

تحلیل لرزه‌ای غیرخطی سه بعدی سد بتنی وزنی با نسبت‌های مختلف طول به ارتفاع

بهزاد نیک خاکیان^۱، محمد عالم باقری^{۲*}

- ۱- کارشناس ارشد مهندسی آب و سازه هیدرولیکی دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*alembagheri@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۶/۶/۲۷]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۶/۳/۲۸]

چکیده

امکان شکست سدها با ذخیره زیاد آب و خطرات جانی و مالی بالا در مناطق لرزه خیز وجود دارد. همچنین هرگونه آسیب سازه‌ای به بدنه سد، خود ممکن است منجر به تبعات منفی اقتصادی شود. این امر منجر به افزایش توجه به رفتار دینامیکی انواع سدها در طول دهه‌های گذشته بوده است. هدف از این پژوهش، مقایسه پاسخ لرزه‌ای دوبعدی و سه بعدی سدهای بتنی وزنی و لزوم ارائه مدل‌های واقعی‌تر برای در نظر گرفتن آثار مودهای عرضی (عمود بر مسیر رودخانه) است. آثار اندرکنش سد-مخزن-پی، رفتار غیرخطی بتن و نیز شکل‌های مختلف دره مطالعه شده و تاثیر هرکدام بر پاسخ غیرخطی و پایداری لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی تحت مولفه‌های مختلف یک رکورد زلزله انتخابی بررسی خواهد شد.

واژگان کلیدی: سد بتنی وزنی، پاسخ لرزه‌ای، رفتار سه بعدی، اندرکنش سد-مخزن-پی، رفتار غیرخطی

۱- مقدمه

دست یافت. سدهای بتنی بخش مهمی از زیرساخت‌های هر کشور را تشکیل می‌دهند. بخش مهمی از سدهای موجود در جهان را سدهای بتنی وزنی تشکیل می‌دهد، و زلزله به عنوان یکی از جدی‌ترین پدیده‌های طبیعی، تهدید کننده ایمنی و پایداری سدها در مناطق لرزه خیز است. از سال ۱۹۲۸ و به دنبال شکست سد سنت فرانسیس^۲ در آمریکا، خرابی و شکست سدهای بزرگ توجه بسیاری را به

یکی از ضروری‌ترین و حیاتی‌ترین نیازهای بشر آب است که به ویژه با افزایش جمعیت و ضرورت رشد کشاورزی و صنعت از یک طرف و محدودیت مخازن و منابع آبی از طرف دیگر، حساسیت آن روز به روز بیشتر شده است. از این رو بنابر نیاز به ذخیره آب و همچنین استفاده از پتانسیل آن برای تولید انرژی برقآبی، می‌توان با ساخت سد به این اهداف

خود جلب نموده و زمینه ساز انجام پژوهش‌های گسترده در این زمینه شده است. بررسی حوادث متعددی که از آن زمان تا کنون برای انواع مختلف سدها در بسیاری از نقاط جهان رخ داده است، اهمیت این موضوع را به خوبی نشان می‌دهد. از جمله سدهای بتنی آسیب دیده طی رخداد‌های لرزه‌ای می‌توان به سد وزنی کوینا با ارتفاع ۱۰۳ متر در کشور هندوستان، سد پشت بنددار هسینگ فنگ کیانگ با ارتفاع ۱۰۵ متر در کشور چین، سد قوسی پاکویما با ارتفاع ۱۱۳ متر در کشور آمریکا و همچنین سد پشت بنددار سفید رود با ارتفاع ۱۰۶ متر در ایران اشاره کرد [1].

در گذشته تحلیل لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی اغلب به صورت ایده آل با استفاده از بلوک‌ها (مونولیت‌ها)ی دو بعدی در تحلیل و طراحی در نظر گرفته شده و آثار زلزله معمولاً به طور ساده شده با تعریف یک ضریب زلزله اعمال شده است. اما در سال‌های اخیر تاکید بیشتر بر تحلیل‌های تاریخیچه زمانی خطی و نیز آنالیز شکست سدهای بتنی در فضای سه بعدی شده است.

در ۱۹۷۲ چوپرا و چکرابارتی آنالیز خطی مونولیت دو بعدی سد کوینا را تحت زلزله سال ۱۹۶۷ انجام دادند [2]. در ۱۹۷۳ ساینی و کریشنا واژگونی پروفیل بالای ترک در سد کوینا را با فرض اینکه بلوک فوقانی سد غیر لغزشی است، مطالعه کردند [3]. پکا و کوی در ۲۰۰۴ آنالیز غیرخطی سد کوینا را به روش المان محدود انجام داد [4]. چوپرا در ۱۹۸۸ مطالعات جامعی روی سد پایین فلت انجام داد. وی در این مطالعات آثار مخزن را در نظر گرفته و سد را تحت بارگذاری هارمونیک و همچنین تحت زلزله‌های مختلف آنالیز نمود [5]. راشد و ایوان در سال ۱۹۸۵ به نیاز برای تحلیل سه بعدی برای طراحی لرزه‌ای سدها در دره‌های باریک اشاره کردند [6]. النادی در ۱۹۹۲ سه سد وزنی با ارتفاع‌های مختلف را تحت زلزله ۱۹۶۶ پارکفیلد مورد تحلیل قرار داد [7]. چوپرا و ژانگ در ۱۹۹۱ لغزش ناشی از زلزله در سطح اتصال سد بتنی وزنی و پی را بررسی کردند [8]. پالتر و پرلکس در ۱۹۹۷ سد اوتاردس^۳ را تحت یک آزمایش ارتعاش اجباری قرار دادند.

آنها نشان دادند که یک مدل سه بعدی برای سیستم سد-مخزن-پی با در نظرگیری آثار تراکم پذیری آب می‌تواند رفتار دقیق‌تری تولید کند. همچنین نشان داده شد که رویکرد دو بعدی تنها می‌تواند فرکانس طبیعی پایه سیستم را پیش‌بینی کند. بر اساس نتایج حاصل از شبیه‌سازی المان محدود، مشخص شد که رفتار سه بعدی سد بطور قابل ملاحظه‌ای متفاوت با رفتار دوبعدی ایده‌آل شده مونولیت‌ها است [9]. پالتر و عزمی در ۲۰۰۲ با استفاده از نرم افزار ADAP88 که یک برنامه کامپیوتری المان محدود است، به بررسی رفتار درزها و اثر آنها روی پایداری سد و پاسخ دینامیکی سد بیگ توجونگا^۲ و اوتاردس^۳ پرداختند [10]. برتس و همکاران در ۲۰۱۲ به بررسی پایداری سه بعدی سدهای بتنی وزنی روی صخره شیبدار با روش تعادل حدی پرداختند [11]. آریچی و همکاران در ۲۰۱۴ اندرکنش لرزه‌ای سه بعدی سد، مخزن و پی سد بتنی غلطکی آندیراز^۳ را بررسی کردند [12]. با وجود تجارب عملی روی مقاومت سازه سدهای وزنی تحت زمین لرزه‌های شدید با در نظرگیری رفتار سه بعدی بسیار محدود بوده و اطمینان زیادی نسبت به سلامت سدهای بتنی بزرگ که در سایت‌هایی با لرزه خیزی بالا قرار دارند، وجود ندارد. از این رو شبیه‌سازی عددی این گونه سازه‌ها اگر تنها راه حل نباشد، یکی از بهترین راه‌ها برای ارزیابی رفتار سدهای بتنی تحت زمین لرزه‌های شدید است.

