

Seismic Vulnerability Analysis of Caisson-type Gravity Quay Walls with Improved Backfill Using Fragility Curves

Babak Ebrahimi^{1*}, Amir Reza Zarnousheh Farahani²

1- Assistant Professor, Geotechnical and Transportation Engineering Division, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

2- Graduate M.Sc. Student, Geotechnical and Transportation Engineering Division, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

ABSTRACT

The main objective of the present numerical study is to investigate the seismic vulnerability of the caisson-type gravity quay walls with improved backfill soil located on a non-liquefiable dense seabed soil layer. In this regard, the effects of different improvement patterns applied to the liquefiable backfill on the seismic response of the wall are evaluated and compared. For this purpose, the Lagrangian explicit finite difference method and the UBCSAND constitutive model are utilized. The employed model with a mixed hardening rule can properly simulate the cyclic behaviour and pore water pressure build-up during seismic loading. In addition, the interaction of the caisson and the surrounding soil is considered in numerical modeling as well. First, a basic two-dimensional numerical model of the caisson quay wall is created and its response is validated against the corresponding experimental observations. Afterward, by performing non-linear time history dynamic analysis under the effect of various seismic events with different risk levels, 11 series of probabilistic seismic fragility curves are developed within the performance-based design framework for the caisson quay walls with 10 different backfill improvement patterns and also for the caisson quay wall without improvement. According to the damage probability of the wall with various improvement patterns at different seismic levels as well as the area of the improved zone behind the wall, the effectiveness and efficiency of the proposed improvement patterns on enhancing the seismic performance of the system are evaluated and discussed. The results show that the backfill replacement and modification improve the seismic performance of the wall and reduce its vulnerability in all seismic levels. By applying different backfill improvement patterns, the permanent horizontal displacement at the top of the wall after earthquake decreases on average between 40% and 73% compared to the wall without improvement. The triangle and trapezoidal geometrical patterns with the base at the bottom have the most positive effect on reducing both the horizontal displacement of the wall and the possibility of its seismic damage.

ARTICLE INFO

Receive Date: 01 September 2022

Revise Date: 24 November 2022

Accept Date: 24 December 2022

Keywords:

Gravity quay wall

Caisson

Seismic performance

Non-linear dynamic analysis

Fragility curve

Seismic vulnerability

Performance-based design

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.358083.2920>

*Corresponding author: Babak Ebrahimi.

Email address: b_ebrahimi@sbu.ac.ir

تحلیل آسیب پذیری لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی کیسونی همراه با خاکریز بهسازی شده با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

بابک ابراهیمیان^{*}، امیررضا زرنوشه فراهانی^۲

۱- استادیار گروه مهندسی ژئوتکنیک و حمل و نقل، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد گروه مهندسی ژئوتکنیک و حمل و نقل، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

چکیده

هدف از مطالعه عددی حاضر، بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای ساحلی ساحلی وزنی کیسونی با خاکریز بهسازی شده مستقر بر بستر متراکم غیرروان‌گرا است. در این راستا، تأثیر الگوهای مختلف بهسازی خاکریز مستعد روان‌گرایی بر پاسخ لرزه‌ای این نوع دیوارها ارزیابی و با یکدیگر مقایسه می‌شود. برای این منظور، از روش تفاضل محدود صریح لاگرانژی و مدل رفتاری UBCSAND برای خاکریز دانه‌ای غیرچسبنده مستعد روان‌گرایی استفاده می‌شود. مدل رفتاری به‌کار رفته با سخت‌شوندگی مختلط سینماتیک و همسانگرد می‌تواند رفتار چرخه‌ای خاک و همچنین افزایش فشار آب حفره‌ای در طی بارگذاری‌های لرزه‌ای را به‌نحو مناسبی لحاظ نماید. به‌علاوه، اندرکنش دیوار کیسونی و خاک اطراف در مدل‌سازی‌های عددی در نظر گرفته می‌شود. ابتدا، یک مدل عددی پایه دو بعدی از دیوار ساحلی کیسونی ایجاد و پاسخ آن براساس مشاهدات آزمایشگاهی متناظر اعتبارسنجی می‌شود. سپس، با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت اثر رویدادهای لرزه‌ای با سطوح مختلف خطر، ۱۱ سری منحنی شکنندگی لرزه‌ای احتمالاتی برای دیوار ساحلی کیسونی با ۱۰ الگوی متفاوت بهسازی به‌روش جایگزینی برای خاکریز مستعد روان‌گرایی و همچنین برای دیوار ساحلی کیسونی فاقد بهسازی در چارچوب طراحی بر مبنای عملکرد توسعه داده می‌شوند. براساس احتمال‌های آسیب دیوار با الگوهای مختلف بهسازی در سطوح لرزه‌ای متفاوت و مساحت ناحیه‌های بهسازی شده، میزان اثربخشی و بازده الگوهای پیشنهادی بر بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوار کیسونی مقایسه می‌شوند. نتایج حاصل نشان می‌دهند، بهسازی خاکریز دیوار سبب بهبود عملکرد و کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن در تمامی سطوح لرزه‌ای می‌شود. به‌کارگیری الگوهای بهسازی خاکریز، جابجایی افقی ماندگار بالای دیوار پس از زلزله را به‌طور میانگین بین ۴۰ تا ۷۳ درصد کاهش می‌دهد. مقایسه مثلثی و دوزنقه‌ای با قاعده در پایین بیش‌ترین اثربخشی مثبت را بر کاهش تغییر مکان افقی دیوار و کاهش احتمال آسیب لرزه‌ای آن دارند.

کلمات کلیدی: دیوار ساحلی وزنی، کیسون، عملکرد لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی، منحنی شکنندگی، آسیب‌پذیری لرزه‌ای، طراحی بر مبنای عملکرد

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.358083.2920	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.358083.2920	۱۴۰۲/۰۷/۳۰	۱۴۰۱/۱۰/۰۳	۱۴۰۱/۱۰/۰۳	۱۴۰۱/۰۹/۰۳	۱۴۰۱/۰۶/۱۰
			بابک ابراهیمیان [*]		نویسنده مسئول [*]	
			b_ebrahimian@sbu.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

دیوارهای ساحلی به عنوان اجزاء سازه‌ای بنادر، مانند سایر سازه‌های ژئوتکنیکی در معرض مخاطرات ناشی از زلزله قرار دارند. مشاهدات به ثبت رسیده در طی رویدادهای لرزه‌ای گذشته [۳-۱] و همچنین مطالعات عددی [۴-۱۲] و آزمایشگاهی [۱۵-۱۳] انجام شده بر روی دیوارهای ساحلی، آسیب‌پذیری لرزه‌ای^۱ بالا و وقوع گسیختگی‌های گسترده در آن‌ها را نشان می‌دهند. دیوارهای ساحلی وزنی که پایداری خود را از طریق وزنشان تأمین می‌کنند، جزو پرکاربردترین گزینه‌ها برای احداث اسکله، به‌ویژه در بسترهای متشکل از مصالح ژئوتکنیکی متراکم و مرغوب به‌شمار می‌روند [۱۷]. دیوارهای ساحلی وزنی کیسونی^۲ به‌واسطه مزایای فراوان نظیر دوام بالا، ساخت آسان و امکان استفاده برای احداث اسکله‌های با عمق آب‌خور زیاد، یکی از مناسب‌ترین سیستم‌های وزنی مورد استفاده برای احداث سازه‌های حائل هستند [۱۷]. استفاده از کیسون‌ها در فراساحل، طیف گسترده‌ای از کاربردهای گوناگون، شامل شالوده‌های دریایی [۱۸ و ۱۹]، شالوده‌های مکشی [۲۰ و ۲۱]، موج‌شکن‌ها [۲۲ و ۲۳] و دیوارهای ساحلی [۱۰، ۲۴ و ۲۵] را شامل می‌شود. دیوار ساحلی کیسونی شامل یک جداره صندوقه‌ای ته بسته بتنی است که در خشکی ساخته و به محل مورد نظر حمل و در آن جا مستغرق و سپس داخل آن با مصالح دانه‌ای ژئوتکنیکی پر می‌شود. هنگامی که دیوار ساحلی کیسونی بر روی بستر متراکم قرار داشته باشد، الگوی گسیختگی محتمل آن در طی زلزله لغزش و واژگونی است [۲۶]. دیوارهای ساحلی کیسونی مانند سایر سیستم‌های وزنی در طی زلزله‌های گذشته متحمل خسارات فراوانی شده‌اند [۳ و ۲۷]. تاکنون، راهکارهای متفاوتی مانند استفاده از اختلاط عمیق^۳ [۱۸]، ستون ماسه‌ای متراکم^۴ [۲۸]، دیوار سپری فولادی [۲۹]، شمع [۳۰]، ژئوگرید [۳۱]، ژئوفوم [۳۲]، خرده لاستیک [۳۳]، مصالح سبک‌وزن [۳۴] و الیاف در خاکریز [۳۵] برای بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوارهای ساحلی کیسونی و کاهش جابجایی افقی آن‌ها بررسی شده‌اند. یکی از پرسابقه‌ترین و پرکاربردترین روش‌های مورد استفاده برای بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی با بستر متراکم، جایگزینی مصالح روان‌گرای خاکریز دیوار با مصالح دانه‌ای متراکم و مرغوب است [۲۶]. الگوهای متفاوتی برای جایگزینی مصالح خاکریز وجود دارند که هر یک دارای مزایا و معایبی به لحاظ اجرایی و عملکردی هستند [۳۶]. در مطالعه حاضر، بررسی و مقایسه تعدادی از این الگوها و ارزیابی تأثیر آن‌ها بر پاسخ لرزه‌ای دیوارهای ساحلی کیسونی و کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن‌ها مد نظر قرار می‌گیرد.

در روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد^۵ دیوارهای ساحلی، معمولاً براساس درجه اهمیت سازه و شرایط لرزه‌خیزی ساختگاه، دو یا سه سطح زلزله طرح تعریف می‌شوند و سطح عملکردی دیوار (شامل مقادیر تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار و دوران ماندگار آن) در سطوح لرزه‌ای مذکور برآورد می‌شوند [۲۶]. این رویکرد، ایراد روش‌های سنتی طراحی که در آن‌ها تنها یک سطح زلزله طرح در نظر گرفته می‌شود را تا حد زیادی پوشش می‌دهد اما رفتار سازه را در تمامی سطوح لرزه‌ای مورد بررسی قرار نمی‌دهد. علاوه بر این، در بیش‌تر موارد تعداد رکورد زلزله‌های مورد استفاده برای بررسی رفتار دیوار در سطوح لرزه‌ای مرتبط با زلزله طرح محدود است (معمولاً کم‌تر از ۷ رکورد). از این‌رو، در اکثر موارد نمی‌توان کفایت لرزه‌ای سازه را از منظر احتمالاتی بررسی و احتمال تجاوز سطح آسیب^۶ دیوار از سطح عملکردی^۷ مورد نظر را برآورد کرد [۲۶]. یک راهکار موجود برای رفع این مشکل، استفاده از منحنی شکنندگی لرزه‌ای^۸ است. منحنی‌های شکنندگی احتمال شرطی تجاوز آسیب وارد بر سازه از یک حالت معین خسارت برای یک شدت مشخص بارگذاری لرزه‌ای را بیان می‌کنند [۳۷]. این منحنی‌ها، ابزاری سودمند در مهندسی زلزله مبتنی بر عملکرد، برای پیوند خسارات اقتصادی به آسیب سازه‌ها یا سیستم‌ها هستند. برای توسعه منحنی‌های شکنندگی می‌توان از روش‌های مختلفی از جمله روش‌های تجربی^۹، قضاوتی^{۱۰}، تحلیلی^{۱۱} و ترکیبی^{۱۲} استفاده کرد. منحنی‌های شکنندگی تحلیلی، توزیع آسیب حاصل از شبیه‌سازی رفتار سازه با استفاده از مدل‌های سازه‌ای عددی تحت افزایش بار را

¹ Seismic vulnerability

² Gravity-type caisson quay walls

³ Deep mixing

⁴ Sand compaction pile

⁵ Performance-based design

⁶ Damage level

⁷ Performance grade

⁸ Seismic fragility curve

⁹ Empirical

¹⁰ Judgmental

¹¹ Analytical

¹² Hybrid

به‌عنوان مبنای آماری خود در نظر می‌گیرند [۳۸]. اخیراً، استفاده از منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر رویکردهای عددی به‌طور گسترده مورد استفاده قرار گرفته‌اند، زیرا به آسانی برای انواع مختلف سازه و مناطق جغرافیایی با سوابق آسیب ناکافی، قابل کاربرد هستند [۳۷]. تاکنون از منحنی‌های شکنندگی برای بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها و سیستم‌های مختلف نظیر تونل [۳۹ و ۴۰]، سد [۴۱ و ۴۲]، دیوار حائل [۳۷ و ۴۳]، خاکریزهای راه و راه آهن [۴۴]، اسکله شمع و عرشه [۴۵ و ۴۶] و موج‌شکن [۴۷] استفاده شده است. در خصوص بررسی آسیب‌پذیری دیوارهای ساحلی کیسونی نیز مطالعات نسبتاً محدودی توسط ایچی (۲۰۰۲ و ۲۰۰۴) [۴۸ و ۴۹]، جعفریان و همکاران (۲۰۱۴) [۵۰] و جعفریان و میرابی (۲۰۱۹) [۵۱] انجام شده‌اند و منحنی‌های شکنندگی دیوارهای ساحلی کیسونی فاقد خاکریز بهسازی شده در این مطالعات توسعه یافته‌اند. هرچند، بر اساس جستجوی نگارندگان، تاکنون پژوهشی در رابطه با ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای این نوع دیوارها با خاکریز بهسازی شده و متعاقباً توسعه منحنی‌های شکنندگی انجام نشده است.

در مطالعه حاضر، بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوار ساحلی وزنی کیسونی با رویکرد عددی - احتمالاتی و مطالعه اثر جایگزینی مصالح روان‌گرای خاکریز پشت دیوار با مصالح دانه‌ای مناسب و متراکم بر پاسخ لرزه‌ای سیستم مد نظر قرار می‌گیرند. برای این منظور، با به‌کارگیری روش تفاضل محدود صریح لاگرانژی^{۱۳}، مدل رفتاری UBCSAND برای مصالح خاکریز دانه‌ای غیرچسبنده مستعد روان‌گرایی و اندرکنش خاک-سازه، ابتدا یک مدل عددی از دیوار ساحلی کیسونی در نرم افزار FLAC دوبعدی نسخه ۸ توسعه می‌یابد و پاسخ لرزه‌ای آن بر مبنای مشاهدات آزمایشگاهی متناظر صحت‌سنجی می‌شود. سپس، برای بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار کیسونی در سطوح لرزه‌ای مختلف، با انجام حدود ۴۴۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی و ارزیابی میزان آسیب‌پذیری دیوار در سطوح لرزه‌ای مختلف، ۱۱ سری منحنی شکنندگی برای دیوار با ۱۰ الگوی مختلف بهسازی خاکریز مستعد روان‌گرایی و همچنین دیوار فاقد الگوی بهسازی در چارچوب طراحی بر مبنای عملکرد توسعه داده می‌شوند. با توسعه منحنی‌های شکنندگی احتمالاتی لرزه‌ای برای سطوح مختلف آسیب مبتنی بر تغییرشکل ماندگار دیوار کیسونی، ضمن بررسی اثرات جایگزینی خاکریز با مصالح دانه‌ای متراکم بر پاسخ لرزه‌ای دیوار، میزان بازدهی و اثربخشی الگوهای مختلف بهسازی بر عملکرد لرزه‌ای دیوار به‌صورت نوآورانه ارزیابی و مقایسه می‌شوند.

۲- روش‌شناسی پژوهش

تحلیل‌های عددی این مقاله بر اساس روش تفاضل محدود صریح لاگرانژی و با استفاده از نرم افزار FLAC دوبعدی نسخه ۸ انجام می‌شوند. چرخه حل شامل محاسبه سرعت‌ها و تغییرمکان‌های جدید ناشی از تنش‌ها و نیروی‌ها با استفاده از معادلات حرکت، سپس محاسبه نرخ‌های جدید کرنش با استفاده از مقادیر سرعت به‌دست آمده و در نهایت محاسبه مقادیر تنش جدید بر اساس مقادیر جدید نرخ کرنش است. هر دور کامل از چرخه حل در یک گام زمانی اتفاق می‌افتد [۵۲]. در ادامه، نحوه توسعه مدل عددی، مدل رفتاری به‌کار گرفته شده، فرآیند اعتبارسنجی مدل عددی ایجاد شده و الگوهای مورد بررسی برای بهسازی خاکریز شرح داده می‌شوند.

