

بررسی تاثیر آپلیفت بر آسیب لرزه‌ای سد بتنی وزنی در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک: مطالعه موردی سد

شفارود

فرهود کلاته^{۱*}، امیر قاملو^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

۲- کارشناس ارشد سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

چکیده

در مقاله حاضر تاثیر نیروی آپلیفت (زیرفشار) بر پاسخ دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی تحت زمین زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور از گسل با استفاده مدل عددی مورد مطالعه قرار گرفته است. با توجه به اینکه نیروی فشار آپلیفت به عنوان یکی از بارگذاری‌های تاثیرگذار بر پایداری سدهای بتنی وزنی همواره مطرح می‌باشد، لذا در مطالعه حاضر تاثیر این نوع بارگذاری در شرایط مختلف با فرض سه نوع توزیع محتمل بررسی شده است. همچنین جهت بررسی دقیق‌تر موضوع شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و دور در سه، زلزله متفاوت بر سازه سیستم سد - مخزن - فونداسیون اعمال گردیده است. مدل خرابی پلاستیک بتن (CDP) که شامل رفتار سخت شوندگی و نرم شوندگی کرنشی بتن می‌باشد در تحلیل دینامیکی غیرخطی بکار رفته است. بعنوان مطالعه موردی تحلیل دینامیکی غیرخطی و آنالیز خرابی لرزه‌ای سد بتنی وزنی شفارود واقع در استان گلستان تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک با همراه لحاظ اثرات نیروی زیرفشار مورد ارزیابی قرار گرفته است. اندیس خرابی کلی بعنوان یکی از پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سد مورد بررسی ارائه گردیده است. نتایج بدست آمده از تحلیل سد بتنی وزنی تحت تاثیر هر یک از زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور به همراه سه توزیع متفاوت نیروی آپلیفت مقایسه شده بطوریکه نتایج بدست آمده از تحلیل حاکی از تاثیر نسبی نیروی آپلیفت در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک بر رفتار دینامیکی سد بتنی وزنی می‌باشد بطوریکه در این شرایط تخریب بدنه سد بطورنسبی افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی: سد بتنی وزنی، نیروی آپلیفت، آنالیز دینامیکی غیرخطی، خرابی لرزه‌ای، مدل خرابی پلاستیک بتن، زلزله حوزه نزدیک و

دور

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2017.93011.1271	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2017.93011.1271	۱۳۹۸/۰۴/۰۱	۱۳۹۶/۰۵/۰۶	۱۳۹۶/۰۵/۰۶	۱۳۹۶/۰۴/۰۳	۱۳۹۵/۱۱/۲۶
فرهود کلاته			*نویسنده مسئول:		
fkalateh@tabrizu.ac.ir			پست الکترونیکی:		

Investigation of Uplift force effects on Seismic Damage of Concrete Gravity Dam in the Near-Fault and Far-Fault Ground Motions: Case Study Shafaroud Dam

Farhoud Kalateh^{1*}, Amir Ghamatloo²

1-Assistant professor, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

2-MS.c in Hydraulic Structures, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

ABSTRACT

Uplift force has significant role on dynamic response of concrete gravity dams and also seismic response of dams in near field motion can be considerably different from those observed in the far field and the near – fault ground motions can cause considerable damage during an earthquake. This paper presents results of study aimed at evaluating the uplift force effects in the near-fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams including dam-reservoir-foundation interaction. For this purpose, 3 as-recorded earthquake records which display ground motions with an apparent velocity pulse are selected to represent the near-fault ground motion characteristics. The Shafaroud gravity dam, which is selected as a numerical application, is subjected to a set of as-recorded near-fault and far-fault strong ground motion records and three different distribution of uplift force are assumed. The results obtained from the analysis of the dam subjected to each fault effect are compared with each other. It is seen from the analysis results that the uplift force, which has influence on the dynamic response of concrete gravity dam-reservoir-foundation systems subjected to near-fault ground motion, as has the potential to increase damage in the dam body but at far-fault motion uplift force can be neglected.

ARTICLE INFO

Received: 14/02/2017

Revised: 24/06/2017

Accepted: 28/07/2017

Keywords:

Gravity dam,
Uplift force,
Nonlinear dynamic analysis,
Seismic damage,
Near fault motion,
Far fault motion

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2017.93011.1271

*Corresponding author: Farhoud Kalateh
Email address: fkalateh@tabrizu.ac.ir

۱- مقدمه

طراحی سدهای بتنی به منظور مقاومت در برابر بارهای وارده و همچنین کنترل رفتار آن حین بهره برداری و تحت بارهای دینامیکی همچون بار زلزله یکی از چالش بر انگیزترین موضوعات مهندسی سد می باشد. نظر به اهمیت قابل ملاحظه سدهای بتنی در مهار آب های سطحی و تولید انرژی برق-آبی و همچنین هزینه بالای طرح و اجرای این سازه های عظیم، بررسی مسائل مرتبط با آن ها همواره با اولویت مضاعفی نسبت به سایر ابنیه های متعارف مهندسی مورد توجه قرار گرفته است. به علاوه هر گونه ایراد و نقص در برآورد بهره برداری سد می تواند خسارات مادی و انسانی جبران ناپذیری را تحمیل کند. لذا ارزیابی دقیق از نحوه عملکرد سد مخصوصاً رفتار آن تحت بارهای شدید دینامیکی، بایستی با دقت و نظارت بیشتری انجام پذیرد. در تحقیق حاضر به بررسی آسیب پذیری و میزان خرابی سد بتنی وزنی تحت بار ناشی از زلزله های حوزه دور و نزدیک گسل، با در نظر گیری فشار آپلیفت (برخاست) و با لحاظ اندرکنش سد و مخزن و فونداسیون پرداخته خواهد شد. بتن غیر مسلح، مصالحی مستعد ترک خوردگی می باشد که بر اساس معیار شکست رانکین اگر تنش اصلی ماکزیمم (کششی) در نقطه ای از مصالح بتن غیرمسلح از مقاومت کششی بتن بیشتر شود بتن دچار ترک خوردگی می شود. سدهای بتنی حتی تحت اثر بارهای سرویس (بارهای وزن و هیدرواستاتیک) ممکن است دچار ترک خوردگی شوند. اما تحت اثر زلزله های شدید معمولاً تنش های ایجاد شده در برخی نقاط بدنه سد از ظرفیت الاستیک سدهای بتنی تجاوز خواهد نمود که در نتیجه شاهد ترک خوردگی مقطع سد و کاهش سختی کلی سازه خواهیم بود. دو منبع اصلی رفتار غیرخطی در سدهای بتنی وزنی شامل رفتار غیر خطی مصالح (ترک خوردگی کششی و یا خرد شدگی فشاری مصالح بتن) و نیز رفتار غیرخطی هندسی (لغزش و بلند شدگی در امتداد درزهای موجود در سطوح ترک خورده) می باشد. در راستای نیل به نتایج واقع بینانه، هرگونه مدلسازی ریاضی از اینگونه مسائل می بایست علاوه بر قابلیت شبیه سازی هر حوزه، امکان بررسی اندرکنش محیط سد با محیط های سیال و فونداسیون را با در نظر داشتن اثرات توپوگرافی سطحی و زیرسطحی فراهم سازد. نظریه وقوع پدیده تفرق امواج و بروز میرایی در سیستم، روش اجزاء محدود ابزار مناسبی برای مدلسازی اینگونه سیستم ها در حالات کلی بارگذاری می باشد. بنابراین بررسی رفتار سد منوط به در نظر گیری شرایط محیط های مجاور از جمله مخزن آن می باشد که بایستی شرایط مرزی مناسبی ما بین سد و مخزن در نظر گرفته شود و تبادل اطلاعات بین این دو محیط با اتخاذ فرضیات و شرایط مناسب در طول تحلیل انجام پذیرد. علاوه بر موارد مذکور توزیع و مقادیر فشار آپلیفت نیز می تواند در رفتار لرزه ای سد نقش بر جسته ای را ایفا کند. وجود چاه های زهکشی بر توزیع فشار آپلیفت تاثیر گذار می باشد و به عنوان یکی از پارامترهای مهم می تواند مورد بررسی قرار بگیرد.

۲- بررسی تحقیقات پیشین

محمدی شجاع و همکاران [۱] با انجام تحلیل های متعدد و با استفاده از مدل ترک اندود^۱ گسترش دینامیکی ترک و توسعه خرابی درسد بتنی وزنی Pine Flat را بررسی کردند. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل گسترش دینامیکی ترک با نتایج تحلیل ارتجاعی خطی عدم دقت فرض رفتار ارتجاعی را نشان داد. همچنین با اعمال زلزله هایی با PGA مختلف، گسترش دینامیکی ترک و نحوه توزیع خرابی از شروع اولین ترک خوردگی تا توسعه نواحی ترک خورده و ایجاد ناپایداری در سازه به دقت بررسی کردند. در این راستا محل و زمان وقوع اولین ترک و همچنین ترک هایی که موجب ناپایداری سازه می شوند، مشخص شده و نقاط بحرانی سازه تعیین می گردد. با انجام تقویت در نقاط بحرانی به صورت موضعی، اثر تقویت در پاسخ سازه و الگوی گسترش ترک مورد بررسی قرار می گیرد. نوایی نیا و همکاران [۲] مقایسه بین روش ترک پخشی دورانی و ترک پخشی ثابت در سدهای بتنی وزنی تحت اثر زلزله مورد بررسی قرار دادند. تحلیل ها با استفاده از روش المان محدود و با بهره گیری از برنامه نویسی کامپیوتری به زبان فرترن انجام شده است. نتایج نشان می دهد که بسته به مورد، هریک از دو روش مدلسازی ترک از مزایا و معایب نسبی برخوردار می باشد. رحیم زاده رفویی و امیدی [۳] به بررسی پایداری سد قوسی امیرکبیر (کرج) و ارزیابی اثرات رفتار غیرخطی بتن با وجود درزهای انقباضی و اندرکنش سد-مخزن با فرض تراکم پذیری آب بر پاسخ لرزه ای آن پرداختند. نتایج، حاکی از محدود شدن تنش های کششی بالا در قسمتهای مختلف بدنه سد و تغییر رفتار سد بصورت افزایش پریود ارتعاشی و نیز تغییر مکان نقاط مختلف بدنه سد می باشد. نژاد فرد [۴] با انتخاب سد بتنی

