

Investigating the effects of saturation of dam concrete on linear and nonlinear seismic behavior of concrete gravity dam

Mohamad Hoseyin Ghaniyoun¹, Amir Javad Moradloo^{2*}, Kiarash Nesar Asadi³

1- PhD student, Civil Engineering Department, Zanjan Branch, Islamic Azad university, Zanjan, Iran

2- Associate Professor, Civil Engineering Department, University of Zanjan, Zanjan, Iran

3- Associate Professor, Civil Engineering Department, University of Zanjan, Zanjan, Iran

ABSTRACT

In this study, the linear and nonlinear seismic behaviour of the Koyna dam has been investigated for the condition of the dam with unsaturated concrete and the dam with a combination of saturated and unsaturated environment. For this purpose, using Abaqus software the boundary line between the saturated and unsaturated environment has been determined. In the following, various parameters of saturated concrete have been evaluated. Finally, linear and nonlinear analyzes have been performed under the effect of the Koyna earthquake. To model the nonlinear behaviour of concrete, the CDP behaviour model has been used. The results show that the saturation of the dam has reduced the maximum values of displacements in linear and non-linear mode. In the linear analysis, the amount of reduction of the maximum horizontal displacement in the saturated state compared to the unsaturated state for the reservoir up to the height level of 36, 66.5 and 103 meters is equal to 17.34%, 24.00% and 17.30%, respectively. Also, in the non-linear analysis, the reduction of the maximum horizontal displacement in the saturated state compared to the unsaturated state for the reservoir up to the height level of 36, 66.5 and 103 meters is equal to 31.58%, 30.72% and 22.38%, respectively. For the condition of the dam with a saturation elevation lower than the downstream slope change elevation, the maximum values of the first and third principal stresses in the linear analysis and the amount of damage in the nonlinear analysis have decreased. For a case of the full reservoir where the downstream slope change is saturated, the amount of cracking in the entire structure has decreased, but it has increased in the downstream and upstream slope change location. Finally, Results show that it is necessary to evaluate the behaviour of the dam with saturated and unsaturated environment simultaneously.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 June 2023

Revise Date: 16 October 2023

Accept Date: 02 November 2023

Keywords:

Concrete gravity dam

Seismic analysis

Water-structure interaction

saturated and unsaturated
concrete

Finite Element Method

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.402852.3150>

*Corresponding author: AmirJvad Moradloo

Email address: ajmoradloo@znu.ac.ir

بررسی اثرات اشباع‌شدگی بتن سد بر رفتار لرزه‌ای خطی و غیرخطی سد بتنی وزنی

محمدحسین غنیون^۱، امیرجواد مرادلو^{۲*}، کیارش ناصر اسدی^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان، ایران

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران

۳- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران

چکیده

ارزیابی رفتار لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی به دلیل اهمیت ایمن ماندن این سازه‌ها بسیار مورد اهمیت می‌باشد. از این رو در این مطالعه رفتار خطی و غیرخطی لرزه‌ای سد بتنی وزنی کوینا برای حالت سد با بتن معمولی و سد با ترکیبی از محیط اشباع و غیر اشباع مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. بدین منظور پس از صحت‌سنجی سد بتنی وزنی کوینا، ابتدا برای ترازهای ارتفاعی مختلف خط مرزی بین محیط اشباع و غیر اشباع تعیین شده است. در ادامه پارامترهای مختلف بتن اشباع اعم از مقاومت فشاری و کششی، کرنش‌های بحرانی، مدول الاستیسیته و ... ارزیابی شده است. برای مدلسازی رفتار غیرخطی بتن از مدل رفتار CDP استفاده شده است. در نهایت با انتخاب ۳ حالت برای تراز مخزن سد، آنالیزهای خطی و غیرخطی تحت اثر زلزله کوینا انجام گرفته است. نتایج نشان داد که اشباع‌شدگی سد مقادیر بیشینه تغییر مکان‌ها را در حالت خطی و غیرخطی کاهش داده است. مقدار کاهش ماکزیمم تغییر مکان افقی در حالت اشباع‌شدگی نسبت به حالت غیر اشباع برای مخزن تا تراز ارتفاعی ۳۶، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متری در آنالیز خطی به ترتیب برابر با ۱۷/۳۴، ۲۴/۰۰ و ۱۷/۳۰ درصد و در آنالیز غیرخطی به ترتیب برابر با ۳۱/۵۸، ۳۰/۷۲ و ۲۲/۳۸ درصد می‌باشد. مقادیر بیشینه تنش‌های اصلی اول و سوم در آنالیز خطی و نیز مقدار آسیب در آنالیز غیرخطی برای حالت اشباع‌شدگی سد در تراز ارتفاعی کم‌تر از تغییرشیب پایین دست کاهش پیدا کرده است. برای حالت مخزن پر که تغییرشیب پایین دست اشباع شده است مقدار آسیب در کل سازه کاهش پیدا کرده اما در محل شکستگی پایین دست و بالادست افزایش پیدا کرده است. در حالت کلی نتایج نشان از اثرات قابل توجه تراز ارتفاعی اشباع‌شدگی بر پاسخ خطی و غیرخطی سد بتنی وزنی دارد از این رو ارزیابی رفتار سد با محیط اشباع و غیر اشباع همزمان در آنالیز و طراحی سدهای بتنی وزنی ضروری می‌باشد.

کلمات کلیدی: سد بتنی وزنی، آنالیز لرزه‌ای، اندرکنش آب و سازه، بتن اشباع و غیر اشباع، روش المان محدود

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
https://doi.org/10.22065/jsce.2023.402852.3150	۱۴۰۲/۰۴/۳۱	۱۴۰۲/۰۸/۱۱	۱۴۰۲/۰۸/۱۱	۱۴۰۲/۰۴/۲۴	۱۴۰۲/۰۴/۰۴
امیرجواد مرادلو ajmoradloo@znu.ac.ir			*نویسنده مسئول: بست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

سدهای بتنی وزنی سازه‌های بسیار عظیمی می‌باشند که به دلیل نوع این سازه‌های بتنی و اندرکنش آب-سازه-فونداسیون جزو سازه‌های خاص و با اهمیت لحاظ می‌گردند. این سازه‌های حجیم و عظیم به دلیل جنبه‌های متفاوت اعم از اقتصادی، فنی، زیست محیطی و ... جزو سازه‌های بسیار مهم و حساس بوده و از طرفی ایمن و سالم ماندن آن‌ها پس از رخداد‌های شدید زمین‌لرزه بسیار مهم و حیاتی است. مطالعات بسیار زیادی در حوزه‌ی عملکرد لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی تحت اثر بارگذاری زمین‌لرزه، انفجار در ترازهای مختلف مخزن سد و بدنه‌ی آن و ... انجام گرفته است. علی‌رغم مطالعات بسیار زیاد و بررسی رفتار این سازه‌ها تحت اثر بارگذاری‌های مختلف و ترازهای مختلف مخزن سد، ارزیابی بهتر و جامع‌تر رفتار این سازه‌ها نیازمند مطالعات و بررسی‌های بیش‌تری می‌باشد. هرچند تا به امروز گزارشی از تخریب کامل سد بتنی وزنی تحت اثر بارگذاری‌های مختلف ارائه نشده است اما چندین سد اعم از کوینا^۱، پاکویاما^۲، سفیدرود دچار آسیب-دیدگی جدی تحت اثر بارگذاری‌های لرزه‌ای شده‌اند.

پال^۳ را می‌توان به عنوان اولین فردی در نظر گرفت که رفتار غیرخطی سد بتنی وزنی را مورد مطالعه و بررسی قرار داده است. او در این مطالعه از رفتار غیرخطی و از ضابطه‌ی مقاومت برای جوانه‌زنی و ترک و از مدل اندود برای مدل نمودن ترک استفاده کرد [۱]. چوپرا و چاکرابارتی^۴ در سال ۱۹۸۱ روش کلی برای تحلیل دینامیکی سدهای وزنی در حوزه‌ی فرکانس، بر اساس روش زیرسازه و با در نظر گرفتن اندرکنش سد-مخزن-فونداسیون ارائه کردند [۲]. پکائو^۵ و همکاران در سال ۱۹۹۵ سد کوینا را با مقیاس ۱:۲۰۰ در آزمایشگاه تحت آنالیز دینامیکی قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه شکافی به طول ۱ میلی‌متر را در محل تغییر شیب پایین‌دست ایجاد کردند و با استفاده از تئوری مکانیک شکست خطی^۶ سازه را تحلیل کردند. نتایج کار آن‌ها نشان از انطباق مناسب مسیر ترک در آنالیز آزمایشگاهی با تحلیل‌های عددی داشت [۳]. گوپارا و قائمیان^۷ در سال ۱۹۹۸ با استفاده از ترک اندود و در نظر گرفتن اندرکنش آب و سازه، سد سفیدرود و پایین‌فلت را مورد ارزیابی و تحلیل قرار دادند. نتایج کار آن‌ها نشان داد که مدل مناسب اندرکنش آب و مخزن تاثیر بسزایی در تحلیل غیرخطی سد بتنی وزنی دارد [۴]. سرکار^۸ و همکاران در سال ۲۰۰۷ مدل سد کوینا به همراه مخزن و فونداسیون بر اساس رفتار غیرخطی بتن در کشش و احتساب اندرکنش سد، مخزن و پی تحت اثر زلزله‌ی کوینا تحلیل کرده و تاثیر ارتفاع مخزن و مدول الاستیسیته پی را بر پاسخ سد بصورت پارامتری بررسی کرده‌اند. آن‌ها نشان دادند که کاهش مدول الاستیسیته پی باعث افزایش پاسخ جابجایی می‌گردد و نیز اگر ارتفاع مخزن کم‌تر از ۷۰ متر باشد تاثیر مخزن بر پاسخ سد ناچیز است [۵]. مرادلو و حاج حسینی در سال ۱۳۹۳ اثرات زلزله‌های میدان دور و نزدیک را بر رفتار لرزه‌ای سد بتنی وزنی کوینا با در نظر گرفتن اندرکنش آب-سازه و با لحاظ پی صلب و پی بدون جرم مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه نشان دادند که پاسخ سازه علاوه بر دور یا نزدیک بودن زلزله‌ی وارده وابستگی شدیدی به فرکانس‌های زلزله‌ی اعمالی دارد [۶]. ژانگ^۹ و همکاران در سال ۲۰۱۳ تحلیل ترک خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی با ترک‌های اولیه با استفاده از روش المان محدود توسعه یافته^{۱۰} را مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه سد کوینا را با ترک‌های اولیه و چندگانه با استفاده از رویکرد پیشنهادی خود مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه همچنین اثرات ترک‌های اولیه بر انتشار ترک و توزیع آن و در نهایت پاسخ لرزه‌ای سد بتنی وزنی کوینا را مورد بررسی قرار دادند [۷]. ژانگ^{۱۱} و همکاران در سال ۲۰۱۷ آسیب لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی را تحت اثرات و پتانسیل

¹ Koyna

² Pacoima

³ Pal

⁴ Chopra&Chakarbarti

⁵ Pekau

⁶ Linear Fracture Mechanics

⁷ Ghaemian&Ghobarah

⁸ Sarkar

⁹ Zhang

¹⁰ Extended finite element method

¹¹ Zhang

پس لرزه‌ها بر آسیب انباشته سد بتنی وزنی مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه یک مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن شامل رفتار سخت شدن یا نرم شدن کرنش را برای مصالح بتن انتخاب کردند. نتایج کار آن‌ها نشان داد که پس لرزه‌های ثبت شده حرکات زمین تاثیر قابل توجهی بر آسیب انباشته‌ی سدهای بتنی وزنی دارد [۸]. کلاته و قامتلو در سال ۱۳۹۷ شاخص آسیب لرزه‌ای متاثر از تغییرات تراز آب مخزن در سدهای بتنی وزنی را تحت اثر زلزله‌های میدان دور و نزدیک مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. آن‌ها از مدل خرابی پلاستیک بتن برای سد بتنی وزنی شفارود در استان گیلان استفاده کردند. نتایج کار آن‌ها نشان از تاثیر قابل ملاحظه تراز آب بر پاسخ دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی داشت [۹]. کلاته و قامتلو در سال ۱۳۹۸ اثرات آپلیفت را بر آسیب لرزه‌ای سد بتنی وزنی شفارود تحت اثر زلزله‌های میدان دور و نزدیک مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. نتایج کار آن‌ها نشان از تاثیر نسبی نیروی آپلیفت بر رفتار دینامیکی سد بتنی وزنی داشت بطوریکه سبب افزایش تخریب بدنه‌ی سد می‌گردد [۱۰]. پاسبانی خیاوی و قائد رحمتی در سال ۱۳۹۸ بررسی احتمالاتی تاثیر تراز مخزن بر عملکرد لرزه‌ای سد بتنی وزنی با استفاده از شبیه سازی مونت کارلو را مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه از شبیه‌سازی مونت کارلو با نمونه‌برداری مکعبی استفاده کردند. در این مطالعه مدل اجزای محدودی با استفاده از نرم افزار Ansys توسعه داده شده است. نتایج کار آن‌ها نشان داد که افزایش ارتفاع آب در محدوده بیش از ۷۰ درصدی ارتفاع مخزن سد در حالت پر پاسخ‌های لرزه‌ای بدنه سد را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد [۱۱]. پاسبانی خیاوی و همکاران در سال ۱۴۰۱ اثرات زلزله‌های میدان دور و نزدیک بر پاسخ لرزه-ای سدهای بتنی وزنی کنترل شده با میراگر لاستیکی را مورد مطالعه و آنالیز قرار دادند. در آن‌ها در این مطالعه برای مدل‌سازی و تحلیل از نرم‌افزار المان محدود Ansys که مبتنی بر روش اجزای محدود بود بهره گرفتند و نیز برای حل معادلات دینامیکی از روش نیومارک استفاده کردند. نتایج کار آن‌ها نشان از تحلیل تاثیر مثبت لایه ایزولاسیون را در کاهش پاسخ‌های لرزه‌ای وارده بر سد در هر دو میدان دور و نزدیک زلزله، داشت. همچنین آن‌ها اشاره کردند که میراگر لاستیکی در میدان نزدیک عملکرد بهتری نسبت به میدان دور دارد [۱۲]. پیروزی و مرادلو در سال ۱۳۹۸ اثرات حائل آسفالتی را بر بهسازی رفتار لرزه‌ای سد بتنی وزنی مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه با استفاده از نرم افزار Ansys به بررسی رفتار سد بتنی وزنی کونیا با حضور حائل آسفالتی در ترازهای ارتفاعی مختلف پرداختند. نتایج کار آن‌ها نشان از اثرات قابل توجه حائل آسفالتی در بهبود رفتار و پایداری لرزه‌ای سد بتنی وزنی در مقابله با نیروهای هیدرو دینامیکی داشت [۱۳].