۲-۱- توسعه مدل عددی

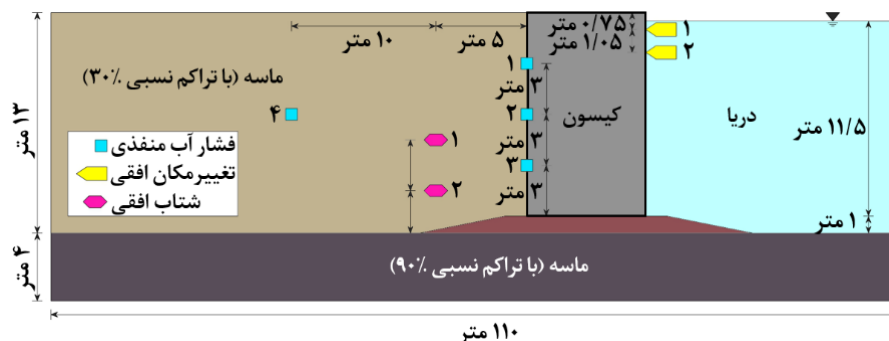
در روش تفاضل محدود، شبکه‌بندی باید به‌گونه‌ای باشد که ضمن تأمین دقت مورد نیاز، مسأله در مدت زمان مناسبی تحلیل شود. به لحاظ هندسی، بیش‌ترین دقت برای مدلی با زون‌های^{۱۴} مربع شکل به‌دست می‌آید [۵۳]. برای اجتناب از خطای هندسی^{۱۵} که گاهی در شبکه‌های درشت‌تر رخ می‌دهد، باید ابعاد شبکه به حد لازم کوچک باشد. برای انتشار دقیق موج لرزه‌ای در مدل، اندازه کوچک ترین زون، کوچک‌تر از یک دهم طول موج مرتبط با بالاترین مولفه فرکانس موج ورودی، که حاوی انرژی قابل ملاحظه‌ای است، در نظر گرفته می‌شود [۵۲]. بر این اساس، بر مبنای بررسی‌های انجام شده در مطالعات گذشته [۹ و ۱۶]، ابعاد شبکه در نواحی مجاور دیوار ساحلی که بیش‌ترین دقت نیاز است، به‌صورت مربع با بعد ۰/۵ متر در نظر گرفته می‌شوند. همچنین در نواحی دورتر از دیوار (فاصله ۳۰ متر از دیوار در طرفین) برای کاهش زمان تحلیل، ابعاد شبکه به‌صورت مستطیل با ابعاد ۱ متر در ۰/۵ متر در نظر گرفته می‌شوند. مطابق

¹³ Lagrangian explicit finite-difference method

¹⁴ Zones

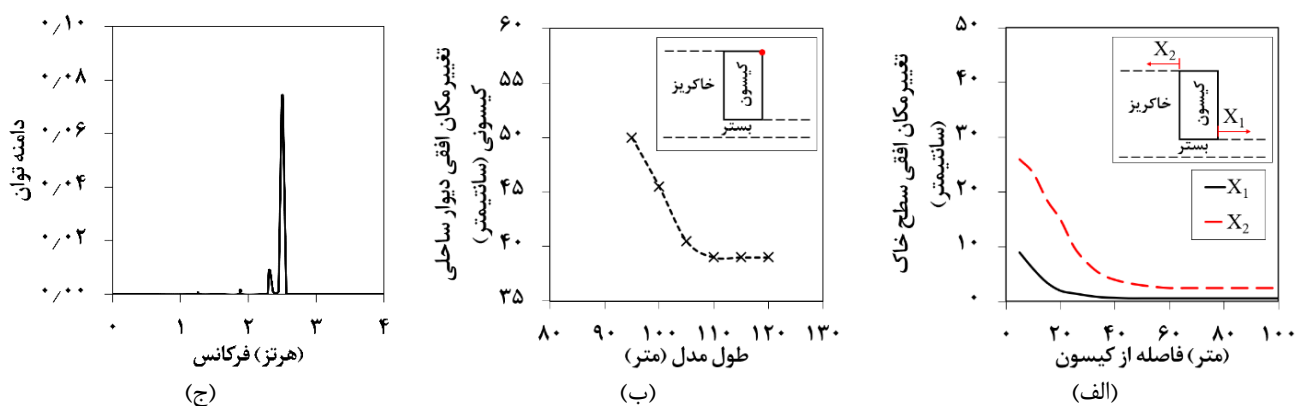
¹⁵ Bad geometry

شکل (۱)، مدل عددی مورد بررسی در پژوهش حاضر دارای طول ۱۱۰ متر و شامل یک دیوار کیسونی به ارتفاع ۱۲ متر به همراه یک شالوده به ضخامت ۱ متر مستقر بر بستر دریا به ضخامت ۴ متر است. در این شکل، موقعیت نقاط ثبت داده‌های شتاب و تغییر مکان افقی و فشار آب منفذی حاصل از تحلیل‌های عددی به منظور مقایسه با مشاهدات آزمایشگاهی متناظر نشان داده شده‌اند.



شکل ۱: هندسه مدل عددی مورد بررسی.

در مسائل دینامیکی، کوچک بودن ابعاد مدل می‌تواند سبب بازتاب امواج به داخل مدل شود [۵۲]. در مطالعه حاضر، برای تعیین طول ابتدا یک مدل با طول ۲۰۰ متر ساخته و پاسخ لرزه‌ای آن محاسبه می‌شود. مطابق شکل (۲-الف)، بررسی تغییرات نشست خاکریز پشت دیوار نشان می‌دهد تغییر مکان افقی سطح فوقانی خاکریز در فاصله ۶۰ متری از پشت دیوار در یک مقدار مشخص ثابت می‌شود و با افزایش فاصله به بیش از ۶۰ متر از دیوار، تغییری در تغییر مکان افقی سطح خاکریز ایجاد نمی‌شود. همچنین مطابق همین شکل، تغییر مکان افقی سطح فوقانی بستر در فاصله ۴۵ متری از جلو دیوار در یک مقدار مشخص ثابت می‌شود. بر این اساس، طول اولیه مدل برابر با حاصل جمع این دو عدد (یعنی ۱۰۵ متر) به دست می‌آید. در ادامه، برای انتخاب بهینه‌ترین طول، یک تحلیل حساسیت بر روی تغییرات جابجایی افقی بالای دیوار نسبت به طول مدل، انجام می‌شود. بر اساس شکل (۲-ب)، در طول‌های بزرگ‌تر از ۱۱۰ متر، تغییر مکان افقی ماندگار بالای دیوار پس از بارگذاری لرزه‌ای ثابت می‌شود. بنابراین، مطابق شکل (۱)، بعد افقی ۱۱۰ متر برای کمینه کردن بازتاب امواج به داخل مدل در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۲: نتایج تحلیل حساسیت برای تعیین طول بهینه مدل: (الف) تغییرات تغییر مکان افقی سطح فوقانی خاک در جلو و پشت دیوار، (ب) تغییرات تغییر مکان افقی بالای دیوار نسبت به طول مدل، و (ج) تحلیل تبدیل فوریه سریع و نمایش طیف توان بر حسب فرکانس.

برای لحاظ نمودن مراحل ساخت دیوار در واقعیت بر پاسخ لرزه‌ای سیستم، مدل‌سازی عددی در نه مرحله انجام می‌شود. در هر مرحله، با انجام تحلیل استاتیکی تا دستیابی به تعادل، اثر مراحل ساخت در شرایط اولیه مدل لحاظ می‌شود. در گام اول، بستر دریا شبیه‌سازی می‌شود و شرایط اولیه بستر پیش از احداث دیوار ساحلی در نظر گرفته می‌شود. سپس در گام دوم، شالوده زیر دیوار بر روی بستر اجرا می‌شود. متعاقباً در گام سوم، دیوار کیسونی بر روی شالوده استقرار می‌یابد. در گام‌های چهارم تا نهم، خاکریز پشت دیوار در شش لایه دو متری در پشت دیوار ایجاد می‌شود. پس از تکمیل مراحل ساخت و اعمال شرایط اولیه در داخل مدل با اعمال بارگذاری دینامیکی، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی انجام و پاسخ لرزه‌ای دیوار ساحلی کیسونی محاسبه می‌شود. در تحلیل‌های دینامیکی، مرزهای

آزاد^{۱۶} در طرفین مدل عددی اعمال می‌شوند. میرایی هیستریزیس در مدل رفتاری به کار گرفته شده، براساس یک رابطه هذلولی میان سطح تنش برشی و کرنش برشی پلاستیک در نظر گرفته می‌شود [۵۴]. با توجه به استفاده از مدل‌های رفتاری کشسان خمیری برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی مصالح، به منظور جلوگیری از نوسانات ناخواسته در تغییر شکل‌های بسیار کوچک و فرکانس‌های بالا، ۵ درصد میرایی ریلی^{۱۷} متمرکز در فرکانس حدود ۲/۵ هرتز (نزدیک به فرکانس پایه سیستم) در مدل طی تحلیل‌های دینامیکی لحاظ می‌شود. به منظور تعیین فرکانس پایه سیستم، تحلیل تبدیل فوریه سریع^{۱۸} انجام و نتیجه آن در قالب طیف توان در شکل (۲-ج) ارائه شده است [۵۲].

براساس توصیه استاندارد فنی و شرح و تفسیر برای بنادر و تجهیزات ساحلی در ژاپن^{۱۹} (۲۰۰۹) [۵۵]، زاویه اصطکاک سطح مشترک بین کیسون و خاک‌های شالوده و خاکریز برابر ۰/۶ زاویه اصطکاک خاک در این بخش‌ها در نظر گرفته می‌شود. همچنین بر اساس توصیه راهنمای^{۲۰} نرم افزار [۵۲]، سختی نرمال (k_n) و سختی برشی (k_s) بین صفحات براساس معادله‌های (۵) و (۶) برابر با ۱۰^{۱۱} لحاظ می‌شوند:

$$E_s = \max \left[\left(K + \frac{4}{3} G \right) / \Delta z_{\min} \right] \quad (۵)$$

$$k_s = k_n = 10 \times E_s \quad (۶)$$

که در آن، K و G به ترتیب مدول حجمی و برشی و Δz_{\min} کوچک‌ترین بعد زون مجاور در جهت نرمال هستند.

۲-۲- معرفی مدل رفتاری مصالح

برای شبیه‌سازی رفتار دینامیکی مصالح دانه‌ای متراکم بستر که از نوع ماسه فیروزکوه با تراکم نسبی ۹۰٪ است و دیوار کیسونی بتنی به ترتیب از مدل‌های رفتاری کشسان-خمیری موهر-کولمب و کشسان استفاده می‌شود. برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی مصالح ژئوتکنیکی مستعد روان‌گرایی، تاکنون مدل‌های رفتاری مختلفی نظیر سانی‌سند^{۲۱} [۵۶]، وانگ^{۲۲} [۵۷ و ۵۸] و بارسلونا^{۲۳} [۵۹] توسعه یافته‌اند. در پژوهش حاضر، از مدل رفتاری کشسان خمیری UBCSAND برای مدل کردن رفتار مصالح خاکریز که از نوع ماسه فیروزکوه با تراکم نسبی ۳۰٪ است، استفاده می‌شود [۶۰]. مدل UBCSAND یک مدل کشسان خمیری تنش موثر دوبعدی برای انجام تحلیل‌های تنش - تغییر شکل در سازه‌های ژئوتکنیکی است. این مدل برای شبیه‌سازی رفتار مصالح ژئوتکنیکی دانه‌ای دارای پتانسیل روان‌گرایی توسعه یافته است. شبیه‌سازی رفتار مکانیکی مصالح در مدل UBCSAND به صورت همبسته^{۲۴} انجام و اندرکنش دینامیکی آب منفذی و بخش جامد خاک به طور مستقیم لحاظ می‌شود. برای این منظور، معادلات تعادل مکانیکی و جریان به طور همزمان حل می‌شوند و پاسخ سیال منفذی از طریق مدول حجمی سیال با پاسخ اسکلت خاک همبسته می‌شود [۵۴]. در سال‌های اخیر، پژوهش‌گران متعددی از مدل UBCSAND در تحلیل دینامیکی مسائل مرتبط با روان‌گرایی بهره برده‌اند [۶۴-۶۱]. در این مدل، رفتار تنش - کرنش برشی با استفاده از یک رابطه هاپربولیک و کرنش حجمی اسکلت خاک به کمک یک قانون جریان که خود تابعی از نسبت تنش حاضر (η) است، تخمین زده می‌شوند. در مدل UBCSAND، پاسخ‌های کشسان به صورت همگن فرض و توسط مدول برشی (G^e) و مدول بالک (B^e) به صورت زیر توصیف می‌شوند:

$$G^e = K_G^e P_a \left(\sigma' / P_a \right)^{n_e} \quad (۱)$$

¹⁶ Free field

¹⁷ Rayleigh damping

¹⁸ Fast Fourier transform

¹⁹ Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI)

²⁰ Manual

²¹ Sanisand

²² Wang

²³ Barcelona basic model

²⁴ Coupled

$$B^e = \alpha G^e \quad (2)$$

که در آن K_G^e ، عدد مدول برشی کشسان؛ P_a ، فشار اتمسفر؛ σ' ، تنش میانگین در صفحه بارگذاری؛ ne ، توان کشسان؛ و α ثابتی مرتبط با نسبت پواسون هستند [۶۵].

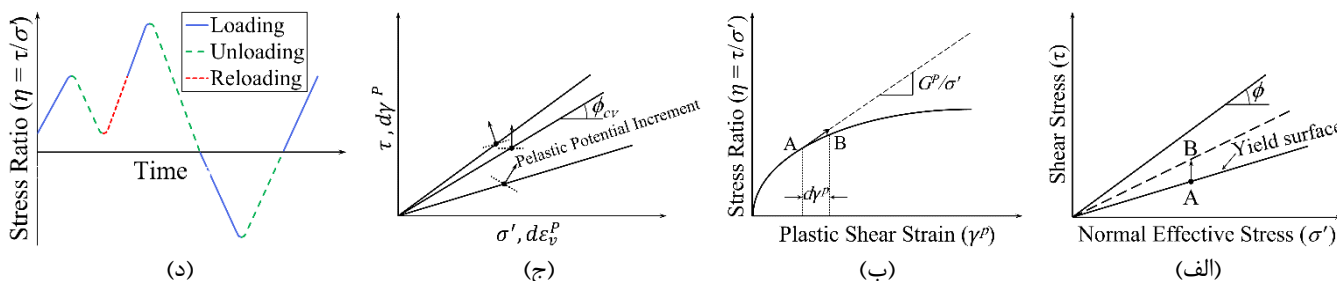
کرنش‌های خمیری با سطح تسلیم و قانون جریان کنترل می‌شوند. مشابه با مدل موهر-کولمب برای خاک‌های فاقد چسبندگی، سطح تسلیم در فضای تنش، مطابق شکل (۳-الف) با استفاده از یک خط گذرنده از مبدأ توصیف می‌شود. در گام نخست بارگذاری برشی، کنترل سطح تسلیم با حالت تنش حاضر (نقطه A در شکل (۳-الف)) انجام می‌شود. با افزایش تنش برشی و به تبع آن نسبت تنش $(\eta = \frac{\tau}{\sigma'})$ ، نقطه تنش به موقعیت B منتقل می‌شود. τ و σ' تنش‌های موثر برشی و قائم در صفحه تنش برشی بیشینه هستند. سطح تسلیم به موقعیت جدید که از نقطه B و مبدأ می‌گذرد، انتقال می‌یابد، که این شرایط سبب ایجاد سخت‌شوندگی و در نتیجه کرنش‌های خمیری برشی و حجمی می‌شود. افزایش کرنش برشی خمیری ($d\gamma^P$) که مطابق شکل (۳-ب) با تغییر نسبت تنش ($d\eta$) مرتبط است، به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$G^P = G_i^P \left(1 - (\eta/\eta_f) R_f\right)^2 \quad (3)$$

که در آن، G_i^P ، مدول برشی خمیری در یک سطح پایین نسبت تنش ($\eta=0$)؛ η_f ، نسبت تنش در هنگام گسیختگی (برابر با $\sin \phi_f$)؛ ϕ_f ، زاویه اصطکاک بیشینه و R_f ، نسبت گسیختگی هستند. با استفاده از قانون جریان، افزایش کرنش حجمی خمیری ($d\varepsilon_v^P$) به صورت زیر با افزایش کرنش برشی خمیری ($d\gamma^P$) مرتبط می‌شود:

$$d\varepsilon_v^P = (\sin \phi_{cv} - (\tau/\sigma')) d\gamma^P \quad (4)$$

که در آن، ϕ_{cv} ، زاویه اصطکاک حجم ثابت^{۲۵} یا زاویه تبدیل فاز^{۲۶} است. سطح تسلیم و جهت کرنش‌های خمیری براساس قانون جریان در شکل (۳-ج) نشان داده شده‌اند. در نسبت‌های تنش پایین، فشردگی خمیری قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌شود، در حالی که هیچ‌گونه فشردگی در نسبت‌های تنش متناظر با ϕ_{cv} پیش‌بینی نمی‌شود. در نسبت‌های تنش بزرگ‌تر از ϕ_{cv} اتساع افزایش یافته برشی پیش‌بینی می‌شود. مطابق شکل (۳-د)، هنگامی که مقدار نسبت تنش کاهش می‌یابد، باربرداری اطلاق می‌شود. اگر نسبت تنش بدون تغییر علامت، شروع به افزایش نماید، بارگذاری مجدد نامیده می‌شود که در آن هیچ‌گونه کرنش برشی و حجمی خمیری ایجاد نمی‌شود. این حالت (بارگذاری مجدد) تا زمانی که نسبت تنش کم‌تر از بیش‌ترین مقدار قبلی باشد، ادامه می‌یابد و هنگامی که نسبت تنش از بیشینه مقدار قبلی بیش‌تر شود، مجدداً کرنش خمیری ایجاد می‌شود.