در این پژوهش رفتار سه بعدی سد وزنی پایین فلت بدون در نظر گرفتن درزهای انقطاع به همراه رفتار غیرخطی مصالح بدنه سد با استفاده از روش المان محدود بررسی شده است. با توجه به اهمیت شکل دره، به بررسی پارامتری تغییرات عرض دره و پاسخ سد به هر سه مولفه حرکت زمین پرداخته شده و اثر تغییرات نسبت عرض دره به ارتفاع سد و همچنین اهمیت مولفه عرضی حرکت زمین در کنار مولفه‌های طولی و قائم بررسی شد. آثار اندرکنشی سد-مخزن-پی در تحلیل منظور شده، و نهایتاً نتایج مدل‌سازی سه بعدی با نتایج مدل دو بعدی مقایسه می‌شود.

۲- شبیه سازی عددی

مدلسازی عددی سازه های بزرگ مانند سدها وسیله ای مناسب برای تحلیل لرزه ای و بررسی عملکرد آنها است. اندرکنش جامد و سیال از موضوعات مهم در تحلیل لرزه ای سازه های در مجاورت مایعات مانند مخازن آب و سدهای بتنی است. حل مسئله اندرکنش سد با مخزن و پی، و نیز بطور همزمان مخزن با پی، به دلیل تفاوت رفتاری آب مخزن (سیال) و مصالح تشکیل دهنده سازه سد و پی (جامد) نسبت به سایر سازه ها از پیچیدگی بیشتری برخوردار است [13].

۱-۲- معادله حاکم بر مخزن

با فرض رفتار تراکم پذیری خطی غیرویسکوز و حرکت چرخشی با دامنه کم، معادله حاکم بر مخزن سدهای بزرگ به شرح زیر است (معادله موج):

$$\nabla^2 P(x, y, z) = \frac{1}{C^2} \cdot \ddot{P}(x, y, z) \quad (1)$$

که در آن C سرعت موج فشاری در آب، $P(x, y, z)$ فشار هیدروستاتیکی آب افزون بر فشار هیدرواستاتیکی، ∇^2 عملگر لاپلاسین و نقطه نشان دهنده مشتق زمانی است.

۲-۲- شرط مرزی سد-مخزن

در سطح مشترک سد-مخزن جریانی در بین سطح مشترک وجود ندارد. این فرض بر اساس این واقعیت است که سطح سد بتنی نفوذ ناپذیر است. این فرض منجر به معادله دیفرانسیلی می شود که در جهت عمود بر مرز مشترک، سرعت نسبی بین سازه سد و آب وجود ندارد:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho a_n^s \quad (2)$$

که در آن ρ چگالی آب و a_n^s شتاب سازه در راستای عمود بر سطح مشترک (n) است.

۳-۲- شرط مرزی مخزن-پی

شرط مرزی کف مخزن، فشار هیدروستاتیکی را به مجموع شتاب عمودی و شتاب ناشی از اندرکنش بین آب

ذخیره شده و مصالح کف مخزن تجزیه می کند. هرچند اگر از جذب یا نفوذ آب به کف مخزن چشم پوشی شود، این شرط مرزی مشابه شرط مرزی سد-مخزن (معادله ۲) است.

۴-۲- شرط مرزی سطح آزاد

در سطح آزاد مخزن، مقدار فشار هیدروستاتیکی صفر است ($p = 0$). این فرض، عدم وجود امواج سطحی در سدهای بتنی را بیان می نماید و از امواج سطحی در مدلسازی چشم پوشی می شود.

۵-۲- شرط مرزی انتهای دور مخزن

مرز بریده شده در انتهای مخزن در مدل المان محدود مخازن با طول بی نهایت به وسیله پژوهشگران متعددی بررسی شده است. شرط مرزی زومرفلد^۱ یکی از معمولترین آنها است که مبتنی بر فرض انتشار امواج صفحه ای در سیال در فاصله دور از وجه سد است. این شرط مرزی با معادله دیفرانسیل زیر بیان می شود:

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{C} \cdot \frac{\partial P}{\partial t} \quad (3)$$

که در آن n راستای عمود بر مرز بریده شده است. این شرط مرزی یک میرایی را به سیستم معرفی نموده که اتلاف انرژی ناشی از امواج بیرون رونده از سیستم را مدل می کند.

۶-۲- شرط مرزی انتهای دور پی

در مرزهای پی بر اساس یک فرض ساده کننده، در صورتی که اثر انتشار امواج نادیده گرفته شود، نیاز به تعریف شرط مرزی خاص برای جذب امواج لرزه ای نیست. این فرض برای پی بدون جرم مناسب است، در حالی که برای پی جرم دار، نیاز به اعمال شرط جاذب امواج در مرز دور دست پی خواهد بود. برای این منظور، در منابع متعددی از المان های نیمه بی نهایت یا میراگر برای مدل سازی صحیح انتشار امواج استفاده شده است.

مدت زمان تحلیل به بازه‌های کوچک زمانی^۱ و پیشبرد حل در طول این بازه‌ها است.

۴- مطالعه موردی

مدل بررسی شده برای مطالعه تاثیر طول سد در دره‌های مختلف بر پاسخ لرزه‌ای، سد وزنی پایین فلت^۲ است. این سد که روی رودخانه کینگز^۳ در آمریکا قرار گرفته از ۳۶ مونولیت با عرض ۱۵ متر و یک مونولیت با عرض ۱۲ متر تشکیل شده است. طول تاج سد ۵۵۰ متر و ارتفاع بلندترین مونولیت آن ۱۲۲ متر است. مشخصات هندسی مقطع دوبعدی سد به همراه مخزن و پی آن در مدلسازی عددی در شکل (۱) نشان داده شده است. نرم افزار استفاده شده برای تحلیل نرم افزار آباکوس است.