یکی از پارامترهای مهم در تعبیر رفتار بتن و خصوصیات استاتیکی و دینامیکی آن اثرات نرخ بارگذاری می‌باشد. مطالعات متنوعی در مورد تاثیر نرخ بارگذاری بر مقاومت دینامیکی بتن صورت گرفته است [۱۴-۱۶]. با این حال، تاثیر آب آزاد در ترک‌های بتن اغلب در تحقیقات گذشته نادیده گرفته شده است. بسیاری از سازه‌های بتنی مانند سدها و پایه‌های تکیه‌گاه پل اغلب در آب قرار دارند. بنابراین بتن می‌تواند به دلیل فشار آب و انواع مختلف عیوب اولیه بتن در حالت اشباع یا غیراشباع باشد. خواص مکانیکی استاتیکی و دینامیکی بتن ممکن است تحت تاثیر آب آزاد در عیوب بتن قرار گیرد. مطالعات بسیار کمی در مورد تاثیر اشباع بودن بر خواص استاتیکی و دینامیکی بتن یافت می‌شود. برای اطمینان از سرویس ایمن و تجزیه و تحلیل دقیق عملکرد دینامیکی سازه‌های هیدرولیک، انجام آزمایش‌های ویژه برای تجزیه و تحلیل خواص مکانیکی بتن در درجات مختلف اشباع و نرخ بارگذاری‌های مختلف بسیار مهم است.

مشاهدات تجربی نشان می‌دهد که خواص مکانیکی بتن مرطوب به طور قابل توجهی تحت تاثیر آب قرار می‌گیرد [۱۶، ۱۷، ۱۸]. برخی از محققان فرض کردند که سازه‌های بتنی زیر آب کاملاً از آب اشباع شده است [۲۱-۲۵]، در حالی که برخی دیگر بتن مرطوب را غیراشباع یا نیمه اشباع در نظر می‌گیرند [۲۴، ۲۵، ۱۶]. روسی^{۱۲} و همکاران در مجموعه‌ای از مطالعات از میله‌ی فشار هاپکینسون برای آزمایش مقاومت کششی بتن‌های مرطوب و خشک استفاده کردند. نرخ کرنش بالای ۰/۵ در ثانیه بود. بر اساس نتایج تجربی مبنی بر اینکه بتن مرطوب نسبت به بتن خشک نسبت به بارگذاری حساس‌تر است، نتایج کار آن‌ها نشان داد که آب آزاد در ترک‌های بتن باعث افزایش

¹² Rossi

استحکام کششی در نرخ کرنش بالا و انتشار داخلی بخار آب می شود همچنین اثر استفان برای استحکام کششی دینامیکی با توجه به نرخ کرنشی که ماده در معرض آن قرار می گرفت، کم و بیش غالب بود [۲۸-۳۰]. راس^{۱۳} و همکاران نمونه های بتن مرطوب، کاملاً خشک و نیمه خشک را برای تعیین اثرات رطوبت همراه با نرخ کرنش بر مقاومت های کششی و فشاری دینامیکی بتن آزمایش کردند. نرخ کرنش در آزمایشات آنها بالاتر از ۱ در ثانیه بود. مقاومت بتن نسبتاً خشک به نرخ کرنش کمتر از نرخ کرنش انتقالی (بین ۱ تا ۱۰ در ثانیه برای کشش، بین ۶۰ تا ۸۰ در ثانیه برای تراکم) نسبتاً غیر حساس بود، اما بتن مرطوب افزایش قابل توجهی برای مقاومت در نرخ های کرنش زیر نرخ های کرنش انتقالی نشان داد. راس و همکاران با توجه به این نتایج تجربی توضیح دادند که وجود رطوبت در بتن تمایل به تقویت اثرات اینرسی نمونه های مرطوب دارد و در نتیجه مقاومت ها بیشتر از نمونه های خشک است [۳۱]. کادونی^{۱۴} و همکاران از تکنیک های پیکینسون باندل برای به دست آوردن تأثیر آب آزاد داخل بتن بر حساسیت پاسخ کششی بتن استفاده کردند. نرخ بارگذاری دینامیکی آزمایش ۱ و ۱۰ در ثانیه بود و افزایش مقاومت کششی برای بارهای ضربه ای با افزایش رطوبت نسبی داخل بتن مشاهده شد. بر اساس مفاهیم انتشار موج، آنها یک توضیح فیزیکی برای نتایج تجربی ارائه کردند که عبارت از کاهش آسیب بتن با حفره ها و ریزترک های پر شده توسط آب بود [۳۲]. کاپلان^{۱۵} مقاومت فشاری دینامیکی بتن خشک و خمیر سیمان را با اشباع ۳۹٪، ۸۸٪ و ۹۶٪ آزمایش کرد. او دریافت که بتن خشک نسبت به نرخ بارگذاری حساس نیست. توضیح وی این بود که برخی از اثرات مطلوب توسط آب آزاد با نرخ بارگذاری بیشتر ایجاد می شود که باعث افزایش مقاومت دینامیکی بتن مرطوب می شود [۳۳].

اشباع شدگی بتن بدنه ی سد به دلیل حضور مخزن و نیز حضور ترک های میکروسکوپی تا ترک هایی در ابعاد بزرگ تر بسیار محتمل بوده که می تواند اثرات قابل توجهی بر رفتار سازه داشته باشد. مطالعات زیادی با در نظر گرفتن اثرات پارامترهای مختلف بر رفتار سدهای بتنی وزنی توسط محققان انجام گرفته است اما در این مطالعات تمرکز بیش تر محققان بر روی روش های مختلف آنالیز سدهای بتنی وزنی متمرکز بوده و اثرات اشباع شدگی بدنه ی سد و نیز تراز ارتفاعی اشباع شدگی بدنه ی سد بر نحوه ی رفتار دینامیکی سدهای بتنی وزنی مورد توجه قرار نگرفته است. از آنجایی که به دلیل تفاوت در مشخصات بتن اشباع و غیر اشباع اعم از مدول الاستیسیته، مقاومت فشاری، مقاومت کششی و... اشباع شدگی بدنه ی سد می تواند رفتار سازه در برابر بارهای اعمالی را تغییر دهد از این رو در مطالعه حاضر اثرات اشباع شدگی بخشی و یا کل بدنه ی سد برای ترازهای ارتفاعی مختلف مخزن مورد مطالعه قرار گرفته است. بدین منظور از سه تراز ارتفاعی مختلف برای مخزن پیرامونی استفاده شده است و پس از تعیین محیط اشباع و غیر اشباع بدنه ی سد برای هر کدام از ترازهای مخزن سد آنالیز لرزه ای خطی و غیر خطی سد بتنی وزنی کوینا انجام گرفته است.

۲- معادلات حاکم

۲-۱- شرایط مرزی و معادلات حاکم

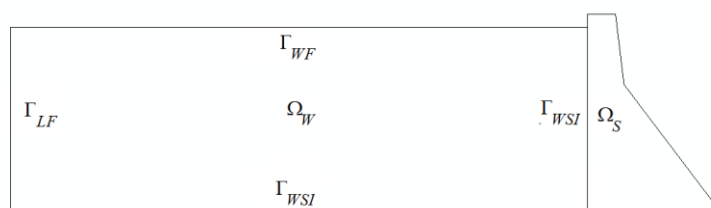
معادلات حاکم بر سیستم کوپل اندرکنش سازه و سیال و شرایط مرزی آن در شکل ۱ نشان داده شده است. در شکل مزبور حوزه ی سازه با Ω_s نشان داده شده است و شامل سازه ی سد می باشد، سیال نیز با Ω_w نشان داده شده است که شامل مخزن سد با مرز نامحدود می باشد. معادلات حاکم بر حوزه ی سازه بر پایه تغییر مکان و فرمولاسیون لاگرانژی^{۱۶} می باشد:

¹³ Ross

¹⁴ Cadoni

¹⁵ Kaplan

¹⁶ Lagrangian formulation



شکل ۱: سیستم کوپل اندرکنش آب و سازه و مرزهای پیرامونی

$$\nabla \cdot \sigma - \rho_s \ddot{u} = 0 \quad (1)$$

در رابطه بالا σ ، u و ρ_s به ترتیب تانسور تنش کوشی، بردار تغییرمکان و چگالی جامد می‌باشد. معادله حاکم بر حوزه سیال از فرمولاسیون اولبری^{۱۷} بر پایه فشار با فرض جابجایی‌های کوچک، غیرلزج بودن سیال صرفنظر از تغییرات زمانی و مکانی دانسیته‌ی آب استفاده می‌کند که بصورت زیر ارائه می‌شود [۳۴]:

$$\nabla^2 \cdot p - \frac{1}{c^2} \ddot{p} = 0 \quad (2)$$

در رابطه بالا P فشار سیال و C سرعت صوت در سیال می‌باشد. سه شرط مرزی اصلی برای سیال در شکل ۱ نشان داده شده است که عبارت از شرط مرزی سطح آزاد سیال Γ_{wf} ، شرط مرزی اندرکنش سازه و سیال Γ_{WSI} و شرط مرز دور Γ_{LF} می‌باشند.

۱-۱-۲ شرط مرزی سطح آزاد مخزن

برای سطح آزاد سیال با نادیده در نظر گرفتن نوسانات سطحی شرط مرزی $P=0$ می‌تواند برای مرز Γ_{wf} در نظر گرفته شود.

۲-۱-۲ شرط مرزی سطح اندرکنش سازه و سیال

شرط مرزی در مرز Γ_{WSI} با در نظر گرفتن عدم جریان در محل ارتباط سیال و سازه می‌تواند بصورت زیر نوشته شود:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_F \ddot{u}_n \quad (3)$$

که در رابطه بالا ρ_F جرم سیال، n بردار عمود بر مرز Γ_{WSI} می‌باشد. این مرز شامل قسمت بالادست سد می‌باشد. شایان ذکر است که فرض بر این است که وجوه جامد که با سیال در ارتباط می‌باشد غیرقابل نفوذ بوده و هیچ جذب موجی ندارند [۳۵].

۳-۱-۲ شرط مرزی سطح انتهای دور مخزن

در فرمولاسیون المان محدود، مرز نامحدود سیال باید در یک فاصله مناسب از محل اندرکنش سازه و سیال قطع شود و شرط مرزی انتقال دهنده باید به مرزهای انتهای قطع شده اختصاص داده شود تا امواج فشاری را که از سیستم دور می‌شود را جذب کند. این شرایط با استفاده از شرط مرزی سامرفیلد^{۱۸} بدست می‌آید [۳۶].

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{c} \dot{p} \quad (4)$$

¹⁷ Eulerian formulation

¹⁸ Sommerfeld

۲-۱-۴ شرط مرزی سطح اندرکنش سازه و فونداسیون

در محل تماس سیال و فونداسیون ممکن است به دلیل وجود رسوبات جذب موج صورت بگیرد از این رو شرط مرزی برای این قسمت به شکل زیر ارائه می‌شود [۳۷ و ۳۸]:

$$\frac{\partial p}{\partial n} - \frac{(1-\alpha)}{c(1+\alpha)} \dot{p} = -\rho_F \ddot{u}_n \quad (5)$$

در رابطه بالا n' و α به ترتیب بردار واحد نرمال بر سطح تماس سیال-فونداسیون و ضریب بازتاب موج که جذب کف مخزن را مشخص می‌کند می‌باشند. α به عنوان نسبت دامنه امواج فشار هیدرودینامیکی منعکس شده به امواج فشاری عمودی توسعه یافته از کف مخزن می‌باشد. که با معادله زیر نشان داده می‌شود [۳۸]:

$$\alpha = \frac{(1-q)}{(1+q)}, -1 \leq \alpha \leq 1 \quad (6)$$

$$q = \frac{\rho c}{\rho_r c_r} \quad (7)$$

$$c_r = \sqrt{\frac{E_r}{\rho_r}} \quad (8)$$

در روابط بالا E_r و ρ_r به ترتیب مدول یانگ^{۱۹} و چگالی مواد کف مخزن می‌باشند. همانطوری که در معادله (۶) ارائه شده است $-1 \leq \alpha \leq 1$ می‌باشد که به ترتیب بیش‌ترین و کم‌ترین مقدار برای فونداسیون صلب و فونداسیون خیلی نرم می‌باشد [۳۹].

۲-۲- معادلات المان محدود سد و مخزن

در مطالعه حاضر از روش المان محدود جهت آنالیز سازه و نیز در نظرگرفتن اندرکنش آب و سازه استفاده شده است. از آنجایی که تنها تغییر سیال فشار می‌باشد بایستی این فشار هیدرودینامیک $\{P\}$ از طریقی با بردار نیروهای وارده بر فصل مشترک سد- مخزن و مخزن- پی که همان $\{F_H\}$ می‌باشد مرتبط گردد که این ارتباط توسط ماتریس کوپله $\{Q\}$ برقرار می‌گردد که عبارت است از:

$$[Q]\{P\} = \{F_H\} \quad (9)$$

با استفاده از روش مانده‌های وزنی گالرکین و گسسته سازی، میدان فشار و تغییرمکان بصورت معادلات (۱۰) و (۱۱) ارائه می‌شود که در آن‌ها $[N]$ بردار توابع شکل و $\{P\}^e$ و $\{U\}^e$ بردارهای فشار و جابجایی گرهی می‌باشند. در نهایت معادلات المان محدود حاکم بر سیستم کوپل سازه-سیال می‌تواند به شکل رابطه‌ی (۱۲) نوشته شود.

$$\{P\} = [N]^P \{P\}^e \quad (10)$$

$$\{U\} = [N]^u \{u\}^e \quad (11)$$

¹⁹ Young modulus

$$\begin{bmatrix} [M] & 0 \\ \rho_w [Q]^T & [H] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \dot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C] & 0 \\ 0 & [D] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K] & -[Q] \\ 0 & [E] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_s \\ F_w \end{Bmatrix} \quad (12)$$

در روابط بالا M, C و K به ترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی سازه و H, D و E به ترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی حوزه سیال می‌باشند. F_s بردار نیروهای خارجی ناشی از شتاب زمین بر روی سازه بوده و F_w بردار نیروهای ناشی از حرکت زمین بر روی مرزهای اندرکنش آب و سازه و کل شتاب بر روی بقیه مرزها می‌باشد.