^۱Smearred Crack

قوسی کارون ۴ به عنوان نمونه موردی با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود آباکوس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی را انجام داد. سیستم تحت مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب‌نگاشت زلزله منجیل قرار گرفته است. دریاچه با المان‌های اولرین مدل‌سازی شده و اثرات غیرخطی شدن هندسی بدنه سد لحاظ شده است. همچنین اثرات اندرکنش‌های موجود بین سد، پی سنگی جرم‌دار و دریاچه در نظر گرفته شده است. با استفاده از مدل خرابی پلاستیک بتن و در نظر گرفتن معیارهای آسیب کششی و فشاری، شدت و محل خرابی‌ها مشخص شده است. تحلیل‌ها با فرض سد سالم، بدون معیارهای آسیب‌دیدگی و سد ترک خورده، در حالت وجود معیارهای آسیب، در حالت‌های مخزن پر و خالی تحلیل شده و نتایج حالات مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همچنین با اعمال زلزله دوم به سیستم، عملکرد سد بعد از تجربه زلزله اول مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج به صورت پاسخ‌های تاریخچه زمانی و هم به صورت طیف پاسخ ارائه شده است. نتایج نشان داد که به وجود آمدن آسیب در بتن در زمان زلزله قطعی بوده و ترک‌خوردگی‌ها باعث بالا رفتن پاسخ‌های شتاب در سد شده و منجر به کاهش در پاسخ تنش و جابجایی خواهد شد، همچنین ترک‌خوردگی تأثیر ناچیزی بر پاسخ‌های سرعت دارد. محمودیان شوشتریان و صادقی چیکانی [۵] از برنامه اجزاء محدود آباکوس جهت مدل‌سازی گسترش ترک در سدهای بتنی وزنی تهیه شده استفاده کردند. سد بتنی وزنی تحت بارهای دینامیکی قرار داده و با تعریف رفتار غیرخطی بتن (CDP) مدل ترک بتن و آسیب دیدگی سد مورد مطالعه قرار گرفت. مقایسه نتایج حاکی از رشد و گسترش ترک در نقاط مورد تمرکز تنش‌های کششی می‌باشد. موقعیت ترک‌ها ونحوه گسترش آنها در بدنه سد به منظور درک صحیح‌تر از رفتار سد در زمین لرزه‌های بزرگ محتمل بدست آمده است. آقازادگان و مرادلو [۶] به بررسی پارامترهای مدل شکست بتن به خصوص انرژی شکست بر رفتار لرزه‌ای غیرخطی سدهای بتنی قوسی پرداختند. در این تحقیق از یک مدل ترک پخشی سه بعدی برای بررسی رفتار غیرخطی توده بتن استفاده شده است. مدل پیشنهادی، توانایی مدل‌سازی ویژگی‌های اصلی بتن حجیم سدها تحت شرایط بارگذاری سه بعدی را داراست. در تحلیل، اندرکنش آب و سازه با احتساب تراکم‌پذیری سیال و شرایط مرزی جاذب مخزن در نظر گرفته شده است. از اندرکنش پی و سازه صرف‌نظر شده و پی سد در تحلیل‌ها صلب فرض شده است. معادلات اندرکنش آب و سازه با استفاده از مدل نوسانی حل شده است. نتایج به صورت الگوی ترک‌خوردگی بدنه سد و تاریخچه زمانی تغییر مکانها در نقاط مختلف سد برای مقادیر مختلف انرژی شکست ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که افزایش انرژی شکست سبب کاهش تعداد المان‌های ترک‌خورده در سد بتنی قوسی می‌شود. ولی بر پارامترهای اوج جابجایی تأثیر چندانی ندارد و پاسخ سد در محدوده رفتار هندسی خطی قرار می‌گیرد. جیانگ و همکاران [۷] پایداری لرزه‌ای سد بتنی وزنی کوینا را در حالت ترک‌خورده را بررسی کردند. در این تحقیق محل تشکیل ترک به وسیله مدل شکست بتن پلاستیک با روش المان محدود غیرخطی مشخص می‌شود. اندرکنش ترک در جهت نرمال با روش تماس سخت و در جهت مماس از روش اصطکاکی کولمب استفاده شده است. نتایج مدل‌سازی نشان داد که در زلزله‌های شدید گسترش ترک در زیر تاجسد کوینا به سرعت اتفاق می‌افتد و قبل از شکست کلی سد، قسمت تاج آن از بدنه جدا می‌گردد. شی و همکاران [۸] گسترش ترک در بدنه سد بتنی با روش ترک چسبندگی مدل‌سازی کردند. تشخیص جهت ترک در این مدل بر اساس ایجاد بیشترین تنش در انتهای ترک می‌باشد. نتایج حاصل از مدل‌سازی با نتایج موجود در سایر تحقیقات عددی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت که حاکی از قابلیت قابل قبول روش پیشنهادی می‌باشد. الیویرا و همکاران [۹] وجود ترک در بدنه سد کاربیل را با روش المان محدود سه بعدی و با در نظرگیری رفتارهای کششی و فشاری بتن و تأثیر آن بر عملکرد ترک بر اساس مفهوم آسیب ایزوتروپیک مدل‌سازی کردند. مدل مورد نظر را با گسسته سازی‌های متفاوت و بارهای وارده مختلف مورد تحلیل قرار گرفته و بیشترین تنش‌های حاصل و همچنین پیشروی ترک در بدنه مورد بررسی قرار گرفت. وپ و همکاران [۱۰] با در مدل‌سازی اندرکنش سد بتنی-مخزن پاسخ لرزه‌ای سد را با در نظرگیری ترک در بدنه آن ارزیابی کردند. در این مدل‌سازی از المان‌های ترک در مناطقی که ریز ترک‌ها در آن موجود است استفاده شده است. همچنین محیط مخزن توسط روش المان مرزی گسسته شده است که در انتهای آن شرایط مرزی بی‌نهایت قابل تعریف می‌باشد. نتایج تحقیق نشان داد مقادیر به دست آمده فشار هیدرودینامیکی به خصوص در گام‌های اول اعمال بار لرزه‌ای با مقادیر به دست آمده از روش مرسوم جرم افزوده متفاوت می‌باشد و روش جرم افزوده فقط تحت شرایط خاصی قابل اطمینان می‌باشد. مرادلو [۱۱] بررسی آسیب در سدهای بتنی وزنی با استفاده از دو معیار رکورد زلزله‌های میدانی نزدیک و دور از گسل پرداخته شده و با مقایسه نتایج سد کوینا که مورد ارزیابی زلزله نزدیک و دور از گسل قرار گرفته، زلزله حوزه نزدیک گسل باعث خرابی و ترک‌خوردگی شده است. قاملو و کلاته [۱۲] تأثیر زلزله‌های حوزه دور و

²Cohesive Crack

نزدیک بر سد بتنی وزنی با لحاظ اندرکنش سد-مخزن-فونداسیون مورد مطالعه قرار دادند، با استفاده از نرم افزار آباکوس بر اساس نتایج بدست آمده مشخص گردید که جابجایی و بیشترین تنش فشاری و کششی مربوط به مدل حوزه نزدیک گسل تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار دینامیکی سد دارد. ریسچر [۱۳] نشان داد که بسیاری از سدهای بتنی وزنی ترکخوردگی را در شرایط بارگذاری عملیاتی و زلزله تجربه خواهد کرد، پس فرض رفتار خطی احتمال دارد در تحلیل لرزه‌های سد بتنی وزنی مناسب نباشد، نتایج به دست آمده از تحلیل غیرخطی سدهای بتنی وابسته به روش مورد استفاده در مدل‌سازی اندرکنش سد-مخزن-فونداسیون هستند. نائیم [۱۴] در مطالعه‌ای نتیجه گرفت که درمقایسه زلزله‌های حوزه دور و نزدیک این دو زلزله از لحاظ شکل رکورد و محتوای فرکانس با هم متفاوت بوده و از این رو اثرات متفاوتی بر روی سازه می‌گذارد، رکورد شتابی ورود به سازه در زلزله‌های حوزه نزدیک با توجه به فاصله ساختگاه از مرکز زلزله و جهت‌گیری و گسترش گسل مولد زلزله نسبت به ساختگاه متغیر می‌باشد لذا تنها فاصله از ساختگاه به تنهایی نمی‌تواند مبین طبقه بندی زلزله‌های حوزه نزدیک باشد لذا برای مشخص کردن نوع رکورد باید معیارهای دیگر هم مورد ارزیابی قرار داد. هدف اصلی از تحقیق حاضر لحاظ اثرات نیروی آپلیفت در فرآیند تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی وزنی با فرض توزیع‌های محتمل برای این بارگذاری تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک گسل با لحاظ اندرکنش سد-مخزن-فونداسیون و مقایسه رفتار سد بتنی وزنی تحت شرایط مختلف و برآورد میزان خرابی و آسیب بتن بدنه سد با محاسبه و تعیین شاخص خرابی لرزه‌ای می‌باشد.

۳- بررسی ویژگی‌های زمین لرزه‌های حوزه نزدیک

عوامل متعددی بر خصوصیات زمین لرزه‌ها اثر دارد که مهم‌ترین آنها زلزله حوزه نزدیک می‌باشد. زیرا امواج زلزله نزدیک گسل، مسافت کمتری را نسبت به زمین لرزه‌های دور از گسل، برای رسیدن به محل طی می‌کنند که در این صورت در مناطق نزدیک گسل امواج ناشی از زلزله قدرت بیشتری دارند و در برخی موارد شتاب نگاشت‌ها و رکوردهای سرعت و همچنین تغییر مکان‌ها در نزدیکی گسل دارای تغییرات پالس گونه هستند [۱۵]. برخی از مطالعات نشان می‌دهند که می‌توان زلزله حوزه نزدیک را به دو قسمت تقسیم بندی کرد: پالس دار و بدون پالس، جنبش زمین ناشی از زلزله یک پدیده طبیعی مرتبط با آزاد شدن ناگهانی انرژی، ناشی از گسلش، می‌باشد و این پدیده متاثر از عوامل مختلفی همچون مکانیزم (سازو کار) منبع زلزله، مسیر انتشار امواج، شرایط خاک سایت و غیره است. جنبش‌های زمین تولید شده از زلزله‌ها نسبت به یکدیگر با توجه به خصوصیات بزرگی، منبع، مسافت و جهت نسبت به موقعیت گسیختگی و شرایط خاک محلی فرق می‌کنند. جنبش‌های زمین ثبت شده نزدیک مناطق گسلش متفاوت با تحریکات دور از منبع لرزه‌ای می‌باشند. جدای از لرزش قوی، خصوصیات جنبش زمین نزدیک گسل به هندسه گسل و جهت امواج لرزه‌ای منتشر شده ربط داده می‌شود [۱۶]. در جدول (۱) مشخصات زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک مدنظر در تحقیق حاضر ارائه شده است.