شکل ۱. مشخصات هندسی مقطع دو بعدی سیستم سد پایین فلت-مخزن-پی در مدلسازی عددی (ابعاد بر حسب متر است)

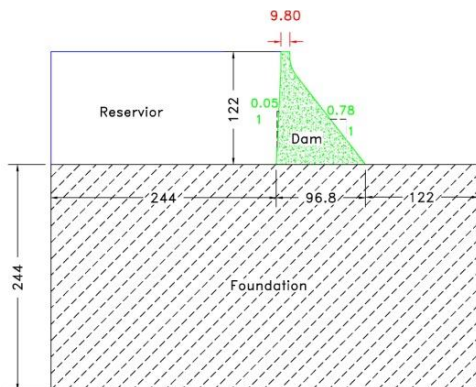


Fig. 1. Geometric characteristics of the two-dimensional cross-section of the Pine Flat-Dam-Reservoir-Foundation system in numerical modeling (dimensions in meters)

مدل سه بعدی سد در دره U شکل به همراه پارامترهای اصلی هندسی در شکل (۲) نشان داده شده است. تکیه‌گاههای جانبی (کناره‌های دره) با زاویه ۴۵° ثابت منظور شده و پارامتر اصلی مورد بررسی، عرض دره در تراز رودخانه (B) است، هرچند می‌توان به جای آن از طول تاج سد نیز استفاده کرد. H نمایانگر ارتفاع بلندترین مونولیت سد با مقدار ۱۲۲ متر است.

۳- فرمولاسیون المان محدود سیستم سد-مخزن-پی

ارتباط بین بردار فشار هیدرودینامیکی درون مخزن $\{p\}$ با بردار نیروهای اعمال شده روی فصل مشترک سد-مخزن و مخزن-پی $\{f\}$ ، را ماتریس کوپله $[Q]$ برقرار می‌کند:

$$[Q] \cdot \{p\} = \{f\} \quad (4)$$

با استفاده از گسسته سازی المان محدود مخزن و نیز با در نظرگیری معادلات المان محدود حاکم بر جامدات، اندرکنش سد-مخزن و مخزن-پی یک مساله درگیر کلاسیک شامل یک دستگاه معادله دیفرانسیلی درجه دو است. این معادلات برای سازه و مخزن به شکل زیر است:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{f_1\} - [M]\{\ddot{U}_g\} + [Q]\{P\} = \{F_1\} + [Q]\{P\} \quad (5)$$

$$[G]\{\ddot{P}\} + [C']\{\dot{P}\} + [K']\{P\} = \{F\} - \rho[Q]^T(\{\ddot{U}\} + \{\ddot{U}_g\}) = \{F_2\} - \rho[Q]^T\{\ddot{U}\} \quad (6)$$

که در آن $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی سازه، و $[G]$ ، $[C']$ و $[K']$ به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی مخزن است. $\{f_1\}$ بردار نیروهای بدنه‌ای و هیدرواستاتیک، و $\{U\}$ و $\{P\}$ به ترتیب بردارهای جابه‌جایی سازه و فشارهای هیدرودینامیکی مخزن است. $\{\ddot{U}_g\}$ بردار شتاب زمین و ρ چگالی آب است.

در فرمولاسیون المان محدود سیستم سد-مخزن-پی، با فرض پی بدون جرم، ماتریس $[K]$ شامل زیر ماتریس‌هایی مرکب از سازه سد و پی است. در این حالت در واقع سد و پی به عنوان یک واحد کل در نظر گرفته شده که با آب درون مخزن در اندرکنش است. دو رویکرد کلی برای حل معادلات حرکت وجود دارد: حل در حوزه فرکانس و حل در حوزه زمان. در روش اول با استفاده از تبدیلات فوریه، معادلات حرکت از حوزه زمان وارد حوزه فرکانس شده و در آنجا اقدام به حل آنها می‌شود. اما در روش دوم، روش‌های انتگرالگیری عددی متعددی برای حل عددی معادلات حرکت در حوزه زمان تولید شده اند. در کل این روش‌ها بر اساس تقسیم‌بندی

1 Time increments

2 Pine Flat

3 Kings river

بعدی سد-مخزن-پی با نسبت عرض کف دره (B) به ارتفاع سد (H) مختلف به شرح ذیل مورد بررسی قرار می‌گیرد:

$$\frac{B}{H} = \frac{1}{3}, \frac{2}{3}, 1, \frac{4}{3}, \frac{5}{3}, 2, 3, 4, 5, 6 \quad (V)$$

شکل ۲. نمودار تنش-کرنش بتن

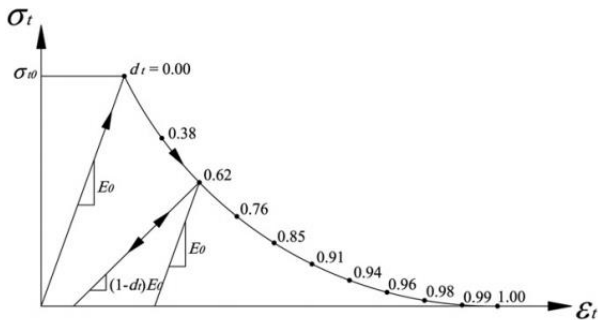


Fig. 3. Considered constitutive behavior of mass concrete in tension

شکل (۴) مدل المان محدود سیستم سد-مخزن-پی در

حالت دوبعدی و شکل (۵) مدل سه بعدی با نسبت $\frac{B}{H} = 1$ را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که در واقعیت سد پایین فلت در دره‌ای با مشخصات تقریبی $\frac{B}{H} = 2.5$ قرار گرفته است. سعی شده است در تمامی مدل‌ها از چگالی مش المان محدود تقریباً یکسانی استفاده شود. مش المان محدود به مقدار کافی ریز شده است تا بتواند رفتار غیر خطی بدنه سد را به خوبی مدل کند.

