

ارزیابی لرزه‌های سدهای وزنی بتنی عمدتاً با استفاده از تخمین ظرفیت‌های حالات حدی و یا تعیین شاخص‌های خرابی انجام می‌پذیرد. هدف اصلی این مقاله تخمین ظرفیت‌های حالات حدی و سطوح خرابی سدهای وزنی بتنی بر مبنای انرژی می‌باشد. از این رو با انتخاب سد وزنی پایین‌فالت به‌عنوان مورد مطالعاتی، تحلیل دینامیکی فراینده غیرخطی با استفاده از الگوریتم جستجو و انباشت بر روی سیستم سد-مخزن-فونداسیون صلب، تحت رکوردهای حوزه نزدیک دارای اثرات پیش‌روندگی، انجام شده است. در این تحقیق، شدت آریاس که معرف انرژی تجمعی شتاب‌نگاشت می‌باشد به‌عنوان معیار شدت زلزله در نظر گرفته شده و سه پارامتر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست، انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت پایین‌دست و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت بالادست به‌عنوان معیار خرابی سازه انتخاب شده‌اند. با بررسی منحنی‌های تحلیل دینامیکی فراینده مشاهده گردید که تا سطح شدتی که انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت بالادست برابر صفر می‌باشد، پاسخ انرژی غالب سد، پاسخ ناشی از حرکت‌های رو به پایین دست سازه و ترک خوردگی در تراز پایه می‌باشد. در حالی که بعد از سطح شدت مذکور، در هر سطح شدت، پاسخ کلی سازه برابر مجموع پاسخ‌های سازه در حرکت در جهات پایین دست و بالادست می‌باشد. نتایج نشان دادند که بیان رفتار سازه بر اساس پاسخ انرژی کلی آن به‌نظر جامع‌تر و درست‌تر می‌باشد.

**واژگان کلیدی:** ارزیابی لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی فراینده غیرخطی، الگوریتم جستجو و انباشت، شدت آریاس، انرژی اتلاف شده به دلیل شکست.

## ارزیابی لرزه‌های سدهای وزنی بتنی بر مبنای انرژی با استفاده از تخمین ظرفیت تحت زلزله‌های حوزه نزدیک؛ مطالعه موردی سد پایین‌فالت کالیفرنیا

سید جمال‌الدین شریفی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران - سازه، گروه مهندسی عمران، واحد دماوند، دانشگاه آزاد اسلامی، دماوند، ایران

محمدعلی ستوده (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد دماوند، دانشگاه آزاد اسلامی، دماوند، ایران، [ma.sotoudeh@dama vandiau.ac.ir](mailto:ma.sotoudeh@dama vandiau.ac.ir)

### ۱- مقدمه

را با استفاده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی و با در نظرگیری اندرکنش سد-مخزن مورد بررسی قرار دادند. آنها جهت انجام مطالعه، سد وزنی بتنی پایین‌فالت<sup>۱</sup> را به‌عنوان مورد مطالعاتی انتخاب نمودند. در مطالعه مذکور، یک بار اندرکنش سد-مخزن با دقت بالایی لحاظ و معادلات کوپله‌ی حاصله سد-مخزن با استفاده از تکنیک جابه‌جایی متناوب<sup>۲</sup> حل گردید. در مدل دیگر برای مدل‌سازی اندرکنش سد-مخزن از روش تقریبی جرم افزوده‌ی وسترگارد<sup>۳</sup> استفاده نمودند. سپس پاسخ سد مشتمل بر لحاظ دقیق اندرکنش سد-مخزن با پاسخ به‌دست آمده از تقریب اندرکنش با رویکرد جرم افزوده، مقایسه شد. مشاهده گردید

سدهای وزنی بتنی جزو آن دسته از سازه‌های پراهمیت می‌باشند که از جنبه‌های مختلف دارای کاربردهای فراوانی از قبیل کنترل سیلاب، تولید برق، ذخیره‌ی آب و... هستند. با این وجود، خطرپذیری لرزه‌ای این سازه‌ها به‌خصوص از نظر تلفات جانی و مالی در منطقه پایین دست آنها، زیاد می‌باشد [۱]. همچنین بسیاری از سدهای موجود نمی‌توانند ضوابط ایمنی آیین‌نامه‌های جدید طراحی برای شرایط لرزه‌ای شدید را برآورده نمایند. از این رو امروزه ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی موجود و پیشنهادی اهمیت زیادی پیدا کرده است. قائمیان و قبارا [۲] پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سدهای وزنی بتنی

کلی جدید برای یک مجموعه از سدهای وزنی بتنی و نهایتاً ترسیم منحنی‌های شکنندگی مرتبط با آنها، متناظر با حالات حدی تعیین شده پرداختند. در پژوهش مذکور با انتخاب سدهای پایین‌فالت، کوینا<sup>۱۴</sup> و شفارود به‌عنوان مورد مطالعاتی، مدل‌سازی عددی آنها با مخزن پر با استفاده از روش اجزای محدود در سه مدل تحلیلی (پایین‌فالت، کوینا و شفارود) برای ارزیابی عملکرد سازه سد در شرایطی که سد هنوز ترک نخورده است، انجام گردید. ایشان جهت تحلیل IDA، ۳۰ رکورد زمین‌لرزه را انتخاب نمودند. همچنین چندین پارامتر تقاضای مهندسی (EDPs)<sup>۱۵</sup> برای هر مورد در برابر معیارهای شدت زمین‌لرزه (IMs) محاسبه گردید. حالات حدی در هر سطح  $S_a(T_1, 5\%)$  متناظر با پیشرفت خرابی کششی در پایه یا گردن سد تعریف شدند. سرانجام، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای پارامترهای تقاضای مهندسی برای یک مجموعه از سدهای وزنی بتنی استخراج گردیدند. ستوده و همکاران [۵] آسیب‌پذیری لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک را مورد ارزیابی قرار دادند. در مدل‌سازی عددی صورت گرفته اثرات اندرکنش سد و مخزن را لحاظ و فونداسیون سد را به‌صورت صلب در نظر گرفتند. در تحقیق مذکور رفتار کامل لرزه‌ای سد وزنی پایین‌فالت را از طریق روش IDA ثبت کرده و منحنی‌های منفرد IDA را برای پارامترهای تقاضای مهندسی (EDP) انتخابی تولید کردند. سپس به‌وسیله‌ی مطالعه‌ی توأمان منحنی‌های IDA، پروفیل‌های ترک و منحنی‌های تاریخچه‌زمانی خسارت - جابه‌جایی (DDTH)<sup>۱۶</sup> رفتار کامل لرزه‌ای سد پایین‌فالت را مورد بررسی و تحقیق قرار دادند. دستاورد اصلی پژوهش آنها استفاده از یک روش جامع در چارچوب IDA و تحلیل آماری برای تعیین حالات حدی لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی بود.

در پژوهش تیدکه و ادھیکاری [۶]، تحلیل شکنندگی لرزه‌ای سیستم سد - مخزن - فونداسیون صخره‌ای لایه‌ای سد کوینا با در نظرگیری انعطاف‌پذیری فونداسیون انجام گردید. جهت تحلیل لرزه‌ای، زمین‌لرزه‌ها مطابق با رویکرد طیف میانگین شرطی انتخاب شدند. برای تحلیل سازه از روش تحلیل IDA

که پاسخ‌های مختلف سد و الگوی ترک به‌دست آمده از دو رویکرد فوق، با هم متفاوت هستند. عالم باقری و قائمیان [۳] به‌وسیله توسعه مفاهیم تحلیل استاتیکی پوش‌اور، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)<sup>۴</sup> و شاخص خرابی در حوزه سدهای وزنی بتنی، عملکرد سازه‌ای، ظرفیت و حالات حدی این چنین سازه‌هایی را با استفاده از بلندترین مونولیت دو بعدی غیر سرریز شونده سد وزنی پایین‌فالت بررسی نمودند. در مدل‌سازی صورت گرفته اندرکنش سد - مخزن را لحاظ و فونداسیون را به‌صورت صلب در نظر گرفتند. آنها جهت تحلیل دینامیکی افزایشی یک مجموعه‌ی دوازده‌تایی از رکوردها با شدت‌های متنوع را انتخاب نمودند. برای انتخاب معیار خرابی (DM)<sup>۵</sup> سازه، از حداکثر جابه‌جایی تاج سد در جهت پایین‌دست (MCD D/S)<sup>۶</sup> و حداکثر جابه‌جایی تاج سد در جهت بالادست (MCD U/S)<sup>۷</sup> استفاده نموده و رفتار کلی جابه‌جایی سازه را با استفاده از قدر مطلق حداکثر جابه‌جایی تاج سد (AMCD)<sup>۸</sup> مورد بررسی قرار دادند. علاوه بر سه پارامتر فوق، از انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت پایین‌دست (DFE D/S)<sup>۹</sup> و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت بالادست (DFE U/S)<sup>۱۰</sup> به‌عنوان DM استفاده کرده، ولی رفتار کلی انرژی سازه را مورد ارزیابی قرار ندادند. انصاری و آگروال [۱] برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی از منحنی‌های شکنندگی استفاده نمودند. مطالعه‌ی ایشان بر روی یک سد وزنی بتنی مشخص انجام شد که برای تولید منحنی‌های شکنندگی با در نظر گرفتن ۱۷ رکورد زمین‌لرزه روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) را اعمال نمودند. آنها از چهار پارامتر اوج شتاب زمین (PGA)، شدت آریاس (IA)<sup>۱۱</sup>، ضریب پتانسیل ویران‌سازی (PD)<sup>۱۲</sup> و شتاب طیفی در مود اول ارتعاش با میرایی ۵ درصد ( $S_a(T_1, 5\%)$ ) به‌عنوان IM و از دو پارامتر حداکثر جابه‌جایی تاج سد (MCD) و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (DFE)<sup>۱۳</sup> به‌عنوان DM استفاده کرده و منحنی‌های IDA را ترسیم نمودند. قاسمی گواهر و همکاران [۴] به تعیین حالات حدی و تعریف شاخص‌های خرابی موضعی و

روش IDA برای تحلیل سدهای وزنی استفاده شده، یا پاسخ انرژی سازه در دو جهت حرکت تاج سد (DFE U/S و DFE D/S) به طور مجزا در نظر گرفته شده (مانند [۳]) و یا فقط پاسخ کلی انرژی (DFE) سازه را مورد ارزیابی قرار گرفته (مانند [۱، ۴]) و به مقایسه سه پارامتر فوق پرداخته نشده است. لذا در این تحقیق، از سه پارامتر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (DFE)، انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت پایین دست (DFE D/S) و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت بالادست (DFE U/S) به عنوان میزان خرابی (DM) سازه استفاده گردید. انرژی اتلاف شده به دلیل شکست ماهیت تجمعی داشته، می‌تواند تأثیر تجمعی تحریک لرزه‌ای در خرابی‌های سازه‌ای را در نظر گرفته و بر اساس انتشار خرابی در کل بدنه سد می‌باشد؛ لذا فرآیند آسیب در سازه را بهتر نشان می‌دهد. در زمینه‌ی مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها نیز، مطالعات گذشته که از روش IDA برای تحلیل سدهای وزنی بتنی استفاده کرده‌اند، الگوریتم گام‌به‌گام<sup>۱۸</sup> را به کار برده‌اند (به عنوان نمونه [۱، ۳-۶] همگی از الگوریتم گام‌به‌گام استفاده کرده‌اند). این الگوریتم دو نقطه ضعف کلی دارد [۸-۹]. یکی عدم کارآمدی<sup>۱۹</sup> (مقرون‌به‌صرفگی)، زیرا کیفیت آن به انتخاب گام IM وابسته است. دیگری پیوستگی ضمنی تخمین تقاضا و ظرفیت، زیرا دقت ظرفیت و تقاضا به طور مؤثری در این روش یکسان هستند و برابر با اندازه‌ی گام<sup>۲۰</sup> می‌باشند. در پژوهش حاضر، جهت رفع نقاط ضعف فوق برای مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها از الگوریتم پیشرفته‌ی جستجو و انباشت (hunt&fill)<sup>۲۱</sup> [۹] استفاده شد. در این تحقیق با استفاده از منحنی‌های IDA و انجام یک سری تحلیل‌های آماری تکمیلی، حالات حدی، سطوح خرابی و ظرفیت دینامیکی کلی سازه بر مبنای پارامترهای مبتنی بر انرژی تعیین شدند.

## ۲- روش تحقیق

در این پژوهش جهت تحلیل سازه از روش IDA استفاده شده است. انجام تحلیل IDA برای تعیین عملکرد یک سازه چندین

استفاده گردید، به طوری که هر رکورد در سطوح شدت مختلف مقیاس شده و این رکوردها به طور مستقیم برای تحلیل تاریخچه‌زمانی مورد استفاده قرار گرفتند. اوج شتاب زمین (PGA)، اوج سرعت زمین (PGV) و شدت طیف شتاب (ASI) به عنوان پارامتر معیار شدت (IM)<sup>۱۷</sup> انتخاب گردیدند. آنها به این نتیجه رسیدند که جابه‌جایی تاج و تنش پاشنه می‌تواند به عنوان پارامتر معیار خرابی سازه (DM) در روش IDA مورد استفاده قرار گیرند.

ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی عمدتاً با استفاده از تخمین ظرفیت‌های حالات حدی و یا تعیین شاخص‌های خرابی انجام می‌پذیرد. هدف اصلی این تحقیق ارزیابی لرزه‌ای این سازه‌ها با استفاده از تخمین ظرفیت اتلاف انرژی سازه (انرژی اتلاف شده به دلیل شکست) در حالات حدی مختلف، بررسی پاسخ انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در دو جهت حرکت تاج سد و دستیابی به یک درک مستقیم از رفتار کلی آنها می‌باشد. از این رو با انتخاب سد وزنی پایین فلت به عنوان مورد مطالعاتی، تحلیل دینامیکی فزاینده غیرخطی (IDA) بر روی سیستم سد- مخزن- فونداسیون صلب، تحت ۲۶ رکورد حوزه نزدیک دارای اثرات پیش‌روندگی، انجام گردیده که مجموعاً مشتمل بر ۳۹۰ تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی شده است.

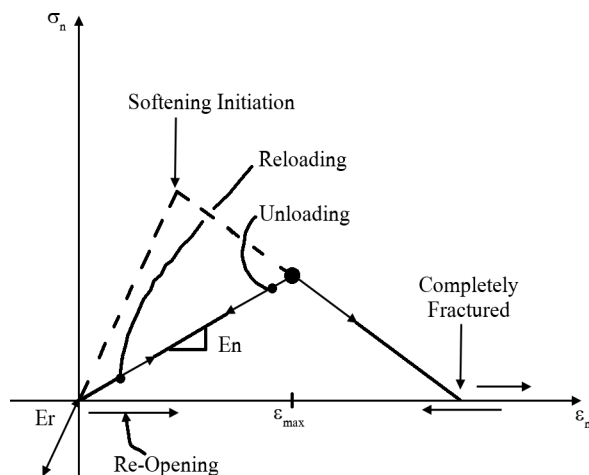
لازم به ذکر است که تحلیل IDA در این پژوهش بر اساس پارامترهای مبتنی بر انرژی انجام گردید. بدین ترتیب که یک معیار مناسب همچون شدت آریاس (IA) به عنوان میزان شدت زلزله (IM) در نظر گرفته شد؛ زیرا این معیار ضمن نشان دادن انرژی تجمعی شتاب‌نگاشت، دامنه، محتوای فرکانسی و مدت تداوم جنبش زمین را به صورت تئومان در بر گرفته [۷] و به همین دلیل شاخص معتبری از قدرت و پتانسیل خرابی زمین‌لرزه بوده و همبستگی قوی با معیارهای مختلف پاسخ لرزه‌ای سازه دارد. از طرف دیگر، پاسخ لرزه‌ای سدهای وزنی به حرکت سد در جهات پایین دست و بالادست بستگی دارد، بنابراین می‌بایستی رفتار لرزه‌ای سازه در دو جهت حرکت به طور مجزا و همچنین به طور کلی مورد بررسی قرار گیرد. در مطالعات گذشته که از

در این تحقیق مقطع یکپارچه سد، بدون هرگونه درز، ترک و صفحات مستعد لغزش مدل سازی شده و فونداسیون صلب در نظر گرفته شده است. در مدل سازی عددی فقط رفتار غیرخطی مصالح بتنی لحاظ گردیده و از رفتار غیرخطی هندسی صرف نظر گردیده است؛ بنابراین تنها مود گسیختگی لحاظ شده، اضافه تنش منجر به ترک های کششی در بدنه ی سد می باشد و از خردشدگی فشاری بتن چشم پوشی شده است. رفتار غیرخطی بتن سد با استفاده از مدل ترک پیوسته - مدل ترک پخش شده شیبه سازی شده است [۱۱]. مشخصات مصالح بتن سد در جدول (۱) درج گردیده است.