جهت مدلسازی اندرکنش بین سازه- مخزن پیرامونی، برای سیال و سازه در رویه‌هایی از آن‌ها که با یکدیگر در تماس هستند سطوحی تعریف می‌گردد. این سطوح سازه و سیال را با مشخصی‌های مختلف به یکدیگر مرتبط ساخته و فشار سیال را بصورت مستقیم حرکات سازه مرتبط می‌کند. برای این منظور یک سطح اصلی برای سازه و یک سطح پیرو برای سیال ساخته می‌شود. مقادیر فشار بر روی سطح پیرو بر اساس مقادیر درونیابی شده‌ی معادل آن بر روی سطح اصلی تعیین می‌شوند [۴۰ و ۴۱].

۳- مدل رفتاری بتن (CDP²⁰)

به منظور توصیف رفتار مکانیکی پیچیده‌ی مواد بتن در شرایط زلزله، مدل‌های رفتار متعددی از جمله مدل آسیب همسانگرد، مدل‌های آسیب ناهمسانگرد و مدل آسیب برای سدهای بتنی ثقیلی تحت اثر بارهای لرزه‌ای توسعه یافته‌اند [۴۲-۵۰]. در این مطالعه از مدل ساختاری پایه توسعه داده شده توسط لوبلینر^{۲۱} و همکارن [۴۴] و اصلاح شده توسط لی و فنوز^{۲۲} [۴۵] استفاده شده است. در این مدل توابع استحکام تک‌محوری به دو بخش تقسیم شده‌اند تا تغییر شکل دائمی (پلاستیک) و کاهش سختی (آسیب خرابی) را نشان دهند. در این حالت فرض بر این است که مکانیسم اصلی شکست مصالح بتن برای ترک کششی و خرد شدن فشاری وجود دارد.

۳-۱- معیار آسیب

در تئوری فزاینده پلاستیسیته، تانسور کرنش کل ε به دو بخش الاستیک ε^e و پلاستیک ε^p تجزیه می‌گردد، که برای الاستیسیته‌ی خطی با رابطه‌ی زیر مشخص می‌شود:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (13)$$

با فرض اینکه در زمان t برای حالت مساله غیرخطی با متغیرهای محلی $\varepsilon^e, \varepsilon^p, k$ مشخصات تانسور تنش با رابطه‌ی زیر مشخص می‌گردد:

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} = (1-d)E_0(\varepsilon - \varepsilon^p) \text{ and } \rightarrow d = d(k) \quad (14)$$

که در رابطه‌ی بالا E_0 مدول الاستیسیته‌ی اولیه مصالح (بدون ترک خوردگی)، d متغیر اسکالر کاهش سختی است که می‌تواند از مقدار ۰ (بدون آسیب) تا مقدار ۱ (آسیب کامل) را اختیار کند. بنابراین آسیب مربوط به مکانیسم‌های شکست بتن (ترک خوردگی و خردشدگی) منجر به کاهش سختی الاستیک می‌گردد که فرض می‌شود تابعی از مجموعه‌ای از متغیر داخلی k متشکل از متغیرهای آسیب کششی و فشاری است به عبارت بهتر $k = \{k_t, k_c\}$. توابع آسیب در کشش dt و در فشار dc توابع غیرخطی هستند که با مقایسه پاسخ تک‌محوری با داده‌های تجربی محاسبه می‌شوند. با پیروی از مفاهیم معمول مکانیک آسیب پیوسته، تنش موثر $\bar{\sigma}$ به این صورت تعریف می‌شود:

²⁰ Concrete Damage Plasticity

²¹ Lubliner

²² Lee&Fenves

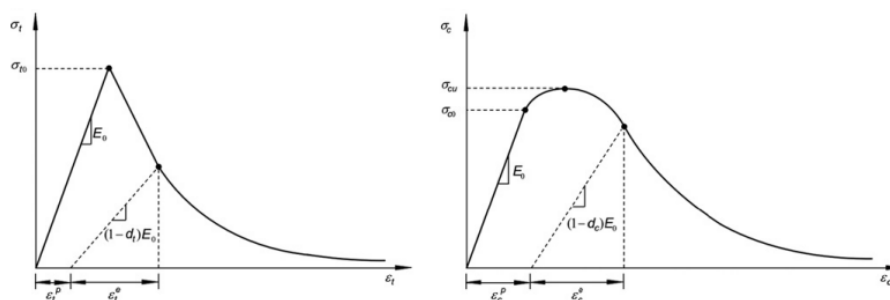
$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{(1-d)} = E_0(\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (15)$$

به طور مشابه، اولین متغیر تنش مؤثر \bar{I}_1 و دومین متغیر ثابت تنش انحرافی مؤثر \bar{J}_2 بر حسب تانسور تنش مؤثر تعریف می‌شوند.

$$\bar{I}_1 = \bar{\sigma}_{ij} \quad (16)$$

$$\bar{J}_2 = \frac{1}{2} \bar{S}_{ij} \bar{S}_{ij} \quad (17)$$

که در آن \bar{S}_{ij} تانسور تنش انحرافی مؤثر است.



شکل ۲: پاسخ بتن تحت فشار و کشش تک محوری [۸]

همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده است، منحنی‌های کرنش ترک‌خوردگی تنش برای کشش تک‌محوری و کرنش خردشدگی تنش در فشار تک‌محوری برای تعریف رفتارهای الاستیک، پلاستیک و آسیب مورد نیاز است. روابط تنش-کرنش تحت کشش تک‌محوری و بارگذاری فشاری بصورت زیر تعریف می‌گردند:

$$\sigma_t = (1-d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^p) \quad (18)$$

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^p) \quad (19)$$

۲-۳- معیار تسلیم

تابع تسلیم پیشنهاد شده توسط لوبلینر و همکاران [۴۴] و توسط لی و فنوز [۴۵] اصلاح شده است. مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن (CDP) از شرایط تسلیم برای محاسبه تغییرات مختلف مقاومت تحت کشش و فشار استفاده می‌کند. از ترم تنش‌های مؤثر، تابع تسلیم به صورت زیر ارائه می‌گردد:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^p) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^p) \leq 0 \quad (20)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{bc} / \sigma_{c0} - 1}{2\sigma_{b0} / \sigma_{c0} - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (21)$$

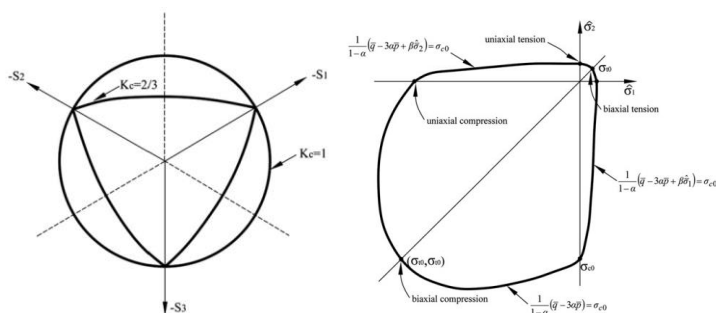
$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^p)}{\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^p)} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (22)$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1} \quad (23)$$

$$\bar{p} = -\frac{\bar{\sigma}}{3} : I \quad (24)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{S} : \bar{S}} \quad (25)$$

در روابط بالا α و β ضرایب ثابت بدون بعد مصالح هستند، $\hat{\sigma}_{\max}$ حداکثر مقدار ویژه جبری $\bar{\sigma}$ ، σ_{b0} مقاومت فشاری بتن تحت بارگذاری دومحوری برابر و σ_{c0} تنش تسلیم فشاری اولیه است. $\bar{\sigma}_t$ و $\bar{\sigma}_c$ به ترتیب تنش‌های پیوستگی موثر فشاری و کششی هستند. $\bar{\epsilon}_t^p$ و $\bar{\epsilon}_c^p$ به ترتیب کرنش فشاری و کششی معادل هستند. K_c نسبت مقاومت فشاری دو محوره به فشار سه محوره است. \bar{p} نشانگر فشار هیدرودینامیکی موثر می‌باشد. \bar{q} تنش موثر معادل Mises و \bar{S} بخش انحرافی تانسور تنش موثر $\bar{\sigma}$ می‌باشد. سطوح تسلیم معمولی در صفحه انحرافی و شکل اولیه سطح تسلیم را در فضای تنش صفحه‌ای اصلی در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳: سطح تسلیم معمولی در صفحه‌ای انحرافی و سطح تسلیم در تنش صفحه‌ای اصلی [۸]

۳-۳- قانون جریان

نرخ کرنش پلاستیک توسط قانون جریان ارزیابی می‌شود که توسط یک تابع پتانسیل پلاستیک اسکالر، G تعریف می‌شود. در طول پلاستیک شدن، قانون جریان پلاستیک نرمال از طریق رابطه‌ی زیر اعمال می‌گردد:

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (26)$$

که در آن λ یک تابع غیر منفی است که به عنوان پارامتر سازگاری پلاستیک شناخته می‌شود. تابع هذلولی دراکر-پراگر به عنوان تابع پتانسیل پلاستیکی استفاده می‌شود:

$$G = \sqrt{(\exists \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (27)$$

که در آن ψ زاویه اتساع اندازه‌گیری شده در صفحه p - q در فشار محدود بالا است، σ_{t0} تنش کششی تک‌محوری در هنگام شکست و \exists پارامتری است که به عنوان خروج از مرکز نامیده می‌شود که نرخ نزدیک شدن تابع به مجانب تعریف شده توسط ψ را تعیین می‌کند (از آنجایی که خروج از مرکز به سمت صفر می‌رود پتانسیل جریان به سمت یک خط مستقیم میل می‌کند). این پتانسیل جریان که پیوسته و نرم است تضمین می‌کند که جهت جریان به طور منحصر به فرد تعریف شده است.

۳-۴- شاخص‌های آسیب تجمعی

در میان بسیاری از پارامترهای پاسخ سازه، توجه به پارامترهایی معطوف است که قادر به انعکاس آسیب سازه هستند. پارامترهای موجود در ادبیات که میزان آسیب لرزه‌ای را تعیین می‌کنند را می‌توان به شاخص‌های آسیب مبتنی بر شکل‌پذیری، مودال و شاخص‌های آسیب مبتنی بر انرژی طبقه‌بندی کرد [۵۱]. تلاش‌های قابل‌توجهی برای نشان دادن سطح خسارت با استفاده از شاخص‌های خسارت صورت گرفته است که قادر به تعیین عددی درجه‌ی آسیب هستند. رویکرد مبتنی بر نیرو و رویکرد مبتنی بر جابجایی [۵۲] در مقررات لرزه‌ای کنونی معرفی شده‌اند و در نظر گرفته می‌شوند که اهداف عملکردی تعیین‌شده را تضمین کنند. با این حال، طیف‌های مقاومت غیرالاستیک و طیف‌های جابجایی غیرالاستیک فقط در حداکثر تقاضای شکل‌پذیری و یا جابجایی قابل توجه هستند و هیچ اطلاعاتی در مورد اثرات آسیب تجمعی ارائه نمی‌دهند [۵۳ و ۵۴]. ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سازه‌هایی که به پدیده‌ی آسیب تجمعی حساس نیستند را می‌توان با استفاده از معیار شناخته‌شده‌ی شکل‌پذیری انجام داد [۵۵]:

$$D_u = (\mu - 1) / (\mu_{1,abw} - 1) = \Delta x_{\max} / \Delta x_{\max,abw} < 1 \quad (28)$$

که در آن D_m شاخص شکل‌پذیری، $\Delta x_{\max} = x_{\max} - x_y$ بیشینه تجاوز تغییرمکان پلاستیک است (x_{\max} بیشینه تغییرمکان و x_y تغییرمکان در محدوده‌ی الاستیک می‌باشند). $\Delta x_{1,abw} = x_{1,abw} - x_y$ تجاوز نهایی تغییرمکان پلاستیک می‌باشد.

جدا از شاخص شکل‌پذیری که قبلاً ذکر شد، شاخص‌های آسیب پرکاربرد عبارتند از: شاخص آسیب آنگ و پارک^{۲۳}، شاخص انرژی هیسترتیک و شاخص خستگی چرخه‌ی پایین [۵۴]. اما فرمول پیشنهادی فقط برای سیستم‌هایی که سختی کرنش ناچیز یا کم را در میدان غیرخطی نشان می‌دهند قابل استفاده است. بیان تحلیلی شاخص پارک و آنگ، $D_{P\&A}$ به شرح ذیل است [۵۶]:

$$D_{P\&A} = \frac{x_{\max}}{x_{1,abw}} + \beta \frac{E_H}{F_y x_{1,abw}} \quad (29)$$

در رابطه‌ی بالا x_{\max} نشانگر بیشینه تغییرمکان، $x_{1,abw}$ تغییرمکان نهایی، β یک ثابت تجربی است که به خصوصیات سازه بستگی دارد (مقادیر تجربی β بین مقادیر $-0/3$ و $+1/2$ با میانگین مقدار حدود $0/15$ است) [۵۳]. E_H انرژی هیستریزیس و F_y مقاومت الاستیک می‌باشد. هم‌حداکثر جابجایی پلاستیک و هم انرژی تلف شده پلاستیک را می‌توان در شاخص در نظر گرفت. اما ارزیابی تجربی پارامتر β بسیار سخت بوده و روش مناسبی برای آن به خوبی بیان نشده است. محدودیت دیگر ترکیب خطی شکل‌پذیری و انرژی در یک مساله غیرخطی مرتبه‌ی بالا می‌باشد. رویکرد دیگر مبتنی بر تجمع آسیب ناشی از بارگذاری چرخه‌ای است که معمولاً با معرفی قانون خستگی سیکل-پایین مدلسازی می‌گردد. برای بیان تحلیلی شاخص خستگی سیکل-پایین، D_f ، از رابطه‌ی زیر استفاده می‌گردد:

$$D_f = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\mu_i - 1}{\mu_{1,abw} - 1} \right)^b = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta x_i}{\Delta x_{1,abw}} \right)^b \quad (30)$$

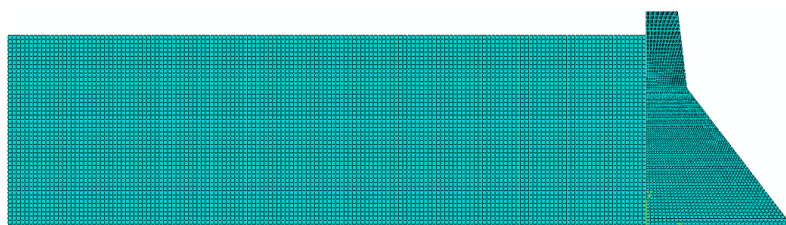
که در آن b یک پارامتر آسیب تجربی است. مقدار در نظر گرفته شده توسط این شاخص آسیب تنها از طریق ثابت b تعریف می‌شود که به نوع سازه، مواد و تعداد جابجایی‌های پلاستیک مختلف بستگی دارد. مقادیر معمول b را می‌توان از طریق داده‌های تجربی به دست آورد، به طور عمده در مورد سازه‌های فولادی و سازه‌های RC در نظر گرفته می‌شود (۱/۸-۱/۶). همچنین در تجزیه و تحلیل خسارت،

²³ Park&Ang

گاهی اوقات مقدار محافظه کارانه $1/5$ در نظر گرفته می شود [۵۷]. با این حال، بدست آوردن پارامتر تجربی b برای سازه‌ی سد بسیار دشوار است. در این مطالعه اثرات زلزله بر روی سد بتنی با در نظر گرفتن اثرات اشباع‌شدگی بتن سد مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. در این مدل‌سازی آسیب کلی بصورت میانگین وزن دار آسیب محلی در انتهای هر المان بدست آمده است که انرژی تلف شده به عنوان تابعی از وزن در نظر گرفته شده است [۸].

