

ISSN 2008-7454



نشریه مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۳۳

- ۱ بررسی موجک‌های متعامد در تشخیص خرابی برج توربین بادی
با اندرکنش خاک- سازه
محسن مهر مطلق - آرش بهار - امید بهار
- ۱۹ پیش‌بینی نشست پی‌های سطحی بر روی خاک‌های دانه‌ای
با استفاده از برنامه‌نویسی چندعبارتی (MEP)
بهاره فراهانی - علی درخشانی
- ۳۵ بررسی تغییر شکل وابسته به زمان در ماسه‌های خشک
مسعود نصیری - محمد حاجی‌عزیزی - احمد رضا مظاهری - پنکاسم جانپرادیس
- ۵۴ بررسی رفتار دیوارهای مرکزگرای پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه
تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای دور و نزدیک گسل
اسماعیل محمدی ده‌چشمه - وحید بروجردیان
- ۷۷ بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن ذخیره‌ی مایع روزمینی بیضوی دوقلو
رضا لطفی - مسعود محمودآبادی - احسان دهقانی
- ۹۵ تحلیل پدیده‌ی سنگ‌افت در دیواره‌ی پرشیب با استفاده از مدل‌سازی
با روش توده‌ای- کلوخه‌ای Rocfall و روش المان
مجزای PFC۳D- مطالعه‌ی موردی
هادی فتاحی - میلاد صادقی گواری - حسین قانندی

سال ۳۴، شماره ۱
زمستان، ۱۴۰۰



نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون ایرانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر کاظم بدو	استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر احمد پویا	استاد، Ecole des Ponts Paris tech
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر ناصر حافظی مقدس	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر شهناز دانش	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران
دکتر غلامرضا رخشنده رو	استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان
دکتر محمدحسین سبط	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر امیر کاووسی	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر حسین گنجی دوست	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون مقدس نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

ویراستار ادبی : دکتر یوسف بینا

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : سیده عاطفه نوعی باغبان-تکتّم هوشمند

این نشریه در کتابخانه منطقه ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می شود. <http://www.srlst.com>

نشانی: مشهد- دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی: ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

تلفا کس: ۰۵۱-۳۸۸۰۶۰۲۴ پست الکترونیکی: ejour@um.ac.ir وب سایت: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	محسن مهر مطلق - آرش بهار - امید بهار	بررسی موجک‌های متعامد در تشخیص خرابی برج توربین بادی با اندرکنش خاک - سازه
۱۹	بهاره فراهانی - علی درخشانی	پیش‌بینی نشست پی‌های سطحی بر روی خاک‌های دانه‌ای با استفاده از برنامه‌نویسی چندعبارتی (MEP)
۳۵	مسعود نصیری - محمد حاجی‌عزیزی احمد رضا مظاهری - پنکاسم جانپرا دیست	بررسی تغییر شکل وابسته به زمان در ماسه‌های خشک
۵۴	اسماعیل محمدی ده‌چشمه - وحید بروجردیان	بررسی رفتار دیوارهای مرکز‌گرای پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای دور و نزدیک گسل
۷۷	رضا لطفی - مسعود محمودآبادی احسان دهقانی	بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن ذخیره‌ی مایع روزمینی بیضوی دوقلو
۹۵	هادی فتاحی - میلاد صادقی گواری حسین قائدی	تحلیل پدیده‌ی سنگ‌افت در دیواره‌ی پرشیب با استفاده از مدل‌سازی با روش توده‌ای- کلوخه‌ای Rocfall و روش المان مجزا PFC ^{3D} - مطالعه‌ی موردی

بررسی موجک‌های متعامد در تشخیص خرابی برج توربین بادی با اندرکنش خاک-سازه*

مقاله پژوهشی

محسن مهر مطلق^(۱) آرش بهار^(۲) امید بهار^(۳)

چکیده انرژی باد از مهم‌ترین انرژی‌های تجدیدپذیر بوده که دارای روند رو به رشد نیز است. برج توربین بادی، نگه‌دارنده کل مجموعه است و خرابی آن منجر به فاجعه‌ی کامل می‌گردد. با اینکه خرابی برج می‌تواند کل توربین بادی را به خطر اندازد و سبب خرابی و سبب گردد ولی تحقیقات در این بخش از توربین نسبت به تأسیسات مکانیکال توربین بادی، ناچیز است. در این تحقیق، تحلیل گسترده‌ی عددی به منظور تشخیص خرابی در برج توربین بادی توسط تجزیه‌ی موجک دوبعدی چند سطحه با استفاده از موجک‌های متعامد و اندرکنش خاک-سازه، انجام گردیده است. مدل المان محدود تهیه شده، با توربین بادی ساحلی مبنای پنج مگاواتی آزمایشگاه ملی انرژی تجدیدپذیر وزارت نیروی آمریکا، صحت سنجی شد. در ادامه ضمن تعریف چندین سناریوی خرابی، شکل‌های مودی سه‌بعدی مدل المان محدود سازه‌ی آسیب‌دیده، استفاده از روش پید شنهادی، مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج حاکی از تأثیر مثبت اندرکنش خاک-سازه بر افزایش کیفیت تشخیص خرابی سازه‌ی آسیب‌دیده، است.

واژه‌های کلیدی برج توربین بادی، تشخیص خرابی، اندرکنش خاک-سازه، پردازش سیگنال، موجک متعامد.

Investigation of Orthogonal Wavelets in the Damage Detection of the Wind Turbine Tower with Soil-Structure Interaction

M. Mehr Motlagh A. Bahar O. Bahar

Abstract Wind energy is one of the most hopeful renewable energy sources that is also growing. The wind turbine tower supports the complete wind turbine system, and its damage may cause catastrophic failure of the wind turbine. However, the background to the study of the health monitoring of the wind turbine tower against its mechanical installations is insignificant. Besides, no comprehensive research has been conducted on the health monitoring of the tower with soil-structure interaction included. In this article, the extensive analysis of the multilevel 2D wavelet decomposition approach using orthogonal wavelets and soil-structure interaction is performed numerically. The established finite element model is calibrated and verified with the NREL 5-MW reference onshore wind turbine. Then, while defining several damage scenarios, the 3-dimensional modes of the finite element model of the damaged structure were investigated using the proposed method. The findings imply that the quality of the damage detection in the soil-structure interaction models has increased, generally.

Key Word Wind Turbine Tower, Damage Detection, Soil-Structure Interaction, Signal Processing, Orthogonal Wavelets.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۳۹۸/۹/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۲/۸ می‌باشد.

(۱) گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استادیار، دانشکده‌ی فنی-مهندسی دانشگاه گیلان، رشت.

(۳) استادیار، پژوهشکده‌ی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

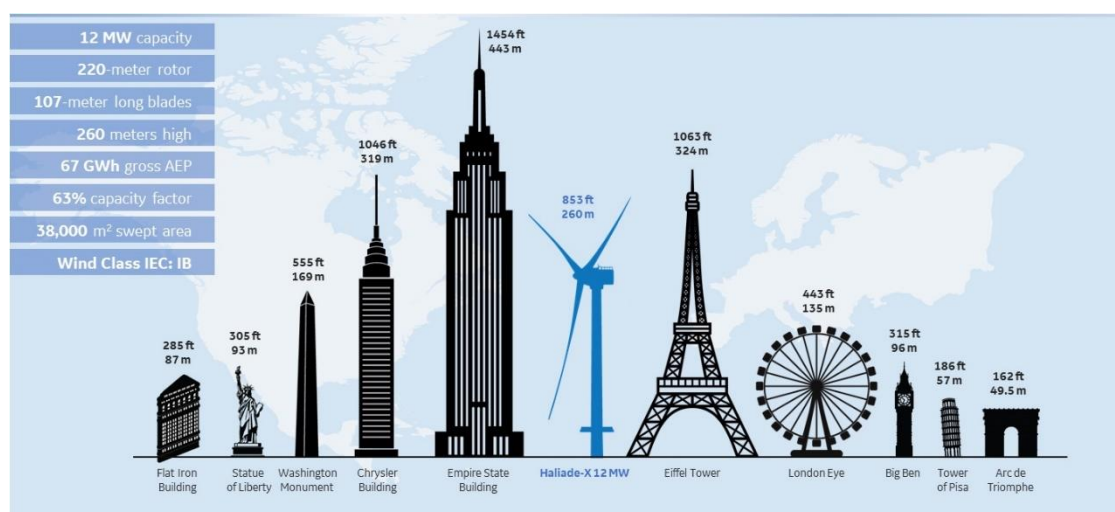
مقدمه

توسعه‌ی منابع انرژی پاک به‌عنوان نیاز حیاتی سلامت بشر و محیط، در حال رشد است. انرژی باد یکی از مهم‌ترین انرژی‌های تجدیدپذیر است که آلودگی محیطی بسیار ناچیزی دارد. توربین‌های بادی، انرژی جنبشی را از باد می‌گیرند و آن را تبدیل به انرژی الکتریکی می‌کنند. برخلاف نیروگاه‌های انرژی سنتی، توربین‌های بادی منجر به انتشار گازهای گلخانه‌ای یا آلودگی‌های هوا نمی‌شوند [1]. سهم انرژی بادی در سال ۲۰۰۱ تنها ۲۴ گیگاوات بوده درحالی‌که این مقدار در سال ۲۰۱۸ به ۵۹۱ گیگاوات یعنی بیست و پنج برابر هفده سال قبل رسیده‌است. روند سرمایه‌گذاری در انرژی بادی کماکان مثبت ارزیابی می‌شود به‌گونه‌ای که در پایان سال ۲۰۲۳ مقدار انرژی تجمعی توربین‌های بادی جهان برابر ۹۰۸ گیگاوات پیش‌بینی می‌گردد [2].

توربین‌های بادی همیشه در مکان‌هایی جانمایی می‌گردند که منابع بادی قابل استفاده، در دسترس باشند. این مکان‌ها به‌طور معمول در موقعیت‌های باز و خارج از شهرها و مناطق مسکونی هستند. بهره‌برداری پیوسته، ایمن و سودمند چنین دستگاه‌هایی، خود یک چالش مهندسی می‌باشد. ظرفیت و اندازه‌ی توربین‌های بادی به‌منظور کسب بیشتر انرژی از باد، به‌سرعت در حال

افزایش است [3]، به‌طوری‌که شرکت GE در حال برنامه‌ریزی برای نصب آزمایشی بزرگ‌ترین توربین بادی فراساحلی دوازده‌مگاواتی به‌ارتفاع ۲۶۰ متر و در آب‌های مشرف به بندر رتردام در سال ۲۰۱۹ است [4] (شکل ۱). البته تحقیقات نشان می‌دهند که توربین‌های عظیم‌تر به‌مراتب بیشتر خراب می‌شوند و نیازمند نگهداری بیشتری هستند [5]. مطابق مطالعات مرجع [6] برج توربین بادی ساحلی جایگاه دوم را در کل هزینه‌ی توربین بادی دارد و این در حالی است که کل مجموعه‌ی توربین بادی نیز توسط این قسمت نگهداری می‌گردد و خرابی آن، باعث آسیب فاجعه‌بار برای کل توربین می‌شود. تمامی این مسائل، سبب شده‌است که صاحبان مزارع توربین بادی دریابند که تشخیص خرابی، نقش مؤثری در بهره‌برداری ایمن و پیوسته از توربین‌های بادی ایفا می‌کند.

تشخیص خرابی سازه‌ی برج توربین بادی، پیشینه‌ی مطالعاتی بسیار کمتری نسبت به پره‌ی توربین و تأسیسات مکانیکال آن دارد. هم‌چنین درمورد این مقوله همراه با اندرکنش خاک- سازه مطالعه‌ای صورت نگرفته‌است. ازاین‌رو، باتوجه به اهمیت حیاتی سلامت برج توربین بادی، ضرورت تحقیق در این مقوله احساس می‌شود.



شکل ۱ نمای مقایسه‌ای توربین بادی فراساحلی دوازده مگاواتی Haliade-X شرکت GE [4]

هدف این تحقیق

در این مقاله، مدل المان محدود توربین بادی با استفاده از نرم‌افزار Abaqus/CAE تهیه گردیده است. این مدل با توربین بادی ساحلی مبنای پنج مگاواتی آزمایشگاه ملی انرژی تجدیدپذیر وزارت نیروی آمریکا (NREL)، مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. از تبدیل موجک (متعامد) برای تعیین موقعیت آسیب در توربین بادی استفاده شده است. ورودی تبدیل موجک در این حالت، شکل‌های مودی سازه‌ی آسیب‌دیده هست و خروجی آن ضرایب تبدیل موجک می‌باشند. به منظور ارزیابی کیفیت تشخیص خرابی در دو موقعیت خرابی مختلف، حالات با/ بدون اندرکنش خاک- سازه برای خاک‌های مفروض، تعداد هجده سناریوی خرابی تعریف شد که با استفاده از سی و یک موجک متعامد نرم‌افزار MATLAB و سه سطح مختلف، تحلیل‌های گسترده‌ای صورت گرفت و نتایج قابل قبولی نیز کسب گردید.

ادبیات فنی تبدیل موجک و اندرکنش خاک-

سازه

سوندرسون و دیگران [7] به بررسی پایش سلامت سازه با استفاده از اندازه‌گیری موج تنش که در خلال آزمایش استاتیک پره در آزمایشگاه ملی انرژی تجدیدپذیر آمریکا صورت گرفت، پرداختند. موجک کلاه‌مکزیکی به منظور تشخیص خرابی در پره، مورد استفاده قرار گرفت. فن و کیانو [8] یک الگوریتم تشخیص خرابی براساس تبدیل موجک پیوسته‌ی دوبعدی برای سازه‌های نوع صفحه‌ای براساس روابط مرجع [9]، ارائه دادند. نتایج این مطالعه نشان داد که الگوریتم مطالعه‌شده علاوه بر برتری در مصونیت برابر نویز، قادر به تشخیص خرابی با حسگرهای محدود نیز می‌باشد. در مطالعه‌ی دیگر، دولینسکی و کرازوک [10] یک روش تشخیص خرابی براساس تبدیل موجک برای تشخیص خرابی پره‌های توربین‌های بادی بزرگ در خلال شرایط طبیعی بهره‌برداری ارائه دادند.

کنا و باسو [11] بر روی تشخیص موضعی خرابی برج توربین بادی تمرکز کردند. آنها از الگوهای کرنش فضایی به منظور تعیین موضعی خرابی اطراف پیوسته‌ی برج سه‌بعدی استفاده نمودند. به علاوه، هانگ و دیگران [12] با بهره از تبدیل موجک گسسته به بررسی مشخصه‌های مودال پاسخ‌های ناشی از زلزله بر روی سازه پرداختند. در این تحقیق روی پاسخ‌های شتاب‌های اندازه‌گیری‌شده‌ی سازه، تبدیل موجک انجام یافت و روابط گسسته با استفاده از زیرفضای موجک ساخته شد. در مطالعه‌ی دیگر، هی و دیگران [13] با هدف دستیابی به تناسبی میان هزینه‌ی محاسباتی و دقت، به ارائه‌ی روش تشخیص خرابی چندمقیاسه (multi-scale) به منظور سازگاری مدل‌سازی سازه‌ای با پردازش سیگنال، پرداختند. در این روش با ترکیب مدل المان محدود پایه‌ی موجک و به کارگیری موجک B-spline به عنوان تابع شکل و روش شناسایی مودال پایه‌ی موجک، خرابی سازه تشخیص داده شد.

زاجر [14] در سال ۲۰۰۲ رفتار دینامیکی پی‌های توربین‌های بادی فراساحلی را مدل‌سازی نمود و حساسیت فرکانس طبیعی تکیه‌گاه سازه را نسبت به انواع پی‌ها مطالعه کرد. این کار توسط کمپ و دیگران [15] در سال ۲۰۰۳ گسترش داده شد و عدم قطعیت چندین مشخصه‌ی ژئوتکنیکی کلیدی مورد بررسی قرار گرفت. این تحقیق نشان داد حساسیت پی‌های سطحی نسبت به پارامترهای خاک، بیشتر از پی‌های شمع‌ی است. با دنبال کردن این موضوع توسط زاجر [16] در سال ۲۰۰۶، حساسیت فرکانس طبیعی تکیه‌گاه سازه نسبت به ارتفاعات مدل‌های پی‌های شمع‌ی، نشان داده شد. مورتاق و دیگران [17] در سال ۲۰۰۵ نشان دادند که در نظر گرفتن سیستم خاک- پی منعطف، اثر کاهشی بر فرکانس طبیعی پی توربین بادی دارد و باعث مقدار قابل توجهی میرایی در سیستم می‌شود. بوش و مانوئل [18] در سال ۲۰۰۹ مدل‌های پی با تکیه‌گاه گیردار و انعطاف‌پذیر را با یکدیگر مقایسه کردند و نشان دادند که

درنظر گرفتن سیستم خاک- پی می‌تواند در پاسخ دینامیکی توربین تأثیرگذار باشد.

ادهیکاری و هاتاچرا [19] در سال ۲۰۱۲ رفتار دینامیک توربین‌های بادی را روی پی‌های انعطاف‌پذیر که در معرض بارهای موج و باد قرار دارند بررسی کردند. مدل ایشان براساس تیر- ستون اولر- برنولی بود و تکیه‌گاه‌های انتهایی الاستیک به‌منظور مدل کردن طبیعت انعطاف‌پذیر اندرکنش این سیستم‌ها با پی، درنظر گرفته شد. فیتزجرالد و باسو [20] در سال ۲۰۱۶ به اهمیت درنظر گرفتن اندرکنش خاک- سازه در کنترل سازه‌ی توربین‌های بادی پرداختند و نشان دادند هنگامی‌که درمورد سختی خاک شبهاتی وجود دارد، طرح کنترل غیرفعال لرزش ممکن است بی‌تأثیر باشد، به‌علاوه کنترل لرزش توربین‌های بادی با استفاده از طرح کنترل فعال پیشنهادی ایشان، در شرایطی که مشخصات خاک نامشخص است، امیدوارکننده بود.

تجزیه‌ی موجک دوبعدی چندسطحی

پایش سلامت سازه‌ها شامل پایش لحظه‌ای یک سازه با استفاده از تعدادی حسگر است که یا داخل سازه مدفون شده‌اند و یا روی آن نصب شده‌اند. اسپکمن ایده‌ی پایش سلامت سازه را بسیار نزدیک به سیستم عصبی انسان می‌داند. درحقیقت بدن انسان از تعداد زیادی حسگر تشکیل شده‌است. این حسگرها اطلاعات خود را به مغز می‌فرستند و مغز پس از تفسیر این اطلاعات، درمورد محل و شدت درد تصمیم‌گیری می‌کند. قابل ذکر است که محل قرارگیری حسگرها در دقت تشخیص خرابی مؤثر است [21].

در یک نگاه کلی، هدف از اعمال یک تبدیل ریاضی بر یک سیگنال، به‌دست آوردن اطلاعات اضافه‌ای است که در یک سیگنال خام اولیه، قابل دسترس نمی‌باشند. درمقایسه با روش‌های مبتنی بر پارامترهای مودال، روش‌های مبتنی بر سیگنال مخصوصاً مورد توجه قرار گرفته‌اند زیرا در مواجهه با رفتار غیرخطی و پیچیده‌ی

سازه‌ها، داده‌های ناقص و ناکافی و همچنین آغشته به نویز، از عملکرد مطلوب‌تر و مؤثرتری برخوردار هستند. تحلیل موجک به‌عنوان یکی از ابزار پردازش پنجره‌ای با اندازه‌ی نواحی متغیر معرفی شده‌است. تحلیل موجک یکی از مهم‌ترین و سریع‌ترین ابزارهای پردازش سیگنال در حال پیشرفت در بیست سال اخیر می‌باشد. تجزیه‌ی موجک، مقیاس را به‌عنوان جایگزین فرکانس درنظر می‌گیرد که درواقع یک سیگنال را به بازه‌ی زمان و مقیاس تبدیل می‌کند. روش تحلیل موجک برای کشف آسیب، نیازی به اطلاعاتی از سازه‌ی سالم ندارد که این یک مزیت مهم به‌شمار می‌رود. این روش فقط به‌کمک نتایج تحلیلی که روی سازه‌ی آسیب‌دیده انجام می‌شود اقدام به تعیین محل خرابی می‌کند. در تبدیل موجک از مفهوم پنجره استفاده می‌شود، اما طول پنجره‌ها در فرکانس‌های مختلف، تغییر می‌کند. دراصطلاح به این امر تحلیل چنددقتی گفته می‌شود. منظور از تحلیل چنددقتی، تحلیل سیگنال در فرکانس‌های مختلف با دقت‌های متفاوت است. هدف از تحلیل چنددقتی، ارائه‌ی دقت زمانی مناسب و دقت فرکانس نادقیق در فرکانس‌های بالا و درمقابل، دقت فرکانسی خوب و دقت زمانی ضعیف در فرکانس‌های پایین است. هم‌چنین به‌جای استفاده از موج سینوس از موجک مادر $\psi(t)$ استفاده می‌شود، یعنی،

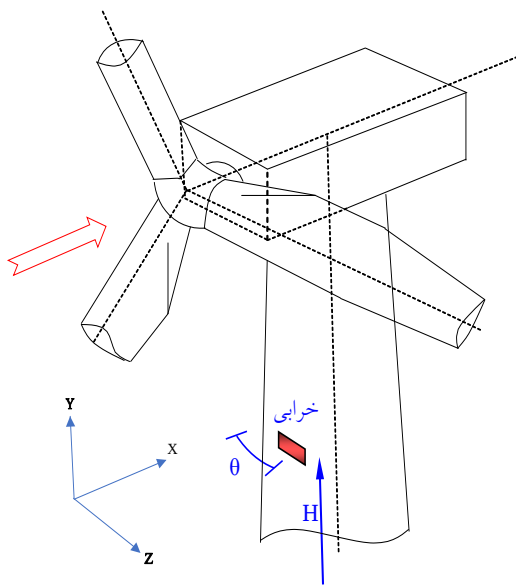
$$\psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \quad (1)$$

که در آن a پارامتر مقیاس و b پارامتر جابه‌جایی است. تبدیل موجک یک‌بعدی توسط رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید.

$$W_f(a, b) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \psi_{a,b}(t) dt \quad (2)$$

تبدیل موجک گسسته، سیگنال زمان گسسته را به فرم موجک گسسته تبدیل می‌کند؛ یعنی آن سری ورودی $x = [x_0, \dots, x_{L-1}]^T$ با طول L را به سری ضرب موجک بالاگذر (h) و سری ضرب موجک پایین‌گذر (l) با طول $\frac{L}{2}$ تبدیل می‌نماید.

سازه رخ می‌دهد. از مختصات استوانه‌ای به منظور آدرس‌دهی موقعیت خرابی، بهره برده شده است. محور مختصات H از کف برج است و زاویه‌ی θ خلاف جهت عقربه‌های ساعت در پلان و نسبت به محور رو به باد توربین، اندازه‌گیری می‌شود. سیستم آدرس‌دهی مختصات خرابی برج توربین بادی در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۲ سیستم آدرس‌دهی مختصات خرابی برج توربین بادی

به منظور شناسایی خرابی برج توربین بادی توسط تحلیل موجک، دو موقعیت خرابی در تراز ده‌متری و زاویه‌های صفر و ۹۰ درجه در نظر گرفته شده است. سناریوهای خرابی گوناگونی براساس تغییر مدول الاستیسیته از مقدار ۱۰ درصد تا ۹۰ درصد مدول الاستیسیته‌ی اولیه‌ی فولاد برج، با گام ۱۰ درصد، اعمال شده‌اند که در جدول (۱) ارائه گردیده‌اند. در کل تعداد هجده سناریوی خرابی، تعریف گردید.

$$h_j = \sum_{k=0}^{K-1} x_{2j-k} s_k,$$

$$l_j = \sum_{k=0}^{K-1} x_{2j-k} t_k \quad \forall 0 \leq j \leq \frac{L}{2}$$

(۳)

که $t = [t_0, \dots, t_{K-1}]^T$ و $s = [s_0, \dots, s_{K-1}]^T$ فیلترهای موجک خوانده می‌شوند.

یادآوری می‌شود $X^{(i)}$ یک ماتریس دوبعدی است که نشانگر شکل مودی سه‌بعدی سازه‌ی آسیب‌دیده است. تبدیل موجک دوبعدی چندسطحی، ماتریس نام‌برده را به چهار ماتریس جزئی $HH_j^{(i)}$ و $HL_j^{(i)}$ ، $LH_j^{(i)}$ ، $LL_j^{(i)}$ می‌کند که حرف اول متناظر با به‌کارگیری عملگر فرکانسی پایین‌گذر (L) یا بالاگذر (H) بر روی ردیف‌های ماتریس مذکور و حرف دوم به اعمال فیلتر بر روی ستون‌های $X^{(i)}$ براساس مقیاس j اشاره می‌کند.

روش پیشنهادی تشخیص خرابی

در این تحقیق، پردازش سیگنال بر روی پاسخ‌های به‌دست‌آمده از سازه‌ی آسیب‌دیده انجام می‌گیرد. درواقع، شکل مودی برج توربین بادی به عنوان سیگنال ورودی و با استفاده از نرم‌افزار Abaqus/CAE اخذ می‌گردد و با استفاده از تجزیه‌ی موجک دوبعدی چندسطحی، پردازش سیگنال به صورت تحلیل‌های متعدد انجام می‌گیرد. تحلیل‌های گسترده‌ی مورد اشاره، شامل بررسی تأثیر شکل‌های مودی مختلف، خرابی‌های متنوع، موجک‌های متعامد و چندین سطح تجزیه می‌گردند. در کل سه شکل مودی اول جلو-عقب، سه شکل مودی اول پهلو-پهلو، هجده سناریوی خرابی، سی و یک موجک متعامد، سه سطح تجزیه و دو نوع خاک مختلف، مورد بررسی قرار گرفته است.

خرابی به صورت سطح مربعی، در نظر گرفته می‌شود و آدرس‌دهی براساس مرکز سطح آن صورت می‌گیرد. به منظور استفاده از شکل‌های مودی برای تشخیص خرابی، فرض بر این است که آسیب در ناحیه‌ی خطی

جدول ۱ انواع سناریوهای خرابی

مدول الاستیسیته (% E)	جزئیات خرابی			α (°)	θ (°)	H (m)	سناریو
	A (m ²)	b (m)	h (m)				
۱۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۱
۲۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۲
۳۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۳
۴۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۴
۵۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۵
۶۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۶
۷۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۷
۸۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۸
۹۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۰	۱۰	۹
۱۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۰
۲۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۱
۳۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۲
۴۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۳
۵۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۴
۶۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۵
۷۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۶
۸۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۷
۹۰	۱	۱	۱	۱۹/۴	۹۰	۱۰	۱۸

$$|\Delta| = \sqrt{(\Delta H)^2 + \left(\Delta \theta \frac{\pi}{180} \left(\frac{R + R'}{2} \right) \right)^2},$$

(۶)

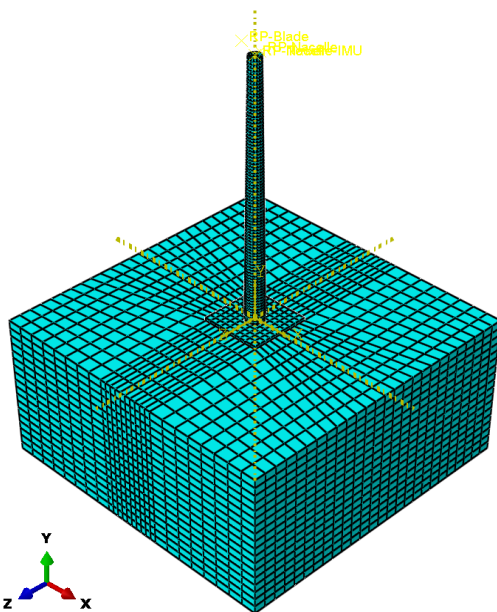
در این روابط α زاویه مرکزی خرابی، β زاویه خرابی تشخیص داده شده توسط تحلیل موردنظر، b عرض خرابی، h بعد ارتفاعی خرابی، A سطح مقطع خرابی، R' شعاع برج در محل خرابی و Z ارتفاع خرابی تشخیص داده شده توسط تحلیل موردنظر است. فرض این روابط بر این است که در داخل محدوده خرابی، اختلاف برابر صفر است و در خارج از محدوده خرابی، کیفیت تشخیص خرابی (ΔH و $\Delta \theta$) براساس کمترین فاصله بین محل خرابی تا مرز خرابی، تعیین می‌گردد. نرم‌افزار MATLAB دارای توابع موجک مختلف

برای تعیین کیفیت خرابی در مقدار ارتفاع (ΔH) و زاویه ($\Delta \theta$)، از روابط زیر بهره گرفته شده است.

$$\Delta H = \min \begin{cases} \left| Z - \left(H - \frac{h}{2} \right) \right| \\ \left| Z - \left(H + \frac{h}{2} \right) \right| \\ 0 \text{ if } H - \frac{h}{2} \leq Z \leq H + \frac{h}{2} \end{cases} \quad (۴)$$

$$\Delta \theta = \min \begin{cases} \text{I, II: } \left| \beta - \theta - \frac{\alpha}{2} \right| \\ \text{III: } \left| 360 - \beta + \theta - \frac{\alpha}{2} \right| \\ \text{IV: } \left| \theta - \frac{\alpha}{2} - \beta \right| \\ 0 \text{ if } \theta - \frac{\alpha}{2} \leq \beta \leq \theta + \frac{\alpha}{2} \end{cases} \quad (۵)$$

درآمده است. مدل‌های متعددی با در نظر گرفتن مش‌بندی‌های مختلف و با لحاظ کردن فرمولاسیون‌های انتگرال‌گیری کامل (full integration) و انتگرال‌گیری کاهش‌یافته (reduced integration) و پرهیز از پدیده‌هایی همانند قفل‌شدگی برشی (shear locking) و ساعت شنی (hourglass)، ساخته و مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. در مدل برج، از المان solid نوع C3D20R بهره برده شده که دارای مرتبه‌ی هندسی درجه ۲ (quadratic order) می‌باشد و انتگرال‌گیری آن کاهش‌یافته، است.



شکل ۳ مدل المان محدود سه‌بعدی توربین بادی به همراه پی سطحی و خاک

بعد و تری (محیطی) و ارتفاعی المان برج برابر مقدار تقریبی ۱ متر، در نظر گرفته شده و ضخامت المان، برابر ضخامت هندسه‌ی برج اختیار شده است. تعداد المان‌های برج برابر ۱۳۲۰ است. پی بتنی مربعی به ابعاد ۲۰ × ۲۰ × ۱ متر مطابق مرجع [20] در نظر گرفته شد. مشخصات مدل‌های خاک استفاده‌شده در این مطالعه براساس معیار موهر-کولمب (Mohr-Coloumb)، در

است که تنوع آنها در نسخه‌های مختلف این نرم‌افزار، متفاوت می‌باشد. نسخه‌ی نرم‌افزار مورد استفاده در این تحقیق، MATLAB R2016b است و فهرست خانواده‌ها و موجک‌های متعامد این نسخه در جدول ۲ گردآوری شده است. موجک متعامد، موجکی است که تبدیل موجک مرتبط با آن متعامد است؛ یعنی تبدیل موجک معکوس، الحاقی (adjoint) تبدیل موجک می‌باشد. همان‌طوری‌که مشاهده می‌گردد بعضی از خانواده‌ها شامل چندین موجک متفاوت هستند به‌طوری‌که موجک Daubechies دارای ده موجک متفاوت است.

جدول ۲ فهرست خانواده‌ها و موجک‌های متعامد نرم‌افزار MATLAB R2016b[22]

خانواده	موجک‌ها
Haar	Haar
Daubechies	db1, db2, db3, db4, db5, db6, db7, db8, db9, db10, db**
Symlets	sym2, sym3, sym4, sym5, sym6, sym7, sym8, sym**
Coiflets	coif1, coif2, coif3, coif4, coif5
DMeyer	Dmey
Fejer-Korovkin	fk4, fk6, fk8, fk14, fk18, fk22

مطالعات عددی

در این تحقیق به منظور مدل‌سازی المان محدود توربین بادی و شرایط محیطی آن، از نرم‌افزار المان محدود Abaqus/CAE 6.14-2 [23] استفاده گردیده و مراحل پردازش پاسخ‌ها توسط نرم‌افزار MATLAB R2016b [22] صورت گرفته است.

مدل‌های استفاده‌شده در این تحقیق، مدل توربین بادی فاقد پی- خاک و مدل توربین بادی به همراه پی سطحی و خاک می‌باشد. توربین بادی در فضای سه‌بعدی، مدل شده و سیستم مختصات کارتزین برای مدل‌سازی المان محدود، اختیار گردیده است. مدل المان محدود سه‌بعدی توربین بادی در شکل ۳ به نمایش

توربین بادی مبنای پنج مگاواتی NREL در گزارش فنی جانکمن و دیگران [24]، ارائه شده است. البته در این گزارش فرکانس‌های طبیعی مود سوم طولی و عرضی توربین بادی مشخص نشده‌اند هم‌چنین اطلاعاتی درمورد سیستم خاک-پی ارائه نشده است.

در جدول ۴) فرکانس‌های طبیعی خمشی مدل المان محدود پایه‌گیردار این تحقیق و فرکانس‌های طبیعی توربین بادی مبنای پنج مگاواتی NREL، ارائه شده است. مطابق این نتایج، حداکثر اختلاف نسبی بین فرکانس‌های طولی و عرضی این تحقیق نسبت به مدل مبنا به ترتیب برابر ۵,۴۰٪ و ۳,۸۶٪ است. همان‌طوری که ملاحظه می‌شود باوجود تفاوت بنیادی بین نرم‌افزارهای Abaqus/CAE، FAST و ADAMS، نتایج فرکانس‌های طبیعی مدل این تحقیق، حاکی از دقت قابل قبول نسبت به فرکانس‌های طبیعی توربین بادی مبنای پنج مگاواتی NREL است.

به منظور صحت‌سنجی مدل خاک، فرکانس‌های مودال مدل المان محدود آن، با حل بسته‌ی (-closed form solution) فرکانس‌های مودال خاک الاستیک خطی یکنواخت که براساس مرجع [25]، استخراج شده‌اند، مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج مقایسه که در جدول ۵) گردآوری شده‌اند، حاکی از حداکثر اختلاف ۱,۰۶٪ بین مقادیر فرکانس‌های مودال بود.

جدول ۳) ارائه شده است. دو نوع خاک مختلف در نظر گرفته شد. خاک (۱) رس عادی تحکیم یافته است و خاک (۲) ماسه‌ی متراکم می‌باشد که سخت‌تر از خاک ۱ است. ابعاد مدل خاک به صورت مربعی و $100 \times 100 \times 50$ متر اختیار شده است. در مدل خاک، از المان solid نوع C3D8 بهره جسته شد، هم‌چنین المان پی نیز از المان solid نوع C3D8 در نظر گرفته شد. اتصال کف خاک به صورت کاملاً گیردار لحاظ شده است و فرض بر این است که بعد از ۵۰ متر ضخامت خاک مورد نظر، به بستر سنگی (bed rock) خواهیم رسید. بعد عرضی المان‌های در نظر گرفته شده برای پی، برابر ۲ متر بوده و به منظور المان‌بندی مناسب، بعد عرض خاک در زیر پی نیز برابر ۲ متر در نظر گرفته شده است. ضخامت المان خاک در زیر پی برابر ۲ متر بوده و باتوجه به اینکه هر چه به سمت سنگ بستر می‌رویم، از اهمیت بعد مش خاک، کاسته می‌شود، ضخامت تقریبی ۵ متر برای آن منظور گردیده است.

بعد تقریبی المان خاک در محیط بیرونی و کف آن، حدود ۵ متر اختصاص داده شده که براساس آن، بعد المان‌های میانی از مقدار ۲ متر داخلی، به صورت خطی به مقدار تقریبی ۵ متر خارجی، تغییر یافته‌اند. تعداد المان‌های پی و خاک به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۱۲۱۶۸ است. این مدل با توربین بادی ساحلی مبنای پنج مگاواتی NREL، مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. مشخصات

جدول ۳ مشخصات مدل‌های خاک استفاده شده در این تحقیق [20]

مشخصات مدل	خاک ۱ (رس عادی تحکیم یافته)	خاک ۲ (ماسه‌ی متراکم)
وزن مخصوص غیر اشباع (kN/m^3)	۱۵	۱۷
مدول یانگ (kN/m^2)	۱۰۰۰	۵۰۰۰
ضریب پواسون	۰/۳۵	۰/۳
چسبندگی (kN/m^2)	۵	۰/۱
زاویه‌ی اصطکاک ($^\circ$)	۰	۳۵
زاویه‌ی اتساع ($^\circ$)	۰	۵

جدول ۴ مقایسه‌ی فرکانس‌های طبیعی مدل توربین بادی پایه گیردار و نتایج جانکمن و دیگران [24]

مدل نرم‌افزار	مود اول طولی برج (Hz)	مود اول عرضی برج (Hz)	مود دوم طولی برج (Hz)	مود دوم عرضی برج (Hz)	مود سوم طولی برج (Hz)	مود سوم عرضی برج (Hz)
FAST	۰,۳۲۴۰	۰,۳۱۲۰	۲,۹۰۰۳	۲,۹۳۶۱	*	*
ADAMS	۰,۳۱۹۵	۰,۳۱۶۴	۲,۸۵۹۰	۲,۹۴۰۸	*	*
Fixed-base model	۰,۳۲۳۳	۰,۳۲۳۹	۲,۷۴۳۸	۲,۸۲۷۲	۷,۹۵۳۱	۸,۱۵۱۴

جدول ۵ فرکانس‌های طبیعی مدل المان محدود خاک و مقایسه‌ی آن با مقادیر نظری

مود	مقادیر نظری (Hz)		این تحقیق (Hz)		اختلاف نسبی (%)	
	خاک ۱	خاک ۲	خاک ۱	خاک ۲	خاک ۱	خاک ۲
۱	۰,۰۷۸۶	۰,۱۶۸۲	۰,۰۷۸۴	۰,۱۶۷۹	۰,۱۸	۰,۱۷
۲	۰,۲۳۵۷	۰,۵۰۴۵	۰,۲۳۴۷	۰,۵۰۲۳	۰,۴۳	۰,۴۳
۳	۰,۳۹۲۸	۰,۸۴۰۸	۰,۳۸۸۷	۰,۸۳۲۵	۱,۰۶	۰,۹۹

نتایج

محسوسی در ترکیب رنگ شکل مودی علی‌رغم آسیب مصنوعی به برج توربین بادی، مشاهده نمی‌شود. ولیکن تجزیه‌ی موجک گسسته، حاکی از حقیقت دیگری است. چنانچه نقشه‌های مقادیر ضریب تجزیه قطری موجک، نشان‌دهنده‌ی خرابی براساس شکل‌های مودی مورد اشاره، هستند.

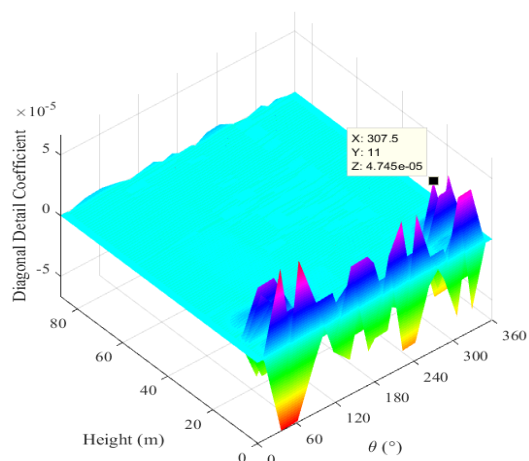
در شکل (۵) نقشه‌ی تجزیه‌ی موجک گسسته‌ی شکل مودی اول جلو- عقب مدل با اندرکنش خاک- سازه بر روی خاک (۱) براساس سناریوی خرابی (۵) توسط موجک haar در سطح تجزیه‌ی (۱)، به نمایش درآمده و مختصات خرابی نیز با دقت مناسبی بر روی آن، مشخص شده‌است.

هم‌چنین شکل (۶) نقشه‌ی تجزیه‌ی موجک گسسته‌ی شکل مودی دوم جلو- عقب مدل بدون اندرکنش خاک- سازه را بر روی خاک (۱) براساس سناریوی خرابی (۵) توسط موجک Fejer-Korovkin8 (FK8) در سطح تجزیه‌ی (۳) نشان می‌دهد.

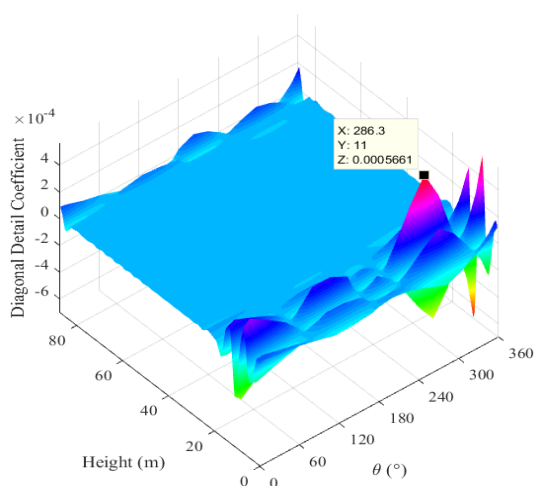
نظر به تعریف سناریوهای خرابی گوناگون، فرکانس طبیعی مدل‌های آسیب‌دیده در حالت‌های بدون اندرکنش خاک- سازه، خاک شماره‌ی (۱) و خاک شماره‌ی (۲)، محاسبه شدند. در کل شاهد کاهش فرکانس ارتعاشی سازه‌ی آسیب‌دیده نسبت به سازه‌ی سالم‌تر، با افزایش تدریجی خرابی هستیم که این را می‌توان به‌عنوان نشانه‌ای از وجود آسیب در سازه تلقی نمود هرچند بیانگر موقعیت آسیب نیست.

همان‌طوری که ذکر شد به‌منظور بررسی تشخیص خرابی، از مختصات استوانه‌ای برای نمایش موقعیت آسیب‌دیده، استفاده گردید. شکل (۴)، سه شکل مودی اصلی خمشی جلو- عقب برج توربین بادی بر روی پی سطحی برای نمونه خاک (۱) و سناریوی خرابی (۵)، به‌نمایش درآمده‌است. درواقع در این شکل، پوسته‌ی بیرونی دوکی شکل برج توربین بادی، به‌صورت اغراق‌آمیزی، مسطح شده‌است.

همان‌طوری که در این شکل مشاهده می‌شود، تغییر

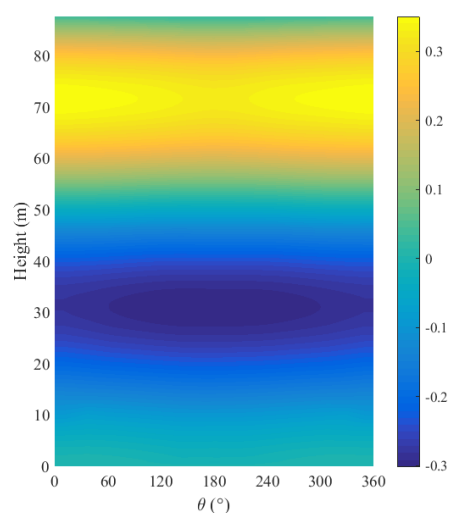
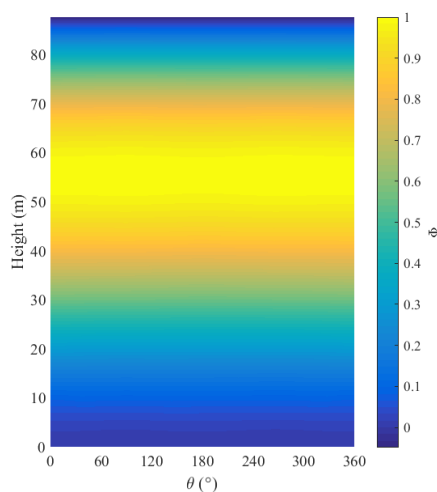
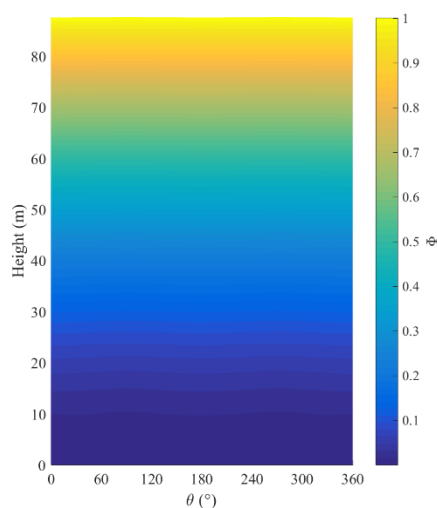


شکل ۵ نقشه‌ی تجزیه‌ی موجک گسسته شکل مودی اول جلو- عقب مدل با اندرکنش خاک- سازه (خاک ۱) طبق سناریوی خرابی (۵) توسط موجک haar در سطح (۱)



شکل ۶ نقشه‌ی تجزیه‌ی موجک گسسته‌ی شکل مودی دوم جلو- عقب مدل بدون اندرکنش خاک- سازه طبق سناریوی خرابی (۵) توسط موجک FK8 در سطح (۳)

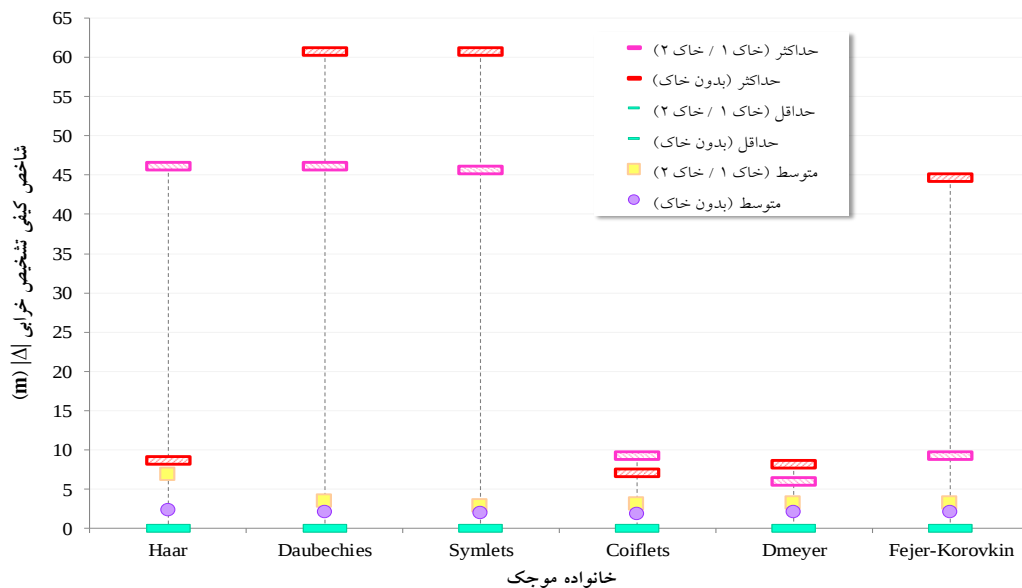
در شکل (۷ و ۸)، شاخص کیفی تشخیص خرابی موجک‌های متعامد، به‌ترتیب به‌ازای سناریوهای خرابی ۱ الی ۹ و ۱۰ الی ۱۸ به نمایش درآمده‌است. واژگان حداقل، میانگین و حداکثر در این شکل‌ها، به‌ترتیب به کمترین، میانگین و بیشترین تفاوت بین موقعیت خرابی تعبیه‌شده و خرابی تشخیص داده‌شده، اشاره می‌نمایند. همان‌گونه که در این شکل‌ها مشاهده می‌گردد حداقل



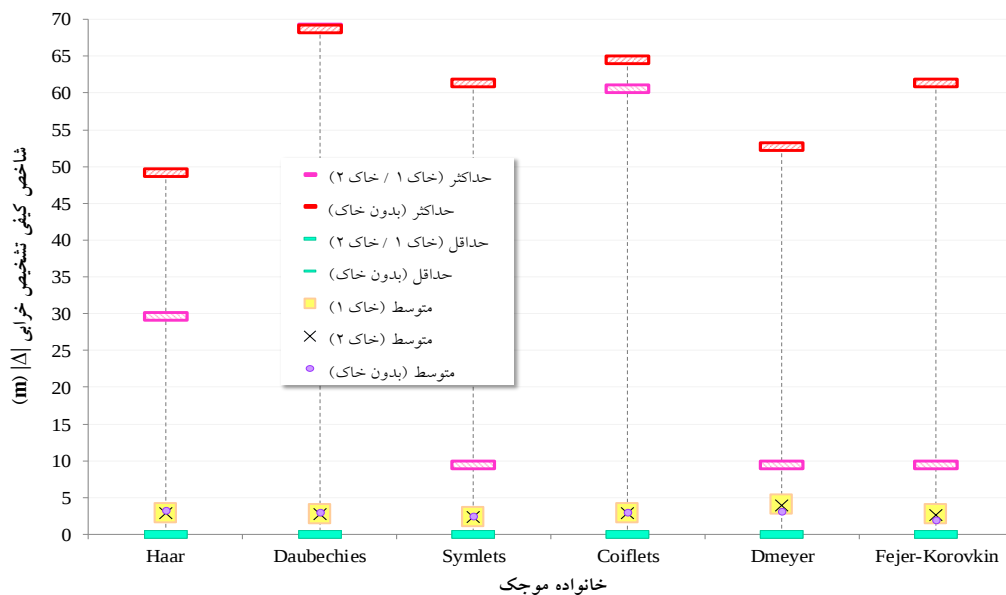
شکل ۴ شکل‌های مودی اصلی خمشی جلو- عقب برج توربین بادی بر روی پی سطحی برای نمونه خاک (۱) و سناریوی خرابی (۵)، (بالا) مود اول، (وسط) مود دوم، (پایین) مود سوم

ضعیف‌ترین دقت‌های تشخیص خرابی، بسیار متفاوت هستند به‌طوری‌که مطابق شکل ۸ تفاوت حالات بدون خاک و با اندرکنش خاک - سازه برای موجک Fejer-Korovkin به بالغ بر ۵۰ متر می‌رسد.