شکل ۴. مش المان محدود مدل دوبعدی

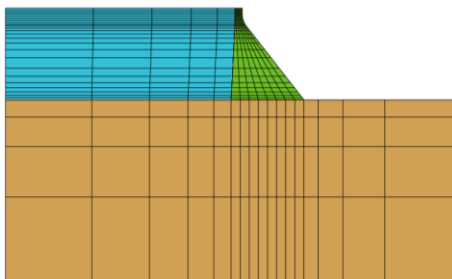


Fig. 4. Two dimensional finite element mesh

شکل ۲. مدل سه بعدی سد در دره به همراه مشخصات هندسی

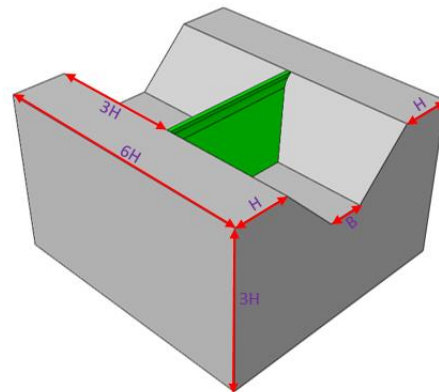


Fig. 2. 3D model of dam in the valley with geometric characteristics

مشخصات مصالح بتن عبارتند از چگالی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول یانگ اولیه ۳۰ گیگاپاسکال و نسبت پواسون ۰/۲. رفتار غیرخطی مصالح بتن بدنه سد با استفاده از رویکرد پلاستیسته خرابی بتن مدلسازی شده است. توضیح مفصل این روش را می‌توان در مرجع [13] جستجو کرد. در این پژوهش، برای رفتار غیرخطی بتن تنها متغیر خرابی کششی منظور شده و متغیر خرابی فشاری صفر منظور می‌شود، یا به عبارت دیگر رفتار بتن در فشار خطی فرض شده است. رفتار تنش-کرنش بتن در حالت غیرخطی به همراه مقادیر متناظر خرابی کششی در شکل (۳) نشان داده شده است [14]. رفتار پس از تسلیم، به صورت نرم شونده با کاهش مدول الاستیسته بتن با یک متغیر خرابی کششی (D) مدل می‌شود. متغیر خرابی کششی تابعی از کرنش‌های غیرخطی بوده و تغییرات آن در شکل (۳) نشان داده شده است. مقدار تنش تسلیم بتن در کشش σ_{t0} مقدار ۲/۹ مگاپاسکال منظور می‌شود.

مخزن به صورت کاملاً پر با رفتار خطی برای آب با چگالی ۱۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مدول بالک ۲/۰۷ گیگاپاسکال مدل شده است. در حالتی که سدهای وزنی بر روی پی‌های با کیفیت ساخته می‌شوند، مدل المان محدود پی بدون جرم می‌تواند به شکل کافی آثار سنگ زیر سازه را مدل کند [6]. که در این مطالعه نیز از پی بدون جرم با رفتار خطی با مدول یانگ ۳۰ گیگاپاسکال و نسبت پواسون ۰/۳۳ استفاده شده است.

برای بررسی اثر عرض دره، تعداد ۱۰ مدل المان محدود سه

شکل ۵. مش المان محدود مدل سه بعدی با نسبت

$$\frac{B}{H} = 1$$

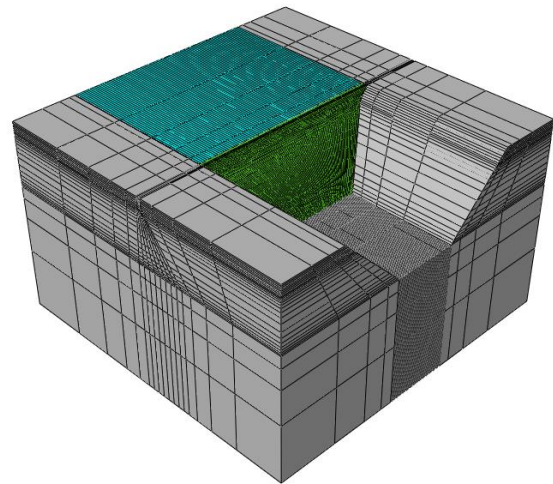


Fig. 5. Three-dimensional finite

$$\text{element mesh model } \frac{B}{H} = 1$$

۴-۱- بارگذاری

بارگذاری شامل دو مرحله استاتیکی و دینامیکی است. بارگذاری استاتیکی شامل وزن بدنه سد و بار هیدرواستاتیک مخزن پر است. معمولاً وزن پی در طی تحلیل‌های استاتیکی اعمال نمی‌شود زیرا پی بسیار قبل‌تر از اینکه سد ساخته شده و آگیری شود، تحت وزن خود تغییر شکل داده و نشست خود را انجام داده است. پس از این بارگذاری استاتیکی، بارگذاری دینامیکی لرزه‌ای مدل آغاز می‌شود. این بارگذاری لرزه‌ای با استفاده از شتاب نگاشت ثبت شده طی زلزله کرن کانتی^۱ در ایستگاه Taft در تاریخ ۲۱ ژوئیه ۱۹۵۲ است. آنالیز دینامیکی سد پایین فلت تحت تاثیر مولفه‌های طولی (در مسیر رودخانه)، قائم و عرضی (عمود بر رودخانه) به صورت جداگانه و نیز بطور همزمان انجام شده است. در شکل (۶) رکوردهای طولی، قائم و عرضی زلزله انتخاب شده نشان داده شده است. در ادامه طیف پاسخ شتاب رکوردهای زلزله استفاده شده در شکل (۷) نشان داده شده است.

شکل ۶. مولفه‌های مختلف رکورد زلزله کرن کانتی

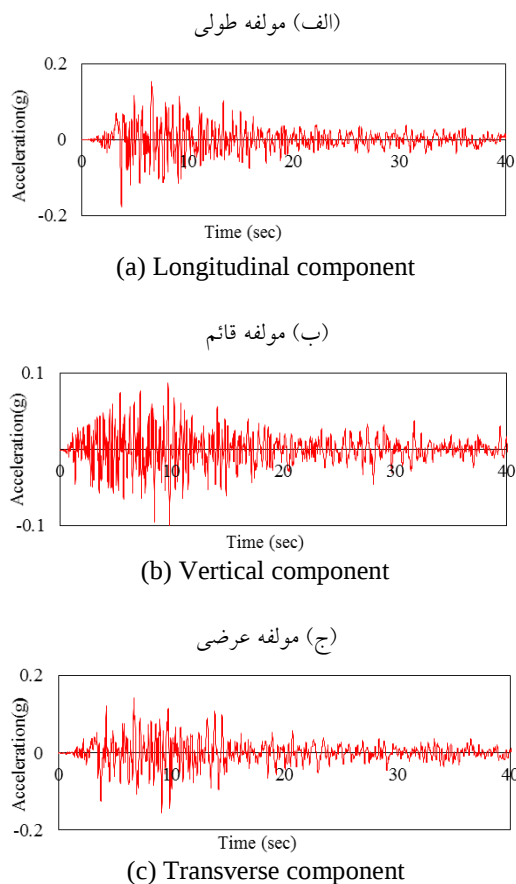
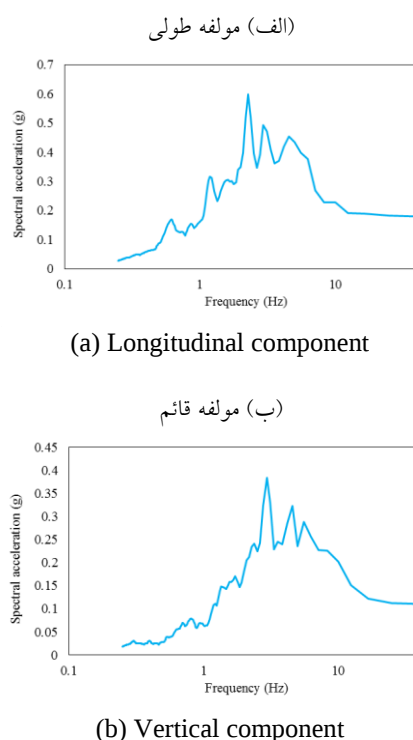