شکل ۳: مشخصات مدل UBCSAND: (الف) سطح تسلیم، (ب) افزایش کرنش برشی خمیری و مدول برشی خمیری، (ج) مسیرهای کرنش‌های خمیری مرتبط با موقعیت سطح تسلیم، و (د) نمایش بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد در تاریخچه نسبت تنش [۵۳].

²⁵ Constant volume friction angle

²⁶ Phase transformation angle

اضافه فشار آب منفذی^{۲۷} ایجاد شده در هر چرخه بارگذاری بر مبنای کرنش حجمی خمیری، مدول برجهندگی^{۲۸} خاک و سختی سیال منفذی برآورد می‌شود. مدل UBCSAND دارای قانون سخت‌شوندگی مختلط^{۲۹} سینماتیک و همسانگرد است که امکان تغییر توأمان اندازه و موقعیت سطح تسلیم را فراهم می‌سازد. اطلاعات تکمیلی در خصوص مبانی نظری و فرمول‌بندی مدل UBCSAND و همچنین مقادیر معمول برای ثابت‌های رفتاری مدل در مطالعات بی‌تی و بیرنه^{۳۰} (۱۹۹۸) [۶۶] و پارک^{۳۱} (۲۰۰۵) [۶۷] ارائه شده‌اند.

پارامترهای مدل UBCSAND را می‌توان با استفاده از رویکردهای مستقیم و غیرمستقیم به‌دست آورد [۶۷]. در رویکرد مستقیم، از داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی برای تعیین پارامترها استفاده می‌شود، در حالی که رویکرد غیرمستقیم براساس همبستگی میان پارامترهای کشسان و خمیری با تراکم نسبی (D_r) یا مقادیر عدد نفوذ استاندارد اصلاح‌شده $(N_1)_{60}$ است. در خصوص مدل UBCSAND، بیش‌تر پارامترهای مهم مورد نیاز با عدد نفوذ استاندارد اصلاح‌شده $(N_1)_{60}$ مرتبط هستند. در پژوهش حاضر، عدد نفوذ استاندارد اصلاح‌شده $(N_1)_{60}$ و زاویه اصطکاک حجم ثابت (ϕ_{cv}) براساس تراکم نسبی مصالح خاکریز تعیین و سایر مشخصات مورد استفاده در شبیه‌سازی‌های عددی با استفاده از روابط همبستگی [۵۴]، بر مبنای این دو مشخصه برآورد می‌شوند. مشخصات مصالح ژئوتکنیکی بخش‌های مختلف مدل مورد بررسی و پارامترهای مورد استفاده در مدل‌سازی‌های عددی به‌ترتیب در جدول‌های (۱) و (۲) ارائه شده‌اند [۵۴].

جدول ۱: مشخصات مصالح ژئوتکنیکی بخش‌های مختلف مدل عددی.

موقعیت	نوع مصالح	تراکم نسبی (D_r %)	مدل رفتاری
بستر	ماسه فیروزکوه	۹۰	کشسان خمیری موهر - کولمب
شالوده	سنگ شکسته	-	کشسان خمیری موهر - کولمب
خاکریز	ماسه فیروزکوه	۳۰	کشسان خمیری UBCSAND
ناحیه بهسازی شده	سنگ شکسته	-	کشسان خمیری موهر - کولمب
کیسون	بتن	-	کشسان

جدول ۲: پارامترهای مورد استفاده در مدل‌سازی عددی برای مصالح دانه‌ای: (الف) غیر روان‌گرا و (ب) روان‌گرا [۵۴].

(الف)

متغیر	نماد	یکا	بستر	شالوده	ناحیه بهسازی شده
وزن مخصوص اشباع	γ_{sat}	کیلوگرم بر مترمکعب	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰
زاویه اصطکاک	ϕ	درجه	۳۵	۳۵	۳۸
مدول حجمی	K	مگا پاسکال	۱۵۸/۳	۱۶۶/۷	۱۵۰
مدول برشی	G	مگا پاسکال	۷۳	۷۶/۹	۶۹/۲
چسبندگی	C	کیلو پاسکال	۰	۰	۰
زاویه اتساع	ψ	درجه	۱	۵	۵
ضریب نفوذپذیری	k	سانتیمتر بر ثانیه	۰/۰۱۲۵	۵۰	۵۰

(ب)

متغیر	یکا	واحد	خاکریز
وزن مخصوص اشباع	γ_{sat}	کیلوگرم بر مترمکعب	۱۸۵۰
عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده	$(N_1)_{60}$	-	۵
تخلخل	n	-	۰/۴۵

^{۲۷} Excess pore water pressure

^{۲۸} Rebound modulus

^{۲۹} Mixed hardening rule

^{۳۰} Beaty and Byrne

^{۳۱} Park

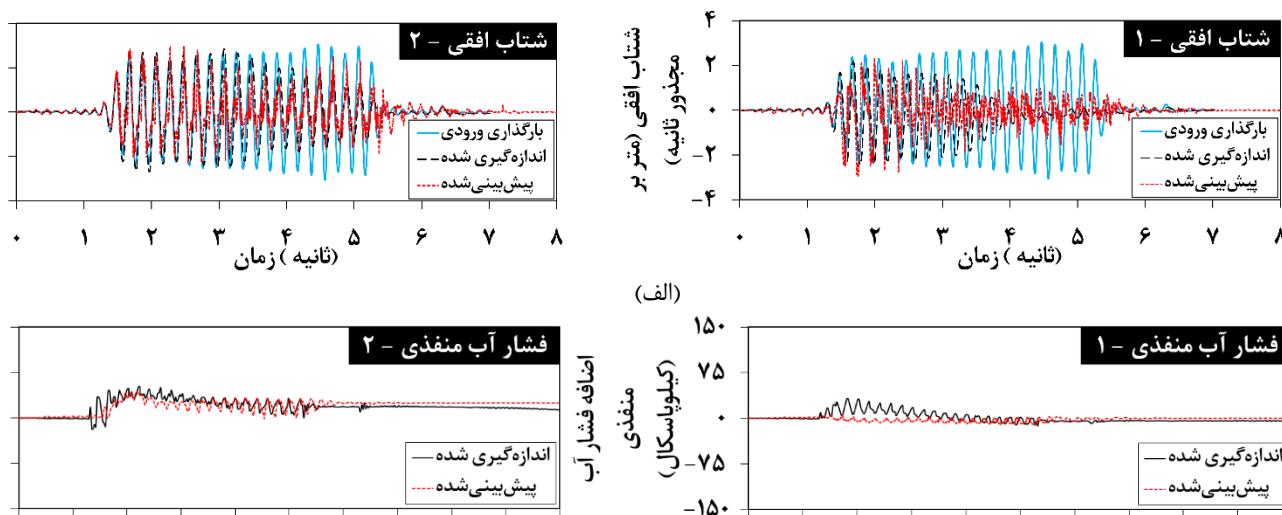
جدول ۲: پارامترهای مورد استفاده در مدل سازی عددی برای مصالح دانه‌ای: (الف) غیر روان گرا و (ب) روان گرا [۵۴].

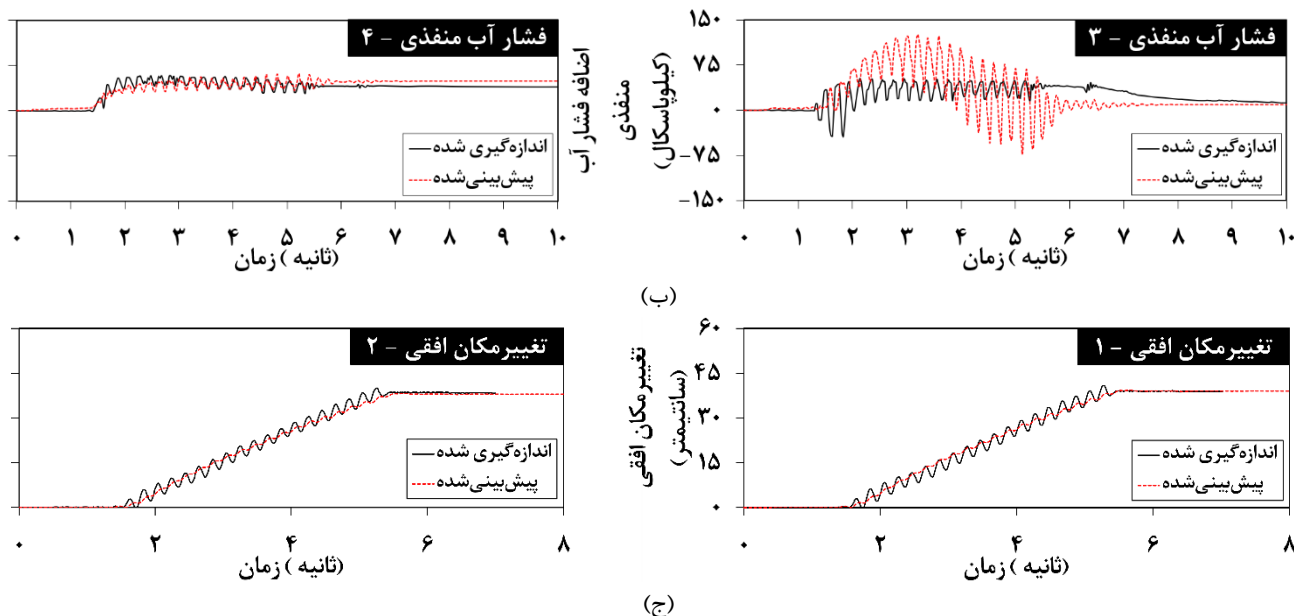
نسبت پواسون	ν	-	۰/۳
ضریب مدول برشی کشسان	K_G^e	-	۵۵۶/۳
ضریب مدول حجمی کشسان	K_B	-	۲۹۷/۱
توان برش کشسان	m_e	-	۰/۵
توان حجمی کشسان	n_e	-	۰/۵
مدول برشی خمیری	K_G^P	-	۱۴۱/۷
توان حجمی خمیری	n_p	-	۰/۴
زاویه اصطکاک حجم ثابت	ϕ_{cv}	درجه	۲۸
ضریب نفوذپذیری	k	سانتیمتر بر ثانیه	۰/۱۲۵

σ'_{v0} : تنش موثر قائم اولیه P_{atm} : فشار اتمسفر

۳-۲- تحلیل اعتبارسنجی مدل عددی توسعه یافته

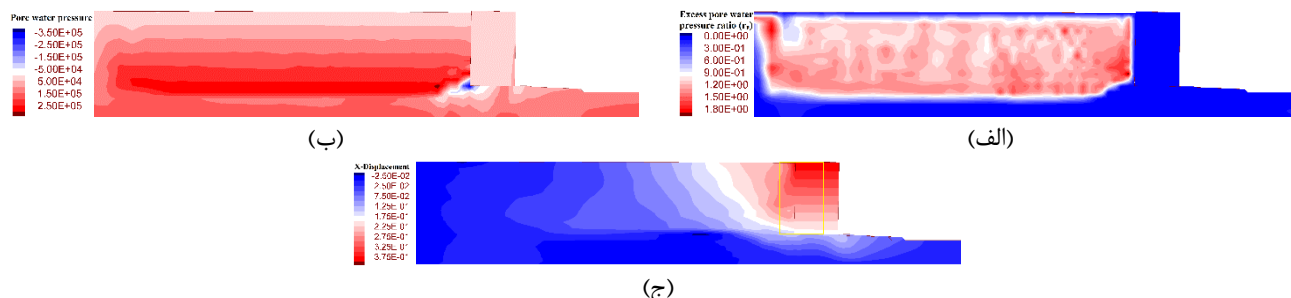
برای اعتبارسنجی مدل عددی ایجاد شده، پاسخ لرزه‌ای مدل عددی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی شامل تاریخچه‌های زمانی شتاب افقی، فشار آب منفذی و تغییرمکان افقی با مشاهدات آزمایشگاهی متناظر [۲۵]، مقایسه می‌شوند. مدل آزمایشگاهی مرجع، مربوط به آزمون میز لرزه ۱g بر روی یک دیوار ساحلی کیسونی همراه با خاکریز متشکل از مصالح دانه‌ای روان گرا مستقر بر بستر متراکم با مقیاس ۱ به ۲۵ است. [۲۵]. موقعیت نقاط ثبت تاریخچه‌های زمانی شتاب افقی، اضافه فشار آب منفذی و تغییرمکان افقی و همچنین هندسه مدل عددی در شکل (۱) ارائه شده‌اند. تاریخچه‌های زمانی بارگذاری ورودی، شتاب افقی، اضافه فشار آب منفذی و تغییرمکان افقی در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی در شکل (۴) نشان داده شده‌اند [۲۵]. مدل‌سازی‌های عددی در ابعاد واقعی سیستم انجام و نتایج عددی حاصل با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی مقیاس شده متناظر مقایسه می‌شوند. مطابق شکل (۴-الف)، بارگذاری مورد استفاده در تحلیل دینامیکی اعتبارسنجی، یک تاریخچه شتاب افقی با مقدار بیشینه شتاب (PGA) معادل $0.3g$ و فرکانس ۵ هرتز است.





شکل ۴: تاریخچه زمانی: (الف) بارگذاری ورودی اعمالی برای تحلیل اعتبارسنجی و شتاب افقی، (ب) افزایش فشار آب منفذی و (ج) تغییر مکان افقی در مدل سازی‌های عددی مطالعه حاضر و مدل آزمایشگاهی [۲۵].

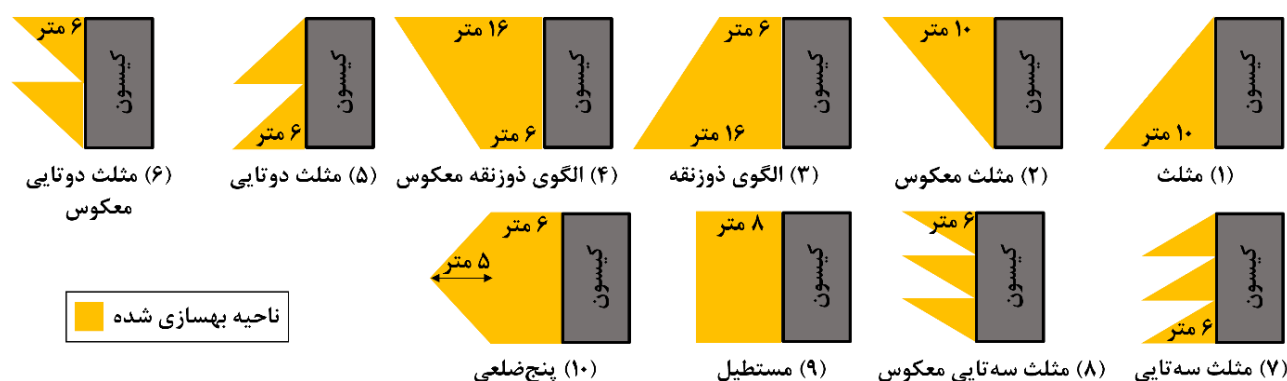
مطابق شکل (۴-الف و ب)، تطابق کلی مناسبی میان پاسخ لرزه‌ای مدل عددی و مشاهدات آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. میان تاریخچه‌های زمانی شتاب افقی و فشار آب منفذی محاسبه شده و مقادیر آزمایشگاهی به دست آمده از آزمون میز لرزه اختلاف کمی وجود دارد. در شکل (۴-الف) ملاحظه می‌شود شتاب‌های محاسبه شده عددی و اندازه‌گیری شده آزمایشگاهی در لایه روانگرا کاهش یافته‌اند. همچنین براساس شکل (۴-ج)، تغییر مکان‌های افقی ماندگار دیوار حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی و آزمایشگاهی از تطابق مطلوبی برخوردارند و اختلاف میان آن‌ها کم‌تر از ۲ میلی‌متر است. مقادیر فشار آب منفذی پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی به هم نزدیک هستند. در شکل (۴) ملاحظه می‌شود که روند تغییرات متغیرهای اشاره شده در مدل‌سازی‌های عددی و تغییر شکل یافته سیستم در شکل (۵) ارائه شده‌اند. در شکل (۵-الف) مشاهده می‌شود که خاکریز ماسه‌ای اشباع پشت دیوار با تراکم پایین روان‌گرا شده است. مطابق شکل (۵-ب)، فشار آب منفذی در پنجه و پاشنه دیوار با توجه به سازوکار حرکتی آن به ترتیب افزایش و کاهش می‌یابند. به سبب چرخش و واژگونی دیوار به سمت دریا فشار مکشی و منفی در پاشنه دیوار ظاهر می‌شود. همچنین براساس شکل (۵-ج)، همان‌گونه که انتظار می‌رود سازوکار تغییرشکلی دیوار ساحلی کیسونی عمدتاً از نوع لغزش به‌همراه میزان کوچکی واژگونی به سمت دریا است.