۴- فرمولابندی لاگرانژی برای تحلیل اندرکنش سد-مخزن-فونداسیون

فرمول بندی سیستم سیال مبتنی بر رویکرد لاگرانژی مطابق مرجع [۱۷، ۱۸] است. در این رویکرد، تغییر مکان‌ها به عنوان متغیر در هر دو قلمرو سیال و سازه در نظر گرفته می‌شود. فرض می‌شود که سیال الاستیک خطی، غیرلزج و غیرچرخشی است. برای یک المان سیال عمومی دو بعدی روابط تنش- کرنش به صورت زیر ارائه می‌شود:

$$\begin{Bmatrix} P \\ P_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & 0 \\ 0 & C_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_v \\ w_z \end{Bmatrix} \quad (1)$$

بطوریکه P فشار، C_{11} مدول بالک سیال و ε_v کرنش حجمی می‌باشند. w_z چرخش حول محور Z نشان می‌دهد و P_z و C_{22} به ترتیب تنش چرخشی و پارامتری قیدی مرتبط با w_z است. با احتساب امواج سطحی آزاد با دامنه‌ی کوچک عبارت^۳ زیر برای فشار در سطح آزاد برقرار خواهد بود:

³Sloshing waves

$$P = -\gamma_w u_{fn} \quad (2)$$

جدول ۱: مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک و دور مورد نظر در تحقیق حاضر

NO	Event	Year	station	R(km)	V30(m/s)	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
۱	Loma prieta (Near-Fault)	1989	Los Gatos-Lexington Dam	5	1070	0.44	85.69	17.33
۲	Loma prieta (Far-Fault)	1989	SF-Presidion	77.43	594.47	0.2	65.65	24.18
۳	Northridge (Near-Fault)	1994	Newhall-Fire station	5.92	269.14	0.59	48.30	8.59
۴	Northridge (Far-Fault)	1994	Wonderland Ave	20.29	1222.52	0.16	14.64	2.27
۵	Morgan Hill (Near-Fault)	1984	Gilroy Array#6	9.87	663.31	0.29	27.99	23.78
۶	Morgan Hill (Far-Fault)	1984	UCSC Lick observatory	45.47	713.6	0.076	7.86	3.11

بطوریکه γ_w چگالی وزنی سیال و u_{fn} مولفه قائم (نرمال) تغییر مکان سطحی آزاد می‌باشند. سختی سطحی ناشی از امواج در سطح آزاد برای سیال از شکل گسسته معادله (۲) حاصل می‌شود [۱۹]. با استفاده از تقریب اجزاء محدود، انرژی کرنشی کلی سیستم می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$\pi_e = \frac{1}{2} U_f^T K_f U_f \quad (3)$$

که u_f بردار تغییر مکان گرهی است و k_f ماتریس سختی سیستم سیال است. k_f به وسیله مجموع ماتریس‌های سختی المان‌های سیال به شکل زیر به دست آمده است.

$$K_f = \sum K_f^e \quad (4)$$

$$K_f^e = \int_v B_f^{eT} C_f B_f^e dv^e$$

بطوریکه C_f ماتریس الاستیسیته شامل ترم‌های قطری در معادله (۱) است [۲۰]. B_f^e ماتریس کرنش-تغییر مکان المان سیال است. یکی از ویژگی‌های رفتاری سیستم‌های سیال توانایی تغییر مکان بدون تغییر در حجم است. برای منبع و تانک‌های ذخیره این حرکت به عنوان امواج سطحی شناخته می‌شود که تغییر مکان در جهت قائم را موجب می‌گردد، لذا افزایش انرژی پتانسیل سیستم به خاطر حرکت سطحی آزاد می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$\pi_s = \frac{1}{2} U_{sf}^T S_f U_{sf} \quad (5)$$

بطوریکه U_{sf} و S_f به ترتیب بردار تغییر مکان قائم گرهی و ماتریس سختی سطح آزاد سیستم سیال است. ماتریس S_f با روی هم‌گذاری ماتریس‌های سختی المان‌های سیال سطح آزاد به دست می‌آید:

$$S_f = \sum S_f^e$$

$$S_f^e = \rho_f \int_V h^T h g v^e \quad (6)$$

بطوریکه h بردار شامل توابع درونیابی المان سیال سطح آزاد می‌باشد. ρ_f و g ترتیب چگالی جرم سیال و شتاب گرانش هستند. انرژی جنبشی سیستم توسط عبارت زیر بیان می‌شود:

$$T = \frac{1}{2} \dot{U}_f^T M_f \dot{U}_f \quad (7)$$

\dot{U}_f و M_f به ترتیب بردار سرعت گرهی و ماتریس جرم سیستم سیال می‌باشند. M_f نیز با روی هم‌گذاری ماتریس‌های جرم المان‌های سیال به صورت زیر به دست می‌آید:

$$M_f = \sum M_f^e$$

$$M_f^e = \rho_f \int_V H^T H dV^e \quad (8)$$

H ماتریس شامل توابع درونیابی المان سیال است چنانچه معادلات ۷، ۵، ۳ با استفاده از معادله لاگرانژ ترکیب شوند [۲۱] خواهیم

داشت:

$$M_f \ddot{U}_f + K_f^* U_f = R_f \quad (9)$$

\ddot{U}_f ، U_f ، K_f^* ، R_f به ترتیب بردارهای شتاب گرهی، تغییر مکان گرهی، ماتریس سختی سیستم شامل سختی سطحی آزاد و بردار نیروی گرهی متغیر با زمان می‌باشند. برای سیستم سیال، در محاسبه ماتریس‌های المان سیال، جهت جلوگیری از رخ داد پدیده قفل شدگی حجمی، از تکنیک انتگرال‌گیری کاهش یافته استفاده شده است. معادلات حرکت سیستم سیال فرم مشابهی با معادله حرکت سیستم سازه‌ای دارد. به منظور به دست آوردن معادلات کوپل شده سیستم سازه-سیال لازم است که شرایط فصل مشترک را تعیین کنیم. چون فرض شده که سیال غیرلزج است، تنها تغییر مکان در جهت قائم (نرمال) بر فصل مشترک در فصل مشترک سیستم پیوسته موجود می‌باشد. با فرض اینکه سمت مثبت، سازه و سمت، منفی سیال است، شرط مرزی فصل مشترک سازه-سیال عبارت است از:

$$U_n^- = U_n^+ \quad (10)$$

U_n مولفه نرمال تغییر مکان فصل مشترک هست [۲۲]. با استفاده از شرط فصل مشترک، معادلات حرکت سیستم کوپل شده به حرکت زمین شامل اثرات میرایی به صورت زیر قابل بیان می‌باشد:

$$M_c \ddot{U}_c + C_c \dot{U}_c + K_c U_c = R_c \quad (11)$$

M_c ، C_c ، K_c به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی برای سیستم کوپل شده هستند. U_c ، \dot{U}_c ، \ddot{U}_c بردارهای تغییر مکان، سرعت و شتاب سیستم کوپل شده هستند. R_c بردار نیروی گرهی متغیر با زمان ناشی از شتاب زمین است [۲۳].

۵ - مدل خرابی پلاستیک بتن (CDP)

فرض رفتار خطی در تحلیل پاسخ لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی اغلب منجر به نتایج مناسبی نمی‌گردد. مقبولیت نتایج بدست آمده از تحلیل غیرخطی سدهای بتنی نیز بستگی به روش مورد استفاده در مدل‌سازی مصالح بتنی بدنه سد دارد. به منظور تعریف رفتار مکانیکی پیچیده مصالح بتنی تحت بارهای لرزه‌ای مدل‌های رفتاری متعددی توسعه داده شده است، شامل مدل‌های خرابی ایزوتروپیک (همسان) [۲۴-۳۰]، مدل‌های خرابی غیر ایزوتروپیک (ناهمسان) [۲۵-۲۶] و مدل‌های خرابی [۲۷-۲۸] برای سدهای بتنی وزنی تحت بارهای لرزه‌ای. در این بخش مدل رفتاری پایه‌ای توسعه داده شده توسط لوبلینیر و همکاران [۲۹] که توسط لی و همکار [۳۰] اصلاح گردیده است ارائه می‌گردد. مدل مذکور رفتار غیرخطی هر یک از اجزاء موجود در مصالح کامپوزیتی چند فازی را به خوبی لحاظ می‌نماید. مدل مذکور بطور

متداول جهت مدلسازی رفتار ترک خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی مورد استفاده قرار گرفته است. در این مدل مقاومت تک محوری دارای دو بخش مجزا بمنظور لحاظ تغییر شکل‌های دائمی (پلاستیک) و زوال سختی می‌باشد. بطور کلی در این مدل فرض می‌شود دو مکانیزم اصلی گسیختگی در مصالح بتنی وجود دارد. اولین مکانیزم شامل ترک خوردگی کششی و دیگر خوردشدگی ناشی از تنش‌های فشاری می‌باشد. بمنظور بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی بتن، مدل خرابی پلاستیک بتن در نرم‌افزار آباکوس انتخاب و در مدلسازی استفاده گردید. پارامترهای ورودی در مدل CDP به سه بخش اصلی تقسیم بندی می‌گردند. پارامترهای ورودی بخش اول در واقع محدوده رفتار ارتجاعی مصالح بتنی پارامترهای ورودی بخش اول در واقع محدوده رفتار ارتجاعی مصالح بتنی پارامترهای ورودی در این مدل معرفی می‌کنند، این بخش شامل دو پارامتر اصلی مدول ارتجاعی و ضریب پوآسون می‌باشد. دسته دوم پارامترهای ورودی در این مدل پارامترهایی هستند که جهت مدلسازی رفتار غیرخطی یا بخش پلاستیک مصالح بتنی ضروری می‌باشند. این پارامترهای ورودی جهت ساخت توابع گسیختگی و پتانسیل پلاستیک بکار گرفته می‌شوند. بخش سوم پارامترهای ورودی شامل پارامترهایی هستند که جهت تعیین چگونگی زوال سختی مصالح بتنی طی چرخه بارگذاری مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۵-۱- ارزیابی خرابی

سازه غیرخطی، بصورت سازه‌ای که در آن سختی سازه با تغییر شکل آن تغییر می‌کند، تعریف می‌شود. در تحلیل غیرخطی ضمنی، ماتریس سختی سازه در طی تحلیل باید به دفعات متعددی تشکیل شده و معکوس شود که سبب می‌شود هزینه تحلیل غیرخطی نسبت به تحلیل خطی بسیار بالاتر رود. در یک تحلیل غیرخطی صریح، این افزایش هزینه به علت کاهش بازه زمانی تحلیل پایدار می‌باشد.

۵-۲- معیار گسیختگی

در تئوری نموی پلاستیسیته، تانسور کلی کرنش به دو بخش الاستیک ε^e و بخش پلاستیک ε^p تجزیه می‌شود که برای الاستیسیته خطی با رابطه زیر مشخص می‌شود:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (12)$$

فرض می‌شود حالت مساله غیرخطی محلی با متغیرهای $k, \varepsilon^p, \varepsilon^e$ در زمان t اطلاعات تانسور تنش با رابطه زیر مشخص می‌شود:

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} = (1-d)E_0(\varepsilon - \varepsilon^p), d = d(k) \quad (13)$$

E_0 سختی الاستیک مصالح (بدون آسیب)، d متغیر اسکالر کاهش سختی است که می‌تواند در مقادیر ۰ تا ۱ را اختیار کند. (۰) برای مصالح بدون آسیب و ۱ برای مصالح کاملاً آسیب دیده (آسیب مرتبط با مکانیزم‌های گسیختگی بتن است، ترک برداشتن و خرد شدن) و منجر به کاهش سختی الاستیک می‌شود و فرض می‌شود تابعی از مجموعه‌ای از متغیرهای داخلی K شامل متغیرهای آسیب فشاری و کششی می‌باشد به عبارت دیگر $k = \{k_t, k_c\}$ توابع آسیب در کشش d_t و در فشار d_c توابع غیرخطی هستند که با مقایسه پاسخ تک محوری با داده‌های آزمایشگاهی تعیین می‌گردند. با پیروی از مفهوم معمول مکانیک آسیب پیوسته تنش موثر $\bar{\sigma}$ بصورت زیر تعریف می‌شود.