Fig. 6. Kern County earthquake record components

شکل ۷. طیف شتاب مولفه‌های زلزله Taft



شکل ۸. محدوده‌های موضعی برای محاسبه شاخص خرابی

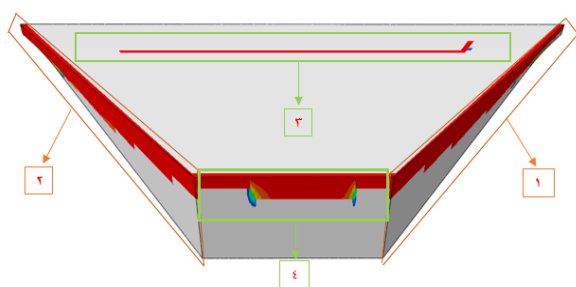
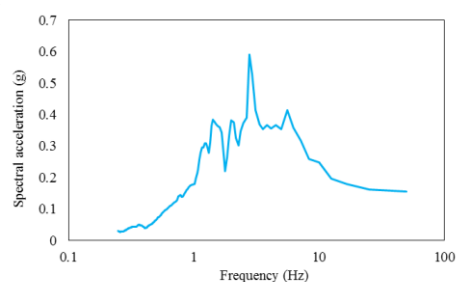


Fig. 8. Areas of Damage Index

(ج) مولفه عرضی



(c) Transverse component

Fig.7. Kern County Spectral acceleration of earthquake components

۵- نتایج تحلیل مودال

به منظور تعیین فرکانس‌های ارتعاش آزاد، آنالیز مودال سیستم سد-مخزن-پی انجام و بسامدهای ارتعاشی طولی، قائم و عرضی تعیین شده است. منظور از مد در یک راستای مشخص، مدی است که در آن راستا دارای جرم موثر بالایی است. مقادیر فرکانس‌های طبیعی سیستم سد-مخزن-پی در هر سه راستای طولی، قائم و عرضی برای نسبت‌های مختلف B/H در مقایسه با حالت دوبعدی در شکل (۹) نمایش داده شده است.

شکل ۹. بسامدهای طبیعی سیستم سد-مخزن-پی

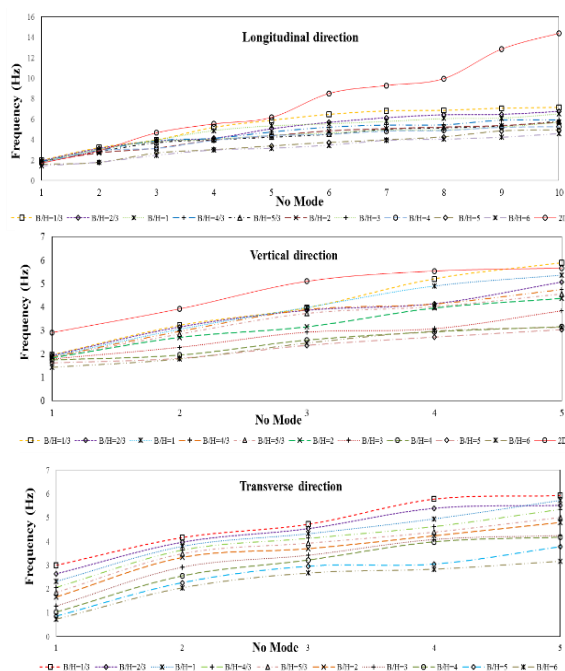


Fig. 9. Natural Frequencies of the Dam-Reservoir-Foundation System

۲-۴- شاخص خرابی

به منظور نشان دادن محدوده‌های آسیب دیده در مدل‌ها، و همچنین مقایسه کمی خرابی‌های اعمال شده به بدنه سد، یک شاخص خرابی^۱ بشرح زیر تعریف می‌شود:

$$DI = \frac{\sum D_e \cdot V_e}{\sum V_e} \quad (V)$$

که در آن D_e متغیر خرابی کششی المان e و V_e حجم المان e است. این شاخص که میانگین وزنی خرابی اعمال شده به بدنه سد است، می‌تواند روی کل بدنه سد و یا به صورت موضعی روی قسمت‌های مستعد آسیب دیدگی مانند گردن سد، پاشنه سد و یا نواحی تکیه گاهی جانبی محاسبه شود. محل‌های در نظر گرفته شده برای این شاخص به شرح ذیل در شکل (۸) نشان داده شده است:

۱- تکیه‌گاه راست در مدل‌های سه بعدی (به ضخامت یک المان)

۲- تکیه‌گاه چپ در مدل‌های سه بعدی (به ضخامت یک المان)

۳- گردن سد از تراز ۱۰۲ متری (محل تغییر شیب پائین دست) تا تراز ۱۴ متری (انتهای انحنا در بالادست)، در مدل‌های دو و سه بعدی