شاخص مورد اشاره، برابر مقدار صفر است که بسیار ایدئال می‌باشد. البته این بدان معنی نیست که به‌ازای هر نوع شکل مودی و برای هر سناریوی خرابی، موقعیت خرابی با بهترین دقت به‌دست آید. در نقطه‌ی مقابل،



شکل ۷ شاخص کیفی تشخیص خرابی موجک‌های متعامد به‌ازای سناریوهای خرابی ۱ الی ۹



شکل ۸ شاخص کیفی تشخیص خرابی موجک‌های متعامد به‌ازای سناریوهای خرابی ۱۰ الی ۱۸

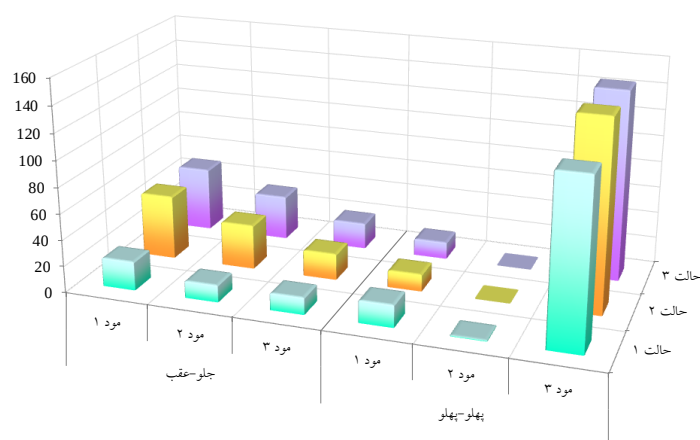
نشان داده شده است.

حالات ۱، ۲ و ۳ به ترتیب به عدم اندرکنش خاک-سازه، با اندرکنش خاک-سازه (خاک ۱) و با اندرکنش خاک-سازه (خاک ۲)، اشاره دارند. همان‌طوری که در این جدول مشاهده می‌گردد، تأثیر اندرکنش خاک-سازه قابل توجه است به‌طوری که شاهد افزایش کمی ۳۶ و ۱۹ درصدی تعداد جواب‌های مجاز حالت اندرکنش خاک-سازه نسبت به حالت بدون اندرکنش خاک-سازه به ترتیب برای سناریوهای ۱ الی ۹ و ۱۰ الی ۱۸ هستیم. طبق این جدول به جز شکل‌های مودی اول و دوم پهلوی-پهلوی، مابقی شکل‌های مودی دارای افزایش تعداد جواب‌های مجاز هستند که در شکل نیز مشخص است.

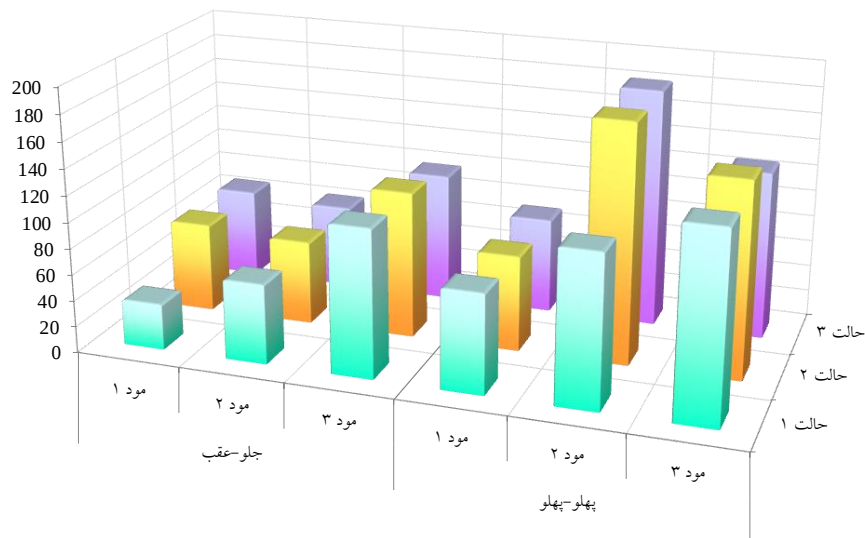
هرچند کیفیت دقت‌های تشخیص خرابی میانگین حالات با/بدون اندرکنش خاک-سازه، اندکی متمایل به حالت بدون اندرکنش خاک-سازه است ولیکن اختلاف فاحشی در ضعیف‌ترین دقت‌های تشخیص خرابی مشاهده می‌گردد به‌گونه‌ای که دقت تشخیص خرابی با درنظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، بهبود شایانی یافته است. در صورتی که به‌ازای کلیه شکل‌های مودی، سناریوهای تعریف‌شده و حالات با/بدون اندرکنش خاک-سازه، موجک‌های محدوده‌ی کیفی مجاز را به‌دست آوریم، می‌توان اثر اندرکنش خاک-سازه را به‌خوبی ارزیابی نمود. تعداد کمی موجک‌های محدوده‌ی جواب مجاز طبق کلیه سناریوها در جدول ۶ گردآوری شده و نمودار آنها در شکل ۹ و شکل ۱۰

جدول ۶ تعداد کمی موجک‌های محدوده‌ی جواب مجاز

سناریو	حالت	مود جلو-عقب			مود پهلوی-پهلوی			تعداد کل
		۱	۲	۳	۱	۲	۳	
۱ الی ۹	۱	۲۲	۱۳	۱۳	۱۷	۱	۱۲۶	۱۹۲
	۲	۴۹	۳۴	۲۰	۱۳	۰	۱۴۵	۲۶۱
	۳	۴۹	۳۴	۲۰	۱۳	۰	۱۴۵	۲۶۱
۱۰ الی ۱۸	۱	۳۵	۶۱	۱۱۳	۷۶	۱۱۶	۱۴۳	۵۴۴
	۲	۶۸	۶۴	۱۱۲	۷۳	۱۸۲	۱۴۹	۶۴۸
	۳	۶۸	۶۴	۹۹	۷۳	۱۸۲	۱۲۸	۶۱۴



شکل ۹ نمودار کمی موجک‌های محدوده‌ی جواب مجاز به‌ازای سناریوهای خرابی ۱ الی ۹



شکل ۱۰ نمودار کمی موجک‌های محدوده‌ی جواب مجاز به‌ازای سناریوهای خرابی ۱۰ الی ۱۸

تشخیص‌دهنده‌ی انحنای شکل مودی پهلوی- پهلوی به‌عنوان خرابی را به‌ترتیب برای سناریوهای ۱ الی ۹ و ۱۰ الی ۱۸ نشان می‌دهند. این شکل‌ها براساس تقریب به ۳۰۰۰۰ تحلیل موجک، ترسیم شده‌اند و تعداد کل رخداد برای این شکل‌ها به‌ترتیب برابر ۳۲ و ۲۹ مورد می‌باشد.

مطابق شکل ۱۱) رخداد چنین وضعیتی برای حالت بدون اندرکنش خاک- سازه، فقط برای شکل مودی سوم پهلوی- پهلوی رخ می‌دهد ولی برای حالت با اندرکنش خاک- سازه، این رخداد در شکل مودی دوم پهلوی- پهلوی رخ داده‌است. هم‌چنین رخداد چنین وضعیتی برای خرابی‌های ضعیف‌تر در دو حالت با/ بدون اندرکنش خاک- سازه، بیشتر است.

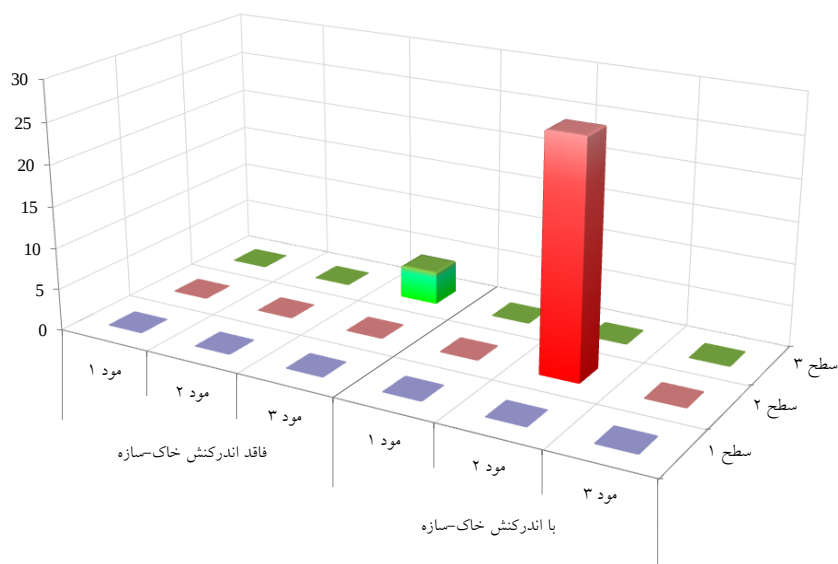
نکته‌ی جالب دیگر در سطح تجزیه‌ی موجک این است که در حالت بدون اندرکنش خاک- سازه، چنین رخدادی تنها در سطح (۳) تجزیه‌ی موجک صورت می‌گیرد ولی در حالت با اندرکنش خاک- سازه، چنین رخدادی تنها در سطح (۲) تجزیه‌ی موجک، پدیدار می‌شود.

به‌عنوان نمونه، نقشه‌ی تجزیه‌ی موجک گسسته‌ی شکل مودی دوم پهلوی- پهلوی مدل با اندرکنش خاک- سازه

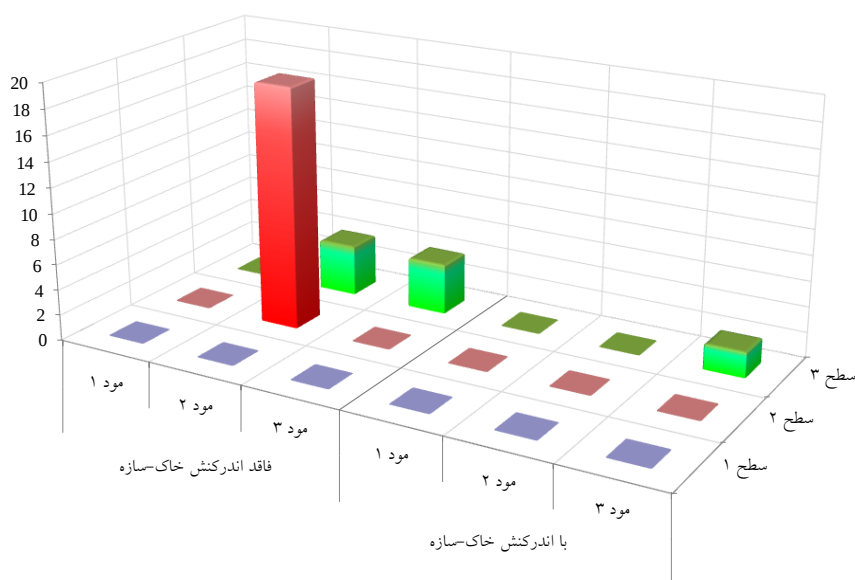
طبق سناریوی ۱۰ الی ۱۸ (جدول ۶)، به‌جز شکل‌های مودی دوم و سوم جلو- عقب و اول و سوم پهلوی- پهلوی، مابقی شکل‌های مودی دارای افزایش تعداد جواب‌های مجاز هستند که در شکل نیز مشخص است. کاهش تعداد جواب‌های مجاز برای خاک (۲) نسبت به خاک (۱) برای شکل مودی سوم جلو- عقب و سوم پهلوی- پهلوی، به‌ترتیب برابر ۱۳ و ۱۴ درصدی می‌باشد که در نوع خود جالب می‌باشد

مسئله‌ی دیگر مربوط به موجک‌هایی می‌گردند که انحنای شکل‌های مودی دوم و سوم را به‌عنوان خرابی اعلام می‌نمایند. این موضوع برای هر دو حالت با/ بدون اندرکنش خاک- سازه صدق می‌کند. تعداد رخداد چنین وضعیتی برای حالت اندرکنش خاک- سازه، تقریب به هفت برابر حالت بدون اندرکنش خاک- سازه به‌ازای سناریوی خرابی ۱ الی ۹ می‌رسد، ولیکن این نسبت به‌ازای سناریوی خرابی ۱۰ الی ۱۸ برعکس می‌باشد به‌طوری‌که تعداد رخداد چنین وضعیتی برای حالت بدون اندرکنش خاک- سازه، بالغ بر ۱۳ برابر حالت اندرکنش خاک- سازه است. (شکل ۱۱) و (شکل ۱۲) نمودار تأثیر اندرکنش خاک- سازه بر تعداد موجک‌های

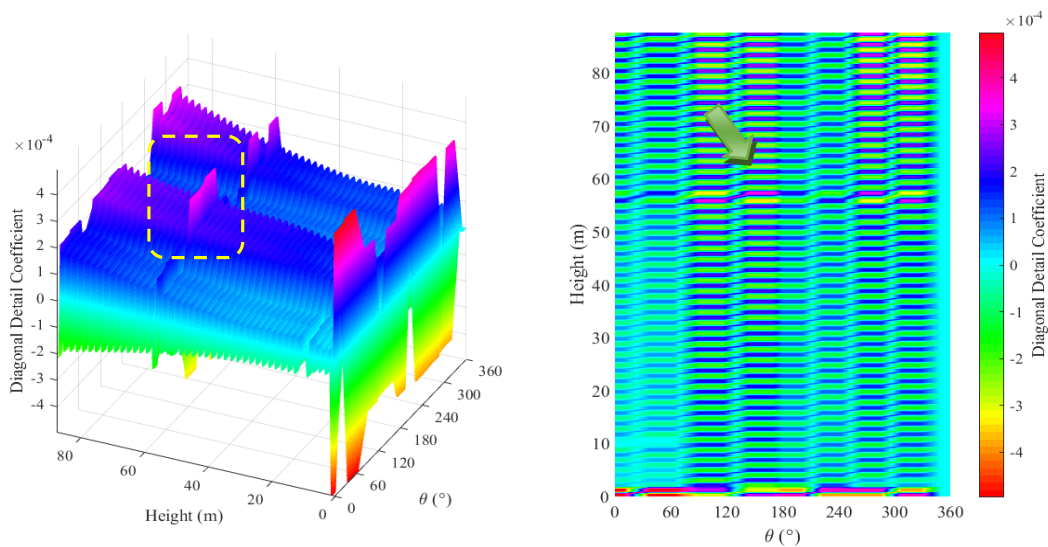
با خاک شماره‌ی (۱) و سناریوی خرابی (۵) توسط موجک haar در سطح (۲) را نشان می‌دهد و از جمله مواردی است که در آن، انحنای شکل مودی (به‌اشتباه) به‌عنوان محل خرابی (که در شکل نیز مشخص شده)، گزارش شده‌است.



شکل ۱۱ نمودار تأثیر اندرکنش خاک-سازه بر تعداد موجک‌های تشخیص‌دهنده‌ی انحنای شکل مودی پهلوی-پهلوی به‌عنوان خرابی به‌ازای سناریوهای ۱ تا ۹



شکل ۱۲ نمودار تأثیر اندرکنش خاک-سازه بر تعداد موجک‌های تشخیص‌دهنده‌ی انحنای شکل مودی پهلوی-پهلوی به‌عنوان خرابی به‌ازای سناریوهای ۱۰ تا ۱۸



شکل ۱۳ نقشه‌ی تجزیه‌ی موجک گسسته‌ی شکل مودی دوم پهلوی - پهلوی مدل خاک شماره‌ی (۱) و سناریوی خرابی (۵) توسط موجک haar در سطح (۲)

توربین بادی بر روی پی سطحی و مقایسه‌ی آن با حالت پایه گیردار، انجام یافت و ملاحظه گردید اضافه نمودن خاک به مدل توربین بادی، باعث تغییر در فرکانس طبیعی مجموعه، به مقدار حداکثر ۰,۳۵٪ می‌شود و نوع خاک، برای پی سطحی، هیچ تأثیری بر روی فرکانس‌ها ندارد به‌طوری‌که اختلاف‌های نسبی فرکانس‌ها برای دو نوع خاک مختلف، مقدار ثابتی است.

بعضی نتایج حاکی از این هستند که تجزیه‌ی موجک گسسته‌ی سطح ۲، دارای کارایی بیشتری نسبت به سطح ۱ می‌باشد. این مسئله شاید بیانگر این موضوع باشد که مؤلفه‌ی مودی مورد نظر دارای اغتشاشاتی است که با توجه به یکی از کاربردهای تجزیه‌ی موجک که همانا نویززدایی است، این فرآیند در تجزیه‌ی سطح (۲) منجر به عملکرد بهتری می‌شود و درواقع تجزیه‌ی سطح (۱)، وظیفه‌ی نویززدایی را انجام می‌دهد. در این تحقیق نیز عملکرد تجزیه‌ی سطح (۲) موجک دارای بهترین عملکرد به‌ازای موقعیت‌های مختلف خرابی و خاک‌های مورد نظر بود.

احتمال دارد که دقت کم بعضی موجک‌ها در شکل‌های مودهای دوم و سوم، به‌علت اندازه‌ی مش

در انتهای این بخش، موجک‌هایی که دارای بهترین عملکرد تشخیص موقعیت خرابی بوده‌اند، گردآوری شده‌اند. بهترین موجک‌هایی که در سناریوی ۱ الی ۹ و با/ بدون اندرکنش خاک-سازه، دارای بهترین جواب کیفی هستند، عبارت از Daubechies9, Daubechies5 و Symlets7 در سطح (۲) شکل مودی اول جلو-عقب و با دقت کیفی ۰,۵ الی ۱,۰ متر می‌باشند. درمقابل، بهترین موجک‌هایی که در سناریوی ۱۰ الی ۱۸ و با/ بدون اندرکنش خاک-سازه، دارای بهترین جواب کیفی هستند، عبارت از Daubechies3 و Symlets3 در سطح (۲) و Fejer-Korovkin8 در سطح (۱) شکل مودی اول پهلوی-پهلوی و Daubechies2 و Symlets2 در سطح (۲) شکل مودی سوم پهلوی-پهلوی و با دقت کیفی ۰ الی ۰,۵ متر می‌باشند.

نتیجه‌گیری

کارایی روش پیشنهادی با استفاده از موجک‌های متعامد در تعیین خرابی با شدت‌های کم تا زیاد و دو موقعیت مختلف همراه با/ بدون اندرکنش خاک-سازه، محک خورد و نتایج خوبی نیز به‌دست آمد. مدل المان محدود

«موقعیت خرابی در ارتفاع ۱۰ متر و زاویه‌ی ۹۰ درجه» است. با اینکه فرکانس‌های ارتعاشی یکسانی برای هر دو مدل خاک (۱) و (۲) به دست آمد ولی تغییرات بسیار ناچیز در شکل مودی (باتوجه به نوع خاک)، سبب اختلاف در نتایج شده است.

نتایج عددی نشان می‌دهند هرچه قدر شدت خرابی کاهش می‌یابد، شناسایی موقعیت دقیق آن نیز سخت‌تر می‌گردد. به‌طور کلی مشاهده می‌گردد که در نظر گرفتن اندرکنش خاک- سازه باعث افزایش دقت تشخیص خرابی می‌شود.

نه‌چندان کوچک باشد و شاید بتوان با کاهش اندازه‌ی مش، دقت کیفی این موجک‌ها را در شناسایی خرابی، افزایش داد. البته موجک‌هایی که در مش بزرگ‌تر، دارای جواب قابل قبول باشند نیز بسیار باارزش می‌باشند به‌طوری‌که باتوجه به تعداد محدود حسگرهای ابزار دقیق، این موجک‌ها احتمالاً دارای عملکرد مناسب‌تری باشند. درواقع با حس قسمت‌های کمتری از سازه، خرابی آن تشخیص داده می‌شود.

هرچند این تحقیق، حاکی از برابری نتایج خاک‌های (۱) و (۲) برای «موقعیت خرابی در ارتفاع ۱۰ متر و زاویه‌ی صفر درجه» بود ولیکن شاهد نابرابری نتایج برای

مراجع

1. Shohag, M. A. S., Hammel, E. C., Olawale, D. O., and Okoli, O. I., "Damage Mitigation Techniques in Wind Turbine Blades: A Review", *Wind Engineering*, Vol. 41, No. 1, pp. 185-210, (2017).
2. Ohlenforst, k., Sawyer, S., Dutton, A., and et al., "Global Wind Report 2018", Global Wind Energy Council (GWEC), (2019).
3. Hau, E., "Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics", Springer, Berlin, (2005).
4. GE's Haliade-X 12 MW prototype to be installed in Rotterdam, <https://www.genewsroom.com/press-releases/ges-haliade-x-12-mw-prototype-be-installed-rotterdam>, (2019).
5. García Márquez, F. P., Tobias, A. M., Pinar Pérez, J. M., and Papaelias, M., "Condition Monitoring of Wind Turbines: Techniques and Methods", *Renew. Energy*, Vol. 49, pp. 169-78, (2012).
6. Tegen, S., Lantz, E., Hand, M., Maples, B., Smith, A., and Schwabe, P., "Cost of Wind Energy Review. NREL/TP-5000-56266", Golden, CO: National Renewable Energy Laboratory, US, (2011).
7. Sundaresan, M. J., Schulz, M. J., Ghoshal, A., "Structural Health Monitoring Static Test of a Wind Turbine Blade. NREL Subcontract Report No.: NREL/SR-500-28719", National Renewable Energy Laboratory, 1617 Cole Boulevard, Golden, Colorado 80401-3393, US, (2002).
8. Fan, W., and Qiao, P., "A 2-D Continuous Wavelet Transform of Mode Shape Data for Damage Detection of Plate Structures", *solids and structures*, Vol. 46, pp. 1-17, (2009).
9. Antoine, J. P., Murenzi, R., Vanderghenst, P., and et al., "Two-Dimensional Wavelets and Their Relatives, Cambridge University Press, (2004).
10. Doliński, Ł. and Krawczuk, M., "Damage Detection in Turbine Wind Blades by Vibration Based Methods", *Journal of Physics: Conference Series*. Vol. 181, No. 1, pp. 1-8, (2009).

11. Kenna, A., and Basu, B., "Damage Detection in Wind Turbine Towers Using a Finite Element Model and Discrete Wavelet Transform of Strain Signals", *Journal of Physics: Conference Series* 628, Vol. 628, No. 1, pp. 1-8, (2015).
12. Huang, C. S., Hung, S. L., Lin, C. I., and et al., "A Wavelet-based Approach to Identifying Structural Modal Parameters from Seismic Response and Free Vibration Data", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 20, pp. 408-423, (2005).
13. He, W. Y., Zhu, S., and Chen, Z. W., "Wavelet-based Multi-scale Finite Element Modeling and Modal Identification for Structural Damage Detection", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 20, No. 8, pp. 1185-1195, (2017).
14. Zaijier, M., "Foundation Models for the Dynamic Response of Offshore Wind Turbines", *Proceedings of MAREC.*, (2002).
15. Camp, T., Morris, M., Van Rooij, R., Van Der Tempel, J., Zaijier, M., Henderson, A., and et al., "Design Methods for Offshore Wind Turbines at Exposed Sites. Final Report of the OWTES Project", Garrad Hassan and Partners Ltd, Bristol, UK, (2003).
16. Zaijier, M., "Foundation Modelling to Assess Dynamic Behaviour of Offshore Wind Turbines", *Appl Ocean Res*, Vol. 28, No. 1, pp. 45-57, (2006).
17. Murtagh, P., Basu, B., and Broderick, B., "Along-wind Response of a Wind Turbine Tower with Blade Coupling Subjected to Rotationally Sampled Wind Loading", *Eng Struct*, Vol. 27, No. 8, pp. 1209-1219, (2005).
18. Bush, E., Manuel, L., "Foundation Models for Offshore Wind Turbines", In: ASME wind energy symposium, AIAA., (2009).
19. Adhikari, S., and Bhattacharya, S., "Dynamic Analysis of Wind Turbine Towers on Flexible Foundations", *Shock Vib*, Vol. 19, No. 1, pp. 37-56, (2012).
20. Fitzgerald, B., and Basu, B., "Structural Control of Wind Turbines with Soil Structure Interaction Included", *Engineering Structures*, Vol. 111, pp. 131-151, (2016).
21. Speckman, H., and Henrich, R., "Structural Health Monitoring (SHM) - Overview on Technologies under Development", *Proceedings of the 16th World Conference on NDT*, Vol. 1, Montreal-Canada, (2004).
22. MATLAB R2016b x64, The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, US, (2016).
23. Abaqus/CAE 6.14-2 x64, The Dassault Systèmes®, (2014).
24. Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W., and Scott, G., "Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development, Technical Report No. NREL/TP-500- 38060", National Renewable Energy Laboratory, Golden, (2009).
25. Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, US, (1996).

پیش‌بینی نشست پی‌های سطحی بر روی خاک‌های دانه‌ای با استفاده از برنامه‌نویسی چندعبارتی (MEP)*

مقاله پژوهشی

علی درخشانی^(۲)بهاره فراهانی^(۱)

چکیده به‌واسطه طبیعت ناهمگون خاک‌های غیرچسبنده و پیچیدگی پارامترهای مؤثر در نشست، پیش‌بینی دقیق نشست پی معمولاً با دشواری‌های بسیاری همراه است. این موضوع از گذشته مدنظر پژوهشگران مختلفی بوده است و برخی محققان نیز معادلاتی برای پیش‌بینی نشست پی سطحی ارائه کرده‌اند. به دلیل عدم دقت کافی این روابط، پژوهشگران از روش‌های جدیدتری از جمله اجزای محدود، تفاضل محدود، محاسبات نرم و... برای پیش‌بینی نشست استفاده می‌کنند. در پژوهش حاضر مدل جدیدی با استفاده از هوش مصنوعی برای پیش‌بینی نشست ارائه می‌گردد. هدف از توسعه این‌گونه مدل‌ها ایجاد فرمول‌هایی دقیق‌تر و در صورت امکان ساده‌تر می‌باشد. در این مقاله عملکرد الگوریتم برنامه‌نویسی چندعبارتی (Multi expression programming) برای پیش‌بینی نشست پی‌های سطحی واقع بر خاک دانه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد و مقادیر به دست آمده از مدل‌های جدید با دقیق‌ترین مدل‌های قبلی، مقایسه می‌شوند. سپس تحلیل عملکرد، مطالعه پارامتری، تحلیل حساسیت و ارزیابی ضریب اطمینان انجام می‌گردد. همان‌طور که از نتایج مشخص است، مقایسه بین مدل MEP و دقیق‌ترین مدل‌ها شامل GP، ANN، GP، EPR در ادبیات فنی نشان می‌دهد که مدل پیشنهادی در این مطالعه، با ضریب هم‌بستگی ۹۳/۴۵ درصد عملکرد بهتری نسبت به اکثر مدل‌های توسعه یافته قبلی دارد.

واژه‌های کلیدی پیش‌بینی نشست، پی‌های سطحی، برنامه‌نویسی چندعبارتی، خاک دانه‌ای.

Settlement Prediction of Shallow Foundations on Granular Soils Using Multi Expression Programming (MEP)

A. Derakhshani

B. Farahani

Abstract Due to the non-homogeneous nature of cohesionless soils, and the complexity of the parameters related to settlement, generally the exact estimation of the foundation settlement involves many difficulties. This problem has been studied by many researchers and some equations have been proposed for estimating the settlement of shallow foundations. Because of the low accuracy of these equations, researchers are using more modern techniques like finite elements, finite difference, soft computing, and so on, for calculating the settlement. In the current study, a new model is proposed based on artificial intelligence to predict the settlement. The purpose of developing such models is to achieve more accurate and possibly simpler equations. In this paper, the performance of multi expression programming (MEP) method to predict the settlement of shallow foundations on granular soils is evaluated and the values obtained from the developed models are compared with those from the most accurate previous models. Then, the performance analysis, validation, parametric study and sensitivity analysis are performed. As can be seen from the results, the comparison between the MEP model and the most accurate models including ANN, GP, EPR and EPR in the technical literature showed that the model proposed in this study with correlation coefficient of 93.45 percent, performs better than most previously developed models.

Key Word Prediction of Settlement, Shallow foundation, Multi Expression Programming, Granular soil.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۳۹۸/۱۱/۷ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۲/۱۲ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد ژئوتکنیک، دانشکده‌ی فنی، دانشگاه شاهد، تهران.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی، دانشگاه شاهد، تهران.

مقدمه

یکی از رایج‌ترین روش‌ها برای انتقال بار سازه‌ها به زمین استفاده از پی‌های سطحی می‌باشد. به‌طور کلی، دو معیار اصلی برای طراحی پی سطحی وجود دارد که شامل ظرفیت باربری خاک و نشست پی می‌باشد. با این حال، در طراحی پی سطحی، به‌ویژه در پی با عرض بیش از یک متر، تأثیر نشست پی از ظرفیت باربری بیشتر است [1]. بنابراین پیش‌بینی دقیق نشست پی بسیار بااهمیت است. معمولاً نشست پی‌های سطحی روی خاک‌های غیرچسبنده به دلیل فشردگی خاک، ناشی از تنش‌های اعمال شده و در نتیجه فرسایش خاک و هم‌چنین تغییر شکل جانبی خاک، به دلیل تمایل خاک برای فرار از زیر پی رخ می‌دهد. بارهای استاتیکی تحمیل شده توسط وزن سازه، بارهای دینامیکی وارده، تغییرات درصد رطوبت خاک ناشی از پدیده‌های مختلف طبیعی مانند نوسانات فصلی در سطح سفره‌ی آب زیرزمینی و اثرات پروژه‌های ساختمانی مجاور نیز از دلایل مهم نشست پی هستند [2]. به‌طور کلی شن و ماسه نسبت به خاک رس دارای طبیعت ناهمگون‌تری می‌باشند [3]. در نتیجه، احتمال نشست در شن و ماسه نسبت به پروفیل خاک رسی بیشتر است [4]. خاک‌های غیرچسبنده درجه‌ی نفوذپذیری بالاتری دارند، نشست در آنها به سرعت و بعد از اعمال بار در زمان کوتاهی رخ می‌دهد [5]. چنین نشست سریعی باعث تغییر شکل نسبتاً سریع سازه‌ی فوقانی می‌شود که منجر به ناتوانی در جبران خسارت و جلوگیری از تغییر شکل بیشتر می‌شود. به علاوه نشست دائم و بیش از اندازه باعث تخریب سازه می‌شود [6]. محققان باتوجه به پیچیدگی‌های مختلفی که در تعیین نشست اثرگذار می‌باشد و هم‌چنین پایین بودن دقت فرمول‌های تجربی ارائه شده در گذشته، شروع به مدل‌سازی پدیده‌ی نشست کرده‌اند [6].

از روش‌های محاسبات نرم می‌توان برای پیش‌بینی نشست پی‌های سطحی واقع بر خاک دانه‌ای استفاده کرد. تعدادی از روش‌های عددی توسعه یافته شامل مطالعات

شاهین و همکاران (۲۰۰۲) با استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی (ANN-Artificial Neural Network) [3]، استفاده از برنامه‌نویسی ژنتیک (GP-Genetic Programming) توسط رضایا و جوادی (۲۰۰۷) [7] و استفاده از (GP)، (GEP-Genetic Expression Programming) و (EPR- Evolutionary Polynomial Regression) توسط شاه‌نظری و همکاران (۲۰۱۴) [8] می‌باشد. این روش‌ها می‌توانند با پیدا کردن روابط پیچیده بین پارامترهای ورودی، پارامتر خروجی را با دقت مناسب تخمین بزنند. در این مطالعه، با استفاده از برنامه‌نویسی ژنتیک (GP) و براساس الگوریتم MEP، یک مدل برای تخمین نشست ارائه شده است. GP شاخه‌ای از الگوریتم‌های محاسباتی تکاملی است که از مفهوم تولید مثل بیولوژیکی گرفته شده است. برای مسائل مختلف مهندسی عمران از جمله مشکلات مهندسی ژئوتکنیک، GP در ارائه‌ی معادلات پیش‌بینی مناسب موفق بوده است (Khorrami 2019, Talebi 2018, Derakhshani 2017 [9,10,11]).

هدف این مقاله پیش‌بینی دقیق نشست پی سطحی واقع بر خاک‌های غیرچسبنده با استفاده از الگوریتم برنامه‌نویسی چندعبارتی (Multi Expression Programming (MEP)) می‌باشد. ابتدا مدل جدید برای تخمین نشست توسعه داده می‌شود و سپس فرمول پیشنهادی با روابطی که قبلاً با استفاده از تکنیک‌های محاسبات نرم ارائه شده، مقایسه می‌گردد. به علاوه، برای تحلیل عملکرد و اعتبارسنجی، مطالعه‌ی پارامتری و تحلیل حساسیت و هم‌چنین بررسی ضرایب اطمینان بر روی مدل انجام می‌شود.

برنامه‌نویسی چندعبارتی

در حقیقت محاسبات نرم را می‌توان به عنوان مجموعه‌ای از تکنیک‌ها در نظر گرفت که رفتار ارگانیسم‌های زنده نظیر گیاهان، حیوانات و انسان‌ها یعنی رفتاری نرم، انعطاف‌پذیر، تطابق‌پذیر و هوشمند را شبیه‌سازی می‌کنند

[12].

MEP نوعی برنامه‌نویسی ژنتیک GP است که توسط اولتین (Oltean) و دامیترسکو (Dumitrescu) توسعه یافته‌است [13] و همچنین تکنیکی برای تولید برنامه‌های رایانه‌ای با استفاده از یک رویکرد تکاملی می‌باشد.

ایده‌ی اصلی در GP تولید برنامه، الگوریتم و ساختارهای مشابهی نظیر اینها در سطحی مرتبط با الگوریتم‌های تکاملی است. GP توسط کوزا (Koza) [12] در جهت گسترش الگوریتم‌های ژنتیک معرفی شد، که در آن برنامه‌ها با ساختار درختی و به زبان برنامه‌نویسی کاربردی LISP (Lost In Stupid Parenthese) بیان می‌شوند [12]. در این الگوریتم متغیرها به عنوان ساختار برنامه‌نویسی در نظر گرفته می‌شوند و مقدار خروجی نیز نشان‌دهنده‌ی این است که برنامه چه مقدار اهداف خود را تأمین نموده‌است. شرح جامع GP را می‌توان در [12,14] یافت. GP با موفقیت در بعضی از مسائل مهندسی عمران به کار رفته‌است [15-19]. MEP در مقایسه با سایر تکنیک‌های تکاملی مورد استفاده برای پیش‌بینی چندین مزیت مهم دارد:

۱. راه‌حل چندگانه را در یک کروموزوم کدگذاری می‌کند. این بدان معنی است که فضای جستجو بهتر مورد بررسی قرار می‌گیرد. ارزیابی چنین کروموزومی (در اکثر موارد) با همان پیچیدگی انجام می‌شود که در مورد یک راه‌حل واحد در هر کروموزوم انجام می‌شود.

۲. برنامه‌های رایانه‌ای را فرمان به فرمان ارزیابی می‌کند و نتایج جزئی را برای کلیه‌ی داده‌های آموزشی ذخیره می‌کند و همچنین سرعت پردازش آن بسیار بالا می‌باشد.

الگوریتم MEP با ایجاد جمعیت تصادفی از افراد شروع می‌شود. مراحل زیر تا رسیدن به تعداد مشخصی از تولیدات تکرار می‌شود [13]:

۱. دو پدر و مادر با استفاده از روش استاندارد انتخاب

می‌شوند.

۲. والدین برای به دست آوردن دو فرزند جدید ترکیب می‌شوند.

۳. جهش فرزندان و جایگزین کردن بدترین و بهترین فرد در جمعیت فعلی انجام می‌شود.

هر کروموزوم MEP تعداد ثابتی ژن دارد. این عدد طول کروموزوم را مشخص می‌کند. هر ژن شامل یک فرمان و یک یا چند متغیر است. ژنی که یک تابع را کدگذاری می‌کند، شامل نقاطی برای اثبات تابع می‌باشد. در اینجا یک مثال از مدل خطی برای فهم بهتر آورده شده‌است. مدلی را در نظر بگیرید که اعداد در سمت چپ برای برچسب ژن خود قرار گرفته‌اند. این برچسب‌ها به کروموزوم تعلق ندارند زیرا هدف آن شرح و توضیح مدل است. در این مثال تعدادی عملگر $F=\{+, \times\}$ و تعدادی متغیر $T=\{a, b, c, d\}$ آورده شده‌است.

1. a

2. b

3. +1,2

4. c

5. d

6. +4,5

7. $\times 3,5$

حداکثر تعداد نمادها در کروموزوم MEP توسط فرمول (۱) آورده شده‌است:

Number of symbols

$$= (n + 1) \times (\text{Number of genes} - 1) + 1$$

(۱)

که در آن n بیشترین تعداد عملگرها (در اینجا عدد ۲) و تعداد ژن‌ها برابر تعداد متغیرها (در اینجا عدد ۴) است.

«ترجمه» نشان‌دهنده رونویسی از کروموزوم‌های MEP است. ترجمه با تجزیه‌ی کروموزوم از بالا به پایین به دست می‌آید. یک نماد متغیر، یک عبارت ساده را مشخص می‌کند مانند: E_1, E_2, E_4, E_5 . نماد تابع، عبارت

$$E_7 = (a + b) \times d.$$

مقدار این عبارات با خواندن کروموزوم از بالا به پایین محاسبه می‌شود. بخشی از نتایج توسط برنامه‌نویسی دینامیکی محاسبه می‌شود و طبق قرارداد ذخیره می‌شود. باتوجه به مدل چندعبارته، هر کروموزوم MEP ممکن است به‌عنوان یک جنگل از درختان و نه به‌عنوان یک درخت واحد (که این یک برنامه‌نویسی ژنتیک) مشاهده شود. بااینکه کروموزوم MEP بیش از یک راه‌حل را کدگذاری می‌کند، اما دارای تناسب (Fitness) است. تناسب کروموزوم معمولاً به‌عنوان تطابق بهترین عبارت کدگذاری‌شده توسط آن کروموزوم تعریف می‌شود. هر یک از این عبارات را می‌توان به‌عنوان یک راه‌حل ممکن برای یک مسئله در نظر گرفت. تطابق هر عبارت کدگذاری‌شده در یک کروموزوم MEP به‌عنوان بهترین تناسب بیان‌شده توسط آن کروموزوم تعریف شده‌است. برای حل مشکلات رگرسیون، تناسب یک کروموزوم MEP با استفاده از معادله‌ی (۲) محاسبه شود [21]:

$$f = \min_{i=1,m} \{ \sum_{j=1}^n |E_j - O_j| \} \quad (2)$$

درجایی که n تعداد حالت‌های تطابق است، E_j مقدار مورد انتظار برای تطابق حالت j است، O_j مقدار برگشتی برای تطابق حالت j است که توسط عبارت i ام در کروموزوم فعلی رمزگذاری شده و m تعداد ژن‌های کروموزومی است.

پایگاه داده‌ها

پیش‌بینی دقیق نشست نیازمند درک درستی از عوامل مؤثر بر نشست است. در بیشتر روش‌های سنتی عوامل اصلی تأثیرگذار بر نشست شامل تعداد (N) ضربات آزمایش SPT، عرض پی‌ها (B)، ظرفیت باربری پی‌ها (q)، طول پی (L) و عمق مدفون پی (Df) می‌باشند [22]. از عمق سطح آب زیرزمینی در این مقاله صرف‌نظر شده‌است زیرا فرض بر این است که اثر آن در تعداد (N)

پیچیده‌ای شامل متغیر و عملگر است، مانند: E_3, E_6, E_7 . به‌عنوان مثال، ژن‌های ۱، ۲، ۴ و ۵ در مثال قبلی عبارات ساده‌ای را تشکیل می‌دهند که توسط یک نماد متغیر واحد ایجاد شده‌اند که عبارتند از [20]:

$$E_1 = a,$$

$$E_2 = b,$$

$$E_4 = c,$$

$$E_5 = d,$$

ژن ۳ عملگر + را بر روی متغیرهای کروموزوم ۱ و

۲ قرار می‌دهد؛ بنابراین عبارت کدگذاری شده‌ی ژن ۳ به‌این‌ترتیب است:

$$E_3 = a + b.$$

ژن ۶ عملگر + را بر روی متغیرهای موجود در

موقعیت کروموزومی ۴ و ۵ قرار می‌دهد و عبارت حاصله به‌این‌ترتیب کدگذاری می‌شود:

$$E_6 = c + d.$$

و ژن ۷ عملگر $\times$ را در موقعیت کروموزومی ۳ و

۵ قرار می‌دهد، در نتیجه ژن ۷ مانند عبارت پایین کدگذاری می‌شود:

$$E_7 = (a + b) \times d.$$

E_7 آخرین عبارتی است که توسط کروموزوم

رمزگذاری شده‌است.

شواهد عملی و نظری برای برتری یکی از این

عبارات نسبت به سایرین وجود ندارد. به‌همین دلیل است که به هر کروموزوم MEP اجازه داده می‌شود تعدادی عبارات برابر با طول کروموزوم (تعداد ژن‌ها) کدگذاری کند. کروموزوم شرح داده‌شده در بالا عبارات زیر را کدگذاری می‌کند:

$$E_1 = a,$$

$$E_2 = b,$$

$$E_3 = a + b.$$

$$E_4 = c,$$

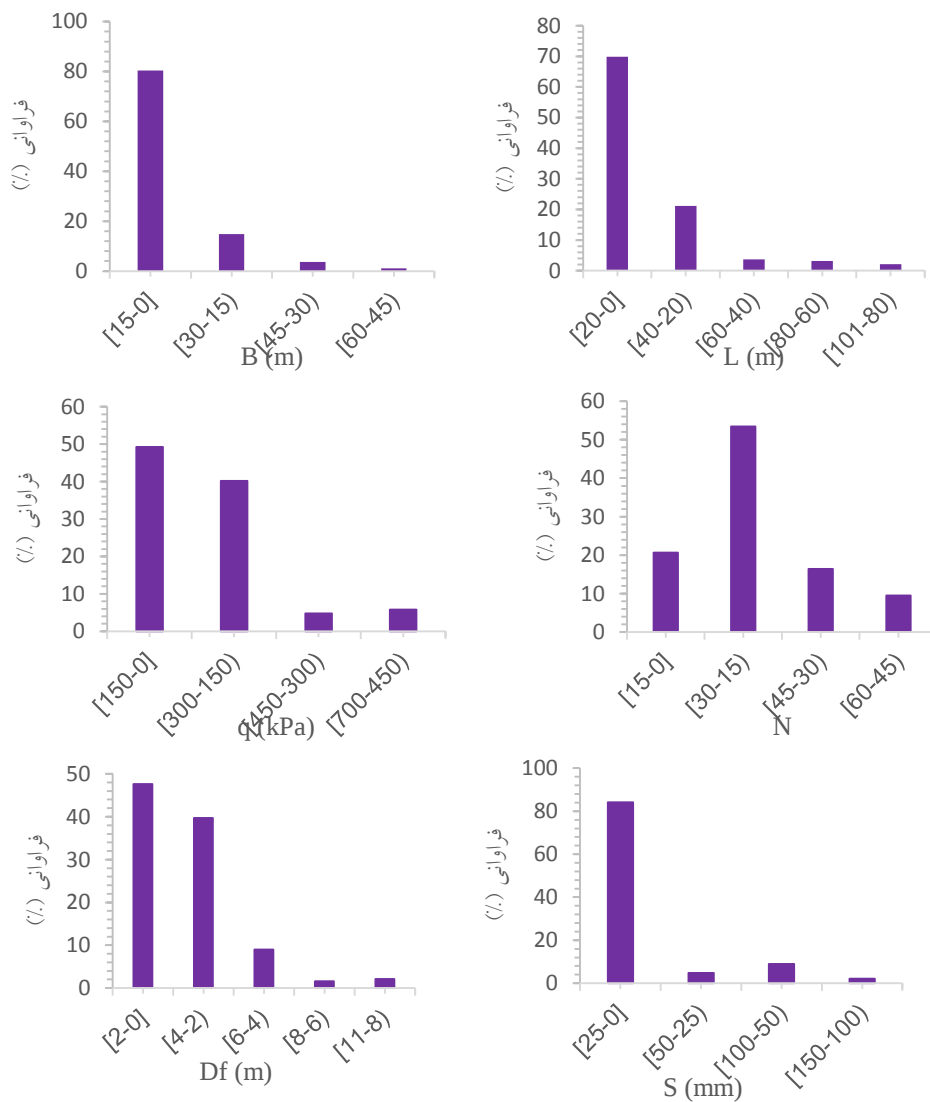
$$E_5 = d,$$

$$E_6 = c + d.$$

جدول ۱ تحقیقات قبلی دربردارنده داده‌های تجربی مورد استفاده در این مطالعه

تعداد	مراجع
۵	Bazaraa 1967 [24]
۴	Briaud and Gibbens 1999 [25]
۲۲	Burbidge 1982 [26]
۱۲۵	Burland and Burbidge 1985 [22]
۲	Maugeri et al. 1998 [4]
۱	Picornell and Monte 1988 [27]
۳۰	Wahls 1997 [28]
۱۸۹	کل

ضربات آزمایش SPT لحاظ شده است [23]. جدول (۱) لیستی از مراجع داده‌های موجود در پایگاه داده‌ی مورد استفاده در این مطالعه را نمایش می‌دهد. ۳۸ داده مربوط به آزمایش‌ها در مقیاس کوچک است و ۱۵۱ داده از آزمایش‌های بزرگ مقیاس به دست آمده‌اند. شکل (۱) هیستوگرام داده‌های مورد استفاده در مدل‌سازی را نشان می‌دهد.



شکل ۱ هیستوگرام داده‌های مورد استفاده در مدل‌سازی

جدول ۲ آمار توصیفی از متغیرهای مورد استفاده برای ساخت مدل

پارامتر	مجموعه داده	B (m)	L (m)	q (kPa)	N	Df (m)	S (mm)
بیشینه	آموزشی	۶۰	۶۰	۶۶۶	۶۰	۱۰	۱۲۱
	ارزیابی	۵۵	۱۰۱	۶۹۷	۶۰	۱۰/۷	۱۲۰
کمینه	آموزشی	۰/۹	۰/۹	۶۳	۴	۰	۱/۳
	ارزیابی	۰/۸	۰/۸	۱۸/۳۲	۴	۰	۰/۶
میانگین	آموزشی	۱۲/۲۵	۱۵/۷۳	۲۰۷/۵۷	۲۳/۸۴	۲/۴۶	۲۴/۲
	ارزیابی	۷/۹	۱۶/۷۸	۱۸۱/۹۴	۲۴/۷۶	۲/۲۴	۱۹/۵
انحراف استاندارد	آموزشی	۱۴/۰۵	۱۳/۸۹	۱۵۰/۶۹	۱۴	۲/۱۱	۳۰/۴۵
	ارزیابی	۸/۷۴	۱۹/۵۸	۱۱۶/۴۶	۱۳/۶۵	۱/۸۷	۲۵/۵

جدول (۴) تنظیمات پارامترهای الگوریتم MEP را برای دستیابی به مدل منتخب نهایی نشان می‌دهد.

جدول ۳ نحوه معرفی پارامترهای ورودی و خروجی به مدل MEP

B, 1/L, LN(q), LN(N), Df	پارامترهای ورودی
S	پارامتر خروجی

جدول ۴ تنظیمات پارامترهای الگوریتم MEP

پارامتر	تنظیمات پارامتر
Num subpopulation	۵
Subpopulation size	۲۰۰
Code length	۵۰
Crossover probability	۰/۱
Num generations	۲۰۰
Num threads	۲
Num runs	۲۰
Operator	×, ÷, +, -

معادله‌ی توسعه‌یافته با به‌کارگیری پارامترها و تنظیمات ارائه‌شده در جداول مذکور، با استفاده از رویکرد MEP، به صورت زیر است:

$$S = \frac{1}{\ln(N)} \times \frac{L \times D_f \times \ln(q)}{(L \times \ln(N)) + 1} +$$

برطبق شکل (۱) پراکندگی داده‌های پارامترها، متنوع و متفاوت است. داده‌های مسئله برای ساخت و بررسی مدل به دو مجموعه داده‌های آموزشی (۸۰٪) و ارزیابی (۲۰٪) تقسیم‌بندی شده‌اند. این داده‌ها بایستی از لحاظ شاخص‌های مقدار بیشینه، کمینه، میانگین و انحراف استاندارد نزدیک به هم باشند تا تطابق مناسبی با هم داشته باشند. مقادیر این شاخص‌ها برای مجموعه داده‌های آموزشی و ارزیابی به صورت جدول (۲) است. در جدول (۲) نشان داده شده است که مقادیر شاخص‌های آماری محاسبه شده برای دو مجموعه داده‌ی نزدیک به هم هستند.

طراحی مدل

مدل‌سازی با استفاده از MEP

برای ساخت مدل پیش‌بینی نشست پی‌های سطحی، داده‌های آموزش به الگوریتم MEP معرفی شدند. داده‌ها شامل پارامترهای ورودی مستقل و پارامتر خروجی وابسته هستند. برای رسیدن به معادله‌ی پیش‌بینی منطقی و دقیق، الگوریتم MEP بارها با تنظیمات مختلف و لحاظ نمودن اشکال مختلف پارامترهای ورودی، اجرا گردید و مدل‌های متعددی ایجاد شد و از بین آنها مناسب‌ترین مدل انتخاب شد. جدول (۳) نحوه‌ی معرفی پارامترها و

۴. میانگین خطای مطلق (MAE: Mean absolute error)

$$MAE = \frac{\sum(x_i - y_i)}{N} \quad (7)$$

که در این روابط x_i مقادیر اندازه‌گیری شده، y_i مقادیر پیش‌بینی شده، N تعداد مقادیر اندازه‌گیری شده و $\bar{x}$ و $\bar{y}$ مقادیر متوسط اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده هستند. نزدیک بودن مقدار عددی دو شاخص جذر میانگین مربعات خطا و میانگین انحراف مطلق خطا به عدد صفر نشان‌دهنده‌ی عملکرد بهتر مدل است. به علاوه، هرچه مقدار ضریب هم‌بستگی و ضریب تعیین به عدد یک نزدیک‌تر باشند مشخص می‌شود مدل عملکرد بهتری داشته‌است.

تحلیل نتایج مدل توسعه‌یافته

مدل جدید برای پیش‌بینی نشست پی سطحی بر روی خاک دانای با استفاده از ارزیابی شاخص‌های آماری مورد بررسی قرار گرفت. شکل (۲) مقادیر نقاط داده برای مدل MEP را نشان می‌دهد. مطابق شکل (۲) نقاط داده به خط ایده‌آل (اندازه‌گیری شده = پیش‌بینی شده) نزدیک هستند و مدل جدید قادر است با دقت بالایی مقادیر پیش‌بینی را نزدیک به مقادیر هدف برآورد کند. این هم‌بستگی در مقادیر پایین‌تر نشست بسیار زیاد می‌باشد و با افزایش مقادیر فاصله‌ی نقاط از خط ایده‌آل بیشتر می‌شود. هم‌چنین مدل در هر سه گروه داده‌ی آموزش، ارزیابی و کل از توانایی خوبی در پیش‌بینی مقادیر نشست پی‌های سطحی برخوردار است که نشان‌دهنده‌ی عملکرد مناسب مدل پیشنهادی است.