شکل ۵: توزیع: (الف) ضریب افزایش فشار آب منفذی، و (ب) فشار آب منفذی در بخش‌های مختلف مدل، و (ج) پیکربندی تغییر شکل یافته دیوار ساحلی کیسونی پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای ورودی اعمالی برای تحلیل اعتبارسنجی.

۴-۲- الگوهای مورد بررسی برای بهسازی خاکریز

در ادبیات فنی، الگوهای مختلفی برای جایگزینی مصالح پشت دیوار ساحلی با مصالح دانه‌ای مناسب ارائه شده‌اند که هر یک دارای مزایا و معایبی هستند [۲۶ و ۵۵]. در کنار بازده ۳۲ و میزان اثر بخشی ۳۳ هر یک از الگوها در بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوار ساحلی، سهولت اجرا و حجم جایگزینی مصالح خاکی نیز از مهم‌ترین معیارها برای انتخاب الگوی بهینه و منتخب بهسازی خاکریز هستند. در پژوهش حاضر، سعی شده براساس مقتضیات اجرایی، سوابق پروژه‌های گذشته [۲۶] و مستندات موجود در ادبیات فنی [۳۶]، تمامی الگوهای بهسازی اجرایی و متداول مطالعه شوند. بر این مبنای ۱۰ الگوی بهسازی مصالح خاکریز مطابق با شکل (۶) بررسی می‌شوند. مساحت هر یک از الگوها که مبین حجم عملیات خاکی در واحد طول است، در جدول (۳) ارائه شده است.



شکل ۶: الگوهای مورد بررسی بهسازی خاکریز: (۱) مثلث، (۲) مثلث معکوس، (۳) دوزنقه، (۴) دوزنقه معکوس، (۵) مثلث دوتایی، (۶) مثلث دوتایی معکوس، (۷) مثلث سه تایی، (۸) مثلث سه تایی معکوس، (۹) مستطیل و (۱۰) پنج ضلعی.

جدول ۳: مساحت الگوهای مورد بررسی برای بهسازی خاکریز.

الگو	توصیف شکل هندسی	مساحت ناحیه جایگزینی (متر مربع)
(۱) مثلث	مثلث قائم الزاویه با قاعده در پایین	۶۰
(۲) مثلث معکوس	مثلث قائم الزاویه با قاعده در بالا	۶۰
(۳) دوزنقه	دوزنقه قائم الزاویه با قاعده بزرگ در پایین	۱۳۲
(۴) دوزنقه معکوس	دوزنقه قائم الزاویه با قاعده بزرگ در بالا	۱۳۲
(۵) مثلث دوتایی	دو مثلث قائم الزاویه با قاعده در پایین	۳۶
(۶) مثلث دوتایی معکوس	دو مثلث قائم الزاویه با قاعده در بالا	۳۶
(۷) مثلث سه تایی	سه مثلث قائم الزاویه با قاعده در پایین	۳۶
(۸) مثلث سه تایی معکوس	سه مثلث قائم الزاویه با قاعده در بالا	۳۶
(۹) مستطیل	مستطیل	۹۶
(۱۰) پنج ضلعی	پنج ضلعی	۱۰۲

۳- تحلیل شکنندگی

در تحلیل‌های شکنندگی درک مطلوبی از پاسخ سیستم‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای در طی رویدادهای لرزه‌ای فراهم می‌شود. در این تحلیل‌ها با ارائه احتمال شرطی تجاوز آسیب وارد بر سازه از یک حالت معین خسارت بر حسب شدت بارگذاری لرزه‌ای، آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه و تغییرات احتمال آسیب آن در طیف وسیعی از سطوح لرزه‌ای ارائه می‌شود. از این‌رو، با به‌کارگیری تحلیل‌های شکنندگی و

³² Efficiency
³³ Effectiveness

توسعه منحنی‌های شکنندگی، علاوه بر بررسی کفایت سازه در سطوح لرزه‌ای مبنای طراحی، احتمال آسیب آن در سایر سطوح لرزه‌ای به دست می‌آید و موجب افزایش قابلیت اطمینان سازه می‌شود [۶۸]. در پروژه‌های واقعی، منحنی‌های شکنندگی برای یک ساختمان خاص توسعه داده می‌شوند. در پژوهش حاضر، برای لحاظ نمودن اثرات ساختمان در پاسخ مدل و امکان تعمیم نتایج برای یک منطقه جغرافیایی خاص، منطقه صنعتی عسلویه در جنوب غربی ایران به عنوان ساختمان مبنای این نوع دیوار در نظر گرفته می‌شود. برای تولید منحنی‌های شکنندگی، تاریخچه زمانی ده زلزله واقعی مطابق جدول (۴) انتخاب و بر مبنای روش تطبیق طیفی، بر طیف پاسخ ویژه ساختمان عسلویه منطبق می‌شوند [۶۹]. تطبیق طیفی رایج‌ترین روش پیشنهادی برای انتخاب رکورد زلزله است که کم‌ترین تغییرات را در پارامترهای پاسخ ایجاد می‌کند [۷۰]. برای انجام تحلیل شکنندگی و بررسی اثر سطوح لرزه‌ای مختلف بر گسیختگی سازه‌ای، هر یک از زلزله‌های انتخابی به ۴۰ سطح مختلف (از ۰/۰۲۵g تا ۱g با گام ۰/۰۲۵g) مقیاس می‌شوند.

جدول ۴: اطلاعات زلزله‌ها و داده‌های مورد استفاده از آن‌ها در تحلیل‌های شکنندگی پژوهش حاضر [۶۸].

زلزله، کشور	تاریخ وقوع	بزرگای گشتاوری (M_w)	بیشینه شتاب افقی (PGA) رکورد مورد استفاده (g)
بم، ایران	دسامبر ۲۰۰۳	۶/۶	۰/۸۱
چی‌چی، تایوان	سپتامبر ۱۹۹۹	۷/۷	۰/۹
ایمپریال ولی، ایالات متحده	اکتبر ۱۹۷۹	۶/۵	۰/۲۱
کوبه، ژاپن	ژانویه ۱۹۹۵	۶/۹	۰/۶۹
کوجائلی، ترکیه	آگوست ۱۹۹۹	۷/۶	۰/۳۲
لوما پریتا، ایالات متحده	اکتبر ۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۲
نورتریج، ایالات متحده	ژانویه ۱۹۹۴	۶/۷	۰/۵۵
رودبار، ایران	ژوئن ۱۹۹۰	۷/۴	۰/۵
سرپل‌ذهاب، ایران	نوامبر ۲۰۱۸	۶/۳	۰/۵۵
طبس، ایران	سپتامبر ۱۹۷۸	۷/۴	۰/۸۴

رویکرد بیش‌تر آئین‌نامه‌های نوین طراحی سازه، طراحی بر مبنای عملکرد و ارزیابی رفتار سازه در سطوح لرزه‌ای مختلف است [۷۱]. در خصوص سازه‌های ساحلی، روش پیشنهادی عمده آئین‌نامه‌های موجود برای طراحی لرزه‌ای دیوار ساحلی، طراحی براساس تعادل نیرو است. حال آن‌که در آئین‌نامه انجمن جهانی زیرساخت‌های حمل و نقل آبی^{۳۴} (۲۰۰۱)، طراحی بر مبنای عملکرد برای سازه‌های ساحلی پیشنهاد می‌شود و حالات آسیب دیوارهای ساحلی وزنی براساس تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار و دوران ماندگار دیوار به سمت دریا در نظر گرفته می‌شوند [۲۶]. در این آئین‌نامه، برای دیوارهای ساحلی وزنی چهار سطح آسیب «قابل بهره‌برداری»، «تعمیرپذیر»، «در آستانه فروریزش» و «فروریزش» تعریف می‌شوند. در حالت آسیب قابل بهره‌برداری، آسیب وارده اندک است و سازه پس از زلزله قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ می‌کند. در حالت «تعمیرپذیر»، آسیب وارد به سازه قابل کنترل و ترمیم است. در حالت «در آستانه فروریزش»، سازه متحمل آسیب‌های گسترده می‌شود. در حالت «فروریزش»، مقاومت سازه به‌طور کامل از بین می‌رود و عمدتاً پس از اتمام زلزله نیاز است که دیوار ساحلی موجود با یک سازه حائل جدید جایگزین شود. مقادیر معیارهای پیشنهادی انجمن جهانی زیرساخت‌های حمل و نقل آبی (۲۰۰۱) برای دیوارهای ساحلی وزنی در جدول (۵) ارائه شده‌اند [۲۶]. در پژوهش حاضر، با توجه به این‌که مقادیر دوران ماندگار دیوار ساحلی مستقر بر بستر متراکم پس از جایگزینی مصالح خاگریز با خاک دانه‌ای مناسب در تمامی الگوهای مورد بررسی بسیار کوچک (کم‌تر از ۱ درجه) هستند، امکان توسعه منحنی‌های شکنندگی براساس معیار واژگونی وجود ندارد. بنابراین، معیارهای پیشنهادی انجمن جهانی زیرساخت‌های حمل و نقل آبی (۲۰۰۱) برای تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار به عنوان حالت‌های آسیب دیوار ساحلی کیسونی در تحلیل شکنندگی مطالعه حاضر در نظر گرفته می‌شوند.

جدول ۵: معیارهای آسیب پیشنهادی برای دیوارهای ساحلی وزنی [۲۶].

³⁴ PIANC

آیتم	سطح آسیب	درجه ۱: قابل بهره‌برداری	درجه ۲: تعمیرپذیر	درجه ۳: در آستانه فروریزش	درجه ۴: فروریزش
دیوار وزنی	تغییر مکان ماندگار نرمال شده (d/H)	کمتر از ۱/۵٪	۱/۵ - ۱/۵	۵ - ۱۰٪	بیشتر از ۱۰٪
	واژگونی ماندگار به سمت دریا	کمتر از ۳ درجه	۳ - ۵ درجه	۵ - ۸ درجه	بیشتر از ۸ درجه

d: تغییر مکان افقی ماندگار بالای دیوار، H: ارتفاع دیوار

پس از برآورد پاسخ لرزه‌ای دیوار در سطوح لرزه‌ای مختلف زلزله‌های انتخابی، منحنی‌های شکنندگی بر مبنای جابجایی افقی ماندگار بالای دیوار توسعه می‌یابند. در پژوهش‌های مختلف، از توابع مختلفی برای توسعه منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است که خوش سازگاری^{۳۵} هر یک، بسته به سطوح لرزه‌ای مورد بررسی و سازه مورد مطالعه متفاوت است [۳۷-۵۱]. در مطالعه حاضر، مطابق با تحلیل‌های شکنندگی انجام شده برای دیوارهای ساحلی [۴۵، ۴۶، ۵۰ و ۵۱]، از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد^{۳۶} برای توسعه منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود. هر چند، بررسی به‌کارگیری توابع مختلف برای توسعه منحنی‌های شکنندگی و مقایسه میزان تطابق هر یک با نتایج احتمالاتی، پژوهش‌های جداگانه‌ای را می‌طلبد که خارج از محدوده این مطالعه است. با داشتن مرزهای حالات آسیب تعریف شده و مقادیر پاسخ مدل عددی (که در اینجا تغییر مکان افقی ماندگار بالای دیوار است)، شکنندگی لرزه‌ای حالت آسیب D_i ، احتمال شرطی تجاوز حالت آسیب دیوار ساحلی از حالت آسیب D_i در سطح زلزله مشخص (S_a) است، که در فرم بسته به صورت معادله (۷) نشان داده می‌شود:

$$[D > d | S_a] = P[X > x_i | S_a] = 1 - \Phi\left[\frac{\ln(x_i) - \alpha}{\beta}\right] \quad (7)$$

$$\alpha = \ln \mu - \beta^2 / 2 \quad (8)$$

$$\beta = \sqrt{\ln\left[1 + (\sigma/\mu)^2\right]} \quad (9)$$

که $\Phi(0)$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، x_i کران بالای هر حالت آسیب و μ و σ به ترتیب میانگین و انحراف معیار پاسخ مدل در هر سطح S_a هستند. پارامترهای α و β به سطح S_a بستگی دارند.

پس از تخمین مقادیر جابجایی افقی ماندگار دیوار، براساس میانگین (μ) و انحراف معیار (σ)، متغیرهای تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد (α و β) در هر سطح زلزله محاسبه می‌شوند. سپس، با استفاده از کران بالای حالت آسیب مورد نظر (x_i) و متغیرهای α و β ، مقدار تابع در هر سطح زلزله تعیین می‌شود. با داشتن مقدار تابع در سطوح لرزه‌ای مورد مطالعه، توزیع تجمعی نرمال استاندارد با استفاده از رابطه (۷) به دست می‌آید.

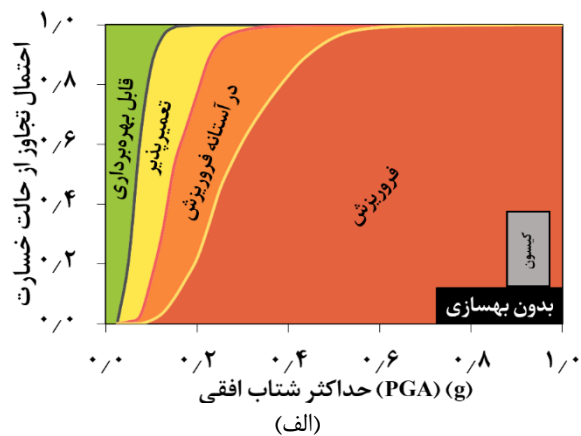
۴- نتایج و یافته‌ها

۴-۱- توسعه منحنی‌های شکنندگی

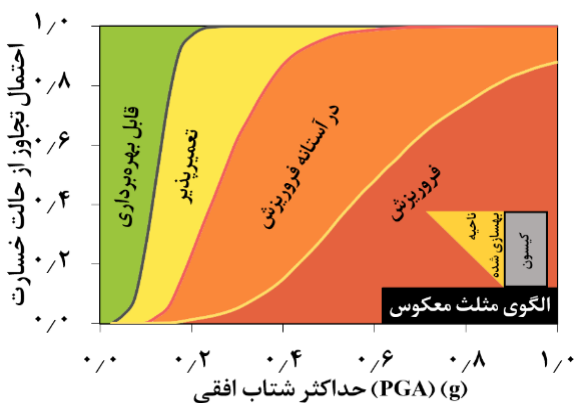
منحنی‌های شکنندگی توسعه داده شده برای دیوارهای ساحلی کیسونی با خاکریز بهسازی شده و خاکریز فاقد بهسازی در شکل (۷) نمایش داده می‌شوند.

³⁵ Goodness of fit

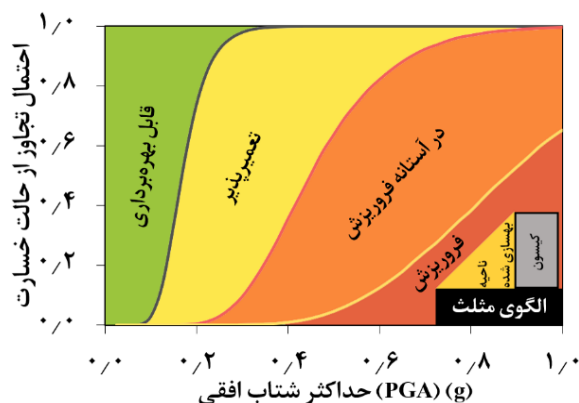
³⁶ Standard normal cumulative distribution function



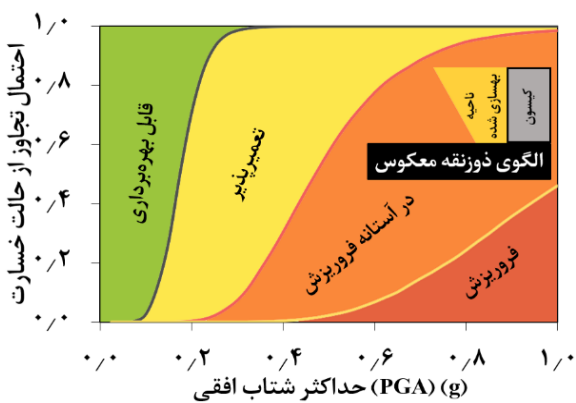
(الف)



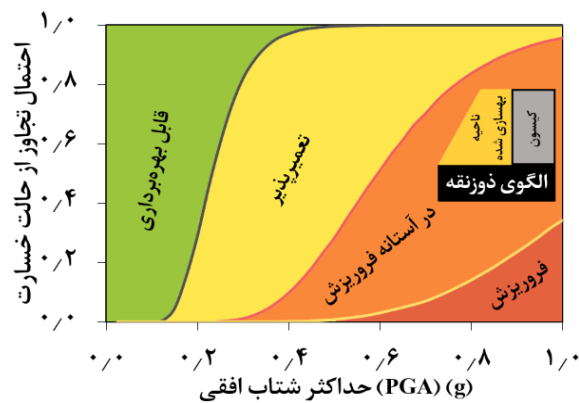
(ب)