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{1-d} = E_0(\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (14)$$

\bar{H}_1 تنش موثر تغییر ناپذیر و \bar{J}_2 دومین تنش موثر انحرافی تغییر ناپذیر برحسب تانسور تنش موثر تعریف با عبارات زیر بیان می‌شوند:

$$\bar{I}_1 = \bar{\sigma}_{ii} \quad (15)$$

$$\bar{J}_2 = \frac{1}{2} \bar{S}_{ij} \bar{S}_{ij} \quad (16)$$

که \bar{S}_{ij} تانسور تنش انحرافی موثر می باشد. تابع تسلیم پیشنهاد شده توسط Lubliner [۲۹] و اصلاح شده توسط Lee و Fenves [۳۰] مورد استفاده قرار گرفته است. مدل پلاستیک آسیب بتن از شرایط تسلیم خاصی برای تعیین چگونگی تغییر مقاومت تحت اثر کشش و فشار استفاده می کند. برحسب تنش های موثر تابع تسلیم شکل زیر را به خود می گیرد.

$$F = \frac{1}{1-\alpha} ((\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\epsilon}^p)(\bar{\sigma}_{max}) - \gamma(-\bar{\sigma}_{max})) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\sigma}_c^p)) \leq 0 \quad (17)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} / \sigma_{c0} - 1}{2\sigma_{b0} / \sigma_{c0} - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (18)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\sigma}_c^p)}{\sigma_t(\tilde{\epsilon}_t^p)}(1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (19)$$

$$\gamma = \frac{3(1-k_c)}{2k_c - 1} \quad (20)$$

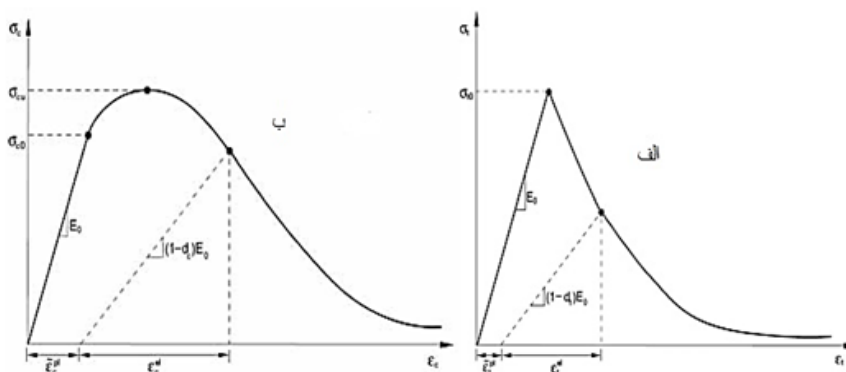
$$\bar{p} = -\frac{\bar{p}}{3} : I \quad (21)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}} \bar{S} : \bar{S} \quad (22)$$

α و β ثابت های مصالح بی بعد هستند، $\bar{\sigma}_{max}$ مقدار ماکزیمم جبری $\bar{\sigma}$ است. σ_{b0} تنش تسلیم فشاری اولیه دو محوره هست، σ_{c0} تنش تسلیم فشاری اولیه تک محوره است. و $\bar{\sigma}_c$ ، $\bar{\sigma}_t$ به ترتیب تنش های پیوستگی موثر فشاری و کششی هستند. $\tilde{\epsilon}_c^p$ ، $\tilde{\epsilon}_t^p$ به ترتیب کرنش های پلاستیک فشاری و کششی معادل هستند. K_c نسبت مقاومت بتن تحت اثر فشار دو محوره به فشار سه محوره است \bar{p} فشار هیدرواستاتیکی موثر هست. \bar{q} تنش موثر معادل mises هست و \bar{S} بخش انحرافی تانسور تنش موثر $\bar{\sigma}$ می باشد [۳۱].

۳-۵- رفتار فشاری و کششی تک محوره

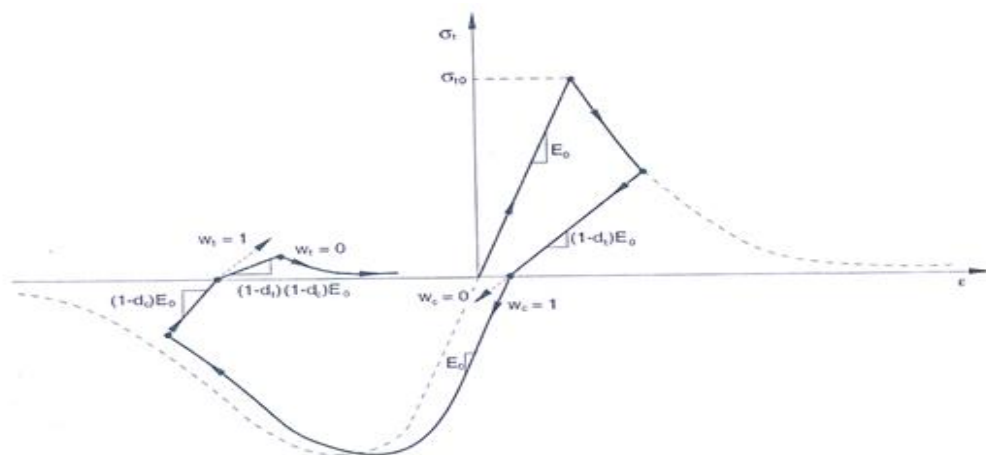
این مدل فرض می کند که پاسخ کششی و فشاری تک محوره بتن همانگونه که در شکل (۱) نشان داده شده است با پلاستیسته خرابی مشخص می شود [۳۲].



شکل ۱: پاسخ بتن به بارگذاری تک محوره در (الف) کشش و (ب) فشار [۳۲]

۵-۴- رفتار چرخه‌ای تک محوره

در شرایط بارگذاری دوره‌ای تک محوره مکانیزم‌های افت مقاومت بسیار پیچیده می‌باشد، که شامل باز شدگی و بسته شدگی ریز ترک‌های یکسان می‌باشد، بطوریکه باید به خوبی اثرات متقابل آنها در تحلیل لحاظ شود. آزمایش تنها راهی است که بتوان رفتار باز آفرینی سختی الاستیک با تغییرات بارگذاری به وجود آمده در طول بارگذاری سیکلی تک محوره را مورد بررسی قرار داد. اثر بازیابی سختی، مشابه اثر تک سویه، یک جنبه مهمی از رفتار بتن تحت بارگذاری دوره‌ای می‌باشد. اثر تغییر بارگذاری از کشش به فشار، معمولاً باعث بسته شدن ترک‌های کششی منجر به بازیابی سختی فشار می‌شود. شکل (۲) چرخه بارگذاری تک محوره را نشان می‌دهد [۳۳].



شکل ۲: چرخه بارگذاری تک محوره (کشش- فشار- کشش) برای فاکتورهای بازیابی سختی [۳۳]

۵-۵- قانون جریان

نرخ کرنش پلاستیک به وسیله قانون جریان تخمین زده می‌شود که با تابع پتانسیل اسکالر پلاستیک G تعریف می‌شود در طول پلاستیک شدن، قانون جریان پلاستیک با رابطه زیر اعمال می‌شود:

$$\dot{\epsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \sigma} \quad (23)$$

$\dot{\lambda}$ تابع غیرمنفی است که پارامتر سازگاری پلاستیک نام دارد، تابع هیپربولیک Drucker-Prager به عنوان تابع پتانسیل پلاستیک استفاده می‌شود:

$$G = \sqrt{(\alpha \sigma_{i0} \tan \Psi)^2 + q^2} - P \tan \Psi \quad (24)$$

Ψ زاویه اتساع است که در صفحه p-g در فشار محدود کننده بالا اندازه‌گیری می‌شود، σ_{i0} تنش کششی تک محوره موقع شکست است و پارامتری α است که به خروج از مرکزیت اشاره دارد. (پتانسیل جریان وقتی خروج از مرکزیت به صفر میل می‌کند به خط مستقیم نزدیک می‌شود) این تابع پتانسیل که پیوسته و نرم هست اطمینان می‌دهد که جهت جریان بصورت منحصر به فرد تعریف شده است [۳۱].

۶- شاخص‌های آسیب تجمعی برای سد بتنی وزنی

در بین بسیاری از پارامترهای پاسخ سازه‌ای، تمرکزهای روی آن دسته از پارامترها متمرکز شده است که قادرند آسیب سازه‌ای را منعکس کنند. پارامترهای موجود در ادبیات مهندسی که آسیب لرزه‌ای را کمی سازی می‌کنند می‌تواند به شاخص‌های مبتنی بر شکل‌پذیری، پارامترهای مودال و انرژی تقسیم شوند [۳۴]. تلاش‌های قابل توجهی صورت گرفته تا تراز آسیب را با استفاده از شاخص‌های

آسیب که قادرند به صورت عددی درجه آسیب را کمی سازی کنند، نمایش دهند. رویکرد مبتنی بر نیرو و تغییر مکان در این مقاله معرفی شده است و فرض شده که به دستیابی به اهداف عملکردی از پیش تعریف شده مطمئن می‌باشیم [۳۵]. اگرچه طیف مقاومت غیرالاستیک و طیف تغییر مکان غیرالاستیک تنها در بیشترین حد شکل پذیری و یا تغییر مکان مهم می‌باشند و آنها هیچ اطلاعاتی در مورد اثرات آسیب تجمعی در زلزله‌های بلند مدت فراهم نمی‌کنند [۳۶، ۳۷]. ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها که به پدیده آسیب تجمعی حساس نیستند می‌تواند توسط ضابطه شکل پذیری انجام شود [۳۸].

$$D_{\mu} = (\mu - 1) / (\mu_{1.abw} - 1) = \Delta x_{max} / \Delta x_{1.abw} < 1 \quad (25)$$

D_{μ} شاخص شکل پذیری و $\Delta x_{max} = x_{max} - x_y$ بیشینه تجاوز تغییر مکان پلاستیک است. (x_{max} بیشینه تغییر مکان و x_y تغییر مکان در محدوده الاستیک می‌باشند) $\Delta x_{1.abw} = x_{1.abw} - x_y$ تجاوز نهایی تغییر مکان پلاستیک می‌باشد. جدای از شاخص ذکر شده در بالا، متداول‌ترین بیشترین شاخص‌های مورد استفاده شاخص آسیب پیشنهادی توسط Park و همکار، شاخص انرژی هیستریزس و شاخص خستگی (Low-cycle) می‌باشند [۳۷]. اما فرمول‌بندی پیشنهاد شده قابل کاربرد فقط برای سیستم‌هایی است که کرنش سخت شدگی پایین یا ناچیزی در ناحیه غیرخطی نشان می‌دهند. بیان تحلیلی شاخص خرابی پیشنهادی توسط Park با عبارت زیر قابل بیان می‌باشد [۳۹].