مطابق شکل (۳) مقایسه‌ای بین نتایج مدل‌های مختلف پیش‌بینی نشست پی سطحی انجام گرفته‌است. این نمودارها نشان می‌دهند مدل در MEP عملکرد بهتری در پیش‌بینی دقیق مقادیر نشست برای پی‌های سطحی دارد و همان‌طور که در شکل (۳) مشخص است مدل MEP در مقایسه با روش‌های قبلی که شامل مدل ANN شاهین و همکاران (۲۰۰۲) [3]، GP رضایا و جوادی

$$(\ln(q - N)) \times \frac{2 \times (\ln(q) + B)}{\frac{2}{L} + \ln(N) + D_f} \quad (3)$$

که در این معادله B عرض پی (متر)، L طول پی (متر)، D_f عمق مدفون پی (متر)، q ظرفیت باربری پی (کیلو پاسکال) و N عدد آزمایش SPT هستند. لازم به ذکر است که فرمول پیشنهادی، همانند دیگر روابط توسعه‌یافته با کمک روش‌های محاسبات نرم، فقط در محدوده‌ی داده‌های به‌کارگرفته‌شده (مطابق جدول ۲) معتبر است.

شاخص‌های ارزیابی عملکرد مدل

به‌منظور بررسی عملکرد مدل از داده‌های ارزیابی که نقشی در ساخت مدل نداشته‌اند استفاده شده‌است. این داده‌ها برای مقایسه بین نتایج روش این پژوهش با روش‌های محققان قبلی نیز استفاده شده‌اند. هم‌چنین عملکرد مدل بر روی داده‌های آموزشی و کل نیز بررسی شده‌است. ارزیابی مدل‌ها در این پژوهش، براساس چهار شاخص آماری متداول، بر روی نتایج پیش‌بینی نشست پی سطحی با استفاده از مدل MEP توسعه‌یافته در این مطالعه و مدل‌های ارائه‌شده توسط محققان قبلی صورت گرفته‌است. معادلات ریاضی این شاخص‌های آماری برای ارزیابی مدل در ادامه ارائه شده‌اند.

۱. ضریب هم‌بستگی (CC: Correlation coefficient)

$$CC = \frac{\sum(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x_i - \bar{x})^2 \sum(y_i - \bar{y})^2}} \quad (4)$$

۲. ضریب تعیین (R^2 : Coefficient of Determination)

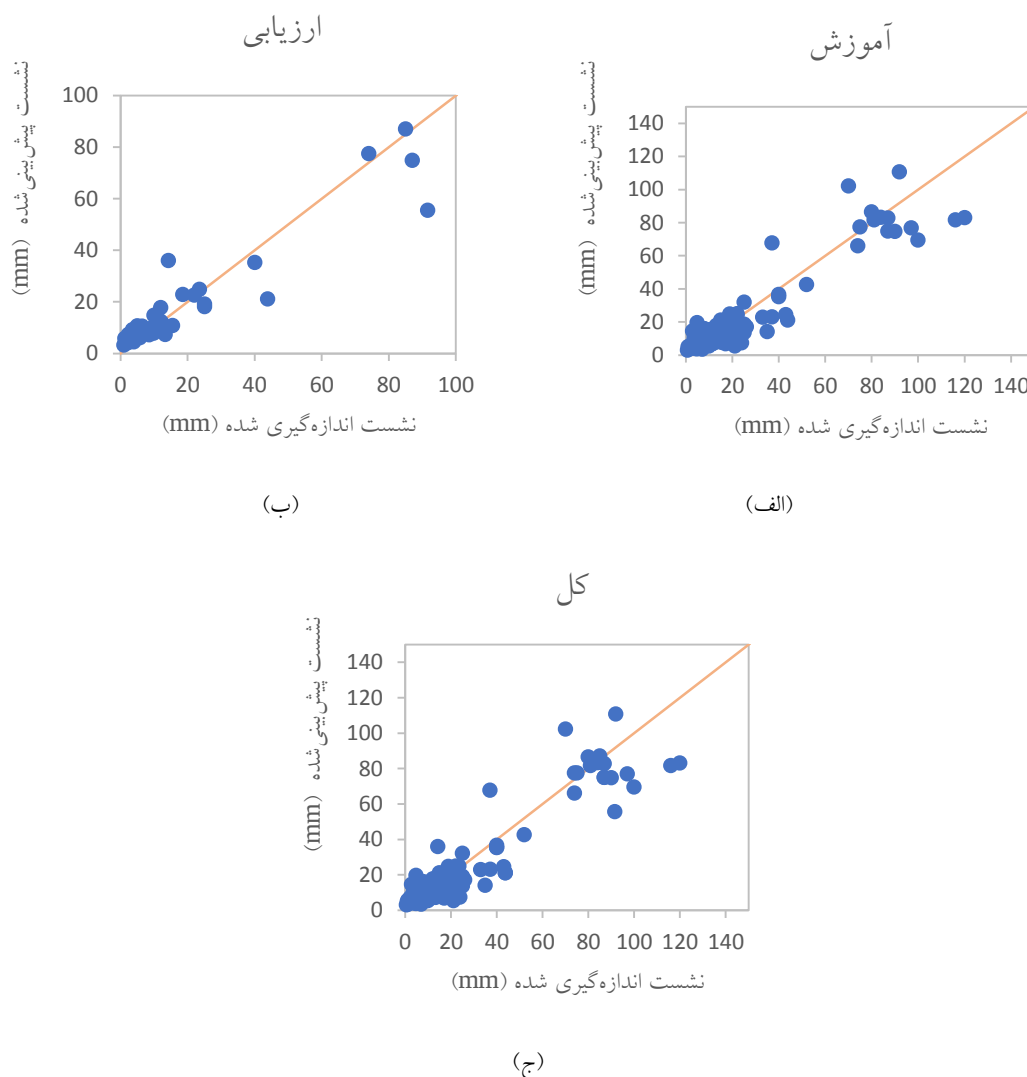
$$R^2 = 1 - \frac{\sum(x_i - y_i)^2}{\sum(x_i - \bar{x})^2} \quad (5)$$

۳. خطای میانگین ریشه‌ی مربعات (RMSE: Root mean square error)

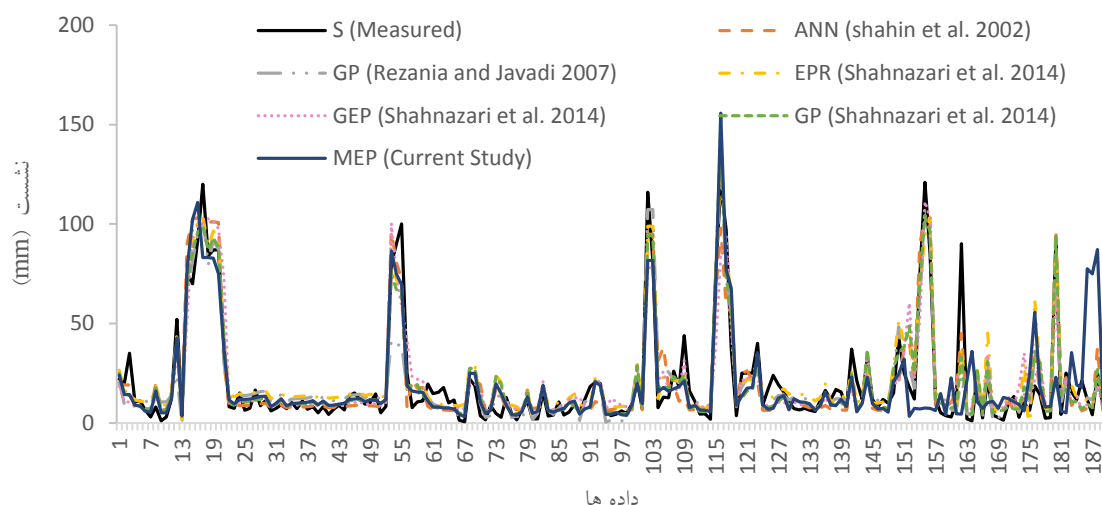
$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum(x_i - y_i)^2} \quad (6)$$

مربعات (RMSE) و میانگین خطای مطلق (MAE) انجام گرفته‌است و همان‌طور که مشاهده می‌شود عموماً برتری با مدل MEP است. از نقاط قوت مدل MEP می‌توان به‌سادگی ساختار آن، برتری از نظر ضرایب (R^2) و (CC) در اکثر موارد و داشتن کمترین خطای میانگین ریشه‌ی مربعات (RMSE) و نیز میانگین خطای مطلق (MAE) در قیاس با تمام مدل‌های دیگر اشاره نمود.

(۲۰۰۷) [7] و GP، GEP و EPR شاه‌نظری و همکاران (۲۰۱۴) [8] با دقت بیشتری مقادیر را پیش‌بینی می‌کند. شاخص‌های آماری مدل توسعه‌یافته برای نشست پی سطحی بر روی خاک‌های دانه‌ای در جدول (۵) با روش‌های قبلی مقایسه شد. در این جدول مقایسه‌ی مدل ارائه‌شده با مدل‌های گذشته برپایه‌ی ضریب هم‌بستگی (CC)، ضریب تعیین (R^2)، خطای میانگین ریشه‌ی



شکل ۲ مقادیر نقاط داده برای مدل MEP: (الف) داده‌های آموزشی (ب) داده‌های ارزیابی (ج) کل داده‌ها



شکل ۳ مقایسه نتایج مدل‌های مختلف پیش‌بینی نشست پی سطحی

جدول ۵ مقایسه بین شاخص‌های آماری نتایج مدل MEP با دیگر روش‌ها

شاخص‌های آماری				روش	مراجع
MAE	RMSE	R ² (%)	CC (%)		
۷/۱۲	۹/۸۹	۸۵/۸۲	۹۲/۶۲	ANN	شاهین (۲۰۰۲)
۶/۷۷	۱۱/۰۷	۸۲/۵۹	۶۷/۶۶	GP	رضانیا و جواد (۲۰۰۷)
۶/۸۸	۹/۵۳	۸۷/۰۹	۹۳/۰۶	EPR	شاه نظری (۲۰۱۴)
۷/۷۳	۱۱/۸۹	۷۹/۹۳	۸۹/۴۱	GEP	شاه نظری (۲۰۱۴)
۶/۰۳	۹/۲۷	۸۷/۷۸	۹۳/۶۹	GP	شاه نظری (۲۰۱۴)
۵/۷۷	۹/۱۳	۸۷/۲۵	۹۳/۴۵	MEP	مطالعه حاضر

مطالعه‌ی پارامتری

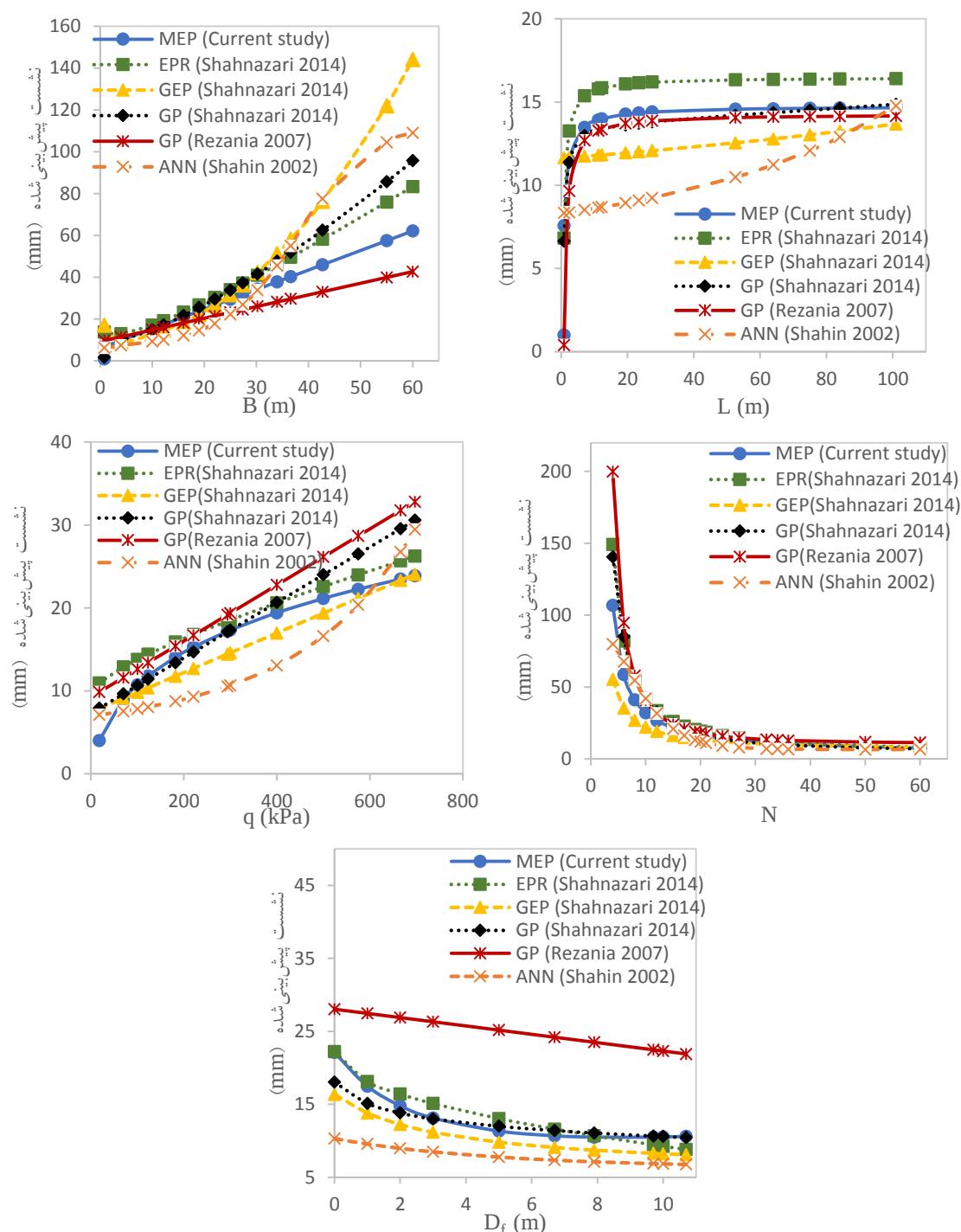
مطالعه‌ی پارامتری به بررسی رفتار مدل‌های پیش‌بینی شده مطابق با آنچه در تحقیقات تجربی دیده می‌شود، پرداخته و اثر تغییرات هر پارامتر ورودی، مورد مطالعه قرار گرفته است، درحالی‌که پارامترهای ورودی دیگر باتوجه به پایگاه داده‌ی موجود ثابت و برابر مقدار میانگین مقادیر آزمایشگاهی خود در نظر گرفته می‌شوند. برای بررسی بیشتر توانایی پیش‌بینی مدل‌های توسعه‌یافته در این مطالعه و برای مقایسه با مدل‌های قبلاً توسعه‌یافته توسط شاهین و همکاران (۲۰۰۲) [3] و رضانیا و جواد (۲۰۰۷) [7] و شاه‌نظری و همکاران (۲۰۱۴) [8] یک مطالعه‌ی پارامتری برای بررسی تأثیر ورودی‌های مدل در

نشست‌های پیش‌بینی شده انجام شد. روند تغییرات نشست پی سطحی پیش‌بینی شده و آزمایشگاهی، برحسب افزایش پارامترهای ورودی برای تمام روش‌ها در شکل (۴) نشان داده شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود همه‌ی مدل‌ها قادر به تطابق رفتار فیزیکی مسئله نشست مطابق با تحقیقات تجربی هستند. برای مثال در تمام مدل‌ها می‌توان دریافت که نشست پی همان‌طور که انتظار می‌رفت با افزایش عرض پی، طول پی و ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. از طرف دیگر، نشست با افزایش عمق مدفون پی و متوسط تعداد ضربات آزمایش SPT، کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که باوجود این‌که تمامی مدل‌ها قادر به ارائه‌ی

کلی می‌توان نتیجه گرفت که تمامی پارامترهای ورودی بر نشست پی‌های سطحی روی خاک دانه‌ای مؤثر هستند اما وزن اثرات آنها متفاوت است.

روندهای متناسب با رفتار نشست هستند، مقدار نشست محاسبه شده توسط هر یک از مدل‌ها در شرایط مشابه دارای تفاوت می‌باشد. براساس مطالعات پارامتری، به‌طور



شکل ۴ روند تغییرات نشست پیش‌بینی شده با افزایش مقدار پارامترهای ورودی و مقایسه آن با مدل‌های پیشین

تحلیل حساسیت

آنالیز حساسیت به منظور مشخص نمودن میزان تأثیر پارامترهای مختلف بر روی مدل انجام می‌شود. برای برآورد کردن میزان تأثیر هر پارامتر مدنظر در معادله، داده‌های ورودی آن پارامتر از مسئله حذف می‌شود و مدل با داده‌های بقیه‌ی پارامترها ساخته می‌شود. این روند برای تک‌تک پارامترها انجام می‌شود تا با محاسبه‌ی خطاهای مدل‌های جدید و مقایسه‌ی آنها میزان تأثیر تمامی پارامترها مشخص شود. در جدول (۶) میزان تغییر بیشتر در دقت مدل با حذف یک پارامتر، نشان از تأثیرگذاری بیشتر آن پارامتر بر مدل پیش‌بینی دارد.

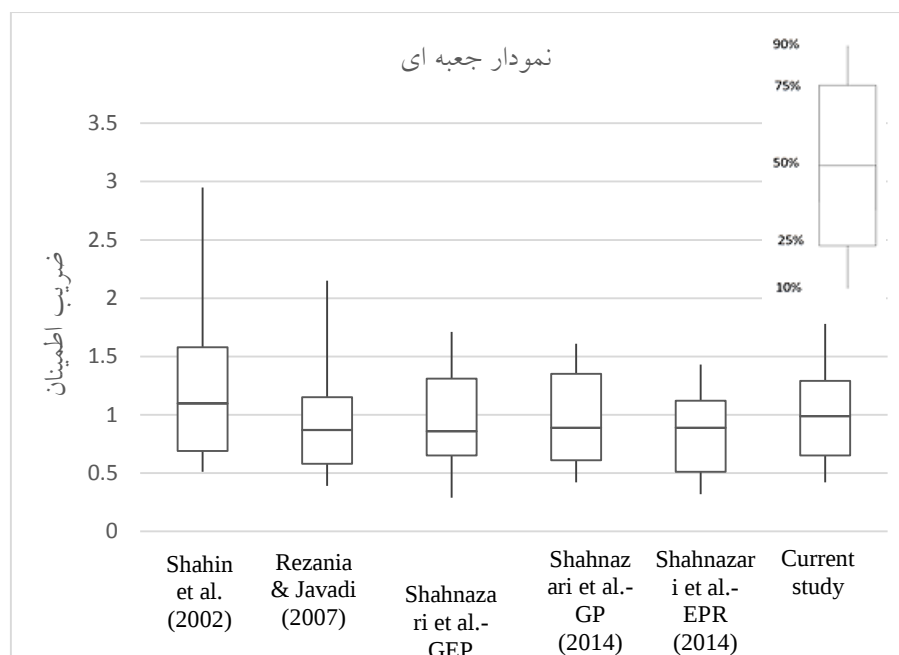
مقادیر چهار شاخص آماری CC ، R^2 ، $RMSE$ و MAE در جدول (۶) نشان می‌دهند که پارامتر N بیشترین اثر را بر روی مدل MEP دارد زیرا با حذف آن شاخص‌های R^2 و CC به شدت کاهش یافته و شاخص‌های $RMSE$ و MAE به میزان قابل توجهی افزایش داشته‌اند و بعد از آن پارامتر عرض پی (B)، پارامتر ظرفیت باربری (q) و عمق مدفون پی (Df) به ترتیب بر روی مدل تأثیرگذار می‌باشند؛ اما حذف پارامتر طول پی (L) چندان مؤثر به نظر نمی‌رسد.

ضریب اطمینان

به منظور ارائه‌ی ضرایب اطمینان مدل در این پژوهش از نمودارهای جعبه‌ای استفاده شده است. برای تهیه‌ی نمودارهای جعبه‌ای ابتدا نسبت مقادیر نشست پی سطحی اندازه‌گیری شده به پیش‌بینی شده محاسبه می‌گردد و توزیع احتمالاتی آنها به دست می‌آید. سپس مقادیر چارک اول، میانه، چارک سوم، مقداری که ۱۰٪ داده‌ها از آن کوچک‌تر هستند و مقداری که ۹۰٪ داده‌ها از آن کوچک‌تر هستند، به دست می‌آید و نمودار جعبه‌ای براساس آنها رسم می‌شود. بر این اساس، هر چه نمودار جعبه‌ای جمع‌تر و مقدار میانه به عدد یک نزدیک‌تر باشد عملکرد مدل از لحاظ قابلیت اطمینان پیش‌بینی بهتر است. شکل (۵) نمودار جعبه‌ای مدل MEP را در کنار نمودارهای جعبه‌ای سایر روش‌ها نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود باتوجه به طول نمودارهای جعبه‌ای، مدل MEP کمترین پراکندگی را نشان می‌دهد و نیز مقدار متناظر با ۵۰٪ (میانه) آن درمقایسه با روش‌های دیگر به عدد یک نزدیک‌تر می‌باشد؛ بنابراین می‌توان گفت عدم قطعیت در پیش‌بینی نشست با مدل MEP درمقایسه با مدل‌های دیگر محققان کمتر است.

جدول ۶ آنالیز حساسیت مدل MEP

شاخص‌های آماری				مدل
MAE	RMSE	R^2 (%)	CC (%)	
۵/۷۷	۹/۱۳	۸۷/۲۵	۹۳/۴۵	MEP
۵/۶۶	۹/۱۴	۸۷/۲۳	۹۳/۶۳	MEP در غیاب 1/L
۷/۲۹	۱۲/۲۹	۷۶/۹۳	۸۷/۷۸	MEP در غیاب B
۶/۴۱	۱۰/۶۸	۸۲/۵۶	۹۱	MEP در غیاب $\ln(q)$
۱۰/۳۱	۱۹/۰۹	۴۴/۳۲	۶۹/۲۷	MEP در غیاب $\ln(N)$
۶	۱۰/۳۲	۸۳/۷۳	۹۱/۹۹	MEP در غیاب Df



شکل ۵ نمودار ضرایب اطمینان مدل‌های مختلف پیش‌بینی نشست پی سطحی

نتیجه‌گیری

موفقیت در پروژه‌های عملی مورد استفاده قرار گیرد.

۲. مقایسه بین مدل MEP و دقیق‌ترین مدل‌ها شامل ANN، GP، GEP و EPR در ادبیات فنی نشان می‌دهد که مدل پیشنهادی در این مطالعه، عملکرد بهتری نسبت به اکثر مدل‌های توسعه‌یافته‌ی قبلی دارد.

۳. در مطالعه‌ی حاضر شاخص‌های آماری R^2 و CC به ترتیب برابر ۹۳/۴۵ درصد و ۸۷/۲۵ درصد و شاخص‌های آماری RMSE و MAE به ترتیب برابر ۹/۱۳ و ۵/۷۷ به دست آمد که نشان‌دهنده‌ی برتری این مدل جدید نسبت به مدل‌های پیشین است.

۴. نتایج مطالعه‌ی پارامتری انجام‌شده بر روی داده‌ها نشان می‌دهد که رفتار مدل MEP ارائه‌شده با رفتارهای مورد انتظار از دید ژئوتکنیکی هم‌خوانی دارند.

۵. براساس تحلیل حساسیت انجام‌شده در این پژوهش می‌توان دریافت عدد SPT لایه‌ی زیرین، عرض پی، ظرفیت باربری پی، عمق مدفون پی و طول پی به ترتیب مهم‌ترین پارامترهای ورودی هستند که بر

باتوجه به اهمیت پیش‌بینی نشست پی سطحی بر روی خاک دانه‌ای در این مقاله یک مدل جدید برای پیش‌بینی نشست تهیه شده‌است. این مدل براساس الگوریتم برنامه‌نویسی چندعبارتی (MEP) برطبق روش‌های برنامه‌نویسی ژنتیک ساخته شده‌است. برای ایجاد این مدل ۱۸۹ داده‌ی آزمایشگاهی از مطالعات پیشین جمع‌آوری شده‌است. داده‌ها ابتدا به صورت آموزشی و ارزیابی تقسیم‌بندی شده و سپس داده‌ها به الگوریتم MEP ارائه شده‌است. مدل جدید تولیدشده با دقیق‌ترین روابط در ادبیات فنی موجود مقایسه شده‌اند. به علاوه مطالعه‌ی پارامتری، تحلیل حساسیت و هم‌چنین بررسی ضرایب اطمینان بر روی مدل انجام شده‌است. برپایه‌ی نتایج حاصل از این مطالعه می‌توان موارد زیر را بیان نمود:

۱. مدل MEP پیشنهادشده قادر است به درستی نشست پی سطحی بر روی خاک‌های غیرچسبنده را پیش‌بینی کند. باتوجه به دقت و سادگی آن، این مدل می‌تواند با

فهرست علائم		تخمین نشست پی سطحی واقع بر خاک دانه‌ای تأثیر می‌گذارند.
GP	برنامه‌نویسی ژنتیک	۶. باتوجه به بررسی ضریب اطمینان و نمودار ارائه‌شده می‌توان گفت عدم قطعیت در پیش‌بینی نشست با مدل MEP در مقایسه با مدل‌های دیگر محققان کمتر است.
MEP	برنامه‌نویسی چندعبارتی	۷. در تحقیق حاضر قابلیت رویکرد MEP در یافتن راه‌حل برای مسئله‌ی غیرخطی نشست شالوده‌های سطحی روی خاک‌های دانه‌ای به‌وضوح نشان داده شده‌است. علاوه بر این، امکان پیشرفت بیشتر قابلیت پیش‌بینی توسط تکنیک پیشنهادی با آموزش مجدد مدل با داده‌های جدید فراهم است. اطلاعات بیشتر در مورد پارامترهای منعکس‌کننده‌ی شرایط میدانی زمین و بار می‌تواند به‌طور محسوسی به محققان کمک کند تا مدل‌های قابل اطمینان‌تری را برای پیش‌بینی دقیق نشست پی‌های سطحی بر روی خاک‌های دانه‌ای ارائه دهند.
ANN	شبکه‌ی عصبی مصنوعی	
GEP	برنامه‌نویسی بیان ژن	
EPR	رگرسیون چندمتغیره‌ی تکاملی	
B	عرض پی، m	
L	طول پی، m	
q	ظرفیت باربری پی، kPa	
N	عدد آزمایش SPT	
Df	عمق مدفون پی، m	
S	نشست، mm	
CC	ضریب هم‌بستگی	
R ²	ضریب تعیین	
RMSE	خطای میانگین ریشه‌ی مربعات	
MAE	میانگین خطای مطلق	

مراجع

- Schmertmann, J. H., "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand", *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, Vol. 96, No. 3, pp. 1011-1043, (1970).
- Poulos, Harry George, "Settlement of Isolated Foundations", University of Sydney, School of Civil Engineering, (1975).
- Shahin, M. A., Maier, H. R., and Jaksa, M. B., "Predicting Settlement of Shallow Foundations Using Neural Networks", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128.9, pp. 785-793, (2002).
- Maugeri, M., et al., "Observed and Computed Settlements of two Shallow Foundations on Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, Vol. 124.7, pp. 595-605, (1998).
- Coduto, D. P., "Foundation Design; Principles and Practis", Practice Hall International, New Jersey, (1994).
- Sower, G. B., and G. F. Sower, "Introductory Soil Mechanics and Foundation", pp. 102, (1970).
- Rezania, M., and Javadi, A. A., "A New Genetic Programming Model for Predicting Settlement of Shallow Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 44.12, pp. 1462-1473, (2007).
- Shahnazari, H., Shahin, M. A., and Tutunchian, M. A., "Evolutionary-based Approaches for Settlement Prediction of Shallow Foundations on Cohesionless Soils", *International Journal of Civil*

- Engineering*, Vol. 12.1, pp. 55-64, (2014).
9. Derakhshani, A., "Estimating Uplift Capacity of Suction Caissons in Soft Clay: A Hybrid Computational Approach Based on Model Tree and GP", *Ocean Engineering*, Vo. 146, pp. 1-8, (2017).
 10. Talebi, A., and Derakhshani, A., "Estimation of P-multipliers for Laterally Loaded Pile Groups in Clay and Sand", *Ships and Offshore Structures*, Vol. 14.3, pp. 229-237, (2019).
 11. Khorrami, R., and Derakhshani, A., "Estimation of Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations Resting on Cohesionless Soils Using a New Hybrid M5'-GP Model", *Geomechanics and Engineering*, Vol. 19.2, pp. 127-139, (2019).
 12. Oltean, M., and Dumitrescu, D., "Multi Expression Programming", *Journal of Genetic Programming and Evolvable Machines*, Kluwer, second tour of review, (2002).
 13. Banzhaf, W., et al., *Genetic Programming: An Introduction*. Vol. 1. San Francisco: Morgan Kaufmann, (1998).
 14. Alavi, A. H., et al., "Utilisation of Computational Intelligence Techniques for Stabilised Soil", *6th International Conference on Engineering Computational Technology*, ECT 2008, (2008).
 15. Alavi, A. H., et al., "Soft Computing Based Approaches for High Performance Concrete", *6th International Conference on Engineering Computational Technology*, ECT 2008, (2008).
 16. Gandomi, A. H., et al., "Application of a Coupled Simulated Annealing-genetic Programming Algorithm to the Prediction of Bolted Joints Behavior", *American-Eurasian Journal of Scientific Research*, Vol. 3.2, pp. 153-162, (2008).
 17. Gandomi, A. H., et al., "Behavior Appraisal of Steel Semi-rigid Joints Using Linear Genetic Programming", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65.8-9, pp. 1738-1750, (2009).
 18. Cevik, A., and Firat Cabalar, A., "Modelling Damping Ratio and Shear Modulus of Sand-mica Mixtures Using Genetic Programming", *Expert Systems with Applications*, Vol. 36.4, pp. 7749-7757, (2009).
 19. Oltean, M., and Groşan, C., "Evolving Evolutionary Algorithms Using Multi Expression Programming", *European Conference on Artificial Life*, Springer, Berlin, Heidelberg, pp. 651-658, (2003).
 20. Oltean, M., and Groşan, C., "A Comparison of Several Linear Genetic Programming Techniques", *Complex Systems*, Vol. 14.4, pp. 285-314, (2003).
 21. Burland, J. B., et al., "Settlement of Foundations on Sand and Gravel", *Proceedings of the institution of Civil Engineers*, Vol. 78.6, pp. 1325-1381, (1985).
 22. Meyerhof, G. G., "Shallow Foundations", *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 91, Proc. pp. 4275, (1965).
 23. Bazaraa, A., Sadik, S., "Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow

- Foundations on Sand", University of Illinois at Urbana-Champaign, (1968).
24. Briaud, J. L., and Gibbens, R., "Behavior of five large spread footings in sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125.9, pp. 787-796, (1999).
25. Burbidge, M. C., "A Case Study Review of Settlements on Granular Soil", Diss. Imperial College, University of London, (1982).
26. Picornell, M., and Del Monte, E., "Prediction of Settlements of Cohesive Granular soils", *Measured Performance of Shallow Foundations*, ASCE, (1988).
27. Wahls, H. E., "Settlement Analysis for Shallow Foundations on Sand", *Proceedings of the 3rd International Geotechnical Engineering Conference*, Cairo, Egypt, pp. 7-28 , (1997).

بررسی تغییر شکل وابسته به زمان در ماسه‌های خشک*

مقاله پژوهشی

مسعود نصیری^(۱) محمد حاجی عزیزی^(۲) احمد رضا مظاهری^(۳) پنکاسم جانپراددیت^(۴)

چکیده رفتار ماسه‌ها وابسته به زمان است و می‌تواند پایداری بسیاری از پروژه‌های ژئوتکنیکی را تحت تأثیر خود قرار دهد. در این پژوهش از ۹ مدل ماسه با شکل و اندازه‌ی ذرات مختلف و دانه‌بندی متفاوت به منظور بررسی رفتار وابسته به زمان ماسه‌ها در بازه‌های زمانی ۲، ۷ و ۳۰ روزه و تحت بارگذاری‌های مختلف استفاده شده است. نمونه‌ها با تراکم ۶۰ درصد، به مدت ۳۰ روز تحت تنش ۴۵ کیلوپاسکال و در بازه‌های ۷ روزه تحت تنش‌های ۲۶ تا ۴۱۶ کیلوپاسکال (با گام‌های افزایشی دو برابر) تحت آزمایش ادئومتر در حالت خشک قرار گرفتند. نتایج نشان داد که چرخش، لغزش و خردشدگی دانه‌های ماسه روی هم در بازه‌های زمانی آزمایش شده تحت بارهای ثابت، عامل ایجاد تغییر شکل‌های خزشی در نمونه‌ها بوده است. نمونه‌های ماسه‌ای بین ۱/۵ تا ۴/۲ درصد کرنش خزشی در بازه‌ی زمانی ۳۰ روزه و بین ۰/۶۱ تا ۲/۵ درصد کرنش خزشی در بازه‌های زمانی ۷ روزه از خود نشان دادند. همچنین روابط خطی به منظور پیش‌بینی تغییر شکل وابسته به زمان ماسه‌ها پیشنهاد شد. نتایج به دست آمده تطابق خوبی با مطالعات قبلی داشتند.

واژه‌های کلیدی ماسه‌ی خشک، آزمایش ادئومتری، رفتار وابسته به زمان، اندازه‌ی ذرات.

Study of Time-Dependent Deformations in Dry Sands

M. Nasiri

M. Hajiazizi

A. R. Mazaheri

P. Jongpradist

Abstract The time-dependent behavior of sands is one of the main issues that can influence many projects. In this study nine sand models with different particles shape and sizes and different grain distribution have been used to investigate creep behavior. The samples were prepared at 60% relative density and the constant stresses of 45 kPa for 30 days and 26 to 416 kPa for seven days (with the double increase in stress increment) under dry conditions in the Oedometer apparatus (one-dimensional consolidation) were tested. The results showed that the rotation, slipping, and crushing of the sand grains over time under constant load was the cause of creep deformation in the dry samples. Sand samples exhibit 1.5 to 4.2% creep strains in 30 days, and 0.61 to 2.5% creep strains in seven days' time interval. Finally, two linear equations are presented to predict the deformation of sands over time. The results were in good agreement with previous studies.

Key Word Dry Sand, Creep, Oedometer Test, Time-Dependent Behavior, Particle size.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۳۹۹/۸/۸ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۲/۱۸ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری مهندسی عمران - ژئوتکنیک، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران.

Email: mhazizi@razi.ac.ir

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران.

(۳) استادیار مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه آیت الله بروجردی، بروجرد، ایران.

(۴) دانشیار مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی کینگ مونگ کوت، تونبور، تایلند.

مقدمه

اعمال بار به خاک منجر به ایجاد تغییر شکل در توده‌ی خاک می‌شود. تغییر شکل‌ها بلافاصله پس از اعمال بار پایان نمی‌یابند، بلکه با گذشت زمان و به تدریج افزایش خواهند یافت که به این پدیده خزش در خاک گفته می‌شود. به عبارت دیگر، خزش یعنی تغییر شکل خاک در تنش ثابت و با گذشت زمان [1]. تمامی خاک‌ها دچار خزش می‌شوند، اما مقدار خزش به نوع خاک، دمای محیط، مدت زمان و شکل ذرات بستگی دارد. رس نرم تغییر شکل‌های وابسته به زمان بیشتری را در چند دقیقه یا چند ساعت از خود نشان می‌دهد، درحالی‌که برای ماسه‌ها ممکن است چندین روز طول بکشد تا تغییر شکل‌های خزشی از خود نشان دهند [2]. همین موضوع یکی از عللی است که تاکنون بیشتر تحقیقات انجام‌شده به بررسی رفتار خزشی رس‌ها معطوف بوده‌است و پژوهش‌های کمتری رفتار خزشی ماسه‌ها را مورد مطالعه قرار داده‌اند. عمده‌ی پژوهش‌های انجام‌شده در زمینه‌ی خزش ماسه‌ها به کمک آزمایش‌های سه‌محوری و ادئومتر بوده‌است. ماسه‌ی اشباع، تغییر شکل خزشی قابل توجهی را از خود نشان می‌دهد و کرنش خزشی می‌تواند بین ۷ تا ۲۲ درصد افزایش یابد [2]. موریاما و همکاران [3] در آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شده نشان دادند که زمان گسیختگی ناشی از خزش در ماسه‌ها، با محاسبه‌ی مقدار نرخ کرنش خزشی قابل پیش‌بینی است. براساس تعریف موریاما [4] مقاومت گسیختگی عبارت است از تنش بحرانی که کمتر از آن هیچ گسیختگی خزشی رخ ندهد. این مقاومت از بسیج ذرات در ماسه‌ها و رس‌ها به وجود می‌آید. لاد و لیو [5] به کمک آزمایش سه‌محوری رفتار خزشی ماسه‌ها را بررسی کردند. آنان در پژوهش خود تنش همه‌جانبه، بار محوری و دما را ثابت نگه داشتند و تغییر شکل‌های محوری و حجمی را اندازه‌گیری کردند. نتایج نشان داد که طبیعت کرنش‌های خزشی مشابه کرنش‌های پلاستیک است. میزان خزش با فشار محصورکننده، به‌ویژه در تنش‌های بالا، افزایش پیدا

خواهد کرد. این پژوهشگران پس از انجام آزمایش، نمونه‌ی خاک را به کمک الک مجدداً دانه‌بندی کردند که نتایج نشان داد حدود ۲۰٪ ذرات از الک شماره‌ی ۲۰۰ عبور می‌کنند، درحالی‌که پیش از انجام آزمایش هیچ ذره‌ای دارای قطر کوچک‌تر از ۷۵ میکرون نبوده‌است که نشان از لغزش و خردشدگی ذرات حین خزش داشته‌باشد. ماهیت پیچیده‌ی رفتار خزشی از آنجا مشخص می‌شود که نتایج بسیاری از آزمایش‌های سه‌محوری نشان داده‌است که با افزایش تنش انحرافی، نرخ کرنش انحرافی خاک هم بیشتر می‌شود، درحالی‌که برخی پژوهش‌ها [6] نشان دادند که نرخ کرنش کاهش می‌یابد. این تفاوت رفتار به علت تفاوت در کرنش‌های خاک است. پژوهش‌های ونگ و همکاران [7] نشان داد که خردشدن ذرات عامل اصلی خزش در ماسه‌هاست. این خردشدگی در اثر اعمال تنش‌های فشاری رخ خواهد داد. به‌طور کلی دو عامل اصلی برای خزش ماسه‌ها تعریف می‌شود، یکی خردشدگی و شکست ذرات به علت تنش‌های تماسی بین دانه‌ای و دیگر، بازآرایش ذرات با گذشت زمان به علت لغزش ریزمکانیکی (Micromechanical). تغییر شکل‌های خزشی با افزایش تنش اعمالی بیشتر می‌شوند که علت آن می‌تواند خردشدگی بیشتر ذرات ماسه باشد. باین‌حال، ذرات خردشده رفته‌رفته پایدارتر خواهند شد و به‌همین دلیل تغییر شکل‌های دراز مدت، کمتر خواهند شد. بیان و همکاران [8] به کمک آزمایش برش مستقیم فرایند خزش ماسه‌ها را بررسی کردند. نتایج آنان نشان داد که در تنش برشی پایین، نسبت تخلخل خاک زیاد است و نقاط تماس‌های داخلی ذرات خاک کم است، در نتیجه پدیده‌ی خزش در چنین تنش‌هایی قابل مشاهده نیست. در تراکم نسبی پایین و میزان تنشی که به‌اندازه‌ی کافی زیاد باشد تا توانایی خرد کردن ذرات ماسه را داشته باشد، مقدار خزش قابل توجهی مشاهده می‌شود [9].

بین و همکاران [10] با آزمایش ادئومتر و برش سه‌محوری به بررسی وضعیت پسماند ماسه‌ی ریخته‌گری

ماسه با گذشت زمان احساس می شود که در این پژوهش تغییر شکل های وابسته به زمان مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

بررسی رفتار وابسته به زمان ماسه ها از جمله موضوعات مهم در مهندسی ژئوتکنیک است که علی رغم تحقیقات مختلف انجام شده، نیاز به پیش بینی تغییر شکل های محوری با گذشت زمان در خاک های ماسه ای خشک احساس می شود. در پژوهش حاضر، رفتار خزشی ماسه های خشک تحت یک تنش ثابت و به مدت ۳۰ روز و همچنین بازه ای از تنش ها (۲۶ تا ۴۱۶ کیلو پاسکال) به مدت ۷ روز در آزمایش ادنومتر مورد ارزیابی و بررسی قرار گرفته است. پژوهش های پیشین به کمک آزمایش ادنومتر اغلب رفتار خزشی ماسه ها را در گام های بارگذاری افزایشی مورد بررسی قرار داده اند در حالی که تحقیق حاضر رفتار خزشی ماسه ها را در یک تنش ثابت طولانی (۳۰ روزه) و علاوه بر آن، چندین تنش در بازه های زمانی ۷ روزه، مورد مطالعه قرار داده است تا با وضعیت بارگذاری واقعی، سازگاری بیشتری داشته باشد. نتایج به دست آمده از این مطالعه نشان می دهد که توجه به کرنش های خزشی و رفتار زمان مند ماسه ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است به طوری که می تواند پایداری پروژه های ژئوتکنیکی را تحت تأثیر قرار دهد. در پایان، روابط خطی ساده و با دقت کافی برای تخمین تغییر شکل های وابسته به زمان برای این ماسه ها پیشنهاد شده است.

مصالح و روش آزمایش

در این پژوهش از ۹ مدل ماسه ای مختلف با شکل ذرات و اندازه ی دانه های متفاوت و همچنین دانه بندی گوناگون به منظور بررسی رفتار وابسته به زمان ماسه های خشک تحت تنش ثابت، استفاده شده است (جدول ۱). این ماسه ها عبارتند از ماسه های اتاوا (Ottawa Sand)، بابل سر (Babolsar Sand)، بوشهر (Bushehr Sand)، فیرزکوه شماره ی ۱۶۱ و ۱۷۱ (FiroozKooh Sand) و ماسه های

پرداختند. نتایج تحقیقات آنان نشان داد که این نوع ماسه هم مانند ماسه های طبیعی از خود تراکم ثانویه نشان می دهد. نتایج تحقیقات پارک و همکاران [11] نشان داد که رفتار خزشی ماسه ها به نسبت تنش و تراکم نسبی اولیه ی توده ی خاک بستگی دارد. پژوهش های یانگ و همکاران [12] نشان داد که خصوصیات خزشی ماسه متأثر از تراز تنش است. تحقیقات برخی از محققان [13] نشان داد که نمونه های ماسه ای مرطوب، کرنش های خزشی بیشتری نسبت به نمونه های خشک از خود نشان می دهند. پارک و همکاران [14] نشان دادند که رفتار خزشی حجمی انقباضی یا اتساعی با ترکیب ویژه ای از نسبت تخلخل و تنش مؤثر متوسط قائم در ابتدای فرایند خزش تعیین می شود. نگهدار و همکاران [۱۵] نشان دادند که در آزمایش بارگذاری- باربرداری، زمان لازم برای رسیدن به یک تخلخل مشخص طی خزش، کمتر از آزمایش تک مرحله ای می باشد و این فرایند باعث تسریع در فرایند خزش می شود.

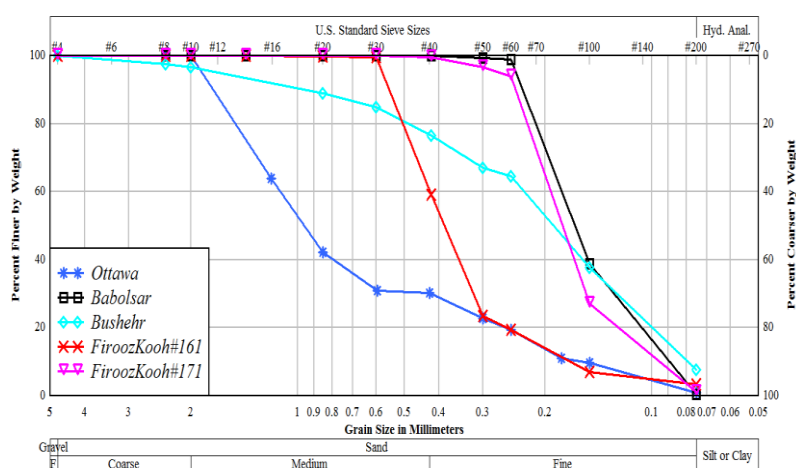
تاکنون پژوهش های متعددی به منظور بررسی رفتار خزشی ماسه ها انجام شده است که از جمله ی آنها می توان به آزمایش های سه محوری [16-22] برش مستقیم [8] و ادنومتر [1,10] و همچنین مدل سازی های عددی [23,24] اشاره کرد. طبق تعریف تاناکا و تانیما تو [25] سازوکار خزش، جابه جایی ذرات ماسه است. وقتی ماسه تحت تنش قرار می گیرد، ذرات حرکت می کنند. نرخ جابه جایی در ابتدا زیاد و با گذشت زمان رفته رفته کاهش می یابد. مجیا و همکاران [26] روی دو نمونه ی ماسه ی سست آزمایش ادنومتر با تنش های قائم مؤثر مختلف انجام دادند. یافته های آنان نشان داد که کرنش های خزشی وابسته به زمان مشاهده شده در این آزمایش ها به علت لغزش و چرخش دانه ها بوده است و نه به علت خردشدگی ذرات (چرا که تراز تنش های اعمالی به نمونه ها نسبتاً پایین بوده است). مک دوول [27] سازوکار خزش ماسه را با لغزش بین ذرات و ترک خوردگی شان شرح داد. در این بین، جای خالی پیش بینی تغییر شکل

نیز عبوری از الک شماره‌ی ۱۰ و مانده روی الک شماره‌ی ۶۰ هستند. لازم به ذکر است که ماسه‌های KRSS#1 و KRSS#3 از یک جنس‌اند و ماسه‌های شماره‌ی KRSS#2 و KRSS#4 نیز از یک قرصه تهیه شده‌اند و تفاوت آنها در نوع دانه‌بندی‌شان است. هدف از این کار، تفکیک ماسه‌های یکسان به دو دسته‌ی درشت و ریز با شکل دانه‌های مختلف بوده‌است.

محلی شهر کرمانشاه (KRSS). منحنی دانه‌بندی ماسه‌ها در شکل (۱) نشان داده شده‌است. لازم به ذکر است که چهار نوع ماسه‌ای که در این منحنی نمایش داده نشدند عبارتند از (KRSS#1, KRSS#2, KRSS#3, KRSS#4). همگی این چهار ماسه دارای دانه‌بندی یکنواخت و مشخصی بودند، به‌طوری‌که ماسه‌های KRSS#1 و KRSS#2 عبوری از الک شماره‌ی ۴ و مانده روی الک شماره‌ی ۱۰ هستند و ماسه‌های KRSS#3 و KRSS#4

جدول ۱ مشخصات ماسه‌های استفاده شده

شکل ذرات [۲۸]	تخلخل کمینه	تخلخل بیشینه	چگالی ویژه	نام خاک (روش متحد)	D ₅₀	ضریب انحنای	ضریب یکنواختی	نوع خاک
نیمه گرد گوشه	۰/۳۵۲	۰/۵۶۹	۲/۶۶۰	SP	۰/۹۷۱	۰/۹۹۰	۷/۲۳۱	Ottawa Sand
گرد گوشه	۰/۵۰۵	۰/۷۷۸	۲/۸۲۹	SP	۰/۱۶۹	۱/۰۱۰	۱/۹۳۵	Babolsar Sand
نیمه تیز گوشه	۰/۳۵۹	۰/۵۹۵	۲/۶۹۶	SP	۰/۱۹۷	۰/۹۰۹	۲/۸۷۶	Bushehr Sand
گرد گوشه	۰/۵۳۸	۰/۸۳۳	۲/۶۴۴	SP	۰/۲۳۰	۱/۰۷۲	۲/۰۶۵	FiroozKooh#161 Sand
گرد گوشه	۰/۵۱۷	۰/۸۲۵	۲/۵۹۲	SP	۰/۱۸۴	۱/۱۹۲	۱/۹۹۰	FiroozKooh#171 Sand
نیمه گرد گوشه	۰/۵۳۸	۰/۷۵۶	۲/۷۲۰	SP	—	—	—	KRSS#1
نیمه تیز گوشه	۰/۵۹۰	۰/۸۸۹	۲/۷۴۷	SP	—	—	—	KRSS#2
نیمه گرد گوشه	۰/۴۴۶	۰/۶۶۹	۲/۶۱۴	SP	—	—	—	KRSS#3
نیمه تیز گوشه	۰/۵۸۱	۰/۸۶۵	۲/۷۱۱	SP	—	—	—	KRSS#4



شکل ۱ منحنی دانه‌بندی ماسه‌های مورد استفاده

عدد به شرایط بسترهای طبیعی بوده است. این موضوع توسط محققان دیگر نیز بیان شده است و آنان نیز از این تراکم نسبی در پژوهش خود استفاده کرده اند [31-28]. در جدول (۲) مشخصات نمونه های ساخته شده در آزمایش ادنومتر نشان داده شده است. هر مدل ماسه ی خشک به مدت ۳۰ روز تحت تنش ثابت ۴۵ کیلو پاسکال قرار گرفت تا رفتار زمان مند آن مورد ارزیابی قرار گیرد. علت انتخاب این سربار آن است که فرایند وقوع خزش در زمان ۳۰ روز با شفافیت بیشتری قابل ارزیابی است. در واقع رفتار ذرات ماسه که در تماس با یکدیگرند، بررسی شده است. به همین دلیل ماسه ی خشک به عنوان هدف اصلی انتخاب شده است تا واکنش طولانی مدت ذرات ماسه تحت تنش ثابت براساس شکل، اندازه و دانه بندی شان مورد بررسی قرار گیرد به طوری که روابط پیشنهادی، صرفا به شکل ذرات و تنش اعمالی وابسته باشد.