۴- مدل‌سازی

در این مطالعه سد بتنی‌وزنی کوینا برای حالات مختلف حضور مخزن و در نظر گرفتن اثرات اشباع‌شدگی بتن و بدون آن مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفته است. برای مدل‌سازی و آنالیز از نرم‌افزار المان محدود آباکوس استفاده شده است. المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی بدنه‌ی سد المان هشت گرهی کرنش مسطح می‌باشد همچنین برای مدل‌سازی مخزن از المان ۴ گرهی استفاده شده است. به دلیل مش‌بندی متفاوت در حالات مختلف حضور مخزن پیرامونی و اشباع یا عدم اشباع‌شدگی تعداد المان‌های اختصاص یافته متفاوت می‌باشد که کمینه مقدار تعداد المان تخصیص یافته برای مدل‌های ساخته شده برای بدنه‌ی سد ۲۸۷۰ عدد المان هشت گرهی می‌باشد. در شکل ۴ نمونه‌ای از مش بندی مخزن و بدنه‌ی سد برای مدل صحت‌سنجی شده و مخزن با تراز ارتفاعی $91/75$ متر ارائه شده است.



شکل ۴: مدل المان محدود سد بتنی و مخزن با تراز $91/75$ متر

در ادامه در جدول ۱ و ۲ به ترتیب مشخصات مصالح مورد استفاده برای بدنه‌ی سد در حالت غیراشباع و مشخصات آب مخزن ارائه شده است. همچنین در این مطالعه برای حالت ارزیابی دینامیکی، مقاومت دینامیکی کششی و فشاری به ترتیب با در نظر گرفتن ضرایب $1/3$ و $1/5$ و مدول الاستیسیته با ضریب $1/25$ در آنالیزها برای حالات غیر اشباع و اشباع اعمال گردیده‌اند.

تغییرات مشخصات بتن با در نظر گرفتن اشباع‌شدگی بتن همانطوریکه قبلاً ذکر شد در مطالعات زیادی مورد بررسی قرار گرفته است. وانگ^{۲۴} و همکاران در سال ۲۰۰۷ اثرات آب را بر رفتار بتن در حالت خشک و کاملاً اشباع مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها در این مطالعه سه نرخ بارگذاری که شامل محدوده‌ی استاتیکی (10^{-2} * ۲ مگاپاسکال بر ثانیه)، محدوده‌ی لرزه‌ای (۲ مگاپاسکال بر ثانیه) و محدوده‌ی ضربه‌ای (۲۰ مگاپاسکال بر ثانیه) را در نظر گرفتند. نتایج کار آن‌ها نشان از کاهش مقدار بیشینه مقاومت کششی استاتیکی و افزایش مقاومت کششی لرزه‌ای و ضربه‌ای داشت. مقادیر تغییرات بیشینه تنش کششی استاتیکی، لرزه‌ای و ضربه‌ای به ترتیب برابر با $4/35$ ، $8/85$ و $40/2$ درصد بود. نتایج کار آن‌ها نشان می‌دهد که اثرات نرخ کرنش و شدت بارگذاری بر افزایش بیشینه مقدار مقاومت کششی تاثیر بسزایی دارد. دلیل این موضوع عدم امکان تغییر سطح شکست بتن به دلیل زمان کم در حالت دینامیکی نسبت به حالت استاتیکی است که مسیر شکست به دلیل نرخ سریع بارگذاری امکان عبور از ضعیف‌ترین مسیر را از دست می‌دهد و سنگ دانه‌های درشت بیش‌تری در امتداد سطح شکست در حالت نمونه‌های مرطوب شکسته می‌شوند. آن‌ها همچنین در این مطالعه مقادیر بیشینه مقاومت فشاری، کرنش نهایی و مدول الاستیسیته را برای حالت اشباع و خشک با نرخ کرنش بارگذاری 10^{-6} (حالت استاتیکی) و 10^{-4} (نرخ کرنش تقریباً متناسب با بارگذاری لرزه‌ای) را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج کار آن‌ها نشان از این دارد که برای حالت استاتیکی مقدار تنش فشاری، کرنش بحرانی

²⁴ Wang

و مدول الاستیسیته در حالت اشباع نسبت به حالت خشک به ترتیب $۵/۵۶$ ، $۱۲/۱۲$ - و $۱۹/۵۷$ + تغییر می‌کند. برای حالت لرزه‌ای این مقادیر به ترتیب برابر با $۸/۳۳$ ، $۱۷/۱۸$ - و $۳۰/۹۴$ + درصد می‌باشد. که نشانگر کاهش مقادیر تنش و کرنش نهایی برای حالت استاتیکی و افزایش تنش و کاهش کرنش نهایی برای حالت لرزه‌ای است [۲۴]. وانگ^{۲۵} و همکاران در سال ۲۰۱۶ مطالعه‌ی دیگری را برای اثرات آب آزاد بر روی پاسخ دینامیکی بتن سد تحت اثر رفتار دومحوری مورد انجام دادند. آن‌ها نشان دادند که اثر نرخ کرنش بر مقاومت بتن اشباع بیش-تر از بتن خشک در فشار محدود جانبی است که نشان از حساسیت بتن اشباع نسبت به بتن خشک است. آن‌ها در این مطالعه از نرخ کرنش $۱۰^{-۵}$ تا $۱۰^{-۲}$ در ثانیه استفاده کردند که می‌تواند محدوده‌ی بارگذاری استاتیکی تا بارگذاری لرزه‌ای را پوشش دهد. نتایج کار آن‌ها نشان داد که برای بارگذاری $۱۰^{-۵}$ ، $۱۰^{-۴}$ ، $۱۰^{-۳}$ و $۱۰^{-۲}$ در ثانیه مقادیر تغییرات تنش اصلی به ترتیب برابر با $۲۱/۸$ ، $۱۵/۹$ ، $۸/۰۰$ + و $۱۲/۰۴$ + درصد می‌باشد که نشانگر اثرات اشباع‌شدگی بر کاهش بیشینه مقدار مقاومت استاتیکی و دینامیکی دارد [۲۶]. همچنین در مطالعات انجام گرفته محققان نشان دادند که اشباع‌شدگی بتن تاثیر چندانی بر روی ضریب پواسون نداشته و می‌توان از ضریب پواسون بتن غیراشباع برای بتن اشباع بهره گرفت همچنین در مطالعه مذکور مقدار تغییر در چگالی بین بتن اشباع و غیراشباع برای نسبت وزنی آب در بتن اشباع $۴/۸$ نسبت به بتن غیراشباع $۰/۳$ گزارش شده است [۵۸]. از آنجایی که تغییرات در نظر گرفته شده در مطالعات انجام گرفته برای بتن اشباع و خشک می‌باشد و مشخصات مصالحی که در مراجع برای بتن سد کوینا ارائه شده است مقدار اشباع‌شدگی مشخصی ندارد از این رو در این مطالعه با توجه به نتایج ارائه شده در مراجع [۲۲، ۲۶ و ۵۸] و فرض اینکه تغییرات رخ داده بین بتن اشباع و بتن غیراشباع در بین درصدهای ارائه شده توسط محققان مزبور برای بتن خشک و اشباع می‌باشد و از طرفی با انجام محاسبات مربوط به کرنش‌های بحرانی، در ادامه در جدول ۳ مقادیر درصدهای اعمالی برای تغییرات مقاومت کششی، فشاری، مدول الاستیسیته، کرنش‌های بحرانی و ضریب پواسون ارائه شده است.

جدول ۱: مشخصات بتن بدنه‌ی سد برای حالت غیر اشباع

Dam characteristics[7]						
Density (kg/m ³)	Modulus of Elasticity GPA	Poisson Coefficient	ft(MPa)	fc(MPa)	ψ	
2643	31	0.2	2/9	24.1	36.31	

جدول ۲: مشخصات آب مخزن

Fluid characteristics		
Density (kg/m ³)	Bulk Modulus (kg/m ³)	Viscosity (N.s/m ²)
1000	2068.5	1.13×10^{-3}

جدول ۳: درصد تغییرات برای مشخصات بتن اشباع

Parameter	Fc	Ft	Edy	Compression Strain	Tension Strain	Poisson	Density
Percent Of Change	+8.33%	+8.84%	+31%	-17.64%	-16.92%	0	+2.4%

۵- صحت سنجی

در این مطالعه برای ارزیابی رفتار دینامیکی سد جهت اعمال میرایی از روش میرایی رایلی با استفاده شده است که در رابطه‌ی (۳۱) ارائه شده است. در رابطه‌ی مزبور، $[C]$ ماتریس میرایی، $[M]$ ماتریس جرم، $[K]$ ماتریس سختی، α ضریب بیانگر نیروهای میرایی از سرعت مطلق و β ضریب بیانگر میرایی متناسب با نرخ کرنش است.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (31)$$

برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی لازم است که ضرایب α و β تعیین گردند. برای بدست آوردن ضرایب میرایی رابلی از روابط زیر استفاده شده است در این روابط ξ میرایی مصالح است که در این مطالعه برابر با ۵ درصد در نظر گرفته شده است:

$$\xi = \alpha / 2\omega_1 + \beta\omega_1 / 2 \quad (32)$$

با توجه به دو فرکانس زاویه‌ای اصلی بدست آمده از تحلیل مودال و در نظر گرفتن درصد میرایی ثابت برای مصالح، روابط زیر قابل تعریف هستند:

$$\xi = \alpha / 2\omega_1 + \beta\omega_1 / 2 \quad (33)$$

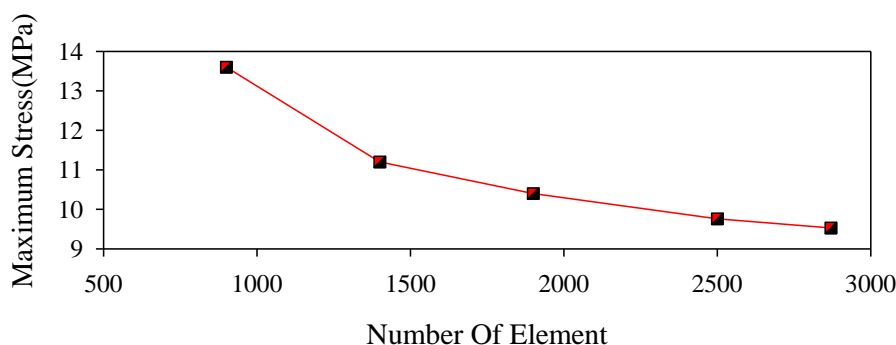
$$\xi = \alpha / 2\omega_2 + \beta\omega_2 / 2 \quad (34)$$

با در نظر گرفتن روابط بالا مقادیر ضرایب میرایی بصورت زیر حاصل می‌گردد:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{(\omega_1 + \omega_2)} \quad (35)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{(\omega_1 + \omega_2)} \quad (36)$$

در ادامه ابتدا یک آنالیز حساسیت برای جهت دستیابی به اندازه المان‌ها و دقت مناسب جهت مش بندی مدل انجام گرفته است. با توجه به شکل ۵ مشخص می‌گردد که با افزایش تعداد المان‌های بدنه‌ی سد به بیش از ۲۵۰۰ المان مقدار بیشینه تنش اصلی اول برای مدل سد با مخزن پر در حالت غیراشباع به زیر ۳ درصد می‌رسد که نشانگر مناسب بودن تعداد المان‌های بدنه‌ی سد با تعداد بیش از ۲۵۰۰ المان می‌باشد. همانطوریکه ذکر شد کمینه مقدار المان مورد استفاده در بدنه‌ی سد برای حالت غیراشباع و مقدار آن برابر با ۲۸۷۰ المان چهارگره‌ی می‌باشد همچنین تعداد المان‌های استفاده شده برای مخزن در ترازهای ارتفاعی ۳۹، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متری به ترتیب برابر با ۷۹۸۲ و ۵۱۵۳، ۳۰۲۲ عدد المان می‌باشد.