$$D_{p\&A} = \frac{X_{max}}{X_{1.abw}} + \beta \frac{E_H}{F_y X_{1.abw}} \quad (26)$$

که X_{max} بیشینه تغییر مکان و $X_{1.abw}$ تغییر مکان نهایی و ثابت تجربی β است که به خصوصیات سازه بستگی دارد. E_H انرژی هیستریزس است و F_y مقاومت الاستیک نام دارد. هم تغییر مکان بیشینه پلاستیک و هم انرژی تلف شده پلاستیک می‌تواند در شاخص محاسبه شود. اگرچه ارزیابی آزمایشگاهی پارامتر β خیلی دشوار است و روشی در این مورد بیان نشده است. محدودیت دیگر ترکیب خطی شکل پذیری و انرژی در یک مساله غیرخطی با مرتبه بالا است. رویکرد دیگر مبتنی بر تجمع آسیب مربوط به بارگذاری چرخه‌ای است که معمولاً به وسیله معرفی قانون خستگی چرخه-پایین مدل می‌شود بیان تحلیلی شاخص D_f خستگی چرخه-پایین عبارت است از [۴۰].

$$D_f = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\mu_i - 1}{\mu_{1.abw} - 1} \right)^b = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta x_i}{\Delta x_{1.abw}} \right)^b \quad (27)$$

که B پارامتر تجربی آسیب هست. مقدار فرض شده به وسیله این شاخص آسیب تنها از طریق ثابت B تعریف می‌شود. که به نوع سازه و مصالح و تعداد تغییر مکان‌های پلاستیک مختلف بستگی دارد. مقادیر B می‌تواند از طریق داده‌های آزمایشگاهی به دست آید. البته این کار عمدتاً برای سازه‌های فولادی و RC انجام می‌شود و برای سازه‌های سد محاسبه آزمایشگاهی پارامتر B دشوار است، در مطالعه حاضر اثرات جنبش زمین نزدیک گسل و دور از آن و اثر نیروی آپلیفت، را بر روی آسیب تجمعی مبتنی بر حالت نهایی سد ارزیابی شده است. به عنوان شاخصی که ثبات پایداری سد را در مقابل شکست ناشی از گسترش و نفوذ ترک بیان می‌کند، هم شاخص‌های محلی و هم شاخص‌های کلی آسیب برای ارزیابی آسیب تجمعی سازه‌ها به طور کمی پیشنهاد شده است. در این مدل‌سازی آسیب کلی به صورت میانگین وزن دار آسیب محلی در انتهای هر المان به دست آمده است که انرژی تلف شده به عنوان تابع وزن در نظر گرفته می‌شود [۳۱].

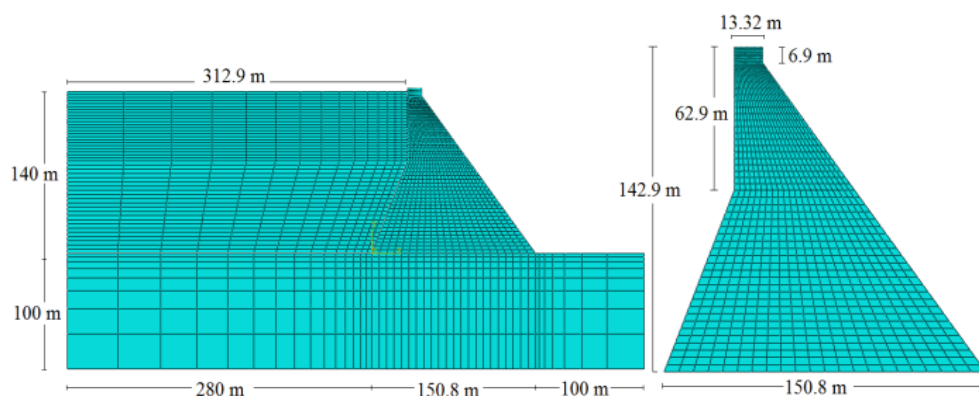
۸- مدل المان محدود سد وزنی سفارود

نرم افزار المان محدود آباکوس جهت مدل‌سازی و تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است. المان‌های هشت گرهی دو بعدی کرنش مسطح جهت مدل‌سازی بدنه سد و فونداسیون مورد استفاده قرار گرفته است و از المان چهار گرهی برای مدل‌سازی مخزن استفاده شده است. لازم به ذکر است تعداد المان مورد استفاده در سد ۱۲۰۰ و در مخزن ۶۷۵ و در فونداسیون ۲۶۴ عدد می‌باشند. بارگذاری مدنظر در

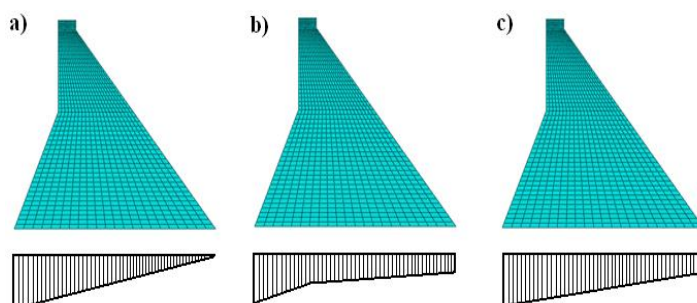
تحلیل عبارتند از (۱) نیروی وزن، (۲) فشار هیدرواستاتیک، (۳) نیروی آپلیفت که با توجه به گسترش ترک توزیع آن به روز می‌شود، (۴) بارهای لرزه‌ای. میرایی براساس ضرایب میرایی تناسبی رایلی برای جرم و سختی با فرض ضریب میرایی بحرانی برابر ۵ درصد لحاظ شده است.

۹- تاثیر نیروی آپلیفت بر پاسخ سد بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک

با توجه به خصوصیات منحصر به فرد جنبش زمین نزدیک گسل و پتانسیل آن برای ایجاد آسیب شدید در سازه‌ها، تمایل به بررسی تاثیرات زمین لرزه‌های نزدیک گسل بر پاسخ سازه‌ای بیشتر شده است. مهندسين روش‌هایی را در نظر گرفته‌اند تا اثرات نزدیک گسل را در طرح مهندسی دخالت دهند [۴۱]. در این فرضیه، مجموعه‌ای از رکوردهای جنبش زمین نزدیک گسل و دور از آن برای آزمودن اثرات جنبش زمین نزدیک گسل استفاده شده است. تحلیل‌های لرزهای غیرخطی سیستم سد- مخزن- فونداسیون که در معرض جنبش زمین نزدیک گسل و دور از آن واقع شده‌اند، انجام شده است. تاثیر جنبش زمین نزدیک گسل و دور از آن بر پاسخ دینامیکی و آسیب لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی مطالعه و بحث شده است. آنالیز آسیب دینامیکی سد بتنی مفروض با اتخاذ مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتنی (CDP) و با کرنش سخت‌شدگی یا رفتار نرم انجام می‌شود [۳۱]. در مطالعه حاضر اثرات لحاظ نیروی آپلیفت بر رفتار دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی مورد تحقیق قرار گرفته است. در این راستا سه نوع توزیع مختلف برای نیروی زیر فشاری مطابق شکل (۴) در نظر گرفته شده و چگونگی اثرات توزیع‌های مختلف فرضی برای نیروی زیر فشار بر پاسخ دینامیکی سد بتنی وزنی بررسی شده است.



شکل ۳: مدل المان محدود، سد- مخزن- پی (مدل تحلیل شفارود)



شکل ۴: انواع توزیع‌های مختلف فرض شده برای آپلیفت در سد بتنی وزنی (a) توزیع مثلثی، (b) توزیع دوزنقه‌ای با لحاظ اثر زهکش، (c) توزیع دوزنقه‌ای بدون لحاظ اثر

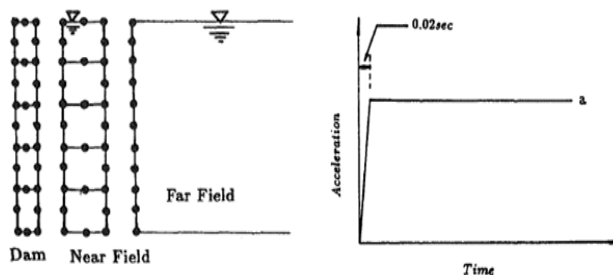
زهکش

۱۰- پاسخ دینامیکی غیر خطی

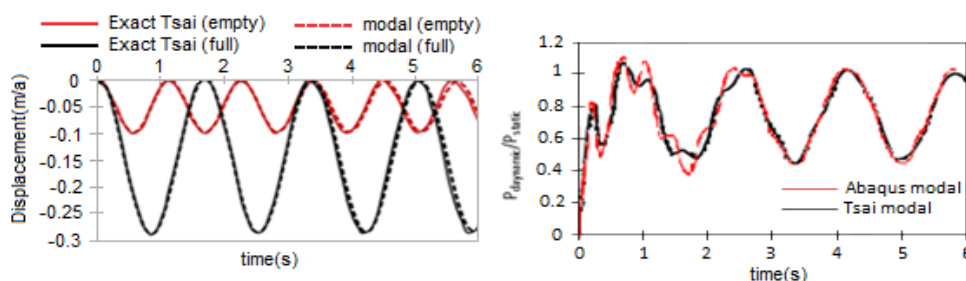
برای مطالعه تاثیر جنبش زمین نزدیک گسل و دور از گسل به همراه لحاظ نیروی آپلیفت بر پاسخ لرزه‌ای سیستم سد- مخزن- فوندانسیون انجام شده است، مجموعه تحلیل‌های مختلفی بر مدل سد بتنی وزنی شفاورد صورت گرفته است. هر مجموعه شامل ۳ رکورد جنبش زمین استخرابی، گسیختگی بدنه سد و تاریخچه تغییر مکان افقی تاج سد بعنوان پارامترهای خروجی مبین پاسخ سد در نظر گرفته شده‌اند. پاسخ غیر خطی که از جنبش زمین نزدیک گسل به دست آمده است اساساً با تاریخچه تغییر مکان تحلیلی که از جنبش زمین دور از گسل به دست آمده است متمایز است. مقادیر تغییر مکان افقی تاج در جنبش زمین نزدیک گسل بزرگتر از مقادیر مورد نظر برای جنبش زمین دور از گسل می‌باشند. مقایسه تاریخچه تغییر مکان افقی تاج سد با استفاده از تحلیل غیر خطی سیستم سد- مخزن- فوندانسیون که در معرض جنبش زمین نزدیک گسل و با پاسخ سد به جنبش زمین دور از آن، انحراف بالا دست قابل توجهی در پاسخ سد نشان می‌دهد.