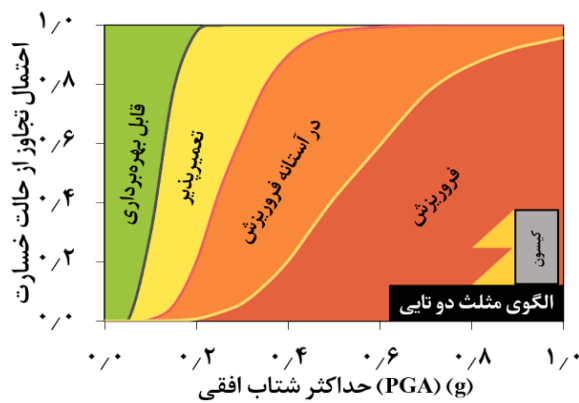
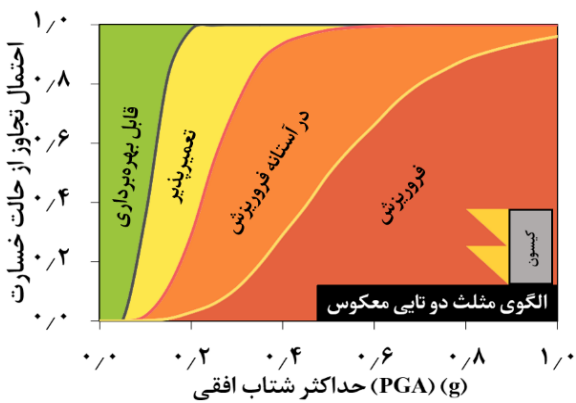
(ج)

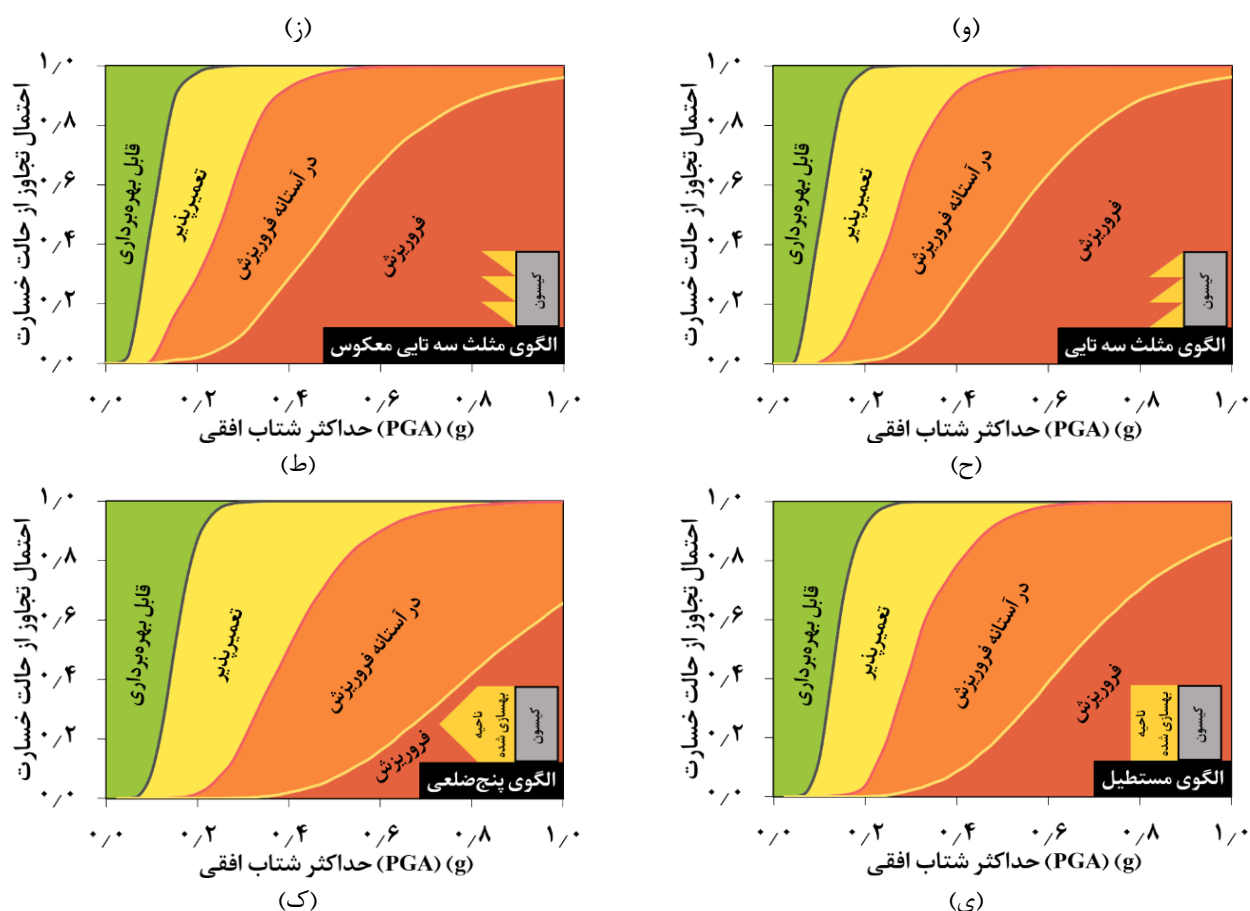


(د)



(ه)



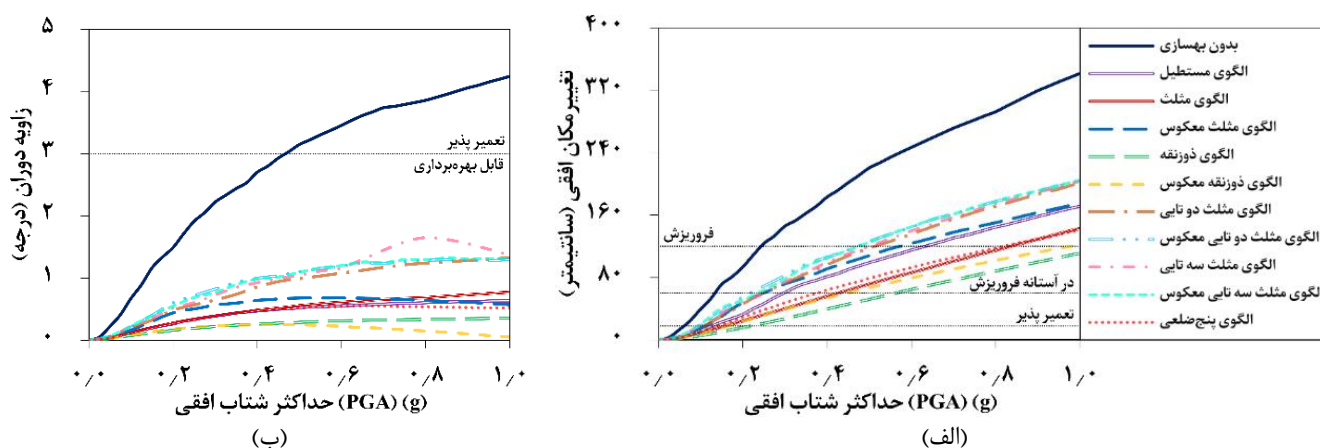


شکل ۷: منحنی‌های شکنندگی توسعه یافته برای دیوار ساحلی کیسونی با الگوهای مختلف بهسازی خاکریز: (الف) دیوار فاقد بهسازی خاکریز، (ب) الگوی مثلث، (ج) الگوی مثلث معکوس، (د) الگوی دوزنقه، (ه) الگوی دوزنقه معکوس، (و) الگوی مثلث دوتایی، (ز) الگوی مثلث دوتایی معکوس، (ح) الگوی مثلث سه تایی، (ط) الگوی مثلث سه تایی معکوس، (ی) الگوی مستطیل و (ک) الگوی پنج ضلعی.

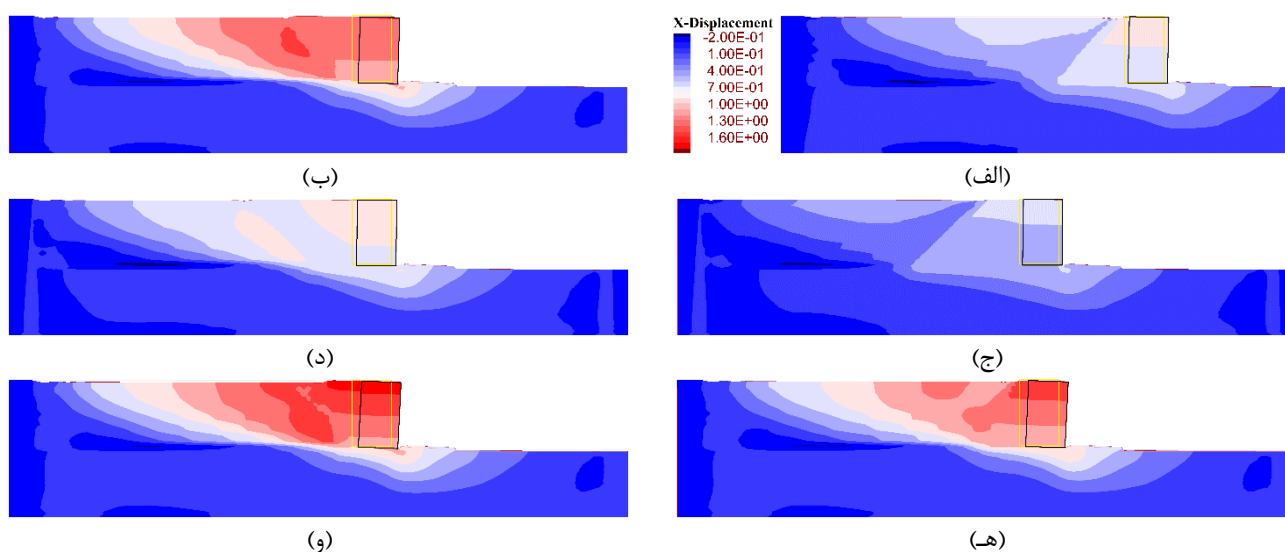
نتایج نشان می‌دهند که بهسازی خاکریز مستعد روان‌گرایی در پشت دیوار ساحلی کیسونی و جایگزینی مصالح خاکریز با مصالح دانه‌ای ژئوتکنیکی مناسب، سبب بهبود قابل توجه عملکرد لرزه‌ای سیستم و کاهش آسیب‌پذیری آن در تمامی سطوح لرزه‌ای می‌شود. مطابق شکل (۷-الف)، در حالتی که خاکریز «فاقد بهسازی» باشد، احتمال تجاوز از حالت آسیب «قابل بهره‌برداری» و رسیدن به حالت «تعمیرپذیر» در سطح زلزله (PGA) $0.175g$ برابر ۱۰۰٪ است؛ در حالی که در این سطح زلزله، در هیچ یک از الگوهای بهسازی مطالعه شده، احتمال تجاوز از سطح آسیب «قابل بهره‌برداری» به ۱۰۰٪ نمی‌رسند و میانگین احتمال رسیدن به حالت «تعمیرپذیر» در الگوها ۷۳٪ است. در خصوص سایر حالت‌های آسیب، این اختلاف چشمگیرتر است. مطابق شکل (۷-الف)، دیوار ساحلی کیسونی «فاقد بهسازی»، در سطح زلزله $0.35g$ به احتمال ۱۰۰٪ به حالت آسیب «در آستانه فروریزش» می‌رسد، در حالی که اگر دیوار دارای خاکریز بهسازی شده باشد (شکل‌های (۷-ب) تا (۷-ک))، در این سطح از زلزله، به‌طور میانگین تنها ۵۵٪ احتمال رسیدن به حالت آسیب «در آستانه فروریزش» وجود دارد. همچنین از میان الگوهای بهسازی خاکریز، بالاترین احتمال رسیدن به حالت آسیب «در آستانه فروریزش» که به الگوی مثلث دوتایی معکوس اختصاص دارد (شکل (۷-ز))، ۸۷٪ است که اختلاف قابل توجهی با حالت «فاقد بهسازی» وجود دارد. در مورد رسیدن به حالت آسیب «فروریزش» نیز اختلاف قابل توجهی میان احتمال آسیب دیوار ساحلی کیسونی در حالت‌های «فاقد بهسازی» و «دارای خاکریز بهسازی شده»، مشاهده می‌شود و استفاده از الگوهای بهسازی خاکریز، عملکرد لرزه‌ای دیوار را به میزان قابل توجهی بهبود می‌بخشد. مطابق شکل (۷-الف)، در حالت «فاقد بهسازی»، احتمال تجاوز از حالت آسیب «در آستانه فروریزش» و رسیدن به حالت «فروریزش» برای دیوار ساحلی کیسونی در سطح زلزله $0.65g$ برابر ۱۰۰٪ است، در حالی که در سطح زلزله $0.65g$ ، بالاترین احتمال رسیدن به حالت آسیب

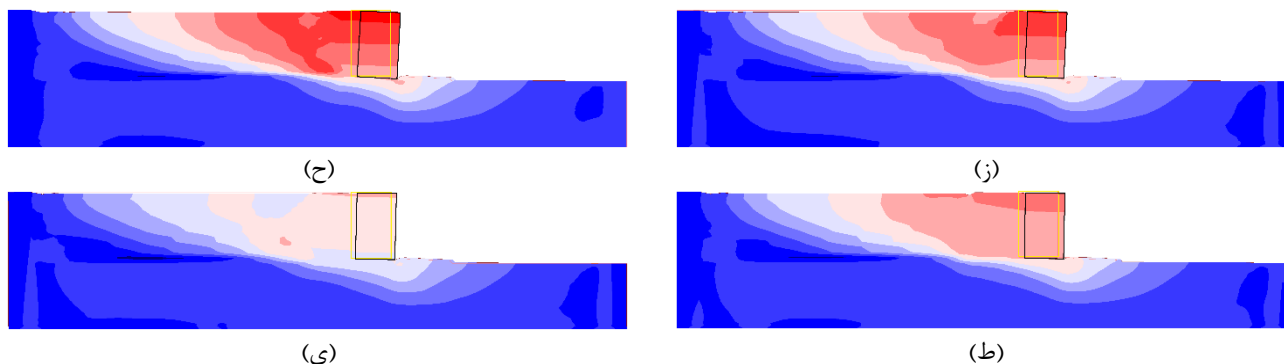
«فروریزش» برای دیوار با خاکریز بهسازی شده ۷۵٪ (مربوط به الگوی مثلث سه تایی معکوس، (شکل (۷-ط)) است و میانگین احتمال رسیدن به این حالت آسیب در الگوهای بهسازی بررسی شده تنها ۴۴٪ است.

میانگین تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار و دوران ماندگار آن در سطوح لرزه‌ای مختلف برای الگوهای بهسازی مورد مطالعه در شکل (۸) نشان داده می‌شود. مشاهده می‌شود که به‌کارگیری الگوهای بهسازی مصالح خاکریز در پشت دیوار ساحلی کیسونی موجب کاهش چشمگیر جابجایی افقی و واژگونی آن می‌شود. مطابق شکل (۸-الف)، میانگین تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار در حالت فاقد بهسازی بیش از ۶۵٪ بیشتر از حالت‌های دارای بهسازی است. همچنین مطابق شکل (۸-ب)، میانگین دوران ماندگار دیوار در حالت فاقد بهسازی در سطوح زلزله بالاتر از ۰/۲۷۵g، به بالاتر از ۲ درجه که معادل حالت آسیب «تعمیرپذیر» است، رسیده است، در حالی که در هیچ یک از الگوهای جایگزینی مصالح خاکریز، دیوار به این حالت آسیب نزدیک هم نشده است. همچنین مقایسه میانگین تغییرمکان افقی الگوهای بهسازی مورد بررسی در شکل (۸) نشان می‌دهد، الگوی دوزنقه کم‌ترین میانگین تغییرمکان افقی ماندگار را در میان الگوهای بهسازی دارد. پیکربندی تغییرشکل یافته دیوار کیسونی پس از زلزله طبس با بیشینه شتاب افقی ۰/۶g برای الگوهای جایگزینی مختلف در شکل (۹) ارائه می‌شود. مطابق شکل (۹)، بهسازی مصالح خاکریز، کاهش چشمگیر جابجایی افقی دیوار کیسونی و بهبود سازوکار تغییرشکلی آن را پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای در پی دارد.



شکل ۸: میانگین مقادیر: (الف) تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار و (ب) دوران ماندگار دیوار پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای برای دیوار ساحلی کیسونی با الگوهای مختلف خاکریز بهسازی شده و خاکریز فاقد بهسازی همراه با نمایش مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای.



