسیون - مخزن نمودار های IDA بدست آمده و در شکل ۵ بر حسب PGA و در شکل ۶ بر حسب PSA ترسیم شده است.

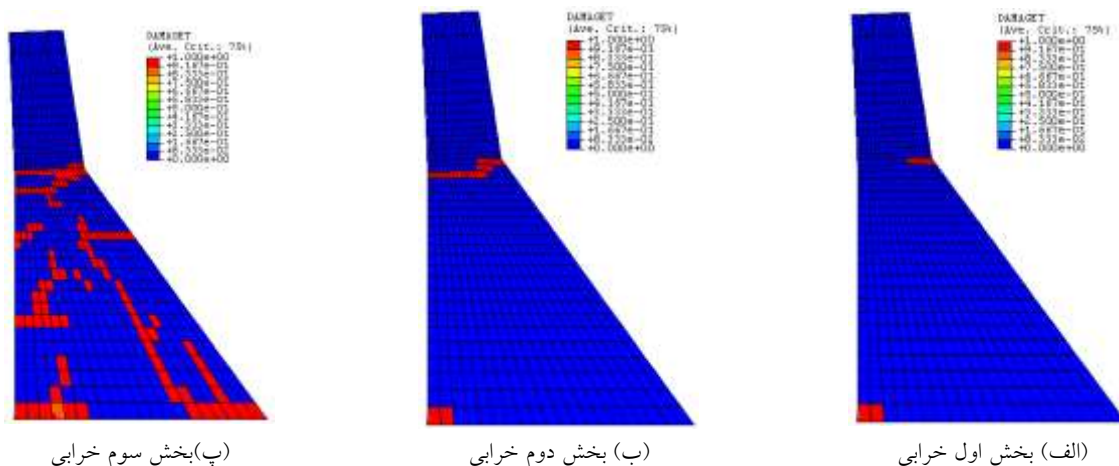


شکل ۶: منحنی های IDA سد بتنی وزنی کوینا تحت شتاب نگاشت های مطرح شده و برحسب PSA



شکل ۵: منحنی های IDA سد بتنی وزنی کوینا تحت شتاب نگاشت های مطرح شده و برحسب PGA

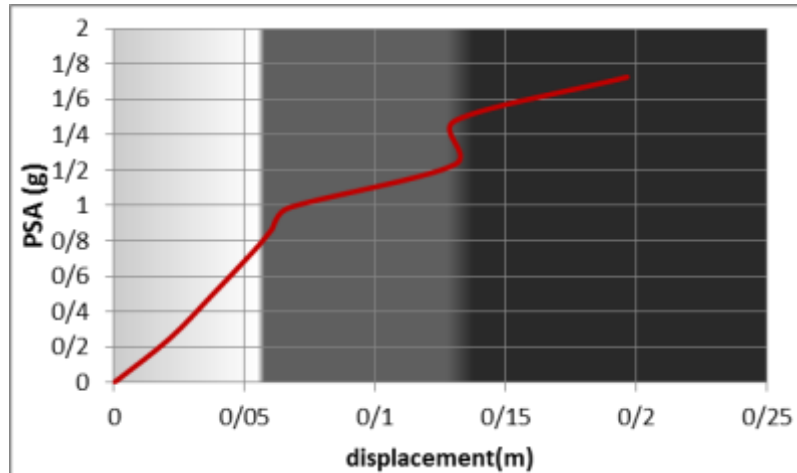
با توجه به شکل ۶ و ۵ می توان مشاهده نمود که بر اساس معیار شدت بخش اول خرابی (رفتار خطی منحنی IDA و بدون ترک در سد) به طور متوسط تا $PSA=0.8\text{ g}$ ، بخش دوم خرابی (از مرز شروع ترک تا ترک خوردگی کامل neck) به طور متوسط از $PSA=0.8\text{ g}$ تا $PSA=1.5\text{ g}$ و بخش سوم خرابی (از مرز ترک خوردگی کامل neck تا مشاهده ی ترک خوردگی در اکثر نواحی سد و رسیدن ترک های بالا و پایین سد به یکدیگر) به طور متوسط از $PSA=1.5\text{ g}$ تا $PSA=2\text{ g}$ نیز اتفاق می افتند. همچنین می توان مشاهده نمود که بر اساس معیار خرابی بخش اول خرابی به طور متوسط تا جابجایی ۵ میلیمتر ، بخش دوم خرابی تا جابجایی حدود ۸ میلیمتر و بخش سوم خرابی تا جابجایی حدود ۱۵ میلیمتر نیز اتفاق می افتند که اشکال خرابی را می توان در شکل ۷ مشاهده نمود.