۱۰-۱- صحت سنجی (برای مدل خطی)

برای اعتبار سنجی روش مدل‌سازی بکار گرفته شده، مدل خطی مورد مطالعه توسط Lee و Tsai [۴۲] که پاسخ سیستم سد- مخزن- به صورت حل تحلیلی برآورد کرده‌اند و مدل در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. در پژوهش مذکور یک دیواره بتنی صلب به ارتفاع ۱۸۰ متر و عرض آن ۱۵ متر، و آب پشت آن تحت تحریک پایه افقی پله‌ای (شکل ۵) قرار گرفته است، مشخصات مصالح بتنی عبارت‌اند از: $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$, $\nu = 0.2$, $E = 27.58 \text{ Gpa}$ ، که به ترتیب مدول الاستیسیته، ضریب پواسون، چگالی می‌باشد و چگالی آب $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ ، مدول بالک $k = 2.07 \text{ Gpa}$ ، سرعت صوت در آب $C = 1440 \text{ m/sec}$ ، فرض شده است. تاریخچه زمانی تغییر مکان راس دیوار در حالت مخزن پر و خالی و همچنین تغییرات زمانی فشار هیدرودینامیکی در پایین‌ترین نقطه از دیواره بتنی تحت اثر شتاب رمپ در شکل (۶) ارائه شده است، همانطوریکه از شکل مشخص می‌شود مطابقت خوبی ما بین نتایج وجود دارد.



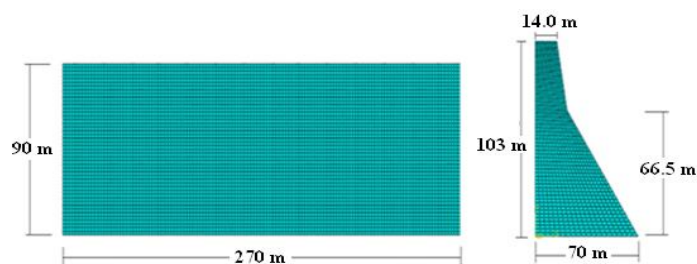
شکل ۵: سیستم دیواره بتنی- مخزن پشت تحت شتاب‌های افقی (شتاب رمپ) [۴۲]



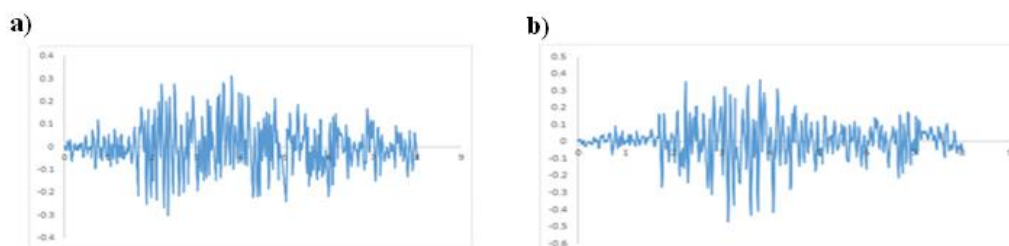
شکل ۶: مقایسه جابجایی تاج سد، در مخزن پر، و خالی و مقایسه فشار هیدرودینامیکی تحت شتاب رمپ، بر اساس مقاله

۲-۱۰- صحت‌سنجی (برای مدل غیرخطی)

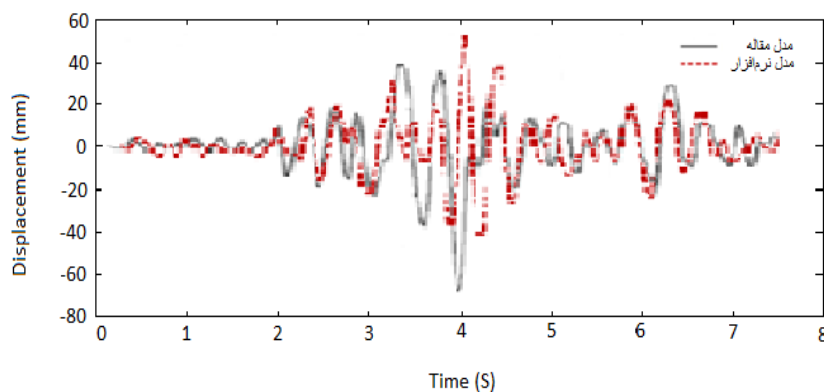
برای صحت‌سنجی پاسخ غیرخطی سد بتنی وزنی از نتایج ارائه شده در مرجع [۴۳] استفاده شده است، در این مرجع تحلیل سد کوینا (شکل (۷)) تحت شتاب‌نگاشت زلزله افقی و قائم کوینا پرداخته شده است (شکل (۸))، در این مدل که ارتفاع سد ۱۳۰ متر و عرض آن ۷۰ متر و عرض تاج آن ۱۴ متر می‌باشد، مورد بررسی قرار گرفته است. مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد برای نتایج بدست آمده از مطالعه حاضر و نتایج ارائه شده در مرجع [۴۳] در شکل (۹) نشان داده شده است، همانطوریکه از شکل مشخص می‌باشد، مطابقت مناسب ما بین دو دسته نتایج وجود دارد.



شکل ۷: مدل المان محدود سد - مخزن، سد بتنی وزنی کوینا مورد استفاده در صحت‌سنجی



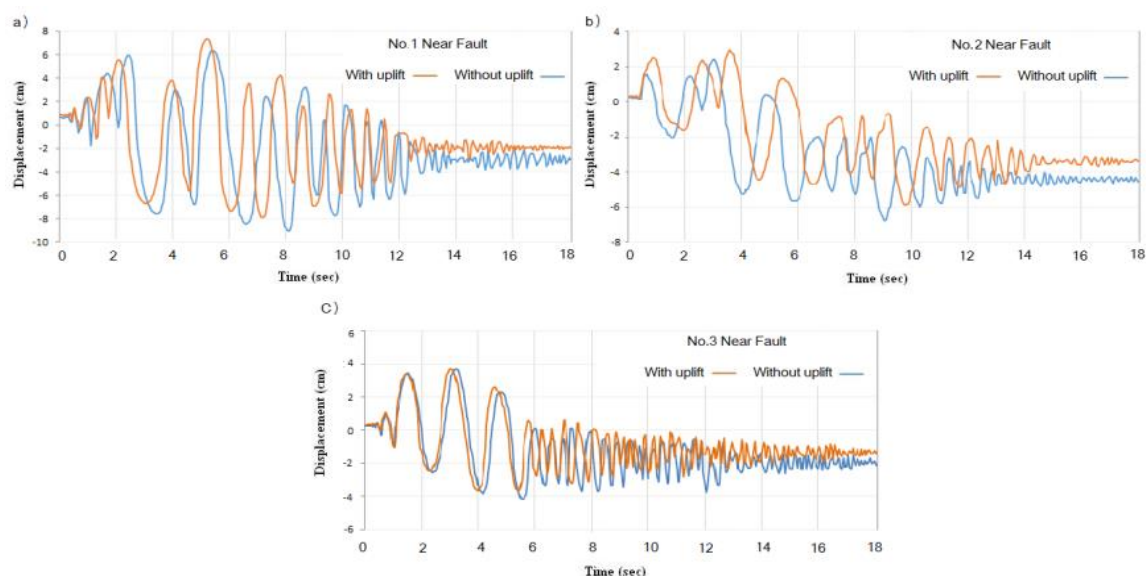
شکل ۸: مولفه‌های شتاب‌نگاشت زلزله کوینا، (a) شتاب‌نگاشت مولفه قائم، (b) شتاب‌نگاشت مولفه افقی



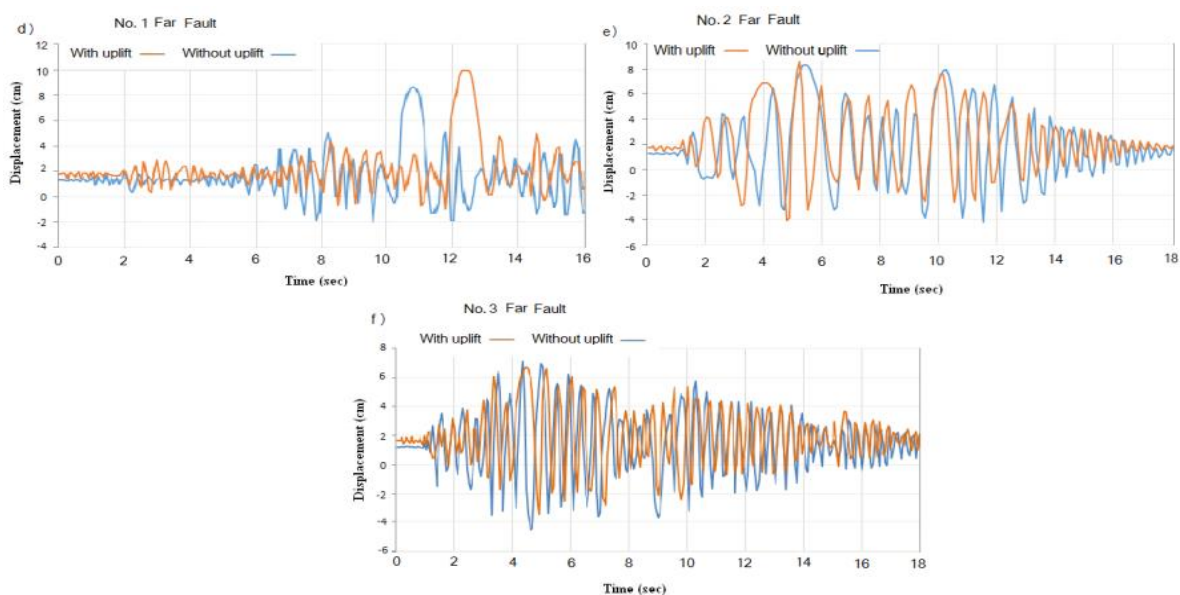
شکل ۹: مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد

۱۰-۳- مقایسه پاسخ سد بتنی وزنی تحت تاثیر زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور از گسل با لحاظ نیروی آپلیفت

در شکل (۱۰) مقایسه‌ای ما بین تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد، تحت تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک گسل و با اعمال نیروی آپلیفت و اثر زهکش ارائه شده است. همچنین در شکل (۱۱)، تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت زمین لرزه‌های حوزه دور از گسل نشان داده شده است. در جدول (۲) ماکزیمم جابجایی تاج سد در شرایط مختلف ارائه گردیده است.