جدول ۲ مشخصات ماسه ها در آزمایش ادنومتر

وزن نمونه (gr)	پوکی	نسبت تخلخل	تراکم نسبی	نوع خاک
۱۶۰/۲۵	۰/۳۰۵	۰/۴۳۸۸	٪۶۰	Ottawa Sand
۱۵۱/۹۳	۰/۳۸۰	۰/۶۱۴۰	٪۶۰	Babolsar Sand
۱۶۰/۸۰	۰/۳۱۲	۰/۴۵۳۴	٪۶۰	Bushehr Sand
۱۳۵/۱۱	۰/۴۱۰	۰/۶۹۵۰	٪۶۰	FiroozKooh#161 Sand
۱۳۷/۰۰	۰/۳۹۰	۰/۶۴۰۲	٪۶۰	FiroozKooh#171 Sand
۱۴۵/۰۷	۰/۳۸۵	۰/۶۲۵۲	٪۶۰	KRSS#1
۱۳۸/۹۸	۰/۴۱۵	۰/۷۰۹۶	٪۶۰	KRSS#2
۱۴۷/۵۹	۰/۳۴۹	۰/۵۳۵۲	٪۶۰	KRSS#3
۱۴۰/۵۱	۰/۴۱۰	۰/۶۹۴۶	٪۶۰	KRSS#4

آزمایش های ادنومتری آزمایش های ۲ روزه

فرایند آزمایش همانند آزمایش تحکیم است، با این تفاوت که نمونه ها به صورت بازسازی شده ساخته می شوند و مطالعات در شرایط خشک انجام می شود. در

در شکل (۲) دستگاه ادنومتری نشان داده شده است. همه ی نمونه ها به صورت بازسازی شده در حلقه ی تحکیم به قطر ۷ سانتی متر و ارتفاع ۲ سانتی متر ساخته شدند و پس از اعمال تنش، در بازه های زمانی مشخص مورد ارزیابی خزش قرار گرفتند. در ابتدا آزمایش های کلاسیک ادنومتری، با گام های افزایش تنش در بازه ی زمانی ۴۸ ساعت، روی ماسه ی اتاوا در نسبت تخلخل های کمینه، بیشینه و نسبت تخلخل معادل با تراکم ٪۶۰ انجام شد. هر نمونه به مدت ۴۸ ساعت تحت هر تنش قرار می گرفت و سپس گام بعدی تنش به آن اعمال می شد، به طوری که هر نمونه تحت ۶ تنش متفاوت (با گام افزایش ۲ برابر) در مجموع ۱۲ روز تحت آزمایش بوده است. هم چنین در بخشی دیگر، افزایش تنش در بازه های زمانی ۷ روزه (با گام های افزایشی دو برابر و مجموعا ۳۵ روز) نیز مورد بررسی قرار گرفت. هدف آن است تا مناسب ترین تنش برای بررسی رفتار خزش ماسه ها در زمان ۳۰ روز به دست آید.



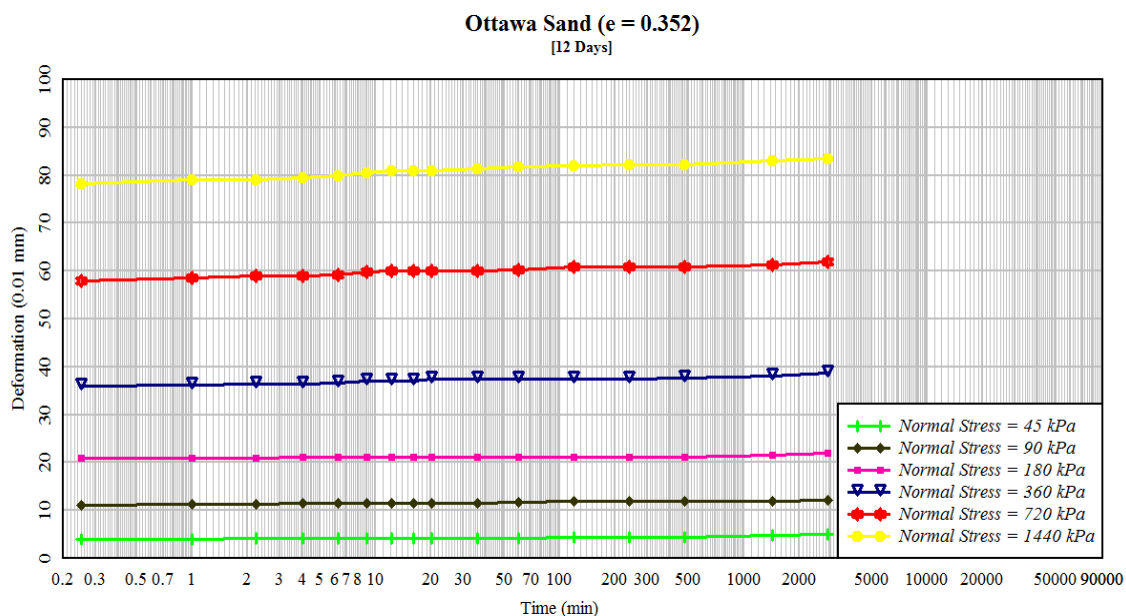
شکل ۲ دستگاه ادنومتر

در گام بعدی، به منظور مقایسه ی عملکرد ماسه ها در تراکم نسبی متوسط، از تراکم ۶۰ درصد برای نمونه ها استفاده شده است. علت انتخاب این مقدار، نزدیکی این

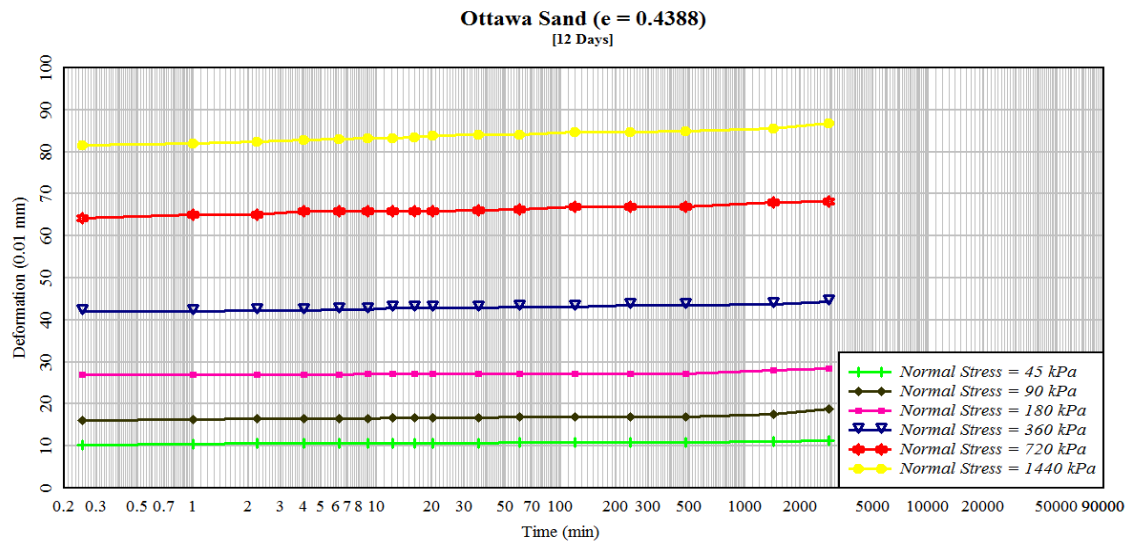
در آزمایش ادنومتري مورد آزايي قرار گرفتند. شكل‌هاي (۳) تا (۵) نتايج آزمايش‌ها روي نمونه‌هاي ماسه‌ي اتاوا را با نسبت تخلخل ۰/۳۵۲، ۰/۴۳۸۸ و ۰/۵۶۹ نشان مي‌دهد.

همان‌طور كه انتظار مي‌رود، با افزايش نسبت تخلخل، ميزان تغيير شكل‌هاي وابسته به زمان نيز بيشتر مي‌شود كه ۰/۸۳۵ ميلي‌متر براي نمونه‌ي با نسبت تخلخل كمينه، ۰/۸۶۸ ميلي‌متر براي نمونه‌ي با نسبت تخلخل معادل تراكم ۶۰٪ و ۰/۹۸۲ ميلي‌متر براي نمونه‌ي با نسبت تخلخل بيشينه در انتهاي آزمايش است. همان‌طور كه در شكل‌هاي (۲) تا (۵) مشخص است، كمترين تنش سربار اعمال‌شده به نمونه‌ها (۴۵ كيلو پاسكال) رفتاري نزديك به معادله‌ي خط دارد. بدين معني كه كمترين ميزان تغيير شكل در مدت زمان ۴۸ ساعت براي اين تنش مشاهده شده است. بر همين اساس اين تنش به عنوان تنش ثابت در فرايند آزمايش‌هاي خزش ۳۰ روز انتخاب شد.

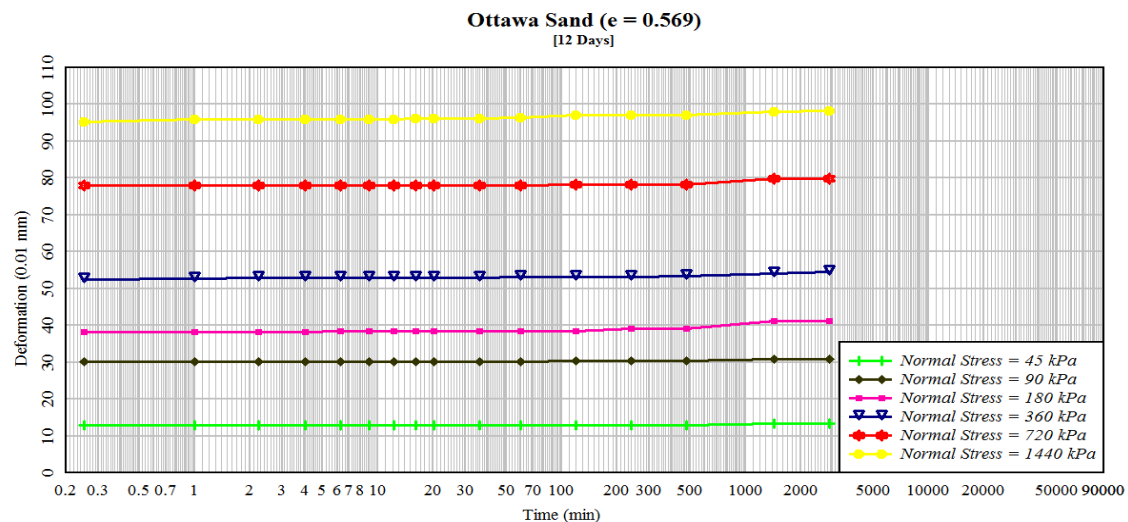
ابتدا قسمت‌هاي داخلي حلقه‌ي تحكيم به خوبي به گريس آغشته مي‌شود تا اصطكاك دانه‌هاي ماسه با جداره‌ي حلقه به حداقل ممكن برسد و سپس براساس جدول (۲) هر نمونه به روش بارش خشك ساخته شد. نحوه‌ي ساخت نمونه‌ها بدين صورت بوده است كه ماسه از درون يك قيف و بدون ارتفاع سقوط به داخل قالب تحكيم ريخته شد و به آرامي و بدون ارتعاش، قيف در راستاي قائم بالا آورده شد تا تمامي ماسه داخل قالب را پر كند [32]. در مرحله‌ي اول نمونه‌هاي ماسه‌ي اتاوا در سه نسبت تخلخل اوليه (نسبت تخلخل كمينه، بيشينه و معادل تراكم ۶۰٪) مورد آزمايش قرار گرفتند تا مناسب‌ترين تنش سربار براي آزمايش‌هاي ۳۰ روزه‌ي خزش تعيين شود. در ابتدا، نمونه تحت تنش ۴۵ كيلو پاسكال و به مدت ۴۸ ساعت قرار مي‌گرفت و در انتهاي زمان، گام بعدي تنش (دو برابر حالت قبل) به نمونه اعمال مي‌شد. هر نمونه ۱۲ روز مورد آزمايش قرار گرفت. سه نسبت تخلخل انتخاب شده مجموعاً ۳۶ روز



شكل ۳ نمودار تغيير شكل در برابر لگاريتم زمان براي ماسه اتاوا با نسبت تخلخل كمينه



شکل ۴ نمودار تغییر شکل در برابر لگاریتم زمان برای ماسه اتاوا با نسبت تخلخل معادل تراکم ۶۰٪



شکل ۵ نمودار تغییر شکل در برابر لگاریتم زمان برای ماسه اتاوا با نسبت تخلخل بیشینه

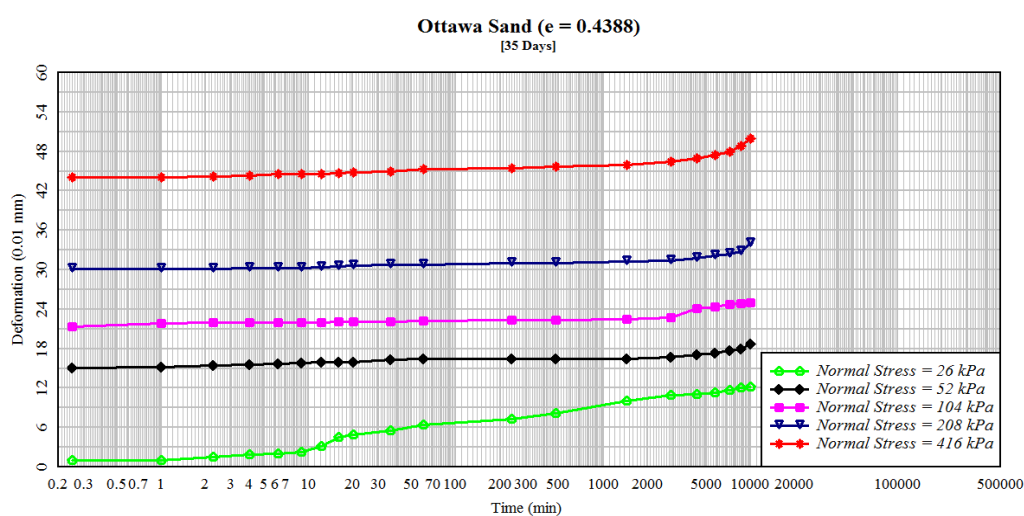
آزمایش‌های ۷ روزه

ثابت نگه داشته شده‌است و سپس گام بعدی اعمال بار انجام پذیرفته‌است. نمونه‌ی ماسه اتاوا با تراکم ۶۰٪ و جمعا ۳۵ روز تحت بارگذاری (۵ مرحله‌ی ۷ روزه) قرار گرفته‌است. گام‌های اعمال بار در هر مرحله دو برابر قبل بوده‌است. در شکل (۶) نمودار این آزمایش‌ها نشان داده شده‌است. همان‌طور که در شکل (۶) مشاهده می‌گردد، در زمان شروع اعمال بار، جهش در نمودار مشهودتر است، هرچند که مقدار نمودار از صفر به دوازده صدم میلی‌متر رسیده‌است. رفته‌رفته با افزایش تنش سربار در

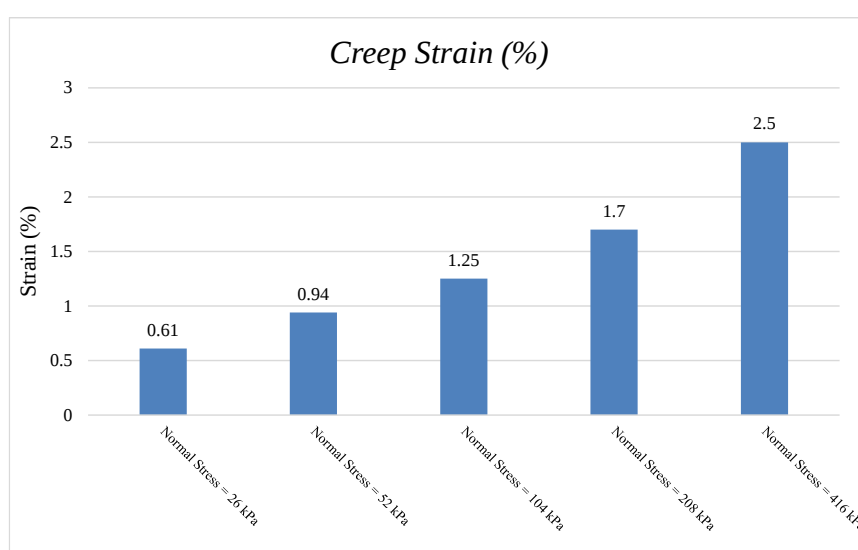
در این بخش یک‌سری آزمایش‌های تکمیلی به‌منظور درک بهتر رفتار ماسه‌ی اتاوا در حالت خشک در بارگذاری‌های مختلف و در بازه‌های زمانی متفاوت انجام گرفت که در ادامه به تشریح آنها پرداخته می‌شود. به‌منظور درک بهتر رفتار در شرایط آزمایش‌های ۳۰ روز (بند ۳-۳)، تمامی آزمایش‌ها در این قسمت در شرایط تراکم ۶۰٪ انجام شده‌اند. در این سری از آزمایش‌ها هر گام بارگذاری روی ماسه‌ی اتاوا در مدت زمان ۷ روز

بارگذاری خزشی و مقدار تنش سربار اعمالی بر روی نمونه‌ها بوده‌است. در شکل (۷) نمودار کرنش‌های خزشی ایجادشده در انتهای بازه‌های زمانی ۷ روزه برای ماسه‌ی اتاوا نشان داده شده‌است. همان‌طور که مشخص است، کرنش‌های خزشی یک رفتار افزایشی مشابه در این بازه‌ی زمانی را از خود نشان می‌دهند. این موضوع نشان‌دهنده‌ی اهمیت نقش زمان، علاوه بر میزان تنش اعمال‌شده به خاک است.

انتهای ۷ روز، سیر صعودی در انتهای یک روز تقریباً نرخ ثابتی دارد. درحالی‌که از انتهای ۲۴ ساعت تا پایان هفت روز، میزان افزایش تغییر مکان‌ها چشمگیرتر خواهد بود. قابل توجه است که نمودار با تنش سربار قائم ۴۱۶ کیلوپاسکال در این بازه‌ی ۷ روزه بیشتر دست‌خوش تغییرات خواهد شد، که همین نشان‌دهنده‌ی اهمیت توجه به زمان و خزش در ماسه‌های خشک است. اطلاعات حاصل از این بخش و بند پیشین (بند ۳-۱)، ملاک انتخاب نسبت تخلخل، میزان تراکم نسبی، زمان



شکل ۶ نمودار تغییرشکل در برابر لگاریتم زمان برای ماسه اتاوا در تراکم ۶۰٪ در تنش‌های متفاوت و در گام‌های زمانی ۷ روز



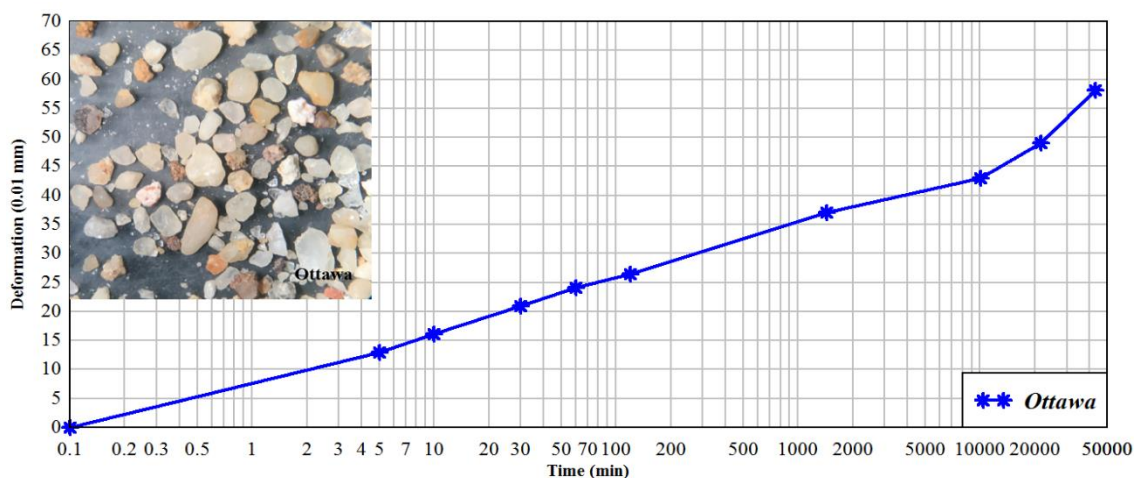
شکل ۷ نمودار کرنش خزشی برای نمونه‌ها در انتهای آزمایش‌های ۷ روزه

آزمایش‌های ۳۰ روزه

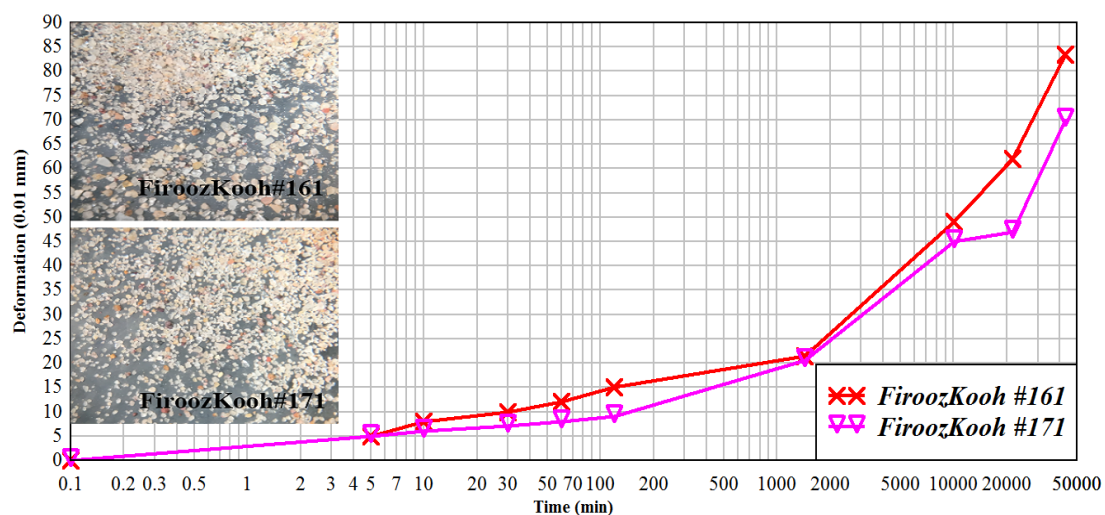
پیوسته است. لازم به ذکر است این دو ماسه عینا شرایط یکسانی دارند و تفاوت تنها در اندازه‌ی ذراتشان است. علت شیب تند تغییر شکل ماسه‌ی بوشهر نسبت به ماسه‌ی بابلسر پس از زمان ۲۰۰۰۰ دقیقه به اندازه‌ی دانه‌ها برمی‌گردد. از نظر دانه‌بندی، هم ماسه‌های بابلسر و هم بوشهر ریزدانه به‌شمار می‌روند، اما مطابق استاندارد BS ماسه‌ی بابلسر دارای ذرات ریزتری نسبت به ماسه‌ی بوشهر محسوب می‌شود. بنابراین ماسه‌ای که ذرات آن ریزتر است، لغزش و چرخش کمتری را در حین فرایند خزش تجربه کرده است.

همان‌طور که در شکل‌های (۸) تا (۱۲) مشاهده می‌شود، تمامی نمونه‌ها با گذشت زمان، خزش را تجربه می‌کنند. تغییرات تغییر شکل وابسته به زمان ماسه‌ی اتاوا منظم‌تر است درحالی‌که در سایر نمونه‌ها و در ابتدای آزمایش روند افزایش تغییر شکل‌ها کند بوده و با رسیدن به انتهای آزمایش جهش می‌یابند. قابل ذکر است که افزایش تغییر شکل‌ها در نمونه‌های با ذرات درشت‌تر بیشتر از نمونه‌های با ذرات ریزتر است. مثلاً برای ماسه‌های فیروزکوه ۱۶۱ و ۱۷۱ که در آن‌ها ماسه‌ی شماره‌ی ۱۷۱ ریزتر از ۱۶۱ است. هم‌چنین ذراتی که درصد تیز گوشه‌ی بیشتری دارند نیز دارای تغییر شکل‌های بیشتری هستند (مانند ماسه‌های KRSS#2 و KRSS#4).

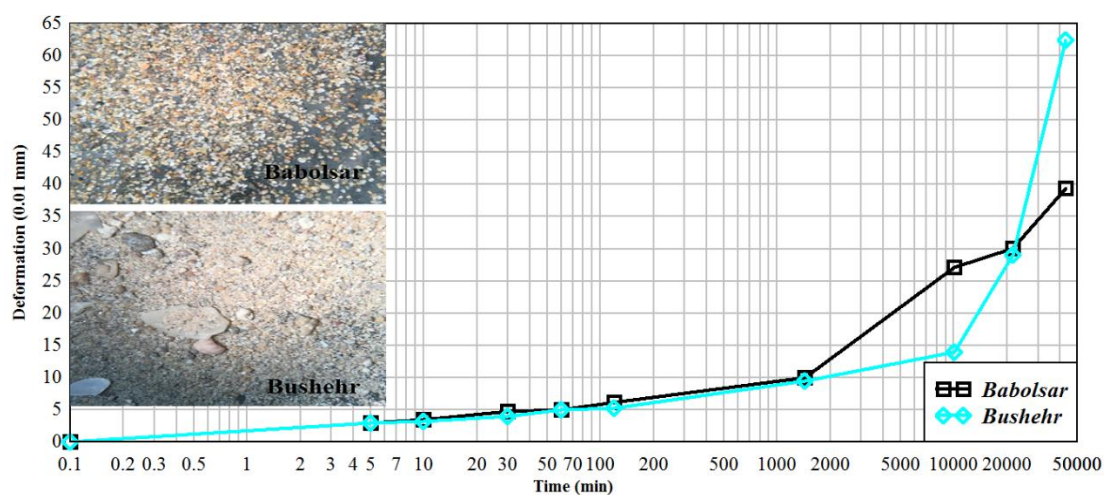
در این مرحله، ۹ مدل ماسه‌ی تعریف‌شده در قسمت‌های قبلی با تراکم نسبی ۶۰٪ و با همان فرایند اشاره‌شده در بخش ۳-۱ ساخته شدند و تنش ثابت ۴۵ کیلوپاسکال به‌عنوان تنش سربار به نمونه‌ها اعمال شد و تا مدت زمان ۳۰ روز میزان تغییر شکل محوری نمونه‌ها ثبت گردید. شکل‌های (۸) تا (۱۲) نتایج مطالعات روی رفتار خزشی ماسه‌های خشک به‌همراه تصاویر ذرات هر کدام زیر میکروسکوپ نوری را به مدت ۳۰ روز (۴۳۲۰۰ دقیقه) نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل‌ها مشخص است، نمونه‌های KRSS#1 و KRSS#3 دارای ذراتی هستند که نسبتاً ماهیتی گرد گوشه دارند و نمونه‌های KRSS#2 و KRSS#4 نیز دارای ذراتی نسبتاً تیز گوشه هستند. نمونه‌های KRSS#1 و KRSS#2 دارای یک دانه‌بندی و نمونه‌های KRSS#3 و KRSS#4 هم دارای یک دانه‌بندی هستند. علت تغییر شکل بیشتر ماسه‌ی فیروزکوه ۱۶۱ نسبت به ۱۷۱ را می‌توان به ماهیت دانه‌بندی‌شان نسبت داد. ماسه‌ی ۱۶۱ دارای دانه‌بندی متوسط است، درحالی‌که ماسه‌ی ۱۷۱ ریزدانه محسوب می‌شود (مطابق استاندارد BS (BS ISO14688-1:2002)). علت تغییر شکل‌های بیشتر خزشی نیز همین اندازه ذرات است. از آنجایی که ماسه‌ی ۱۶۱ دارای ذرات درشت‌تری نسبت به ماسه‌ی ۱۷۱ است، لغزش دانه‌ها روی یکدیگر و بازآرایش ذرات در این نوع ماسه بیشتر به‌وقوع



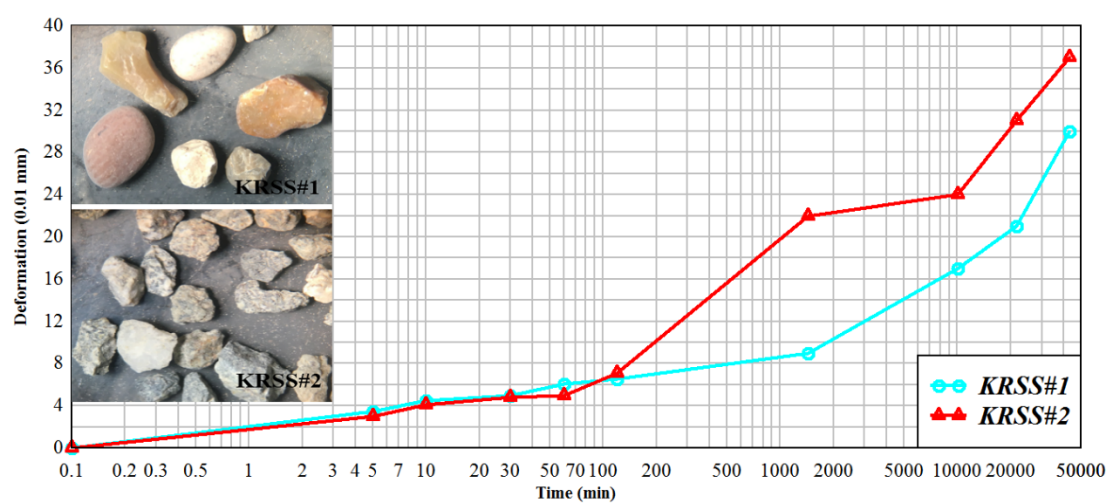
شکل ۸ نمودار تغییر شکل در برابر لگاریتم زمان برای ماسه اتاوا پس از گذشت ۳۰ روز تحت تنش ۴۵ کیلوپاسکال



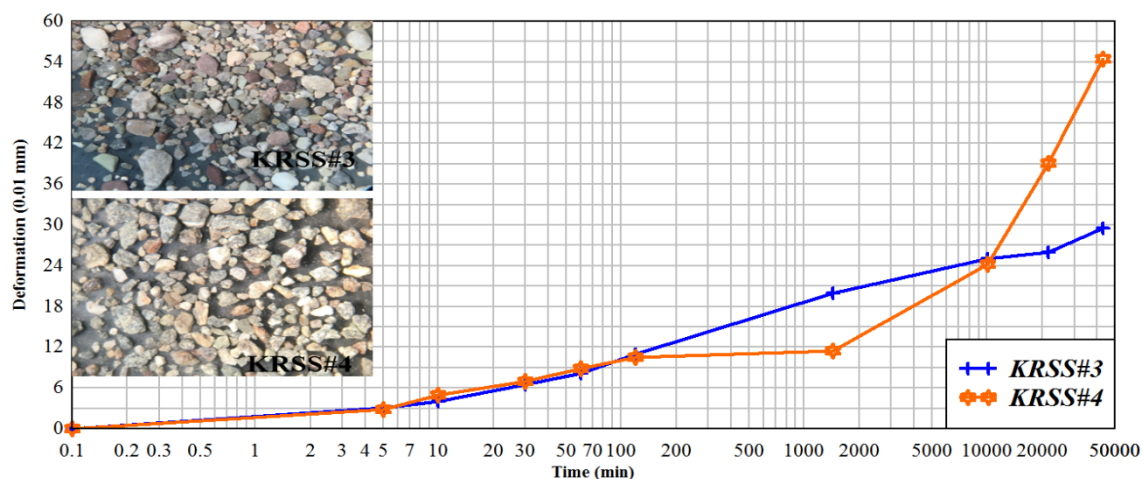
شکل ۹ نمودار تغییرشکل در برابر لگاریتم زمان برای ماسه‌های فیروز کوه پس از گذشت ۳۰ روز تحت تنش ۴۵ کیلوپاسکال



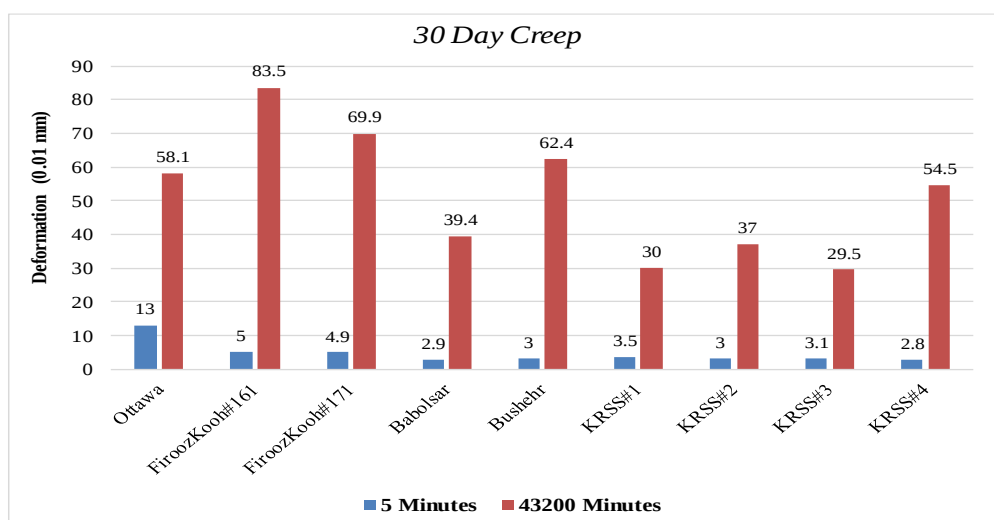
شکل ۱۰ نمودار تغییرشکل در برابر لگاریتم زمان برای ماسه‌های بابلسر و بوشهر پس از گذشت ۳۰ روز تحت تنش ۴۵ کیلوپاسکال



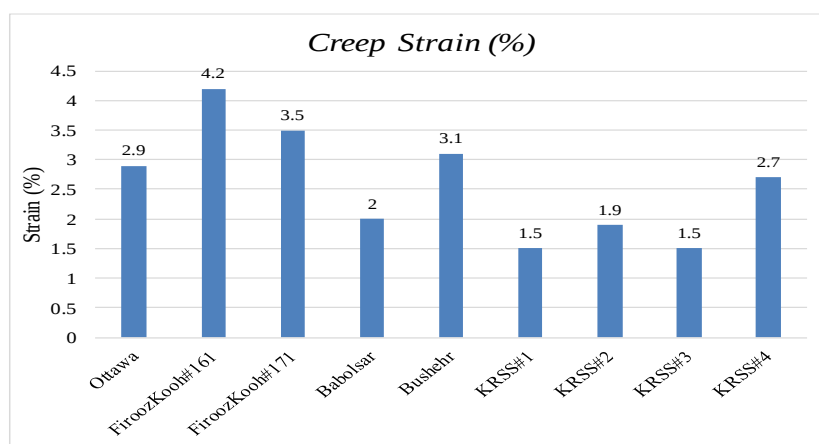
شکل ۱۱ نمودار تغییرشکل در برابر لگاریتم زمان برای ماسه‌های محلی شماره ۱ و ۲ کرمانشاه پس از گذشت ۳۰ روز تحت تنش ۴۵ کیلوپاسکال



شکل ۱۲ نمودار تغییر شکل در برابر لگاریتم زمان برای ماسه‌های محلی شماره ۳ و ۴ کرمانشاه پس از گذشت ۳۰ روز تحت تنش ۴۵ کیلوپاسکال



شکل ۱۳ نمودار مقایسه‌ی تغییر شکل ماسه‌ها در ابتدا و انتهای آزمایش



شکل ۱۴ نمودار کرنش خزشی برای نمونه‌ها در انتهای آزمایش‌های ۳۰ روزه

تغییر شکل و خزش در نمونه‌ها

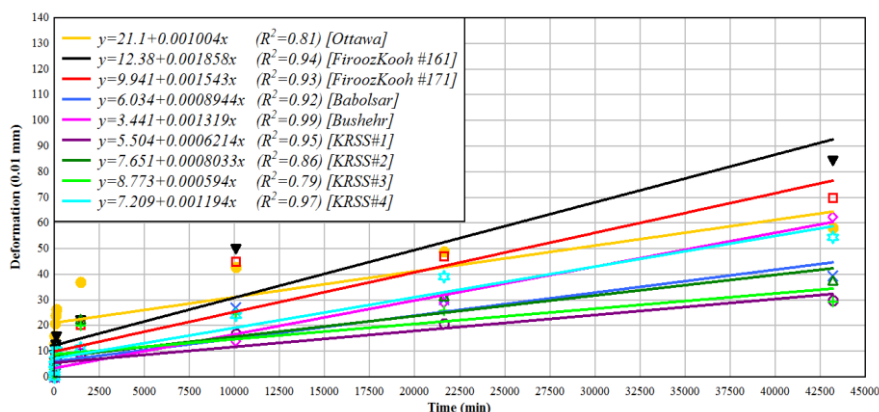
در شکل (۱۳) نمودار تغییر شکل نمونه‌ها در شروع آزمایش و پس از پایان ۳۰ روز به تفکیک هر نوع ماسه نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشخص است، ماسه‌ی فیروزکوه ۱۶۱ متحمل بیشترین تغییر شکل در فرایند آزمایش شده است. همچنین ماسه‌های محلی شماره‌ی ۱ و ۳ کرمانشاه نیز کمترین تغییر شکل را تجربه کرده‌اند. علت این مسئله آن است که این دو نوع ماسه از یک جنس هستند اما دارای دانه‌بندی متفاوتی‌اند. ماسه‌ی محلی شماره‌ی ۱ دارای دانه‌بندی درشت‌تری نسبت به ماسه‌ی محلی شماره‌ی ۳ هست. ماسه‌های شماره‌ی ۱ و ۲ از الک شماره‌ی ۴ عبور کرده و روی الک شماره‌ی ۱۰ مانده‌اند؛ درحالی‌که ماسه‌های شماره‌ی ۳ و ۴ از الک شماره‌ی ۱۰ عبور کرده و روی الک شماره‌ی ۶۰ مانده‌اند. باتوجه به شکل (۱۳) تغییر شکل‌های ماسه‌ی شماره‌ی ۱ کمی بیشتر از ماسه‌ی شماره‌ی ۳ است، که به ماهیت درشت‌تر بودن ذرات آن مربوط است. قابل ذکر است که این دو نوع ماسه طبیعتی گردگوشه دارند. بر همین اساس علت نزدیکی رفتار خزشی‌شان می‌تواند همین موضوع باشد.

در شکل (۱۴) کرنش‌های خزشی به‌وجودآمده در انتهای آزمایش برای هر نمونه نشان داده شده است. ماسه‌ی شماره‌ی ۱۶۱ فیروزکوه با ۴/۲ درصد خزش و ماسه‌های محلی شماره‌ی ۱ و ۳ کرمانشاه با ۱/۵ درصد خزش به‌ترتیب بیشترین و کمترین نرخ خزش در زمان

۳۰ روز را به خود اختصاص دادند.

معادلات پیشنهادی برای رفتار خزشی ماسه‌های خشک

در شکل (۱۵) معادلات پیشنهادی درجه‌ی یک برای پیش‌بینی وضعیت تغییر شکل‌های وابسته به زمان برای انواع ماسه‌های آزمایش‌شده (در بازه‌ی زمانی ۳۰ روز) نشان داده شده است. علت انتخاب زمان ۳۰ روز برای این قسمت، اهمیت بازه‌ی زمانی طولانی‌مدت برای تعیین رفتار خزشی بوده است. ضرایب هم‌بستگی (R^2) برای هر نمونه در شکل آورده شده است. هر اندازه که مقدار این پارامتر به عدد یک نزدیک‌تر باشد، معادله‌ی خط پیشنهادی از دقت بیشتری برخوردار است و برعکس، مقدار کمتر این پارامتر نشان از دقت پایین رابطه دارد. همان‌طور که مشخص است، ماسه‌ی بوشهر با ضریب هم‌بستگی ۰/۹۹ بهترین معادله است که دارای دقت پیش‌بینی بسیار خوبی است و ماسه‌ی محلی شماره‌ی ۳ کرمانشاه با کمترین مقدار (ضریب هم‌بستگی ۰/۷۹) ضعیف‌ترین معادله‌ی پیشنهادی است. به‌کمک روابط پیشنهادی می‌توان رفتار خزشی ماسه‌های مورد مطالعه را به‌خوبی ارزیابی کرد. لازم به ذکر است در این روابط پارامتر x زمان برحسب دقیقه است، که با جایگزینی مدت زمان مورد نظر می‌توان تغییر شکل y را برای ماسه‌های خشک تعیین کرد.



شکل ۱۵ معادلات پیشنهادی برای تغییر شکل‌های خزشی به مدت ۳۰ روز و تحت تنش ثابت ۴۵ کیلوپاسکال

بحث و بررسی

در این بخش به بحث و بررسی پیرامون نتایج به دست آمده از آزمایش های انجام شده در مدت زمان ۳۰ روز روی نمونه های ماسه ای خشک پرداخته می شود. از آنجایی که ماسه ها عمدتاً پس از گذشت حداکثر ۵ دقیقه، نشست آبی خود را به اتمام می رسانند، ۴۳۲۰۰ دقیقه (۳۰ روز) مدت زمان طولانی و مناسبی برای بررسی رفتار وابسته به زمان برای این خاک ها محسوب می شود. همان گونه که در بخش های پیشین اشاره شد، مطابق جدول (۲) در می یابیم که کمترین نسبت تخلخل متعلق به ماسه ای اتاوا بوده و KRSS#2 نیز بیشترین نسبت تخلخل را به خود اختصاص داده است. ماسه ای اتاوا برخلاف دیگر نمونه ها، یک روند افزایش تغییر شکل وابسته به زمان منظم تری دارد و از یک الگوی نسبتاً مشخص پیروی می کند. علت این موضوع هم به نوع دانه بندی آن برمی گردد که تمامی ذرات درشت، ریز و متوسط را در خود جای داده است. مقایسه ی بین ماسه های ۱۶۱ و ۱۷۱ فیروزکوه نشان می دهد که شماره ی ۱۶۱ دارای دانه های درشت تری نسبت به ۱۷۱ است. مطابق شکل (۴)، ماسه ی ۱۶۱ تغییر شکل های بیشتری را از خود نشان می دهد (حدوداً ۱۹ درصد کرنش خزشی بیشتر). تنها علت آن هم تفاوت در اندازه ی ذراتشان است. این دو ماسه از یک جنس، کانی و مشخصات ساختاری هستند و فقط در نوع دانه بندی شان اختلاف دارند (ماسه ی ۱۷۱ ریزدانه تر می باشد). هم چنین ماسه ی بابل سر که دارای ریزترین دانه بندی است، در مقایسه با ماسه ی ۱۷۱ فیروزکوه حدوداً ۷۵ درصد خزش کمتری را تجربه کرده است. نکته جالب تر آن است که صرفاً نوع دانه بندی ملاک جامعی برای این مسئله نیست و باید پارامترهای دیگری را نیز در خزش ماسه ها در نظر گرفت. نسبت تخلخل یکی از عوامل بسیار مؤثر در این زمینه است، اما به تنهایی کافی نیست. چرا که مطابق جدول (۲) مشاهده می شود که ماسه های فیروزکوه ۱۶۱ و KRSS#2 و KRSS#4 تقریباً دارای نسبت تخلخل مشابه هستند، اما رفتار خزشی آنها هیچ شباهتی به هم ندارد.

علت اصلی این موضوع نوع شکل ذرات و اندازه شان است، ماسه ی فیروزکوه ریزدانه است ولی دو ماسه ی دیگر دارای اندازه های درشت تری هستند. در این پژوهش ماسه های KRSS#1 و KRSS#2 باهم و ماسه های KRSS#3 و KRSS#4 باهم دارای یک نوع دانه بندی مشخص هستند. ماسه های محلی شماره ی ۱ و ۲ کرمانشاه از الک شماره ی ۴ عبور کردند و روی الک شماره ی ۱۰ باقی ماندند و ماسه های محلی شماره ی ۳ و ۴ کرمانشاه از الک شماره ی ۱۰ عبور کردند و روی الک شماره ی ۶۰ باقی ماندند.

در شکل های (۱۰) و (۱۱) دیده می شود که ماسه های KRSS#2 و KRSS#4 دارای ذرات تیز گوشه تری نسبت به ماسه های KRSS#1 و KRSS#3 هستند. از مقایسه ی این دو شکل نمایان می شود که در شرایط یکسان از نظر دانه بندی، شکل ذرات عامل تعیین کننده ی رفتار خزشی ماسه های خشک است. ماسه ی KRSS#1 گرد گوشه تر است، در حالی که ماسه ی KRSS#2 تیز گوشه تر می باشد و هر دو مدل ماسه دارای دانه بندی یکسان هستند. نتایج نشان می دهد که ماسه ی KRSS#2 حدود ۲۳ درصد خزش بیشتری را از خود نشان می دهد. چرا که به علت ماهیت تیز گوشه بودنش، نسبت تخلخل بیشتری داشته است. این وضعیت برای ماسه های KRSS#3 و KRSS#4 که دارای یک دانه بندی یکسان هستند نیز تکرار می شود. برای ماسه ی KRSS#4 با نسبت تخلخل بیشتر، کرنش های خزشی در حدود ۸۰ درصد بیشتر از ماسه ی KRSS#3 است. نکته ی قابل توجه این است که هر چند اختلاف نسبت تخلخل این ماسه ها در حدود ۲ برابر است (یعنی تفاضل بین نسبت تخلخل ماسه های KRSS#3 و KRSS#4 و مقایسه ی آن با تفاضل نسبت تخلخل بین ماسه های KRSS#1 و KRSS#2 دو برابر است)، اما اختلاف کرنش خزشی بین این گروه ها حدود ۴ برابر است. به عبارت ساده تر ماسه ی KRSS#4 با میزان تیز گوشه ی بیشتر، نسبت تخلخل بیشتر ولی با دانه بندی مشابه با KRSS#3، دارای ۸۰٪ کرنش های خزشی بیشتری است.

جدول ۳ مقایسه روابط پیشنهادی و روابط ارائه شده برای ماسه‌ها

زمان (دقیقه)	رابطه (۱)	رابطه (۲)	میانگین	در این تحقیق ε_t (%)	رابطه مرجع [8] $\varepsilon_t = \varepsilon_{(t_0)} \left(\frac{t}{t_0}\right)^a$ (%)
۱۰۰	۰/۱۰۱	۰/۰۸۱	۰/۰۹۱	۰/۴۶	۰/۵۲
۱۰۰۰	۰/۱۱۰	۰/۰۹۰	۰/۱۰	۰/۵۰	۰/۶۱
۱۰۰۰۰	۰/۲۰۰	۰/۱۸۰	۰/۱۹	۰/۹۵	۱/۰۳

عوامل به هم وابسته‌اند. به جز ماسه‌های استاندارد که دارای محدوده‌ی وسیع ذرات در توده‌ی خاک هستند، سایر نمونه‌ها به صورت غیرمنظم افزایش تغییر شکل‌های وابسته به زمان را از خود نشان می‌دهند. بر همین اساس پیش‌بینی الگوی خزش ماسه‌های استاندارد نسبتاً ساده‌تر است، اما این مسأله برای ماسه‌های بد دانه‌بندی شده (اعم از نمونه‌های دارای ذرات ریز یا درشت) به راحتی قابل شناسایی نیست. در خاک‌های بد دانه‌بندی شده، هر نمونه با توجه به ویژگی‌های ساختاری خود (تیز یا گردگوشه بودن دانه‌هایش و ریز یا درشت بودن ذراتش) رفتاری منحصر به فرد از خود نشان می‌دهد. مقایسه‌ی شکل ذرات (تیز یا گردگوشه بودن) نشان می‌دهد که در شرایط یکسان از نظر دانه‌بندی، ماسه‌های تیزگوشه خزش بیشتری از خود نشان می‌دهند که می‌توان آن را به شکستگی ذرات تیز در طی خزش نسبت داد. کمترین نرخ کرنش متعلق به ماسه‌ی با دانه‌های درشت و از نوع نسبتاً گردگوشه است (KRSS#1)، درحالی‌که الزاماً دارای بیشترین نسبت تخلخل نیست. این موضوع اهمیت شکل دانه‌ها و اثرشان روی لغزش و چرخش دانه‌ها روی هم را نشان می‌دهد.

۱. ماسه‌های تیزگوشه‌تر خزش بیشتری را نسبت به گردگوشه‌ها از خود نشان می‌دهند (KRSS#2 و KRSS#4 در مقایسه با KRSS#1 و KRSS#3). هم‌چنین ذرات تیزگوشه‌تری که از نظر اندازه‌ی دانه‌ها ریزتر باشند (KRSS#4) در مقایسه با همین شرایط اما با اندازه‌ی ذرات درشت‌تر (KRSS#2) خزش بیشتری را از خود نشان می‌دهند (حدود ۴۲٪ بیشتر).

شکل ذرات در لغزش و بازآرایش مجدد دانه‌ها در زمان تجربه کردن خزش مهم‌ترین عامل در مقدار نهایی تغییر شکل‌های خزشی است. با توجه به معادلات خطی نشان داده شده در شکل (۱۵)، روابط زیر به عنوان میانگین معادلات برای ماسه‌های با دانه‌های درشت (معادله‌ی ۱) و ماسه‌های با دانه‌های ریزتر (معادله‌ی ۲) پیشنهاد می‌گردد:

$$y = 10 + 0.001t \quad (۱)$$

$$y = 8 + 0.001t \quad (۲)$$

که t زمان برحسب دقیقه و y تغییر شکل ماسه برحسب صدم میلی‌متر است.

در جدول (۳) مقایسه‌ای بین نتایج روابط ارائه شده در این پژوهش و نتایج مرجع (۸) انجام شده است که نشان از دقت مناسب روابط ارائه شده در این مقاله است.