شکل ۷: مدل خرابی سد بتنی وزنی کوینا با توجه به سه بخش منحنی های IDA

همان طور که مشاهده می شود هر نمودار IDA در مورد سد دارای سه بخش خرابی می باشد. بخش اول که رفتاری خطی از خود نشان می دهد تا مرز شروع ترک خوردگی ادامه می یابد، بخش دوم خرابی که با شیب کمتری در نمودار IDA پیش می رود از شروع ترک خوردگی تا ترک

خوردگی کامل (neck) یا همان بخش بالایی سد بتنی وزنی نیز ادامه می یابد و در نهایت بخش سوم خرابی که تا انهدام کامل سد و فراگرفتن بخش وسیعی از سد توسط المان های ترک خورده پیش می رود. این سه بخش به طور متمایز در شکل ۸ به طور نمونه برای یکی از زلزله ها به نمایش در آمده است .



شکل ۸: سه بخش منحنی های IDA

همچنین می توان ارزیابی نمود که سد در اثر زلزله ها با PGA و PSA های مختلف در چه مرحله ای از خرابی قرار دارد و به چه میزان در خطر قرار دارد. البته ذکر این نکته ضروری است که چنانچه neck در یک سد بتنی وزنی از سد جدا شود عملاً سد کارایی خود را از دست خواهد داد و لذا عملاً بعد از خرابی سد در مرحله ی دوم می توان سد را شکسته شده فرض کرد.

۵- نتیجه گیری

در این مقاله به منظور بررسی رفتار خرابی سد بتنی وزنی با استفاده از مدل سازی سد کوینا در نرم افزار آباکوس و در نظر گرفتن اندرکنش های موجود، تحلیل دینامیکی فزاینده برای ۹ شتابنگاشت متفاوت و با در نظر گرفتن مدل خرابی پلاستیک بتن صورت پذیرفت، بررسی های انجام شده در این مقاله در زمینه تحلیل دینامیکی فزاینده ی سد بتنی وزنی نشان می دهد که :

- منحنی های IDA در مورد سد بتنی وزنی سه بخش خرابی را نشان می دهند که مرز هر یک از خرابی ها را می توان با متوسط گیری از مجموعه ی نمودار ها و بر اساس معیار شدت و یا معیار خرابی نیز بدست آورد.
- به طور متوسط تا $PSA=0.8g$ ترک خوردگی در سد اتفاق نمی افتد و با افزایش معیار شدت، سد در محل neck و پاشنه دچار ترک خوردگی می شود. با افزایش شتاب، خسارت در المان های سد افزایش می یابد.
- با توجه به اشکال خرابی می توان نتیجه گرفت که عملاً بعد از خرابی سد در بخش دوم خرابی، قسمت neck سد از کار می افتد و عملاً سد بلا استفاده است.

نتایج این کار پژوهشی می تواند در ارزیابی رفتار مناسب سدهای بتنی وزنی در مقابل زلزله نیز موثر باشد.

1. Sherong Zhang, Gaohui Wang. "Effects of near-fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams" Soil Dynamics and Earthquake Engineering 53,(2013) 217–229
2. Tekie P. and Ellingwood B. "Seismic Fragility Assessment of Concrete Gravity Dams", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 32, (2003) 2221-2240,
3. Mirzahosseini Kashani, S. and Ghaemian, M., " Seismic Fragility Assessment of Concrete Gravity Dams ", United States Society on Dams, 29th Annual Meeting and Conference, Nashville, USA, (2009).April 20-24,
4. Mohammad Alembagheri and Mohsen Ghaemian. "Seismic assessment of concrete gravity dams using capacity estimation and damage indexes" Earthquake Engineering Structural. Dynamics. 42 , (2013) 123-144
5. Sherong Zhang, Gaohui Wang. "Damage evaluation of concrete gravity dams under main shock–after shock seismic sequences" Soil Dynamics and Earthquake Engineering 50, (2013) 16–27
6. Abaqus theory manual , <http://abqdoc.byv.kth.se:2080/v6.12/books/stm/default.htm>
7. Vamvatsikos D,Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31,(2002) 491–514
8. Vamvatsikos D, CornellCA. Applied incremental dynamic analysis .Earthquake Spectra 20, (2004) 523–53.
9. PEER Strong Motion Database, <http://peer.Berkeley.edu/NGA>.