جدول (۱): مشخصات مکانیکی مصالح.

نام	نماینه	مقدار	واحد
مدول الاستیسیته	$E_c$	۲۷/۵۸	گیگاپاسکال
چگالی	$\rho_c$	۲۴۰۰	کیلوگرم بر مترمکعب
نسبت پواسون	$\nu_c$	۰/۲۰	...
مقاومت کششی	$\sigma_t$	۲/۷۰	مگاپاسکال
مقاومت فشاری	$\sigma_c$	۲۷/۰۰	مگاپاسکال
انرژی شکست	$G_f$	۳۰۰	نیوتن بر متر
ضریب افزایش مقاومت دینامیکی	...	۱/۲۰	...

همچنین شکل (۲) مدل تنش - کرنش مصالح بتنی سد را نشان می دهد. در این مطالعه رفتار فشاری بتن، الاستیک خطی در نظر گرفته شده است.

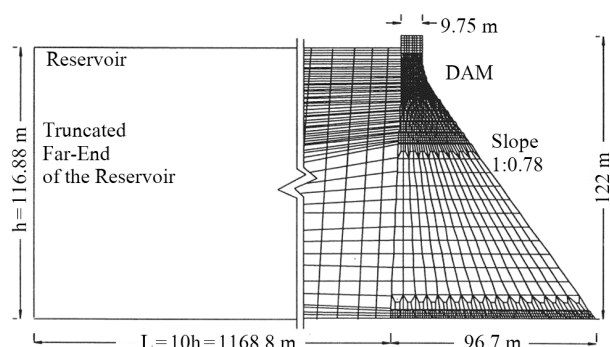


شکل (۲): مدل تنش - کرنش کششی مصالح بتنی سد [۱۱].

مرحله دارد [۹]. در ابتدا یک مدل سازه ای غیرخطی مناسب باید ایجاد شده و یک مجموعه از رکوردها انتخاب شوند. سپس برای هر رکورد، سطوح مقیاس باید انتخاب شده، تحلیل های دینامیکی انجام گردیده و نتایج پردازش شوند؛ بنابراین می توان منحنی های IDA پاسخ سازه ای را تولید نمود که به وسیله ی ترسیم یک معیار خرابی (DM) در برابر یک معیار شدت (IM) ارائه می گردد. به نوبت برای هر رکورد درون یابی انجام گردیده و بر روی همه ی رکوردها خلاصه سازی انجام می شود تا توزیع تقاضای DM در هر سطح شدت IM مشخص، تخمین زده شود. سپس، حالات حدی می توانند بر روی هر منحنی IDA مشخص شده و آنها برای ایجاد احتمال تجاوز یک حالت حدی مشخص در سطح IM داده شده تجمیع و خلاصه سازی شوند.

## ۱-۲- مدل سازی عددی

سد وزنی بتنی پایین فلت بر روی رودخانه ی کینگز در ایالات متحده آمریکا احداث شده است. سازه سد از ۳۷ مونولیت ۲۲ با عرض ۱۵/۲۰ متر تشکیل شده است که تاجی با طول ۵۶۰ متر را ایجاد نموده اند. مونولیت شماره ی ۱۸، بزرگ ترین مونولیت غیر سرریز شونده ی سد پایین فلت می باشد. ارتفاع این مونولیت ۱۲۲ متر می باشد. در این پژوهش جهت انجام مدل سازی و تحلیل غیرخطی از نرم افزار NSAG-DRI استفاده شده است [۱۰]. مدل اجزای محدود مقطع دو بعدی مونولیت ۱۸ سد پایین فلت به همراه مخزن، مشخصات هندسی و برخی فرضیات تحلیل در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل (۱): مدل اجزای محدود مقطع دو بعدی مونولیت ۱۸ سد پایین فلت به همراه مخزن، مشخصات هندسی و برخی فرضیات تحلیل.

اساس مشارکت مود اول سیستم سازه-مخزن قرار گرفته بر روی فونداسیون صلب ( $T_1 = 0.28$ )، برابر  $0.044/0$  محاسبه گردیده است. محاسبه پاسخ تاریخیچه‌زمانی برای سدهای بتنی وزنی شامل حل معادلات کوپله سد-فونداسیون-مخزن است (البته در پژوهش حاضر فونداسیون صلب در نظر گرفته شده و معادلات به صورت معادلات کوپله سد-مخزن می‌باشند). در یک سیستم معادلات کلی، حل این معادلات می‌تواند در محدوده زمانی<sup>۲۴</sup> یا محدوده فرکانسی<sup>۲۵</sup> صورت پذیرد [۱۳]. تحلیل محدوده زمانی قابلیت حل پاسخ یک سیستم خطی یا غیرخطی را در تحلیل سازه‌ای دارد. در عمل، تحلیل در محدوده زمانی به صورت روش قدم‌به‌قدم<sup>۲۶</sup> با استفاده از انتگرال عددی برای ارضای معادلات حاکم صورت می‌پذیرد [۱۳]. در تمامی روش‌های قدم‌به‌قدم، بارگذاری و تاریخیچه پاسخ در فواصل زمانی معین مشخص می‌شوند. در هر فاصله زمانی پاسخ در انتهای آن بر اساس شرایط اولیه در ابتدای فاصله زمانی که شامل تغییر مکان و سرعت است محاسبه می‌شوند. روش قدم‌به‌قدم می‌تواند به صورت ضمنی<sup>۲۷</sup> یا غیرضمنی<sup>۲۸</sup> باشد [۲، ۱۳]. در روش ضمنی پاسخ در انتهای هر فاصله زمانی بر اساس شرایط ابتدایی قابل محاسبه است در حالی که در روش غیرضمنی بعضی از مقادیر لازم است با استفاده از عملیات بیشتری محاسبه شود که حجم عملیات را در مقایسه با روش ضمنی افزایش می‌دهد. به همین دلیل روش ضمنی به خاطر سهولت محاسبات بیشتر توصیه می‌شود [۱۳]. در روش قدم‌به‌قدم دقت محاسبات به طول فاصله زمانی، پایداری عددی روش، میرایی عددی موجود در ماهیت روش و سایر عوامل بستگی دارد. روش‌های ترکیب مودی<sup>۲۹</sup> و روش مستقیم<sup>۳۰</sup> دو روش از نوع قدم‌به‌قدم هستند که برای حل عددی سیستم معادلات به کار می‌روند. روش ترکیب مودی در تحلیل سیستم‌های خطی کاربرد دارد. در روش مستقیم قدم‌به‌قدم<sup>۳۱</sup>، انتگرال‌گیری به صورت مستقیم از معادله اصلی بدون هیچ نیازی به مستقل کردن معادلات اولیه انجام می‌شود. همچنین در این روش نیازی به یافتن شکل مودها و فرکانس آنها نیست. این روش قابلیت کاربرد در هر دو نوع سیستم خطی و غیرخطی را دارد.

اندرکنش سد و مخزن در مدل‌سازی انجام شده لحاظ گردیده و معادلات کوپله سد-مخزن با استفاده از تکنیک جابه‌جایی متناوب حل می‌گردند. عمق مخزن در وضعیت نرمال آن برابر  $116/88$  متر در نظر گرفته شده است. همچنین هیچ آبی در پایین دست سد لحاظ نشده است. شرایط مرزی انتهای دور مخزن با استفاده از شرایط مرزی شاران مدل‌سازی گردیده است [۱۲]. شرایط فشار صفر در سطح مخزن برقرار است. اثر جذب امواج در کف مخزن در تعیین پاسخ لرزه‌ای سد با فرض محافظه کارانه‌ی ضریب انعکاس برابر  $0.82$  لحاظ گردیده است [۱۲]. سرعت حرکت موج در آب برابر  $1438/66$  متر بر ثانیه و چگالی آب  $1000$  کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده‌اند. همچنین آب مخزن، سیالی تراکم‌پذیر می‌باشد. از فشار برکنش و همچنین فشار آب منفذی داخل ترک‌ها صرف‌نظر گردیده است. برای اعمال اثر میرایی از مدل میرایی الاستیک-تردد رایلی<sup>۳۳</sup> استفاده شده است. این مدل، ترکیبی خطی از دو مؤلفه‌ی جرم و سختی سازه می‌باشد که هر کدام با یک ضریب تناسب در تشکیل ماتریس میرایی مشارکت دارند. میرایی رایلی کلاسیک دارای معادله بنیادین به صورت رابطه (۱) می‌باشد [۱۳]:

$$[C] = a_M [M] + a_K [K] \quad (1)$$

که در آن  $[M]$  ماتریس جرم،  $[K]$  ماتریس سختی،  $a_M$  ضریب تناسب جرم و  $a_K$  ضریب تناسب سختی است. معمولاً عبارت متناظر با ماتریس جرم در رابطه‌ی ماتریس میرایی رایلی برای اجتناب از بروز اثرات نامطلوب در تحلیل غیرخطی حذف می‌شود [۱۳]؛ بنابراین، ماتریس میرایی متناسب با ماتریس سختی خواهد شد. در این حالت مقدار ضریب ماتریس سختی از رابطه (۲) محاسبه می‌گردد:

$$a_K = \frac{2\xi}{\omega_n} \quad (2)$$

$\xi$  نسبت میرایی و  $\omega_n$  فرکانس زاویه‌ای طبیعی سیستم بر حسب رادیان بر ثانیه است.  $\omega_n$  نیز به صورت رابطه (۳) تعریف می‌گردد:

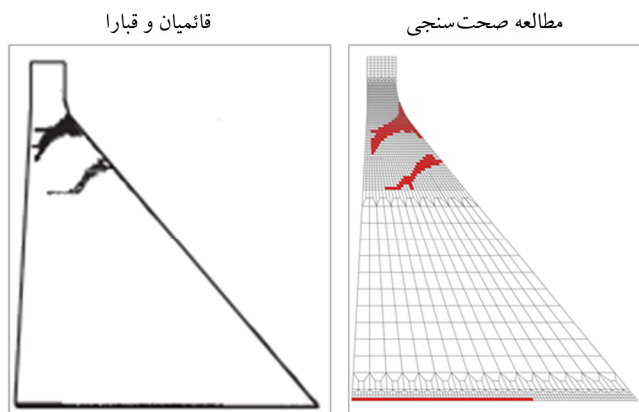
$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (3)$$

که در آن  $T_n$  زمان تناوب طبیعی سیستم بر حسب ثانیه می‌باشد. ضریب تناسب سختی با لحاظ نسبت میرایی بحرانی ۵ درصد و بر

لازم به ذکر است در روند تحلیل های لرزه ای غیر خطی، معیار خطای موازنه ی انرژی<sup>۳۲</sup> به میزان ۵ تا ۱۰ درصد در نظر گرفته می شود [۲، ۱۳]. البته در تحلیل ها به وضوح دیده می شود رشد خطای انرژی و به عبارتی توسعه ی آسیب در مدل اجزای محدود بعد از میزان معین خطا بسیار سریع شده و در روند تحلیل غیر خطی ناپایداری حاصل می شود. این شرایط معیاری برای میزان خرابی زیاد در سدها تلقی می شود [۲، ۱۳].

### ۲-۳- صحت سنجی نتایج

در ابتدای این تحقیق، یک مطالعه صحت سنجی انجام شد. مرجع مبنای مقایسه مطالعه انجام شده توسط قائمیان و قبارا [۲] در نظر گرفته شد. در پژوهش مذکور تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی بر روی سد پایین فلت تحت ۱۰ ثانیه ی نخست مؤلفه ی افقی (مؤلفه S69E) شتاب نگاشت مقیاس شده ی زلزله تافت لینکلن<sup>۳۳</sup>، با ضریب مقیاس ۱/۵۰، اعمال گردیده بود. لذا در این پژوهش، تحلیل دینامیکی غیر خطی با شرایط، فرضیات و بار گذاری لرزه ای کاملاً مشابه با مرجع مبنای انجام گرفته و سپس پاسخ های دینامیکی سازه و خرابی آن با مرجع مبنای مقایسه گردید. آنچه محقق شد، انطباق و برابری قابل توجه نتایج مطالعه صحت سنجی با نتایج مرجع مبنای مقایسه بود. در شکل (۳-الف) پاسخ انرژی اتلاف شده به دلیل شکست<sup>۳۴</sup> حاصل از مطالعه صحت سنجی و مرجع مبنای یکدیگر مقایسه شده اند. در شکل (۳-ب) نیز، پروفیل ترک در بدنه سد در لحظه  $t = 7$  ثانیه حاصل از دو مطالعه نشان داده شده است.



(ب) مقایسه پروفیل ترک در بدنه سد

شکل (۳): مقایسه DFE و پروفیل ترک حاصل از مطالعه صحت سنجی و مرجع مبنای.

در این پژوهش با استفاده از نرم افزار مذکور، معادله ی دینامیکی سد در حالت دو بعدی و در میدان زمان به روش اجزای محدود و به صورت غیر خطی حل می گردد. همچنین برای حل عددی معادله ی حرکت در حوزه ی زمان، از روش حل ضمنی استفاده می شود [۲]. گام های زمانی تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برابر ۰/۰۰۲ ثانیه در نظر گرفته شده و فقط مؤلفه افقی زلزله بر سازه و در پاشنه ی سد اعمال گردیده است.