نتیجه‌گیری

در این پژوهش رفتار وابسته به زمان ماسه‌های خشک تحت بارهای مختلف و در زمان‌های متفاوت مورد ارزیابی قرار گرفت. ۹ نمونه‌ی مورد مطالعه مجموعاً ۳۴۱ روز تحت آزمایش بودند (نمونه‌های ۲، ۷ و ۳۰ روزه). نتایج آزمایش‌های ادئومتری در شرایط خشک نشان داد که عامل خزش (تغییر شکل تحت تنش ثابت)، لغزش و بازآرایش مجدد دانه‌ها و در نهایت خرد شدن ذرات است. عوامل مؤثری که در لغزش دانه‌ها روی هم نقش دارند عبارتند از شکل ذرات، نسبت تخلخل، اندازه‌ی دانه‌ها و نوع دانه‌بندی. قابل ذکر است که ترکیب پیچیده‌ای از تمامی عوامل ذکر شده، خزش در ماسه‌های خشک را ایجاد می‌کند، که به سادگی قابل تفکیک نیستند و تمامی

۲. مقایسه‌ی ماسه‌های فیروزکوه که هر دو از یک جنس و ساختار هستند و تنها تفاوت در اندازه‌ی دانه‌هایشان است، نشان می‌دهد که ماسه‌ی با ذرات درشت‌تر یعنی شماره‌ی ۱۶۱، خزش بیشتری نسبت به شماره‌ی ۱۷۱ خواهد داشت. این نتایج، وابستگی اندازه‌ی ذرات و شکل دانه‌ها را در مقدار لغزش و چرخش ماسه‌ها روی هم نمایان می‌سازد.

۳. یافته‌های این پژوهش نشان می‌دهد که شکل ذرات و اندازه‌ی دانه‌ها مهم‌ترین پارامترهای اثرگذار در رفتار وابسته به زمان ماسه‌های خشک هستند. به‌طوری‌که تیزگوشه بودن، منجر به افزایش خزش خواهد شد و

ریزدانه‌تر بودن، به شرط تیزگوشه‌تر بودن نیز خزش را بیشتر خواهد کرد (تا ۴۲٪ کرنش خزشی بیشتر).
۴. در شرایطی که شکل ذرات یکسان باشد و تنها تفاوت در اندازه‌ی دانه‌ها باشد، توده‌ی با اندازه‌ی ذرات درشت‌تر کرنش‌های خزشی بیشتری را از خود نشان خواهد داد (تا ۲۰٪ کرنش خزشی بیشتر).

سپاس‌گزاری

این پروژه با حمایت مالی مرکز مطالعات و همکاری‌های علمی بین‌المللی وزارت علوم تحقیقات و فناوری به‌شماره‌ی ۱۶۰۰ انجام شده‌است.

مراجع

- 1- Augustesen, A., Liingaard, M., and Lade, P.V., "Evaluation of Time-dependent Behavior of Soils", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 4, No. 3, pp. 137-156, (2004).
- 2- Zhang, Y., Xue, Y.Q., Wu, J.C., and Shi, X.Q., "Creep Model of Saturated Sands in Oedometer Tests", *GeoShanghai International Conference, Geotechnical Special Publication*, June 6-8, pp. 1-8, (2006).
- 3- Murayama, S., Michihiro, K., and Sakagami, T., "Creep Characteristics of Sand", *Soil and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 1-15, (1984).
- 4- Murayama, S., "Formulation of Stress-strain-time Behaviors of Soils under Deviatoric Stress Condition", *Soil and Foundations*, Vol. 23, No. 2, pp. 43-57, (1983).
- 5- Lade, P.V., and Liu, C.T., "Experimental Study of Drained Creep Behavior of Sand", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 124, No. 8, pp. 912-920, (1998).
- 6- Wang, Z., and Wong, R.C.K., "Strain-dependent Creep Behavior of Athabasca Oil Sand in Triaxial Compression", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 17, No. 1, pp. 1-9, (2017).
- 7- Wang, F., Miao, L., and Lv, W., "Experimental Study of the Creep Behavior of the Yangtze River Sand", *GeoFlorida, Advances in Analysis, Modeling & Design*, GSP 199, pp. 777-782, (2010).
- 8- Nian, T., Yu, P., Diao, M., Lu, M., and Liu, C., "Shear-creep Behavior of Dredger Fill Silty Sands under Different Normal Pressure", *Proceedings of Civil Engineering and Urban Planning, CEUP 2012*, pp. 558-563, (2012).
- 9- Lade, P.V., "Creep Effects on Static and Cyclic Instability of Granular Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 2, pp. 404-419, (1994).
- 10- Yin, J., Soleimanbeigi, Al., Likos, W.J., and Edil, T.B., "Creep Behavior of Compacted Waste Foundry Sands for Use as Roadway Embankment Fill", *Journal of Geotechnical and*

- Geoenvironmental Engineering*, Vol. 144, No. 2, pp. 1-10, (2018).
- 11- Park, K.H., Jung, Y.H., and Chung, C.K., "Evolution of Stiffness Anisotropy During Creep of Engineered Silty Sand in South Korea", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 6, pp. 2168-2176, (2017).
 - 12- Yang, Y., Lai, Y., and Chang, X., "Experimental and Theoretical Studies on the Creep Behavior of Warm Ice-rich Frozen Sand", *Gold Region Science and Technology*, Vol. 63, pp. 61-67, (2010).
 - 13- Brzesowsky, R.H., Hangx, S.J.T., Brantut, N., and Spiers, C., "Compaction Creep of Sands due to Time-dependent Grain Failure: Effects of Chemical Environmental, Applied Stress, and Grain Size", *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Vol. 119, No. 10, pp. 7521- 7541, (2014).
 - 14- Park, K.H, Chung, C.K., and Jung, Y.H., "State-dependent Volume Change During Creep in Engineered Silty Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 145, No. 6, pp. 1-10, (2019).
 - ۱۵- نگهدار، علیرضا، یادگاری، شیما، هو شمندی، سیاب، «بررسی رفتار خزشی خاک رس در شرایط آزمایشگاهی»، نشریه مهندسی عمران فردوسی، دوره ۲۸، شماره ۱، صص ۱-۱۲، (۱۳۹۵).
 - 16- Lade, P.V., Liggio, C.D., and Nam, J., "Strain Rate, Creep and Stress Drop-creep Experiments on Crushed Coral Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 7, pp. 941-953, (2009).
 - 17- Kiyota, T., Tatsuoka, F., and Yamamuro, J., "Drained and Undrained Creep Characteristics of Loose Saturated Sand", *Proceedings of Site Characterization and Modeling, GSP 138*, (2005).
 - 18- Sawicki, A., Mierczynski, J., and Swidzinski, W., "Apparent Creep of Saturated Sand Caused by Intrinsic Cyclic Loading", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 140, No. 2, pp. 1-3, (2014).
 - 19- Enomoto, T., Koseki, J., Tatsuoka, F., and Sato, T., "Creep Failure of Sands Exhibiting Various Viscosity Types and its Simulation", *Soils and Foundations*, Vol. 55, No. 6, pp. 1346-1363, (2015).
 - 20- Lade, P.V., and Karimpour, H., "Stress Drop Effects in Time Dependent Behavior of Quartz Sand", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 87, No. 1, pp. 167-182, (2016).
 - 21- Prisco, C., Imposimato, S., and Vardoulakis, I., "Mechanical Modeling of Drained Creep Triaxial Tests on Loose Sand", *Geotechnique*, Vol. 50, No. 1, pp. 73-82, (2000).
 - 22- Zhu, Z., Luo, F., Zhang, Y., Zhang, D., and He, J., "A Creep Model for Frozen Sand of Qinghai-Tibet Based on Nishihara Model", *Cold Region Science and Technology*, Vol. 167, (2019).
 - 23- Zhang, Z., and Wang, Y.H., "DEM Modeling of Aging or Creep in Sand Based on the Effects of Microfracturing of Asperities and Evolution of Microstructural Anisotropy during Triaxial Creep", *Acta Geotechnica*, Vol. 11, pp. 1303-1320, (2016).

- 24- Liu, S., Wang, J., and Kwok, C.Y., "DEM Simulation of Creep in One Dimensional Compression of Crushable Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 145, No. 10, pp. 1-10, (2019).
- 25- Tanaka, Y., and Tanimoto, K., "Time Dependent Deformation of Sand as Measured by Acoustic Emission", *In Proceedings International conference on rheology and soil mechanics*, Elsevier Science, London, pp. 182-193, (1988).
- 26- Mejia, C.A., Vaid, Y.P., and Negussey, D., "Time Dependent Behavior of Sand", *In Proceedings International conference on rheology and soil mechanics, Conventry, England.* (1988).
- 27- McDowell, G.R., "Micromechanics of Creep of Granular Materials", *Geotechnique*, Vol. 53, No. 10, pp. 915-916, (2003).
- ۲۸- حاجی عزیزی، محمد، نصیری، م. سعود، مظاهری، احمد رضا، «بررسی رفتار ماسه‌های آلوده به نفت خام در آزمایش CBR»، نشریه‌ی مهندسی عمران/میرکبیر، دوره ۵۳، شماره ۷، صص ۱-۱۷، (۱۴۰۰).
- 29- Porcino, D., Caridi, G., Malara, M., and Morabito, E., "An Automated Control System for Undrained Monotonic and Cyclic Simple Shear Tests", *In Proceedings GeoCongress 2006*, (2006).
- 30- Khosravi, E., Ghasemzadeh, H., Sabour, M.R., and Yazdani, H., "Geotechnical Properties of Gas Oil-contaminated Kaolinite", *Engineering Geology*, Vol. 166, pp. 11-16, (2013).
- 31- Porcino, D., Marciano V., and Granata, R., "Cyclic Liquefaction Behavior of a Moderately Cemented Grouted Sand under Repeated Loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 79, pp. 36-46, (2015).
- 32- Monkul, M. M., Gultekin, C., Gulver, M., Akin, O., and Eseller-Bayat, E., "Estimation of Liquefaction Potential from Dry and Saturated Sandy Soils under Drained Constant Volume Cyclic Simple Shear Loading", *Soil Dynamic and Earthquake Foundation*, Vol. 75, pp. 27-36, (2015).

بررسی رفتار دیوارهای مرکز گرای پایه-گهواره‌ای و دوگانه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای دور و

نزدیک گسل*

مقاله پژوهشی

اسماعیل محمدی ده‌چشمه^(۱) وحید بروجردیان^(۲)

چکیده در این تحقیق، به بررسی رفتاری لرزه‌ای دیوارهای بتنی مرکز‌گرای گهواره‌ای در دو حالت پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه پرداخته شد. برای تحلیل‌های لرزه‌ای از سه مجموعه شتاب‌نگاشت شامل ۲۲ شتاب‌نگاشت دور از گسل، ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل دارای پالس و ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل بدون پالس استفاده شد. به این منظور، سازه‌های ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مزبور مورد تحلیل تاریخیچه - زمانی غیرخطی قرار گرفتند. براساس مساحت کابل پیش‌تنیده مورد استفاده در دیوار، سه نوع دیوار گهواره‌ای دوگانه در نظر گرفته شد و رفتار لرزه‌ای آن با رفتار دیوار پایه - گیردار و پایه - گهواره‌ای مقایسه شد. مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار OpenSEES و به صورت دوبعدی انجام شدند. برای صحت‌سنجی مدل‌سازی، از داده‌های آزمایشگاهی موجود در خصوص دیوارهای پایه - گیردار و پایه - گهواره‌ای استفاده شد. به منظور مطالعه تطبیقی سازه‌های مورد نظر، ضرایب مطلوبیت براساس کاهش اثرات مودهای بالا و کاهش جابه‌جایی‌های نسبی پس‌ماند تعریف شد. نتایج نشان داد، به‌طور کلی شاخص مطلوبیت دیوارهای گهواره‌ای دوگانه بیشتر از سایر سیستم‌های مورد مطالعه در این تحقیق است. علاوه بر این، کاهش مساحت کابل در بلوک تحتانی دیوارهای گهواره‌ای دوگانه در کاهش اثرات مودهای بالا بسیار مؤثر است.

واژه‌های کلیدی سیستم مرکز‌گرا، دیوار گهواره‌ای، جابه‌جایی نسبی پس‌ماند، پس‌کشیدگی، اثر مودهای بالا.

Investigation of the Behavior of Self-Centering Base- and Double- Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes

E. Mohammadi Dehcheshmeh

V. Broujerdian

Abstract In the present study, the seismic behavior of self-centering rocking wall systems in both types of base-rocking and double-rocking was investigated. To conduct seismic analyses, three sets of seismic records were considered including 22 Far-Field (FF) ground motions and 28 Near-Field (NF) ground motions that half of which are Pulse-like (Pulse). These ground motions were used for nonlinear time-history analysis of structures with 8, 12, 16 and 20 floors. Based on the area of prestressing cables, three types of double-rocking walls are considered and compared with the base-rocking and the fixed base walls. Numerical modelling was conducted via OpenSEES software in two-dimensional space. For the sake of validation, the available experimental data of base rocking and fixed base walls was used. To compare the seismic performance of the structures, some desirability coefficients have been defined. These coefficients were based on the reduction of the higher mode effects and the reduction of the inter-story residual drifts. The results showed that generally, the double-rocking walls provides higher desirability coefficients than the other considered systems. Furthermore, the double-rocking walls by reducing the cable area in the bottom block (R2-H1) are more effective in reducing the effects of higher modes.

Key Word Self-Centering System, Rocking Wall, Residual Drift, Post-Tensioning, Higher Mode Effects.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۳۹۹/۱۰/۱۲ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۲/۱۱ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری زلزله، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.

Email: broujerdian@iust.ac.ir

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استادیار، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.

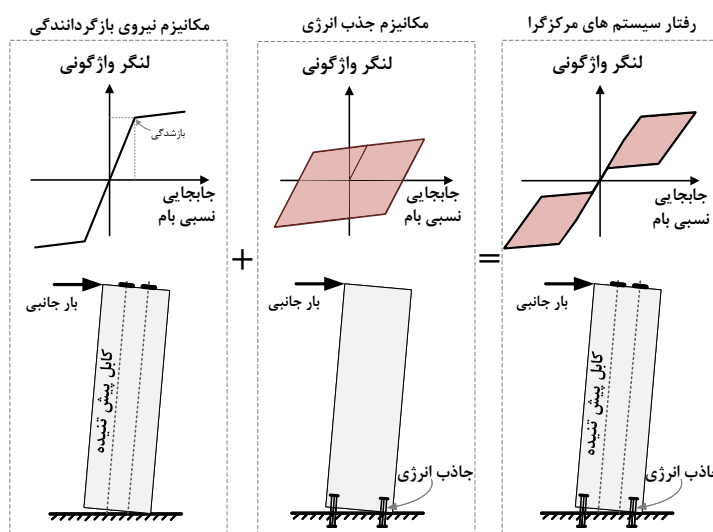
مقدمه

سیستم‌های مرکزگرا تحت بارهای جانبی، با خصوصیات رفتاری تعریف شده برای تحمل بارهای جانبی در نظر گرفته می‌شوند که شامل: ۱. تأمین مکانیزم نیروی بازگرداندگی (Restoring Force Mechanism) و ۲. تأمین مکانیزم جذب انرژی (Energy Dissipation Mechanism) می‌باشند.

هدف این دو مکانیزم در سازه، ایجاد منحنی‌های پرچمی شکل نیرو- جابه‌جایی تحت بارهای جانبی چرخه‌ای مطابق شکل (۱) می‌باشد. هدف استفاده از مکانیزم نیروی بازگرداندگی در سیستم، بازگرداندن سازه‌ی تغییر شکل یافته تحت بارهای جانبی به موقعیت اولیه‌ی خود می‌باشد. رفتار دوخطی نشان داده شده‌ی شکل (۱) مربوط به مکانیزم بازگرداندگی هست که در آن استهلاک انرژی سیستم تأمین نمی‌شود. برای تأمین مکانیزم جذب انرژی در سیستم، می‌بایست المان‌های جذب انرژی تعبیه گردند، که نمودار جذب انرژی مطابق شکل (۱) رفتار مرکزگرایی در سیستم ایجاد نمی‌کند. با ترکیب این دو مکانیزم رفتار پرچمی شکل مطابق شکل ایجاد می‌گردد.

سیستم‌های گهواره‌ای یکی از سیستم‌های متداول

مرکزگرا می‌باشند که در آنها هر دو مکانیزم نیروی بازگرداندگی و جذب انرژی در سیستم تأمین می‌گردد. تحقیقات مختلفی در مورد سیستم‌های گهواره‌ای صورت گرفته است که شروع تحقیقات در مورد سیستم‌های دیوار گهواره‌ای با بررسی مفاهیم طراحی، مطالعات آزمایشگاهی و مطالعات پارامتریک [1-10] انجام شد و هم‌چنین شروع تحقیقات در سیستم‌های مهاربندی گهواره‌ای با بررسی مفاهیم روش طراحی، مطالعات آزمایشگاهی و مطالعات پارامتریک [11-13] آغاز شد. ویب [14] اثرات مودهای بالا در سازه‌هایی با رفتار سیستم‌های پایه- گهواره‌ای را منفی می‌داند و نیز اعتقاد داشت این اثرات اگر در طراحی در نظر گرفته نشود ممکن است سازه متحمل خرابی گردد. اگر سازه در مقابل این اثرات طراحی گردد، ممکن است طراحی سازه غیراقتصادی باشد. پس می‌بایست اثرات مودهای بالا در سازه به نحوی کاهش پیدا کند. درصد مشارکت مودهای مختلف در ایجاد برش و لنگر در ارتفاع برای حالت تیر برشی و خمشی بررسی شد و نشان داده شد که در دو حالت تیر برشی و تیر خمشی، کاهش گیرداری در پایه و ایجاد رفتار مفصلی در پایه، اثرات مودهای بالاتر در ایجاد تلاش‌های اضافی در سازه بیشتر می‌شود.



شکل ۱ رفتار سیستم مرکزگرا

ترک و خردشدگی بتن مشاهده نمی‌گردد و این سیستم‌ها نسبت سه نوع دیوار بتن مسلح متداول آیین‌نامه‌ای، دیوار ترکیبی پیش‌ساخته و درجا و دیوار پیش‌ساخته با مقطع کاهش‌یافته آرماتور طولی چسبنده، جذب انرژی و ظرفیت تغییرشکلی آن حداکثر و هم‌چنین زوال سختی و مقاومت آن حداقل می‌باشد.

سیستم‌های پایه- گهواره‌ای همراه با سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی نیز می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. شوجان و همکاران [19] نشان دادند که اثر مودهای بالا در سیستم‌های گهواره‌ای با پایه‌ی مفصل، غیرقابل صرف‌نظر می‌باشد و نیز طراحی با مود اول غیرمحافظة‌کارانه در تخمین نیروهای برشی و لنگر خمشی می‌باشد. جابه‌جایی‌های سازه، مؤثر از مودهای بالا نمی‌باشند. علاوه بر این سیستم دیوار گهواره‌ای در قاب‌ها تمایل به ارتعاش سازه با مود گهواره‌ای دارد و نیز تمایل به از بین بردن اثر مودهای بالاتر در قاب‌ها را دارد که این منجر به افزایش اثرات مودهای بالا می‌شود.

زائو و لو [20] درصد گیرداری پایه‌ی هسته‌ی گهواره‌ای و نسبت سختی هسته‌ی گهواره‌ای به قاب خمشی بر روی رفتار دینامیکی این سیستم‌ها را مورد بررسی قرار دادند. به‌منظور مدل‌سازی قاب خمشی و سیستم هسته‌ی گهواره‌ای به‌ترتیب از تیر برشی و تیر خمشی استفاده شد. سپس به حل فرم بسته پرداخته شد و نیز با نتایج نرم‌افزار اجزای محدود مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. در این تحقیق سعی بر تعیین محدوده‌ی گیرداری پایه و نسبت سختی هسته‌ی گهواره‌ای به قاب است که منجر به ایجاد یک توزیع یکنواخت جابه‌جایی نسبی و نیز کاهش اثرات مودهای بالا به‌دلیل حذف گیرداری پایه‌ی دیوار گهواره‌ای شده‌است.

اثر مودهای بالا نیز در سیستم‌های گهواره‌ای مهاربندی مطرح می‌باشد که می‌تواند آثار نامطلوب و غیرقابل صرف‌نظری در این سیستم‌ها ایجاد نماید [21]. ویب و همکاران [22,23] در سیستم‌های مهاربندی

ویب و کریستوپولوس [15] نشان دادند بیشتر پاسخ‌های ساختمان‌های میان‌مرتبه با مود ۱ و ۲ کنترل می‌شود ولی در سازه‌های بلندمرتبه مودهای بالاتر نیز بر پاسخ‌های سازه تأثیرگذار می‌باشد.

ویب و کریستوپولوس [16] و خان‌محمدی و حیدری [17] به اثرات مودهای بالا و کاهش این اثرات با استفاده از سیستم دیوار برشی چندگانه‌ی گهواره‌ای در ارتفاع، پرداختند. در حالت حرکت پایه- گهواره‌ای در سازه‌های بلند، نیروی برشی طبقات و لنگر ناشی از اثرات مودهای بالا، افزایش می‌یابد و توسعه‌ی سیستم گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع موجب کاهش لنگر خمشی در ارتفاع سازه می‌شود و نیز در پایان تحلیل‌ها بدون تغییرشکل پس‌ماند در سازه و یا مقدار اندک ایجاد می‌شود. هم‌چنین نشان داده‌شده‌است که به‌کارگیری سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه، باعث افزایش تقاضای نیروی پیش‌تنیدگی در کابل‌ها و نیز کاهش تقاضای چرخش در دیوارها می‌گردد. جابه‌جایی‌های پس‌ماند و ضربه‌های ایجادشده در سطوح تماس قابل صرف‌نظر می‌باشد. کشش ایجادشده در قسمت میانی دیوار قابل صرف‌نظر می‌باشد که این موضوع برای ساختمان‌های بلند نسبت به ساختمان‌های کوتاه کمتر اهمیت دارد. توسعه‌ی سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع برای ساختمان‌های کوتاه (کمتر از ۸ طبقه) مؤثر نمی‌باشد. در ساختمان‌های بلند با افزایش تعداد بلوک گهواره‌ای در دیوار، راندمان دیوار بیشتر می‌شود. در این تحقیقات پروفیل جابه‌جایی نسبی سازه‌های گهواره‌ای چندگانه با پایه- گهواره‌ای کاملاً متفاوت بوده و ماکزیمم جابه‌جایی نسبی ایجادشده در سازه‌ها برابر نبوده‌است. سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه‌ی کوتاه‌مرتبه برای ساخت به‌صورت پیش‌ساخته نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد [18]. در تحقیقی که بر روی این سیستم‌های کوتاه‌مرتبه انجام شده است، نشان داده‌شده که استفاده از جاذب انرژی با مقطع کاهش‌یافته به‌صورت آرماتور طولی نچسبیده در دیوار،

گهواره‌ای نیز برای کاهش اثرات منفی موده‌های بالا، راهکارهای ایجاد بلوک گهواره‌ای در ارتفاع را به‌منظور کاهش خمش در هسته و همچنین ایجاد مستهلک‌کننده‌ی انرژی در پایین هسته را برای کاهش نیروی برشی ایجادشده توصیه کرده‌اند. رفتار تاریخیچه- زمانی این سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت. سازه‌ها تحت رکوردهای لرزه‌ای، با ایجاد دو مکانیزم حرکت گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع و جاذب انرژی در پایین هسته، مؤثر تلقی شد.

استیل و ویب [24] نشان دادند که اضافه کردن اعضای مهاربند کمانش‌پذیر در قسمت‌های مختلف هسته‌ی گهواره‌ای نیز می‌تواند تأثیر مثبت در کاهش اثرات موده‌های بالا داشته باشد. همچنین برای جلوگیری از خرابی سازه، ناشی از اثرات موده‌های بالا، بهتر است سازه در سطح MCE طراحی گردد. همچنین این سیستم‌ها با دو ضریب رفتار متفاوت ۸ و ۲۰ مورد بررسی قرار گرفته شد و نشان داد که در سازه‌های بلند طراحی‌شده با ضریب رفتار بزرگ‌تر از ۸ می‌توان جابه‌جایی نسبی سازه را در سطح زلزله‌ی MCE به ۲٫۵ درصد محدود نمود [25]. مقاطع گهواره‌ای در نیمه‌ی پایین مقطع مؤثرتر از نیمه‌ی بالایی مقطع می‌باشند. اضافه کردن بلوک گهواره‌ای سوم در ساختمان ۳۰ طبقه مؤثرتر از ساختمان‌های ۲۰ طبقه می‌باشد [26].

برای تحلیل و طراحی سیستم‌های گهواره‌ای پایه و چندگانه نیز تحقیقات مختلفی صورت گرفته‌است. بادیکا و ویجای کریم [27] به محاسبه‌ی نیروی برشی لرزه‌ای سیستم‌های ترکیبی دیوارهای بتنی پیش‌ساخته پرداختند. ابتدا به معادلات تعیین نیروی برشی دیوارهای پیش‌ساخته، دیوارهای پیش‌تندیده‌ی گهواره‌ای و نیز دیوارهای بتن مسلح معمولی پرداختند. سپس این معادلات با استفاده از تحلیل تاریخیچه- زمانی مورد مقایسه و بررسی قرار گرفت و نیز نیروهای برشی

توزیع‌شده در ارتفاع مورد ارزیابی قرار گرفت. نجم و همکاران [28] یک روش ساده‌ی تحلیل مودال پوش‌آور برای تخمین تقاضای غیرخطی لرزه‌ای سازه‌های بلند دارای هسته‌ی گهواره‌ای را ارائه دادند. این روش با هر مود ارتعاشی قابل توجه گسترش یافته‌است، درحالی‌که ضریب اصلاح جابه‌جایی هر مود با استفاده از نمودار پرچمی شکل چرخه‌ای دیوار گهواره‌ای محاسبه شده‌است. دقت این روش با استفاده از روش تقاضای لرزه‌ای به‌دست‌آمده از پاسخ غیرخطی سازه‌ی ۲۰ طبقه‌ی دارای دیوار گهواره‌ای موردنظر، بررسی شده‌است. روش پیشنهادی برای پیش‌بینی هر دو روش تقاضای مود ترکیبی و تکی با یک دقت قابل قبول می‌تواند به‌عنوان یک گزینه‌ی مناسب برای تحلیل طراحی و تعیین عملکرد سیستم‌های دیوار گهواره‌ای در سازه‌های بلند مورد استفاده قرار گیرد.

قریشی و وارینت‌چای [29] یک روش طراحی براساس عملکرد مختلف درجهت کاهش تقاضای غیرخطی لرزه‌ای سازه‌ها ارائه دادند. ابتدا یک ساختمان ۲۰ طبقه براساس روش مستقیم تغییر مکان طراحی کردند و سپس دو روش طراحی برای پیش‌بینی نیروهای ناشی از اثرات موده‌های بالا استفاده نمودند و جزئیات هر روش را در کاهش اثرات موده‌های بالا مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحلیل تاریخیچه- زمانی برای مناطق با خطر لرزه‌ای متوسط و زیاد، اثربخشی روش طراحی براساس عملکرد در برآورد تقاضای جابه‌جایی را نشان می‌دهد، درحالی‌که روش ساده‌شده و روش اصلاح‌شده‌ی جمع آثار مودال (Modified Modal Superposition) به‌ترتیب برای برآورد ظرفیت طراحی به‌ترتیب محافظه‌کارانه و غیرمحافظه‌کارانه می‌باشند.

پاناگیو و رستریو [30] روش پیشنهادی طراحی برای سازه‌های دیوار بتن مسلح بلند دارای دو مفصل پلاستیک (Dual Plastic Hinge) متمرکز در ارتفاع را ارائه

کلی می‌تواند دارای ۵ نقطه باشد. در نقطه‌ی ۱، سیستم بدون اعمال بار جانبی است. بعد از شروع بار جانبی باتوجه به این‌که سیستم دارای کابل پیش‌تنیده می‌باشد، سختی اولیه‌ی سیستم متناظر با سختی دیوار می‌باشد. بعد از غلبه‌ی نیروی جانبی بر نیروی پیش‌تندگی دیوار، بلندشدگی در سیستم در نقطه‌ی ۲ اتفاق می‌افتد. سپس بعد از نقطه‌ی ۲، سختی مؤثر مربوط به کابل‌های پیش‌تنیده و سختی اولیه‌ی جاذب‌های انرژی می‌باشد و این سختی تا نقطه‌ی ۳، یعنی محل تسلیم جاذب‌های انرژی ثابت می‌ماند. بعد از نقطه‌ی ۳ سیستم دارای سختی متناظر با سختی الاستیک کابل‌ها و سختی ثانویه‌ی جاذب‌های انرژی می‌باشد. سیستم در نقطه‌ی ۴ دچار تسلیم در کابل‌ها می‌شود. شیب ناحیه‌ی بعد از تسلیم کابل، کمتر از نواحی قبل می‌شود. این شیب تا نقطه‌ی ۵ ادامه پیدا می‌کند. نقطه‌ی ۵ مربوط به خرابی در هسته و یا گسیختگی کابل می‌باشد. باید سعی گردد از گسیختگی کابل قبل از خرابی هسته جلوگیری گردد. برای طراحی سیستم‌های دیوار مرکزگرای گهواره‌ای بهتر است که طراحی طوری باشد که تحت سطح زلزله‌ی موردنظر تسلیم در کابل اتفاق نیفتد زیرا تسلیم در کابل باعث بروز تغییرشکل‌های ماندگار و حتی واژگونی در سیستم می‌گردد.

مشابه نمودار III در شکل (۲- الف) یکی از حالت‌های متصور مدل‌سازی مقطع مرکزگرای پایه-گهواره‌ای به‌صورت ایده‌آل است که رفتار خمشی مقطع در ناحیه‌ی الاستیک (ناحیه‌ی ۱ الی ۳) دارای یک شیب اولیه و بعد از آن دارای یک شیب ثانویه‌ی صفر (الاستوپلاستیک ایده‌آل) می‌باشد. این موضوع به‌کل سیستم تعمیم داده می‌شود و رفتار نیرو-جابه‌جایی سیستم متناظر با رفتار خمشی مقطع گهواره‌ای می‌شود. در واقعیت تأمین‌کننده‌ی رفتار ثانویه‌ی این سیستم‌ها، کابل‌های پیش‌تنیده، سختی ثانویه‌ی ناشی از جاذب‌های انرژی و تا حدودی سختی دیوار در پنجه، هرچند ناچیز،

دادند. در روش پیشنهادی یک مفصل پلاستیک در پایه و دیگری در میانه‌ی ارتفاع قرار می‌گیرد که این موضوع باعث کاهش اثرات مودهای بالا در دیوارهای بلند می‌شود. دلیل استفاده از دو مفصل در سیستم‌های دیوار مسلح علاوه‌بر کاهش اثرات مودهای بالا، کاهش هزینه‌های تمام‌شده به‌علت استفاده‌ی بیش‌ازحد آرماتور طولی در سیستم دیوار با پایه‌ی مفصل پلاستیک می‌باشد. عربزاده و گلال [31] به بررسی مفصل پلاستیک متمرکز در ارتفاع‌های مختلف دیوار مسلح در جهت کنترل سیستم در مقابل بارهای لرزه‌ای پرداختند و نشان دادند که استفاده از دو مفصل پلاستیک در طول دیوار می‌تواند کارایی کافی در مقابل بارهای لرزه‌ای ایجاد نماید.

در بعضی از تحقیقات درزمینه‌ی اثر مودهای بالا در سیستم‌های گهواره‌ای، مدل رفتار گهواره‌ای در ارتفاع با ساده‌سازی به‌صورت فنر پیچشی به هسته‌ی گهواره‌ای اختصاص داده شده‌است [16,26]. هم‌چنین اثر انواع رکورد لرزه‌ای بر دیوارهای گهواره‌ای کمتر موردنظر بوده‌است. در این تحقیق به مدل‌سازی مقاطع پایه-گیردار، پایه-گهواره‌ای و هم‌چنین گهواره‌ای دوگانه در نرم‌افزار OpenSEES پرداخته شده‌است. در سیستم‌های گهواره‌ای، مقاطع گهواره‌ای به‌صورت ریز مدل‌سازی شده‌است. هم‌چنین اثر انواع رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی دور (FF) و نزدیک (NF) دارای پالس (Pulse) و بدون پالس (No-Pulse) موردبررسی قرار گرفته‌است. برای کاهش اثرات مودهای بالاتر علاوه‌بر استفاده از سیستم گهواره‌ای دوگانه، در این سیستم به تغییرات پارامتر مساحت‌های کابل‌های پیش‌تنیده در ارتفاع پرداخته شده‌است.

روش تحقیق

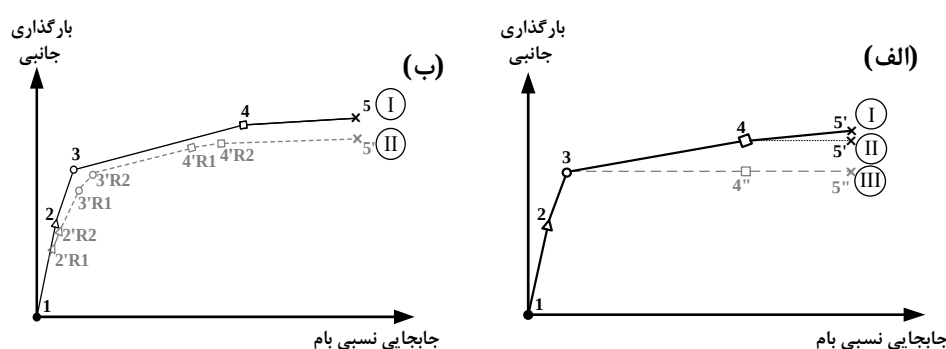
حالت حدی سیستم‌های دیوار مرکزگرای گهواره‌ای

حالت‌های حدی سیستم‌های دارای دیوار گهواره‌ای مرکزگرا مطابق شکل (۲- الف) و منحنی I، به‌صورت

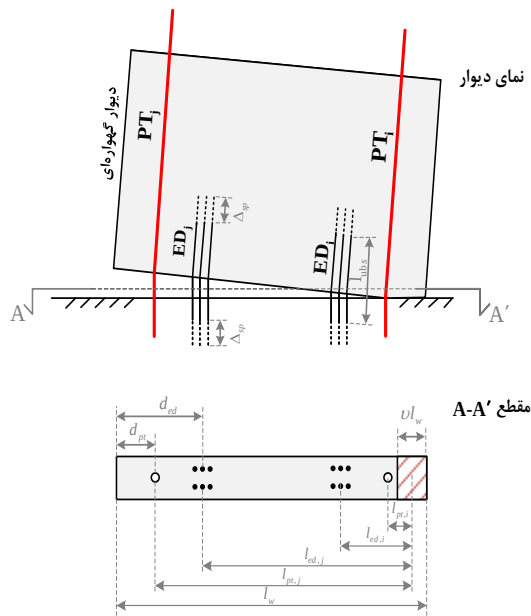
با افزایش تعداد بلوک‌های گهواره‌ای نقاط ۲، ۳ و ۴ به تعداد بلوک گهواره‌ای افزایش می‌یابد و هم‌چنین می‌توان گفت که سختی ثانویه بعد از نقطه‌ی ۲ در سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت به گهواره‌ای دارای مقدار کمتری می‌باشد. در صورتی که سختی ثانویه در مقاطع گهواره‌ای بیشتر باشد، تلاش‌ها در پایه می‌توانند از مقدار پیش‌بینی شده فراتر روند و در ارتفاع نیز تلاش‌ها ممکن است افزایش یابد. هم‌چنین در صورتی که سختی ثانویه کمتر باشد، تلاش‌ها در پایه می‌تواند کمتر اتفاق بیافتد و نیز در ارتفاع افزایش تلاش به دلیل اثرات موده‌ای بالاتر متصور است. لازم به ذکر است در صورتی که جابه‌جایی‌های چرخه‌ای حداکثر در سیستم گهواره‌ای دوگانه قبل از نقطه‌ی $4'R1$ باشد، رفتار سیستم به صورت پرچمی شکل باقی می‌ماند. در صورتی که جابه‌جایی‌های حداکثر بعد از نقطه‌ی $4'R1$ و $4'R2$ ادامه پیدا کند، به علت تسلیم در کابل و هم‌چنین خردشدگی در هسته‌ی گهواره‌ای نباید انتظار رفتار مرکزگرایی و وقوع رفتار پرچمی شکل کامل را در سیستم داشت.

می‌باشد. در صورتی که رفتار خمشی مقطع ایده‌آل باشد لنگر در این مقطع نمی‌تواند بعد از قرار گرفتن در ناحیه‌ی دوم نمودار افزایش یابد و به خاطر تأثیر موده‌ای بالا در هسته لنگرهای خمشی و برشی زیادی ایجاد می‌شود و حتی از لنگر پلاستیک مقطع نیز می‌تواند تجاوز کند. نمودار II در شکل (۲-الف)، یکی دیگر از حالات حدی است که دور از واقعیت می‌باشد. شیب نمودار تا نقطه‌ی مقاومت تسلیم کابل‌ها (نقطه‌ی ۴) به صورت دقیق تعیین شده است و بعد از آن نمودار به حالت ایده‌آل در نظر گرفته می‌شود. این حالت ایده‌آل‌سازی نیز دور از واقعیت می‌باشد. دقت گردد نقاط ۲، ۳ و ۴ در شکل (۲) برای حالتی می‌باشد که یک مقطع گهواره‌ای در پایه استفاده گردد و در صورتی که تعداد مقطع گهواره‌ای بیشتر شود، این نقاط نیز به همان تعداد افزایش می‌یابد.

حالات حدی سیستم‌های پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه را می‌توان مطابق شکل (۲-ب) در نظر گرفت. در این شکل نمودار I مربوط به سیستم پایه-گهواره‌ای و نمودار II مربوط به سیستم گهواره‌ای دوگانه می‌باشد. با مقایسه‌ی این دو نمودار می‌توان بیان کرد که



شکل ۲ حالات حدی سیستم‌های پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه: (الف) سیستم پایه-گهواره‌ای حالات ایده‌آل و واقعی و (ب) سیستم گهواره‌ای دوگانه



شکل ۴ پارامترهای دیوار گهواره‌ای در محل اتصال به فونداسیون [3]

به‌منظور وقوع برگشت‌پذیری سیستم گهواره‌ای و ایجاد رفتار پرچمی‌شکل، ضریبی به نام ضریب بازگرداندگی در مقطع گهواره‌ای تعریف می‌گردد. مطابق شکل (۲)، نسبت لنگر ناشی از کابل قبل از تسلیم به لنگر تسلیم جاذب‌های انرژی، ضریب بازگرداندگی (λ) در سیستم تعریف می‌گردد. این ضریب مطابق رابطه‌ی (۱) به‌دست می‌آید.

$$\lambda = \frac{M_u - M_{EDy}}{M_{EDy}} \quad (1)$$

که در آن مقادیر M_u لنگر نهایی مقطع، M_{EDy} لنگر تسلیم جاذب‌های انرژی و M_{EDye} لنگر مورد انتظار تسلیم جاذب‌های انرژی می‌باشند و از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

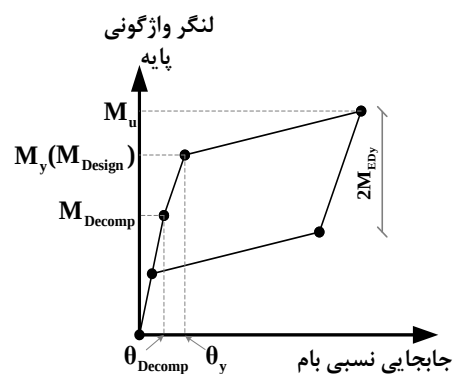
$$M_u = l_{pt,i} F_{in,pt,i} + l_{pt,i} F_{st,pt,i} + l_{pt,j} F_{in,pt,j} + l_{pt,j} F_{st,pt,j} + l_{ed,i} F_{y,ed,i} + l_{ed,j} F_{y,ed,j} + \frac{w l_w}{2} \quad (2)$$

$$M_{EDye} = R_y l_{ed,i} F_{y,ed,i} + R_y l_{ed,j} F_{y,ed,j} \quad (3)$$

$$M_{EDy} = l_{ed,i} F_{y,ed,i} + l_{ed,j} F_{y,ed,j} \quad (4)$$

معرفی روش طراحی مقاطع گهواره‌ای

در سیستم‌های دیوارهای پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه برای تأمین رفتار پرچمی‌شکل، می‌بایست مقاطع این سیستم مشابه شکل (۳) دارای رفتار پرچمی‌شکل طراحی گردد. در این شکل M_{Decomp} ، لنگر بازشدگی مقطع و M_y ، لنگر تسلیم مقطع که در این نقطه جاذب‌های انرژی کاملاً تسلیم شده‌اند، M_u لنگر نهایی سیستم و M_{EDy} ، لنگر تسلیم جاذب‌های انرژی می‌باشد.



شکل ۳ رفتار پرچمی شکل سیستم‌های گهواره‌ای

برای تعیین مقاومت تسلیم مقاطع سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌ای، پارامترهای این سیستم در محل اتصال به فونداسیون در شکل (۴) نشان داده شده‌است. در این تحقیق جاذب‌های انرژی (ED_i , ED_j) و کابل‌های پیش‌تنیده (PT_i و PT_j) در دو طرف مقطع استفاده شده‌است. طول دیوار برابر با l_w می‌باشد. طول جاذب‌های انرژی (l_{ubs})، فاصله‌ی جاذب‌های انرژی از لبه d_{ed} و فاصله‌ی کابل‌های پیش‌تنیده از لبه d_{pt} مطابق مقاله‌ی [3] در نظر گرفته شده‌است. ضریب ν که برای تعیین عمق ناحیه‌ی فشاری می‌باشد دارای محدوده‌ی بین ۰٫۱۵ الی ۰٫۳ است. در این تحقیق مقدار آن برابر با $\nu = ۰٫۱۷$ است. در نظر گرفته شده‌است [3]. سایر پارامترها با تعیین مقادیر بیان‌شده در این قسمت قابل تعیین می‌باشد.

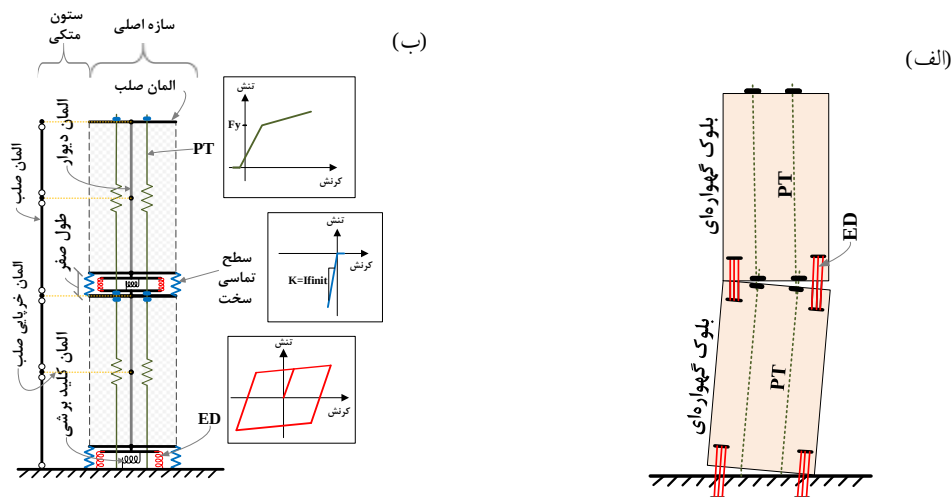
تعریف گردد. در شکل (۵-الف) دیوار گهواره‌ای دوگانه نشان داده‌است. در این دیوار محل قرارگیری جاذب‌های انرژی (ED) و کابل‌های پیش‌تنیده (PT) و همچنین اجزای دیوار نشان داده شده‌است. برای مدل‌سازی این سیستم در نرم‌افزار OpenSEES از مصالح و المان‌های مختلف استفاده می‌شود. شکل (۵-ب) مدل‌سازی دیوار گهواره‌ای دوگانه را در نرم‌افزار OpenSEES نشان می‌دهد. هسته‌ی دیوار به‌صورت الاستیک با خصوصیت الاستیک مقطع بتنی طراحی شده، با توجه به مقالات گذشته [16] و [17] در نظر گرفته شده‌است. فرض الاستیک ماندن هسته‌ی گهواره‌ای مطابق مراجع یادشده تأیید شده‌است. در صورت عدم اطمینان نسبت به این فرض می‌توان بعد از تحلیل سازه، تنش در بتن را مورد بررسی قرار داد تا این موضوع اثبات گردد. برای برقراری اتصال سطوح گهواره‌ای از المان‌های صلب انتهایی که دارای طولی برابر با عرض دیوار می‌باشند، در نظر گرفته شده‌است. برای مدل‌سازی سطوح تماس بلوک‌ها که به‌صورت فشاری به یکدیگر و پایه اتصال دارند، از فنرهای فشاری با سختی بی‌نهایت استفاده شده‌است. بین سطوح گهواره‌ای و پایه از المان‌های PT و ED برای بازگرداندن سیستم و جذب انرژی استفاده شده‌است. کابل‌های پیش‌تنیده دارای رفتار مصالح بدون تحمل فشار با پیش‌تنیدگی مشخص می‌باشند. المان‌های ED با استفاده از مصالح Steel02 مدل‌سازی شده‌است. مصالح مورد استفاده به‌عنوان فنرهای فشاری با سختی بی‌نهایت بین سطوح از نوع ENT می‌باشند. به‌منظور مدل‌سازی المان‌های ED و فنرهای فشاری، از فنر Zero Length استفاده شده‌است. همچنین برای مدل‌سازی کابل‌ها از المان corotTruss استفاده شده‌است.

طول (l) برای قسمت‌های مختلف در شکل (۳) نشان داده شده‌است. پارامترهای $F_{s,pt,i}$ و $F_{in,pt,i}$ به‌ترتیب نیروی پیش‌تنیدگی و نیروی اضافی ایجادشده در کابل بعد از بلندشدگی تا دوران نقطه‌ی تسلیم جاذب انرژی برای کابل‌های i می‌باشد و برای سایر با اندیس j نشان داده شده‌است. R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده می‌باشد. پارامترهای $F_{y,ed,i}$ و $F_{y,ed,j}$ نیروی تسلیم جاذب‌های انرژی λ_m و λ_w و وزن بار ثقلی روی دیوار می‌باشد. پارامتر $F_{st,pt,i}$ و $F_{st,pt,j}$ نیروی اضافی ایجادشده در کابل λ_m و λ_w بعد از بلندشدگی تا نقطه‌ی نهایی مدنظر طراحی می‌باشد. دقت شود در محاسبه‌ی λ از R_y برای تبدیل $F_{y,ed}$ به حالت مورد انتظار ($F_{y,ed,e}$) استفاده شده‌است که به‌کارگیری این ضریب می‌تواند تخمین رفتار سیستم گهواره‌ای را دقیق‌تر پیش‌بینی کند.

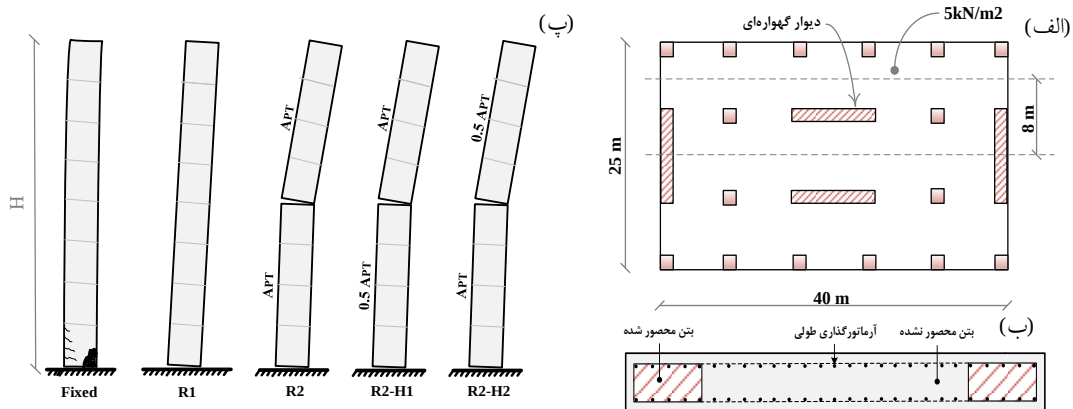
در شرایط ایده‌آل در صورتی که ضریب λ برابر با یک باشد، بازگرداندن سیستم تأمین می‌گردد و با افزایش این ضریب مقدار اطمینان از بازگرداندن سیستم بیشتر تأمین می‌گردد. پس بهتر است مقدار این ضریب با توجه به امکان آسیب دیدگی‌های لبه‌های بتن، تسلیم کابل در زلزله‌های شدید و افزایش مقاومت احتمالی جاذب‌های انرژی یا رسیدن آنها به تنش نهایی، بزرگ‌تر از یک در نظر گرفته شود تا اطمینان از بازگرداندن سیستم حاصل شود. در صورتی که این ضریب کوچک‌تر از یک در نظر گرفته شود بازگرداندن سیستم اتفاق نمی‌افتد و در پایان تحلیل جابه‌جایی‌های پس‌ماند قابل مشاهده می‌باشد. در این تحقیق مطابق [3] مقدار ضریب λ برابر با ۱,۲۵ در نظر گرفته شده‌است.

نحوه‌ی مدل‌سازی سیستم‌های گهواره‌ای

برای مدل‌سازی نرم‌افزاری می‌بایست یک سری فرضیات اولیه انجام شود و نیز مدل‌سازی به‌صورت ساده‌سازی



شکل ۵ نحوه‌ی مدل‌سازی نرم‌افزاری دیوار پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه: (الف) مدل واقعی دیوار، (ب) مؤلفه‌های مدل‌سازی تحلیلی دیوار



شکل ۶ (الف) پلان سازه با دیوارهای دارای رفتار گهواره‌ای [3]، (ب) مقطع دیوار با پایه‌ی گیردار و (پ) دیوارهای موردنظر این تحقیق

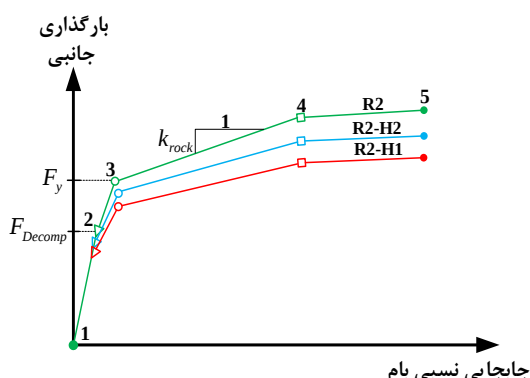
های دیوار برابر با ۲۵۰ تن نیرو در هر طبقه برای هر دیوار در نظر گرفته شده‌است. مشخصات مکانیکی بتن شامل $f'_c = 40\text{MPa}$ و $E_c = 30\text{GPa}$ می‌باشد، مشخصات جاذب‌های انرژی $f_y = 300\text{MPa}$ و $E_s = 210\text{GPa}$ و همچنین کابل‌های پیش‌تنبیده دارای $f_y = 1560\text{MPa}$ و $E_s = 195\text{GPa}$ می‌باشند. ارتفاع طبقات برابر با ۳۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده‌است.