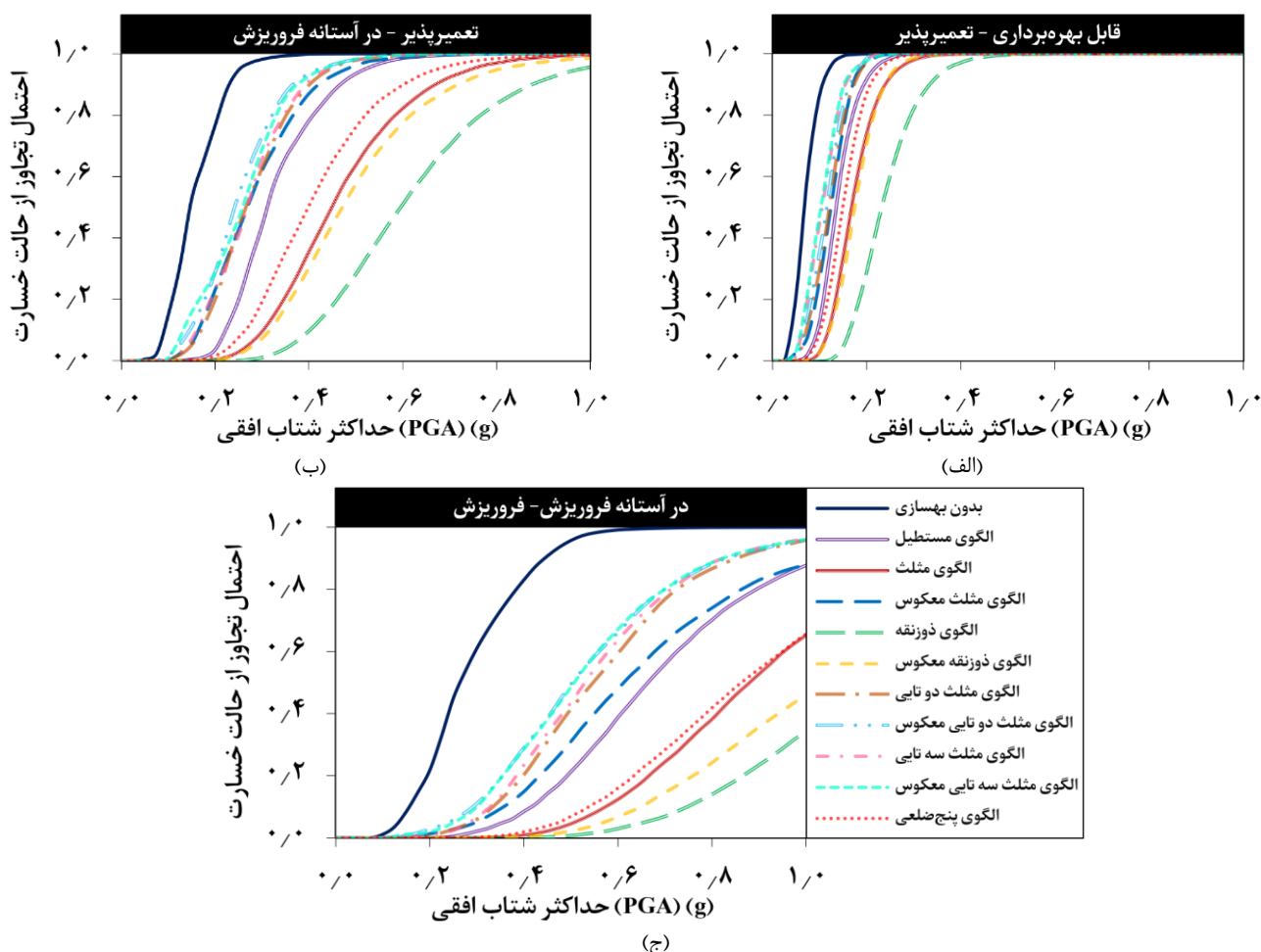


شکل ۹: پیکربندی تغییر شکل یافته دیوار ساحلی کیسونی با الگوهای مختلف بهسازی خاکریز پس از اعمال زلزله طیس با شتاب افقی بیشینه $g/0.16$: (الف) الگوی مثلث، (ب) الگوی مثلث معکوس، (ج) الگوی دوزنقه، (د) الگوی دوزنقه معکوس، (ه) الگوی مثلث دوتایی، (و) الگوی مثلث دوتایی معکوس، (ز) الگوی مثلث سه تایی، (ح) الگوی مثلث سه تایی معکوس، (ط) الگوی مستطیل و (ی) الگوی پنج ضلعی.

۲-۴- مقایسه میزان اثربخشی الگوهای مختلف بهسازی خاکریز برای دیوار ساحلی کیسونی

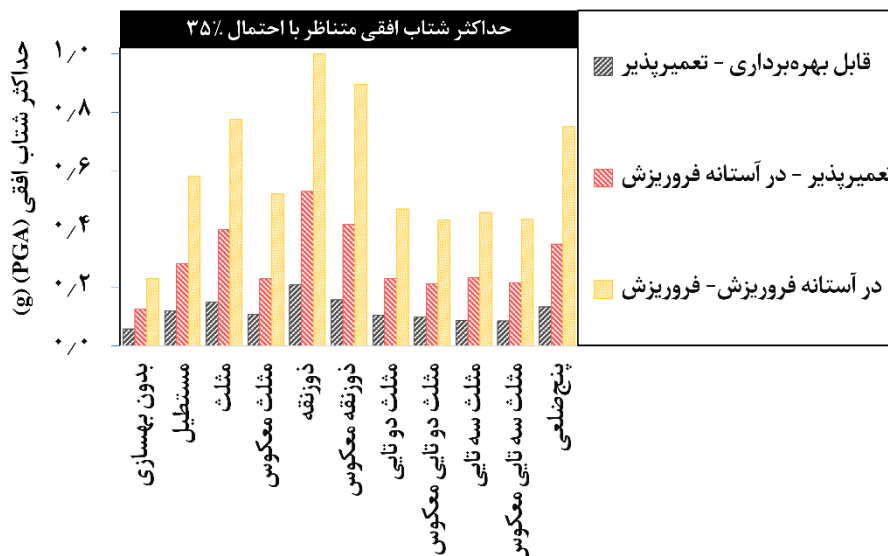
در شکل (۱۰)، منحنی‌های شکنندگی مربوط به الگوهای مختلف بهسازی خاکریز برای دیوار ساحلی کیسونی مقایسه می‌شوند. منحنی‌های شکنندگی به دست آمده برای الگوهای مختلف نشان می‌دهند، در تمامی حالت‌های آسیب و تمامی سطوح زلزله مورد بررسی، الگوی دوزنقه پایین‌ترین احتمال آسیب را نسبت به سایر الگوهای مورد بررسی برای دیوار کیسونی فراهم می‌نماید و این الگو بیش‌ترین اثربخشی را در بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوار دارد. مطابق شکل (۱۰)، احتمال تجاوز از حالت‌های آسیب «تعمیرپذیر» و «در آستانه فروریزش» برای الگوی دوزنقه در سطح زلزله $1g$ که بالاترین سطح زلزله مورد بررسی است، به ترتیب 95% و 34% است. این در حالی است که به جز الگوی دوزنقه معکوس، سایر الگوهای بهسازی، در سطوح زلزله پایین‌تر از $1g$ به احتمال 100% تجاوز از حالت آسیب «تعمیرپذیر» می‌رسند. در خصوص الگوی دوزنقه معکوس، احتمال رسیدن به حالت «در آستانه فروریزش» در سطح زلزله $1g$ برابر 99% است.

در خصوص سایر الگوهای بهسازی مورد بررسی، منحنی‌های شکنندگی به دست آمده نشان می‌دهند، عملکرد لرزه‌ای سیستم به‌ویژه در حالت آسیب «قابل بهره‌برداری» به «تعمیرپذیر»، نزدیک به یکدیگر است و اختلاف میان احتمال آسیب آن‌ها چشمگیر نیست. به‌منظور مقایسه بهتر الگوها، بیشینه شتاب افقی متناظر با احتمال آسیب 35% در الگوهای بهسازی مختلف در شکل (۱۱) نشان داده می‌شوند. بر اساس این شکل، در تمامی حالات آسیب مورد بررسی، دیوار دارای الگوی دوزنقه، در زلزله‌های نیرومندتری به احتمال 35% می‌رسد و پس از آن به ترتیب الگوهای دوزنقه معکوس، مثلث، پنج ضلعی و مستطیل بیش‌ترین تأثیر مثبت را در کاهش احتمال آسیب دیوار و افزایش قابلیت اطمینان عملکرد آن دارند. مطابق این نتایج، میزان اثربخشی الگوی مستطیل و مثلث معکوس و همچنین پنج ضلعی و مثلث نزدیک به یکدیگر است و می‌توان عملکرد این الگوهای بهسازی را در کاهش جابجایی افقی ماندگار دیوار ساحلی کیسونی تقریباً معادل یکدیگر در نظر گرفت. برای نمونه در خصوص الگوی مستطیل، سطح زلزله معادل با احتمال 35% تجاوز از حالت «در آستانه فروریزش» و رسیدن به حالت «فروریزش»، برابر $0.58g$ است، در حالی که برای الگوی مثلث معکوس این سطح زلزله برابر $0.52g$ است. برای الگوی پنج ضلعی، در سطح زلزله $0.75g$ احتمال رسیدن به حالت «فروریزش» 35% است، در حالی که سطح زلزله متناظر با این احتمال برای دیوار دارای الگوی مثلث، $0.78g$ است. این مسئله در میانگین مقادیر تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار برای سطوح لرزه‌ای مختلف نیز قابل مشاهده است. مطابق شکل (۱۱-الف)، الگوهای مستطیل و مثلث معکوس، میانگین کل تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار کیسونی را به ترتیب به میزان $53/5$ و $49/8$ درصد کاهش می‌دهند. الگوهای پنج ضلعی و مثلث نیز موجب کاهش میانگین تغییرمکان افقی دیوار به ترتیب به مقدار $62/3\%$ و $64/4\%$ می‌شوند.



شکل ۱۰: مقایسه منحنی‌های شکنندگی مربوط به الگوهای مختلف بهسازی خاکریز برای دیوار ساحلی کیسونی در حالات مختلف آسیب: (الف) حالت آسیب «قابل بهره‌برداری» به «تعمیرپذیر»، (ب) حالت آسیب «تعمیرپذیر» به «در آستانه فروریزش» و (ج) حالت آسیب «در آستانه فروریزش» به «فروریزش».

در مورد الگوی دوزنقه معکوس، میزان اثربخشی این الگوی بهسازی بین الگوهای دوزنقه و مثلث قرار می‌گیرد. مطابق شکل‌های (۱۰) و (۱۱)، در شرایط انتقال از حالت آسیب «قابل بهره‌برداری» به «تعمیرپذیر» و «تعمیرپذیر» به «در آستانه فروریزش»، احتمال‌های آسیب الگوهای دوزنقه معکوس به مثلث نزدیک است، در حالی که در حالت تجاوز از حالت آسیب «در آستانه فروریزش» و رسیدن به حالت «فروریزش»، منحنی شکنندگی این الگوی بهسازی به سمت الگوی دوزنقه متمایل می‌شود. این مسئله مبین آن است که عمده اثربخشی الگوی دوزنقه معکوس در بهبود رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی کیسونی مربوط به سطوح لرزه‌ای بالا است. به‌طور کلی، اختلاف میان میزان اثربخشی مثبت الگوهای بهسازی مورد بررسی در سطوح لرزه‌ای بالا و مرز میان حالات آسیب «در آستانه فروریزش» و «فروریزش» ملموس‌تر است.

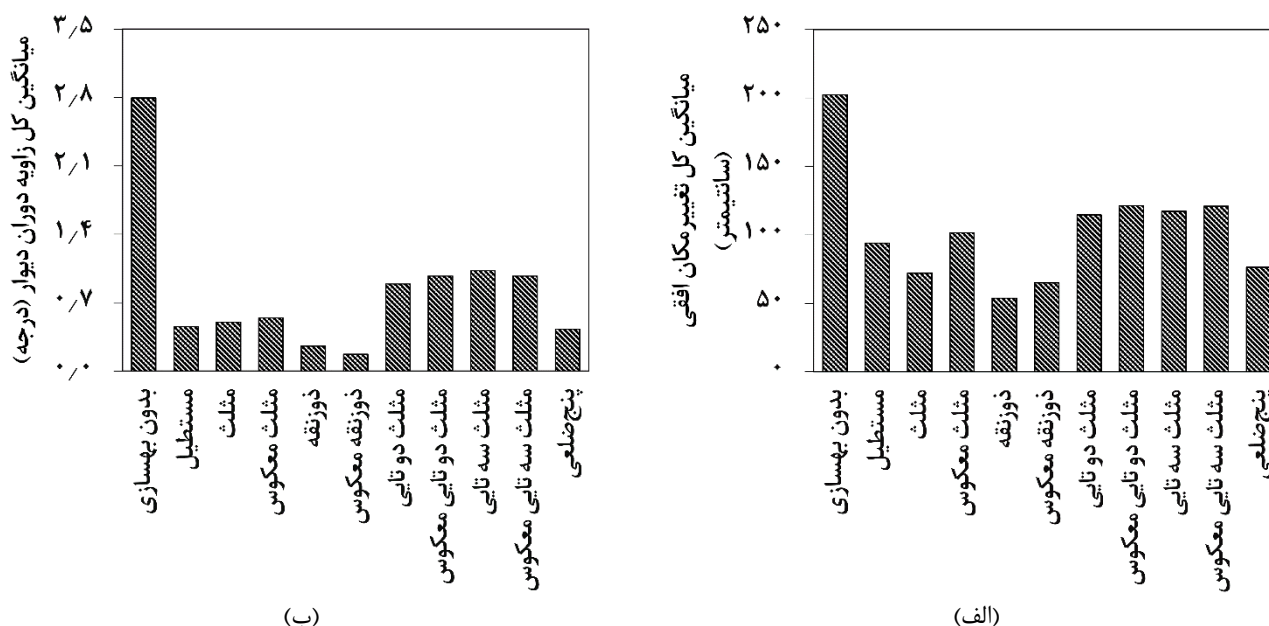


شکل ۱۱: سطح زلزله (PGA) متناظر با احتمال آسیب ۳۵٪ برای الگوهای متفاوت بهسازی خاکریز دیوار ساحلی کیسونی در حالات مختلف آسیب.

میزان اثربخشی سایر الگوهای مورد بررسی بهسازی خاکریز، شامل الگوهای مثلث دوتایی، مثلث دوتایی معکوس، مثلث سه تایی و مثلث سه تایی معکوس، در بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوار ساحلی کیسونی کم‌تر از الگوهای بحث شده در بالا است و تأثیرگذاری این الگوها تقریباً مشابه یکدیگر است. براساس شکل (۱۱)، اختلاف بیشینه شتاب زلزله متناظر با احتمال آسیب ۳۵٪ برای الگوهای مثلث دوتایی، مثلث دوتایی معکوس، مثلث سه تایی و مثلث سه تایی معکوس در تمامی حالت‌های آسیب مورد بررسی کم‌تر از ۰/۰۴g است. همچنین مطابق شکل (۱۲-الف)، اختلاف میانگین تغییرمکان افقی دیوار ساحلی کیسونی در الگوهای مثلث دوتایی، مثلث دوتایی معکوس، مثلث سه تایی و مثلث سه تایی معکوس کم‌تر از ۵ درصد است و احتمال آسیب این الگوها در تمامی سطوح لرزه‌ای و حالت‌های آسیب مورد بررسی بسیار به هم نزدیک است. یک نکته حائز اهمیت در خصوص نتایج به دست آمده، کم‌تر بودن دوران متوسط دیوار ساحلی کیسونی با الگوی بهسازی دوزنقه معکوس نسبت به سایر الگوها است. مطابق شکل (۱۲-ب)، دوران میانگین الگوی دوزنقه معکوس، ۳۳٪ کم‌تر از الگوی دوزنقه است. این مسئله نشان می‌دهد، در الگوهای بهسازی که هندسه ناحیه بهسازی شده یا بخشی از آن مثلثی شکل است، چنانچه قاعده در کف دیوار قرار داشته باشد (مانند الگوی دوزنقه)، به واسطه تمرکز بیش‌تر توده مصالح ناحیه بهسازی شده در بخش پایینی دیوار ساحلی کیسونی و کاهش فشار جانبی وارد بر دیوار در بخش‌های پایینی ارتفاع آن، کاهش جابجایی افقی دیوار نسبت به کاهش واژگونی آن بیش‌تر خواهد بود. در مقابل، اگر قاعده مثلث در بالای دیوار قرار داشته باشد (مانند الگوی دوزنقه معکوس)، به واسطه تمرکز بیش‌تر توده مصالح ناحیه بهسازی شده در بخش فوقانی دیوار و کاهش فشار در این بخش، دوران افقی دیوار کاهش چشمگیرتری خواهد داشت. به عبارت دیگر، استفاده از ناحیه بهسازی شده مثلثی با قاعده در پایین، عمدتاً سبب کاهش تغییرمکان افقی دیوار ساحلی کیسونی و استفاده از ناحیه بهسازی شده مثلثی با قاعده در بالا، عمدتاً سبب کاهش دوران دیوار می‌شود. کم‌تر بودن زاویه دوران الگوی مثلث معکوس نسبت به الگوی مثلث در سطوح لرزه‌ای بالا (PGA بیش‌تر از ۰/۷۵g)، گواه دیگری بر این مسئله است (به شکل (۸-ب) رجوع شود). البته با توجه به متشکل بودن بستر مدل مطالعه در پژوهش حاضر از ماسه متراکم با تراکم نسبی ۹۰٪، دوران در مدل حاضر یک عامل مخرب فرعی و ثانویه برای دیوار ساحلی کیسونی به‌شمار می‌رود و همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، تمامی الگوهای بهسازی مورد بررسی سبب کاهش دوران ماندگار دیوار به مقادیر قابل قبول می‌شوند. اما در شرایطی که بستر دیوار از مصالح با تراکم پایین‌تر تشکیل شود و مقادیر دوران دیوار افزایش یابند، استفاده از ناحیه بهسازی شده مثلثی یا دوزنقه‌ای با قاعده در بالا می‌تواند تأثیر قابل توجهی تری در بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوار داشته باشد.