۴- پاشنه سد، در مدل‌های دو و سه بعدی

۶- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی

۶-۱- تغییر مکان تاج سد

نمودار تغییر مکان ماکزیمم نسبی نقطه میانی تاج سد در راستای طولی تحت سه مولفه زلزله به صورت جداگانه و همچنین همزمان برای تمامی مدل‌های سه بعدی و مدل دوبعدی در شکل (۱۱) مقایسه شده است. لازم به ذکر است که در مدل دو بعدی تنها دو مولفه زلزله طولی و قائم اعمال می‌شوند. کمترین مقدار جابه‌جایی در حالت اعمال مولفه عرضی تنها مشاهده می‌شود و پس از آن اعمال مولفه قائم تنها سبب کمترین جابه‌جایی نسبی می‌شود. علت این امر در عدم همراستایی مولفه زلزله با راستای اندازه‌گیری جابه‌جایی است. همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود بیشترین جابه‌جایی نسبی تاج مربوط به رکوردهایی است که حاوی مولفه طولی می‌باشند، هرچند اضافه شدن مولفه‌های عرضی و قائم ممکن است گاهی سبب کاهش تغییر مکان نسبی شود. مدل دوبعدی در مقایسه با اغلب مدل‌های سه بعدی جابه‌جایی بیشتری از خود نشان می‌دهد. در کل نتیجه مشخصی در مورد اثر نسبت B/H بر پاسخ لرزه‌ای سد نمی‌توان گرفت که علت آن تغییر فرکانس‌های طبیعی سیستم و به تبع آن مقادیر شدت‌های طیفی (با توجه به رکورد زلزله انتخابی) با تغییر نسبت B/H است.

لازم به ذکر است که مدل دوبعدی فاقد راستای عرضی است. مودهای انتخابی دارای بیش از ۱۰٪ جرم موثر نسبت به جرم کل سد است. از نمودارهای شکل (۹) در می‌یابیم که با افزایش عرض دره در کف و به دنبال آن افزایش طول تاج سد در حضور ارتفاع ثابت، فرکانس‌های طبیعی در کل کاهش یافته و عموماً کمتر از مقادیر متناظر در مدل دوبعدی است. علت این امر را می‌توان در افزایش جرم سد و همچنین کاهش سختی جانبی آن با افزایش طول سد دانست. اختلاف بین فرکانس‌های طبیعی مدل دوبعدی و سه بعدی با افزایش شماره مود به ویژه در راستای طولی افزایش می‌یابد.

شکل مودهای طبیعی سازه سد در مدل دوبعدی و همچنین در مدل سه بعدی با نسبت‌های $\frac{B}{H} = \frac{1}{3}, 1, 3$ در دو حالت سه بعدی و نمای دو بعدی بلندترین مونولیت در شکل (۱۰) مقایسه شده‌اند. شکل مودهای نشان داده شده در شکل (۱۰) مربوط به راستای طولی است. همانگونه که ملاحظه می‌شود همخوانی مناسبی بین شکل مود مدل دو بعدی و نمای بلندترین مونولیت مدل سه بعدی وجود دارد.

شکل ۱۰. شکل مودهای طبیعی سازه سد در مدل‌های سه بعدی در مقایسه با مدل دوبعدی

MODEL	Fifth mode		Fourth mode		Third mode		Second mode		First mode	
	View 3D	Monolith in the middle	View 3D	Monolith in the middle	View 3D	Monolith in the middle	View 3D	Monolith in the middle	View 3D	Monolith in the middle
3D $B/H = \frac{1}{3}$										
3D $B/H = 1$										
3D $B/H = 3$										
2D										

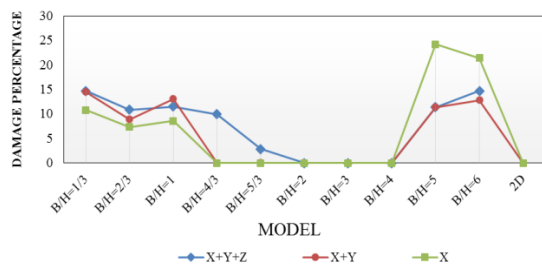
Fig. 10. The shape of the natural mode structures of the dam in 3D models compared to the 2D model

سد، میزان خرابی اعمال شده به پاشنه سد در مدل دو بعدی در کل بیشتر از مدل‌های سه بعدی است. می‌توان نتیجه گرفت که در نظریه مدل دو بعدی می‌تواند سبب تولید نتایج دور از واقعیت و گاه غیر محافظه کارانه به ویژه در مورد خرابی در ناحیه گردن سد شود. خرابی

کششی نهائی در مونولیت وسط برای سه مدل ۱، ۳، $\frac{B}{H} = \frac{1}{3}$ و مدل دو بعدی تحت اعمال همزمان سه مولفه رکورد زلزله کرن کانتی در شکل (۱۳) مقایسه شده است.

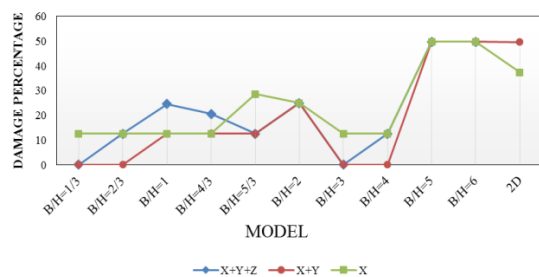
شکل ۱۲. مقایسه خرابی اعمال شده به مونولیت وسط مدل‌های سه

بعدی در مقایسه با مدل دو بعدی
(الف) گردن سد



(a) Dam Neck

(ب) پاشنه سد



(b) Dam Heel

Fig. 12. Comparison of the failure of the monolith in the middle of the 3D models compared to the two-dimensional model

شکل ۱۳. خرابی کششی در بلندترین مونولیت وسط مدل سه بعدی در مقایسه با مدل دو بعدی تحت مولفه های رکورد زلزله کرن کانتی

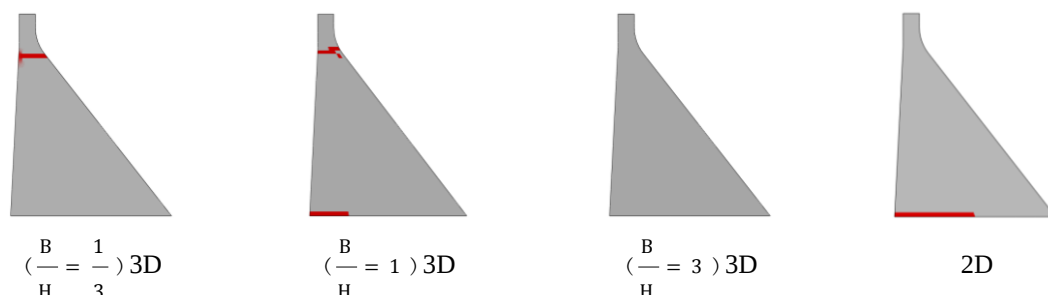


Fig. 13. Tensile damage in the tallest monolith in the middle of the 3D model compared to the two-dimensional model under the Kern County earthquake record components