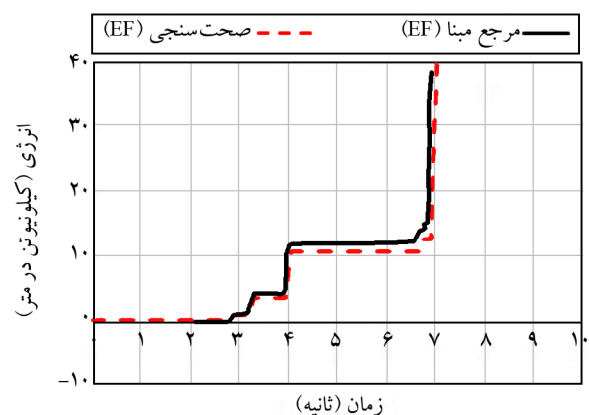
### ۲-۲- موازنه انرژی لرزه ای در تحلیل سدهای وزنی بتنی

موازنه ی انرژی (صورت بندی انرژی مطلق) برای تحلیل سدهای وزنی بتنی را می توان به صورت رابطه (۴) نوشت [۲]:

$$EK + EE + ED + EF = EP + EQ + EH \quad (4)$$

که  $EK$ ،  $EE$ ،  $ED$  و  $EF$  به ترتیب انرژی جنبشی مطلق، انرژی الاستیک ذخیره شده در سیستم، انرژی میرایی ویسکوز و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست و  $EP$ ،  $EQ$  و  $EH$  کار نیروهای وارده غیر لرزه ای، انرژی ورودی لرزه ای مطلق و کار فشار هیدرودینامیک است.  $EK$  و  $EE$  انرژی ذخیره شده را نشان می دهند، در حالی که  $ED$  و  $EF$  انرژی اتلاف شده را نشان می دهند [۲]. انرژی ورودی  $(EI)$ ، برابر مجموع  $EP$ ،  $EQ$  و  $EH$  می باشد  $(EI = EP + EQ + EH)$ . حال با توجه به مطالبی که گفته شد، معیار خطای انرژی تحت رابطه (۵) ارائه می شود [۲]:

$$\text{Error}(\%) = \frac{(EP + EQ + EH) - (EK + ED + EE + EF)}{(EQ + EH)} \times 100 \quad (5)$$



(الف) مقایسه پاسخ انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (DFE)



#### ۲-۴- انتخاب رکورد زمین لرزه

ستوده و همکاران [۵]، سد پایین فلت را تحت زلزله‌های حوزه نزدیک دارای اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده<sup>۳۵</sup> مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار دادند. در پژوهش حاضر، از مجموعه رکوردهای مطالعه ستوده و همکاران [۵] استفاده شده است. در راستای انتخاب رکوردهای مناسب برای ارزیابی آسیب‌پذیری سدهای وزنی بتنی، شتاب‌نگاشت هر دو مؤلفه افقی ۱۳ زمین لرزه برای انجام IDA انتخاب شده‌اند. تمام ۲۶ رکورد منتخب از نوع نزدیک گسل و دارای اثر جهت‌پذیری می‌باشند که فاصله ایستگاه ثبت آنها تا گسل مربوطه از ۰/۱ تا ۱۸/۱۲ کیلومتر متغیر می‌باشد. داشتن خصوصیات اصلی زلزله نزدیک گسل، از جمله وجود حرکات پالس‌گونه با پیوند بلند در ابتدای رکورد در مورد زلزله‌های منتخب توسط بیکر گزارش گردیده است [۱۴]. شتاب‌نگاشت این زلزله‌ها از بانک اطلاعاتی Pacific Earthquake PEER Center استخراج گردیده است [۱۵]. هم‌خوانی مشخصات بستر ایستگاه ثبت رکورد زلزله با ساختگاه، بر اساس معیارهای سه مرجع طبقه‌بندی بستر

ساختگاه یعنی USGS، GX و CWB ارزیابی گردیده است [۵]. بر این اساس متوسط سرعت موج برشی ثبت شده‌ی تمامی رکوردها بیشتر از ۳۶۰ متر بر ثانیه می‌باشد و آنها بر روی بسترهای سنگی و یا خاک سخت ثبت شده‌اند. بر اساس مراجع USGS و GX رده‌های ساختگاه A، B و C به ترتیب معرف سنگ سخت با سرعت موج برشی بیشتر از ۱۵۰۰ متر بر ثانیه، سنگ با سرعت موج برشی ۷۶۰ تا ۱۵۰۰ متر بر ثانیه و خاک بسیار متراکم و سنگ با سرعت موج برشی ۳۶۰ تا ۷۶۰ متر بر ثانیه می‌باشد. بر اساس مرجع CWB نیز، رده ساختگاه ۱ بیانگر سنگ و خاک سخت با سرعت موج برشی بیشتر از ۳۶۰ متر بر ثانیه است [۵]. به جز دو مورد از رکوردها، سایر زمین لرزه‌ها دارای بزرگای سطحی بزرگ‌تر از ۶ می‌باشند که دامنه‌ی تغییرات بزرگای آنها از ۶/۱ تا ۷/۸ می‌باشند. بزرگای دو رکورد مستثنا نیز برابر ۵/۶ و ۵/۷ می‌باشد که در شرایط کمبود تعداد رکورد نزدیک گسل دارای اثر جهت‌پذیری ثبت شده بر روی بستر سخت یا سنگی، انتخاب شده‌اند [۵]. مشخصات رکوردهای منتخب در جدول (۲) درج گردیده است.

جدول (۲): لیست رکوردهای نزدیک گسل دارای اثر جهت‌پذیری منتخب [۵].

ردیف	شناسه	نام زلزله	تاریخ	ایستگاه	مؤلفه	بزرگای	بیشینه شتاب زمین (g)	فاصله از گسل	وضعیت بستر	مرجع طبقه‌بندی
۱	01n	چی چی، تایوان	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	TCU046	N	۷/۶	۰/۱۱۶	۱۴/۳۴	1/A	CWB/USGS
۲	01e	چی چی، تایوان	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	TCU046	W	۷/۶	۰/۱۳۳	۱۴/۳۴	1/A	CWB/USGS
۳	02n	چی چی، تایوان	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	CHY006	N	۷/۶	۰/۳۴۵	۱۴/۹۳	1/C	CWB/USGS
۴	02e	چی چی، تایوان	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	CHY006	E	۷/۶	۰/۳۶۴	۱۴/۹۳	1/C	CWB/USGS
۵	03n	چی چی، تایوان	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	CHY035	N	۷/۶	۰/۲۴۶	۱۸/۱۲	1/C	CWB/USGS
۶	03e	چی چی، تایوان	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	CHY035	W	۷/۶	۰/۲۵۲	۱۸/۱۲	1/C	CWB/USGS
۷	04n	کوآلینگا	۱۹۸۳/۰۷/۲۲	1651 Transmitter Hill	۲۷۰	۵/۷	۰/۸۴	۹/۲	A	Gx.
۸	04e	کوآلینگا	۱۹۸۳/۰۷/۲۲	1651 Transmitter Hill	۳۶۰	۵/۷	۱/۰۸۳	۹/۲	A	Gx.
۹	05n	کویوتو لاک	۱۹۷۹/۰۸/۰۶	57383 Gilroy Array #6	۲۳۰	۵/۶	۰/۴۳۴	۳/۱	B/B	Gx./USGS
۱۰	05e	کویوتو لاک	۱۹۷۹/۰۸/۰۶	57383 Gilroy Array #6	۳۲۰	۵/۶	۰/۳۱۶	۳/۱	B/B	Gx./USGS
۱۱	06n	کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹/۱۷/۰۸	Gebze	۲۷۰	۷/۸	۰/۱۳۷	۱۷/۰	A/A	Gx./USGS
۱۲	06e	کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹/۱۷/۰۸	Gebze	۰۰۰	۷/۸	۰/۲۴۴	۱۷/۰	A/A	Gx./USGS
۱۳	07n	لاندرز	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	24 Lucerne	۲۷۰	۷/۴	۰/۷۲۱	۱/۱	A/A	Gx./USGS
۱۴	07e	لاندرز	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	24 Lucerne	۰۰۰	۷/۴	۰/۷۸۵	۱/۱	A/A	Gx./USGS
۱۵	08n	ماموت لاکس	۱۹۸۰/۰۵/۲۵	54214 Long Valley Dam (U/L Abut)	۹۰	۶/۱	۰/۲۷۱	۱۵/۵	A	Gx.

ادامه جدول (۲).

ردیف	شناسه	نام زلزله	تاریخ	ایستگاه	مؤلفه	بزرگا	بیشینه شتاب زمین (g)	فاصله از گسل	وضعیت بستر	مرجع طبقه‌بندی
۱۶	08e	ماموت لاکس	۱۹۸۰/۰۵/۲۵	54214 long Valley Dam (U/L Abut)	۰۰۰	۶/۱	۰/۴۳	۱۵/۵	A	Gx.
۱۷	09n	مورگان هیل	۱۹۸۴/۰۴/۲۴	57217 Coyote lake Dam (SW Abut)	۲۸۵	۶/۱	۱/۲۹۸	۰/۱	A	Gx.
۱۸	09e	مورگان هیل	۱۹۸۴/۰۴/۲۴	57217 Coyote lake Dam (SW Abut)	۱۹۵	۶/۱	۰/۷۱۱	۰/۱	A	Gx.
۱۹	10n	مورگان هیل	۱۹۸۴/۰۴/۲۴	57383 Gilroy Array #6	۹۰	۶/۱	۰/۲۹۲	۱۱/۸	B/B	Gx./USGS
۲۰	10e	مورگان هیل	۱۹۸۴/۰۴/۲۴	57383 Gilroy Array #6	۰۰۰	۶/۱	۰/۲۲۲	۱۱/۸	B/B	Gx./USGS
۲۱	11n	نورثریج	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	24207 Pacoima Dam (D/S)	۲۶۵	۶/۷	۰/۴۳۴	۸/۰	A	Gx.
۲۲	11e	نورثریج	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	24207 Pacoima Dam (D/S)	۱۷۵	۶/۷	۰/۴۱۵	۸/۰	A	Gx.
۲۳	12n	نورثریج	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	24207 Pacoima Dam (U/L)	۱۰۴	۶/۷	۱/۵۸۵	۸/۰	A/A	Gx./USGS
۲۴	12e	نورثریج	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	24207 Pacoima Dam (U/L)	۱۹۴	۶/۷	۱/۲۸۵	۸/۰	A/A	Gx./USGS
۲۵	13n	سانفرناندو	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	279 Pacoima Dam	۲۵۴	۶/۶	۱/۱۶	۲/۸	B	USGS
۲۶	13e	سانفرناندو	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	279 Pacoima Dam	۱۶۴	۶/۶	۱/۲۲۶	۲/۸	B	USGS

## ۲-۵- انتخاب معیار شدت زمین لرزه (IM)

معیارهای مختلف شدت زمین لرزه در سه گروه مبتنی بر واقعه<sup>۳۶</sup>، مبتنی بر زمین لرزه<sup>۳۷</sup> و مبتنی بر سازه<sup>۳۸</sup> طبقه‌بندی می‌گردند [۱۶]. در این پژوهش، شدت آریاس (IA) که در گروه مبتنی بر زمین لرزه قرار می‌گیرد، به‌عنوان IM انتخاب شده است. شدت آریاس (انرژی شتاب‌نگاشت) انرژی تجمعی جذب شده به‌وسیله‌ی وزن واحد یک مجموعه‌ی بی‌نهایت از نوسانگرهای<sup>۳۹</sup> یک درجه آزادی که فرکانس‌های اصلی آنها به‌طور یکنواخت از صفر تا بی‌نهایت توزیع شده است را در پایان یک زلزله توصیف می‌نماید [۱۷].

برای یک مؤلفه‌ی تکی حرکت در یک جهت داده شده، شدت آریاس به‌صورت رابطه (۶) بیان می‌شود [۱۸]:

$$I_{xx}(v) = \frac{\arccos v}{g\sqrt{1-v^2}} \int_0^{t_0} a_x^2(t) dt \quad (6)$$

در رابطه (۶)،  $I_{xx}(v)$  شدت وابسته به میرایی ویسکوز اندازه‌گیری شده در جهت x در پاسخ به حرکات گذرا در جهت x، v نسبت میرایی نوسانگرها،  $t_0$  مدت زمین لرزه، g شتاب جاذبه زمین و  $a_x(t)$  تاریخچه‌ی زمانی شتاب می‌باشند. ضریب میرایی  $(\frac{\arccos v}{g\sqrt{1-v^2}})$  به مقدار زیادی به تغییرات در نسبت‌های میرایی سازه‌ای نوسانگرها غیر حساس است [۱۸].

اگرچه ویژگی‌های میرایی سازه‌ای و میرایی خاک متفاوت هستند، ویژگی‌های میرایی یک لایه خاک روانگرا نشده‌ی موجود به‌طور قابل توجهی بر شدت آریاس محاسبه شده، تأثیر نمی‌گذارد [۱۸]. برای موردی که نسبت میرایی به صفر نزدیک است  $(\frac{\arccos(0)}{g\sqrt{1-(0)^2}} = \frac{\pi}{2g})$ ، رابطه (۶) به شکل رابطه (۷) کاهش داده می‌شود [۱۸]:

$$I_{xx}(0) = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a_x^2(t) dt \quad (7)$$

شدت آریاس با واحدهای دیمانسیون طول / زمان بیان می‌شود [۱۸].

## ۲-۶- اندازه خرابی (DM)

در این تحقیق، از سه پارامتر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (DFE)، انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت پایین‌دست (DFE D/S) و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت بالادست (DFE U/S) به‌عنوان اندازه خرابی (DM) سازه استفاده گردیده است. لازم به ذکر است که آنچه در اینجا به‌عنوان حرکت تاج سد در جهت بالادست و یا پایین‌دست یاد می‌شود، به معنای موقعیت تاج سد می‌باشد. به‌منظور تفکیک انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در دو جهت حرکت، از مقادیر تغییر مکان تاج سد استفاده شده



## ۲-۷- الگوریتم‌های مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها

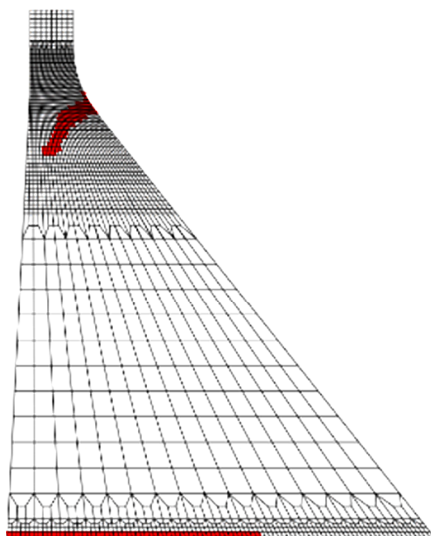
به‌طور کلی دو روش جهت مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها وجود دارد: الگوریتم گام‌به‌گام و الگوریتم جستجو و انباشت [۸-۹]. در این تحقیق از الگوریتم پیشرفته جستجو و انباشت استفاده شده است.

### ۲-۷-۱- انجام تحلیل با استفاده از الگوریتم جستجو و انباشت

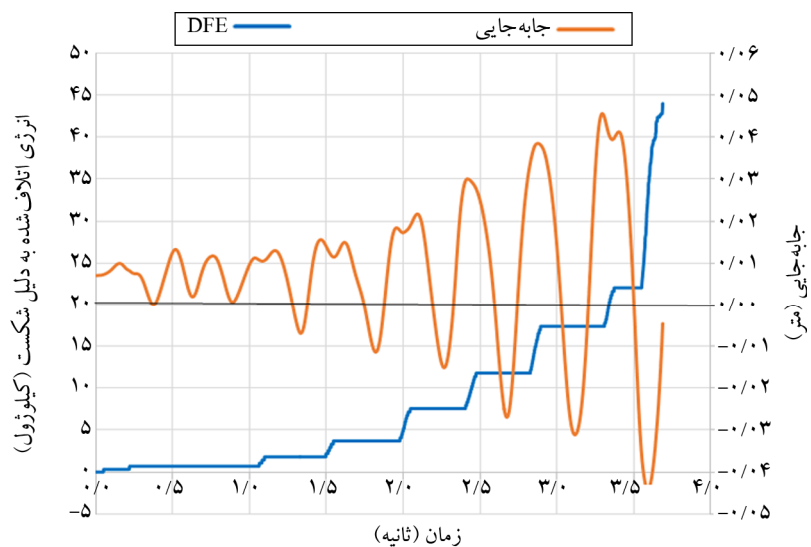
الگوریتم مذکور به‌طور کلی شامل سه مرحله جستجو<sup>۴۰</sup>، براکت<sup>۴۱</sup> و انباشت<sup>۴۲</sup> می‌باشد [۸-۹]. در اینجا کاربرد فقط لازم است دقت مطلوب برای ظرفیت و تقاضا را تعیین کرده، حداکثر تعداد قابل قبول تحلیل‌های دینامیکی را انتخاب کرده و پس از اتمام تحلیل‌ها نتایج به دست می‌آیند. به‌عنوان نمونه، جزئیات کامل محاسبه‌ی نتایج در سطوح IM با استفاده از الگوریتم جستجو و انباشت در مورد رکورد (08e) جدول (۲) ارائه می‌شود. به‌منظور بیان سطح مقیاس، نیاز به انتخاب موقتی و مقدماتی IM است. در اینجا شدت آریاس (IA) برگزیده شده که البته آن نیز محدودیتی را در کل روش به وجود نمی‌آورد. الگوریتم با گام مقدماتی ۰/۱ متر بر ثانیه، گام افزایشی ۰/۰۵ متر بر ثانیه و اجرای اولین تحلیل الاستیک در ۰/۰۰۵ متر بر ثانیه شروع شده است. دقت ۱۰ درصد روی ظرفیت کلی فروریزش تعیین می‌گردد و

است [۱۹]. در شکل (۴-الف) نمودارهای تاریخچه‌زمانی تغییر مکان تاج سد و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست، در یک نمودار سه‌محوره ترسیم شده‌اند. شکل (۴-ب) نیز، پروفیل ترک در بدنه سد در زمان اتمام تحلیل را نشان می‌دهد.