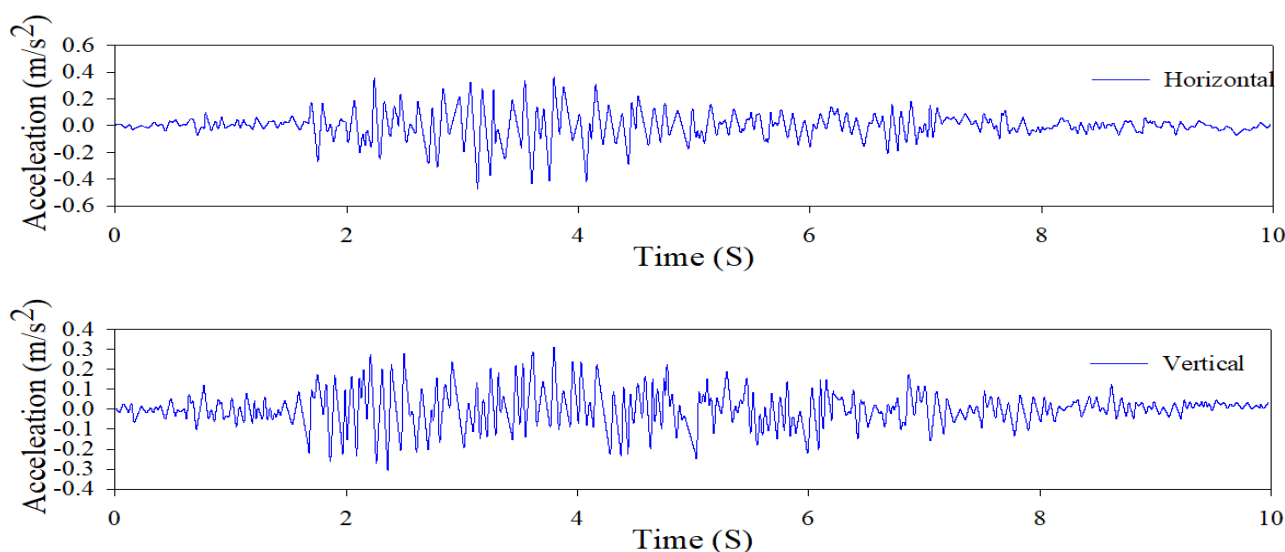
شکل ۵: تغییرات بیشینه تنش اصلی اول با افزایش المان‌های بدنه‌ی سد

در ادامه جهت صحت سنجی مدل با استفاده از تحلیل فرکانسی برای سد بدون مخزن ۵ مود اول در جدول ۴ ارائه شده است. با توجه به جدول مزبور مشخص می‌گردد که دقت خوبی بین نتایج آنالیز فرکانسی ناشی از مدل ساخته شده در این مطالعه و مرجع [۵۹] وجود دارد.

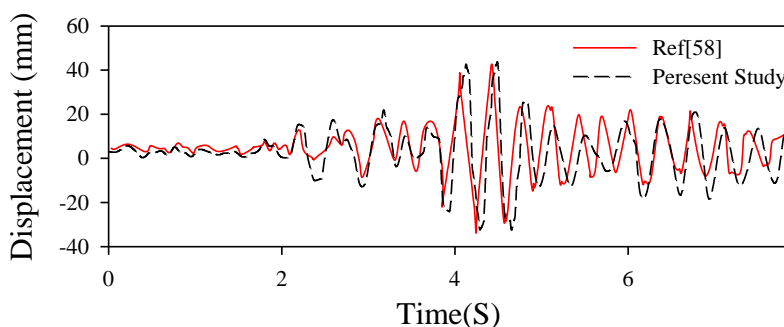
جدول ۴: نتایج آنالیز فرکانسی مطالعه حاضر و مرجع [۵۹]

Frequency	Mode Number				
	Present work	1	2	3	4
	3.078	8.22	10.82	15.96	24.26
Ref[59]	3.08	8.23	10.82	15.98	24.27

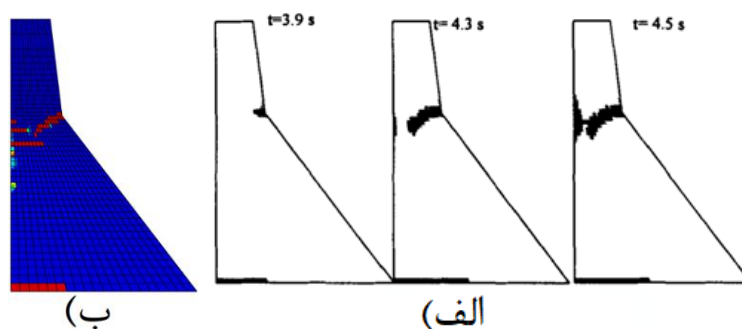
در ادامه جهت ارزیابی بهتر مدل‌سازی انجام گرفته نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۹۱/۷۵ متری برای تحلیل حاضر و مرجع [۶۰] انجام گرفته است با توجه به اشکال ۷ و ۸ مشخص می‌گردد که انطباق مناسبی بین دو مطالعه وجود داشته از این رو می‌توان از روش مدل‌سازی استفاده شده برای صحت سنجی جهت مدل‌سازی سایر مدل‌ها استفاده کرد. مقدار بیشینه اختلاف میان بیشینه و کمینه تغییرمکان افقی بدست آمده در این مطالعه و مرجع [۶۰] کم‌تر از ۸ درصد می‌باشد که نشانگر مناسب بودن دقت مدل‌سازی می‌باشد.



شکل ۶: مولفه‌های شتاب افقی و قائم زلزله‌ی کوبینا



شکل ۷: تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان تاج سد در تحقیق حاضر و مرجع [۶۰]

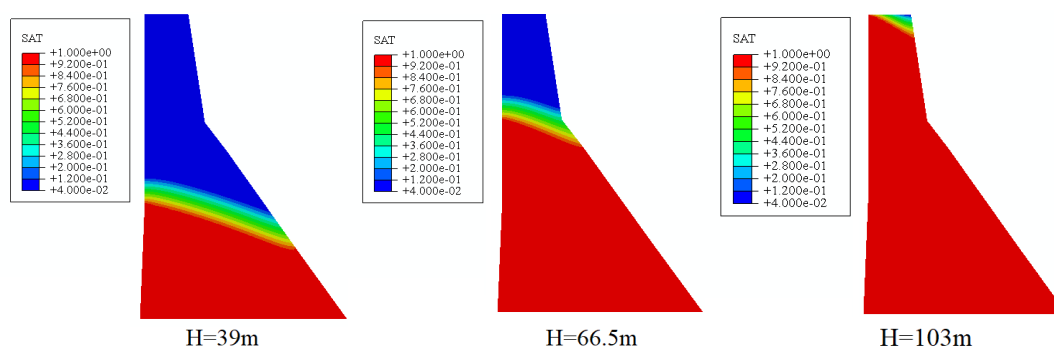


شکل ۸: شکل آسیب سد کوینا. (الف) مرجع [۶۰] (ب) تحقیق حاضر

۶- آنالیزها

۶-۱- تعیین مرز اشباع

در این قسمت با استفاده از قابلیت نرم‌افزار آباکوس برای تعیین مرز بین محیط اشباع و غیراشباع و با فرض اینکه در دراز مدت امکان نشر آب از مرز بالادست به پایین دست سد بتنی وزنی وجود داشته باشد مرز بین قسمت اشباع و غیراشباع بدنه‌ی سد ارزیابی شده است. برای مدلسازی تراوش از بدنه‌ی سد در این حالت از المان CPE8RP که یک المان ۸ گرهی استفاده شده است. این المان یک المان با مشخصات کرنش صفحه‌ای با جابجایی درجه‌ی دو، فشار منفذی دوخطی و انتگرال‌گیری کاهش یافته است. پس از صحت‌سنجی مدل با تراز ارتفاعی سیال برابر با ۹۱/۷۵ متر، ۳ تراز ارتفاعی برای مخزن سد با ارتفاع ۳۹، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متر انتخاب شده است. برای هر کدام از ترازهای ارتفاعی ذکر شده خط فریاتیکی و مرز بین محیط اشباع و غیراشباع بدست آمده و در شکل ۹ ارائه شده است.



شکل ۹: مرز بین محیط اشباع و غیراشباع در برای ترازهای مختلف ارتفاعی مخزن

۶-۲- آنالیز خطی و غیرخطی

در این قسمت نتایج آنالیز خطی برای سد بتنی وزنی کوینا با شرایط ارتفاعی مختلف مخزن و نیز شرایط سد با بدنه‌ی غیراشباع و سد با محیط اشباع و غیراشباع مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. در جدول ۵ نتایج بیشینه تغییرمکان‌ها و تنش‌های اصلی سد برای حالات مورد مطالعه‌ی سد ارائه شده است. با توجه به جدول مزبور مشاهده می‌گردد که برای حالاتی که قسمتی از بدنه‌ی سد اشباع شده است مقادیر بیشینه تغییرمکان افقی و بیشینه تغییرمکان قائم نسبت به حالت سد با بدنه‌ی غیراشباع کاهش پیدا کرده است. همچنین با توجه به جدول ۵ مشخص می‌گردد که کاهش مقادیر بیشینه تغییرمکان‌های افقی با افزایش تراز ارتفاعی محیط اشباع شده‌ی بدنه‌ی سد ابتدا افزایش پیدا کرده و سپس اثرات اشباع‌شدگی بر پاسخ بیشینه تغییرمکان دوباره کاهش پیدا می‌کند. مقادیر بیشینه کاهش تغییرمکان

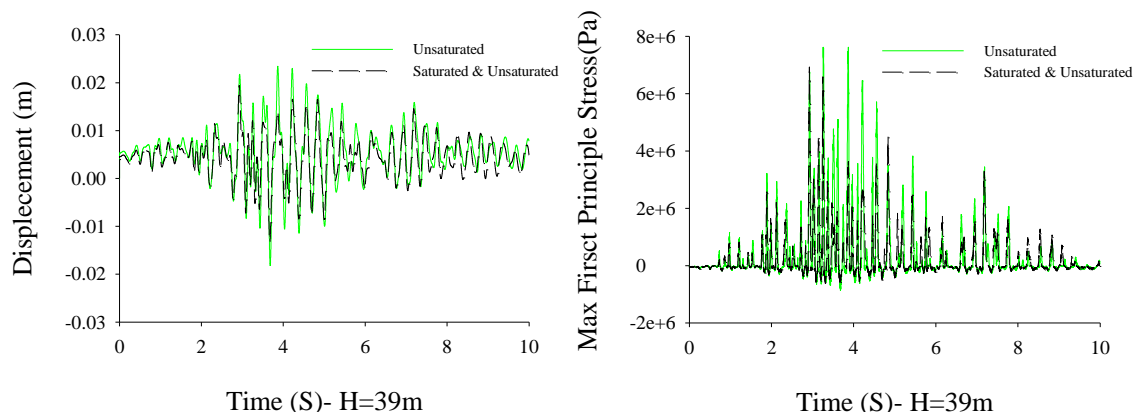
افقی برای حالات حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۳۹، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متری به ترتیب برابر با ۱۷/۳۴، ۲۴/۰۰ و ۱۷/۳۰ درصد می باشد مقادیر این کاهش برای تغییر مکان قائم نیز به ترتیب برابر با ۱۸/۱۷، ۲۱/۳۶ و ۴/۱۹ درصد می باشد. همچنین با توجه به جدول مزبور مشخص می گردد که برای حالتی که تراز ارتفاعی مخزن تا ۳۹ متر می باشد اشباع شدگی بخشی از بدنه ی سد در این تراز ارتفاعی سبب کاهش ۱۰ درصدی در مقدار بیشینه تنش اصلی اول می گردد. با افزایش تراز ارتفاعی مخزن به ۶۶/۵ متر مقدار بیشینه تنش اصلی اول که در محل شکستگی پایین دست اتفاق می افتد تغییر محسوسی نمی کند. در نهایت با افزایش تراز ارتفاعی مخزن به ۱۰۳ متری مقدار تنش اصلی اول که در محل پاشنه ی سد رخ داده است برای سد با یک محیط تقریباً اشباع افزایش می یابد. برای تنش اصلی سوم نیز با افزایش تراز ارتفاعی مخزن اثرات مثبت اشباع شدگی بدنه ی سد بر کاهش بیشینه مقدار این تنش کم تر می گردد و حتی برای حالت سد با تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری مقدار بیشینه تنش اصلی سوم در حالت سد با محیط اشباع و نیمه اشباع نسبت به سد با محیط اشباع افزایش می یابد.

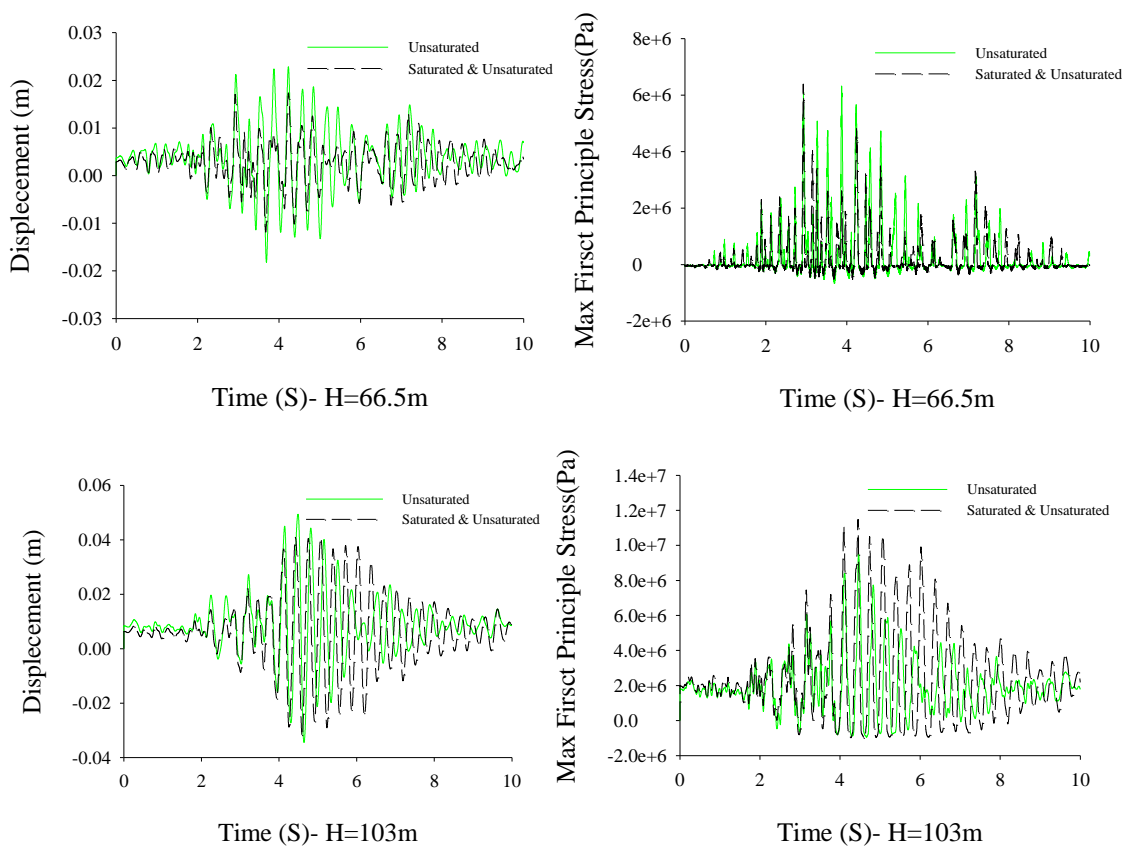
جدول ۵: نتایج آنالیز لرزه ای خطی برای سد با محیط غیر اشباع و محیط اشباع و غیر اشباع همزمان