شکل ۱۰: (a) زلزله Loma prieta برای حالت بدون آپلیفت و با احتساب زهکش و اثر آپلیفت (b) زلزله Northridge برای حالت بدون آپلیفت و با احتساب زهکش و اثر آپلیفت (c) زلزله Morgan Hill برای حالت بدون آپلیفت و با احتساب زهکش و اثر آپلیفت



شکل ۱۱: (d) زلزله Loma prieta برای حالت بدون آپلیفت و با احتساب زهکش و اثر آپلیفت (e) زلزله Northridge برای حالت بدون آپلیفت و با احتساب زهکش و اثر آپلیفت (f) زلزله Morgan Hill برای حالت بدون آپلیفت و با احتساب زهکش و اثر آپلیفت

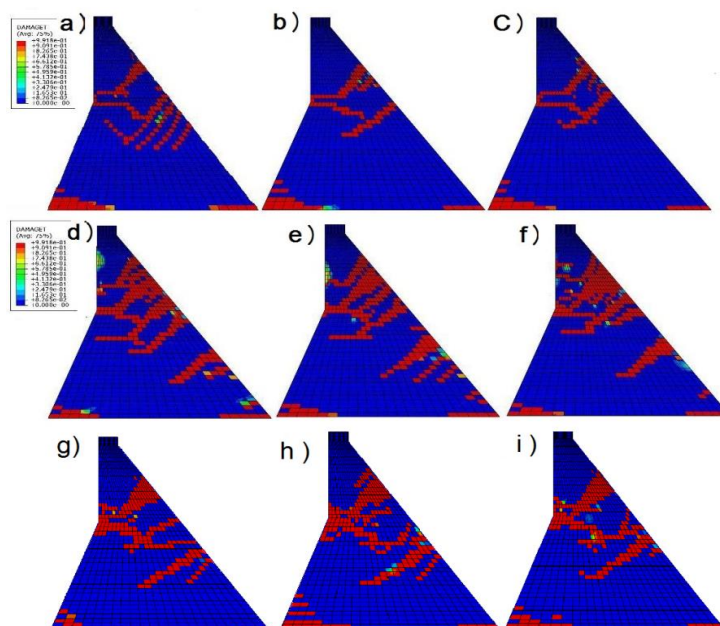
جدول ۲: ماکزیمم تغییر مکان افقی تاج سد در زلزله‌های مختلف با احتساب آپلیفت

	ماکزیمم تغییر مکان تاج سد (cm)					
	زلزله حوزه دور			زلزله حوزه نزدیک		
	با آپلیفت		بدون آپلیفت	با آپلیفت		بدون آپلیفت
	توزیع سهموی	توزیع دوزنقه‌ای		توزیع سهموی	توزیع دوزنقه‌ای	
زلزله Loma prieta	۴,۹۸	۵,۳۳	۴,۳۱	۷,۳۷	۷,۴۶	۶,۲۵
زلزله Northridge	۴,۳۱	۴,۹۵	۴,۱۹	۷,۳۸	۹,۰۵	۶,۱۳
زلزله Morgan Hill	۳,۳۷	۳,۵۷	۳,۵۷	۹,۳۴	۹,۵۳	۹,۲۷

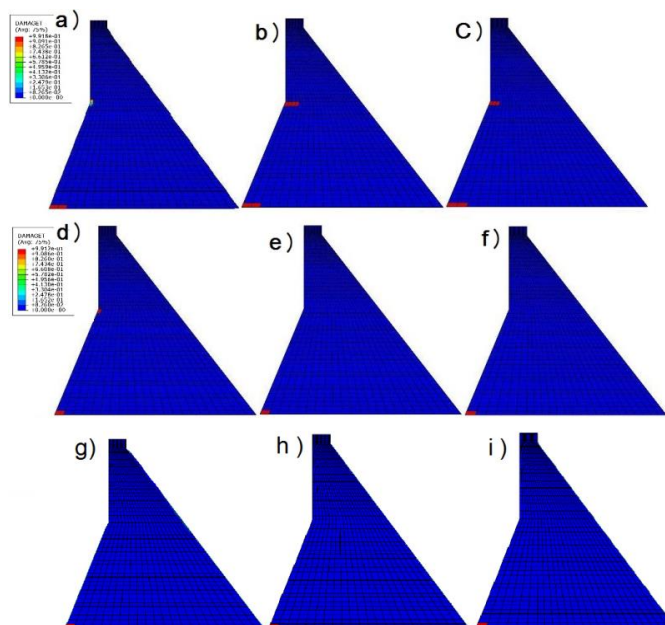
با مقایسه لحاظ اثر نیروی ناشی از آپلیفت بر پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سد بتنی وزنی مشخص می‌گردد که در طی زمین لرزه حوزه دور Loma prieta با لحاظ نیروی آپلیفت بیشینه تغییر مکان تاج سد ۲۳/۶٪ افزایش یافته است ولی این افزایش برای زمین لرزه حوزه نزدیک prieta Loma در حدود ۱۷/۴٪ می‌باشد. برای زمین لرزه حوزه دور Northridge لحاظ نیروی آپلیفت موجب افزایش ۱۸/۱٪ و زمین لرزه حوزه نزدیک Northridge لحاظ نیروی آپلیفت باعث افزایش ۴۷/۶٪ ماکزیمم تغییر مکان تاج سد گردیده است. ولی نتایج بدست آمده حاکی از عدم تغییر قابل ملاحظه‌ای در بیشینه تغییر مکان تاج سد با لحاظ نیروی آپلیفت در طی زمین لرزه حوزه دور و نزدیک Morga Hill می‌باشد.

۱۰-۴- تاثیر زمین لرزه حوزه نزدیک و دور از گسل و اثر نیروی آپلیفت بر سطح خرابی سد بتنی وزنی

چگونگی توزیع المان‌های گسیخته شده در بدنه سد بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک به ترتیب در اشکال (۱۲) و (۱۳) نشان داده شده است. مناطق سایه زده شده با رنگ قرمز المان‌هایی را مشخص می‌کند که مقداری از تراز آسیب کششی را در طول تحلیل تجربه کرده‌اند. این اشکال آسیب‌هایی را نمایش می‌دهد که برای جنبش‌های واقعی زمین در این مطالعه در نظر گرفته شده‌اند. از پروفایل‌های ترک نشان داده شده در شکل (۱۲) و (۱۳) می‌توان مشاهده کرد که رکوردهای جنبش زمین ثبت شده نزدیک گسل تاثیر قابل توجهی بر آسیب لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی دارند ولی در حالت کلی در زمین لرزه‌های دور از گسل لحاظ نیروی ناشی از آپلیفت تاثیر چندانی بر چگونگی سطح آسیب در بدنه سد نداشته است. در بعضی موارد نتایج منطبق بر حرکت‌های ورودی با جنبش‌های زمین نزدیک گسل به وضوح نشان دهنده کاهش قابل توجه مقاومت سد با یک الگوی ترک برداری می‌باشد که کاملاً در عرض مقطع بالایی گسترش یافته است. همچنین از شکل (۱۲) و (۱۳) دیده می‌شود که مکانیزم گسیختگی از دو ناحیه آسیب اصلی تشکیل شده است. یکی در پایه سد بتنی وزنی در مجاورت پاشنه سد و دیگری در بخش‌های فوقانی سد در مجاورت محل تغییر شیب بدنه، تقریباً در تمامی تحلیل ترک برداری همیشه از پاشنه سد آغاز شده و سپس مسیر طولانی را از وجه بالا دست به سمت وجه پایین دست پیشرفت کرده است. پروفایل‌های ترک برداری در بخش فوقانی سد همیشه در نقطه گسستگی شیب در وجه پایین دست آغاز شده است. پروفایل‌های ترک برداری بالا تقریباً هم به صورت افقی و هم رو به پایین و شیب‌دار از وجه‌های پایین دست به سمت وجه‌های بالا دست امتداد می‌یابند. اما در بعضی تحلیل‌ها، پیش بینی می‌شود که ترک‌ها تقریباً از وسط وجه بالا دست یا پایین دست آغاز شده و به داخل سد امتداد می‌یابند.



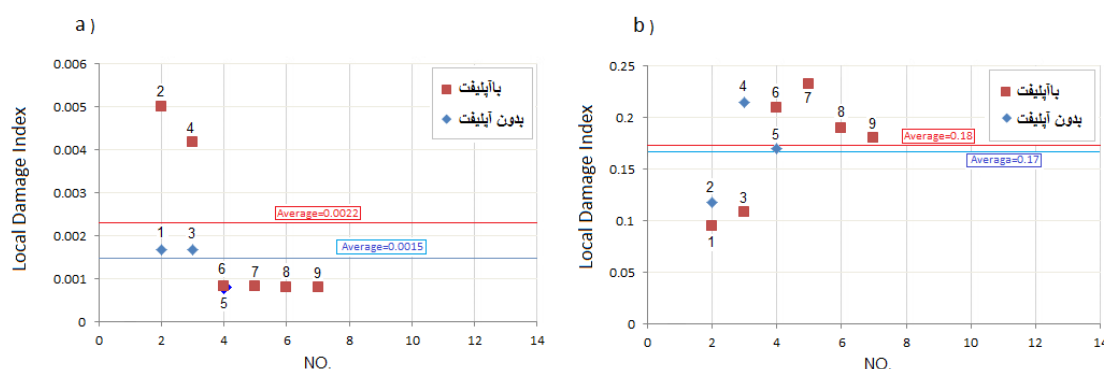
شکل ۱۲: نحوه گسترش ترک در بدنه سد شفاورد تحت زلزله نزدیک گسل با لحاظ اثر نیروی آپلیفت، (a) زلزله Loma prieta برای حالت نزدیک گسل بدون اثر آپلیفت، (b) زلزله Loma prieta برای حالت نزدیک گسل با اثر آپلیفت (C) زلزله Loma prieta برای حالت نزدیک گسل با احتساب زهکش و اثر آپلیفت، (d) زلزله Northridge برای حالت نزدیک گسل بدون اثر آپلیفت (e) زلزله Northridge برای حالت نزدیک گسل با اثر آپلیفت (f) زلزله Northridge برای حالت نزدیک گسل با احتساب زهکش و اثر آپلیفت، (g) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل بدون اثر آپلیفت (h) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل با اثر آپلیفت، (i) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل با احتساب زهکش و اثر آپلیفت



شکل ۱۳: نحوه گسترش ترک در بدنه سد شفاورد تحت زلزله دور از گسل با لحاظ اثر نیروی آپلیفت، (a) زلزله Loma prieta برای حالت دور از گسل بدون اثر آپلیفت (b) زلزله Loma prieta برای حالت دور از گسل با اثر آپلیفت (C) زلزله Loma prieta برای حالت دور از گسل با احتساب زهکش و اثر آپلیفت، (d) زلزله Northridge برای حالت دور از گسل بدون اثر آپلیفت (e) زلزله Northridge برای حالت دور از گسل با اثر آپلیفت (f) زلزله Northridge برای حالت دور از گسل با احتساب زهکش و اثر آپلیفت، (g) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل بدون اثر آپلیفت (h) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل با اثر آپلیفت (i) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل با احتساب زهکش و اثر آپلیفت

۱۱ - اندیس خرابی سد، در حوزه‌ی نزدیک و دور از گسل با اثر آپلیفت

در این بخش به منظور تحلیل اثر نیروی آپلیفت بر چگونگی سطح خرابی در بدنه سد بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک، در شکل (۱۴) اندیس خرابی تجمعی محلی تحت شش رکورد مختلف زمین لرزه‌های مورد نظر در تحقیق حاضر رسم گردیده است. همانطوریکه از شکل (۱۴) مشخص می‌شود، متوسط مقدار شاخص خرابی سد بتنی وزنی مورد مطالعه تحت زمین لرزه‌های حوزه دور با و بدون آپلیفت به ترتیب برابر 0.0022 و 0.0015 و تحت زمین لرزه‌های حوزه نزدیک با و بدون آپلیفت به ترتیب برابر 0.17 و 0.13 است. لحاظ نیروی آپلیفت در زمین لرزه‌های حوزه دور، بجز دو حالت اول، تاثیر اندکی در افزایش سطح آسیب و خرابی در بدنه سد دارد ولی افزایش نسبتا قابل توجهی در سطح آسیب در بدنه سد بتنی وزنی با لحاظ نیروی آپلیفت تحت زمین لرزه‌های حوزه نزدیک مشاهده می‌گردد.