شکل (۴-الف) حاصل تحلیل سازه تحت اثر رکورد (08e) جدول (۲) در سطح شدت  $IA = 0.705$  متر بر ثانیه می‌باشد. در فایل خروجی نرم‌افزار مورد استفاده، تغییر مکان تاج سد در جهت پایین دست با علامت مثبت و در جهت بالادست با علامت منفی ثبت می‌شود؛ بنابراین انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در بازه‌هایی که تغییر مکان تاج سد علامت مثبت دارد، مربوط به حرکت تاج سد در جهت پایین دست می‌باشد و بالعکس. بدین ترتیب می‌توان انرژی اتلاف شده به دلیل شکست را با توجه به بازه‌های مثبت و منفی تغییر مکانی تاج سد، در دو جهت حرکت تفکیک نمود و از رفتار اتلاف انرژی سازه در دو جهت حرکت مطلع گشت. البته با توجه به ماهیت تجمعی انرژی، مقدار انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در هر بازه‌ی مثبت یا منفی تغییر مکانی، برابر با تفاضل مقدار انرژی دو سر بازه می‌باشد [۱۹]. در شکل (۴-ب) نیز، پروفیل ترک در بدنه سد حاصل تحلیل سازه تحت اثر رکورد (08e) جدول (۲) در سطح شدت  $IA = 0.705$  متر بر ثانیه نشان داده شده است.



شکل (ب) پروفیل ترک در بدنه سد در زمان اتمام تحلیل



شکل (الف) تفکیک DFE در دو جهت حرکت تاج سد

شکل (۴): تفکیک DFE در دو جهت حرکت تاج سد و پروفیل ترک (تحت اثر مؤلفه 08e (زلزله ماموت لیکس، سال ۱۹۸۰)).

تحلیل دینامیکی کامل نمی‌گردد که این موضوع به دلیل بی‌نهایت شدن مقدار EBE می‌باشد (به‌عنوان مثال ۱۰۰ درصد). ناپایداری عددی صرفاً زمانی رخ می‌دهد که مقاومت سازه به پایان رسیده باشد، در این صورت ناپایداری دینامیکی حادث می‌شود؛ بنابراین رسیدن به ناپایداری دینامیکی کلی<sup>۴۴</sup> با ناپایداری عددی همراه است [۲، ۹، ۱۳، ۲۰]. یادآوری می‌شود که نقاط داده‌ی به‌دست‌آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام شده، بر اساس یکی از دو حالت اتمام زمان تحلیل و یا رخداد معیار اتمام تحلیل استخراج گردیده‌اند. تشکیل یک مسیر ترک کامل<sup>۴۵</sup> به‌نحوی که کل عرض مقطع را در برگیرد و یا رسیدن خطای موازنه‌ی انرژی به میزان ۵ درصد، معیار اتمام تحلیل می‌باشد [۲، ۴، ۵، ۱۹]؛ بنابراین در هیچ‌یک از تحلیل‌ها، نقطه‌ی داده‌ای با مقدار بی‌نهایت وجود ندارد.

مرحله بראکت: سه تحلیل بعدی، ۶ تا ۸، به‌منظور افزایش دقت جهت یافتن اولین ناپایداری عددی استفاده می‌گردد. سعی بر آن است که فاصله نقطه ناپایداری عددی نسبت به نقطه قبلی پایداری عددی در ۱۰ درصد نقطه‌ی پایداری قرار گیرد  $(\leq 10\% = 0.10 \times 0.556 / (0.556 - 0.593))$ . در این مرحله نکته‌ی قابل توجه آن است که گام جدید در میانه‌ی دو گام انتخاب نمی‌شود؛ بلکه الگوریتم با انتخاب گامی در  $\frac{1}{3}$  مسیر تحلیل ناپایداری عددی، به سمت پایداری نیل می‌کند [۹]. بدین ترتیب سعی بر آن است که الگوریتم به سمت پایداری عددی پیش رود.

مرحله انباشت: بقیه تحلیل‌ها تا حداکثر پانزده تا، برای پر کردن در سطوح پایین‌تر IDA استفاده می‌گردند، به‌طوری‌که پی‌درپی در وسط بزرگ‌ترین فواصل IM قرار می‌گیرند؛ بنابراین فواصل بزرگ رها شده به‌وسیله‌ی گام‌های افزایشی آغازین پر می‌شوند. این مرحله دقت تقاضا را افزایش داده، تحلیل‌های کافی را تأمین می‌نماید و ناپایداری‌های دینامیکی احتمالی قبلی را شناسایی می‌کند. اگرچه این موضوع یک پدیده‌ی نادر در مدل‌های سازه‌ای چند درجه آزادی می‌باشد، رکوردهای معینی ممکن است باعث شوند که سازه برای

انتظار وقوع ناپایداری عددی در روند تحلیل غیرخطی در این مرحله وجود دارد. در این لحظه است که EBE به میزان بیش از حدی افزایش می‌یابد. پس از مشخص شدن موارد فوق، پیش‌بینی می‌شود که پانزده مرحله برای رسیدن به سطح مورد نظر لازم می‌باشد. سرانجام دقت تقاضا در نظر گرفته می‌شود، بدین معنی که حداکثر اختلاف بین مقادیر IM متوالی برای اینکه بهترین مقدار قابل حصول آن به‌وسیله‌ی صرف هم‌هی پانزده تحلیل به دست آید، تعیین می‌گردد. با استفاده از تنظیمات فوق، مجموعه‌ای از تحلیل‌ها به دست می‌آید که در جدول (۳) نشان داده شده است.

با توجه به جدول (۳)، سه مرحله‌ی الگوریتم جستجو و انباشت به شرح زیر توضیح داده می‌شود:

مرحله جستجو: همان‌طور که ملاحظه می‌گردد اولین اجرا در ناحیه‌ی الاستیک رخ می‌دهد. در چهار تحلیل بعدی یعنی تحلیل‌های ۲ تا ۵، به‌صورت افزایشی جستجو می‌شود تا اینکه اولین ناپایداری عددی<sup>۴۳</sup> به شکل EBE بی‌نهایت ظاهر شود. سپس در روند تحلیل دینامیکی غیرخطی ناپایداری ایجاد گردیده و

جدول (۳): محاسبات نحوه مقیاس رکورد 08e.

شماره	محاسبات	IA (متر بر ثانیه)	DFE (کیلوژول)	EBE (درصد)
۱	-----	۰/۰۰۵	۰/۳۱۵	۴
۲	۰/۰۰۵+۰/۱	۰/۱۰۵	۳/۶۸۷	۴
۳	۰/۱۰۵+۰/۱+۱×۰/۰۵	۰/۲۵۵	۸/۲۶۵	۵
۴	۰/۲۵۵+۰/۱+۲×۰/۰۵	۰/۴۵۵	۱۴/۹۵۶	۵
۵	۰/۴۵۵+۰/۱+۳×۰/۰۵	۰/۷۰۵	۴۴/۰۰۹	۱۰۴
۶	۰/۴۵۵+(۰/۷۰۵-۰/۴۵۵)/۳	۰/۵۳۸	۱۶/۱۹۵	۴
۷	۰/۵۳۸+(۰/۷۰۵-۰/۵۳۸)/۳	۰/۵۹۳	۳۳/۴۰۱	۲۱۴
۸	۰/۵۳۸+(۰/۵۹۳-۰/۵۳۸)/۳	۰/۵۵۶	۱۸/۲۰۷	۴
۹	(۰/۵۵۶+۰/۵۳۸)/۲	۰/۵۴۷	۱۷/۸۱۵	۴
۱۰	(۰/۵۳۸+۰/۴۵۵)/۲	۰/۴۹۶	۱۴/۹۸۵	۵
۱۱	(۰/۴۵۵+۰/۳۵۵)/۲	۰/۴۰۵	۱۴/۱۸۴	۴
۱۲	(۰/۴۵۵+۰/۳۵۵)/۲	۰/۳۵۵	۱۲/۱۷۷	۵
۱۳	(۰/۳۵۵+۰/۲۵۵)/۲	۰/۳۰۵	۹/۰۳۶	۴
۱۴	(۰/۲۵۵+۰/۱۰۵)/۲	۰/۱۸	۵/۹۶۹	۵
۱۵	(۰/۱۰۵+۰/۰۵)/۲	۰/۰۵۵	۲/۱۷۹	۴

### ۳-۱- منحنی IDA تکی

از آنجا که شکل منحنی‌های IDA توصیف کننده‌ی رفتار سازه در برابر تغییرات شدت نیرو است، در ادامه برخی از منحنی‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرند. این منحنی‌ها مربوط به زلزله‌های کوالینگا (04e) و کوجایلی (06n) می‌باشند. در شکل‌های (۶-الف) و (۶-ب) منحنی‌های IDA تکی ترسیم شده، آورده شده است. در این شکل‌ها سه خط عمودی منقطع ترسیم شده‌اند که مشخص کننده‌ی دو سطح خرابی و یک حالت حدی در رفتار لرزه‌ای سد مورد مطالعه می‌باشند. این سه خط به ترتیب شروع ترک خوردگی در تراز پایه (BLCi)<sup>۴۸</sup>، شروع ترک خوردگی در محدوده‌ی بالای سد (NZCi)<sup>۴۹</sup> و همچنین حالت حدی آستانه‌ی فروریزش (CP)<sup>۵۰</sup> را نشان می‌دهند.

مقادیر مربوط به این خطوط برابر مقدار میانه‌ی مجموعه‌ی پاسخ‌های سازه، در مقیاس‌های مختلف رکورد مربوطه می‌باشند [۳، ۵، ۱۹]. سطوح خرابی و حالت حدی ذکر شده به صورت زیر تعریف می‌گردند:

- شروع ترک خوردگی در تراز پایه (BLCi): به وضعیتی اطلاق می‌گردد که اولین المان در تراز پایه ترک می‌خورد. جهت اطلاع از این سطح خرابی، بررسی تاریخچه‌ی ترک خوردگی بدنه‌ی سد مورد نیاز است [۵].

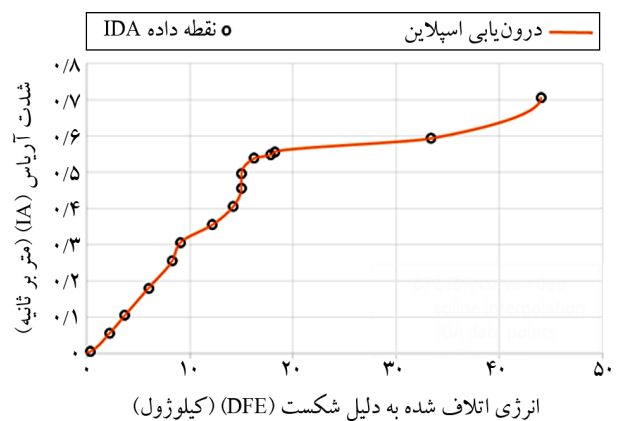
- شروع ترک خوردگی در محدوده‌ی بالای سد (NZCi): به وضعیتی اطلاق می‌گردد که اولین المان در محدوده‌ی بالای سد ترک می‌خورد. جهت اطلاع از این سطح خرابی، بررسی تاریخچه‌ی ترک خوردگی بدنه‌ی سد مورد نیاز است [۵].

- آستانه‌ی فروریزش (CP): در این حالت یک مسیر ترک کامل به نحوی که کل عرض مقطع سد را در بر بگیرد تشکیل شده و یا خطای موازنه‌ی انرژی از ۵ درصد فراتر رفته است [۴-۵].

با بررسی کلیه منحنی‌ها مشاهده گردید که منحنی‌های IDA انرژی اتلاف شده به دلیل شکست به‌طور کلی شامل دو محدوده می‌باشند. محدوده‌ی اول، خود شامل دو بخش است. بخش ابتدایی به صورت خطی (با شیب ثابت) بوده که در ابتدای تمامی

محدوده‌ای از مقادیر IM دچار ناپایداری دینامیکی گردد؛ اما برای چند IM بالاتر دچار ناپایداری دینامیکی نگردیده و پایدار بماند، پدیده‌ای که به احیای سازه‌ای<sup>۴۶</sup> موسوم می‌باشد [۹].

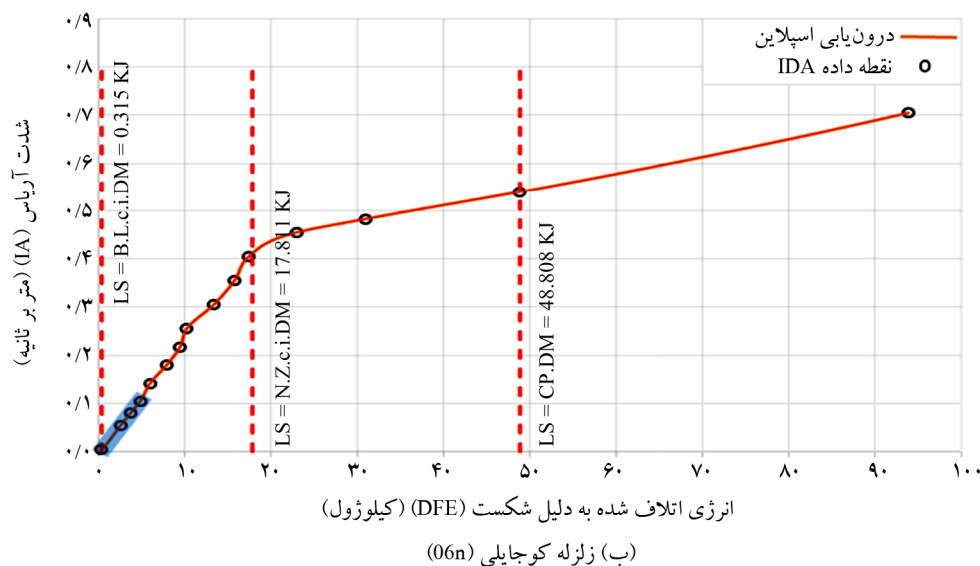
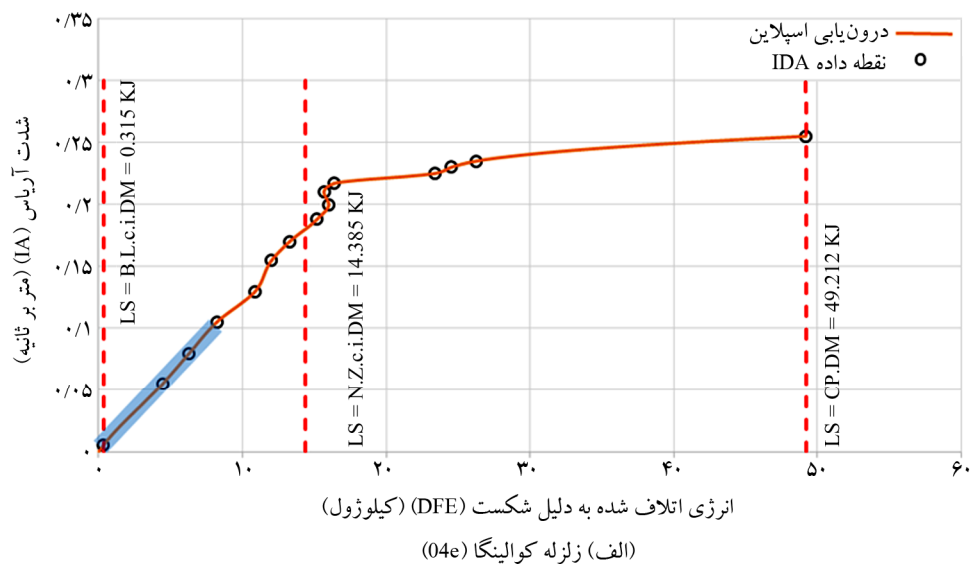
توجه شود که حداکثر فاصله‌ی IM، یعنی دقت تقاضا، در حدود ۰/۰۷۵ متر بر ثانیه می‌باشد (اما کمتر از نصف میانگین که ۰/۱۶ متر بر ثانیه است)، درحالی که اختلاف IM بین بالاترین تحلیل پایداری عددی و پایین‌ترین تحلیل ناپایداری عددی (دقت ظرفیت) خیلی کمتر از ۱۰ درصد بالاترین پایداری عددی می‌باشد، در حدود ۰/۰۳۷ متر بر ثانیه. با رسم نقاط داده‌ی به دست آمده در مختصات DM بر حسب IM مطابق شکل (۵)، کل منحنی IDA با استفاده از درون‌یابی اسپلاین<sup>۴۷</sup> بین آنها بدون نیاز به تحلیل‌های اضافی قابل تقریب است.