تراز مخزن		UX(Cm)	POC%	UY(Cm)	POC%	Smax(MPa)	POC%	Smin(MPa)	POC%
H=39m	Unsat	2.335		0.93		7.43		10.29	
	Sat&Unsat	1.930	-17.34	0.761	-18.17	6.68	-10.10	7.31	-28.96
H=66.5m	Unsat	2.287		0.927		6.116		8.05	
	Sat&Unsat	1.738	-24.00	0.729	-21.36	6.117	0.00	6.11	-24.00
H=103m	Unsat	4.94		1.169		9.529		13.73	
	Sat&Unsat	4.085	-17.30	1.12	-4.19	11.47	+20.37	15.19	+10.60

POC: Percent of Change

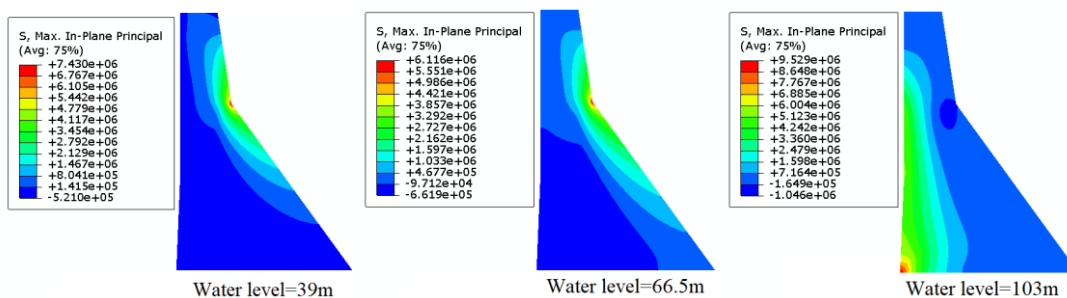
در شکل ۱۰ تاریخچه ی زمانی تغییر مکان افقی تاج سد و نیز تاریخچه ی زمانی تنش اصلی اول برای ترازهای مورد بررسی و نقاطی از سد که بیشینه تنش های اصلی اول در این نقاط رخ می دهد ارائه شده است. مطابق جدول ۵ و شکل ۱۰ همانطوریکه ذکر شد با حضور محیط اشباع برای حالت های سد با تراز مخزن ۳۹ و ۶۶/۵ متری سبب کاهش بیشینه تغییر مکان افقی و تنش اصلی اول می گردد اما برای مخزن با تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری هر چند مقادیر تغییر مکان های سازه کاهش پیدا می کند اما شاهد افزایش بیشینه مقدار تنش اصلی اول که در پاشنه سد رخ داد است می باشیم که این به دلیل اثرات تغییرات مشخصات مصالح و نیز تغییرات در شکل پاسخ سازه در شرایط اشباع می باشد.



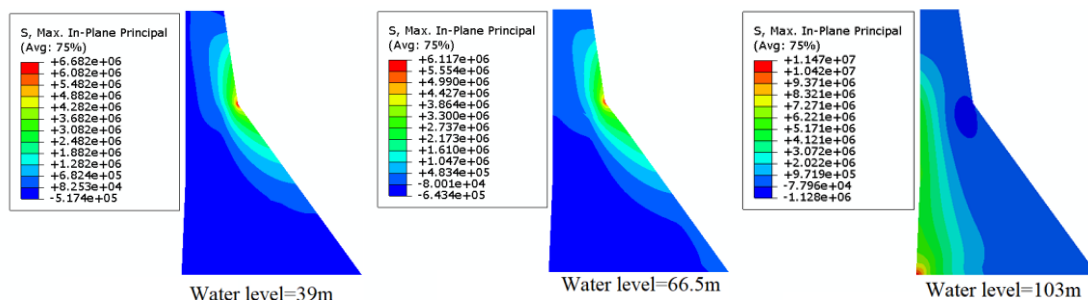


شکل ۱۰: تاریخچه زمانی بیشینه تغییر مکان افقی و بیشینه تنش اصلی اول در بدنه‌ی سد در حالت خطی.

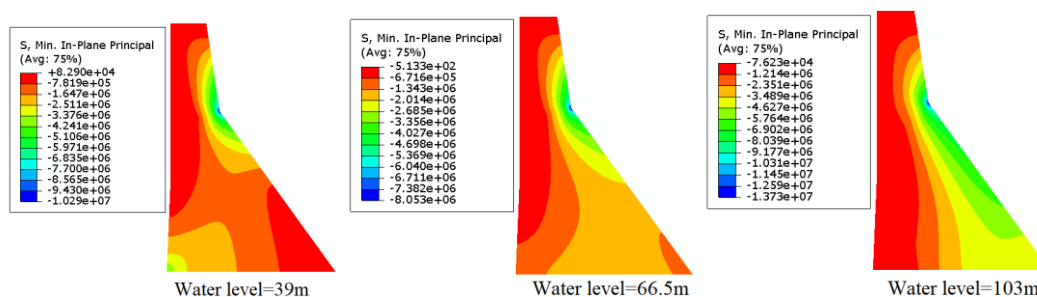
در ادامه در شکل ۱۱ پوش تنش اصلی اول و سوم برای سد با محیط غیراشباع و سد با محیط اشباع و همزمان، ارائه شده است که نشانگر عدم تاثیرات اشباع‌شدگی بدنه‌ی سد در تغییر محل رخداد بیشینه و کمینه تنش‌ها داشته اما مقادیر آن‌ها را تغییر می‌دهد.



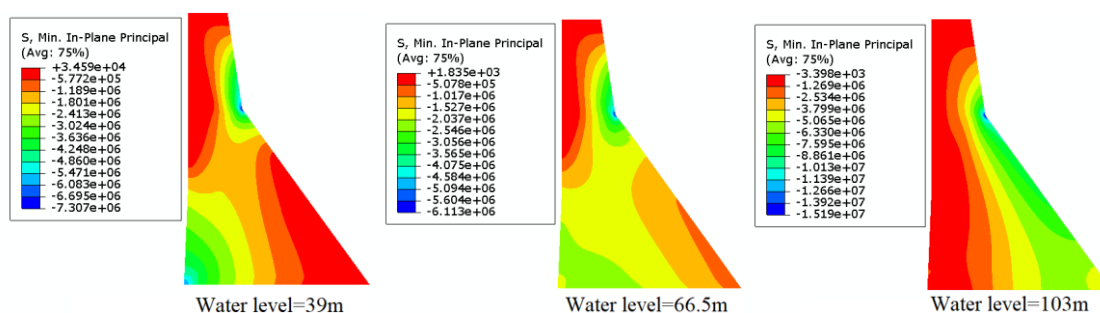
الف) تنش اصلی اول غیراشباع



(ب) تنش اصلی اول محیط اشباع و غیراشباع



(الف) تنش اصلی سوم غیراشباع



(ب) تنش اصلی سوم محیط اشباع و غیر اشباع

شکل ۱: بیشینه و کمینه تنش اصلی اول و سوم. (الف) محیط غیراشباع. (ب) محیط اشباع و غیراشباع.

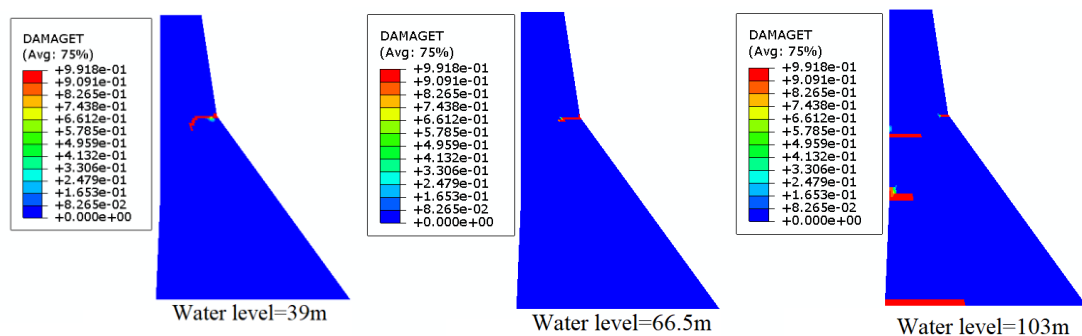
در جدول ۶ مقادیر بیشینه تغییرمکان افقی و قائم و نیز زمان شروع آسیب برای سد بتنی وزنی کوبنا در حالت تحلیل غیرخطی با در نظر گرفتن شرایط اشباع‌شدگی بخشی از بدنه‌ی سد ارائه شده است. همچنین در جدول مربوطه زمان شروع ترک‌خوردگی اولیه و محل آن ارائه شده است. با توجه به جدول مزبور مشخص می‌گردد که برای حالت‌هایی که قسمتی از بدنه‌ی سد یا کل آن اشباع باشد مقدار بیشینه تغییرمکان افقی می‌تواند کاهش پیدا کند. همچنین نتایج نشان می‌دهد که با افزایش تراز ارتفاعی مخزن پیرامونی و در نتیجه افزایش قسمتی از بدنه‌ی سد که اشباع شده است مقدار کاهش بیشینه تغییرمکان کم‌تر می‌گردد. مقادیر کاهش بیشینه تغییرمکان افقی برای آنالیز غیرخطی و تراز مخزن ۳۹، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متری به ترتیب برابر با ۳۱/۵۸، ۳۰/۷۲ و ۲۲/۳۸ درصد است که نشان‌دهنده اثرات بیش‌تر اشباع‌شدگی برای ترازهای کم‌تر مخزن پیرامونی دارد. همچنین با توجه به شکل ۱۲ مشخص می‌گردد که برای حالات مخزن تا تراز ارتفاعی ۳۹ و ۶۶/۵ متری اشباع‌شدگی قسمتی از بدنه‌ی سد که شامل شکستگی پایین دست نمی‌گردد مقدار بیشینه ترک‌خوردگی را که در محل شکستگی پایین دست رخ داده است کاهش می‌دهد که این کاهش برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۶۶/۵ متری بیش‌تر است. برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری و اشباع‌شدگی محل شکستگی پایین دست در برخی قسمت‌ها مقدار ترک-

خوردگی به طور کامل حذف شده است و در برخی از نقاط مانند پاشنه‌ی سد و محل شکستگی پایین دست شاهد افزایش بیشینه مقدار ترک خوردگی هستیم. نتایج نشان از این دارد که اشباع‌شدگی بدنه‌ی سد تا ارتفاع برابر تراز شکستگی در پایین دست سبب کاهش بیشینه پاسخ‌ها و نیز مقدار ترک خوردگی می‌گردد اما زمانی که قسمت شکستگی پایین دست در حالت اشباع قرار می‌گیرد شاهد افزایش ترک خوردگی در قسمت مزبور می‌باشیم که این می‌تواند به دلیل کاهش بیشینه مقدار کرنش بحرانی ترک خوردگی در محل مزبور که نسبت به حالت نیمه اشباع ۸٪ کم‌تر می‌باشد رخ دهد. همچنین با توجه جدول ۶ مشخص می‌شود برای حالات حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۳۹ و ۶۶/۵ متری اشباع‌شدگی تأثیری بر زمان شروع ترک خوردگی ندارد اما برای زمانی که تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری می‌باشد اشباع‌شدگی بدنه‌ی سد سبب تاخیر ۰/۱ ثانیه‌ای در شروع ترک خوردگی می‌شود.

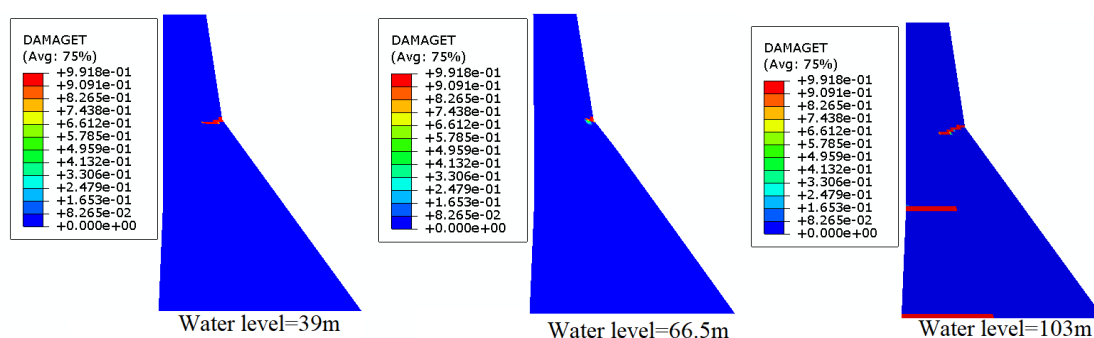
جدول ۶: نتایج آنالیز لرزه‌ای غیرخطی برای سد با محیط غیر اشباع و محیط اشباع و غیر اشباع همزمان

تراز مخزن		UX	POC%	UY	POC%	First Crack	First Crack location
H=39m	Unsat	2.878		1.017		2.91	Downstream Slope change
	Sat&Unsat	1.969	-31.58	0.808	-20.55	2.91	Downstream Slope change
H=66.5m	Unsat	2.555		0.969		2.92	Downstream Slope change
	Sat&Unsat	1.77	-30.72	0.732	-24.46	2.91	Downstream Slope change
H=103m	Unsat	5.101		1.325		2.72	Heel
	Sat&Unsat	3.959	-22.38	1.109	-16.30	2.82	Heel