در نرم‌افزار OpenSees الگوی بارگذاری برای تحلیل تاریخیچه زمانی، از نوع Uniform Excitation معرفی شده‌است. میرایی ۵ درصد برای مود اول سیستم

مشخصات مدل‌های عددی

مدل‌های عددی موردبررسی در این مقاله، دارای ساختمان مشابه پلان در شکل (۶-الف) و دارای تعداد طبقات ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه مطابق [3] می‌باشند. مدل‌های موردبررسی شامل دیوارهای پایه-گیردار (Fixed)، پایه-گهواره‌ای (R1) و گهواره‌ای دوگانه (R2) مطابق شکل (۶-ب) می‌باشند. مقطع گهواره‌ای برای حالت Fixed در شکل (۶-ب) نمایش داده شده‌است. دو حالت دیگر مقطع گهواره‌ای دوگانه (R2-H1 و R2-H2) در قسمت بعدی توضیح داده می‌شود. بار لرزه‌ای در مدل

$$k_{rock} = \left(\frac{A_{PT} E_{PT}}{L_{PT}} \right) \left(\frac{l_w}{2H_{eff}} \right)^2 \quad (۸)$$



شکل ۷ حالات حدی دیوار گهواره‌ای دوگانه با کاهش سختی کابل در قطعات گهواره‌ای

صحت‌سنجی روند مدل‌سازی عددی

در این تحقیق باتوجه به بررسی سیستم‌های مرکزگرا درمقایسه با سیستم‌های متداول آیین‌نامه‌ای، به صحت‌سنجی نرم‌افزاری مطابق تحقیق [33] و [5] پرداخته شده‌است. در تحقیق مربوط به سیستم متداول سازه‌ای [33]، مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی مطابق شکل (۸-الف) در نظر گرفته شده‌است و ضخامت دیوار ۱۰۲ میلی‌متر می‌باشد. مشخصات مکانیکی بتن شامل $f'_c = 42.8 \text{ MPa}$ و $E_c = 31.03 \text{ GPa}$ می‌باشد. مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی برابر با $f_y = 434 \text{ MPa}$ و $E_s = 200 \text{ GPa}$ می‌باشد. در این مدل‌سازی از مقطع فایبر برای مدل‌سازی مقطع دیوار استفاده شده‌است و در نواحی المان مرزی از بتن محصورشده استفاده شده‌است.

در تحقیق [5] که به بررسی سیستم‌های گهواره‌ای پرداخته شده‌است، مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی مشابه شکل (۸-ب) می‌باشد. ضخامت دیوار ۱۲۵ میلی‌متر و مقاومت فشاری بتن $f'_c = 45 \text{ MPa}$ ، مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی $f_y = 460 \text{ MPa}$ و $E_s = 200 \text{ GPa}$ هم‌چنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای $E_s = 180 \text{ GPa}$ و $f_y = 1435 \text{ MPa}$ می‌باشد.

فرض شده‌است. برای تحلیل تاریخچه زمانی سیستم با میرایی ۵ درصد، بایستی مقادیر میرایی رایلی محاسبه شود و توسط دستور میرایی رایلی در مدل تعریف گردد. محاسبه‌ی ضرایب جرم و سختی میرایی رایلی را می‌توان با داشتن فرکانس‌های مود اول و سوم حساب کرد و به نرم‌افزار معرفی نمود. موتور آنالیز تحلیل دینامیکی معرفی شده به صورت Transient بوده و قیود حل مسئله از نوع Transformation انتخاب شده‌است. سیستم حل معادلات از نوع BandGeneral و آزمون هم‌گرایی از نوع Norm Displacement Increment انتخاب شده‌است. الگوریتم حل مسئله و انتگرال‌گیر به ترتیب NewtonLineSearch و Newmark انتخاب شده‌است.

مشخصات مدل‌های عددی با تغییر مساحت سختی کابل‌ها

در این تحقیق طراحی سیستم گهواره‌ای با تأمین ضریب بازگرداندگی ۱،۲۵ و نیز نیروی بلندشدگی (F_{Decomp}) برابر با مقادیر طراحی مرجع [3] در نظر گرفته شده‌است. مقادیر ضریب پیش‌تنیدگی کابل‌های مطابق مرجع [32] برابر با ۰،۲۵ تنش تسلیم کابل لحاظ شده‌است. علاوه بر بررسی پیکربندی پایه‌ی گهواره‌ای (R1) و گهواره‌ای دوگانه (R2) به بررسی دو دیوار گهواره‌ای دوگانه با کاهش مساحت کابل برابر با نصف حالت R2 در بلوک گهواره‌ای تحتانی (R2-H1) و فوقانی (R2-H2) مطابق شکل (۶-پ) پرداخته شده‌است. حالت حدی این دو سیستم با سختی کاهش یافته مطابق شکل (۷) نمایش داده شده‌است. برای طراحی و تعیین حالات حدی، مقادیر نیروی جانبی بلندشدگی (F_{Decomp})، نیروی تسلیم سیستم (F_y) و سختی ثانویه‌ی سیستم (k_{rock}) مطابق روابط زیر [16] تعیین شده‌اند.

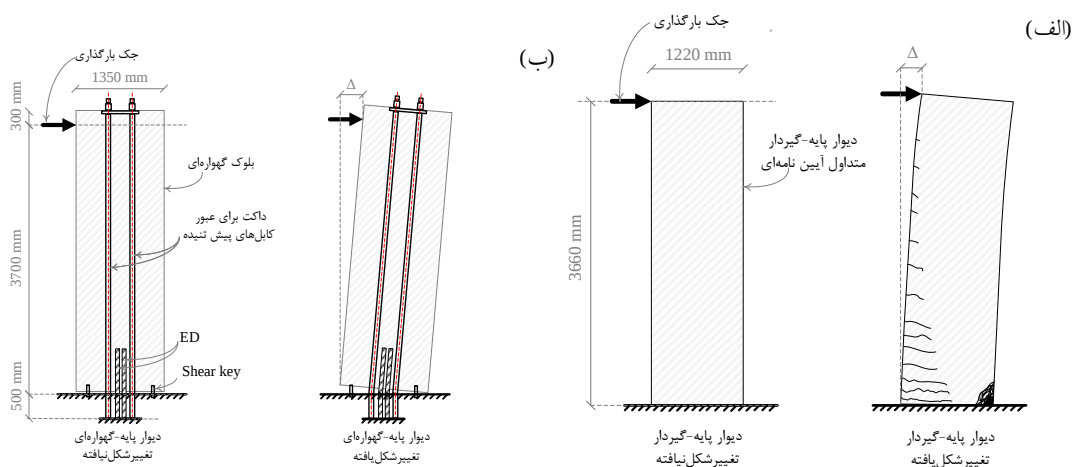
$$F_{Decomp} = (W + F_{PT}) \left(\frac{l_w}{2H_{eff}} \right) \quad (۵)$$

$$F_y = \left(\frac{W + F_{PT}}{1 - \frac{\beta}{2}} \right) \left(\frac{l_w}{2H_{eff}} \right) \quad (۶)$$

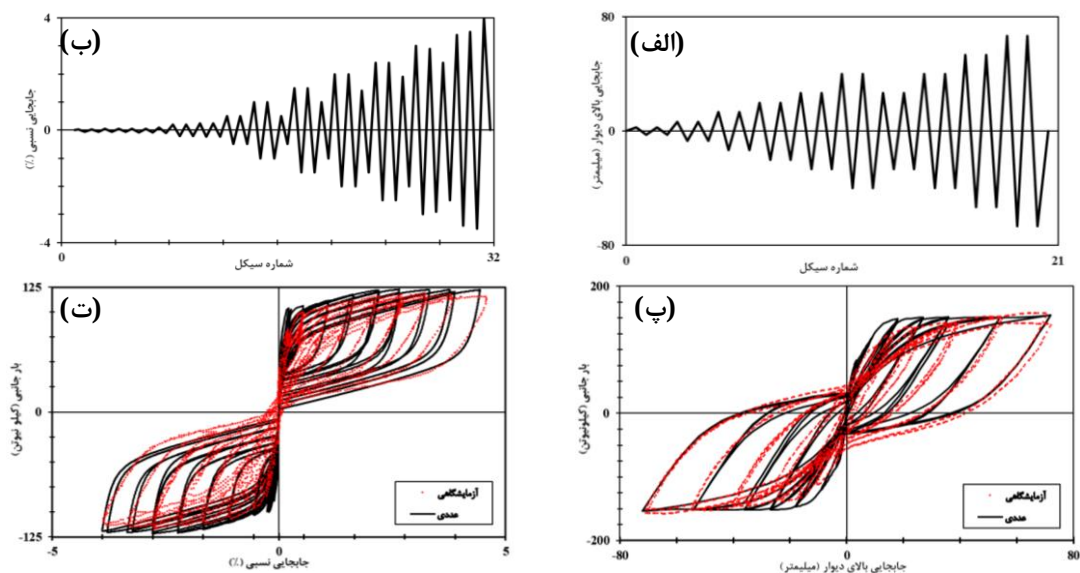
$$\beta = 2 \left(1 - \frac{F_{Decomp}}{F_y} \right) \quad (۷)$$

موردنظر در شکل (۹-الف) و (۹-ب) نشان داده شده‌است. مدل عددی معرفی شده بعد از قرارگیری تحت بارهای چرخه‌ای مطابق مقالات موردنظر، نمودار برش پایه-جابه‌جایی بام مطابق شکل (۹-پ) و (۹-ت) با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته‌است. مقایسه‌ی نمودارهای حاصل از مدل نرم‌افزاری و مدل آزمایشگاهی حاکی از دقت نسبتاً خوب مدل‌سازی‌ها می‌باشد.

شکل (۸) حالت دیوار بدون تغییرشکل و تغییرشکل‌یافته‌ی دیوارهای موردبررسی صحت‌سنجی را نشان می‌دهد. در سیستم متداول آیین‌نامه در حالت دیوار تغییرشکل‌یافته ترک‌هایی روی دیوار مشاهده می‌شود. جذب انرژی در دیوار با ترک در هسته‌ی دیوار و جاری شدن آرماتورهای طولی صورت می‌گیرد. در سیستم گهواره‌ای بلندشدگی در سیستم اتفاق افتاده و جذب انرژی توسط میلگردهای محل بازشدگی اتفاق افتاده‌است. پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مطابق مراجع



شکل ۸ دیوارهای موردبررسی آزمایشگاهی: (الف) دیوار پایه-گیردار متداول آیین‌نامه‌ای [33] (ب) دیوار گهواره‌ای [5]



شکل ۹ صحت‌سنجی: (الف) پروتکل بارگذاری دیوار پایه-گیردار تحقیق [33]، (ب) پروتکل بارگذاری دیوار پایه-گهواره‌ای [5]، (پ) دیوار پایه-گیردار متداول آیین‌نامه‌ای [33] و (ت) رفتار چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی و عددی دیوار پایه-گهواره‌ای [5]

به طیف طراحی مقیاس می‌گردد.

ضرایب مطلوبیت سیستم‌های دیوار گهواره‌ای مرکزگرا

برای تعیین حالت بهینه‌ی سازه‌ها در این قسمت سه ضریب برای بررسی سازه‌ها تعیین شده‌است. به ترتیب این ضرایب شامل: ۱. مطلوبیت کاهش خمش سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت به سیستم پایه-گهواره‌ای، ۲. مطلوبیت کاهش برش سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت به سیستم پایه-گهواره‌ای و ۳. مطلوبیت سازه‌ی گهواره‌ای از نظر تأمین کاهش دررفت پس‌ماند نسبت به سازه‌ی دیوار برشی متداول آیین‌نامه‌ای می‌باشد. این ضرایب می‌توانند باتوجه به اهمیت از نظر طراح وزن‌دهی شوند. در این تحقیق هر سه ضریب مطلوبیت با وزن ۱ درنظر گرفته شده‌است. ترکیب این ضرایب جزئی به صورت زیر ضریب کلی مطلوبیت مربوط به سیستم دیوار گهواره‌ای را تعیین می‌کند.

$$DC = \frac{1}{n}(dc_1 + dc_2 + \dots + dc_n) \quad (10)$$

ضرایب dc_1 ، dc_2 و ... dc_n ضرایب مطلوبیت سیستم که توسط طراح می‌تواند با توجه به انتظارات درنظر گرفته شود. در این تحقیق سه ضریب مطلوبیت به صورت زیر تعریف شده‌است.

$$dc_1 = \max \left(\frac{\overline{\text{Max. Moment } R_{I_i}} - \overline{\text{Max. Moment } R_{j_i}}}{\overline{\text{Max. Moment } R_{I_i}}} \right)_{ns} \quad (11)$$

$$dc_2 = \max \left(\frac{\overline{\text{Max. Shear } R_{I_i}} - \overline{\text{Max. Shear } R_{j_i}}}{\overline{\text{Max. Shear } R_{I_i}}} \right)_{ns} \quad (12)$$

در مدل‌سازی عددی مربوط به سیستم گهواره‌ای مشابه مدل دیوار متداول آیین‌نامه‌ای از مقطع فایبر استفاده شد و مشاهده گردید که خردشدگی در بتن قابل مشاهده نبود و نیز می‌توان به منظور افزایش سرعت تحلیل نرم‌افزاری از مقطع الاستیک برای دیوار استفاده نمود.

رکوردهای لرزه‌ای موردبررسی

در این تحقیق از سه دسته رکورد دور از گسل (FF) و نزدیک گسل (NF) دارای پالس (Pulse) و بدون پالس (No Pulse) دستورالعمل FEMAP695 [34] استفاده شده‌است. تعداد رکوردهای FF، NF-Pulse و NF-No Pulse به ترتیب برابر با ۲۲، ۱۴ و ۱۴ عدد می‌باشد. باتوجه به این که رکوردهای افقی دارای دو مؤلفه می‌باشند و تحلیل‌های موردنظر این تحقیق دوبعدی است، از یک رکورد در تحلیل‌ها استفاده شده‌است. برای استفاده از رکوردهای دور از گسل در تحلیل‌ها، از رکورد با مؤلفه‌ی PGA بیشتر و برای استفاده از رکوردهای نزدیک گسل، مؤلفه‌ی جهت عمود بر گسل انتخاب شده‌است [35].

برای مقیاس کردن رکوردهای لرزه‌ای مطابق دستورالعمل FEMAP695 ابتدا به نرمالایز کردن رکوردها (Normalization of Records) پرداخته شده‌است. نرمالایز کردن رکورد باعث کاهش پراکندگی‌های ناشی از سناریو و نهایتاً حذف بخشی از عدم قطعیت به نام unwarranted variability (همانند؛ بزرگا، فاصله از گسل، نوع گسلش و جنس خاک) می‌شود، بدون این که تنوع محتوای فرکانسی رکورد را تغییر دهد [34].

$$NM_i = \text{Mean}(PGV_{PEER,i}) / PGV_{PEER,i} \quad (9)$$

در رابطه‌ی فوق، پارامتر NM_i ضریب نرمالایز رکورد i ام، $PGV_{PEER,i}$ حداکثر شتاب زمین رکورد i ام و $\text{mean}(PGV_{PEER,i})$ برابر با متوسط مجموعه‌ی $PGV_{PEER,i}$ می‌باشد. در شبیه‌سازی‌های دوبعدی، برای مقیاس رکوردها، معمولاً مطابق آیین‌نامه‌ی ASCE7 [36] در محدوده‌ی 0.2T1 الی 1.5T1 میانه‌ی طیف رکوردها

سه نوع رکورد لرزه‌ای موردنظر، در این قسمت به بررسی تلاش‌ها و پاسخ‌های میانه‌ی حداکثر دیوارها پرداخته شده‌است. سازه‌های بهینه ابتدا با تعیین ضرایب مطلوبیت انتخاب شده‌است و سپس کنترل‌های حداکثر دریافت و حداکثر نسبت تنش در کابل برای بررسی سازه‌های بهینه انجام شده‌است و در صورت عدم ارضای این دو کنترل، سازه‌ی بهینه با توجه به ضرایب مطلوبیت بالاتر انتخاب می‌گردد.

حداکثر جابه‌جایی نسبی میان - طبقه‌ای

شکل (۱۰) میانه‌ی حداکثر جابه‌جایی نسبی میان - طبقه‌ای دیوار سازه‌ی ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، سازه‌ها تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای رفتار متفاوتی از خود نشان می‌دهند. تحت رکوردهای NF- Pulse، جابه‌جایی‌های نسبی ایجاد شده مقدار بیشتری نسبت به سایر رکوردها در این سازه دارد. با مقایسه‌ی سیستم پایه - گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه مشاهده می‌شود که با دوگانه کردن سیستم و هم‌چنین کاهش مساحت کابل‌های مورداستفاده مقادیر جابه‌جایی پس‌ماند میان - طبقه‌ای بیشتری در سازه ایجاد می‌گردد.

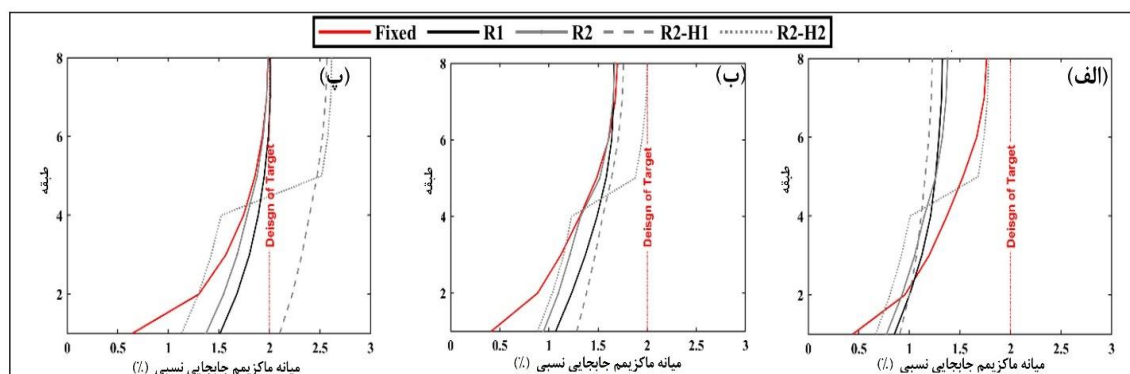
$$dc_3 = \frac{\left(\frac{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i - \text{Max. Residual Drift Rj}_i}{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i} \right)_{ns}}{dc_2, dc_1}$$

(۱۳)

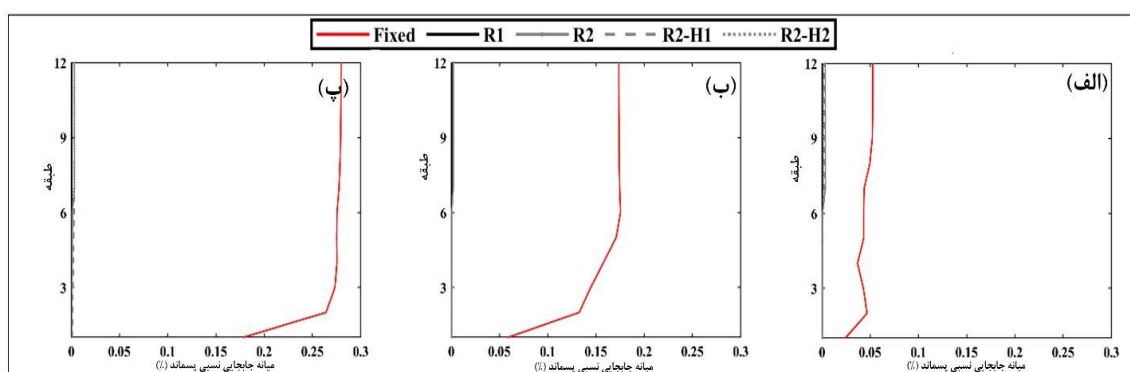
در روابط فوق dc_1 ، dc_2 و dc_3 به ترتیب ضرایب مطلوبیت جزئی مربوط به خمش، برش و جابه‌جایی نسبی پس‌ماند بعد از زلزله در سیستم می‌باشد. مقادیر dc_1 ، dc_2 و dc_3 به عنوان حداکثر ایجاد شده در طبقات انتخاب می‌گردد. $\overline{\text{Max. Moment R1}_1}$ و $\overline{\text{Max. Moment Rj}_1}$ میانه مقادیر حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در طبقه‌ی ns م به ترتیب مربوط به دیوار $R1$ و Rj می‌باشد. دیوار Rj دیوار پایه - گهواره‌ای و یا گهواره‌ای دوگانه مورد بررسی می‌باشد. اندیس i نشان‌دهنده‌ی رکورد مورد بررسی می‌باشد. همین‌طور برای تعریف ضریب مطلوبیت برش از کلمه‌ی Shear در روابط استفاده شده‌است. $\overline{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_1}$ و $\overline{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_1}$ به ترتیب میانه‌ی مقادیر حداکثر جابه‌جایی نسبی پس‌ماند ایجاد شده در طبقه ns م به ترتیب مربوط به دیوار پایه - گیردار و Rj می‌باشد.

نتایج تحقیق و بحث در نتایج

برای بررسی رفتار بهینه‌ی سازه‌های مورد بررسی تحت



شکل ۱۰ مقایسه‌ی میانه‌ی حداکثر جابه‌جایی نسبی میان - طبقه‌ای دیوار سازه‌ی ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای: (الف) FF، (ب) NF-No Pulse و (پ) NF- Pulse



شکل ۱۱ مقایسه‌ی میانه‌ی جابه‌جایی نسبی پس‌ماند میان- طبقه‌ای سازه‌ی ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای: (الف) FF، (ب) NF- Pulse و (پ) NF- No Pulse

جابه‌جایی نسبی پس‌ماند میان- طبقه‌ای

شکل (۱۱) میانه‌ی جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند طبقات سازه‌ی ۱۲ طبقه را تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌ای نشان می‌دهد. براساس این شکل می‌توان گفت مقادیر جابه‌جایی نسبی پس‌ماند در طبقات دیوارهای گهواره‌ای نسبت به دیوارهای پایه- گیردار، مقدار اندکی است و قابل صرف‌نظر است. همچنین می‌توان گفت که نوع رکورد لرزه‌ای در ایجاد مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند در سازه می‌تواند تأثیرگذار باشد. البته باتوجه به این که در سازه‌های گهواره‌ای این اختلاف ناچیز است، می‌توان گفت در این سازه‌ها رکوردهای لرزه‌ای بر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند سازه‌ها بی‌تأثیر بوده‌است. در صورتی که نوع رکورد لرزه‌ای بر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند سازه‌های با پایه- گیردار می‌تواند تأثیر به‌سزایی داشته باشد.

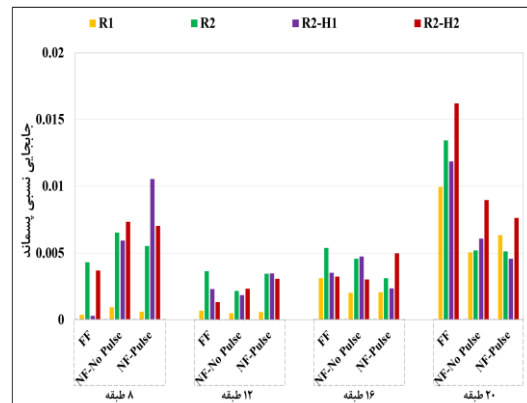
به‌منظور مقایسه‌ی بیشتر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند کل سازه‌های مرکزگرای گهواره‌ای، شکل (۱۲) به‌صورت مقادیر حداکثر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند طبقات سازه تنظیم شده‌است. در کلیه‌ی سازه‌ها مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند کمتر از ۰,۰۰۰۲ می‌باشد.

حداکثر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند در سازه‌های گهواره‌ای ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای به‌ترتیب برابر با ۰,۰۰۰۰۴، ۰,۰۰۰۰۵ و ۰,۰۰۰۱۶ می‌باشد. با مقایسه‌ی دیوارهای پایه- گهواره‌ای (R1) با دیوارهای گهواره‌ای دوگانه می‌توان گفت حداکثر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند دیوارهای گهواره‌ای دوگانه افزایش یافته‌است. حداکثر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند دیوارهای R1 با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد.

پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت تأثیر (۱) نسبت فرکانس طبیعی اصلی سازه به محتوای فرکانسی رکورد لرزه‌ای و (۲) شکل طیف پاسخ مربوط به رکورد لرزه‌ای، می‌باشند. اثر توأم این دو عامل در حالات مختلف، می‌تواند در رفتار سازه‌ها تأثیرگذار باشد. به‌طور کلی با افزایش ارتفاع سازه مقادیر دریفت پس‌ماند در سیستم‌های مورد بررسی افزایش می‌یابد. برخلاف این موضوع، در سازه‌های مورد بررسی ۸ طبقه، افزایش دریفت پس‌ماند نسبت به سازه‌ی ۱۲ و ۱۶ طبقه مشاهده می‌شود. این موضوع به‌علت نزدیک بودن پریود غالب رکوردهای نزدیک گسل به دوره‌ی تناوب طبیعی مود اول سازه (که برابر با ۰,۹ ثانیه است) می‌باشد.

یافته‌است. این افزایش برش تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای متفاوت است و تحت رکوردهای لرزه‌ای FF و NF-No Pulse نسبت به NF-Pulse بیشتر مشاهده می‌گردد. اختلاف بین حداکثر برش در دیوارهای R1 نسبت به دیوارهای گهواره‌ای دوگانه در طبقات فوقانی علاوه بر پایه نیز مشاهده می‌شود. همان‌طور که نشان داده شده‌است R2-H1 و R2-H2 به ترتیب در طبقات تحتانی و فوقانی مؤثرتر واقع شده‌است.

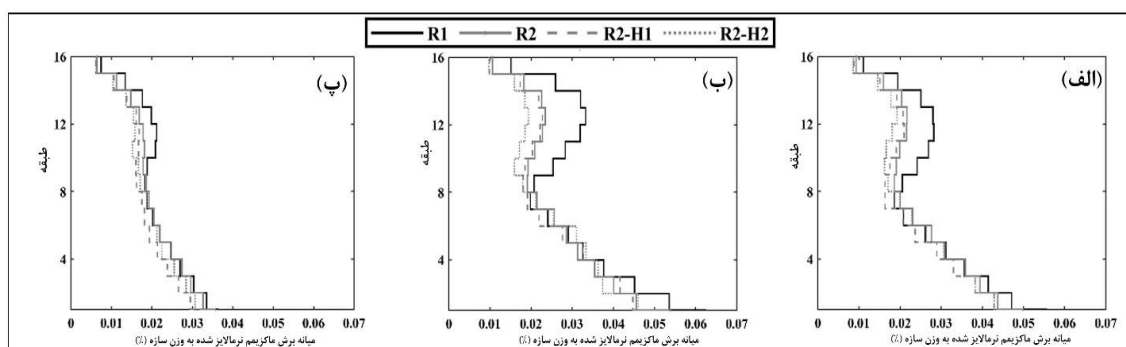
در دیوار R2-H1 در طبقات تحتانی مساحت کابل‌های پیش‌تنیده کاهش پیدا کرده‌است. این باعث شده‌است که در نیمه‌ی پایینی دیوار تغییر شکل‌های بیشتری تجربه شود و جاذب‌های انرژی در پایین دیوار جذب انرژی بهتری از خود نشان دهند و این موضوع باعث کاهش برش در طبقات پایین دیوار شده‌است. در دیوار R2-H2 نیز این موضوع حاکم است. با کاهش سختی کابل‌ها در نیمه‌ی فوقانی دیوار جاذب‌های انرژی در این بلوک بهتر عمل می‌کنند و جذب انرژی بالاتری از خود نشان می‌دهند.



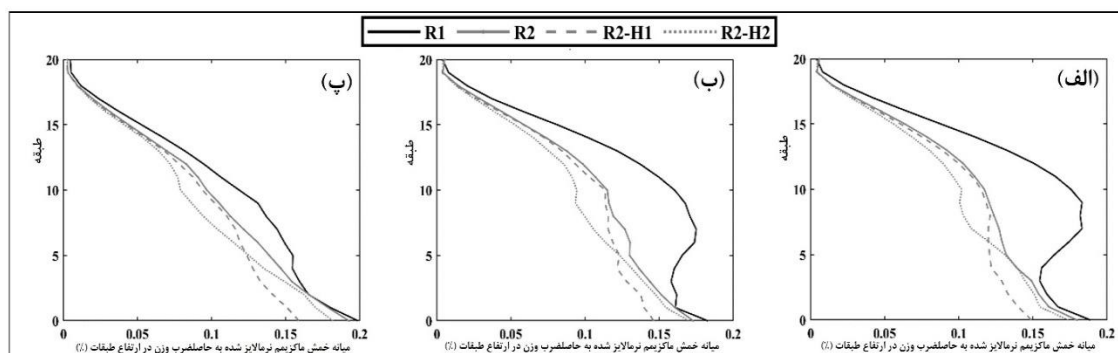
شکل ۱۲ مقایسه‌ی حداکثر میانه‌ی دررفت پس‌ماند میان طبقه‌ای دیوارها تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای

حداکثر برش دیوار

اثر موده‌های بالاتر در سیستم‌های پایه- گهواره‌ای به صورت افزایش برش در هسته می‌تواند مشاهده گردد. شکل (۱۳) مقادیر میانه‌ی حداکثر برش دیوار ۱۶ طبقه به صورت نرمال شده به وزن طبقه را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر حداکثر برش در دیوارهای R1 نسبت به دیوارهای R2 افزایش



شکل ۱۳ مقایسه‌ی میانه‌ی حداکثر برش ایجاد شده در دیوار سازه‌ی ۱۶ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای: (الف) FF، (ب) NF-No Pulse و (پ) NF-Pulse



شکل ۱۴ مقایسه‌ی میانه‌ی حداکثر خمش ایجادشده در دیوار سازه‌ی ۲۰ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای: (الف) FF، (ب) NF-No، Pulse و (پ) NF-Pulse

حداکثر لنگر خمشی دیوار

همان‌طور که در قسمت‌های قبل گفته‌شد، اثر موده‌ای بالاتر در سیستم‌های پایه-گهواره‌ای به‌صورت افزایش خمش در هسته می‌تواند مشاهده گردد. شکل (۱۴) مقادیر میانه‌ی حداکثر خمش دیوار ۲۰ طبقه به‌صورت نرمال‌شده به حاصل ضرب وزن در ارتفاع طبقات را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر حداکثر خمش در دیوارهای R1 نسبت به دیوارهای گهواره‌ای دوگانه افزایش یافته‌است. این تلاش‌ها ممکن است در طراحی نادیده گرفته شود و از روش‌های تحلیلی استاتیکی معادل قابل پیش‌بینی نیست و باعث ایجاد آسیب ناخواسته در هسته‌ی سازه می‌شود. همان‌طور که از نمودارهای سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف مشخص است، اثرات موده‌ای بالاتر در شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse و NF-No Pulse نسبت به NF-Pulse بیشتر بوده و تلاش‌های خمشی بیشتری در ارتفاع ناشی از این دو نوع شتاب‌نگاشت قابل مشاهده‌است. مشابه کاهش برش در طبقات دیوارهای گهواره‌ای دوگانه R2-H1 و R2-H2 به‌ترتیب در طبقات تحتانی و فوقانی مؤثرتر واقع شده‌است.

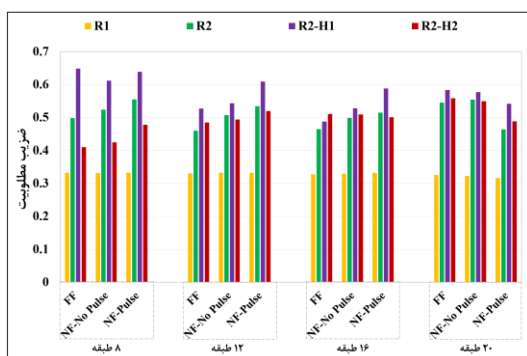
در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها دو عامل (۱) نسبت فرکانس طبیعی اصلی سازه به محتوای فرکانسی رکورد لرزه‌ای و

(۲) شکل طیف پاسخ مربوط به رکورد لرزه‌ای، می‌تواند تأثیرگذار باشد. به این دلیل در سیستم‌های سازه‌ای گهواره‌ای مورد بررسی، شتاب‌نگاشت‌های FF و NF-No Pulse تأثیر بیشتری در افزایش اثرات موده‌ای بالاتر در سیستم ایجاد می‌کنند. در دیوار R2-H1 در طبقات تحتانی مساحت کابل‌های پیش‌تنیده کاهش پیدا کرده‌است. این باعث شده‌است که در نیمه‌ی پایینی دیوار، مقاومت خمشی سیستم کاهش پیدا کند و بیشتر از ظرفیت مقطع موجود، تلاش‌های خمشی افزایش نیابد. این کنترل در تلاش‌های خمشی باعث مؤثرتر بودن این دیوار در قسمت تحتانی می‌شود. در دیوار R2-H2 نیز این موضوع حاکم است. با کاهش سختی کابل‌ها در نیمه‌ی فوقانی دیوار، تلاش خمشی در قسمت فوقانی کنترل می‌شود و تأثیر به‌سزایی در قسمت فوقانی در کاهش تلاش‌های خمشی مشاهده می‌گردد.

حداکثر جابه‌جایی نسبی بام

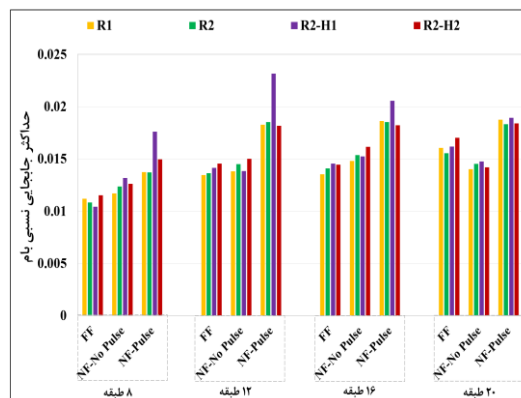
شکل (۱۵) میانه‌ی حداکثر جابه‌جایی نسبی بام را نشان می‌دهد. حداکثر مقادیر جابه‌جایی نسبی بام تحت شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse، اتفاق می‌افتد. در بین دیوارهای مورد بررسی تحت شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse، دیوار گهواره‌ای دوگانه R2-H1 بحرانی‌تر از نظر

(R2-H1) مقادیر بیشتری داشته‌است. هم‌چنین باتوجه به این‌که ضرایب مطلوبیت برشی و خمشی سیستم R1 برابر با صفر می‌باشد، مطلوبیت این سیستم وابسته به ضریب مطلوبیت جابه‌جایی نسبی پس‌ماند می‌باشد که تقریباً نزدیک به یک است. حداکثر ضریب مطلوبیت سازه تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سازه‌های ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب برابر با ۰،۶۵، ۰،۶۱، ۰،۵۹ و ۰،۵۸ می‌باشد. شکل (۱۶) نشان می‌دهد که ضرایب مطلوبیت در سازه‌های ۸ طبقه نسبت به سایر سازه‌ها دارای مقدار بیشتری است. دلیل این موضوع بالا بودن ضریب مطلوبیت برشی در این سازه است. اکثر تحقیقات [۱۶] و [۱۷] مطلوبیت سیستم را به صورت کاهش لنگر خمشی بررسی می‌کنند. در این تحقیق علاوه بر مطلوبیت لنگر خمشی، ضریب مطلوبیت برشی نیز در نظر گرفته شده‌است. این موضوع در سازه‌ی ۸ طبقه باعث افزایش ضریب مطلوبیت کلی به علت بالا بودن ضریب مطلوبیت برشی (حدود ۲۰ درصد)، شده‌است (به‌ویژه در دیوار R2-H1). در دیوار R2-H1 به علت کاهش مساحت کابل در نیمه‌ی پایین دیوار، جاذب‌های انرژی کرنش‌های پلاستیک بیشتری را تجربه کرده‌اند و لذا منجر به اتلاف انرژی بیشتری شده‌اند و در نتیجه تلاش‌های ایجادشده از جمله برش پایه کمتر بوده‌اند. این موضوع افزایش مطلوبیت برشی را به همراه داشته‌است.



شکل ۱۶ ضرایب مطلوبیت دیوارهای سازه‌ای موردبررسی تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای

ایجاد حداکثر جابه‌جایی بام می‌باشد. حداکثر جابه‌جایی نسبی بام تحت NF-Pulse در سازه‌ی ۱۲ طبقه R2-H1 با مقدار ۲،۳ درصد است.



شکل ۱۵ میانه‌ی حداکثر جابه‌جایی نسبی بام تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌ای

انتخاب سازه‌های بهینه با استفاده از ضرایب مطلوبیت

در ادامه برای بررسی سازه‌های مدنظر، درصد کاهش لنگر و برش سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت به حالت گهواره‌ای و درصد کاهش دررفت پس‌ماند میان طبقه‌ای نسبت به حالت پایه گیردار به صورت ضریب مطلوبیت پرداخته شده‌است. باتوجه به این‌که حداکثر اثرات مودهای بالا به صورت افزایش خمش و برش در سیستم گهواره‌ای اتفاق افتاده‌است، مقادیر تلاش‌های سیستم‌های گهواره‌ای دوگانه نسبت به این سیستم مورد مقایسه قرار گرفته‌است. هم‌چنین مقادیر حداکثر دررفت پس‌ماند میان-طبقه‌ای در سیستم پایه-گیردار اتفاق می‌افتد، پس برای بررسی دررفت‌های پس‌ماند میان-طبقه‌ای سازه‌های پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه نسبت به حالت پایه-گیردار موردبررسی قرار گرفته‌است. ضرایب مطلوبیت به صورت میانگین سه ضریب مطلوبیت خمشی، برشی و جابه‌جایی نسبی پس‌ماند میان-طبقه‌ای در شکل (۱۶) نشان داده شده‌است. در اکثر حالات ضرایب مطلوبیت سیستم گهواره‌ای دوگانه با کاهش مساحت کابل در پایه

برای dc_1 ، dc_2 و dc_3 برابر با ۴۰، ۱۹ و ۹۹ درصد می‌باشد. ضرایب مطلوبیت دیوار R2-H1 تحت شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse، به ترتیب برای dc_1 ، dc_2 و dc_3 برابر با ۶۷، ۹ و ۹۹ درصد می‌باشد. همان‌طور که مشخص است دوگانه کردن سیستم‌های گهواره‌ای در کاهش خمش مؤثرتر از کاهش برش عمل می‌کند.

گزینش سازه‌های بهینه

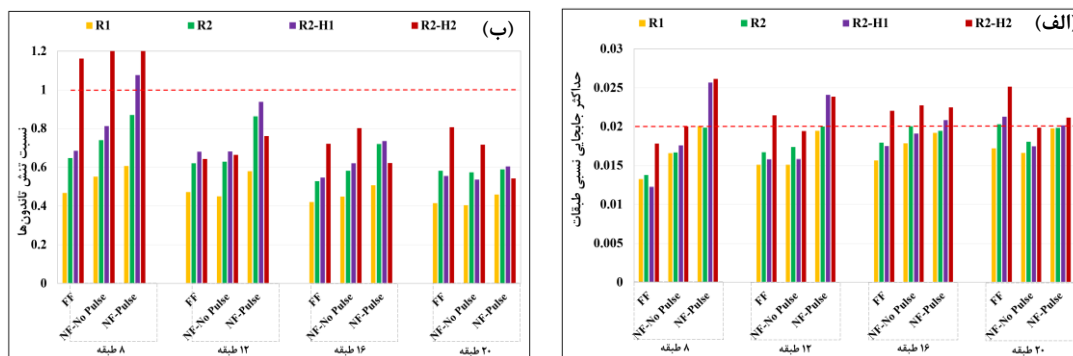
طراحی سازه‌ی پایه-گهواره‌ای با کنترل ۲ درصد جابه‌جایی نسبی بین طبقات انجام شده‌است. باتوجه به این‌که در این مقاله رکوردهای لرزه‌ای متنوع و هم‌چنین سیستم‌های گهواره‌ای مختلف موردبررسی قرار گرفته‌است، تقاضاهای جابه‌جایی نسبی میان-طبقه‌ای ممکن است افزایش یابد. به‌منظور ارزیابی این نکته، در شکل (۱۷-الف) حداکثر جابه‌جایی نسبی میان-طبقه‌ای نشان داده شده‌است. مطابق این شکل سازه‌های بهینه پیشنهادی جدول (۱) تحت بعضی از رکوردهای لرزه‌ای جوابگو نمی‌باشند. به‌طور مثال R2-H1 تحت NF-Pulse، حداکثر جابه‌جایی نسبی میان-طبقه‌ای برابر با ۲٫۱ درصد می‌باشد و سازه‌ی پیشنهادی به R2 تغییر یافته‌است. برای سایر سازه‌ها نیز ابتدا جابه‌جایی‌های نسبی پس‌ماند میان-طبقه‌ای و سپس حداکثر تنش ایجادشده در کابل‌ها بررسی شده‌است. حداکثر تنش ایجادشده در کابل‌ها مطابق شکل (۱۷-ب) می‌باشد. مطابق این جدول در تعدادی سازه‌ی گهواره‌ای دوگانه‌ی ۸ طبقه تنش در کابل‌ها بیش از مقدار مجاز ۱ شده‌است. در سایر سازه‌ها از نظر وقوع حداکثر تنش ایجادشده در کابل‌ها، ایمن می‌باشد. جدول (۲) سازه‌های گهواره‌ای دوگانه‌ی پیشنهادی بهینه را باتوجه به ضرایب مطلوبیت و گزینش سازه‌ای نشان می‌دهد.

در این تحقیق برای هر سازه مطابق جدول (۱)، دیوارهای دوگانه‌ی پیشنهادی تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای ارائه شده‌است که استفاده از این دیوارها می‌توان عملکرد مطلوب‌تری برای هر نوع سازه تحت هر رکورد لرزه‌ای ایجاد کند. مطابق این جدول استفاده از سیستم‌های دوگانه در ارتفاع با کاهش مساحت کابل در بلوک تحتانی (R2-H1) می‌تواند تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف مؤثرتر واقع گردد. البته در سازه‌ی ۱۶ طبقه تحت رکوردهای FF، سیستم‌های دوگانه در ارتفاع با کاهش مساحت کابل در بلوک فوقانی (R2-H2) مؤثرتر واقع شده‌است. دقت شود جدول (۱) تعیین مقاطع گهواره‌ای، بدون کنترل حداکثر جابه‌جایی نسبی و حداکثر تنش ایجادشده در کابل می‌باشد. این کنترل‌ها برای انتخاب دیوار بهینه باید انجام شود.

جدول ۱ سازه‌های گهواره‌ای دوگانه پیشنهادی بهینه باتوجه به ضرایب مطلوبیت

سازه	FF	NF-No Pulse	NF-Pulse
۸ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2-H1
۱۲ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2-H1
۱۶ طبقه	R2-H2	R2-H1	R2-H1
۲۰ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2-H1

به‌طور مثال برای سازه‌ی ۱۶ طبقه تحت رکوردهای FF، NF-No Pulse و NF-Pulse به ترتیب دیوارهای گهواره‌ای دوگانه R2-H1، R2-H2 و R2-H1 پیشنهاد می‌گردد. ضرایب مطلوبیت دیوار R2-H2 تحت شتاب‌نگاشت‌های FF، به ترتیب برای dc_1 (ضریب مطلوبیت خمشی)، dc_2 (ضریب مطلوبیت برشی) و dc_3 (ضریب مطلوبیت جابه‌جایی نسبی پس‌ماند) برابر با ۳۹، ۱۶ و ۹۸ درصد می‌باشد. ضرایب مطلوبیت دیوار R2-H1 تحت شتاب‌نگاشت‌های NF-No Pulse، به ترتیب



شکل ۱۷ ارزیابی دیوارهای سازه‌ای مورد بررسی تحت انواع رکورد لرزه‌ای: (الف) حداکثر جابه‌جایی نسبی میان-طبقه‌ای و (ب) حداکثر تنش ایجاد شده در کابل‌های پیش‌تنیده

جدول ۲ سازه‌های گهواره‌ای دوگانه پیشنهادی بهینه باتوجه به ضرایب مطلوبیت و گزینش سازه‌ای

سازه	FF	NF-No Pulse	NF-Pulse
طبقه ۸	R2-H1	R2-H1	R2
طبقه ۱۲	R2-H1	R2-H1	R2
طبقه ۱۶	R2-H1	R2-H1	R2
طبقه ۲۰	R2	R2-H1	R2-H1

تغییر داده شده‌است.

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی اثرات زلزله‌های دور (FF) و نزدیک گسل دارای پالس (NF-Pulse) و بدون پالس (NF-No Pulse) در سازه‌های مرکزگرای گهواره‌ای پرداخته شده‌است. دیوارهای مرکزگرا شامل دو نوع پایه-گهواره‌ای (R1) و گهواره‌ای دوگانه مورد بررسی قرار گرفتند. دیوارهای گهواره‌ای دوگانه خود دارای سه نوع بدون کاهش مساحت کابل (R2)، با کاهش مساحت کابل در بلوک تحتانی (R2-H1) و با کاهش مساحت کابل در بلوک فوقانی (R2-H2) می‌باشند. سازه‌های مورد بررسی دارای تعداد طبقات ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ بودند. مدل‌ها در نرم‌افزار OpenSEES و به صورت دویبعدی تحت

جدول (۲) به صورت کلی مؤثرتر بودن دیوارهای گهواره‌ای دوگانه را نسبت به پایه-گهواره‌ای نشان می‌دهد. از آن‌جا که تحت اثر رکوردهای NF-Pulse، غالباً جابه‌جایی‌های نسبی زیاد ایجاد می‌شود، سیستم دیوار-گهواره‌ای دوگانه بدون کاهش مساحت کابل (R2) انتخاب شده‌است. به‌طوری‌که در سازه‌های ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه، دیوار R2 و صرفاً در سازه‌ی ۲۰ طبقه، دیوار R2-H1 انتخاب شده‌است. در سیستم‌های دیوار گهواره‌ای تحت رکوردهای NF-No Pulse مشکل جابه‌جایی نسبی زیاد و یا نسبت تنش بالا در کابل مشاهده نمی‌شود و لذا دیوار R2-H1 انتخاب شده‌است. در سیستم‌های دیوار گهواره‌ای تحت رکوردهای FF دیوار R2-H1 در سازه‌های ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه مؤثر عمل کرده‌است ولی در سازه‌ی ۲۰ طبقه به علت مشکل جابه‌جایی‌های نسبی زیاد، به R2

- تحلیل‌های تاریخیچه- زمانی موردبررسی قرار گرفتند. به‌منظور مقایسه‌ی سازه‌ها و انتخاب طرح برتر گهواره‌ای، ضریب مطلوبیت به‌صورت میانگین سه ضریب درصد کاهش خمش، برش و جابه‌جایی نسبی پس‌ماند تعریف شد. خلاصه نتایج و نکات حاصل از این تحقیق به‌صورت زیر قابل اشاره است:
۱. در سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌ای جابه‌جایی نسبی پس‌ماند بسیار ناچیز و قابل صرف‌نظر می‌باشد. به‌طوری‌که حداکثر جابه‌جایی نسبی پس‌ماند در سازه‌های مورد مطالعه برابر با ۰,۰۰۰۱۸ بود.
 ۲. مود غالب حرکت در سیستم‌های مرکزگرای پایه- گهواره‌ای (R1) تحت بارهای لرزه‌ای، مود اول است. با افزایش ارتفاع سازه، اثرات مودهای بالاتر بیشتر می‌شود و تلاش‌های خمشی و برشی اضافی در هسته ایجاد می‌شود.
 ۳. برای کاهش اثرات مودهای بالا، سیستم‌های گهواره‌ای دوگانه پیشنهاد شده است. استفاده از مقاطع گهواره‌ای دوگانه با نسبت مساحت‌های کمتر از مقادیر طراحی می‌تواند تأثیر بسیار زیادی در کاهش تقاضای مودهای بالاتر در سازه داشته باشد. سازه‌های گهواره‌ای دوگانه با کاهش مساحت کابل در بلوک تحتانی (R2-H1) نسبت به سایر سازه‌های گهواره‌ای عملکرد لرزه‌ای بهتری داشتند، به‌نحوی‌که حداکثر ضریب مطلوبیت دیوار R2-H1 مربوط به سازه‌ی ۸ طبقه تحت رکوردهای لرزه‌ای FF، ۶۵ درصد بود.
 ۴. برای انتخاب طرح لرزه‌ای برتر، کنترل‌های مقاومتی و سختی آیین‌نامه انجام شد. به این منظور، حداکثر جابه‌جایی نسبی میان-طبقه‌ای و حداکثر نسبت تنش در کابل کنترل شد. کنترل‌های مزبور، طرح برتر را تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف تغییر داد. به‌عنوان مثال، دیوار سازه‌ای پیشنهادی ۲۰ طبقه تحت رکوردهای FF بدون توجه به تنش ایجادشده در کابل و حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات، R2-H1 بود، درحالی‌که، با اعمال کنترل‌های آیین‌نامه‌ای، سازه‌ی
- انتخابی به R2 تغییر پیدا کرد.
۵. از آن‌جا که تحت اثر رکوردهای NF-Pulse، غالباً جابه‌جایی‌های نسبی زیاد ایجاد می‌شود، سیستم دیوار- گهواره‌ای دوگانه بدون کاهش مساحت کابل انتخاب شده است، به‌طوری‌که در سازه‌های ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه، دیوار R2 و صرفاً در سازه‌ی ۲۰ طبقه، دیوار R2-H1 انتخاب شده است.
 ۶. در سیستم‌های دیوار گهواره‌ای تحت رکوردهای NF-No Pulse مشکل جابه‌جایی نسبی زیاد و یا نسبت تنش بالا در کابل مشاهده نمی‌شود و لذا دیوار R2-H1 انتخاب شده است.
 ۷. در سیستم‌های دیوار گهواره‌ای تحت رکوردهای FF دیوار R2-H1 در سازه‌های ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه مؤثر عمل کرده است ولی در سازه‌ی ۲۰ طبقه به‌علت مشکل جابه‌جایی‌های نسبی زیاد، به R2 تغییر داده شده است.
 ۸. علاوه بر این‌که سازه‌های گهواره‌ای دوگانه با کاهش مساحت کابل‌ها می‌توانند در کاهش تقاضاهای لرزه‌ای مفید واقع شوند، می‌توانند مساحت کابل مصرفی در سازه‌ها را نیز کاهش دهند. در پایان می‌توان گفت علاوه بر مؤثر بودن سیستم‌های جدید گهواره‌ای دوگانه در کاهش تقاضاها، این سیستم‌ها می‌توانند مرکزگرا عمل کنند و بعد از زلزله جابه‌جایی پس‌ماند را به حداقل برسانند و سازه با تعویض‌پذیری سریع اعضای آسیب‌دیده به حالت بهره‌برداری برسد.
- در ادامه‌ی پژوهش حاضر، موارد زیر برای تحقیقات آتی پیشنهاد می‌شود:
۱. از آن‌جایی که منحنی‌های شکنندگی ابزار کارآمدی برای انتخاب سازه‌های مقاوم لرزه‌ای هستند، توصیه می‌شود در کارهای آتی به بررسی منحنی‌های شکنندگی سیستم‌های گهواره‌ای پرداخته شود.
 ۲. مطالعه‌ی پارامتریک روی این سیستم‌ها می‌تواند به شناخت هرچه بهتر آنها کمک کند.
 ۳. جزئیات اتصالات سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌ای به

فونداسیون، دیافراگم و بلوک‌های تحتانی و فوقانی می‌تواند رفتار سازه را تحت تأثیر قرار دهد، لذا تحقیقات بیشتر در این حوزه نیز ضروری است.