شکل (۵): منحنی IDA تکی مربوط به رکورد (08e).

### ۳- نتایج و بحث

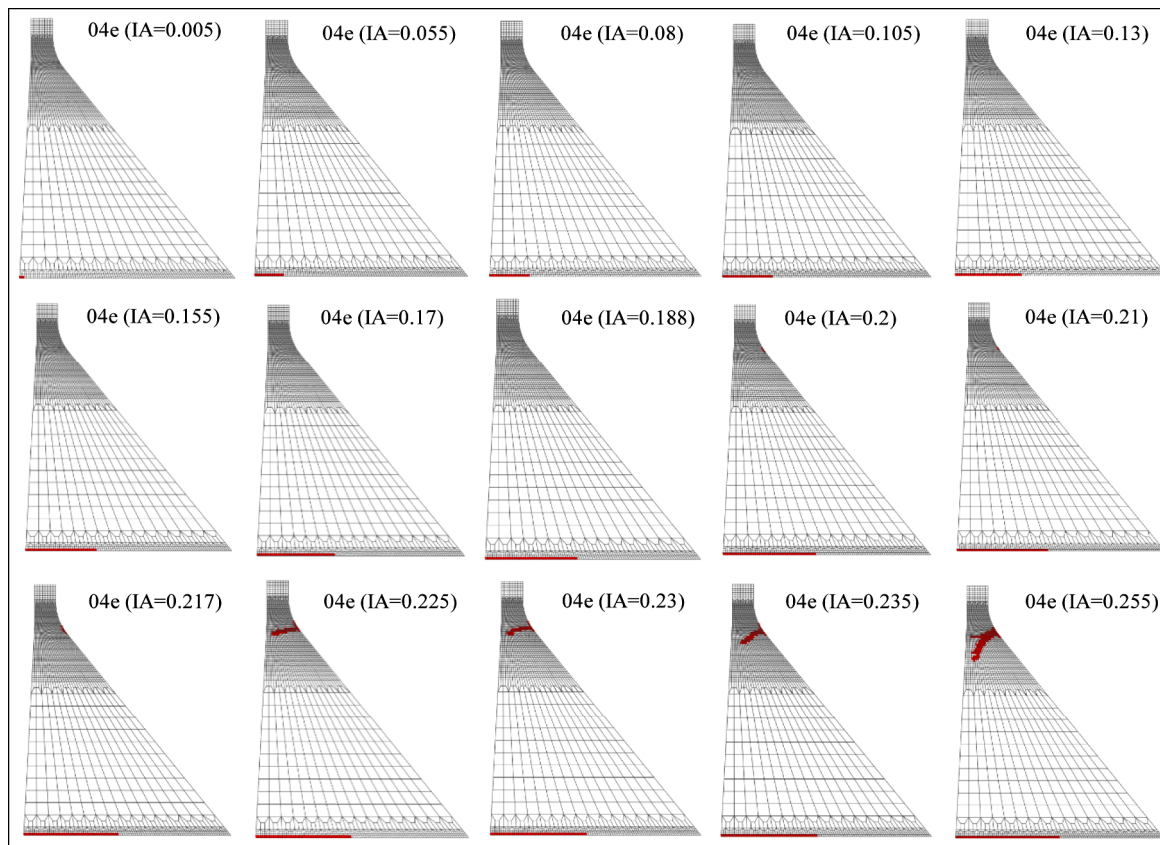
با توجه به انجام این مطالعه با ۲۶ رکورد زمین لرزه، ۲۶ منحنی IDA تکی برای هر DM تولید شده است. در این تحقیق سه DM انتخاب گردیده‌اند. سه DM منتخب به ترتیب انرژی اتلاف شده به دلیل شکست، DFE، انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت پایین دست، DFE D/S و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج در جهت بالادست، DFE U/S، می‌باشند. همچنین منحنی‌های تکی برای پارامتر شدت آریاس به عنوان اندازه‌ی شدت ترسیم گردیده‌اند.



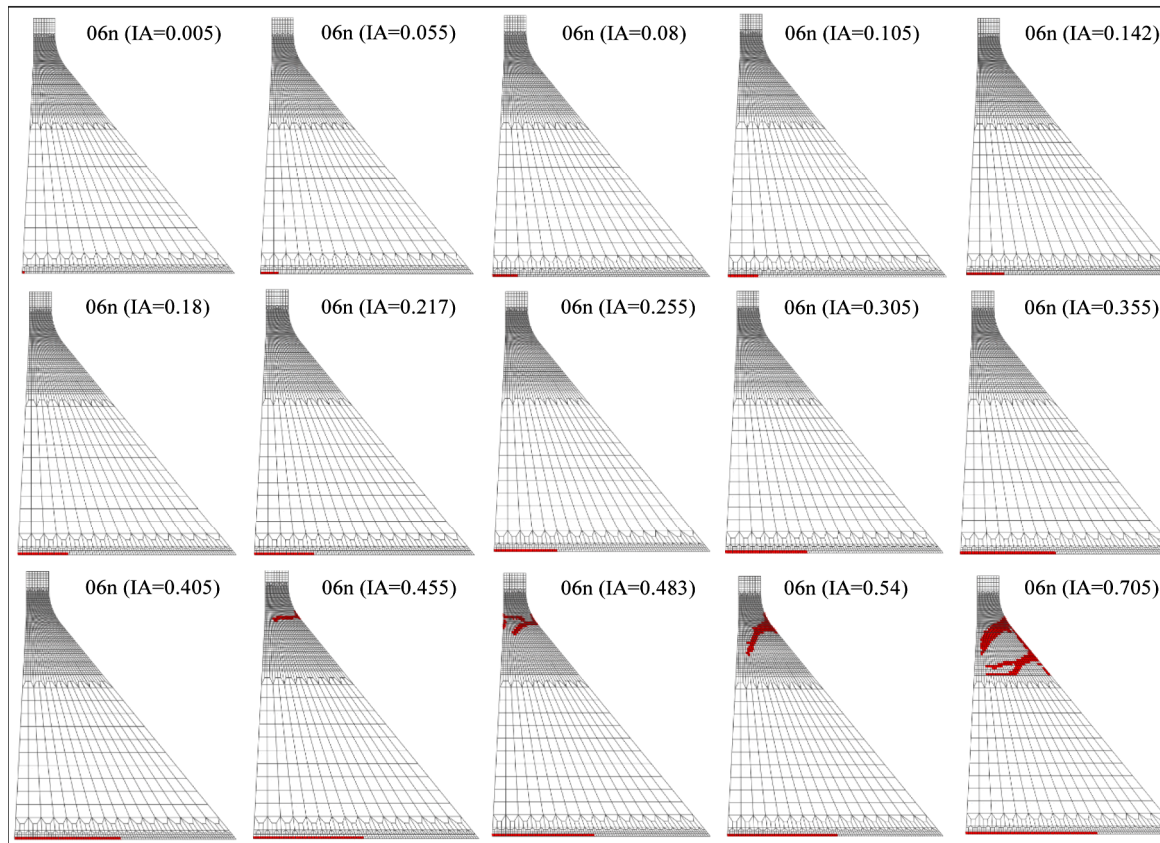
شکل (۶): منحنی IDA تکی مربوط به زلزله کوالینگا و زلزله کوچایلی.

پروفیل‌های ترک متناظر با تحلیل‌های انجام شده جهت تحصیل منحنی‌های IDA زلزله‌های کوالینگا و کوچایلی به ترتیب در شکل‌های (۷-الف) و (۷-ب) نشان داده شده‌اند. این پروفیل‌های ترک در هر تحلیل، در زمان پایان تحلیل ترسیم گردیده و به ترتیب افزایش سطح IM از چپ به راست و بالا به پایین مرتب شده‌اند. همان‌گونه که در شکل‌های (۷-الف) و (۷-ب) مشاهده می‌گردد خرابی در بدنه‌ی سد متناسب با افزایش IM گسترش می‌یابد و سیر تدریجی و یکنواختی دارد. همچنین تحت این رکوردها، تغییرات شدید در الگوی خرابی سد به وجود نیامده است. لذا منحنی‌های IDA نسبتاً ساده‌ای ایجاد شده است.

منحنی‌ها مشاهده می‌گردد و نشان‌دهنده‌ی بخش الاستیک نمودار می‌باشد (خط پر در ابتدای نمودارها). وسعت و شیب این بخش در رکوردهای مختلف، متفاوت است. بخش دوم این محدوده، قسمتی از ناحیه‌ی غیر الاستیک منحنی می‌باشد. در این بخش وجود تغییرات جزئی در شیب منحنی مشاهده می‌گردد. به‌طور کلی در محدوده‌ی اول، سازه رفتار سختی را از خود نشان می‌دهد. محدوده‌ی دوم، ادامه‌ی ناحیه‌ی غیر الاستیک منحنی می‌باشد. به‌طور کلی، در این محدوده شیب به‌طور قابل توجهی کاهش یافته و سختی سازه کم می‌شود. نرم‌شدگی<sup>۵۱</sup> نسبتاً شدیدی در این محدوده مشاهده می‌گردد.



(الف) رکورد کوالینگا (04e)



(ب) رکورد کوچایلی (06n)

شکل (۷): پروفیل‌های ترک در بدنه‌ی سد به ترتیب افزایش IM.



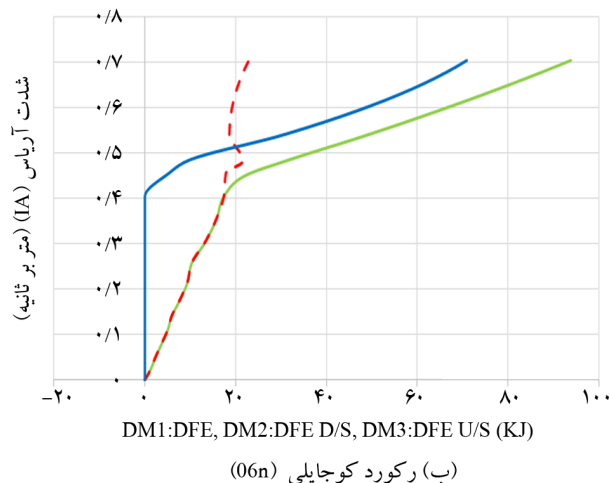
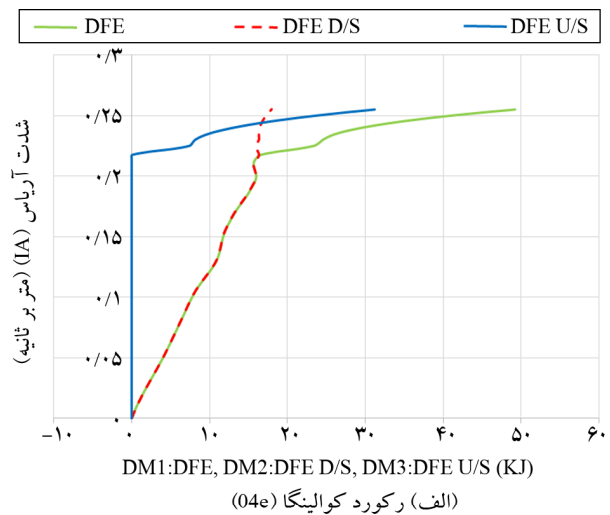
از سطح شدت مذکور، حرکت‌های رو به بالادست منجر به بروز خرابی و رفتار غیر خطی در سازه گردیده و البته نمی‌توان از تأثیرات حرکات رو به پایین دست سازه در محدوده‌ی رفتار غیر الاستیک چشم‌پوشی کرد. به عبارت دیگر بعد از سطح شدت مذکور، هر دو حرکت رو به بالادست و پایین دست سد اهمیت دارند.

### ۲-۳- تجمیع<sup>۵۲</sup> منحنی‌های IDA

روش‌های تجمیع منحنی‌های IDA تکی به دو دسته‌ی اصلی روش‌های پارامتریک<sup>۵۳</sup> و روش‌های غیر پارامتریک<sup>۵۴</sup> تقسیم می‌شوند [۳، ۲۰]. نقطه ضعف روش‌های پارامتریک عدم دقت کافی آنها می‌باشد. در روش‌های غیر پارامتریک، اساساً از هموارکننده‌های منحنی‌های پراکنده<sup>۵۵</sup> مانند میانگین متحرک<sup>۵۶</sup>، میانه متحرک<sup>۵۷</sup> یا هموارسازی اسپلاین<sup>۵۸</sup> استفاده می‌گردد [۲۱]. در گروه روش‌های غیر پارامتریک، صدک‌های مقطعی<sup>۵۹</sup> انعطاف‌پذیرترین و قابل اعتمادترین روش می‌باشند [۹]. در این روش، با استفاده از درون‌یابی منحنی‌های IDA تکی، خطوط واصل مقادیر DM در سطوح دلخواه IM ایجاد می‌گردد؛ به طوری که هر خط واصل شامل ۲۶ مقدار DM (در پژوهش حاضر) بوده که هر کدام برای یک رکورد است. به وسیله‌ی خلاصه کردن مقادیر DM برای هر خط واصل در صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد، مقادیر صدک DM هر IM مشخص به دست می‌آید که به ترتیب برای هر صدک درون‌یابی می‌شوند تا منحنی‌های IDA صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد تولید شوند. در شکل (۹) منحنی‌های IDA تکی مربوط به ۲۶ رکورد نشان داده شده است.

در شکل (۱۰) نیز منحنی‌های IDA میانه، صدک ۱۶ درصد و صدک ۸۴ درصد نشان داده شده است. کلیه‌ی منحنی‌ها بر اساس شدت آریاس، IA، به عنوان IM ترسیم شده‌اند. به کارگیری منحنی میانه به عنوان منحنی نماینده در بسیاری از منابع گزارش شده است [۹]. لذا در این مطالعه، منحنی میانه به عنوان منحنی نماینده انتخاب می‌گردد. در شکل (۱۱) سه منحنی IDA میانه مربوط به DFE U/S، DFE D/S و DFE به طور هم‌زمان نشان داده شده است.