POC: Percent of Change



الف) ترک خوردگی محیط غیر اشباع

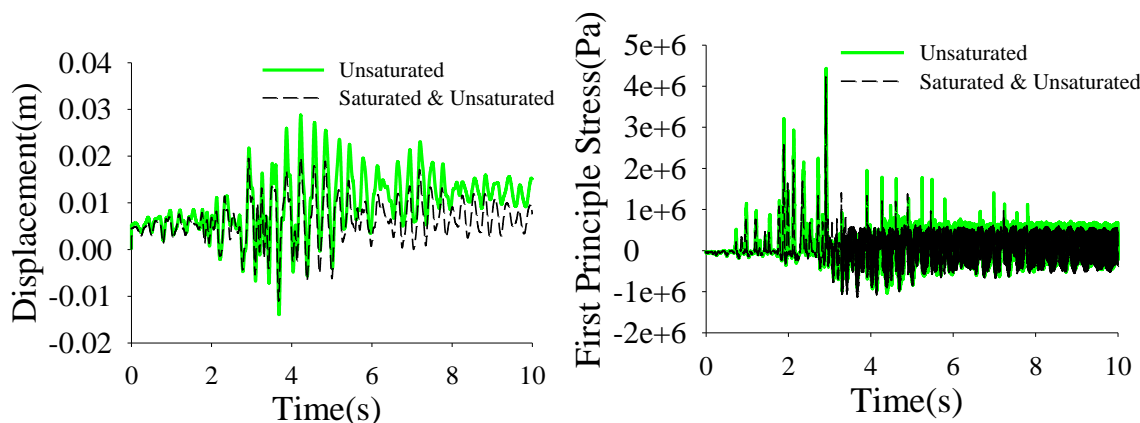


ب) ترک خوردگی محیط اشباع و غیر اشباع

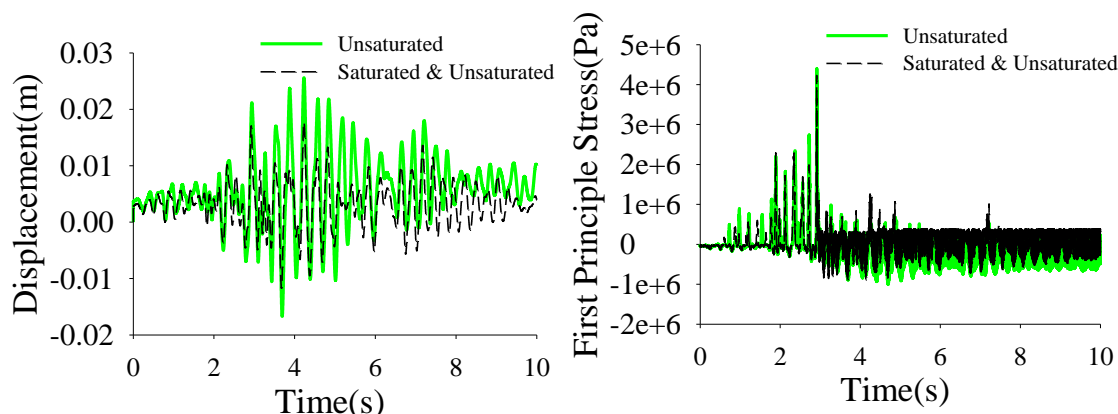
شکل ۱۲: پوش ترک خوردگی بدنه‌ی سد. الف) محیط غیر اشباع. ب) محیط اشباع و غیر اشباع.

در شکل ۱۳ نمودار تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان بیشینه و بیشینه تنش اصلی اول سد برای حالات مورد مطالعه ارائه شده است. با توجه به اشکال مزبور و جدول ۶ مشخص می‌گردد که برای هر سه حالت حضور مخزن پیرامونی مقدار بیشینه تغییر مکان افقی کاهش پیدا

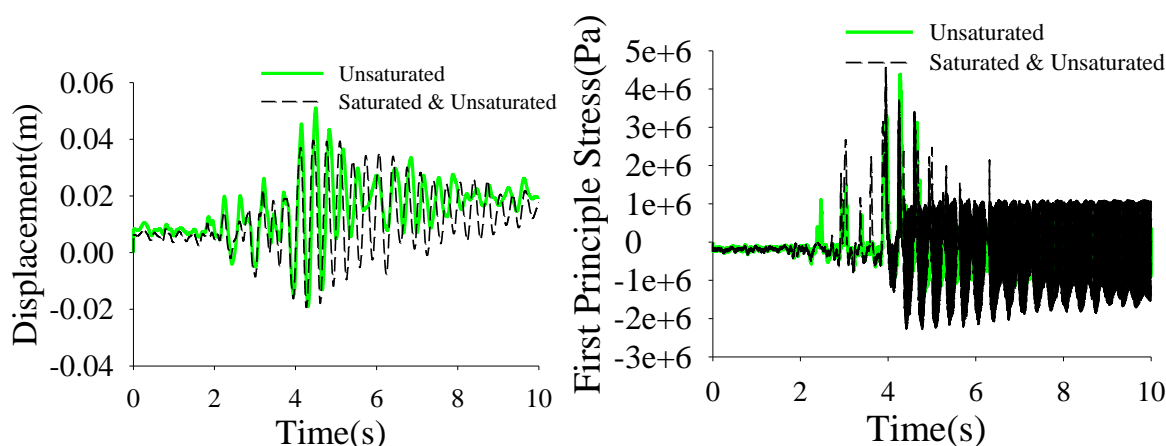
می‌کند. بیش‌ترین اثرات اشباع‌شدگی بر کاهش بیشینه مقدار تغییرمکان افقی برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۶۶/۵ متری می‌باشد. اشباع‌شدگی بدنه‌ی سد علاوه بر کاهش بیشینه مقدار تغییرمکان افقی نسبت به حالت غیراشباع برای هر سه تراز ارتفاعی مخزن مورد مطالعه می‌تواند تاثیرات قابل توجهی بر روند تاریخچه‌ی زمانی بیشینه تغییرمکان افقی بسته به تراز ارتفاعی مخزن پس از تجربه‌ی اولین آسیب سازه داشته باشد. با توجه به شکل ۱۳ مشخص می‌گردد که به دلیل کاهش آسیب در شکستگی پایین دست بدنه‌ی سد برای حالات حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۳۹ و ۶۶/۵ متری، سد در حالت محیط اشباع و غیراشباع همزمان دارای دامنه‌ی نوسان تغییرمکان کم‌تری پس از آسیب‌دیدگی نسبت به حالت سد با بدنه‌ی غیراشباع است. برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری پس از آسیب‌دیدگی در حالت سد با محیط اشباع و غیراشباع نسبت به سد با محیط غیراشباع بیش‌تر شده است که این موضوع به دلیل افزایش مقدار آسیب‌دیدگی در قسمت شکستگی پایین‌دست در حالت اشباع و غیراشباع همزمان نسبت به حالت غیراشباع است. نتایج حاصل برای نمودار تاریخچه‌ی زمانی بیشینه تغییرمکان افقی نشانگر اهمیت اشباع‌شدگی محل شیب پایین‌دست است به عبارت بهتر هرچند مقدار بیشینه تغییرمکان افقی در تمامی مدل‌های سازه با اشباع‌شدگی سازه کاهش یافته است اما اشباع‌شدگی شکستگی پایین‌دست به دلیل تغییرات در مشخصات مصالح و تردشدگی آن‌ها می‌تواند سبب تشدید رفتار سازه پس از ترک‌خوردگی گردد که قابل توجه می‌باشد. برای بیشینه تنش اصلی اول با توجه به شکل ۱۳ مشخص می‌گردد که برای شکستگی پایین‌دست زمان شروع ترک‌خوردگی تقریباً یکسان می‌باشد. همچنین برای حالات مخزن با تراز ۳۹ و ۶۶/۵ متری قبل از شروع ترک‌خوردگی مقادیر بیشینه تنش اصلی اول در نقطه‌ی مزبور برای حالت اشباع و غیراشباع کم‌تر از حالت غیراشباع می‌باشد اما برای مخزن با تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری مقدار تنش اصلی اول برای سد با محیط اشباع و غیراشباع قبل از شروع ترک‌خوردگی بیش‌تر از حالت سد با محیط غیراشباع می‌باشد که نشانگر تاثیرات ناشی از تغییرات مشخصات مصالح بر رفتار غیرخطی این نقطه‌ی بحرانی سد است.



الف) سد با مخزن تا تراز ۳۹ متری



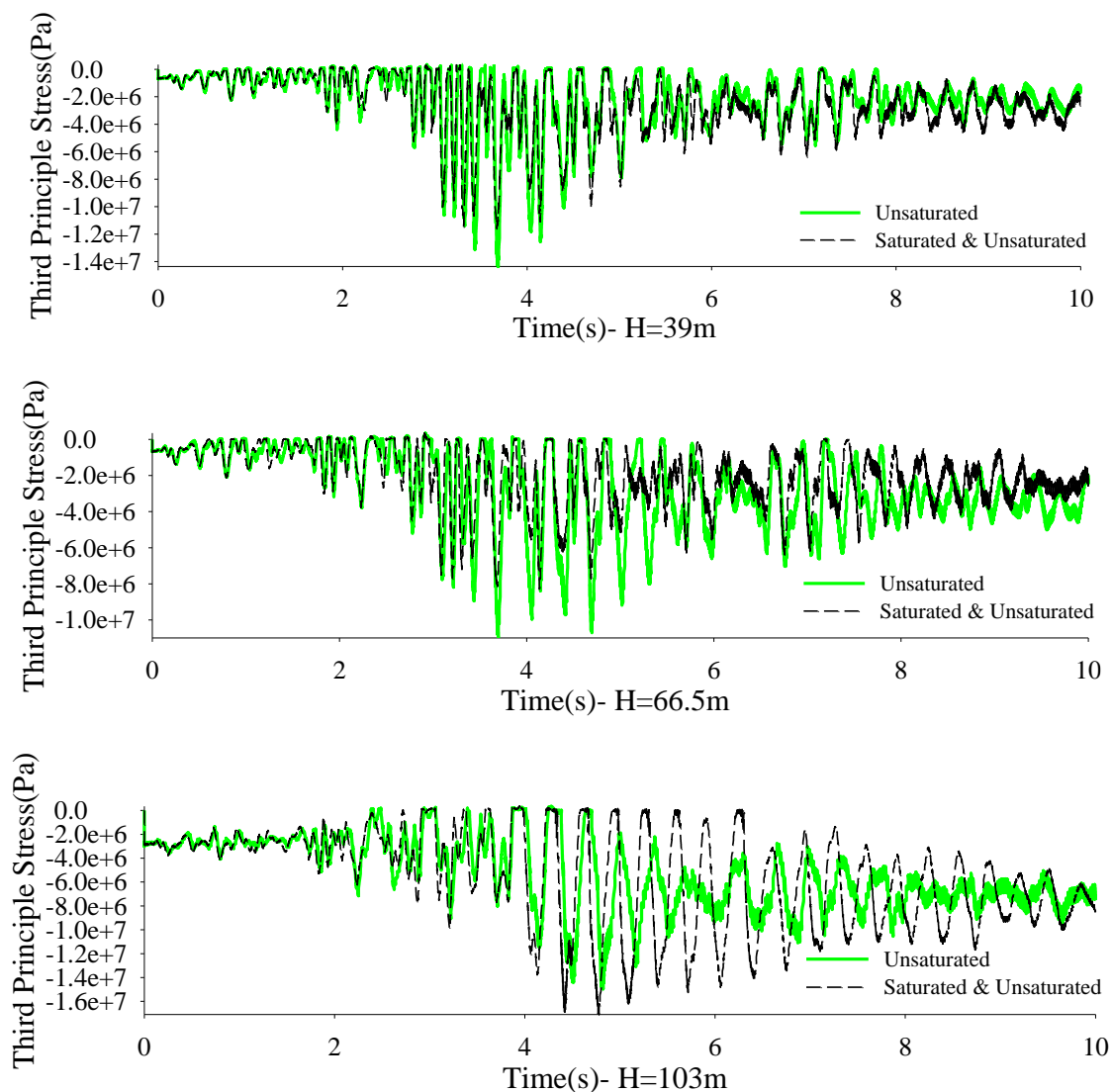
ب) سد با مخزن تا تراز ۶۶/۵ متری



ج) سد با مخزن تا تراز ۱۰۳ متری

شکل ۱۳: تاریخچه‌ی زمانی بیشینه تغییر مکان افقی و بیشینه تنش اصلی اول در بدنه‌ی سد در حالت غیرخطی و در محل تغییرشیب پایین دست.

در شکل ۱۴ تاریخچه‌ی زمانی تنش اصلی سوم برای سه حالت تراز مخزن مورد مطالعه و در نقاط با بیشینه تنش اصلی سوم ارائه شده است که این محل بیشینه برای هر سه تراز ارتفاعی مورد مطالعه محل شکستگی پایین دست است. با توجه به شکل مزبور مشخص می‌گردد که اشباع‌شدگی بدنه‌ی سد و به تبع آن تغییرات قابل توجه رخ داده در مقادیر پارامترهای مادی بتن بدنه‌ی سد همیشه تاثیر یکسانی بر نحوه‌ی تغییرات بیشینه پاسخ تنش اصلی سوم نداشته و بسته به تراز ارتفاعی اشباع‌شدگی امکان کاهش یا افزایش در مقدار بیشینه تنش اصلی سوم مقدور می‌باشد. اشباع‌شدگی برای حالات حضور مخزن در ترازهای ارتفاعی ۳۹ و ۶۶/۵ متری سبب کاهش بیشینه مقدار تنش اصلی سوم می‌گردد اما برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری اشباع‌شدگی بدنه‌ی سد مقدار بیشینه تنش اصلی سوم را در محل مذکور افزایش داده است که نشانگر اثرات قابل توجه تغییرات مشخصات بدنه‌ی سد بر مقدار بیشینه تنش‌های اصلی در قسمت‌هایی از سد که اشباع شده است دارد. مهم‌ترین بخشی که اشباع‌شدگی آن سبب افزایش تنش اصلی سوم در حالت اشباع‌شدگی نسبت به حالت غیراشباع گردیده است تغییرشیب پایین دست در حالت مخزن تا تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری می‌باشد.



شکل ۱۴: تاریخچه‌ی زمانی بیشینه تنش اصلی سوم در بدنه‌ی سد در حالت غیرخطی و برای ترازهای ارتفاعی ۳۹، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متری.