پژوهشگران و فناوران کشور (Iran National Science Foundation: INSF) به‌خاطر حمایت مالی از این پژوهش، مراتب سپاس‌گزاری خود را اعلام نمایند.

سپاس‌گزاری

نویسندگان بر خود لازم می‌دانند از صندوق حمایت از

مراجع

1. Perez, F. J., Pessiki, S., and Sause, R., "Seismic Design of Unbonded Concrete Walls with Vertical Joint Connectors", *PCI J.*, Vol. 49, No. 1, pp. 58–79, doi: 10.15554/pcij.01012004, (2004).
2. Kurama, Y. C., "Simplified Seismic Design Approach for Friction-damped Unbonded Post-tensioned Precast Concrete Walls", *ACI Struct. J.*, Vol. 98, No. 5, pp. 705–716, (2001).
3. Pennucci, D., Calvi, G. M., and Sullivan, T. J., "Displacement- based Design of Precast Walls with Additional Dampers", *J. Earthq. Eng.*, Vol. 13, No. S1, pp. 40–65, (2009).
4. Holden, T., Restrepo, J., and Mander, J. B., "Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls," *J. Struct. Eng.*, Vol. 129, No. 3, pp. 286–296, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:3(286) , (2003).
5. Restrepo, J. I., and Rahman, A., "Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators," *J. Struct. Eng.*, Vol. 133, No. 11, pp. 1560–1570, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560) , (2007).
6. Perez, F. J., Pessiki, S., and Sause, R., "Experimental Lateral Load Response of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls,," *ACI Struct. J.*, Vol. 110, No. 6, (2013).
7. Perez, F. D. J., "Lateral Load Behavior and Design of Unbonded Post- Tensioned Precast Concrete Walls with Ductile Vertical Joint Connectors Lateral Load Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls with Ductile Vertical Joint Connectors", (1998).
8. Kurama, Y., Ph, D., Pessiki, S., and Ph, D., "Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls", *PCI J.*, No. May-June, pp. 18, (1999).
9. Kurama, Y. C., "Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls with Supplemental Viscous Damping", *ACI Struct. J.*, Vol. 97, No. 4, pp. 648–658, doi: 10.14359/7431, (2000).
10. Kurama, Y. C., "Hybrid Post-Tensioned Precast Concrete Walls for Use in Seismic Regions", *PCI J.*, Vol. 47, No. 5, pp. 36–59, doi: 10.15554/pcij.09012002.36.59, (2002).
11. Eatherton M. R., *et al.*, "Design Concepts for Controlled Rocking of Self-centering Steel-braced Frames", *J. Struct. Eng.*, Vol. 140, No. 11, pp. 4014082, (2014).

12. Ma, X., Eatherton, M., Hajjar, J., Krawinkler, H., and Deierlein, G., "Seismic Design and Behavior of Steel Frames with Controlled Rocking—Part II: Large Scale Shake Table Testing and System Collapse Analysis", *ASCE Struct. Congr.*, No. 2, pp. 1534–1543, doi: doi:10.1061/41130(369)139, (2010).
13. Wiebe, L., Christopoulos, C., and Pampanin, S., "Seismic Response of Self-centering Base-rocking Steel Structures", in *Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, (2007).
14. Wiebe, L. D. A., "Design of Controlled Rocking Steel Frames to Limit Higher Mode Effects", (2013).
15. Wiebe, L., and Christopoulos, C., "A Cantilever Beam Analogy for Quantifying Higher Mode Effects in Multistorey Buildings", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 44, No. 11, pp. 1697–1716, (2015).
16. Wiebe, L., and Christopoulos, C., "Mitigation of Higher Mode Effects in Base-rocking Systems by Using Multiple Rocking Sections", *J. Earthq. Eng.*, Vol. 13, No. 1 SUPPL. 1, pp. 83–108, doi: 10.1080/13632460902813315, (2009).
17. Khanmohammadi, M., and Heydari, S., "Seismic Behavior Improvement of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings Using Multiple Rocking Systems", *Eng. Struct.*, Vol. 100, pp. 577–589, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.06.043, (2015).
18. Kang, S.-M., Kim, O.-J., and Park, H.-G., "Cyclic Loading Test for Emulative Precast Concrete Walls with Partially Reduced Rebar Section", *Eng. Struct.*, Vol. 56, pp. 1645–1657, (2013).
19. Shoujun, W., Peng, P., and Dongbin, Z., "Higher Mode Effects in Frame Pin- supported Wall Structure by Using a Distributed Parameter Model", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 45, No. 14, pp. 2371–2387, (2016).
20. Wu, D., Zhao, B., and Lu, X., "Dynamic Behavior of Upgraded Rocking Wall-moment Frames Using an Extended Coupled-two-beam Model", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, Vol. 115, No. January, pp. 365–377, doi: 10.1016/j.soildyn.2018.07.043, (2018).
21. Hasan, M. R., "Parametric Study and Higher Mode Response Quantification of Steel Self-Centering Concentrically-Braced Frames", University of Akron, (2012).
22. Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., and Leclerc, M., "Mechanisms to Limit Higher Mode Effects in a Controlled Rocking Steel Frame. 1: Concept, Modelling, and Low-amplitude Shake Table Testing", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 42, No. 7, pp. 1053–1068, doi: 10.1002/eqe.2259, (2013).
23. Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., and Leclerc, M., "Mechanisms to Limit Higher Mode Effects in a Controlled Rocking Steel Frame. 2: Large- amplitude Shake Table Testing", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 42, No. 7, pp. 1069–1086, (2013).
24. Steele T. C., and Wiebe, L. D. A., "Reducing the Forces in Controlled Rocking Steel Braced Frames Using Partial Ductile Behavior", in *11 U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, No. June, (2018).

25. Steele, T. C., and Wiebe, L. D. A., "Dynamic and Equivalent Static Procedures for Capacity Design of Controlled Rocking Steel Braced Frames", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 45, No. 14, pp. 2349–2369, (2016).
26. Li, T., Berman, J. W., and Wiebe, R., "Parametric Study of Seismic Performance of Structures with Multiple Rocking Joints", *Eng. Struct.*, Vol. 146, pp. 75–92, (2017).
27. Buddika, H. A. D. S., Ph, D., Wijeyewickrema, A. C., and Ph, D., "Seismic Shear Forces in Post-Tensioned Hybrid Precast Concrete Walls", *J. Struct. Eng.*, Vol. 144, No. (2009), doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002079, (2018).
28. Najam, F. A., Qureshi, M. I., Warnitchai, P., and Mehmood, T., "Prediction of Nonlinear Seismic Demands of High-rise Rocking Wall Structures Using a Simplified Modal Pushover Analysis Procedure", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, Vol. 27, No. 15, pp. 1–20, doi: 10.1002/tal.1506, (2018).
29. Qureshi, M. I., and Warnitchai, P., "Reduction of Inelastic Seismic Demands in a Mid-rise Rocking Wall Structure Designed Using the Displacement-based Design Procedure", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, Vol. 26, No. 2, pp. e1307, (2017).
30. Panagiotou, M., and Restrepo, J. I., "Dual-plastic Hinge Design Concept for Reducing Higher-mode Effects on High-rise Cantilever Wall Buildings", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 38, No. 12, pp. 1359–1380, (2009).
31. Arabzadeh H., and Galal, K., "Seismic-response Analysis of RC C-shaped Core Walls Subjected to Combined Flexure, Shear, and Torsion", *J. Struct. Eng.*, Vol. 144, No. 10, pp. 4018165, (2018).
32. Standards, N. Z., "Appendix B: Special Provisions for the Seismic Design of Ductile Jointed Precast Concrete Structural Systems", NZS 3101: 2006, Concrete Standard. Wellington New Zealand, (2006).
33. Orakcal, K., and Wallace, J. W., "Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls-experimental Verification", *ACI Mater. J.*, Vol. 103, No. 2, pp. 196, (2006).
34. FEMA, FEMA P695 :Quantification of Building Seismic Performance Factors. US Department of Homeland Security, FEMA, (2009).
35. Archila, M., "Directionality Effects of Pulse-like Near Field Ground Motions on Seismic Response of Tall Buildings", University of British Columbia, (2014).
36. ASCE/SEI 7, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)", (2016).

بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن ذخیره‌ی مایع روزمینی بیضوی دوقلو*

مقاله پژوهشی

رضا لطفی^(۱) مسعود محمودآبادی^(۲) احسان دهقانی^(۳)

چکیده در این تحقیق، رفتار لرزه‌ای مخازن روزمینی بیضوی دوقلو مورد مطالعه قرار گرفته است. اساساً مخزن سازه‌ای است که برای ذخیره‌ی انواع مایع به کار می‌رود و در انواع زمینی و هوایی و نیز بتنی و فولادی کاربرد گسترده‌ای در تصفیه‌خانه‌ها و پالایشگاه‌ها و کارخانه‌ها دارد. در این تحقیق مخازن بیضوی روزمینی یک‌قلو و دوقلو در حالت‌های مختلف کشیدگی و لاغری مخزن، تحت زلزله‌های کیپ و طیس به‌طور هم‌زمان در جهات طولی و عرضی با استفاده از نرم‌افزار فلونت به روش حجم محدود، تحت تحلیل دینامیکی قرار گرفته‌اند و پارامترهای فشار ماکزیمم ضربه‌ای و ارتفاع ماکزیمم موج حالت‌های متناظر با هم مقایسه شده‌اند. با بررسی نمودارهای به دست آمده مشخص شد که درصد کاهش پارامترهای فشار ماکزیمم ضربه‌ای و ارتفاع ماکزیمم موج به واسطه‌ی تقسیم مخزن، در مخازن لاغرتر بیشتر است. هم‌چنین مشخص گردید که درصد کاهش پارامترهای فشار ماکزیمم ضربه‌ای و ارتفاع ماکزیمم موج به واسطه‌ی تقسیم مخزن، در مخازن کشیده‌تر بیشتر می‌باشد.

واژه‌های کلیدی تحلیل لرزه‌ای، مخزن بیضوی، تقسیم مخزن، کاهش تلاطم.

Study of the Seismic Behavior of the on-ground Bipartite Elliptical Liquid Storage Tanks

R. Lotfi M. Mahmoudabadi E. Dehghani

Abstract The seismic behavior of the on ground bipartite elliptical tanks has been investigated in the current study. Basically, the tank is a structure used to store different types of fluid, and it is also widely used in refineries, sewage treatment plants and factories in the form of on ground and elevated tanks made from concrete and steel. The monoplate and double on ground elliptical tanks have been dynamically analyzed under Cape and Tabas earthquakes simultaneously in the longitudinal and transverse directions in various conditions of prolateness and slenderness of the tank and the maximum impulsive pressure and the maximum wave height parameters of corresponding cases have been compared with each other in the current research. By study of the concluded diagrams, it was revealed that the reduction percent of the maximum impulsive pressure and the maximum wave height parameters due to partitioning of the tank is higher in more slender tanks. It also was revealed that the reduction percent of the maximum impulsive pressure and the maximum wave height parameters due to partitioning of the tank is higher in more prolate tanks.

Key Word Seismic analysis, Elliptical tank, Tank partitioning, Sloshing mitigation.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۳۹۹/۱۰/۱۲ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۲/۱۳ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران،

(۲) نویسنده مسئول: استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

(۳) استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

مقدمه

آب ضروری‌ترین ماده برای حیات انسان است و در سایر فعالیت‌های بشر مثل فعالیت‌های صنعتی و بهداشتی و کشاورزی نیز کاربرد گسترده‌ای دارد. از این‌رو انسان از دیرباز به دنبال یافتن روش‌هایی برای کنترل و ذخیره و هدایت آب برای اهداف مختلف خود بوده است. ساخت آب‌انبارها و آب‌بندها و شبکه‌های قنات نمونه‌ای از تلاش‌های بشر در این زمینه به‌شمار می‌رود.

مخزن سازه‌ای است که برای ذخیره‌ی انواع مایع به‌کار می‌رود و در انواع زمینی و هوایی و نیز بتنی و فولادی کاربرد گسترده‌ای در تصفیه‌خانه‌ها و پالایشگاه‌ها و کارخانه‌ها دارد. با توجه به اعمال نیروهای دینامیکی و هیدرودینامیکی عظیم به یک مخزن بزرگ در هنگام زلزله و اهمیت زیاد تداوم عملکرد کامل سازه‌ی مذکور در شرایط بحرانی، مطالعه‌ی رفتار لرزه‌ای آن از اهمیت بالایی برخوردار است.

در گذشته برای تحلیل و طراحی مخزن از روش‌های دستی ساده‌ای استفاده می‌شد که روش‌های مذکور به دلیل محدودیت‌های علمی و تکنولوژیک فاقد توانایی احتساب مسائل پیچیده‌ی علمی در تحلیل و طراحی بودند، اما امروزه با گسترش دانش اجزای محدود و تقویت سخت‌افزاری کامپیوترها و همچنین پیشرفت نرم‌افزارهای کامپیوتری مختلف مثل آنسیس، امکان احتساب مسائل پیچیده‌ی علمی در تحلیل و طراحی مخازن فراهم گردیده است.

آنسیس دارای قابلیت مدل‌سازی سه‌بعدی انواع سازه‌های پیچیده به همراه محیط خاک و سیال مجاور آنها و نیز المان‌های جامد و سیال سه‌بعدی متنوعی با قابلیت‌های رفتاری گوناگون مانند کشسانی و مومسانی و اصطکاک و میرایی و هیبریدی می‌باشد، لذا در این تحقیق برای انجام تحلیل اجزای محدود از این نرم‌افزار استفاده شده است.

مسرول و فورتینی در سال ۱۹۸۷ دینامیک تلاطم مایع را در یک مخزن چنبره‌گونی مطالعه نمودند [1].

بائور و ایدل در سال ۱۹۸۹ نوسانات مایع را در یک مخزن بیضی‌گونی تحت مطالعه قرار دادند [2]. بارنیاک در سال ۱۹۹۷ نوسانات نرمال یک مایع لزج را در یک مخزن استوانه‌ای مدور افقی که تا قسمتی با مایع پر شده است، مورد بررسی قرار داد [3]. بائور در سال ۱۹۹۹ نوسانات مایع غیرلزج را در مخازن استوانه‌ای بیضوی افقی مطالعه نمود [4]. بائور و ایدل در سال ۲۰۰۰ نوسانات آزاد و اجباری یک مایع بی‌اصطکاک را در یک مخزن مستطیلی طویل با موانع سازه‌ای در سطح آزاد مایع بررسی نمودند [5]. چن و کیانوش در سال ۲۰۱۰ سیستم تک‌درجه‌ی آزادی تعمیم‌یافته را برای تحلیل دینامیکی مخازن مستطیلی بتنی ذخیره‌ی مایع بررسی نمودند. آنها نتیجه گرفتند که فرکانس توصیه‌شده برای استفاده در طراحی دیواره‌ی مخزن فرکانسی است که پاسخ دینامیکی ماکزیمم را ایجاد می‌کند [6]. شکیب و همکاران در سال ۲۰۱۰ تقاضای لرزه‌ای مخازن هوایی بتنی مسلح آب را مورد ارزیابی قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که اثرات هم‌زمان افزایش جرم و کاهش سختی قاب‌بندی مخزن به افزایش برش پایه و گشتاور واژگونی و جابه‌جایی و فشار هیدرودینامیکی منجر می‌گردند [7]. گودرزی و همکاران در سال ۲۰۱۰ نیروی هیدرودینامیکی تلاطم را بر سقف‌های مخزن ذخیره، تحت تحلیل لرزه‌ای قرار دادند. آنها پارامترهای حل تحلیلی توسعه داده‌شده را با استفاده از اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی کالبره نمودند [8]. آلگرین و همکاران در سال ۲۰۱۱ رفتار مخزن هوایی بتنی آب را در معرض حرکت مصنوعی زمین بررسی نمودند. آنها نشان دادند که رویه‌ی ساده‌شده برای ارزیابی خصوصیات و پاسخ دینامیکی مخزن هوایی با استفاده از دو درجه آزادی، کافی‌تر است و از نظر اقتصادی ممکن است قابل کاربرد باشد [9]. مسکوریس و همکاران در سال ۲۰۱۱ مخازن ذخیره‌ی مایع را تحت تحلیل لرزه‌ای قرار دادند. آنها با جدول‌بندی عوامل متفاوت، روابط ریاضی پرزحمت را برای محاسبه‌ی مؤلفه‌های بار قابل اجتناب نمودند [10]. کیانوش و قائم مقامی در سال ۲۰۱۱ اثر

در سال ۲۰۱۲ اندرکنش خاک و سیال و مخزن را به واسطه‌ی رخداد زلزله تحت تحلیل دینامیکی قرار داد. او نتیجه گرفت که دیواره‌ی فولادی مخزن رضایت‌بخش است اما مهار مخزن به پی و رینگ بتنی مسلح و بلوک بتنی پی رضایت‌بخش نمی‌باشند [18]. رنجبر و همکاران در سال ۲۰۱۳ رفتار لرزه‌ای مخازن هوایی بتنی آب را مورد ارزیابی قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که پاسخ‌های سیستم تا حد بالایی توسط پارامترهای سازه‌ای و مشخصات زلزله از قبیل محتوای فرکانس تحت تأثیر قرار می‌گیرند [19]. یوسفی و همکاران در سال ۲۰۱۳ مخازن ذخیره را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که با افزایش ضریب کشسانی و زاویه‌ی اصطکاک داخلی و وزن مخصوص خاک و کاهش چسبندگی آن فشار اعمالی بر دیواره‌ی مخزن به‌طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد [20]. کلانی و همکاران در سال ۲۰۱۴ مخازن هوایی ذخیره‌ی آب را تحت مؤلفه‌های دورانی و انتقالی حرکات زمین تحت تحلیل دینامیکی قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که مؤلفه‌های دورانی یک حرکت زمین اثر بیشتری روی جابه‌جایی افقی و نیروی برشی دارند اما نیروی واکنش قائم را تحت تأثیر قرار نمی‌دهند [21]. کتراسوا و همکاران در سال ۲۰۱۴ پاسخ دینامیکی تاریخیچه‌زمانی مخزن استوانه‌ای را تحت زلزله با در نظر گرفتن اندرکنش سیال و سازه مورد بررسی قرار دادند. آنها دریافتند که دانستن فشارهای عمل‌کننده بر روی دیواره‌ها و کف مخازن و فشارهای درون بدنه‌ی آنها و فرایند تلاطم سطح مایع و ارتفاع ماکزیمم موج آن در طی یک زلزله نقشی اساسی را در طراحی مطمئن و پایای مقاوم لرزه‌ای مخازن بازی می‌کند [22]. تیواری و هورا در سال ۲۰۱۵ سیستم مخزن اینتزه و سیال و خاک لایه-بندی‌شده را تحت تحلیل اندرکنشی قرار دادند. مخزن اینتزه نوعی مخزن هوایی است که در آن یک مخزن استوانه‌ای بر روی یک پایه‌ی استوانه‌ای تکی قرار می‌گیرد. آنها دریافتند که اثر مختلف مخزن ایجاد می‌نماید [23].

محتوای فرکانسی زلزله را بر رفتار لرزه‌ای مخازن مستطیلی بتنی مایع با استفاده از روش اجزای محدود با احتساب اندرکنش خاک و سازه بررسی نمودند. آنها نتیجه گرفتند که رفتار دینامیکی سیستم سیال و مخزن و خاک تا حد بالایی به خصوصیات فرکانسی رکورد زلزله حساس می‌باشد [11]. ویشولک و همکاران در سال ۲۰۱۱ طراحی لرزه‌ای مخازن کروی ذخیره‌ی مایع را بررسی نمودند. آنها دریافتند که یک کره‌ی نگهداری‌شده توسط تعدادی از پایه‌ها به‌جای یک پاندول معکوس، بیشتر شبیه یک قاب رفتار می‌نماید [12]. گاوریلیوک و همکاران در سال ۲۰۱۱ روش چندمودی را برای تلاطم خطی مایع در یک مخزن مخروطی ناقص صلب ارائه نمودند. آنها دریافتند که استفاده از روش چندمودی خطی می‌تواند یک جایگزین مؤثر برای ابزار عددی و تحلیلی سنتی برای مطالعه‌ی نوسانات هم‌بسته باشد [13]. کاظم و مهرپویا در سال ۲۰۱۲ ارتفاع موج تلاطم را در مخازن استوانه‌ای پهن ذخیره‌ی نفت با استفاده از روش‌های عددی تخمین زدند. آنها با استفاده از رگرسیون آماری رابطه‌ای را برای ارتفاع موج برحسب نسبت ارتفاع آب به قطر مخزن به‌دست آوردند [14]. چاکر و لیوالگلو در سال ۲۰۱۲ مدل تحلیلی عملی سریعی را برای تحلیل سیستم‌های اندرکنشی خاک‌ریز و مخزن مستطیلی و سیال ارائه دادند. آنها نشان دادند که اندرکنش خاک‌ریز و انعطاف دیواره و اندرکنش سیال به‌طور قابل ملاحظه‌ای جابه‌جایی‌های جانبی را تحت تأثیر قرار می‌دهند [15]. مسلمی و کیانوش در سال ۲۰۱۲ رفتار دینامیکی مخازن زمینی استوانه‌ای را مورد مطالعه پارامتریک قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که رویه‌ی طراحی فعلی در تخمین فشار هیدرو دینامیکی، بسیار محافظه‌کارانه می‌باشد [16]. جبار و پاتل در سال ۲۰۱۲ رفتار لرزه‌ای مخازن هوایی بتنی مسلح آب را تحت الگوهای اسکلت و خصوصیات زلزله‌ی متفاوت بررسی نمودند. آنها نشان دادند که پاسخ‌های سازه به‌طور فوق‌العاده‌ای توسط وجود آب و خصوصیات زلزله تحت تأثیر قرار می‌گیرند [17]. کرایک

تیواری و هورا در سال ۲۰۱۵ سیستم مخزن هوایی آب اینتزه و سیال و خاک را تحت تحلیل گذرا قرار دادند. آنها دریافتند که فرکانس طبیعی سیستم اندرکنشی کاهش می‌یابد هنگامی که وزن آب در مخزن افزایش می‌یابد [24]. عالم‌زاده و شکیب در سال ۲۰۱۶ پاسخ مخازن زمینی فولادی را با حرکت گهواره‌ای آزاد تحت اثر تحریک افقی زلزله مورد مطالعه‌ی عددی قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که پاسخ‌های نیرویی مخزن مهارنشده نسبت به مخزن مهارشده کاهش و پاسخ‌های تغییر مکانی بام و جرم ضربه‌ای سیال افزایش دارند [25]. موسی و الدماتی در سال ۲۰۱۷ رویه‌ی طراحی را برای مخازن مخروطی فولادی ذخیره‌ی مایع تحت بارگذاری لرزه‌ای ارائه کردند. آنها نتیجه گرفتند که برش پایه‌ی ضربه‌ای ماکزیمم هنگامی که مخزن مایل تر می‌شود کاهش می‌یابد درحالی که برش پایه‌ی موج برای مقادیر زاویه‌ی شیب بالاتر افزایش پیدا می‌کند [26]. سن سباستیان و همکاران در سال ۲۰۱۷ مخزن هوایی آب را در یک ساختمان قاب‌بندی‌شده تحت تحلیل لرزه‌ای قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که مخزن مستطیلی آب قرارگرفته نزدیک موقعیت گوشه در ساختمان قاب‌بندی‌شده از گزینه‌های دیگر بهتر عمل می‌کند [27]. گورکالو و همکاران در سال ۲۰۱۷ یک برج آب بتنی مسلح شکاف‌دار ابداعی را در مناطق لرزه‌ای تحت تحلیل غیرخطی قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که با یک طراحی مناسب تبدیل یک برج آب توپر به یک برج شکاف‌دار می‌تواند به‌طور قابل ملاحظه‌ای شکل‌پذیری آن را تحت کنش لرزه‌ای بدون لطمه‌ی قابل ملاحظه به ظرفیت باربری آن افزایش دهد [28]. کتراسوا و همکاران در سال ۲۰۱۷ علل ممکن آسیب به مخازن بتنی را با بررسی عددی اندرکنش سیال و سازه و خاک مورد مطالعه قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که وقتی مخزن بتنی روی خاک‌های نرم قرار داده می‌شود اندرکنش سیال و سازه و خاک نقش مهمی را در پاسخ لرزه‌ای مخازن ذخیره خواهد داشت [29]. فان و همکاران در سال ۲۰۱۷ مخازن فولادی هوایی ذخیره‌ی متکی بر ستون‌های بتنی

مسلح را تحت تحلیل شکنندگی لرزه‌ای قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که در حالت تحلیل‌شده، شتاب ماکزیمم زمین بهترین عملکرد را در میان تخمین‌های شدت انتخاب‌شده بروز می‌دهد [30]. کمپاگنونی و کورادلی در سال ۲۰۱۷ پاسخ مخازن فولادی استوانه‌ای را تحت تحریک لرزه‌ای مورد مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی قرار دادند. آنها نشان دادند که مدل مکانیکی ساده‌شده، ارتفاع تلاطم را کمتر از حد و نیروی برشی پایه و گشتاور واژگونی را بیشتر از حد تخمین می‌زند [31]. نارش در سال ۲۰۱۹ تحلیل لرزه‌ای مخزن آب اینتزه‌ی هوایی را تحت اثر تلاطم انجام داد. او نتیجه گرفت که به‌منظور اجتناب از گسیختگی، رجحان زیادی باید به تلاطم در مناطق مستعد زلزله داده‌شود و ارتفاع آزاد کافی باید برای کنترل حرکت تلاطمی سیال تأمین شود [32]. جوزف و همکاران در سال ۲۰۱۹ اثر اندرکنش سیال-سازه-خاک را روی رفتار دینامیکی مخازن آب دایره‌ای مطالعه نمودند. آنها نتیجه گرفتند که خصوصیت خاک، محتوای بسامد زلزله و میزان پرشدگی از آب اثر قابل ملاحظه‌ای روی رفتار لرزه‌ای مخازن آب دارند [33]. راوات و همکاران در سال ۲۰۱۹ تلاطم ناشی از زلزله و فشارهای هیدرودینامیکی را در مخازن صلب ذخیره‌ی مایع تحلیل‌شده به‌وسیله‌ی روش‌های سازه‌ای-آکوستیک هم‌بسته و اوپلری-لاگرانژی مطالعه کردند. آنها نتیجه گرفتند که غیرخطی بودن جابه‌جایی موج تلاطم، نقش مهمی را هنگام محاسبه‌ی توزیع فشار هیدرودینامیکی روی دیوارهای مخزن صلب بازی نمی‌کند [34]. بهنام‌فر و همکاران در سال ۲۰۱۹ تحلیل دینامیکی مخازن بتنی منعطف ذخیره‌ی استوانه‌ای را تحت حرکت افقی و قائم زمین انجام دادند. آنها نتیجه گرفتند که تخمین‌های آیین-نامه‌ی ای‌سی‌آی ۳-۳۵۰، متفاوت با تخمین‌های روش تحلیلی آنها هستند که به‌واسطه‌ی احتساب ناکافی انعطاف دیوار به‌وسیله‌ی این آیین‌نامه می‌باشد [35]. اوهلیرا و همکاران در سال ۲۰۱۹ تحلیل دینامیکی مخزن مستطیلی را با استفاده از طیف‌های پاسخ انجام دادند. آنها نتیجه

گرفته‌است. ولی نه در مجموعه‌ی مقالات پژوهشی و نه در مجموعه‌ی آیین‌نامه‌های طراحی، کاری بر روی مخازن بیضوی انجام نشده‌است، لذا مطالعه‌ی رفتار لرزه‌ای مخازن بیضوی، نوآوری این تحقیق محسوب می‌گردد.

در حالت منعطف، مخزن بیضوی نسبت به مخزن مستطیلی سختی بیشتری دارد لذا تحت زلزله، دچار تغییر شکل و ترک‌خوردگی کمتری می‌شود. هم‌چنین مخزن بیضوی به دلیل نداشتن گوشه‌های تیز نسبت به مخزن مستطیلی، دچار تمرکز تنش بسیار کمتری می‌گردد. ضمناً از نظر پدافند غیرعامل، شکل منحنی بیضی نسبت به شکل خطی مستطیل، بهتر عمل می‌نماید.

مخزن بیضوی دوقلو مطابق شکل (۱) مخزنی بیضوی است که دارای قسمت‌های داخلی بیضوی و حلقوی می‌باشد. به‌طور کلی تقسیم مخازن به دو قسمت هم‌حجم، هم از نظر بهره‌برداری و هم از نظر بارگذاری باعث افزایش بازدهی آنها می‌گردد. از دیدگاه بهره‌برداری، در هنگام تخلیه یک قسمت جهت تعمیر یا نظافت آن، پر کردن قسمت دیگر، قابلیت بهره‌برداری مخزن را حفظ می‌نماید. از دیدگاه بارگذاری، به دلیل کم شدن ابعاد افقی آب هر قسمت، فشار موج ناشی از تلاطم آب در هنگام زلزله بر مخزن کاهش می‌یابد. دو ضریب لاغری و کشیدگی در مخازن بیضوی و دایره‌ای کاربرد زیادی دارند و به‌صورت زیر تعریف می‌شوند:

ضریب لاغری مخزن بیضوی دوقلو از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\lambda = \frac{h}{L} \quad (1)$$

که در رابطه‌ی فوق h و L به ترتیب ارتفاع آب مخزن برحسب متر و طول خارجی مخزن برحسب متر می‌باشند.

هم‌چنین ضریب کشیدگی مخزن بیضوی دوقلو از رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد:

$$\eta = \frac{L}{B} \quad (2)$$

گرفتند که هرچه رده‌ی زیر خاک یا مقدار شتاب لرزه‌ای بالاتر باشد، اثرات بار لرزه‌ای روی خود سازه بزرگ‌تر می‌باشد [36]. ژانگ و همکاران در سال ۲۰۲۰ اثر مؤلفه‌های جهتی زلزله‌ها را روی رفتار لرزه‌ای یک مخزن فولادی مهارنشده مطالعه نمودند. آنها نتیجه گرفتند که مؤلفه‌ی لرزه‌ای قائم، تنش محوری فشاری بالایی را تولید می‌کند و آن هم‌چنین باعث افزایش برکنش و لغزش کف مخزن به‌طور قابل ملاحظه‌ای می‌گردد [37]. راوات و همکاران در سال ۲۰۲۰ تحلیل لرزه‌ای مخزن فولادی ذخیره‌ی مایع استوانه‌ای را با استفاده از روش جزء محدود سازه‌ای - آکوستیک هم‌بسته برای اندرکنش سیال - سازه انجام دادند. آنها نتیجه گرفتند که جابه‌جایی تلاطم به‌وسیله‌ی انعطاف مخزن تحت تأثیر قرار نمی‌گیرد اما فشار هیدرودینامیکی ضربه‌ای و مؤلفه‌ی ضربه‌ای برش پایه با انعطاف مخزن افزایش می‌یابد [38]. جانی و همکاران در سال ۲۰۲۰ اثرات وضعیت خاک را روی مخزن آب هوایی با استفاده از تحلیل تاریخچه‌زمانی با سامانه‌های اسکلت متفاوت مطالعه کردند. آنها نتیجه گرفتند که نوع خاک اثر قابل ملاحظه‌ای روی اندرکنش خاک و سازه دارد. خاک نرم اندرکنش بیشتری با سازه از خاک متوسط و سنگی دارد [39]. دویی و همکاران در سال ۲۰۲۰ تحلیل تاریخچه‌زمانی مخزن آب زیرزمینی را برای شدت‌های لرزه‌ای متفاوت انجام دادند. آنها نتیجه گرفتند که روش تاریخچه‌زمانی برای تضمین ایمنی در برابر نیروهای زلزله لازم می‌گردد [40]. پاندیت و همکاران در سال ۲۰۲۰ ارزیابی ویژگی‌های دینامیکی تلاطم سیال را در مخازن با کف شیب‌دار انجام دادند. آنها نتیجه گرفتند که پاسخ دینامیکی مشخص می‌شود که با افزایش در شیب مخزن افزایش می‌یابد حتی اگر جرم سیال ثابت بماند [41].

به‌طور خلاصه می‌توان گفت که در گذشته تحلیل‌های مختلف استاتیکی و دینامیکی و نیز کارهای ریاضیاتی و آزمایشگاهی گوناگونی بر روی انواع مخازن زمینی و هوایی با شکل‌های مستطیلی و دایره‌ای انجام

در رابطه‌ی فوق φ تابع پتانسیل سرعت نوسان مایع برحسب مترمربع بر ثانیه است. r و θ و z نیز به ترتیب مختصه‌ی شعاعی برحسب متر و مختصه‌ی زاویه‌ای برحسب رادیان و مختصه‌ی قائم برحسب متر می‌باشند. شرط مرزی نوسان مایع در مجاورت کف مخزن به صورت زیر بیان می‌شود [42]:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial z} = 0 \quad @ \quad z = -h \quad (4)$$

در رابطه‌ی فوق h ارتفاع مایع برحسب متر است. شرط مرزی نوسان مایع در مجاورت دیوار خارجی مخزن به صورت زیر بیان می‌گردد [42]:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial r} = 0 \quad @ \quad r = \frac{1}{2} \sqrt{(L \cos \theta)^2 + (B \sin \theta)^2} \quad (5)$$

در رابطه‌ی فوق L و B به ترتیب طول خارجی مخزن برحسب متر و عرض خارجی مخزن برحسب متر می‌باشند.

همچنین شرط مرزی نوسان مایع در مجاورت دیوار داخلی مخزن به صورت زیر بیان می‌گردد [42]:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial r} = 0 \quad @ \quad r = \frac{1}{2} \sqrt{(l \cos \theta)^2 + (b \sin \theta)^2} \quad (6)$$

در رابطه‌ی فوق l و b به ترتیب طول داخلی مخزن برحسب متر و عرض داخلی مخزن برحسب متر می‌باشند.

شرط مرزی اول نوسان در سطح آزاد مایع به صورت زیر بیان می‌شود [42]:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial z} + \frac{\partial s}{\partial t} = 0 \quad @ \quad z = s \quad (7)$$

در رابطه‌ی فوق s و t به ترتیب ارتفاع موج مایع برحسب متر و زمان برحسب ثانیه می‌باشند.

شرط مرزی دوم نوسان در سطح آزاد مایع نیز به صورت زیر بیان می‌گردد [42]:

$$s(g + a_z) - \frac{\partial \varphi}{\partial t} + a_x r \cos \theta = 0 \quad @ \quad z = s \quad (8)$$

که در رابطه‌ی فوق B عرض خارجی مخزن برحسب متر است.

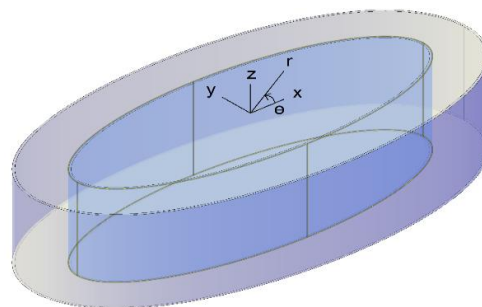
در این تحقیق مخازن بیضوی روزمینی یک‌قلو و دوقلو در حالت‌های مختلف کشیدگی و لاغری مخزن تحت زلزله‌های کیپ و طیس به طور هم‌زمان در جهات طولی و عرضی تحت تحلیل دینامیکی قرار گرفته‌اند و پارامترهای فشار ماکزیمم ضربه‌ای و ارتفاع ماکزیمم موج حالت‌های متناظر با هم مقایسه شده‌اند.

بیان مسئله

اصولاً پدیده‌ی تلاطم مایع به پایین آمدن و بالارفتن سطح آزاد آب در ابتدا و انتهای مخزن تحت بار زلزله اطلاق می‌گردد.

به طور کلی معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر پدیده‌ی تلاطم مایع در مخزن صلب تحت شتاب زلزله، معادله‌ی لاپلاس است که با شرایطی مرزی روی کف مخزن و دیوار آن و سطح آزاد مایع همراه می‌باشد.

فرض می‌شود که به یک مخزن بیضوی دوقلوی صلب روزمینی مطابق شکل (۱) شتاب‌های زلزله در جهات x و z اعمال گردد.



شکل ۱ مخزن بیضوی دوقلو

مبدأ مختصات در مرکز سطح آزاد مایع در نظر گرفته می‌شود به طوری که جهت مثبت محور قائم به سمت بالا قرار گیرد.

معادله‌ی لاپلاس حاکم بر تلاطم مایع درون این مخزن در مختصات استوانه‌ای به شکل زیر نوشته می‌شود [42]:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (3)$$

$$\mu_{\varepsilon} = \mu + \frac{\rho c_{\mu} k^2}{\varepsilon \sigma_{\varepsilon}} \quad (10)$$

در رابطه‌ی فوق σ_{ε} ثابت مایع در نظر گرفته می‌شود. تولید آشفتگی برحسب پاسکال بر ثانیه از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$P_k = \frac{\rho c_{\mu} k^2}{\varepsilon} \left(2 \left(\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v_y}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z} \right)^2 \right) + \left(\frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v_x}{\partial z} + \frac{\partial v_z}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v_y}{\partial z} + \frac{\partial v_z}{\partial y} \right)^2 \right) \quad (11)$$

در رابطه‌ی فوق x و y به ترتیب مختصه‌ی طولی برحسب متر و مختصه‌ی عرضی برحسب متر هستند. v_x و v_y و v_z نیز به ترتیب سرعت طولی برحسب متر بر ثانیه و سرعت عرضی برحسب متر بر ثانیه و سرعت قائم برحسب متر بر ثانیه می‌باشند.

معادله‌ی تولید آشفتگی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho k v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho k v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho k v_z)}{\partial z} \\ &= P_k - \rho \varepsilon + \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu_k \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mu_k \frac{\partial k}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu_k \frac{\partial k}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (12)$$

همچنین معادله‌ی نشت آشفتگی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho \varepsilon v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho \varepsilon v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho \varepsilon v_z)}{\partial z} \\ &= \frac{\varepsilon}{k} (c_{\varepsilon 1} P_k - c_{\varepsilon 2} \rho \varepsilon) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu_k \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mu_k \frac{\partial k}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu_k \frac{\partial k}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (13)$$

در رابطه‌ی فوق $c_{\varepsilon 1}$ و $c_{\varepsilon 2}$ ثابت‌های مایع در نظر

در رابطه‌ی فوق g شتاب ثقل برحسب متر بر مجذور ثانیه است. a_x و a_z نیز به ترتیب شتاب طولی زلزله برحسب متر بر مجذور ثانیه و شتاب قائم زلزله برحسب متر بر مجذور ثانیه می‌باشند [42].

در دینامیک سیالات محاسباتی، مدل‌های آشفتگی دومعادله‌ای به طور وسیعی مورد استفاده قرار می‌گیرند. آنها سازگاری مناسبی را میان تلاش عددی و دقت محاسباتی ارائه می‌دهند.

مدل‌های دومعادله‌ای از مدل‌های بی معادله، بسیار پیچیده تر هستند. در آنها هر دو مقیاس سرعت و طول با استفاده از معادلات انتقال جداگانه حل می‌گردند.

مدل دومعادله‌ای کی‌ا‌سیلون، از فرضیه‌های پخش گردایان برای مرتبط ساختن تنش‌های رینولدز با گردایان-های سرعت میانگین و لزجت آشفته استفاده می‌نماید. لزجت آشفته به صورت حاصل ضرب یک سرعت آشفته و مقیاس طول آشفته مدل سازی می‌شود.

در مدل‌های دومعادله‌ای، مقیاس سرعت آشفتگی از انرژی جنبشی آشفته محاسبه می‌گردد که از حل معادله‌ی انتقالش به دست می‌آید.

مقیاس طول آشفته از دو ویژگی میدان آشفتگی (معمولاً انرژی جنبشی آشفته و نرخ نشت آن) تخمین زده می‌شود. نرخ نشت انرژی جنبشی آشفته از حل معادله‌ی انتقالش به دست می‌آید.

لزجت انرژی برحسب پاسکال ثانیه از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu_k = \mu + \frac{\rho c_{\mu} k^2}{\varepsilon \sigma_k} \quad (9)$$

در رابطه‌ی فوق μ و ρ به ترتیب لزجت مایع برحسب پاسکال ثانیه و چگالی مایع برحسب کیلوگرم بر متر مکعب هستند. k و ε به ترتیب انرژی جنبشی آشفتگی برحسب مترمربع بر مجذور ثانیه و نشت گردابی آشفتگی برحسب مترمربع بر ثانیه می‌باشند. c_{μ} و σ_k نیز ثابت‌های مایع در نظر گرفته می‌شوند.

لزجت نشت برحسب پاسکال ثانیه از رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد:

گرفته می‌شوند.

نرم‌افزار فلوئنت برای حل عددی معادلات فوق از روش حجم محدود استفاده می‌کند. روش حجم محدود شامل مراحل زیر می‌گردد:

۱. تقسیم‌بندی ناحیه‌ی حل به حجم‌های کوچک‌تر با استفاده از شبکه‌بندی ناحیه‌ی محاسباتی.
 ۲. انتگرال‌گیری معادلات بقا روی هر سلول به منظور دستیابی به رابطه‌هایی جبری برای متغیرهای وابسته، نظیر سرعت و فشار و دما.
 ۳. خطی‌سازی معادلات گسسته‌شده و حل سیستم معادلات خطی به دست‌آمده برای محاسبه‌ی مقادیر به‌روزشده‌ی متغیرهای وابسته، نظیر سرعت و فشار و دما و آشفستگی.
 ۴. چک کردن هم‌گرایی مسئله [43].
- با استفاده از شرط تساوی حجم آب قل‌های بیضوی و حلقوی، معادله‌ی زیر به دست می‌آید:

$$bl = \frac{BL}{2} \quad (14)$$

هم‌چنین با استفاده از شرط توازی دیوارهای بیضوی خارجی و داخلی، معادله‌ی زیر به دست می‌آید:

$$l - b = L - B \quad (15)$$

با حل هم‌زمان دستگاه معادلات (۱۴) و (۱۵)، طول داخلی و عرض داخلی مخزن بیضوی به دست می‌آیند. پدیده‌ی تلاطم مایع تحت زلزله‌های قوی فشارهای هیدرودینامیکی بزرگی را در مخازن متوسط ایجاد می‌نماید. با توجه به لزوم طراحی اقتصادی مخازن، لازم است که با روش‌های مناسبی اثرات پدیده‌ی تلاطم را بر آنها کاهش داد.

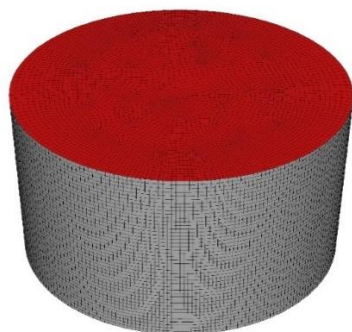
یکی از بهترین روش‌های کاهش تلاطم مایع در مخازن، تقسیم آنها به دوقل با حجم مساوی می‌باشد. دیوار داخلی موازی با دیوار خارجی، ابعاد افقی مایع هر قل را کم می‌کند و از این طریق تلاطم مایع را کاهش می‌دهد.

کارایی دیوار داخلی در کاهش تلاطم مایع درون مخزن بیضوی به میزان لاغری و کشیدگی آن بستگی دارد. هدف این تحقیق بررسی اثر پارامترهای لاغری و کشیدگی مخزن بیضوی دوقلوی روزمینی بر کارایی دیوار داخلی در کاهش تلاطم مایع درون آن، تحت زلزله‌های اعمالی در جهات طولی و عرضی به‌طور هم‌زمان می‌باشد. به‌طور کلی هم‌گرایی تحلیلی‌های اندرکنشی مبتنی بر مخزن منعطف، نسبت به اندازه‌ی شتاب زلزله حساسیت بالایی دارد و نیازمند صرف زمان زیادی می‌باشد. هم‌چنین آیین‌نامه‌های طراحی مخازن از روابط مبتنی بر مخزن صلب برای بارگذاری لرزه‌ای مخازن استفاده می‌نمایند.

بر اساس مطالعه‌ی مسلمی، انعطاف دیواره‌ی مخزن تأثیر ناچیزی بر پارامترهای دینامیکی مود موج نوسان سیال در مخزن تحت بار زلزله دارد [44]. بنابراین با توجه به این‌که تحقیق حاضر به بارگذاری لرزه‌ای مخازن بیضوی دوقلوی روزمینی می‌پردازد، در این مطالعه با فرض مخزن صلب، از اثر اندرکنش آب و سازه صرف‌نظر گردیده‌است.

صحت‌سنجی روش

برای صحت‌سنجی روش تحقیق، یک مخزن صلب روزمینی دایره‌ای با کف گیردار به قطر ۳۴ متر و ارتفاع آب ۱۱ متر مطابق شکل (۲) تحت مؤلفه‌ی طولی زلزله‌ی السترو مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفته‌است.



شکل ۲ مخزن دایره‌ای روزمینی

نتایج مطالعه‌ی مسلمی و تحقیق حاضر در جدول (۱) مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

جدول ۱ مقایسه‌ی نتایج مطالعه‌ی مسلمی و تحقیق حاضر

تحقیق حاضر	مطالعه‌ی مسلمی	واحد متغیر	نام متغیر
۳۵۰۰۰	۳۶۰۰۰	پاسکال	فشار ماکزیمم ضربه‌ای
۱	۰/۹	متر	ارتفاع ماکزیمم موج

بررسی جدول (۱) نشان می‌دهد که نتایج متناظر مطالعه‌ی مسلمی و تحقیق حاضر، با دقت مناسبی با یکدیگر تطابق دارند.

روش تحقیق

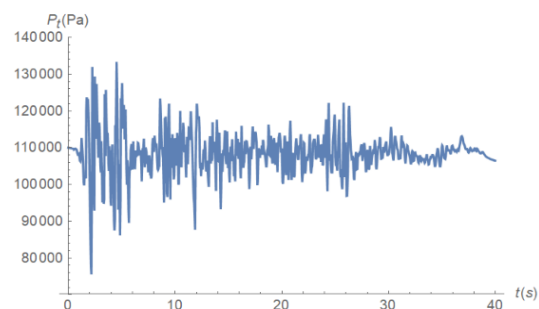
در این تحقیق برای تحلیل دینامیکی سیستم با نرم‌افزار فلوئنت از روش تاریخچه‌زمانی استفاده شده‌است. برای انجام این کار، سرعت‌نگاشت‌های طولی و عرضی هر زلزله به‌طور هم‌زمان به‌ترتیب در جهات طولی و عرضی مخزن به سیستم اعمال گردیده‌اند. لازم به ذکر است که جهت حصول دقت کافی و زمان معقول برای تحلیل دینامیکی، تعداد گام‌های زمانی برابر با ۱۰۰۰ انتخاب شده‌است.

هم‌چنین برای مدل‌سازی حرکت شتاب‌دار مایع درون مخزن صلب و تعیین فشار ماکزیمم ضربه‌ای و ارتفاع ماکزیمم موج، از روش کی‌اسپیلون استفاده شده‌است. در این روش، چگالی و لزجت و ضریب میرایی آب درون مخزن به‌ترتیب برابر با ۱۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ۰/۰۰۱ پاسکال‌ثانیه و ۰/۵ درصد فرض گردیده‌اند.

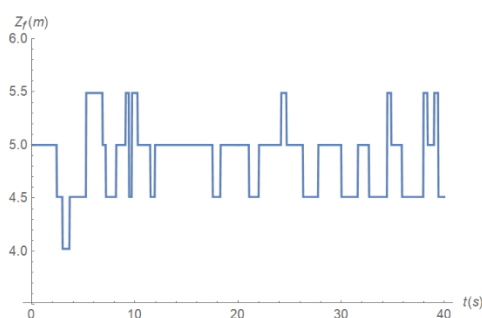
معمولاً در مدل‌سازی مخازن با روش اجزای محدود مطابق شکل (۵) جهت نیل به دقت کافی، اندازه‌ی المان برابر ۰/۱ کوچک‌ترین بعد مخزن در نظر گرفته می‌شود [۴۵].

مسلمی در سال ۲۰۱۱ فشار ماکزیمم ضربه‌ای و ارتفاع ماکزیمم موج مخزن مذکور را تحت زلزله‌ی فوق‌الذکر به‌دست آورده‌است [۴۴].

در تحقیق حاضر با استفاده از نرم‌افزار فلوئنت، نمودارهای فشار کل و تراز سطح آزاد آب برحسب زمان به‌ترتیب مطابق شکل‌های (۳) و (۴) به‌دست آمده‌اند.