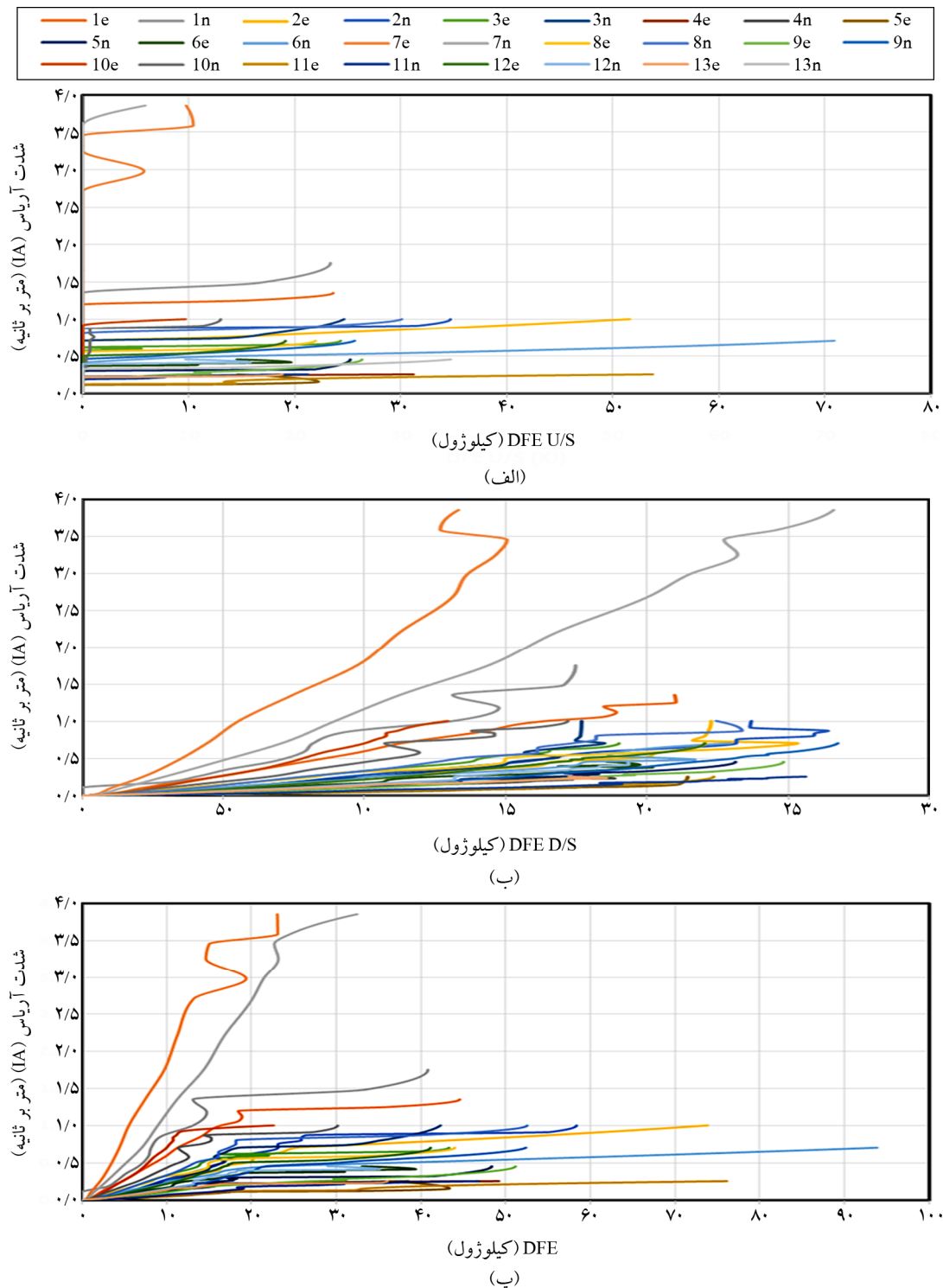
منحنی‌های IDA سه DM مختلف شامل DFE D/S، DFE U/S و DFE به طور هم‌زمان برای هر یک از دو زلزله کوالینگا و کوچاییلی به ترتیب در شکل‌های (۸-الف) و (۸-ب) ترسیم شده‌اند.



شکل (۸): منحنی IDA تکی مربوط به زلزله کوالینگا و زلزله کوچاییلی.

با بررسی کلیه منحنی‌ها مشاهده شد که در تمامی رکوردها تا سطح شدتی که DFE U/S برابر صفر است، دو منحنی DFE D/S و DFE کاملاً بر هم منطبق هستند. بعد از سطح شدت مذکور، در هر سطح شدت، پاسخ کلی سازه (DFE) برابر با مجموع پاسخ‌های سازه در حرکت در جهات پایین دست (DFE D/S) و بالادست (DFE U/S) می‌باشد؛ بنابراین می‌توان چنین اظهار نمود که معمولاً تا سطح شدتی که DFE U/S برابر صفر می‌باشد، پاسخ انرژی غالب سد، پاسخ ناشی از حرکت‌های رو به پایین دست سازه و ترک خوردگی و توسعه آن در تراز پایه می‌باشد. در حالی که بعد





شکل (۹): ۲۶ منحنی IDA تکی.

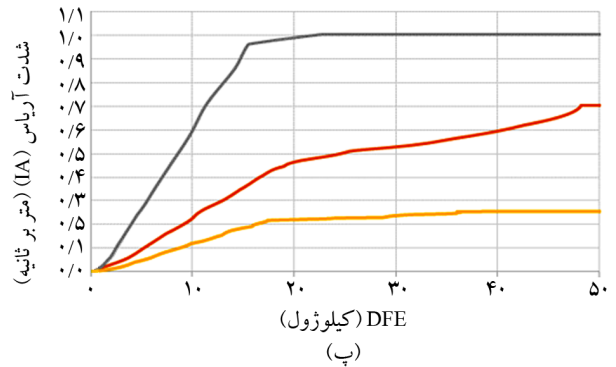
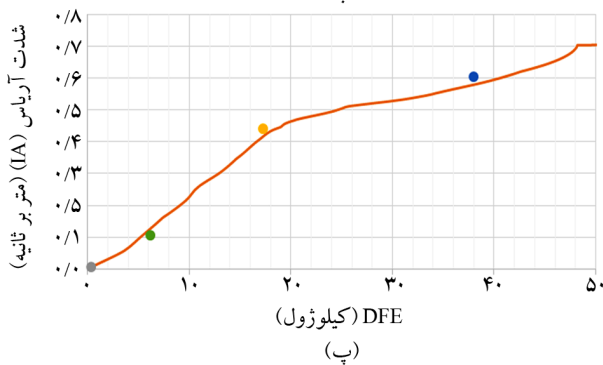
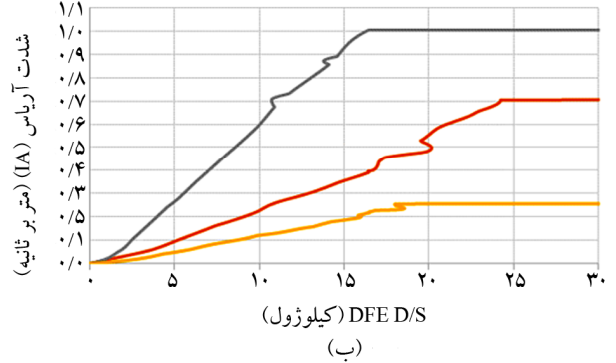
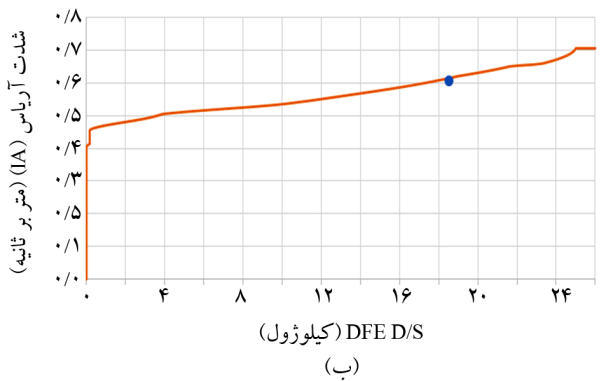
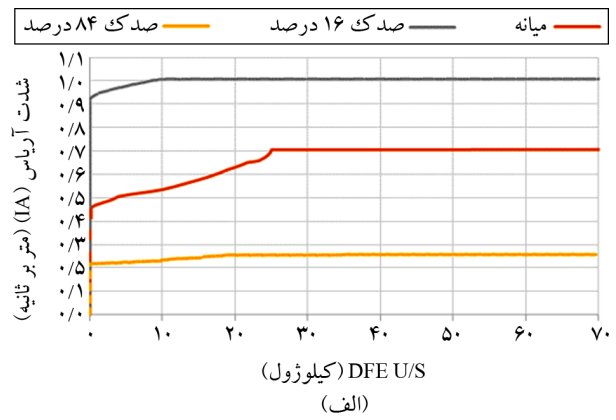
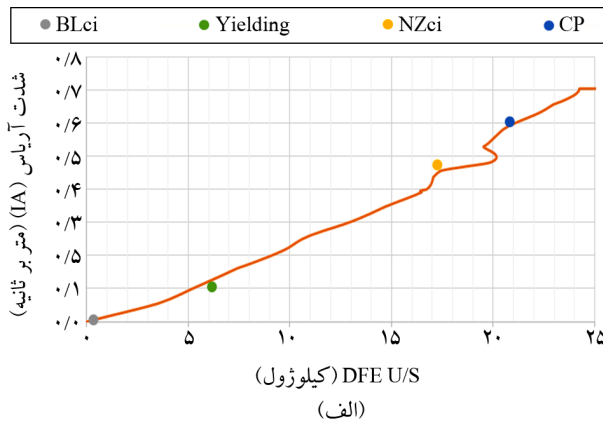
حاضر، منحنی میانه به‌عنوان منحنی نماینده در نظر گرفته شده است؛ بنابراین، مقادیر صدک ۵۰ درصد برای  $DM_{50\%}^c$  و  $IM_{50\%}^c$  برای هر حالت حدی از روی منحنی‌های IDA تکی مربوطه محاسبه گردیده که نتایج آن به‌طور گرافیکی در شکل (۱۱)

### ۳-۳- تعیین برخی حالات حدی<sup>۶۰</sup> و سطوح خرابی<sup>۶۱</sup>

ظرفیت‌های حالات حدی می‌توانند به‌سادگی به چند مقدار مرکزی (به‌عنوان مثال میانه<sup>۶۲</sup>) و یک معیار پراکندگی تجمیع شوند [۹]. همان‌طور که در بخش قبل ذکر گردید، در پژوهش

با صدک ۵۰ درصد، معمولاً خیلی نزدیک و اغلب در بالای منحنی‌های IDA میانه قرار گرفته‌اند.

و همچنین در جدول (۴) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌گردد، نقاط ظرفیت‌های حالات حدی متناظر

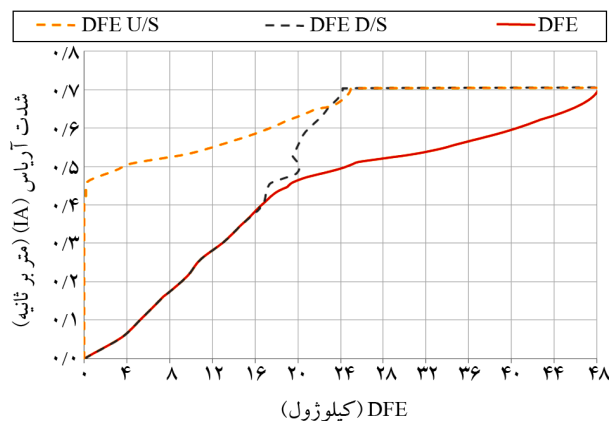


شکل (۱۲): ظرفیت حالات حدی.

شکل (۱۰): منحنی‌های IDA تجمیعی.

جدول (۴): ظرفیت‌های تجمیع شده برای هر حالت حدی (بر اساس مطالعه منحنی‌های IDA تکی).

IA (متر بر ثانیه)	DFE (کیلوژول)	IA (متر بر ثانیه)	DFE U/S (کیلوژول)	IA (متر بر ثانیه)	DFE D/S (کیلوژول)	
$IM_{50\%}^c$	$DM_{50\%}^c$	$IM_{50\%}^c$	$DM_{50\%}^c$	$IM_{50\%}^c$	$DM_{50\%}^c$	
۰/۰۰۵	۰/۳۱۵	---	---	۰/۰۰۵	۰/۳۱۵	BLci
۰/۱۰۵	۶/۱۵۴	---	---	۰/۱۰۵	۶/۱۵۴	Yielding
۰/۴۴۱	۱۷/۲۶	---	---	۰/۴۷۴	۱۷/۲۶	NZci
۰/۶۰۶	۳۷/۹۶۱	۰/۶۰۶	۱۸/۵۲	۰/۶۰۶	۲۰/۸۲۴	CP



شکل (۱۱): نمایش هم‌زمان منحنی‌های IDA میانه.

با هدف صحت‌سنجی ظرفیت‌های تعیین شده، نتایج به‌دست آمده برای حالات حدی سدهای وزنی بتنی با ارتفاع بین ۱۰۰ تا ۱۵۰ متر که حاصل مطالعه قاسمی گواپر و همکاران [۴] می‌باشد، در جدول (۵) ارائه گردیده‌اند.

جدول (۵): حالات حدی سدهای وزنی بتنی با ارتفاع بین ۱۰۰ تا ۱۵۰ متر [۴].

$E_D (j)$	
۶۵۲۵	IO
۲۹۰۴۲/۷	MD
۴۴۶۵۱/۳۸	HD

در جدول (۵)، ED انرژی اتلاف شده به دلیل شکست بر حسب ژول می‌باشد. IO، حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه<sup>۶۳</sup> بوده و سد در این محدوده رفتاری کاملاً خطی دارد (حد تسلیم<sup>۶۴</sup>). MD، حالت حدی خرابی متوسط<sup>۶۵</sup> نامیده شده و متناظر با شروع ترک خوردگی در محدوده گردن سد می‌باشد. HD، حالت حدی خرابی زیاد<sup>۶۶</sup> نامیده شده و متناظر با وقوع یک مسیر ترک سرتاسری در محدوده گردن سد می‌باشد [۴]. با توجه به جدول (۵) می‌توان چنین اظهار نمود که ظرفیت‌های به‌دست آمده در پژوهش حاضر دارای اعتبار کافی می‌باشند.

### ۳-۳-۱- حد تسلیم

### ۳-۳-۲- شروع ترک خوردگی در تراز پایه

همان‌طور که در جدول (۴) مشاهده می‌شود، نقاط متناظر با شروع ترک خوردگی در تراز پایه در منحنی‌های IDA میانه مربوط به D/S DFE و DFE یکسان بوده و برابر ۰/۰۰۵ متر بر ثانیه و ۰/۳۱۵ کیلوژول می‌باشد. با توجه به شکل‌های (۱۲-الف) و (۱۲-پ) می‌توان مشاهده کرد که این نقطه، دقیقاً بر روی منحنی‌های IDA میانه‌ی D/S DFE و DFE قرار گرفته است. لذا این نقطه به‌عنوان نقطه متناظر با حالت خرابی شروع ترک خوردگی در تراز پایه، در منحنی‌های IDA میانه مربوط به D/S DFE و DFE تعیین می‌شود.

### ۳-۳-۳- شروع ترک خوردگی در محدوده بالای سد

در این بخش به‌منظور تعیین نقطه‌ی متناظر با شروع ترک خوردگی در محدوده‌ی بالای سد، دو راهکار پیش رو قرار گرفته است. در راهکار اول ۲۶ مطالعه IDA تکی انجام شده مورد توجه قرار گرفته‌اند. در راهکار دوم یک تحلیل آماری بر روی اطلاعات به‌دست آمده از ۳۹۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است.

بر اساس راهکار اول، همان‌طور که در جدول (۴) مشاهده می‌شود، نقطه متناظر با شروع ترک خوردگی در محدوده بالای سد در منحنی IDA میانه مربوط به D/S DFE برابر ۰/۴۷۴ متر بر ثانیه و ۱۷/۲۶ کیلوژول) و در منحنی IDA میانه مربوط به DFE برابر ۰/۴۴۱ متر بر ثانیه و ۱۷/۲۶ کیلوژول) می‌باشد؛ اما همان‌طور که در شکل‌های (۱۲-الف) و (۱۲-پ) مشاهده می‌گردد، نقاط مذکور دقیقاً بر روی منحنی‌های IDA مربوطه

همان‌طور که در جدول (۴) مشاهده می‌شود، نقاط متناظر با حد تسلیم، در منحنی‌های IDA مربوط به D/S DFE و DFE یکسان می‌باشند. لذا تنها نتایج مربوط به DFE مورد بررسی قرار می‌گیرد؛ اما همان‌طور که در شکل (۱۲-پ) مشاهده می‌گردد، نقطه (۰/۱۰۵ متر بر ثانیه، ۶/۱۵۴ کیلوژول) دقیقاً بر روی منحنی IDA میانه DFE قرار نگرفته است. در راهکاری مبتنی بر مقدار پاسخ<sup>۶۷</sup>، سطح شدت معادل  $DFE = 6/154$  کیلوژول در منحنی IDA مربوطه، برابر ۰/۱۲۶ متر بر ثانیه می‌باشد؛ یعنی نقطه (۰/۱۲۶ متر بر ثانیه، ۶/۱۵۴ کیلوژول). در راهکار مبتنی بر اندازه شدت<sup>۶۸</sup>، مقدار پاسخ معادل  $IA = 0/105$  متر بر ثانیه در منحنی IDA مربوطه، برابر ۵/۳۷۸ کیلوژول است؛ یعنی نقطه

بالای سد، به ترتیب از مطالعه منحنی‌های تکمی IDA و تحلیل آماری به دست آمدند. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مقدار DM و IM نقطه حاصل از مطالعه IDA، کوچک‌تر می‌باشند. لذا در راهکاری مبتنی بر مقدار پاسخ، سطح شدت معادل  $DFE = 17/26$  کیلوژول در منحنی IDA میانه DFE (شکل (۱۲-پ))، برابر مقدار  $0/417$  متر بر ثانیه به دست می‌آید؛ یعنی نقطه  $(0/417)$  متر بر ثانیه و  $17/26$  کیلوژول).