۳-۴- مقایسه بازدهی الگوهای بهسازی مصالح خاکریز برای دیوار ساحلی کیسونی

همان گونه که پیش تر اشاره شد، به منظور انتخاب الگوی مناسب برای بهسازی مصالح خاکریز دیوار ساحلی کیسونی، علاوه بر میزان بهبود عملکرد سازه، حجم عملیات خاکی نیز عامل تأثیر گذاری است. در حقیقت، الگوی بهسازی که موجب بیشترین کاهش در جابجایی افقی ماندگار و دوران ماندگار دیوار شود، لزوماً بهینه ترین الگو نیست، بلکه الگوی بهینه بهسازی خاکریز، الگویی است که دارای توازن در میزان بهبود عملکرد لرزه ای دیوار و هزینه اجرایی باشد. در این بخش، به مقایسه بازدهی الگوهای بهسازی مورد بررسی پرداخته می شود.



شکل ۱۲: میانگین: (الف) تغییر مکان افقی بالای دیوار و (ب) دوران ماندگار دیوار در تمامی سطوح لرزه ای و زلزله های مورد بررسی برای الگوهای مختلف بهسازی خاکریز.

یکی از پارامترهایی که می تواند به خوبی مبین میزان بهبود عملکرد لرزه ای دیوار ساحلی کیسونی پس از به کارگیری الگوهای بهسازی خاکریز باشد، مساحت زیر منحنی شکنندگی (A_{UFC}) است. منحنی شکنندگی یک منحنی صعودی با بیشینه ارتفاع و عرض واحد (با توجه به این نکته که بیشینه شتاب (PGA) مورد بررسی $1g$ است و بنابراین، عرض منحنی نیز برابر یک خواهد بود) است. به هر میزان عرض منحنی (که احتمال آسیب دیوار است) و شیب صعود آن کوچک تر باشد، مساحت زیر منحنی شکنندگی کوچک تر خواهد بود. بنابراین، به هر میزان مساحت زیر منحنی شکنندگی کوچک تر باشد، احتمال آسیب دیوار در سطوح لرزه ای مختلف پایین تر خواهد بود، در نتیجه مساحت زیر این منحنی می تواند یک معیار مناسب برای بیان میزان اثربخشی الگوی بهسازی باشد. سطح زیر منحنی شکنندگی برای الگوهای مورد بررسی در پژوهش حاضر در شکل (۱۳) نشان داده می شود. مطابق شکل (۱۳-الف)، دیوار کیسونی با الگوی بهسازی دوزنقه مناسب ترین عملکرد را در میان الگوها دارد و دارای کوچک ترین سطح زیر منحنی در هر سه منحنی به دست آمده است.

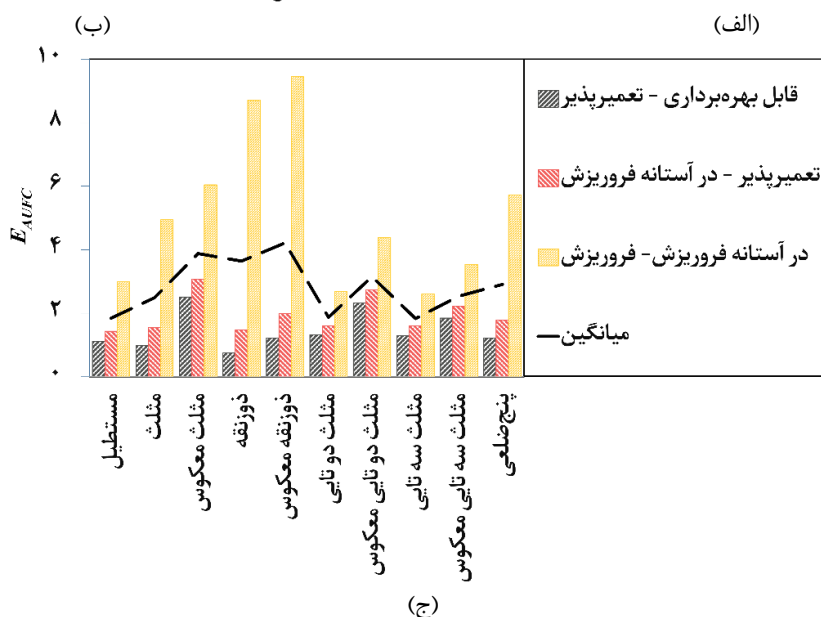
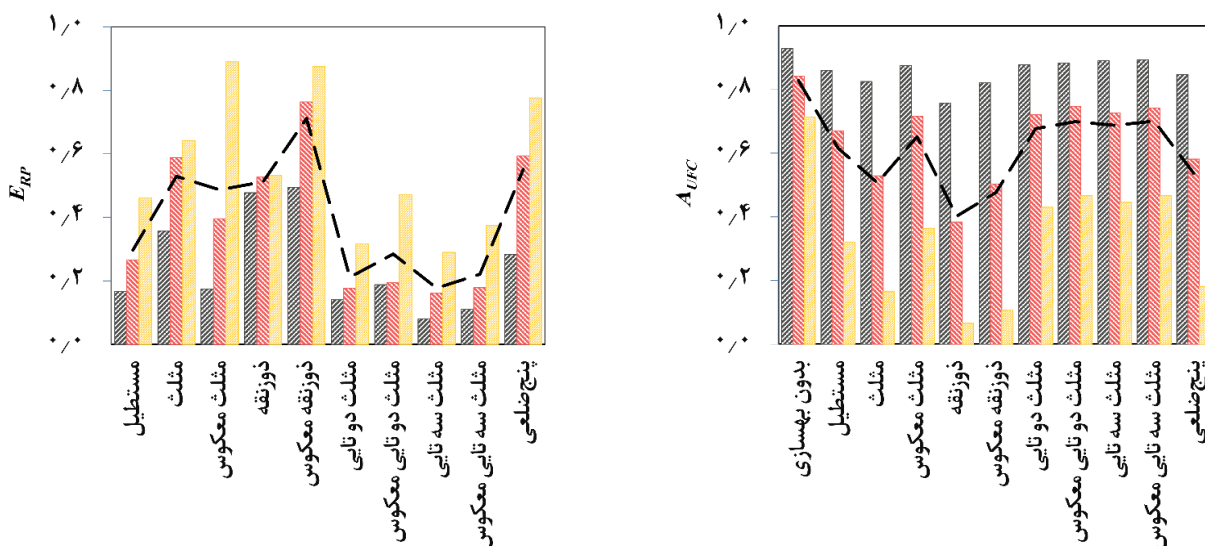
علاوه بر سطح زیر منحنی شکنندگی، میزان کاهش احتمال آسیب نیز می تواند به عنوان یک پارامتر دیگر نشان گر میزان اثربخشی الگوهای بهسازی باشد. میزان کاهش احتمال آسیب عبارت است از میزان کاهش احتمال تجاوز از یک حالت آسیب مشخص در یک سطح زلزله معین. برای تعریف میزان کاهش احتمال آسیب، بایستی PGA متناظر با یک احتمال آسیب مشخص در دیوار ساحلی کیسونی فاقد ناحیه بهسازی به عنوان سطح زلزله مبنا در نظر گرفته شود. سپس از رابطه (۱۰)، میزان کاهش احتمال آسیب (RP) محاسبه شود:

$$RP = P_I - P_W \quad (10)$$

P_I : احتمال آسیب دیوار با الگوی جایگزینی در سطح زلزله مبنا

P_W : احتمال آسیب دیوار فاقد الگوی جایگزینی در سطح زلزله مبنا

در پژوهش حاضر، PGA متناظر با احتمال آسیب ۱۰۰٪ در دیوار ساحلی کیسونی فاقد الگوی بهسازی به عنوان سطح زلزله مبنا برای ارزیابی میزان کاهش احتمال آسیب (RP_{100}) در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۳: مقایسه بازدهی الگوهای مختلف بهسازی مصالح خاگریز برای دیوار ساحلی کیسونی در سطوح آسیب مختلف: (الف) مقادیر سطح زیر منحنی‌های شکنندگی (A_{UPC})، (ب) نسبت بازدهی ERP و (ج) نسبت بازدهی $EAUPC$. انتقال

در برخی از الگوهای مورد بررسی نظیر الگوهای دوزنقه و مثلث، به واسطه هندسه الگو، حجم عملیات خاکی مورد نیاز برای انجام بهسازی بیش‌تر از مساحت ناحیه جایگزینی است. بنابراین، برای انجام یک مقایسه دقیق میان بازدهی الگوهای بهسازی خاگریز مورد بررسی، یک ضریب تصحیح ساخت (I_c) بر مساحت ناحیه جایگزینی اعمال می‌شود. برای تعیین این ضریب، یک شیب خاکی پایدار با زاویه 60° نسبت به افق در پشت ناحیه بهسازی در نظر گرفته می‌شود و I_c از نسبت مساحت ناحیه جایگزینی برای تأمین شیب پایدار به

مساحت ناحیه جایگزینی الگو به دست می‌آید. بر این اساس، برای الگوی مثلث معکوس برابر ۱ و برای سایر الگوها عددی بزرگ‌تر از ۱ به دست می‌آید. مقادیر r_c به دست آمده برای الگوهای مورد بررسی در پژوهش حاضر در جدول (۶) ارائه می‌شوند.

برای مقایسه بازدهی الگوهای بهسازی بررسی شده در پژوهش حاضر، براساس مساحت زیر منحنی شکنندگی (A_{UFC})، میزان کاهش احتمال (RP_{100}) و مساحت نرمال شده ناحیه بهسازی (A_{IZN})، دو نسبت بازدهی با معادله‌های (۱۱) و (۱۲) تعریف می‌شوند:

$$E_{RP} = RP_{100} / (A_{IZN} \times r_c) \quad (11)$$

$$E_{A_{UFC}} = 1 / (A_{UFC} \times A_{IZN} \times r_c) \quad (12)$$

جدول ۶: مقادیر ضریب تصحیح ساخت (r_c) برای الگوهای مختلف بهسازی خاکریز بررسی شده در پژوهش حاضر.

الگو	مساحت ناحیه جایگزینی (A_{IZ}) (متر مربع)	مساحت ناحیه جایگزینی برای تأمین شیب پایدار (مترمربع)	ضریب تصحیح ساخت (r_c)
مثلث	۶۰	۱۶۲	۲/۷
مثلث معکوس	۶۰	۶۰	۱
دوزنقه	۱۳۲	۲۳۴	۱/۷۷
دوزنقه معکوس	۱۳۲	۱۳۲	۱
مثلث دو تایی	۳۶	۱۱۴	۳/۱۷
مثلث دو تایی معکوس	۳۶	۶۴/۵	۱/۷۹
مثلث سه تایی	۳۶	۱۱۴	۳/۱۷
مثلث سه تایی معکوس	۳۶	۸۰	۲/۲۲
مستطیل	۹۶	۱۳۸	۱/۴۴
پنج ضلعی	۱۰۲	۱۲۷/۵	۱/۲۵

مقادیر نسبت‌های بازدهی $E_{A_{UFC}}$ و E_{RP} برای دیوار ساحلی کیسونی با الگوهای مختلف بهسازی خاکریز به ترتیب در شکل‌های (۱۳-ب) و (۱۳-ج) ارائه می‌شوند. مطابق شکل (۱۳-ب)، براساس نسبت بازدهی (E_{RP})، الگوی بهسازی خاکریز دوزنقه معکوس دارای بالاترین بازدهی در میان الگوهای مورد بررسی است. این مسئله به این معنی است که در یک سطح زلزله ثابت، در ازای هر متر مربع بهسازی مصالح خاکریز با الگوی دوزنقه معکوس، بیش‌ترین کاهش در احتمال آسیب دیوار ساحلی کیسونی رخ می‌دهد. پس از این الگو، الگوهای مثلث، دوزنقه و مثلث معکوس با اختلاف بسیار کمی، به ترتیب دارای بیش‌ترین ضریب E_{RP} هستند. همچنین مطابق شکل (۱۳-ج)، در خصوص نسبت بازدهی ($E_{A_{UFC}}$) که مبتنی بر سطح زیر منحنی شکنندگی است، بازده الگوی دوزنقه معکوس بیش‌تر از سایر الگوهاست و پس از آن با اختلاف بسیار کمی، الگوهای مثلث معکوس و دوزنقه دارای بیش‌ترین ضریب بازدهی $E_{A_{UFC}}$ هستند. بیش‌تر بودن ضرایب بازدهی برای الگوهای دوزنقه معکوس و مثلث معکوس، نشان دهنده کم‌تر بودن حجم عملیات خاکی در این الگوها است. در حالی که در خصوص الگوهای مثلث و دوزنقه، کاهش قابل توجه جابجایی افقی دیوار کیسونی و کم شدن احتمال آسیب آن در سطوح لرزه‌ای مختلف، علت بالا بودن ضرایب بازدهی هستند. مقایسه ضرایب بازدهی الگوهای مثلث دوتایی، مثلث دوتایی معکوس، مثلث سه تایی و مثلث سه تایی نشان می‌دهد، این الگوها از پایین‌ترین بازدهی در میان الگوهای بررسی شده برخوردارند و استفاده از آنها برای بهسازی لرزه‌ای دیوار ساحلی کیسونی چه به لحاظ اقتصادی و چه به لحاظ فنی مطلوب نیست و ترجیح بر آن است که از سایر الگوهای بررسی شده، استفاده شود.

۶- نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، آسیب پذیری لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی کیسونی همراه با خاکریز بهسازی شده مستقر بر بستر متراکم غیرروان‌گرا بررسی شده است. در این خصوص، میزان اثربخشی و بازده الگوهای مختلف بهسازی خاکریز مستعد روان‌گرایی بر عملکرد لرزه‌ای این نوع دیوارها برآورد و با یکدیگر مقایسه می‌شوند. برای این منظور، با استفاده از روش تفاضل محدود صریح لاگرانژی و مدل رفتاری UBCSAND برای شبیه‌سازی رفتار مصالح ماسه‌ای سست مستعد روان‌گرایی، یک مدل عددی دو بعدی از دیوار ساحلی کیسونی مستقر بر بستر متشکل از ماسه متراکم، توسعه یافته و پاسخ آن بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی متناظر اعتبارسنجی شده است. سپس، با انجام تحلیل‌های شکنندگی و اعمال بارگذاری دینامیکی در سطوح لرزه‌ای مختلف، ۱۱ سری منحنی شکنندگی برای دیوار ساحلی کیسونی با ۱۰ الگوی مختلف بهسازی خاکریز و همچنین دیوار کیسونی فاقد بهسازی در چارچوب طراحی بر مبنای عملکرد ارائه شده‌اند. نتایج حاصل از این پژوهش نشان می‌دهند:

- ۱) بهسازی خاکریز مستعد روان‌گرایی پشت دیوار ساحلی کیسونی و جایگزینی مصالح خاکریز با مصالح دانه‌ای مناسب، سبب بهبود قابل توجه عملکرد لرزه‌ای دیوار می‌شوند. مطابق نتایج به دست آمده، به‌کارگیری هر یک از الگوهای بهسازی خاکریز، تغییر مکان افقی ماندگار بالای دیوار ساحلی کیسونی پس از زلزله را به‌طور میانگین به میزان ۴۰ تا ۷۳ درصد نسبت به دیوار کیسونی فاقد بهسازی کاهش می‌دهد.
- ۲) نتایج شبیه‌سازی عددی نشان می‌دهد، الگوهای دوزنقه، دوزنقه معکوس و مثلث به ترتیب بیش‌ترین اثرگذاری را در کاهش جابجایی افقی ماندگار دیوار کیسونی پس از زلزله دارند و تغییر مکان افقی دیوار را به ترتیب ۷۳٪، ۶۸٪ و ۶۴٪ نسبت به دیوار کیسونی فاقد بهسازی کاهش می‌دهند.
- ۳) مقایسه زاویه دوران دیوار کیسونی فاقد بهسازی خاکریز با دیوار بهسازی شده نشان می‌دهد، به‌کارگیری الگوهای جایگزینی خاکریز در پشت دیوار موجب کاهش ۶۳ تا ۹۴ درصدی دوران دیوار به سمت دریا می‌شود.
- ۴) مقایسه منحنی‌های شکنندگی دیوار ساحلی کیسونی با الگوهای متفاوت بهسازی خاکریز نشان می‌دهد، جایگزینی مصالح خاکریز با مصالح مناسب کاهش موثری در احتمال آسیب دیوار در تمامی سطوح لرزه‌ای ایجاد می‌نماید و احتمال آسیب دیوار ساحلی کیسونی با خاکریز بهسازی شده را به‌طور متوسط ۲۸/۱ درصد نسبت به دیوار کیسونی فاقد بهسازی کاهش می‌دهد.
- ۵) مقایسه احتمال آسیب دیوار ساحلی کیسونی فاقد بهسازی با دیوار ساحلی دارای الگوهای بهسازی به‌روش جایگزینی خاکریز نشان می‌دهد، به‌کارگیری الگوهای بهسازی، بیشینه شتاب افقی متناظر با احتمال آسیب ۳۵٪ را در شرایط انتقال از حالت آسیب «قابل بهره‌برداری» به «تعمیرپذیر»، «تعمیرپذیر» به «در آستانه فروریزش» و «در آستانه فروریزش» به «فروریزش» به ترتیب به‌طور متوسط $0/067g$ ، $0/184g$ و $0/401g$ افزایش می‌دهد.
- ۶) مقایسه عملکرد لرزه‌ای دیوار ساحلی کیسونی با الگوهای مختلف بهسازی مصالح خاکریز نشان می‌دهد، در شرایطی که بستر دیوار از تراکم و مقاومت مناسب برخوردار باشد، به‌واسطه کاهش چشمگیر تغییر شکل‌های لغزشی دیوار، الگوهای با هندسه مثلث با قاعده در پایین، بیش‌ترین اثربخشی مثبت را بر کاهش تغییر مکان افقی دیوار و کاهش احتمال آسیب لرزه‌ای آن دارند.
- ۷) مقایسه بازدهی الگوهای جایگزینی خاکریز مورد بررسی در این پژوهش نشان می‌دهد، به ترتیب الگوهای دوزنقه معکوس، دوزنقه، مثلث معکوس، مثلث، مستطیل و پنج‌ضلعی از بازدهی مطلوبی برخوردارند و میزان بهبود عملکردی که در رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی کیسونی ایجاد می‌کنند، نسبت به حجم عملیات خاکی و هزینه اجرای آن‌ها قابل قبول است. در مقابل الگوهای مثلث دوتایی، مثلث دوتایی معکوس، مثلث سه‌تایی و مثلث سه‌تایی بازدهی پایینی دارند و به‌کارگیری آن‌ها فاقد توجیه فنی و اقتصادی است.