شکل ۱۱. تغییر مکان ماکزیمم نسبی نقطه میانی تاج سد در راستای طولی

مدل‌های سه بعدی در مقایسه با مدل دو بعدی

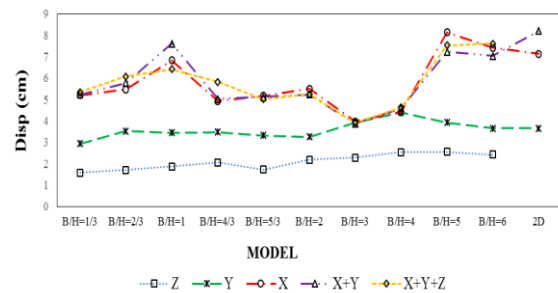


Fig. 11. Maximum relative displacement of the midpoint of the dam along the longitudinal direction of the 3D models compared to the two-dimensional model

۶-۲- شاخص خرابی

شاخص خرابی محاسبه شده در بلندترین مونولیت مدل‌های سه بعدی، قرار گرفته در وسط مدل (شامل یک ردیف المان)، برای مقایسه با مدل دو بعدی در دو ناحیه گردن و پاشنه سد شکل (۸) به صورت جداگانه محاسبه شده و نتایج در شکل (۱۲) برای اعمال سه مولفه زلزله به صورت همزمان و جداگانه نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود کمترین خرابی مربوط به مدل‌های $\frac{B}{H} = 3, 4$ است. با افزایش نسبت

$\frac{B}{H}$ تا مقدار ۴ میزان خرابی در ناحیه گردن سد کاهش می‌یابد اما پس از آن با افزایش طول بیشتر سد مقدار این خرابی افزایش می‌یابد. این خرابی به ویژه تحت مولفه طولی تنها می‌تواند تا بیش از ۲۰٪ برسد. در ناحیه گردن مدل دو بعدی خرابی دیده نمی‌شود. در خصوص پاشنه سد، افزوده شدن مولفه‌های عرضی و قائم به مولفه طولی گاهی سبب افزایش و گاهی سبب کاهش میزان خرابی می‌شود. اما بر خلاف گردن

Fig. 14. Comparison of the failure in four areas of the 3D model

۷- نتیجه گیری

بررسی‌های انجام شده نشان می‌دهد، افزایش عرض دره در تراز رودخانه و به دنبال آن افزایش طول تاج سد سبب موارد زیر می‌شود:

۱- در حوزه فرکانس بسامدهای طبیعی به دلیل افزایش جرم سد و کاهش سختی جانبی در هر سه راستای طولی، قائم و عرضی کاهش می‌یابد.

۲- اختلاف بین فرکانس‌های طبیعی مدل دو بعدی و مدل‌های سه بعدی با افزایش شماره مود به ویژه در راستای طولی افزایش می‌یابد. هرچند در تحلیل لرزه‌ای سدهای وزنی معمولاً تا ۳ مود اول حاکم هستند.

۳- در حوزه زمان کمترین جابه‌جایی نسبی نقطه میانی تاج سد در راستای طولی مربوط به اعمال مولفه عرضی تنها و پس از آن به اعمال مولفه قائم تنها است.

۴- بیشترین جابه‌جایی نسبی تاج در راستای طولی مربوط به رکوردهایی است که حاوی مولفه افقی است، هرچند اضافه شدن مولفه‌های عرضی و قائم ممکن است گاهی سبب کاهش تغییر مکان نسبی تاج سد شود. این نتیجه‌گیری البته به مولفه‌های زلزله انتخابی و محتوای فرکانسی آنها بستگی دارد.

۵- بیشترین جابه‌جایی نسبی تاج مربوط به مدل دوبعدی است که در مقایسه با اغلب مدل‌های سه بعدی جابه‌جایی بیشتری از خود نشان می‌دهد که این امر اهمیت تحلیل سه بعدی را بخوبی آشکار می‌سازد.

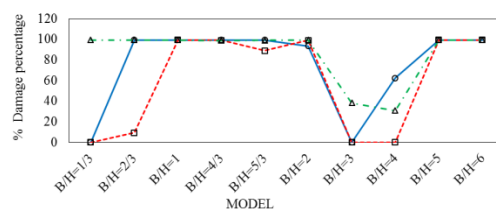
۶- بررسی کانتور نهایی خرابی کششی در بلندترین مونولیت مدل‌های سه بعدی برای مقایسه با مدل دو بعدی تحت رکورد زلزله کرن کانتی، بیانگر کاهش خرابی در ناحیه گردن سد با افزایش عرض دره تا مدل ۳، ۴ است و با افزایش مجدد عرض دره مقدار خرابی به ویژه تحت مولفه طولی تنها افزایش دارد. در مدل دو بعدی خرابی تنها مربوط به پاشنه سد و در کل بیشتر از مدل‌های سه بعدی است.

۷- مقایسه مدل‌های سه بعدی به تنهایی نشان می‌دهد که مولفه عرضی زلزله که در تحلیل‌های دو بعدی نادیده گرفته می‌شوند، باعث افزایش خرابی اعمال شده به تکیه‌گاه‌های

در ادامه به بررسی شاخص خرابی در چهار ناحیه نشان داده شده در شکل (۸) پرداخته که در این قسمت تنها مدل‌های سه بعدی مقایسه شده و نتایج در شکل (۱۴) ارائه شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود، مولفه عرضی زلزله که در تحلیل‌های دو بعدی نادیده گرفته می‌شوند، سبب افزایش خرابی اعمال شده به تکیه‌گاه‌های جانبی راست و چپ، و همچنین ناحیه گردن سد در عموم مدل‌های سه بعدی می‌شود. هر چند که خرابی اعمال شده به پاشنه سد بیشتر تحت حاکمیت مولفه طولی زلزله است.