شکل ۱۴: بررسی تغییرات اندیس خرابی سد بتنی وزنی تحت تاثیر اعمال نیروی (a) تحت تاثیر زلزله‌های حوزه دور، (b) تحت تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک (دو نوع توزیع مختلف در بررسی نیروی آپلیفت لحاظ شده است)

۱۲ - نتیجه گیری

هدف تحقیق حاضر برآورد تحلیلی تاثیر لحاظ نیروی آپلیفت بر پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سد بتنی وزنی در طی جنبش نزدیک گسل و دور از گسل می‌باشد. در مطالعه حاضر روشی جهت بررسی سطح آسیب لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی با لحاظ اثرات سد-مخزن-فونداسیون نیز ارائه شده است. در این تحلیل عملکرد جنبش زمین نزدیک و دور از گسل برای تحریک‌های لرزه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. تحلیل لرزه‌ای غیرخطی سدهای بتنی وزنی تحت اثر شرایط زلزله مطابق با مدل (CDP) انجام شده، که شامل کرنش سخت شدگی یا رفتار نرم شونده است. از این تحقیق می‌توان نتیجه گرفت، که اثر آپلیفت بر روی سدها، باعث افزایش خرابی و تنش در سد می‌شود، اما اعمال زهکش باعث کاهش تنش و خرابی می‌شود، پاسخ غیرخطی به دست آمده از حرکات زمین نزدیک گسل اساسا تاریخچه تغییر مکان متفاوتی نسبت به حرکت زمین دور از گسل دارد. مقادیر تغییر مکان افقی تاج برای جنبش‌های نزدیک گسل بزرگتر از مقادیر مورد نظر برای جنبش‌های دور از گسل می‌باشد. تحلیل آسیب لرزه‌ای انجام شده نشان می‌دهد که آسیب تجمعی سدها تحت شرایط در نظر گرفته متاثر از حرکات زمین نزدیک گسل است. ناحیه بالایی سدهای بتنی وزنی برای زلزله‌های نزدیک گسل در مقایسه با جنبش‌های زمین دور از گسل بیشتر آسیب پذیر هست. در حالت کلی تاثیر لحاظ نیروی آپلیفت در تحلیل سدهای بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور بارزتر می‌باشد و اصولا باید در بررسی رفتار دینامیکی سدهای بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های حوزه نزدیک نیروی آپلیفت در تحلیل منظور گردد.

مراجع

- [1] MohammadiShoja, H., Shokrollahi, B., HajiRasooliha, A., Kamalim, T. (1382). Investigation of the Dynamic Expansion crack and Earthquake breakdown in concrete gravity Dams. *Fourth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Tehran. Iran.
- [2] NavaiiNia, B., Naseri, N., Kalani, L., VaseghiAmiri, G. (1393). Evaluation of Nonlinear Response of Concrete gravity Dams with Crack Modeling with rotary and fixed method. *First National Congress on Structural Engineering of Iran, Congress Center of the Olympic Hotel*. Tehran. Iran.
- [3] RahimzadehRofouii, F., Omid, A. (1381). Investigated of the effects of nonlinear behavior of concrete on the response of seismic concrete archdams. *The first conference on safety and rehabilitation of structures, Amirkabir University of Technology*. Tehran. Iran.
- [4] Nezhadfarid, H. (1391). *The effect of cracking on the spectral response of arc concrete dams by finite element method*, Master's thesis, Islamic Azad University Ahar Branch.
- [5] Mahmoudian S. M., Sadeghi C.P. (1392). Dynamic Analysis of gravity Dams with Considering the Concrete cracking with the Finite Element Method, *7th National Congress on Civil Engineering, Shahid NIKBAKHT Engineering University, Zahedan*. (In Persian)
- [6] Aghazadegan, A., Moradloo, J. (1391). Investigating the parameters of concrete failure model on nonlinear seismic response of arc concrete dams, *second national new finding conference Civil Engineering, Islamic Azad University, Najaf Abad Branch, Najaf Abad*. (In Persian)
- [7] Jiang, SY., Du, CB. (2012). *Seismic stability analysis of concrete gravity dams with penetrated cracks*. *Water Science and Engineering*, 5(1), 105-119.
- [8] Shi, M., Zhong, H., Ooi ET., Zhang C., Song, C. (2013). *Modelling of crack propagation of gravity dams by scaled boundary polygons and cohesive crack model*. *International Journal of Fracture*, 183(1), 29-48.
- [9] Oliveira, S., Gaspar, N., Dinis, P. (2006). Cracking Analysis in Concrete Dams using Isotropic Damage Models. Objectivity of Numerical Solutions. *In III European Conference on Computational Mechanics* (pp.369-369). Springer Netherlands.
- [10] Wepf, D H., Feltrin, G., Bachmann, H. (1993). *Influence of time-domain dam-reservoir interaction on cracking of concrete gravity DAMS*. *Earthquake engineering structural dynamics*, 22(7), 573-582.
- [11] HajHosseini, J., Moradloo, J. (1393). *Comparison of Near-Filed and Far-Filed Earthquakes on Nonlinear Response of Concrete gravity Dams*, *Journal of Civil and Environmental Engineering*, Tabriz University Winter.
- [12] Kalata, F., Ghamatloo, A. (1396). Comparison of the massive and massless foundation on the nonlinear dynamic response of concrete gravity dam in terms of the interaction of dam, reservoir, foundation. *International Conference on Civil Engineering, contemporary iranian architecture and urbanism, Shahid Beheshti University*. Tehran. Iran.
- [13] Rescher, O. (1990). *Importance of cracking in concrete dams*. *Engng Fract Mech*, 35(3):503-2
- [14] Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbook*, 2nd edition, Kluwer Academic Publishers.
- [15] Ghoprah, A. (2004). *Response of Structures to Near-Fault Ground Motion*, 13th WorConf on Earth. Eng. 1-6:1031
- [16] Somerville, P. (2000). *Characterization of near field ground motions*. In: *Proceedings of the US-Japan workshop: effects of near-field earthquakes shaking*. San Fran- cisco; March.
- [17] Wilson, EL, Khalvati, M. (1983). *Finite elements for the dynamic analysis of fluid-solid systems*. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19: 1657-68.
- [18] Calayir, Y., Dumanoglu AA., (1993). *Static and dynamic analysis of fluid and fluid-structure systems by the Lagrangian method*, *Computers and structures*. 49(4):625-32.
- [19] Çavdar, Ö. (2012). *Probabilistic sensitivity analysis of two suspension bridges in Istanbul, Turkey to near-and far-fault ground motion*. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. 12(2):459-73.
- [20] Rofooeia, FR., Imani, BR., (2011). *Evaluating the damage in steel MRF under near field earthquakes from a performance based design viewpoint*. *Procedia Engineering*. 14:3111-8.
- [21] Clough, RW., Penzien, J. (1993). *Dynamics of structures*. 2nd ed. Singapore: McGraw-Hill Book Company.
- [22] Akkas, N., Akay, HU., Yilmaz, C. (1979). *Applicability of general-purpose finite element programs in solid-fluid interaction problems* *Computers and Structures*. 10(5):773-83.
- [23] Orozco, G., Ashford, SA. (2002). *Effects of large pulses on reinforced concrete bridge columns*. Report 2002/23., Berkeley :College of Engineering, University of California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER.
- [24] Krajcinovic, D. (1984). *Continuum damage mechanics*, *Applied Mechanics Reviews*. 37(1):1-6
- [25] Dragon, A., Mróz, Z. (1979). *A continuum model for plastic-brittle behavior of rock and concrete*. *International Journal of Engineering Science*, 17(2):121-37.

- [26] Murakami, S., Ohno, N.(1981). *A continuum theory of creep and creep damage*. In: Proceedings of the third iutam symposium on creep in structures. Berlin, Springer. p. 422–444.
- [27] Cervera, M., Oliver, J., Faria, R. (1995). *Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.24(9):1225–45.
- [28] Hatzigeorgiou, G., Beskos, D., Theodorakopoulos, D., Sfakianakis, MA. (2001). *simple concrete damage model for dynamic FEM applications*. International Journal of Computational Engineering Science.2:267–86.
- [29] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E. (1989). *A plastic-damage model for concrete*. International Journal of Solids and Structures.25(3):299–326.
- [30] Lee, J., Fenves, GL. (1998). *Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*. Journal of Engineering Mechanics.124(8):892–900.
- [31] Zhang, Sh., Wang, G.(2013). *Effects of near-Fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dam*. Soil dynamics and Earthquake engineering 53:217-229
- [32] Bhattacharjee, SS., Lager, P. (1994). *Application of NLFM models to predict cracking in concrete gravity dams*. Engineering ASCE 1994, 120, 1255-1271.
- [33] Haddad, M. (1387). Investigating the Effect of CFRP on the Predictable Region of Plastic Joint Construction on the Base of Reinforced Concrete Bridges under Uniform Loading, *Fourteenth Civil Engineering Students Conference*, Semnan, 5-7 September.
- [34] Elenas, A., Meskouris, K.(2001). *Correlation study between seismic acceleration parameters and damage indices of structures*. Engineering Structures.23(6):698–704.
- [35] Calvi, GM., Kingsley, GR.(1995). *Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridges structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.24(9):1247–66.
- [36] Cosenza, E., Manfredi, G.(2000). *Damage indices and damage measures*. Progress in Structural Engineering and Materials.2(1):50–9.
- [37] Cosenza, E., Manfredi, G., Polese, M. (2009). *A simplified method to include cumulative damage in the seismic response of SDOF systems*. Journal of Engineering Mechanics.135(10):1081–8.
- [38] Kelly, A., Tyson, WR., Cottrell, AH. (1967). Ductile and brittle crystals. Philosophical Magazine.15(135):567–86.
- [39] Park, YJ., Ang, AHS. (1985). *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering.111(4):722–39.
- [40] Miner, MA. (1945). *Cumulative damage in fatigue*. Journal of Applied Mechanics.12:159–64.
- [41] Mavroeidis, GP., Papageorgiou, AS. (2003). *A mathematical representation of near-fault ground motions*. Bulletin of the Seismological Society of America.93 (3):1099–131.
- [42] Lee, GC., Tsai, CS., (1991), *Time domain analyses of dam-reservoir system*, Eng. Mech, 1991, 117, 1990-2006.
- [43] Calayir, Y., Karaton, M. (2005). *A continuum damage concrete model for earthquake analysis of concrete gravity dam-reservoir systems*. Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering.25:857–869.