سپاس‌گزاری

نویسنده اول از حمایت‌های معنوی دلگرم‌کننده بنیاد ملی نخبگان ایران صمیمانه سپاس‌گزاری می‌نماید.

مراجع

- [1] Sumer, Mutlu. Kaya, Abidin. and Hansen, Niels-Erik. (2002). Impact of liquefaction on coastal structures in the 1999 Kocaeli, Turkey earthquake. in: *The Twelfth International Offshore and Polar Engineering Conference*. Kitakyushu: OnePetro.
- [2] Inagaki, Hirofumi. Iai, Susumu. Sugano, Takahiro. Yamazaki, Hiroyuki. and Inatomi, Takamasa. (1996). Performance of caisson type quay walls at Kobe port. *Soils and foundations*, 36, 119-136.
- [3] Zalachoris, Georgios. Zekkos, Dimitrios. Athanasopoulos-Zekkos, Adda. and Gerolymos, Nikos. (2021). The role of liquefaction on the seismic response of quay walls during the 2014 cephalonia, greece, earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147 (12), 04021137.
- [4] Ebrahimian, Babak. (2009). Seismic performance of anchored quay walls and numerical simulation techniques. In: *Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering: From Case History to Practice*. CRC Press, 721-729.
- [5] Alyami, Meral. Rouainia, Mohamed. and Wilkinson, Sean. (2009). Numerical analysis of deformation behaviour of quay walls under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29 (3), 525-536.
- [6] Zarnousheh-Farahani, Amir. Ebrahimian, Babak. and Noorzad, Ali. (2018). Considering the geometry effect on the seismic behavior of block type gravity quay walls. In: *3rd Iranian Conference on Geotechnical Engineering*. Tehran: Iranian Geotechnical Society.
- [7] Ebrahimian, Babak. Zarnousheh-Farahani, Amir. and Noorzad, Ali. (2018). Seismic behavior of hunchbacked block-type gravity quay wall". In: *International Conference on Coasts, Ports and Marine Structures (ICOPMAS)*. Tehran: Ports & Maritime Organization of Iran.
- [8] Ebrahimian, Babak. Zarnousheh-Farahani, Amir. and Noorzad, Ali. (2019). Effect of applied surcharge length on seismic behavior of broken-back wall. In: *8th International Conferences of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8)* Tehran: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- [9] Ebrahimian, Babak. & Farboud, Mohamed. (2019). Seismic effective-stress analysis of caisson quay wall with Liquefiable backfill. In: *8th International Conferences of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8)* Tehran: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- [10] Karkush, Mahdi. Ali, Shahad. Saidik, Naghm. and Al-Delfee, Alaa. (2022). Numerical modeling of sheet pile quay wall performance subjected to earthquake. *Geotechnical Engineering and Sustainable Construction*. Springer, Singapore, 355-365.
- [11] Pushpa, K. Prasad S. and NanjundaSwamy Prabhushwamy. (2022). Assessment of seismic displacement of quay walls. *Recent Advances in Earthquake Engineering*. Springer, Singapore, 291-299.
- [12] Ebrahimian, Babak. & Bahmani, Saeed. (2019). Effect of liquefiable soil layer position on dynamic performance of anchored diaphragm walls - a numerical assessment. In: *8th International Conferences of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8)* Tehran: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- [13] Cihan, Hulya. and Cihan, Kubilay. (2021). Dynamic responses of block type quay walls under cyclic loading. *China Ocean Engineering*, 35 (2), 281-290.
- [14] Liu, Hexin. Wang, Rui. Zhang, Jian-Min. and Zhu, Tong. (2021). Seismic performance of a block-type quay wall with liquefiable backfill: comparison between centrifuge test, design code, and high-fidelity numerical modeling. In: *International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Cham: Springer.
- [15] Kim, Yeon Sam, Moon-Gyo Lee, Gye-Chun Cho, and Kil-Wan Ko. (2022). Inertial behavior of gravity-type quay wall: A case study using dynamic centrifuge test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 155, 107196.
- [16] Ebrahimian, Babak. (2013). Numerical modelling of the seismic behaviour of gravity-type quay walls. *Engineering seismology, geotechnical and structural earthquake engineering*, 257, IntechOpen, London, UK.
- [17] Tong, Bin. and Schaefer, Vernon. (2016). Optimization of vibro-compaction design for liquefaction mitigation of gravity caisson quay walls. *International Journal of Geomechanics*, 16 (4), 04016005.

- [18] Jin, Zhuang. Yin, Zhen-Yu. Kotronis, Panagiotis. Li, Zheng. and Tamagnini, Claudio. (2019). A hypoplastic macroelement model for a caisson foundation in sand under monotonic and cyclic loadings. *Marine Structures*, 66, 16-26.
- [19] Wang, Pei. and Yin, Zhen-Yu. (2020). Micro-mechanical analysis of caisson foundation in sand using DEM. *Ocean Engineering*, 203, 107240.
- [20] Zhu, Bin. Byrne, Byron. And Houlby, Guy. (2013). Long-term lateral cyclic response of suction caisson foundations in sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 139 (1), 73-83.
- [21] Ebrahimiyan, Babak. & Mansoorzadeh, Seyed Mohammad. (2021). Long-term lateral cyclic response of suction caisson foundations. *Road*, 29, 107, 2021, 19-44. doi: 10.22034/road.2021.124806.
- [22] Ulker, Mehmet. Rahman, M. and Guddati, Murthy. (2010). Wave-induced dynamic response and instability of seabed around caisson breakwater. *Ocean Engineering*, 37 (17-18), 1522-1545.
- [23] Ebrahimiyan, Babak. & Hossein Panahi, Armin. (2019). Numerical evaluation of seismic behavior of rubble-mound breakwaters rested on a liquefiable seabed soil layer. In: *8th International Conferences of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8)* Tehran: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- [24] Mostafavi-Moghadam, Amirali. Ghalandarzadeh, Abbas. Towhata, Ikuo. Moradi, Majid. Ebrahimiyan, Babak. and Hajjalikhani, Pourya. (2009). Studying the effects of deformable panels on seismic displacement of gravity quay walls. *Ocean Engineering*, 36 (15-16) 1129-1148.
- [25] Ghalandarzadeh, Abbas, Rahimi, Salman. and Kavand, Ali. (2020). Dynamic pore water pressure of submerged backfill on caisson quay walls: 1 g shake table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132 106091.
- [26] PIANC (Permanent International Association of Navigation Congresses). (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Brussels: PIANC General Secretariat - Maritime Navigation Commission. Working Group no. 34.
- [27] Tong, Bin. Schaefer, Vern. Liu, Yingjun. and Han, Bing. (2018). Optimization of deep mixing design for seismic liquefaction mitigation of Caisson walls. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*.
- [28] Alam, Jahangir. Towhata, Ikuo. and Sato, Hiroki. (2004). Earthquake damage mitigation of existing gravity type caisson quay wall by sand compaction piles. In: *Proceedings of the Japan National Conference on Geotechnical Engineering the 39th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*. Tokyo: The Japanese Geotechnical Society.
- [29] Alam, Jahangir. Towhata, Ikuo. (2005). Mitigation of caisson quay wall by sheet piling in seaside. In: *Proceedings of 40th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*. Tokyo: The Japanese Geotechnical Society, 1807-1808.
- [30] Honda, Tsuyoshi. Tanaka, Tomohiro. Towhata, Ikuo. and Tamate, Satoshi. (2005). Mitigation techniques of damages of quay wall due to seismic liquefaction. In: *Proceedings of the fifth workshop on safety and stability of infrastructures against environmental impacts*. Manila: De La Salle University, 5-6.
- [31] Ichii, Koji. Suzuki, Y. Hironaka, J. Terakawa, H. Shigehisa, S. and Fukuda, M. (2006). Shake table tests for caisson-type quay walls retrofitted by geogrids. *Millpress, Rotterdam*, 879-882.
- [32] Bathurst, Richard. Zarnani, Saman. and Gaskin, Andrew. (2007). Shaking table testing of geofoam seismic buffers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 27 (4), 324-332.
- [33] Hazarika, Hemanta. Kohama, Eiji. and Sugano, Takahiro. (2008). Underwater shake table tests on waterfront structures protected with tire chips cushion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134 (12), 1706-1719.
- [34] Watabe, Yoichi. Imamura, Shinichiro. and Tsuchida, Takashi. (2013). Seismic performance of caisson type quay wall with lightweight backfill. *Indian Geotechnical Journal*, 43 (2), 127-136.
- [35] Wang, Ke. and Brennan, Andrew. (2015). Centrifuge modelling of fibre-reinforcement using as a liquefaction countermeasure of quay wall backfill. In: *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Christchurch: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- [36] de Gijt, Jacob Gerrit. & Broeken, M. L. (2013). *Quay Walls*. 2nd edition, London: CRC Press.
- [37] Argyroudis, Sotirios. Kaynia, Amir. & Ptilakis, Kyriazis. (2013). Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 50, 106-116
- [38] Rossetto, Tiziana. & Elnashai, Amr. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering structures*, 25 (10), 1241-1263.
- [39] Argyroudis, Sotirios. and Ptilakis, Kyriazis. (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 35, 1-12.
- [40] Mayoral, Juan. Argyroudis, Sotiris. and Castañon, Ernesto. (2016). Vulnerability of floating tunnel shafts for increasing earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 80, 1-10.

- [41] Bernier, Carl. Padgett, Jamie. Proulx, Jean. and Paultre, Patrick. (2016). Seismic fragility of concrete gravity dams with spatial variation of angle of friction: case study. *Journal of Structural Engineering*, 142 (5), 05015002.
- [42] Morales-Torres, Adrián. Escuder-Bueno, Ignacio. Altarejos-García, Luis. and Serrano-Lombillo, Armando. (2016). Building fragility curves of sliding failure of concrete gravity dams integrating natural and epistemic uncertainties. *Engineering Structures*, 125, 227-235.
- [43] Zamiran, Siavash. and Osouli, Abdolreza. (2018). Fragility analysis of seismic response of cantilever retaining walls with cohesive and cohesionless backfill materials. In: *International Foundations Congress & Equipment Expo (IFCEE 2018)*. Orlando: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 139-146.
- [44] Argyroudis, Sotiris. and Kaynia, Amir. (2015). Analytical seismic fragility functions for highway and railway embankments and cuts. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44 (11), 1863-1879.
- [45] Heidary-Torkamani, Hamid. Bargi, Khosrow. and Amirabadi, Rouhollah. (2014). Seismic vulnerability assessment of pile-supported wharves using fragility curves. *Structure and Infrastructure Engineering*, 10 (11), 1417-1431.
- [46] Heidary-Torkamani, Hamid. Bargi, Khosrow. Amirabadi, Rouhollah. and McClough, Nason. (2014). Fragility estimation and sensitivity analysis of an idealized pile-supported wharf with batter piles. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 61, 92-106.
- [47] Lupoi, Giorgio, Giovanni Cuomo, Ken-ichiro Shimosako, and Shigeo Takahashi. (2009). Wave-loads fragility assessment of caisson breakwaters under breaking and non-breaking wave attack. In: *Coastal Structures 2007: (In 2 Volumes)*. 303-314.
- [48] Ichii, Koji. (2002). A seismic risk assessment procedure for gravity type quay walls. *Structural engineering/Earthquake engineering*, 19 (2), 131-140.
- [49] Ichii, Koji. (2004). Fragility curves for gravity-type quay walls based on effective stress analyses. In: *13th WCEE*. Vancouver.
- [50] Jafarian, Yaser., Miraei, Mohsen., Lashgari, Ali., & Shakeri, Pardis. (2014). Probabilistic evaluation of dynamic response of caisson quay walls in soil improved by fiber: A numerical study. In: *Proceeding of Numerical methods in geotechnical engineering*. Delft: Taylor and Francis, 909-914.
- [51] Jafarian, Yaser., Miraei, Mohsen. (2019). Scalar-and vector-valued fragility analyses of gravity quay wall on liquefiable soil: example of Kobe Port. *International Journal of Geomechanics*, 19 (5) 04019029.
- [52] Itasca Consulting Group, Inc. (2019). FLAC version 8.1: Fast Lagrangian Analysis of Continua. User's guide. *Minneapolis: Itasca Consulting Group*.
- [53] Potts, David. M., & Zdravković, Lidija. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory (Vol. 1)*, Thomas Telford.
- [54] Beaty, Michael. and Byrne. Peter. (2011). UBCSAND Constitutive Model version 904aR. *Itasca UDM Web Site* 69.
- [55] OCDI. (2009). *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Tokyo: Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI).
- [56] Dafalias, Yannis. F., & Manzari, Majid. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering mechanics*, 130(6), 622-634.
- [57] Wang, Zhi-Liang., Dafalias, Yannis. F., & Shen, Chih-Kang. (1990). Bounding surface hypoplasticity model for sand. *Journal of engineering mechanics*, 116(5), 983-1001.
- [58] Wang, Zhi-Liang., & Ma, F. G. (2007). A simple soil model for complex loadings. In *Proceedings of International Symposium on Computational Mechanics*, July 30 – August 1, 2007, Beijing, China.
- [59] Alonso, Eduardo. E., Gens, Antonio, & Josa, Alejandro. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405-430
- [60] Puebla, Humberto. Byrne, Peter. and Phillips, Ryan. (1997). Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34 (5), 641-657.
- [61] Oettle, Nicolas. and Bray, Jonathan. (2016). Numerical procedures for simulating earthquake fault rupture propagation. *International Journal of Geomechanics*, 17 (1), 04016025.
- [62] Beaty, Michael. (2018). Application of UBCSAND to the LEAP centrifuge experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 143-153.
- [63] Giridharan, Shreyas. Gowda, Sujith. Stolle, Dieter. and Moormann, Christian. (2020). Comparison of ubcsand and hypoplastic soil model predictions using the material point method. *Soils and Foundations*, 60 (4). 989-1000.
- [64] Park, Sung-Sik. Doan, Nhat-Phi. and Nong, Zhenzhen. (2021). Numerical prediction of settlement due to the Pohang earthquake. *Earthquake Spectra*, 37 (2), 652-685.

- [65] Hardin, Bobby. (1978). The nature of stress-strain behavior for soils. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics (and in: Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, California, 1978)*, (1).
- [66] Beaty, Michael. & Byrne, Peter. (1998). An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 3, 766-777.
- [67] Park, Sung-Sik. (2005). *A two mobilized-plane model and its application for soil liquefaction analysis*. PhD diss. University of British Columbia.
- [68] Zentner, Irmela, Max Gündel, and Nicolas Bonfils. (2017). Fragility analysis methods: Review of existing approaches and application. *Nuclear Engineering and design*, 323, 245-258.
- [69] PEER. (2010). *Pacific Earthquake Engineering Research Center; PEER Strong Motion Database*. University of California, Berkeley, California, <http://peer.berkeley.edu/ngawest/databases.html>.
- [70] Hancock, Jonathan, Jennie Watson-Lamprey, Norman A. Abrahamson, Julian J. Bommer, Alexandros Markatis, E. M. M. A. McCoy, and Rishmila Mendis. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of earthquake engineering*, 10(spec01), 67-89.
- [71] Majidian, Sina. & Komak Panah, Ali. (2020). Hybrid experimental and numerical approach for assessment of non-linear dynamic behavior of soil-nailed retaining walls. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 123, 103476.