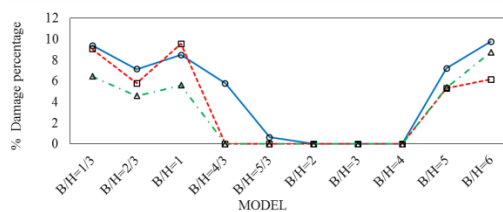
شکل ۱۴. مقایسه خرابی در چهار ناحیه مدل سه بعدی

(الف) پاشنه سد



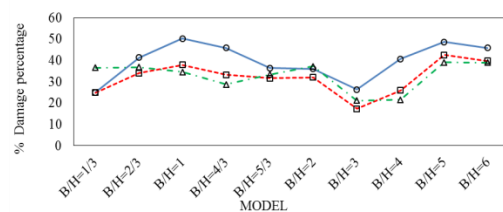
(a) Heel dam

(ب) گردن سد



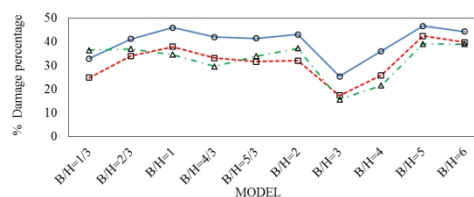
(b) Neck dam

(ج) تکیه گاه راست



(c) Abutment (right)

(د) تکیه گاه چپ



(d) Abutment (left)

- [6]- Rashed, Ahmed A., and Wilfred D. Iwan. "Dynamic analysis of short-length gravity dams." *Journal of engineering mechanics* 111.8 (1985): 1067-1083.
- [7]- El-Nady, M.A., 1992. *Seismic analysis of concrete gravity dams with keyed contraction joints* (Doctoral dissertation).
- [8]- Chopra, Anil K., and Liping Zhang. "Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams." *Journal of structural Engineering* 117.12 (1991): 3698-3719.
- [9]- Proulx, Jean, and Patrick Paultre. "Experimental and numerical investigation of dam reservoir foundation interaction for a large gravity dam." *Canadian Journal of Civil Engineering* 24.1 (1997): 90-105.
- [10]- Azmi, Malika, and Patrick Paultre. "Three-dimensional analysis of concrete dams including contraction joint non-linearity." *Engineering Structures* 24.6 (2002): 757-771.
- [11]- Bretas, Eduardo M., Pierre Léger, and José V. Lemos. "3D stability analysis of gravity dams on sloped rock foundations using the limit equilibrium method." *Computers and Geotechnics* 44 (2012): 147-156.
- [12]- Arici, Yalın, Baris Binici, and Alper Aldemir. "Comparison of the expected damage patterns from two- and three-dimensional nonlinear dynamic analyses of a roller compacted concrete dam." *Structure and Infrastructure Engineering* 10.3 (2014): 305-315.
- [13]- Numerical Modeling of Concrete Gravity Dams by ABAQUS M. Alembagheri, M.Seyedkazemi
- [14]- Alembagheri, Mohammad, and Mohsen Ghaemian. "Seismic assessment of concrete gravity dams using capacity estimation and damage indexes." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42.1 (2013): 123

جانبی راست و چپ و همچنین ناحیه گردن سد در عموم مدل‌های سه بعدی شده و خرابی اعمال شده به پاشنه سد تحت حاکمیت مولفه طولی زلزله است.

۸- در مجموع در مقایسه مدل‌های سه بعدی بیشترین مقدار خرابی کششی در تکیه گاه‌های جانبی متمرکز شده است و کمترین خرابی مربوط به مدل $\frac{B}{H} = 3$ است یا به عبارت دیگر گزینه‌ای مناسب برای در نظرگیری عرض دره با مشخصات مقطع مدل مورد نظر است.

References

۸- مراجع

- [1]-Hinks, J. L., and E. M. Gosschalk. "Dams and Earthquakes—a Review." *Dam Engineering* 4.1 (1993): 234-240.
- [2]- Chopra, Anil K., and P. Chakrabarti. "The earthquake experience at Koyna dam and stresses in concrete gravity dams." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1.2 (1972): 151-164.
- [3]- Saini, S. S., and Jai Krishna. "Overturning of top profile of the Koyna Dam during severe ground motion." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2.3 (1973): 207-217.
- [4] Pekau O.A., Yuzhu Cui., (2004), Failure analysis of fractured dams during earthquakes by DEM, *Journal of engineering structures*, 26, 1483-1502 -
- [5] Chopra, Anil K. "Earthquake response analysis of concrete dams." *Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation*. Springer US, 1988. 416-465.-.

Nonlinear Three-dimensional seismic analysis of concrete gravity dam with varying heigh-to-length ratios

B.Nikkhajian¹, M. Alembagheri^{*2}

1- M.Sc. Department of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

2- Assistant Prof., Department of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

* alembagheri@modares.ac.ir

Abstract:

One of the most vital, essential human being requirements is water, which it has become increasingly sensitive owing to population growth, the need to develop agriculture and industry, and restriction in water resources. Considering this, the need to store water and to use its potential for generating hydroelectric power, which it can be achievable by constructing dams, will be necessitated. Concrete dams play a significant role in Infrastructure in each country. One important part of dams existing in the world are made of gravity dams and earthquake seems to be the major threat for them in earthquake-prone areas. Hence, the dam fracture, with much stored water, might have brought many conspicuous threats about in these zones. Also, any structural damage could lead to some negative economic effects. These facts have increased the scholars' attention to the mechanical behavior of dams during the decades. The Seismic analysis of gravity concrete dams, usually, had been considered in an ideal form by means of 2D Monolith in mechanism design and an earthquake effect coefficient. Lately, the research focus, however, has been more on linear time history analytics and fracture analysis of concrete dams in 3D. The numerical modelisation of huge structures such as dams is a proper tool for Seismic analysis and performance evaluation. The valley shape is one of the important parameters in the selection of the dam structure. This parameter plays a crucial role in both Seismic stimulation and its results. In this paper, a 3D finite element model of Pine-flat gravity dam, without interruption seams with a non-linear behavior of the dam's material, is considered. . Loading has two stages: static and dynamic. In this modelisation, static loading includes both the weight of dam body and the load of filled Hydrostatic reservoir. After static loading, loading of Seismic dynamic is begun. Owing to the importance of valley shape, the changes/ deformations of valley width and the dam response to every three elements of ground is investigated. The impact of the ratio changes of width in dam height, as well as the importance of the transverse component of ground motion, along the vertical and horizontal, has been explored. Interaction effects of dam-reservoir-foundation is considered in the considered analysis and ultimately, the output of which is compared with two dimensional model results. The aim of this study is comparing two and three dimensional seismic response of concrete gravity dams and also necessity of providing more realistic models for considering the effects of cross stream modes. Also, not only are interaction effects of dam-reservoir-foundation, the nonlinear behavior of concrete, studied different Valley shapes, and the effect of them on non-liner response investigated, but also the Seismic stability of gravity concrete dams under longitudinal, vertical and the chosen transverse record earthquake are separate and simultaneously studied. The effects of dam-reservoir-foundation interaction, nonlinear behavior of mass concrete, also different shapes of valley are studied and their effect on nonlinear response and seismic stability of concrete gravity dams are evaluated under two and three-component earthquake records.

Keywords: concrete gravity dam, seismic response, three dimensional behavior, dam-reservoir-foundation interaction, nonlinear behavior.