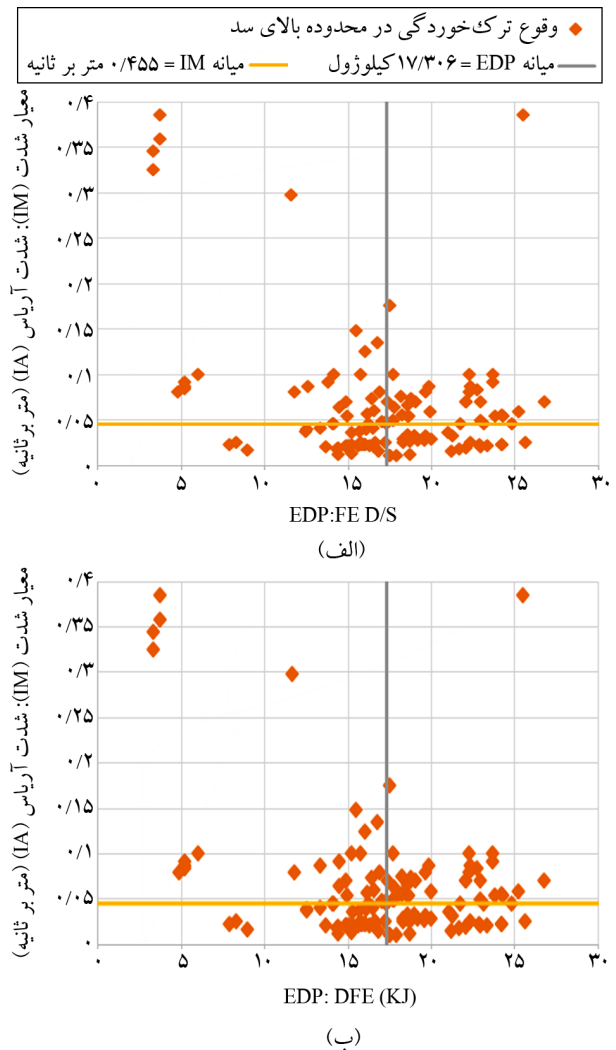
در مورد منحنی IDA میانه  $DFE D/S$  (شکل (۱۲-الف))، دو نقطه  $(0/474)$  متر بر ثانیه و  $17/26$  کیلوژول و  $(0/455)$  متر بر ثانیه و  $17/306$  کیلوژول) متناظر با شروع ترک خوردگی در محدوده بالای سد، به ترتیب از مطالعه منحنی‌های تکمی IDA و تحلیل آماری به دست آمدند. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مقدار DM نقطه حاصل از مطالعه IDA، کوچک‌تر می‌باشد. سطح شدت معادل  $DFE D/S = 17/26$  کیلوژول در منحنی IDA میانه  $DFE D/S$  (شکل (۱۲-الف))، برابر مقدار  $0/45$  متر بر ثانیه به دست می‌آید؛ یعنی نقطه  $(0/45)$  متر بر ثانیه و  $17/26$  کیلوژول. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، سطح شدت این نقطه  $(0/45)$  متر بر ثانیه، از سطح شدت نقطه به دست آمده برای  $DFE$  ( $0/417$  متر بر ثانیه)، بیشتر می‌باشد. لذا در راهکاری مبتنی بر اندازه شدت، مقدار پاسخ معادل  $IA = 0/417$  متر بر ثانیه در منحنی IDA میانه  $DFE D/S$  (شکل (۱۲-الف))، برابر  $16/944$  کیلوژول به دست می‌آید؛ یعنی نقطه  $(0/417)$  متر بر ثانیه و  $16/944$  کیلوژول).

در منحنی IDA میانه  $DFE U/S$  (شکل (۱۲-ب))، مقدار پاسخ معادل  $IA = 0/417$  متر بر ثانیه برابر مقدار  $0/157$  کیلوژول می‌باشد؛ یعنی نقطه  $(0/417)$  متر بر ثانیه و  $0/157$  کیلوژول).

### ۳-۳-۴- حد نهایی (آستانه فروریزش)

در این بخش نیز مشابه بخش قبل، به منظور تعیین نقطه‌ی متناظر با حد نهایی، دو راهکار پیش رو قرار گرفته است. در راهکار اول که بر اساس ۲۶ مطالعه IDA تکمی می‌باشد، همان‌طور که در جدول (۴) مشاهده می‌شود، نقاط متناظر با آستانه فروریزش

قرار نگرفته‌اند. در راستای انجام تحلیل آماری تکمیلی، از مجموعه‌ی پاسخ‌های ۳۹۰ تحلیل دینامیکی انجام شده، مقدار انرژی اتلاف شده به دلیل شکست تا لحظه‌ی شروع ترک خوردگی در محدوده‌ی بالای سد استخراج گردیده که در شکل (۱۳) نشان داده شده‌اند.

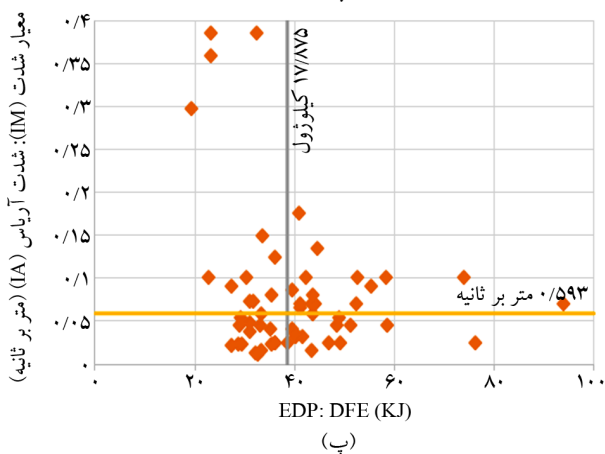
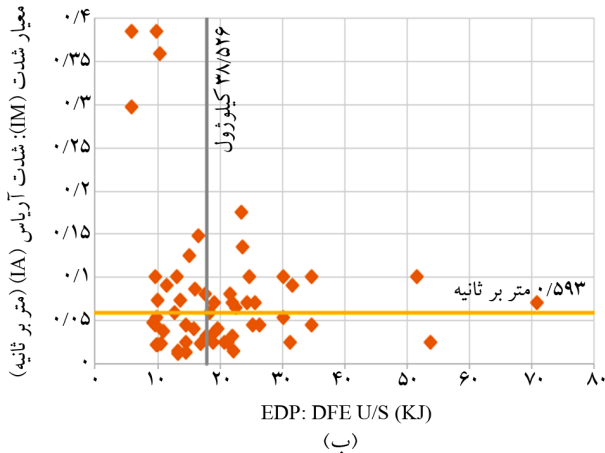
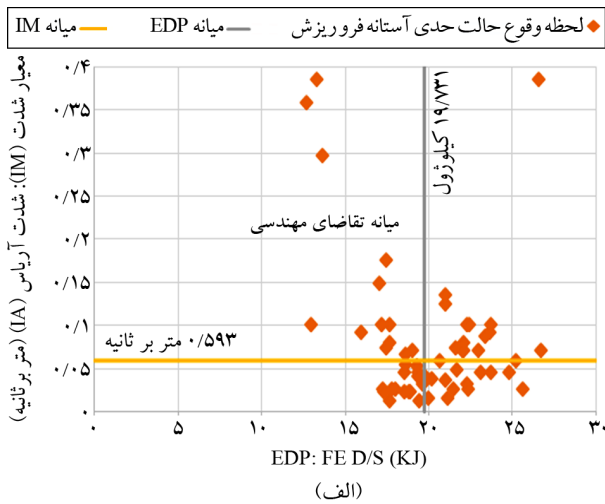


شکل (۱۳): وقوع ترک خوردگی در محدوده بالای سد (الف)  $DFE D/S$  و (ب)  $DFE$ .

همان‌طور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، با محاسبه میانه مقادیر DM و IM مربوط به  $DFE D/S$  و  $DFE$ ، نقطه یکسان  $(0/455)$  متر بر ثانیه و  $17/306$  کیلوژول استخراج شده است.

در مورد منحنی IDA میانه  $DFE$  (شکل (۱۲-پ)) دو نقطه  $(0/441)$  متر بر ثانیه و  $17/26$  کیلوژول و  $(0/455)$  متر بر ثانیه و  $17/306$  کیلوژول) متناظر با شروع ترک خوردگی در محدوده

در منحنی‌های IDA میانه مربوط به DFE U/S، DFE D/S و DFE به ترتیب برابر با  $0/606$  متر بر ثانیه و  $20/824$  کیلوژول)،  $0/606$  متر بر ثانیه و  $18/52$  کیلوژول) و  $0/606$  متر بر ثانیه و  $37/961$  کیلوژول) به دست آمده‌اند؛ اما همان‌طور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، نقاط مذکور دقیقاً بر روی منحنی‌های IDA مربوطه قرار نگرفته‌اند. به منظور انجام تحلیل آماری تکمیلی، از مجموعه پاسخ‌های ۳۹۰ تحلیل دینامیکی انجام شده، مقدار انرژی اتلاف شده به دلیل شکست تا لحظه وقوع حالت حدی آستانه فروریزش استخراج گردیده که در شکل (۱۴) نشان داده شده‌اند.



شکل (۱۴): وقوع حد نهایی. (الف) (DFE D/S)، (ب) (DFE U/S) و (پ) (DFE).

همان‌طور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌شود، با محاسبه میانه مقادیر DM و IM مربوط به DFE U/S، DFE D/S و DFE به ترتیب نقاط  $0/593$  متر بر ثانیه و  $19/731$  کیلوژول)،  $0/593$  متر بر ثانیه و  $17/875$  کیلوژول) و  $0/593$  متر بر ثانیه و  $38/526$  کیلوژول) استخراج می‌گردند. در مورد منحنی IDA میانه DFE D/S (شکل (۱۲-الف))، دو نقطه  $0/606$  متر بر ثانیه و  $20/824$  کیلوژول) و  $0/593$  متر بر ثانیه و  $19/731$  کیلوژول) متناظر با حد نهایی، به ترتیب از مطالعه منحنی‌های تکمی IDA و تحلیل آماری به دست آمدند. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مقدار DM و IM نقطه حاصل از تحلیل آماری، کوچک‌تر می‌باشند. همچنین، هیچ کدام از دو نقطه فوق دقیقاً بر روی منحنی IDA میانه DFE D/S منطبق نشده‌اند. با انتخاب مقدار کمتر DM ( $19/731$  کیلوژول)، با توجه به شکل رفت و برگشتی منحنی IDA، مشاهده می‌شود که چند مقدار مختلف IM وجود دارد که DM مربوط به آنها معادل  $19/731$  کیلوژول می‌گردد (شکل ۱۵).

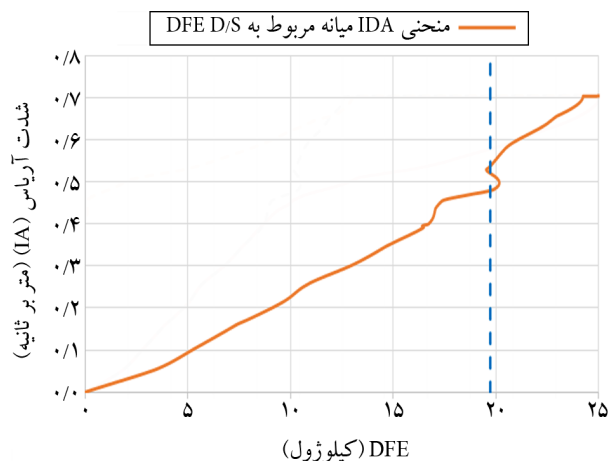
اگر بالاترین نقطه تقاطع را در نظر بگیریم، سطح شدت  $0/538$  متر بر ثانیه به دست می‌آید که از هر دو مقدار  $0/606$  و  $0/593$  متر بر ثانیه که به ترتیب از مطالعه منحنی‌های تکمی IDA و تحلیل آماری به دست آمدند، کمتر می‌باشد. لذا این سطح شدت را می‌توان به عنوان سطح شدت متناظر با وقوع حد نهایی در نظر گرفت؛ بنابراین، در مورد DFE D/S، نقطه  $0/538$  متر بر ثانیه و

شدت معادل  $DFE = 37/961$  کیلوژول در منحنی IDA مربوطه، برابر  $0/58$  متر بر ثانیه می‌باشد؛ یعنی نقطه‌ی  $(0/58)$  متر بر ثانیه و  $37/961$  کیلوژول؛ اما IM به دست آمده  $(0/58)$  متر بر ثانیه، از IM متناظر با حد نهایی که برای  $DFE D/S$  تعیین گردید  $(0/538)$  متر بر ثانیه، بزرگ‌تر می‌باشد. در راهکاری مبتنی بر اندازه‌ی شدت، مقدار پاسخ معادل  $IA = 0/538$  متر بر ثانیه در منحنی IDA میانه‌ی DFE، برابر  $32/047$  کیلوژول می‌باشد؛ یعنی نقطه  $(0/538)$  متر بر ثانیه و  $32/047$  کیلوژول). لذا به‌طور محافظه‌کارانه، در مورد DFE، این نقطه به‌عنوان حد نهایی تعیین می‌گردد.

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش رفتار لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی با استفاده از تخمین ظرفیت‌های حالات حدی و بر اساس پارامترهای مبتنی بر انرژی در دو جهت حرکت تاج سد و همچنین به‌طور کلی مورد ارزیابی قرار گرفت. بدین منظور با انتخاب سد وزنی پایین فلت به‌عنوان مورد مطالعاتی، تحلیل IDA بر روی سیستم سد- مخزن- فونداسیون صلب، تحت ۲۶ رکورد حوزه نزدیک دارای اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده، انجام گردید که مجموعاً مشتمل بر ۳۹۰ تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی شد. با بررسی منحنی‌های IDA مربوط به  $DFE D/S$ ،  $DFE U/S$  و  $DFE$  نتایج زیر حاصل شدند:

۱. با بررسی کلیه منحنی‌ها مشاهده گردید که منحنی‌های IDA انرژی اتلاف شده به دلیل شکست- شدت آریاس، به‌طور کلی شامل دو محدوده می‌باشند. محدوده‌ی اول، خود شامل دو بخش می‌باشد. بخش ابتدایی به‌صورت خطی (با شیب ثابت) بوده که در ابتدای تمامی منحنی‌ها مشاهده می‌گردد و نشان‌دهنده‌ی بخش الاستیک نمودار می‌باشد. بخش دوم این محدوده، قسمتی از ناحیه‌ی غیر الاستیک منحنی می‌باشد. در این بخش وجود تغییرات جزئی در شیب منحنی مشاهده می‌گردد. به‌طور کلی در محدوده‌ی اول، سازه رفتار سختی را از خود نشان می‌دهد. محدوده‌ی دوم،



شکل (۱۵): منحنی IDA میانه مربوط به  $DFE D/S$  و خط  $C_{DM} = 19/731$  کیلوژول.

همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مقدار DM و IM نقطه حاصل از تحلیل آماری، کوچک‌تر می‌باشند. در راهکاری مبتنی بر مقدار پاسخ، سطح شدت معادل  $DFE U/S = 17/875$  کیلوژول در منحنی IDA مربوطه، برابر  $0/606$  متر بر ثانیه می‌باشد؛ یعنی نقطه  $(0/606)$  متر بر ثانیه و  $17/875$  کیلوژول). در راهکاری مبتنی بر اندازه شدت، مقدار پاسخ معادل  $IA = 0/593$  متر بر ثانیه در منحنی IDA مربوطه، برابر  $16/648$  کیلوژول است؛ یعنی نقطه  $(0/593)$  متر بر ثانیه،  $16/648$  کیلوژول). هر دو IM به دست آمده از دو راهکار فوق، از IM متناظر با حد نهایی که برای  $DFE D/S$  تعیین گردید  $(0/538)$  متر بر ثانیه، بزرگ‌تر می‌باشند. در راهکاری مبتنی بر اندازه شدت، مقدار پاسخ معادل  $IA = 0/538$  متر بر ثانیه در منحنی IDA میانه  $DFE U/S$ ، برابر  $10/454$  کیلوژول می‌باشد؛ یعنی نقطه  $(0/538)$  متر بر ثانیه و  $10/454$  کیلوژول). لذا به‌طور محافظه‌کارانه، در مورد  $DFE U/S$ ، این نقطه به‌عنوان حد نهایی تعیین می‌گردد.

در مورد منحنی IDA میانه‌ی DFE (شکل ۱۲- پ)، دو نقطه  $(0/606)$  متر بر ثانیه و  $37/961$  کیلوژول) و  $(0/593)$  متر بر ثانیه و  $38/526$  کیلوژول) متناظر با حد نهایی، به‌ترتیب از مطالعه‌ی منحنی‌های تکی IDA و تحلیل آماری به دست آمدند. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مقدار DM نقطه‌ی حاصل از مطالعه‌ی IDA، کمتر می‌باشد. در راهکاری مبتنی بر مقدار پاسخ، سطح



3. Alembagheri, M. and Ghaemian, M. (2013) Seismic assessment of concrete gravity dams using capacity estimation and damage indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **42**(1), 123-144.
4. Ghasemi Gavabar, S. Alembagheri, M., and Esmi, B. (2017) Seismic vulnerability assessment of a set of concrete gravity dams. *Long-Term Behavior and Environmentally Friendly Rehabilitation Technologies of Dams (LTBD)*, DOI: 10.3217/978-3-85125-564-5-101.
5. Sotoudeh, M.A., Ghaemian, M., and Sarvghad Moghadam, A. (2019) Determination of limit-states for near-fault seismic fragility assessment of concrete gravity dams. *Scientia Iranica*, **26**(3), 1135-1155.
6. Tidke, A.R. and Adhikary, S. (2021) Seismic fragility analysis of the Koyna gravity dam with layered rock foundation considering tensile crack failure. *Engineering Failure Analysis*, **125**, 105361.
7. Arias, A. (1970) A measure of earthquake intensity. *Seismic Design for Nuclear Plants*, 438-483.
8. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), 491-514.
9. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2004) Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, **20**(2), 523-553.
10. Ghaemian, M. (2008) *Manual of NSAG-DRI. A Computer Program for Nonlinear Seismic Analysis of Gravity Dam-Reservoir-Foundation Interaction*.
11. Bhattacharjee, S.S. and Leger, P. (1993) Seismic cracking and energy dissipation in concrete gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **22**(11), 991-1007.
12. Sharan, S.K. (1986) Modelling of radiation damping in fluids by finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **23**(5), 945-957.
13. Ghaemian, M. (1996) Method statement and design of roller compacted concrete gravity dams. Tehran: Sharif University of Technology (In Persian).
14. Baker, J.W. (2007) Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis.

ادامه‌ی ناحیه‌ی غیر الاستیک منحنی می‌باشد. به‌طور کلی، در این محدوده شیب به‌طور قابل توجهی کاهش یافته و سختی سازه کم می‌شود. نرم‌شدگی نسبتاً شدیدی در این محدوده مشاهده می‌گردد.

۲. در تمامی رکوردها تا سطح شدتی که DFE U/S برابر صفر می‌باشد، دو منحنی DFE D/S و DFE کاملاً بر هم منطبق هستند. به‌عبارت دیگر در این محدوده، پاسخ انرژی کلی سد، پاسخ ناشی از حرکت‌های رو به پایین دست سازه و ترک خوردگی و توسعه آن در تراز پایه می‌باشد. بعد از سطح شدت مذکور، در هر سطح شدت، پاسخ کلی سازه (DFE) برابر با مجموع پاسخ‌های سازه در حرکت در جهات پایین دست (DFE D/S) و بالادست (DFE U/S) می‌باشد.
۳. در مورد DFE D/S، نقاط (۰/۰۰۵ متر بر ثانیه و ۰/۳۱۵ کیلوژول)، (۰/۱۰۵ متر بر ثانیه و ۵/۳۷۸ کیلوژول)، (۰/۴۱۷ متر بر ثانیه و ۱۶/۹۴۴ کیلوژول) و (۰/۵۳۸ متر بر ثانیه و ۱۹/۷۳۱ کیلوژول) به ترتیب متناظر با حالات حدی BLci، NZci، Yielding و CP استخراج گردیدند.
۴. در مورد DFE U/S، نقاط (۰/۴۱۷ متر بر ثانیه و ۰/۱۵۷ کیلوژول) و (۰/۵۳۸ متر بر ثانیه و ۱۰/۴۵۴ کیلوژول) به ترتیب متناظر با حالات حدی NZci و CP استخراج گردیدند.
۵. در مورد DFE، نقاط (۰/۰۰۵ متر بر ثانیه و ۰/۳۱۵ کیلوژول)، (۰/۱۰۵ متر بر ثانیه و ۵/۳۷۸ کیلوژول)، (۰/۴۱۷ متر بر ثانیه و ۱۷/۲۶ کیلوژول) و (۰/۵۳۸ متر بر ثانیه و ۳۲/۰۴۷ کیلوژول) به ترتیب متناظر با حالات حدی BLci، Yielding، NZci و CP استخراج گردیدند.

## مراجع

1. Ansari, M.I. and Agarwal, P. (2016) Categorization of damage index of concrete gravity dam for the health monitoring after earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, **20**(8), 1222-1238.
2. Ghaemian, M. and Ghobarah, A. (1999) Nonlinear seismic response of concrete gravity dams with dam-reservoir interaction. *Engineering Structures*, **21**(4), 306-315.

Dissipated Fracture Energy into Down-Stream (DFE D/S)	۹- انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت پایین دست
Dissipated Fracture Energy into Up-Stream (DFE U/S)	۱۰- انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت بالادست
Arias Intensity	۱۱- شدت آریاس
Destructiveness Potential Factor	۱۲- ضریب پتانسیل ویران سازی
Dissipated Fracture Energy (DFE)	۱۳- انرژی اتلاف شده به دلیل شکست
Koyna	۱۴- کوینا
Engineering Demand Parameter (EDP)	۱۵- پارامتر تقاضای مهندسی
Damage-Displacement Time History (DDTH)	۱۶- منحنی های تاریخچه زمانی خسارت - جابه جایی
Intensity Measure (IM)	۱۷- پارامتر معیار شدت
Stepping Algorithm	۱۸- الگوریتم گام به گام
Cost-Efficient	۱۹- عدم کارآمدی
Step Size	۲۰- اندازه ی گام
Hunt & Fill Algorithm	۲۱- الگوریتم جستجو و انباشت
Monolith	۲۲- مونولیت
Rayleigh Elasto-Brittle Damping Model	۲۳- مدل میرایی الاستیک - ترد رایلی
Time Domain	۲۴- محدوده زمانی
Frequency Domain	۲۵- محدوده فرکانسی
Step-by-Step Method	۲۶- روش قدم به قدم
Explicite Method	۲۷- به صورت ضمنی
Implicite Method	۲۸- غیر ضمنی
Mode Superposition Method	۲۹- روش های ترکیب مودی
Direct Method	۳۰- روش مستقیم
Direct Step-by-Step Method	۳۱- روش مستقیم قدم به قدم
Energy Balance Error (EBE)	۳۲- معیار خطای موازنه ی انرژی
Taft Lincoln School Earthquake	۳۳- زلزله تافت لینکلن
Dissipated Fracture Energy (DFE)	۳۴- انرژی اتلاف شده به دلیل شکست

*Bulletin of the Seismological Society of America*, **97**(5), 1486-1501.

15. <http://peer.berkeley.edu/search/>[12 February 2013].

16. Yazdani, Y. and Alembagheri, M. (2017) Seismic vulnerability of gravity dams in near-fault areas. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **102**, 15-24.

17. Travararou, T., Bray, J.D., and Abrahamson, N.A. (2003) Empirical attenuation relationship for Arias intensity. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**(7), 1133-1155.

18. Kayen, R.E. and Mitchell, J.K. (1997) Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **123**(12), 1162-1174.

19. Sharifi, S.J. (1400) *Seismic Vulnerability Assessment of Concrete Gravity Dams in Terms of Energy for Near-Fault*. Master's theses, Civil engineering department, Islamic Azad University, Damavand Branch. (In Persian).

20. Beheshti Aval, S.B. (1398) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings Theory and Application*. Tehran: K. N. Toosi University of Technology (In Persian).

21. Hastie, T.J. and Tibshirani, R.J. (1990) *Generalized Additive Models*. Chapman & Hall: New York.

#### واژه نامه

Pine Flat	۱- پایین فلت
Staggered Displacement	۲- جابه جایی متناوب
Westergaard Added Mass Approach	۳- جرم افزوده ی وسترگارد
Incremental Dynamic Analysis (IDA)	۴- تحلیل دینامیکی افزایشی
Damage Measure (DM)	۵- معیار خرابی
Maximum Crest Displacement into Down-Stream (MCD D/S)	۶- حداکثر جابه جایی تاج سد در جهت پایین دست
Maximum Crest Displacement into Up-Stream (MCD U/S)	۷- حداکثر جابه جایی تاج سد در جهت بالادست
Absolute Maximum Crest Displacement (AMCD)	۸- قدر مطلق حداکثر جابه جایی تاج سد

High Damage	۶۶- خرابی زیاد	Forward Directivity	۳۵- جهت پذیری پیش‌رونده
DM-Based Method	۶۷- مبتنی بر مقدار پاسخ	Event-based	۳۶- مبتنی بر واقعه
IM-Based Method	۶۸- مبتنی بر اندازه شدت	Earthquake-based	۳۷- مبتنی بر زمین لرزه
		Structure-based	۳۸- مبتنی بر سازه
		Oscillator	۳۹- نوسانگر
		Hunt	۴۰- جستجو
		Bracket	۴۱- براکت
		Fill	۴۲- انباشت
		Numerical Instability	۴۳- ناپایداری عددی
		Global Dynamic Instability	۴۴- ناپایداری دینامیکی کلی
		Full Crack Path	۴۵- مسیر ترک کامل
		Structural Resurrection	۴۶- احیای سازه‌ای
		Spline Interpolation	۴۷- درون‌یابی اسپلاین
		Base Level Crack Initiation (BLCI)	۴۸- شروع ترک خوردگی در تراز پایه
		Neck Zone Crack Initiation (NZCI)	۴۹- شروع ترک خوردگی در محدوده‌ی بالای سد
		Collapse Prevention (CP)	۵۰- آستانه‌ی فروریزش
		Softening	۵۱- نرم‌شدگی
		Summarization	۵۲- تجمیع
		Parametric Methods	۵۳- روش پارامتریک
		Non-Parametric Methods	۵۴- روش غیر پارامتریک
		Scatter – Plot Smoothers	۵۵- هموارکننده‌های منحنی‌های پراکنده
		Running Mean	۵۶- میانگین متحرک
		Running Median	۵۷- میانه متحرک
		Smoothing Spline	۵۸- هموارسازی اسپلاین
		Cross-Sectional Fractiles	۵۹- صدک‌های مقطعی
		Limit States	۶۰- حالات حدی
		Damage Levels	۶۱- سطوح خرابی
		Median	۶۲- میانه
		Immediate Occupancy (IO)	۶۳- قابلیت استفاده بی‌وقفه
		Yielding	۶۴- حد تسلیم
		Medium Damage	۶۵- خرابی متوسط

## Seismic Assessment of Concrete Gravity Dams in Terms of Energy Using Capacity Estimation for Near-Fault Ground Motions: Case Study of Pine Flat Dam

Seyyed Jamaledin Sharifi<sup>1</sup> and Mohammad Ali Sotoudeh<sup>2\*</sup>

1. M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, Damavand Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Damavand Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran,  
\*Corresponding Author, email: ma.sotoudeh@gmail.com

Seismic assessment of concrete gravity dams is mainly conducted using capacity estimation of limit states or determination of damage indexes. The main purpose of this study is to estimate the capacity of limit states and damage levels of concrete gravity dams based on energy. Therefore, by selecting Pine Flat gravity dam as a case study, incremental dynamic analysis has been performed using hunt & fill algorithm on the dam-reservoir-rigid foundation system, under near-fault records with forward directivity effects. In this research, Arias intensity, which represents accelerogram cumulative energy has been considered as intensity measure and three parameters of dissipated energy due to fracture (DFE), dissipated energy due to fracture in crest motion into down-stream direction (DFE D/S) and dissipated energy due to fracture in crest motion into up-stream direction (DFE U/S) have been selected as damage measures. In the field of scaling records, previous studies that have used the IDA method to analyse concrete gravity dams have used the stepping algorithm. This algorithm has two main weaknesses. One is inefficiency, because its quality depends very much on the choice of IM step. Another is the implicit coupling of demand and capacity estimation, as the demand and the capacity resolutions are effectively the same in this method and equal to the step size. In the present study, the advanced hunt & fill algorithm was used to scale the records to eliminate the above weaknesses. In this research, using IDA curves and performing a series of additional statistical analyses, limit states, damage levels and global dynamic capacity of the structure were determined based on energy-based parameters. By investigation of the incremental dynamic analysis curves related to DFE D/S, DFE U/S and DFE, the following results were obtained:

1. The study of all IDA curves showed that DFE-IA curves generally consist of two branches. The first branch consists of two parts. The initial part is linear (with a constant slope) that is observed at the beginning of all curves and represents the elastic part of the diagram. The second part of this branch is segment of the inelastic region of the curve. In this part, there are slight changes in the slope of the curve. In general, in the first branch, the structure exhibits hardness behavior. The second branch is the continuation of the inelastic region of the curve. In general, in this branch the slope of the curve is significantly reduced. Relatively severe softening is observed in this branch.
2. In all records up to the intensity level that DFE in U/S direction is equal to zero, the dominant energy response of the dam is the response due to motions into D/S direction and base level cracking. While after the mentioned intensity level, at each intensity level, the overall response of the structure is equal to the sum of the responses in motion into D/S and U/S directions. The results showed that the representation of structural behavior based on the overall energy response seems more comprehensive and accurate.
3. In the case of dissipated energy due to fracture in crest motion into down-stream direction (DFE D/S), points (0.315 KJ, 0.005 m/s), (5.378 KJ, 0.105 m/s), (16.944 KJ, 0.417 m/s) and (19.731 KJ, 0.538 m/s) were extracted corresponding to the BLci, Yielding, NZci and CP limit states, respectively.
4. In the case of dissipated energy due to fracture in crest motion into up-stream direction (DFE U/S), points (0.157 KJ, 0.417 m/s) and (10.454 KJ, 0.538 m/s) were extracted corresponding to the NZci and CP limit states, respectively.

5. In the case of dissipated energy due to fracture (DFE), points (0.315 KJ, 0.005 m/s), (5.378 KJ, 0.105 m/s), (17.26 KJ, 0.417 m/s) and (32.047 KJ, 0.538 m/s) were extracted corresponding to the BLci, Yielding, NZci and CP limit states, respectively.

**Keywords:** Seismic Assessment, Incremental Dynamic Analysis, Hunt & Fill Algorithm, Arias Intensity, Dissipated Fracture Energy.