۷- نتیجه‌گیری

هدف این مطالعه تعیین مشخصات بتن سد در حالت اشباع و غیراشباع، تعیین مرز بین محیط اشباع و غیراشباع بدنه‌ی سد و ارزیابی رفتار سد بتنی‌وزنی با در نظر گرفتن شرایط اشباع‌شدگی بتن بدنه‌ی سد می‌باشد. بدین منظور در این مطالعه ابتدا مشخصات بتن سد در حالت اشباع با استفاده از مطالعه‌های مراجع مختلف تعیین گردید. در ادامه با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مرز بین محیط اشباع و غیر اشباع در بدنه‌ی سد برای ۳ حالت مخزن پیرامونی با تراز ارتفاعی ۳۹، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متری تعیین گردید و در نهایت سد تحت آنالیز خطی و غیرخطی قرار گرفت. نتایج نشان داد که:

۱. برای آنالیز خطی مقادیر بیشینه تغییرمکان قائم و افقی سد برای حالاتی که به دلیل حضور مخزن سد بخشی از بدنه‌ی سد اشباع شده است نسبت به سد با حالت اشباع و غیراشباع همزمان کاهش یافته است. مقدار کاهش بیشینه تغییرمکان افقی سد در اثر اشباع‌شدگی بخشی از بدنه‌ی آن برای حالت‌های حضور مخزن در ترازهای ۳۹، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متری به ترتیب برابر با ۱۷/۳۴، ۲۴/۰۰ و ۱۷/۳۰ درصد می‌باشد.

۲. برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۳۹ متری اشباع شدگی بخشی از بدنه‌ی سد سبب کاهش بیشینه تنش اصلی اول و سوم در آنالیز خطی می‌گردد. برای حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۶۶/۵ متری اشباع شدگی تاثیر خاصی بر مقدار بیشینه تنش اصلی اول ندارد اما مقدار تنش اصلی سوم را به میزان ۲۴ درصد کاهش می‌دهد. برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری اشباع-شدگی بدنه‌ی سد با وجود کاهش مقادیر بیشینه تغییر مکان‌ها سبب افزایش بیشینه مقدار تنش اصلی اول و سوم در آنالیز خطی می‌گردد. نتایج تنش‌های اصلی در حالت آنالیز خطی نشان از این داشت که برای ترازهای ارتفاعی پایین‌تر اشباع شدگی بدنه‌ی سد سبب ایمنی بیش‌تر سد و اشباع شدگی در ترازهای ارتفاعی بالاتر از شکستگی پایین دست سبب کاهش ایمنی سد می‌گردد.
۳. در حالت آنالیز غیرخطی مشابه آنالیز خطی اشباع شدگی قسمتی از سد سبب کاهش بیشینه تغییر مکان افقی و قائم می‌گردد. که مقادیر این کاهش در بیشینه تغییر مکان افقی با افزایش تراز ارتفاعی مخزن و در نتیجه افزایش محیط اشباع شدگی بدنه‌ی سد کم‌تر می‌گردد. مقدار تغییرات بیشینه تغییر مکان افقی در حالت اشباع و غیر اشباع همزمان نسبت به حالت غیر اشباع برای مخزن تا تراز ارتفاعی ۳۹، ۶۶/۵ و ۱۰۳ متری به ترتیب برابر با ۳۱/۵۸، ۳۰/۷۲ و ۲۲/۳۸ درصد می‌باشد.
۴. نتایج نشان داد که اشباع شدگی بخشی از بدنه‌ی سد برای مخزن تا تراز ارتفاعی ۳۹ و ۶۶/۵ متری سبب کاهش در بیشینه مقدار آسیب دیدگی شده است. برای حالت حضور مخزن تا تراز ارتفاعی ۱۰۳ متری اشباع شدگی بدنه‌ی سد سبب حذف کل مقدار آسیب دیدگی در بخشی از قسمت بالادست بدنه‌ی سد و افزایش آن در محل شکستگی پایین دست و شکستگی بالادست می‌گردد. این افزایش در مقدار ترک خوردگی در محل شکستگی پایین دست و بالادست بدنه‌ی سد سبب افزایش در کمینه و بیشینه مقدار تغییر مکان افقی سد پس از ترک خوردگی در زمان‌های مختلف می‌گردد.
۵. در حالت کلی نتایج نشان داد که اشباع شدگی بدنه‌ی سد در حالت‌هایی که شکستگی پایین دست جزو محیط اشباع نباشد مقدار پاسخ‌ها اعم تغییر مکان، تنش و آسیب را کاهش می‌دهد. برای حالتی که شکستگی پایین دست جزو محیط اشباع شده‌ی سد باشد مقادیر آسیب دیدگی، بیشینه تنش‌های اصلی اول و سوم در این محل افزایش پیدا می‌کند اما مقادیر بیشینه تغییر مکان‌های سد کاهش می‌باشد.

مراجع

- [1] Pal, W. (1976). Seismic cracking of concrete gravity dam. Journal of structural division. 102 (9), 1827-1844.
- [2] Chopra, A. K. and Chakrabarti, P. (1981). Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams including Dam-Water-Foundation Rock Interaction. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9, 363-383.
- [3] Pekau, O. A., Lingmin, F., Chuhan, Z. (1995). Seismic Fracture of Koyna Dam: Case Study. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, 15-33.
- [4] Ghaemian, M., Ghobarah, A. (1998). Staggered Solution Schemes for Dam-Reservoir Interaction. Journal of Fluids and Structures, 12, 933-948.
- [5] Rajib Sarkar, D. K., Paul, L., Stempniewski, L. (2007). Influence Of Reservoir and Foundation on the Nonlinear Dynamic Response of Concrete Gravity Dams. ISET Journal of Earthquake Technology, 44, 377-389
- [6] Hajhoseyni, J., Moradloo, A. J. (2014). Comparison of Near-Filed and Far-Filed Earthquakes on Nonlinear Response of Concrete Gravity Dams. Journal of Civil and Environmental Engineering, 44(4), 25-38
- [7] Zhang, Sh., Wang, Gh., Yu, X. (2013). Seismic cracking analysis of concrete gravity dams with initial cracks using the extended finite element method. Engineering Structures, 56, 528-543.
- [8] Zhang, Sh., Wang, Gh., Sa., W. (2013). Damage evaluation of concrete gravity dams under mainshock-aftershock seismic sequences. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 50, 16-27.
- [9] Kalateh, F., Ghamatloo, A. (2018). Investigation of seismic damage index due to water level changes in reservoir through nonlinear dynamic analysis under Far-Fault and Near-Fault ground motions. Journal of Dam and Hydroelectric Power Plant, 5(19), 62-74.

- [10] Kalateh, F., Ghamatloo, A.(2017). 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. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 6(1), 202-221.
- [11] Pasbani Khiavi, M., Ghaed Rahmati, A.(2019). Probabilistic investigation of the effect of reservoir height on seismic performance of concrete gravity dams using Monte Carlo simulation. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 6(4), 263-277.
- [12] Pasbani Khiavi, M., Ghorbani, M.A., Ghaed Rahmati, A.(2022). Investigation of the Effect of Near and Far Fault Earthquake on Seismic Response of Controlled Concrete Gravity Dams with Rubber Damper. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 9(2), 215-229.
- [۱۳] Pirooznia, A., Moradloo, A.J.(2018). Seismic Improvement of Concrete Gravity Dam Strengthened by Asphalt Buttressing. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 6(2), 127-148.
- [۱۴] Bicanic, N., Zienkiewicz, O.C. (1983). Constitutive model for concrete under dynamic loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 689-711
- [۱۵] Malvar, L.J., Ross, C.A. (1996). Review of strain rate for concrete in tension. *ACI Material Journal*, 95(6), pp. 735-738.
- [۱۶] Izzuddin, B.A., Fang, Q. (1997). Rate-sensitive analysis of framed structures part I: model formulation and verification. *Structural Engineering and Mechanics*, 5(2), 221-228
- [۱۷] Tedesco, J.W., Powell, J.C., Ross, C.A. (1997). A strain rate-dependent concrete material model for ADINA. *Computers & Structures*, 64(5), 1053-1067.
- [۱۸] Rossi, P.(1991). Influence of cracking in the presence of free water on the mechanical behavior of concrete. *Mag. Concr. Res.*, 43 (154), 53-57.
- [۱۹] Bourgeois, F., Shao, J.F., Ozanam, O. (2002) An elastoplastic model for unsaturated rocks and concrete. *Mech. Res. Commun.*, 29(5), 383-390.
- [۲۰] Swamy, N., Rigby, G.(1997). Dynamic properties of hardened paste, mortar and concrete, *Mater. Struct.* 4 (19), 13-40.
- [۲۱] Karastathis, V.K., Karmis, P.N., Drakatos, G., Stavrakakis, G.(2002). Assessment of the dynamic properties of highly saturated concrete using one-sided acoustic tomography— application in the Marathon Dam. *Constr. Build. Mater.*, 16, 261-269.
- [22] Lea, F.M.(1988). *The Chemistry of Cement and Concrete*, Edward Arnold, London.
- [23] Xi, Y.P., Bazant, Z.P. (1999). Modeling chloride penetration in saturated concrete. *J. Mater. Civ. Eng.*, 11 (1), 58-65.
- [24] Wang, H., Jin, W., Li Q. (2009). Saturation Effect on Dynamic Tensile and Compressive Strength of Concrete. *Advances in Structural Engineering*, 12(2), 279-286.
- [25] Zimmerman, R.W., King, M.S., Monteiro, P.J.M. (1986). The elastic moduli of mortar as a porous-granular material. *Cem. Concr. Res.*, 16, 239-245.
- [26] Wang, H.L., Li, Q.B.(2007). Prediction of elastic modulus and Poisson's ratio for unsaturated concrete. *Int. J. Solids Struct.* 44, 1370-1379.
- [27] Chatterji, S.(2004). An explanation for the unsaturated state of water stored concrete, *Cem. Concr. Res.*, 26 75-79.
- [28] Rossi, P. (1991). Influence of cracking in presence of free water on the mechanical behaviour of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 43(154), 53-57.
- [29] Rossi, P. (1991). A physical phenomenon which can explain the mechanical behavior of concrete under high strain rates. *Materials and Structures*, 24, 422-424.
- [30] Rossi, P., Mier, J.G.M.V., Boulay, C. (1992). The dynamic behaviour of concrete: influence of free water. *Materials and Structures*, 25, 509-514.

- [31] Ross, C.A., Jerome, D.M. and Tedesco, J.W. (1996). Moisture and strain rate effects on concrete strength. *ACI Material Journal*, 93(33), 293–300.
- [32] Cadoni, E., Labibes, K. and Albertini, C. (2001). Strain-rate effect on the tensile behavior of concrete at different relative humidity levels. *Materials and Structure*, 34, 21–26.
- [33] Kaplan, S.A. (1980). Factors affecting the relationship between rate of loading and measured compressive strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 32, (111), 79–88.
- [34] Chakrabarti P., Chopra A.K. (1974). Hydrodynamic effects in earthquake response. *Journal of Structural Division*, 100(6): 1211-1221.
- [35] Kucukarslan, S. (2004). Time-domain dynamic analysis of dam-reservoir-foundation interaction including the reservoir bottom absorption. *International Journal for Numerical Analytical Methods in Geomechanics*, 28(9): 963-980.
- [36] Sommerfeld, A. (1949). *Partial Differential Equations in Physics*. Vol. 1, Academic Press, New York.
- [37] Liaw C. Y., Chopra A. K. (1974). Dynamics of towers surrounded by water. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 3, 33–49.
- [38] Fenves, G., Chopra, A. K. (1983). Effects of reservoir bottom absorption on earthquake response of concrete gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11(6), 809-829.
- [39] Fenves, G., Chopra, A.K. (1985). Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction on frequency response functions for concrete gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 13(1), 13-31.
- [40] Abaqus version 4.-6.14. (2014). Abaqus user's manual, dassault systemes, simulia,.
- [41] Alembagheri M., Seyedkazemi M. (2013). Numerical Modeling of Concrete Gravity Dams by ABAQUS. *Simaye Danesh Publications*. (In Persian)
- [42] Krajcinovic, D. (1984). Continuum damage mechanics. *Applied Mechanics Reviews*, 37(1): 1–6.
- [43] Mazars, J.M., Pijaudier-Cabot, G. (1989). Continuum damage theory—application to concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 115(2), 345–65.
- [44] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S. (1989). A plastic—damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3), 299–326.
- [45] Lee, J., Fenves, G.L. (1998). Plastic—damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892–900.
- [46] Dragon, A., Mroz, Z. (1979). A continuum model for plastic-brittle behavior of rock and concrete. *International Journal of Engineering Science*, 17(2), 121–37.
- [47] 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; 422–44.
- [48] 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.
- [49] Cervera, M., Oliver, J., Manzoli, O. (1996). A rate-dependent isotropic damage model for the seismic analysis of concrete dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(9), 987–1010.
- [50] Yazdchi, M., Khalili, N., Valliappan, S. (1999). Non-linear seismic behaviour of concrete gravity dams using coupled finite element—boundary element technique. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 44, 101–30.
- [51] Hatzigeorgiou, G., Beskos, D., Theodorakopoulos, D., Sfakianakis, M. (2001). A simple concrete damage model for dynamic FEM applications. *International Journal of Computational Engineering Science*, 2, 267–86.
- [52] Elenas, A., Meskouris, K. (2001). Correlation study between seismic acceleration parameters and damage indices of structures. *Engineering Structures*, 23(6), 698–704.
- [53] Calvi, G.M., Kingsley, G.R. (1995). Displacement-based seismic design of multi-degree of-freedom bridges structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24(9), 1247–66.

- [54] Cosenza, E., Manfredi, G.(2000). Damage indices and damage measures. Progress in Structural Engineering and Materials, 2(1):9-50
- [55] 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.
- [56] Kelly. A., Tyson, W.R., Cottrell, A.H.(1967). Ductile and brittle crystals. Philosophical Magazine, 15(135), 567-86.
- [57] Park, Y.J., Ang, A.H-S.(1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, 111(4), 722-39.
- [58] 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.
- [59] Huang, J. (2011). Seismic Response Evaluation of Concrete Gravity Dams Subjected to Spatially Varying Earthquake Ground Motions, PhD Thesis, Drexel University.
- [60] Gharib, F., Tinawi, R (1995). An application of damaged mechanism for seismic analysis of concrete gravity dam. Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 24,157-173.