شکل ۳ نمودار فشار کل آب برحسب زمان



شکل ۴ نمودار تراز سطح آزاد آب برحسب زمان

فشار ماکزیمم ضربه‌ای آب برحسب پاسکال از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$P_i = |P_t - \gamma_w h| \quad (16)$$

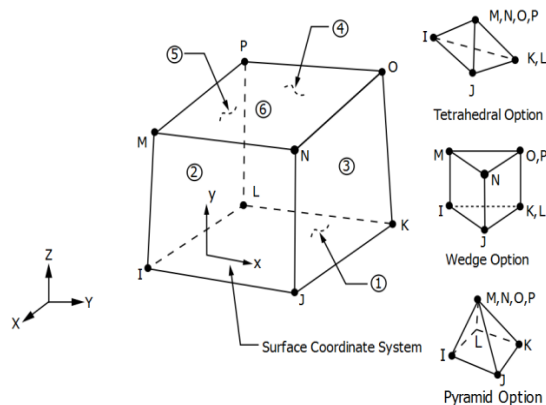
در رابطه‌ی فوق P_t فشار کل آب برحسب پاسکال است. γ_w نیز وزن مخصوص آب برحسب نیوتن بر مترمکعب می‌باشد.

ارتفاع ماکزیمم موج آب برحسب متر از رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد:

$$h_w = |z_f - z_s| \quad (17)$$

در رابطه‌ی فوق z_s و z_f به‌ترتیب تراز سطح آزاد دینامیکی و استاتیکی آب برحسب متر می‌باشند.

استفاده شده‌است. این المان مکعبی دارای ۸ گره با درجات آزادی جابه‌جایی و نیز فشار می‌باشد [43].



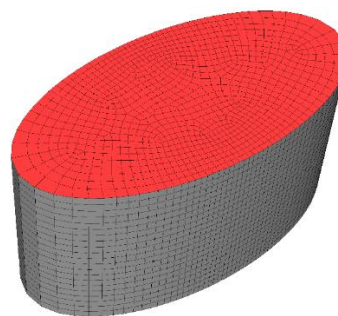
شکل ۷ المان FLUID30 [43]

شرایط مرزی کف مخزن به صورت گیردار و شرایط مرزی دیواره‌های آن به صورت صلب تعریف شده‌است. مخزن فاقد سقف می‌باشد لذا سطح فوقانی آن از نوع خروجی فشار تعریف گردیده‌است. هم‌چنین لغزش آب روی سطح در جهت موازی با سطح دیوارها و کف مخزن با استفاده از گزینه‌ی دیوار استاندارد تأمین گردیده‌است.

لازم به ذکر است که دیوار استاندارد، دیواری است که در مجاورت آن سرعت میانگین و دمای میانگین سیال و نیز انرژی جنبشی و نشت گردابی آشفتگی از قانون توزیع لگاریتمی پیروی می‌نمایند.

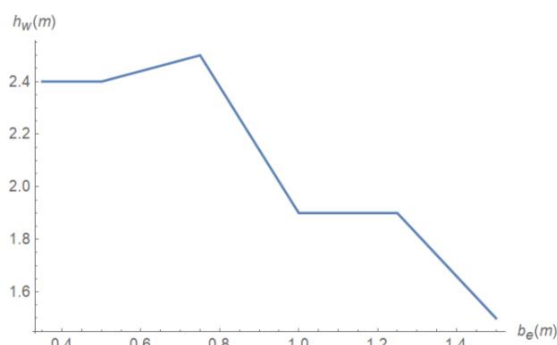
پس از مدل‌سازی هندسی و تعریف مصالح و شرایط مرزی و اعمال سرعت‌نگاشت زلزله به مخازن یک‌قلو و دوقلو با لاغری‌ها و کشیدگی‌های مختلف، در نرم‌افزار فلونت تحلیل لرزه‌ای گذرا به‌طور هم‌زمان در جهات طولی و عرضی بر روی آنها انجام گردیده‌است. مشخصات مخازن تحت مطالعه در جدول (۲) درج گردیده‌اند.

هم‌چنین مشخصات زلزله‌های اعمالی به مخازن تحت مطالعه در جدول (۳) درج گردیده‌اند.



شکل ۵ مش‌بندی مخزن بیضوی

تحلیل حساسیت برای مخزن بیضوی $20 \times 10 \times 5$ متر تحت مؤلفه‌های افقی هم‌زمان زلزله‌ی طیس انجام و نمودار به‌دست آمده در شکل (۶) نشان داده شده‌است.



شکل ۶ نمودار ارتفاع ماکزیمم موج برحسب اندازه‌ی المان

با بررسی شکل (۶) مشخص می‌شود که مقدار ارتفاع ماکزیمم موج در اندازه‌ی المان $0/5$ متر به مقدار $2/4$ متر هم‌گرا می‌گردد.

پدیده‌ی تلاطم در مخزن آب تحت زلزله‌های قوی، تغییرشکل‌های بزرگی را در آب ایجاد می‌کند. در روش لاگرانژی، المان‌های سالیب نمی‌توانند تغییرشکل‌های بزرگی را تحمل کنند درحالی‌که در روش اویلری، المان‌های فلوئید می‌توانند تغییرشکل‌های بزرگی را تحمل نمایند.

باتوجه به مطالب فوق برای مدل‌سازی آب در نرم‌افزار فلونت، مطابق شکل (۷) از المان FLUID30

جدول ۲ مشخصات مخازن تحت مطالعه

مخزن	نوع	طول (متر)	عرض (متر)	ارتفاع (متر)
A	یک قلو	۳۵	۱۰	۵
B	دو قلو	۳۵	۱۰	۵
C	یک قلو	۳۰	۱۰	۵
D	دو قلو	۳۰	۱۰	۵
E	یک قلو	۲۵	۱۰	۵
F	دو قلو	۲۵	۱۰	۵
G	یک قلو	۲۰	۱۰	۵
H	دو قلو	۲۰	۱۰	۵
I	یک قلو	۱۵	۱۰	۵
J	دو قلو	۱۵	۱۰	۵
K	یک قلو	۲۰	۱۰	۴
L	دو قلو	۲۰	۱۰	۴
M	یک قلو	۲۰	۱۰	۳
N	دو قلو	۲۰	۱۰	۳
O	یک قلو	۲۰	۱۰	۲
P	دو قلو	۲۰	۱۰	۲
Q	یک قلو	۲۰	۱۰	۱
R	دو قلو	۲۰	۱۰	۱

انتخاب شتاب نگاشت زلزله‌ی کیپ به دلیل داشتن شتاب ماکزیمم بزرگ (۱۴/۹۷۳ متر بر مجذور ثانیه) انجام شده است. هم چنین انتخاب شتاب نگاشت زلزله‌ی طیس به دلیل داشتن جابه جایی طیفی ماکزیمم بزرگ (۲/۱۳۱ متر) انجام گردیده است.

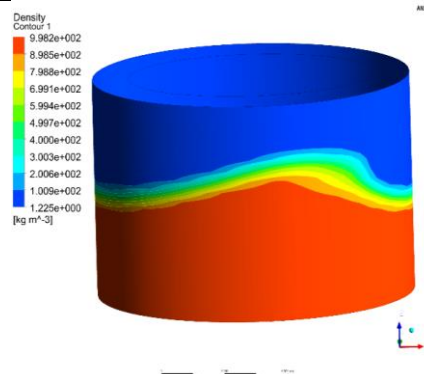
به عنوان نمونه، تلاطم آب درون مخزن J تحت زلزله‌های هم زمان طیس طولی و طیس عرضی در شکل (۸) نمایش داده شده است.

لازم به ذکر است که فشار ماکزیمم ضربه‌ای آب تحت زلزله‌های هم زمان طولی و عرضی در پایین دیوار در انتهای قطر هم راستای زلزله‌ی برآیند رخ می‌دهد. هم چنین ارتفاع ماکزیمم موج آب تحت زلزله‌های هم زمان طولی و عرضی در سطح آزاد آب در انتهای قطر هم راستای زلزله‌ی برآیند اتفاق می‌افتد.

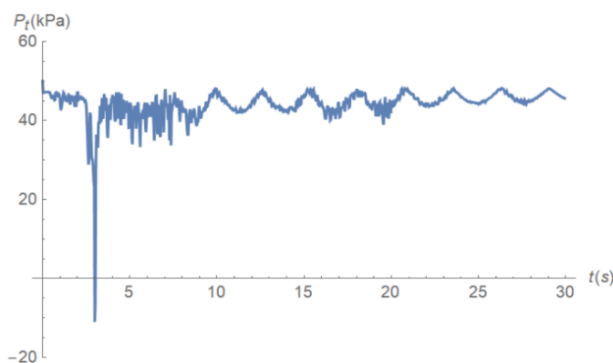
به عنوان نمونه نمودار تاریخچه زمانی فشار ماکزیمم کل آب تحت اعمال مؤلفه‌های طولی و عرضی زلزله‌ی کیپ به طور هم زمان به مخزن G در شکل (۹) نشان داده شده است.

جدول ۳ مشخصات زلزله‌های افقی اعمالی به مخازن

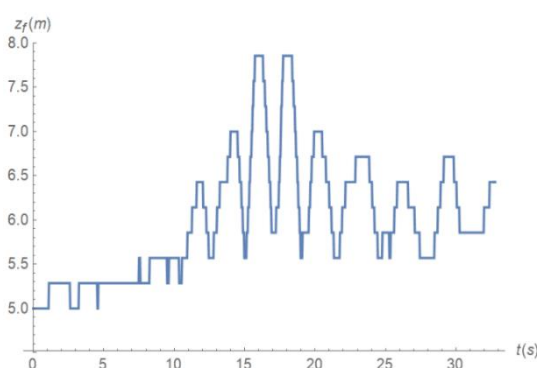
نام زلزله	شتاب پیشینه (متر بر مجذور ثانیه)	سرعت پیشینه (متر بر ثانیه)	جابه جایی پیشینه (متر)	زمان تداوم (ثانیه)
کیپ طولی	۱۴/۹۷۳	۱/۲۵۱	۰/۳۹۷	۲۹/۹۸
کیپ عرضی	۱۰/۳۹۵	۰/۴۱۳	۰/۱۲۶	۲۹/۹۴
طیس طولی	۸/۳۵۸	۰/۹۷۸	۰/۳۸۷	۳۲/۸۲
طیس عرضی	۸/۵۱۸	۱/۲۱۳	۰/۹۴۵	۳۲/۷۸



شکل ۸ تلاطم آب درون مخزن J تحت زلزله‌های هم زمان طیس طولی و طیس عرضی



شکل ۹ نمودار تاریخچه‌زمانی فشار ماکزیمم کل آب تحت اعمال مؤلفه‌های طولی و عرضی زلزله‌ی کیپ به‌طور هم‌زمان به مخزن G



شکل ۱۰ نمودار تاریخچه‌زمانی تراز ماکزیمم سطح آزاد آب تحت اعمال مؤلفه‌های طولی و عرضی زلزله طبس به‌طور هم‌زمان به مخزن M

که اثر مذکور با استفاده از ضریب تشدید فشار ضربه‌ای، وارد محاسبات می‌گردد [۴۴].

باتوجه به یکسان بودن جنس و ضخامت دیوارها و کف مخازن یک‌قلو و دوقلو تحت مطالعه، ضرایب تشدید فشار ضربه‌ای مخازن بیضوی منعطف یک‌قلو و دوقلو با یکدیگر برابر می‌شوند، لذا رابطه‌ی (۱۸) به‌صورت زیر ساده می‌گردد:

$$P_p = 100 \left(1 - \frac{P_d}{P_e} \right) \quad (۱۹)$$

هم‌چنین درصد کاهش ارتفاع ماکزیمم موج برحسب درصد از رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد:

$$P_h = 100 \left(1 - \frac{h_d}{h_e} \right) \quad (۲۰)$$

در رابطه‌ی فوق h_d و h_e به‌ترتیب ارتفاع ماکزیمم موج مخزن بیضوی دوقلو و یک‌قلو برحسب متر می‌باشند.

هم‌چنین به‌عنوان نمونه نمودار تاریخچه‌زمانی تراز ماکزیمم سطح آزاد آب تحت اعمال مؤلفه‌های طولی و عرضی زلزله‌ی طبس به‌طور هم‌زمان به مخزن M در شکل (۱۰) به نمایش درآمده‌است.

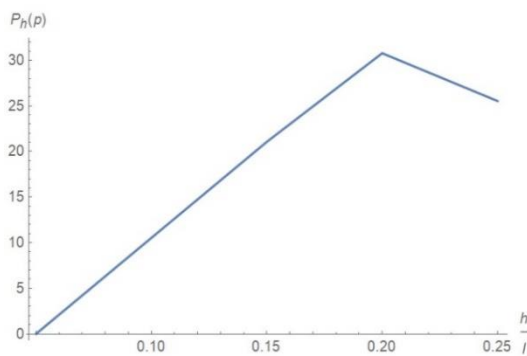
درصد کاهش فشار ماکزیمم ضربه‌ای برحسب درصد از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$P_p = 100 \left(1 - \frac{\alpha_d P_d}{\alpha_e P_e} \right) \quad (۱۸)$$

در رابطه‌ی فوق P_d و P_e به‌ترتیب، فشار ماکزیمم ضربه‌ای مخازن بیضوی صلب دوقلو و یک‌قلو برحسب پاسکال هستند. هم‌چنین α_d و α_e به‌ترتیب، ضریب تشدید فشار ضربه‌ای مخازن بیضوی منعطف دوقلو و یک‌قلو می‌باشند.

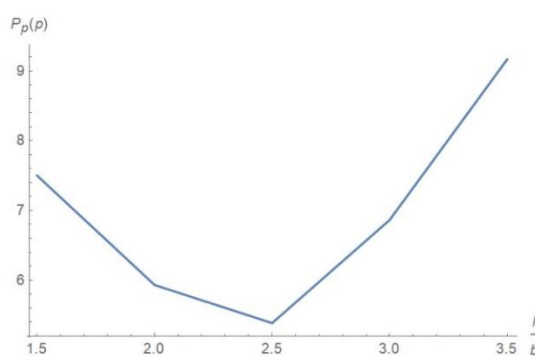
لازم به ذکر است که انعطاف مخزن باعث افزایش فشار ضربه‌ای مایع نسبت به حالت مخزن صلب می‌شود

همچنین برای بررسی اثر کشیدگی مخزن بیضوی بر کارایی دیوار داخلی، مخازن بیضوی یکقلو و دوقلوی روزمینی دارای کف گیردار با عرض ۱۰ متر و ارتفاع آب ۵ متر با طولهای مختلف تحت زلزله‌های کیپ و طبس به‌طور هم‌زمان در جهات طولی و عرضی با نرم‌افزار فلوئنت مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفته‌اند.



شکل ۱۲ نمودار درصد کاهش ارتفاع ماکزیمم موج مایع برحسب میزان لاغری مخزن بیضوی

نمودارهای درصد کاهش فشار ماکزیمم ضربه‌ای مایع و درصد کاهش ارتفاع ماکزیمم موج مایع برحسب میزان کشیدگی مخزن بیضوی به‌ترتیب در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) نمایش داده شده‌اند.



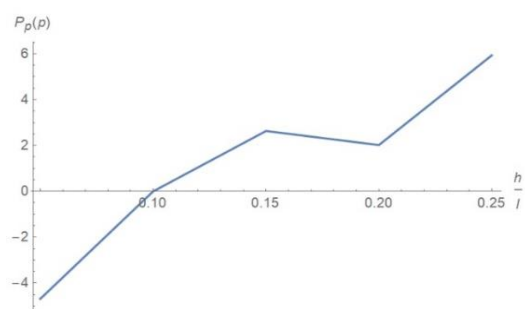
شکل ۱۳ نمودار درصد کاهش فشار ماکزیمم ضربه‌ای مایع برحسب میزان کشیدگی مخزن بیضوی

برای بررسی اثر لاغری مخزن بیضوی بر کارایی دیوار داخلی، مخازن بیضوی یکقلو و دوقلوی روزمینی دارای کف گیردار با طول ۲۰ متر و عرض ۱۰ متر با ارتفاع‌های آب مختلف تحت زلزله‌های کیپ و طبس به‌طور هم‌زمان در جهات طولی و عرضی با نرم‌افزار فلوئنت مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفته‌اند.

لازم به ذکر است که در محاسبه‌ی فشار ماکزیمم ضربه‌ای مایع، شتاب ماکزیمم زلزله بیشترین تأثیر را دارد، لذا در محاسبه‌ی فشارهای ماکزیمم ضربه‌ای مایع، زلزله‌ی کیپ که دارای بیشترین شتاب ماکزیمم است حاکم شده‌است.

همچنین در محاسبه‌ی ارتفاع ماکزیمم موج مایع، جابه‌جایی طیفی ماکزیمم زلزله بیشترین تأثیر را دارد، لذا در محاسبه‌ی ارتفاع‌های ماکزیمم موج مایع، زلزله‌ی طبس که دارای بیشترین جابه‌جایی طیفی ماکزیمم است حاکم گردیده‌است.

نمودارهای درصد کاهش فشار ماکزیمم ضربه‌ای مایع و درصد کاهش ارتفاع ماکزیمم موج مایع برحسب میزان لاغری مخزن بیضوی به‌ترتیب در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نمایش داده شده‌اند.



شکل ۱۱ نمودار درصد کاهش فشار ماکزیمم ضربه‌ای مایع برحسب میزان لاغری مخزن بیضوی

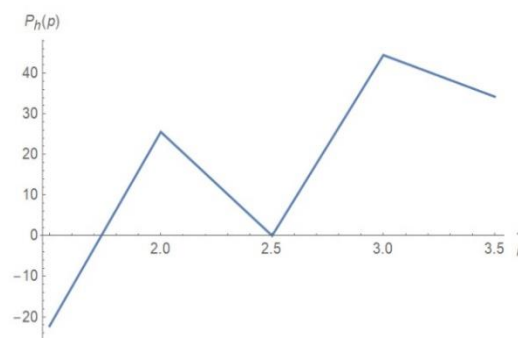
با بررسی شکل‌های (۱۱) و (۱۲) مشخص می‌شود که به‌طور کلی کارایی دیوارهای داخلی در کاهش تلاطم مایع، در مخازن بیضوی لاغرتر بیشتر می‌باشد.

از دیدگاه محاسبه‌ی فشار ماکزیمم ضربه‌ای مایع، زلزله‌ای که بیشترین شتاب ماکزیمم را دارد (زلزله‌ی کیپ با شتاب ماکزیمم $14/973$ متر بر مجذور ثانیه) بر طراحی مخزن حاکم شد.

از دیدگاه محاسبه‌ی ارتفاع ماکزیمم موج مایع، زلزله‌ای که بیشترین جابه‌جایی طیفی ماکزیمم را دارد (زلزله‌ی طبس با جابه‌جایی طیفی ماکزیمم $2/131$ متر) بر طراحی مخزن حاکم گردید.

براساس مطالعات انجام‌شده در این تحقیق به‌واسطه‌ی تقسیم مخزن، نتایج کمی زیر به‌دست آمده‌اند:

۱. بیشترین درصد کاهش فشار ماکزیمم ضربه‌ای مایع برابر با $5/9$ درصد در میزان لاغری $0/25$ رخ داد.
۲. بیشترین درصد کاهش ارتفاع ماکزیمم موج مایع برابر با $30/8$ درصد در میزان لاغری $0/2$ رخ داد.
۳. بیشترین درصد کاهش فشار ماکزیمم ضربه‌ای مایع برابر با $9/2$ درصد در میزان کشیدگی $3/5$ رخ داد.
۴. بیشترین درصد کاهش ارتفاع ماکزیمم موج مایع برابر با $44/4$ درصد در میزان کشیدگی 3 رخ داد.



شکل ۱۴ نمودار درصد کاهش ارتفاع ماکزیمم موج مایع برحسب میزان کشیدگی مخزن بیضوی

با بررسی شکل‌های (۱۳) و (۱۴) مشخص می‌شود که به‌طور کلی، کارایی دیوارهای داخلی در کاهش تلاطم مایع، در مخازن بیضوی کشیده‌تر بیشتر می‌باشد.

نتیجه‌گیری

با بررسی نتایج حاصل از این تحقیق مشخص گردید که در مخازن بیضوی روزمینی به‌طور کلی کارایی دیوار داخلی بیضوی در کاهش تلاطم مایع، در مخازن لاغرتر بیشتر است. هم‌چنین مشخص شد که در مخازن مذکور کارایی دیوار داخلی بیضوی در کاهش تلاطم مایع، در مخازن کشیده‌تر بیشتر می‌باشد.

مراجع

1. Meserole, J., and Fortini, A., "Slosh Dynamics in a Toroidal Tank", *Journal of Spacecraft*, Vol. 24, pp. 523–531, (1987).
2. Bauer, H., and Eidel, W., "Liquid Oscillations in a Prolate Spheroidal Container", *Engineering Archive*, Vol. 59, pp. 371–381, (1989).
3. Barnyak, O., "Normal Oscillations of a Viscous Liquid Partially Filling a Circular Horizontal Channel", *International Journal of Applied Mechanics*, Vol. 33, pp. 335–343, (1997).
4. Bauer, H., "Oscillations of Non-Viscous Liquid in Various Container Geometries", Research report from the University of the Federal Armed Forces, Munchen, (1999).
5. Bauer, H., and Eidel, W., "Free and Forced Oscillations of a Frictionless Liquid in a Long Rectangular Tank with Structural Obstructions at the Free Liquid Surface", *Archive of Applied Mechanics*, Vol. 70, pp. 550–560, (2000).
6. Chen, J., and Kianoush, M., "Generalized Sdof system for Dynamic Analysis of Concrete

- Rectangular Liquid Storage Tanks Effect of Tank Parameters on Response", *Canadian journal of civil engineering*, Vol. 37, pp. 262– 272, (2010).
7. Shakib, H., Omidinasab, F., and Ahmadi, M., "Seismic Demand Evaluation of Elevated Reinforced Concrete Water Tanks", *Journal of civil engineering*, Vol. 8, pp. 204– 220, (2010).
 8. Goudarzi, M., Yazdi, S., and Marx, W., "Seismic Analysis of Hydrodynamic Sloshing Force on Storage Tank Roofs", *Earthquake spectra journal*, Vol. 26, pp. 131– 152, (2010).
 9. Algreane, G., Osman, S., Karim, O., and Kasa, A., "Behavior of Elevated Concrete Water Tank Subjected to Artificial Ground Motion", *Journal of geotechnical engineering*, Vol. 16, pp. 387– 406, (2011).
 10. Meskouris, K., Holtschoppen, B., Butenweg, C., and Rosin, J., "Seismic Analysis of Liquid Storage Tanks", International workshop on active tectonics and earthquake geology and archaeology and engineering, Corinth, (2011).
 11. Kianoush, M., and Ghaemmghami, A., "The Effect of Earthquake Frequency Content on the Seismic Behavior of Concrete Rectangular Liquid Tanks Using the Finite Element Method Incorporating Soil Structure Interaction", *Engineering structures journal*, Vol. 33, pp. 2186– 2200, (2011).
 12. Wieschollek, M., Kopp, M., Hoffmeister, B., and Feldmann, M., "Seismic Design of Spherical Liquid Storage Tanks", Thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering, Corfu, (2011).
 13. Gavriluk, I., Hermann, M., Lukovsky, I., Solodun, O., and Timokha, A., "Multimodal Method for Linear Liquid Sloshing in a Rigid Tapered Conical Tank", *Engineering computations journal*, Vol. 29, pp. 198– 220, (2012).
 14. Kazem, H., and Mehrpouya, S., "Estimation of Sloshing Wave Height in Broad Cylindrical Oil Storage Tanks Using Numerical Methods", *Journal of structural engineering and geotechnics*, Vol. 2, pp. 55–59, (2012).
 15. Cakir, T., and Livaoglu, R., "Fast Practical Analytical Model for Analysis of Backfill Rectangular Tank Fluid Interaction Systems", *Soil dynamics and earthquake engineering journal*, Vol. 37, pp. 24– 37, (2012).
 16. Moslemi, M., and Kianoush, M., "Parametric Study on Dynamic Behaviour of Cylindrical Ground Supported Tanks", *Engineering structures journal*, Vol. 42, pp. 214– 230, (2012).
 17. Jabar, A., and Patel, H., "Seismic Behaviour of rc Elevated Water Tank under Different Staging Pattern and Earthquake Characteristics", *Journal of advanced engineering research and studies*, Vol. 1, pp. 293– 296, (2012).

18. Kralik, J., "Dynamic Analysis of Soil Fluid Tank Interaction due to Earthquake Event", *International conference on dynamics of rigid and deformable bodies*, Ustinadlabem, (2012).
19. Ranjbar, M., Bozorgmehrnia, S., and Madandoust, R., "Seismic Behaviour Evaluation of Concrete Elevated Water Tanks", *Civil engineering infrastructures journal*, Vol. 46, pp. 175–188, (2013).
20. Yosefi, A., Naderi, R., Talebpur, M., and Shahabifar, H., "Static and Dynamic Analysis of Storage Tanks Considering Soil Structure Interaction", *Journal of applied and basic sciences*, Vol. 6, pp. 515–532, (2013).
21. Kalani, L., Navayineya, B., Tavakoli, H., and Vaseghi, J., "Dynamic Analysis of Elevated Water Storage Tanks due to Ground Motions Rotational and Translational Components", *Journal of science and engineering*, Vol. 39, pp. 4391–4403, (2014).
22. Kotrasova, K., Grajciar, I., and Kormanikova, E., "Dynamic Time History Response of Cylindrical Tank Considering Fluid Structure Interaction due to Earthquake", *Applied mechanics and materials journal*, Vol. V617, pp. 66–69, (2014).
23. Tiwari, N., and Hora, M., "Interaction Analysis of Intze Tank Fluid Layered Soil System", *Journal of engineering and applied sciences*, Vol. 10, pp. 940–953, (2015).
24. Tiwari, N., and Hora, M., "Transient Analysis of Elevated Intze Water Tank Fluid Soil System", *Journal of engineering and applied sciences*, Vol. 10, pp. 869–882, (2015).
25. Alemzade, H., and Shakib, H., "Numerical Study of the Response of Ground Steel Tanks with Free Rocking Motion under Effect of Horizontal Excitation of Earthquake", *Structure and steel journal*, Vol. 13, pp. 71–79, (2016).
26. Musa, A., and Eldamatty, A., "Design Procedure for Liquid Storage Steel Conical Tanks under Seismic Loading", *Canadian Journal of civil engineering*, Vol. 44, No. 9, pp. 1–53, (2017).
27. Sensebastian, N., Thomas, A., and Kurian, J., "Seismic Analysis of Elevated Water Tank in a Framed Building", *Journal of Engineering and Technology*, Vol. 4, pp. 1629–1632, (2017).
28. Gurkalo, F., Du, Y., Poutos, K., and Bescos, C., "The Nonlinear Analysis of an Innovative Slit Reinforced Concrete Water Tower in Seismic Regions", *Engineering structures journal*, Vol. 134, pp. 138–149, (2017).
29. Kotrasova, K., Hegedusova, I., Harabinova, S., Panulinova, E., and Kormanikova, E., "The Possible Causes of Damage to Concrete Tanks Numerical Experiment of Fluid Structure Soil Interaction", *Keyengineering materials journal*, Vol. 738, pp. 227–237, (2017).
30. Phan, H., Paolacci, F., Bursi, O., and Tondini, N., "Seismic Fragility Analysis of Elevated Steel Storage Tanks Supported by Reinforced Concrete Columns", *Journal of loss prevention*

- in the process industries*, Vol. 47, pp. 57–65, (2017).
31. Compagnoni, M., and Curadelli, O., "Experimental and Numerical Study of the Response of Cylindrical Steel Tanks under Seismic Excitation", *International Journal of civil engineering*, Vol. 16, No. 2, pp. 1– 13, (2017).
 32. Naresh, K., "Seismic Analysis of Over Head Intze Water Tank Subjected to Sloshing Effect", *International journal of innovative research in technology*, Vol. 6, pp. 105– 112, (2019).
 33. Joseph, A., and Joseph, G., "Fluid Structure Soil Interaction Effect on Dynamic Behaviour of Circular Water Tanks", *International journal of structural engineering*, Vol. 10, No. 1, pp. 25– 39, (2019).
 34. Rawat, A., Mittal, V., Chakraborty, T., and Matsagar, V., "Earthquake Induced Sloshing and Hydrodynamic Pressures in Rigid Liquid Storage Tanks Analyzed by Coupled Acoustic Structural and Euler Lagrange Methods", *Thin walled structures journal*, Vol. 134, pp. 333– 346, (2019).
 35. Behnamfar, F., Moradi, R., and Hashemi, S., "Dynamic Analysis of Flexible Concrete Cylindrical Storage Tanks Subjected to Horizontal and Vertical Ground Motion", *Journal of concrete research*, Vol. 12, pp. 39– 57, (2019).
 36. Uhlirova, L., and Jendzelovsky, N., "Dynamic Analysis of Rectangular Tank Using Response Spectra", *Vibroengineering procedia journal*, Vol. 23, pp. 99– 104, (2019).
 37. Zhang, R., Chu, S., Sun, K., Zhang, Z., and Wang, H., "Effect of the Directional Components of Earthquakes on the Seismic Behavior of an Unanchored Steel Tank", *Applied sciences journal*, Vol. 10, No. 16, pp. 1– 13, (2020).
 38. Rawat, A., Matsagar, V., and Nagpal, A., "Seismic Analysis of Steel Cylindrical Liquid Storage Tank Using Coupled Acoustic-structural Finite Element Method for Fluid-structure Interaction", *International journal of acoustics and vibration*, Vol. 25, pp. 27– 40, (2020).
 39. Jani, B., Agrawal, V., and Patel, V., "Effects of Soil Condition on Elevated Water Tank Using Time History Analysis with Different Staging Systems", *International journal of civil engineering*, Vol. 7, pp. 41– 47, (2020).
 40. Dubey, A., Maurya, M., and Tripathi, S., "Time History Analysis of Underground Water Tank for Different Seismic Intensities", *International journal of science and research*, Vol. 9, pp. 963– 967, (2020).
 41. Pandit, A., and Biswal, K., "Evaluation of Dynamic Characteristics of Liquid Sloshing in Sloped Bottom Tanks", *International journal of dynamics and control*, Vol. 8, pp. 162– 177, (2020).
 42. Ibrahim, R., "Liquid Sloshing Dynamics", Cambridge university press, New York, USA,

(2005).

43. "ANSYS Documentation", SAS IP Inc., Southpointe, USA, (2016).

44. Moslemi, M., "Seismic Response of Ground Cylindrical and Elevated Conical Reinforced Concrete Tanks", Ryerson university, Toronto, Canada, (2011).

۴۵. وهابی، ح.، "مرجع کامل طراحی مکانیزم‌های صنعتی به‌روش المان محدود در ANSYS"، انتشارات اندیشه سرا، تهران، ایران، (۱۳۹۵).

تحلیل پدیده‌ی سنگ‌افت در دیواره‌ی پرشیب با استفاده از مدل‌سازی با روش توده‌ای - کلوخه‌ای Rocfall و روش المان مجزا PFC^{3D} - مطالعه‌ی موردی *

مقاله پژوهشی

هادی فتاحی^(۱)میلاذ صادقی گواری^(۲)حسین قائدی^(۳)

چکیده سنگ‌افت یکی از انواع ناپایداری دامنه‌ای است که در اکثر مناطق کوهستانی رخ می‌دهد و موجب صدمات جانی و خسارات سنگین به تأسیسات، مناطق مسکونی، جاده‌ها، مزارع و وسایل نقلیه می‌شود. بنابراین برای جلوگیری از صدمات مالی - جانی، پیش‌بینی و مدل کردن پدیده‌ی سنگ‌افت در دیواره‌های پرشیب برای انجام اقدامات پیش‌گیرانه ضروری می‌باشد. در این راستا در مقاله‌ی حاضر، به منظور ارزیابی خطر سنگ‌افت ابتدا با استفاده از نرم‌افزار Rocfall مسیر حرکت سقوط سنگی بلوک‌های جدا شده به صورت منفرد و جدا از هم در بحرانی‌ترین مقطع از ارتفاعات شمال باختری شهر شاهرود مورد تحلیل قرار گرفت. سپس به منظور در نظر گرفتن فعل و انفعالات بین ذرات در مسیر حرکت، شکل، اندازه و وزن قطعات از روش المان مجزای PFC^{3D} استفاده شد. با تحلیل نتایج حاصل از شبیه‌سازی به کمک دو نرم‌افزار مذکور، این نتیجه حاصل شد که اگر سنگ‌افت اتفاق بیفتد، تعداد زیادی از قطعات در محدوده‌ی جاده‌ها و مناطق مسکونی توقف دارند که این توقف راه‌بندان در جاده و خطرات مالی - جانی را در پی خواهد داشت. به عبارتی دیگر باتوجه به این‌که بیشترین فاصله‌ی افقی طی شده توسط قطعات ۳۹۳ متر و فاصله‌ی افقی مناطق مسکونی ۳۴۰ متری می‌باشد، لذا احتمال حادثه در اثر سنگ‌افت بسیار بالا است. در ادامه‌ی پیشنهاداتی از جمله نصب توری‌های فلزی، ضربه‌گیرها، کاهش انرژی جنبشی در قطعات، تغییر در ابعاد قطعات، ایجاد تغییر در هندسه‌ی شیب جهت کاهش خطر و خسارات ناشی از سنگ‌افت در مقطع مورد نظر ارائه شده است.

واژه‌های کلیدی سنگ‌افت، روش توده‌ای - کلوخه‌ای، نرم‌افزار Rocfall، روش المان مجزا، نرم‌افزار PFC^{3D}

Analysis of Rock Fall Phenomenon in Steep Wall Using Modeling by Rocfall Mass-Lump Method and PFC^{3D} Discrete Element Method - Case Study

H. Fattahi M. Sadeghi H. Ghaedi

Abstract Rock fall is a type of slope instability that occurs in most mountainous areas and causes casualties and severe damage to facilities, residential areas, roads, farms and vehicles. Therefore, to prevent financial damage, it is necessary to predict and model the phenomenon of rock fall in steep walls to take preventive measures. In this paper, in order to assess the risk of falling rocks, first using Rocfall software, the path of rock fall of isolated blocks was analyzed individually and separately in the most critical section of the northwestern heights of Shahrood. In order to consider the interactions between particles in the path, shape, size and weight of the parts, the distinct element method PFC^{3D} was used. Analyzing the simulation results with the help of these two softwares, it was concluded that if the rock falls, a large number of parts will stop in the area of roads and residential areas, which will result in traffic jams and financial-human risks. In other words, considering that the maximum horizontal distance traveled by the plots is 393 meters and the horizontal distance between residential areas is 340 meters, so the probability of an accident due to falling rocks is very high. In the following, suggestions such as installation of metal grids, shock absorbers, reduction of kinetic energy in the parts, change in the dimensions of the parts, change of the slope geometry to reduce the risk and damage caused by falling rock in the desired section are presented.

Key Word: Rock fall, Rocfall software, PFC^{3D} software, Mass-lump method, Distinct element method.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۳۹۹/۱۲/۷ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۲/۲۲ می‌باشد.

Email: h.fattahi@arakut.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

(۳) دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

مقدمه

تحلیل پایداری بلوک‌های سنگی منفصل واقع بر شیب‌ها و دامنه‌ها که تحت عنوان سنگ‌افت نامیده می‌شود امروزه سبب شده‌است تا بسیاری از مهندسان و طراحان به پیش‌بینی رفتار این پدیده در شیب‌های سنگی روی آورند. عوامل متعددی در رخداد سنگ‌افت نقش دارند که از جمله‌ی آنها می‌توان به افزایش آب حفره‌ای در توده‌ی سنگ، فرسایش مصالح دربرگیرنده، هوازدگی در سنگ، زمین‌لرزه، اثر گوه‌ای ریشه‌ی درختان، تجزیه‌ی شیمیایی سنگ، فرآیند سریع یخ‌زدن و آب‌شدن اشاره کرد. اثرات ناپایداری دامنه‌ها به‌صورت حرکات توده‌ای در مقیاس کوچک تا وسیعی می‌باشد. حرکات دامنه‌ای ممکن است جزئی و منحصر به ریزش یک قطعه سنگ منفرد بوده یا این‌که بسیار بزرگ و فاجعه‌آفرین باشد. مکانیسم حرکتی رفتار سنگ بعد از جدا شدن از سطح شیب‌دار، در حقیقت ترکیبی از چهار فاز مختلف و اصلی لغزش، سقوط آزاد، چرخش و جهش می‌باشد. بنابراین می‌توان با تعیین درست مسیر ریزش قطعات که به‌صورت ارتفاع و طول مسیر، سرعت و انرژی قطعات طی ریزش بیان می‌شود، برای تعیین محل نصب سازه‌های حفاظتی مناسب اقدام کرد. انتهای مسیر حرکت قطعات به عواملی نظیر زبری، شیب، ارتفاع ریزش مربوط به دامنه و سه فاکتور استحکام، شکل و حجم قطعات بستگی دارد. در طول سالیان اخیر در ارتباط با پدیده‌ی سنگ‌افت پژوهش‌های متعددی انجام شده که در ادامه به مهم‌ترین آنها اشاره خواهد شد.

آزونی (Azzoni) و همکاران با استفاده از مدل ریاضی و براساس مکانیزم جسم صلب و آنالیز آماری در یک فضای دوبعدی به بررسی بعضی از پارامترهای کاربردی سنگ‌افت پرداختند [1]. آزونی و فریتاس (Azzoni & Freitas) با استفاده از آزمایش‌های برجا، با پرتاب قطعات سنگی و فیلم‌برداری از تمام مراحل حرکت آنها، پارامترهای مناسبی را برای تحلیل‌های ریزش سنگی ارزیابی کردند. این پارامترها شامل ضریب

ارتجاعی، ضریب اصطکاک غلتشی، سرعت‌های انتقالی و غلتشی و ارتفاع جهش می‌باشد. آنها همچنین تأثیر شکل و ابعاد بلوک‌ها را روی سرعت غلتشی و اثر وجود گودال را بر روی مسیرهای ریزش بررسی کردند [2]. نیکت (Nicot) و همکاران با استفاده از روش‌های تحلیل و آزمایشگاهی، تأثیر شبکه‌های فلزی (Anti-Sub-Marine) در توقف سنگ‌افت را بررسی کردند. آنها نشان دادند که این شبکه‌ها، دربرابر نیروی دینامیکی افت سنگ انعطاف‌پذیری بالایی دارند [3]. کوزتی (Guzzetti) و همکاران به‌منظور بررسی سقوط سنگ در مقیاس ناحیه‌ای و منطقه‌ای و به‌صورت سه‌بعدی برنامه‌ی STONE را طراحی کردند که قابلیت مدل کردن سنگ‌افت را به‌صورت سه فاز سقوط آزاد، غلتش و جهش دارد. داده‌های ورودی این برنامه در محیط سیستم اطلاعات جغرافیایی (GIS) تهیه شد که شامل نقشه‌ی توپوگرافی، زمین‌شناسی، کاربری اراضی، ژئومورفولوژی، سرعت ابتدایی، ضرایب دینامیکی ارتجاعی و اصطکاک می‌باشند. برنامه‌ی مذکور دارای قابلیت مدل کردن منبع سقوط سنگ به سه حالت خطی، نقطه‌ای و ناحیه‌ای می‌باشد که نتایج حاصل به دو شکل دوبعدی و سه‌بعدی در محیط GIS ارائه می‌شوند [4]. دوارت و مارکوئیز (Marquinez & Duarte) تأثیر فاکتورهای محیطی و لیتولوژیکی را بر ایجاد ریزش‌های سنگی در مقیاس ناحیه‌ای و با استفاده از نهشته‌های واریزه‌ای در محیط GIS بررسی نمودند. در این مطالعه از واریزه‌های جدید که توسط پوشش گیاهی دربرگرفته نشده‌اند، به‌عنوان نشانی برای فعالیت سقوط سنگ استفاده شده‌است. واریزه‌هایی که توسط گیاهان پوشیده شده‌اند، دال بر پایداری شیب‌ها و عدم فعالیت آنها می‌باشد. در تحقیق مذکور نقشه‌ی حوضه‌های سقوط سنگ با نقشه‌های متغیرهای محیطی (دما و باران)، ساختمانی و ژئومورفولوژی هم‌پوشانی شده‌است. نتایج حاصل حاکی از آن است که متغیرهای محیطی تأثیرات عمده‌ای بر فعالیت دامنه‌ها دارند. به‌خصوص که این

فصلی ندارد [10]. سابویا (Saboya) و همکاران برای ارزیابی ناپایداری‌های دامنه در ریودوژانیروی برزیل، از منطق فازی استفاده کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که در این مدل چون به صورت صفر و یکی نیست، نتایج بهتری نسبت به سایر مدل‌ها به دست می‌آید [11]. باترسون (Batterson) و همکاران در مطالعه‌ای ارزیابی خطرات زمین‌شناسی از جمله سنگ ریزش را در دره‌ی هامبر در شمال شرق آوالون در کانادا انجام دادند، و به این نتیجه دست یافتند که در شیب‌های ۲۲ تا ۳۰ درجه بیشترین ریزش‌های منطقه اتفاق افتاده است [12]. توپال (Topal) و همکاران به بررسی سنگافت در شهر افیون ترکیه پرداختند. قلعه‌ی افیون یک مکان توریستی در شهر افیون ترکیه است که در یک تپه‌ی شیب‌دار قرار گرفته است و در مجاورت قلعه سکونتگاه‌هایی وجود دارد که در معرض خطر سنگافت قرار دارند. آنها با استفاده از نرم‌افزار Rocfall به بررسی سنگافت و محاسبه‌ی ارتفاع جهش، انرژی جنبشی، سرعت سنگ‌ها و نقطه‌ی توقف بلوک‌ها در طول مسیر پرداختند. نتایج تجزیه و تحلیل‌ها نشان داد که برای مناطقی که مستعد خطر ریزش سنگین هستند، اقداماتی نظیر پیچ سنگ و نرده‌های محافظ قابل پیشنهاد است [13]. لان (Lan) و همکاران برای تسهیل ارزیابی خطرات ریزش سنگی در محیط GIS، زیربرنامه‌ای را تحت عنوان Rockfall Analyst ارائه نمودند که ترکیبی از یک مدل‌سازی سه‌بعدی فرآیند ریزش سنگی با مدل‌سازی GIS است [14]. جیکومینی (Giacomini) و همکاران با انجام ۲۰ آزمایش سقوط سنگ، دید تازه‌ای در مورد قطعه‌قطعه شدن بلوک‌های سقوط کرده به خصوص بلوک‌های دارای فولیاسیون، هنگام برخورد با سطح زمین ایجاد کردند. این آزمایش‌ها در معدنی در شمال غرب ایتالیا بر روی دو نوع سنگ با شیب‌توزیته‌ی متفاوت صورت گرفت [15]. چوی (Choi) و همکاران با استفاده از مدل بارتون و نرم‌افزار Rocfall به حل مشکل خطر ریزش ایالت سوک‌گای‌اوراک در کره‌ی جنوبی پرداختند و بیان کردند ۸۰ درصد

متغیرها در لیتولوژی‌های مختلف تأثیرات متفاوتی را ایجاد می‌کنند. نتایج به دست آمده فعالیت شدید سقوط سنگ در نقاط مرتفع‌تر را تأیید می‌کند. در مناطقی که لیتولوژی‌های مقاوم و نامقاوم به طور متناوب قرار دارند، سقوط سنگ‌ها بیشتر مشاهده می‌شود [5]. چائو (Chau) و همکاران با استفاده از یک سری آزمایش‌های آزمایشگاهی ضرایب واجهشی برای بلوک‌های کروی شکل در شیب‌های سنگی را به دست آوردند. آنها هم‌چنین دریافتند که ضرایب واجهشی با افزایش زاویه‌ی شیب افزایش می‌یابد. هم‌چنین به طور کلی نسبت انرژی سیستماتیک چرخشی به انتقالی با افزایش زاویه‌ی شیب تا ۴۰ درجه، افزایش و سپس تا زاویه‌ی شیب ۷۰ درجه کاهش می‌یابد [6]. بیلیرفرد (Baillifard) و همکاران نقشه‌ی خطر سقوط سنگ را با استفاده از عوامل توپوگرافی، ژئومورفولوژی و زمین‌شناسی و با استفاده از GIS تهیه نمودند [7]. کوزتی و همکاران یک روش براساس افزایش حوادث ناشی از سنگافت با استفاده از تاریخچه و حجم سنگ‌افت و برپایه‌ی نتایج فیزیکی و مدل فضایی شبیه‌سازی سنگ‌افت برای تعیین خطر سنگ‌افت ارائه کردند. آنها اطلاعات مربوط به محل و نوع اقدامات مقابله‌ای در برابر سنگ‌افت را بیان و این روش را در دره‌ی رودخانه نرا در منطقه‌ی Umbria ایتالیای مرکزی مورد استفاده قرار دادند [8]. چائو و همکاران با استفاده از نرم‌افزار GIS به پهنه‌بندی خطر سقوط سنگ در هنگ‌کنگ پرداختند. آنها در تحقیق خود از چهار لایه‌ی اطلاعاتی زمین‌شناسی، مقدار و جهت شیب و طبقات ارتفاعی به عنوان عوامل اصلی در وقوع پدیده‌ی سقوط سنگ در این منطقه استفاده کردند [9]. پرت (Perret) و همکاران به مطالعه‌ی فعالیت مکانی و زمانی ریزش در مناطق جنگلی کوه‌های آلپ سوئیس پرداختند و نتیجه گرفتند وقوع ریزش فصلی در طول خواب درختان، در اوایل بهار به اوج می‌رسد. علاوه بر این، وقوع ریزش با درجه‌ی حرارت تابستان و زمستان در ارتباط است، ولی هیچ هم‌بستگی با بارش سالانه یا

این مقدار انرژی، باید برای طراحی سازه‌های حفاظتی در برابر سنگ‌افت در نظر گرفته شود [22]. یوسف (Youssef) و همکاران در تحقیق خود به بررسی و آنالیز سنگ‌افت در کوه النور در عربستان پرداختند. کوه النور یکی از مناطقی است که به دلیل وجود غار هیرا، پیست اسکارپمنت و مناطق شهری اطراف آن به علت ریزش سنگ بسیار پرخطر است. محققان دست یافتند که شیب تند، هوازدگی، فرسایش، اثرات انسانی و بارندگی از دلایل سنگ‌افت در این منطقه است. بنابراین آنها سعی کردند که با استفاده از سنجش از راه دور، نرم‌افزارهای عددی و مطالعات میدانی، مناطق ناپایدار را شناسایی کنند. تجزیه و تحلیل نشان داد که ریزش سنگ در منطقه‌ی ۱ و ۲ کوه النور ممکن است به مناطق شهری برسد، درحالی‌که ریزش سنگ در منطقه‌ی ۳ به منطقه‌ی شهری نخواهد رسید و ریزش سنگ در امتداد جاده‌ی پیست آل‌نور تأثیر زیادی بر روی گردشگران دارند و بایستی در هر ۳ منطقه اقدامات پیشگیرانه‌ای انجام شود [23]. کسکین (Keskin) و همکاران به بررسی خطر سنگ‌افت در جاده‌ای می‌پردازند که در پایین‌دست آن مناطق مسکونی عبور می‌کند. تجزیه و تحلیل سنگ‌افت در جاده‌ی زونگولداک- کلیملی در ترکیه براساس تحقیقات میدانی، مطالعات آزمایشگاهی و با استفاده از نرم‌افزار Rocfall انجام شده است. آنها به این نتیجه رسیدند برای جلوگیری از خطرات ساختمان‌های مسکونی در پایین‌دست، از آنجا که تغییر هندسه‌ی شیب امکان‌پذیر نیست، سد بتنی در کنار جاده را به عنوان یک اقدام پیشگیرانه توصیه کردند [24]. هی (He) و همکاران با بررسی‌های دقیق میدانی، نقشه‌برداری زمین‌شناسی، تجزیه و تحلیل حرکتی و مدل‌سازی عددی خطر ریزش سنگ‌ها را در شهر میانسای از شهرستان ونچوان، استان سیچوان چین تحت تأثیر زلزله بررسی کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که سنگ‌های درزه‌دار پس از زلزله سبب جدایش شده و علاوه بر ریزش در جاده سبب تحریک سنگ‌های بدون درزه در پایین‌دست می‌شوند. آنها

تخته‌سنگ‌های در حال سقوط، دارای وزن حدود ۱۰۰ تا ۱۵۰ کیلوگرم هستند، میانگین سرعت آنها ۸/۴ متر در ثانیه است و حداکثر انرژی جنبشی این سنگ‌ها ۱۲/۵ کیلوژول است [16]. تونسل اوغلو و زورلو (Zorlu Tunusluoglu &) به کمک مشاهدات میدانی و با استفاده از نرم‌افزار Rocfall نقشه‌ی پهنه‌بندی وقوع ریزش قلعه‌ی اورتا حصار در منطقه‌ی کاپادوکیه در کشور ترکیه را ترسیم کردند [17]. آندریس و لکاس (Antoniou & Lekkas) در تحقیق خود به بررسی و آنالیز پدیده‌ی سقوط سنگ در قسمتی از جزیره‌ی Santorini در کشور یونان پرداختند. در این بخش از جزیره، سقوط سنگ در اطراف جاده خطراتی را برای وسایل نقلیه و ساکنان محلی ایجاد کرده بود. آنها با استفاده از نرم‌افزارهای ArcView و Rocfall منطقه‌ی مورد مطالعه را پهنه‌بندی و آن را به سه زون با خطر کم، متوسط و زیاد تقسیم کردند [18]. رممر (Rammer) و همکاران در رشته کوه‌های آلپ از مدار اتریش تا سوئیس با استفاده از مدل Rocfall به بررسی خطر ریزش پرداختند [19]. هوانگ (Huang) و همکاران با مطالعه درمورد اثرات بارندگی‌ها بر گسیختگی‌های کم‌عمق دامنه‌ای به روش تجربی بدین نتیجه رسیدند که با پیدایش هرگونه گسیختگی در پای دامنه تحت هر عاملی، گسیختگی‌های متوالی به بخش بالادست دامنه سرایت می‌کند و ارتباط تنگاتنگی بین عوامل درونی و بیرونی در شکل‌گیری گسیختگی و ریزش سنگ‌ها در جاده‌ها وجود دارد [20]. ولکونین (Volkwein) و همکاران در مطالعه‌ای به بررسی کلی، انواع مدل‌های مطرح در پهنه‌بندی ریزش و نیز اقدامات حفاظتی در راستای مقابله با این خطر پرداختند [21]. اسپاداری (Spadari) و همکاران، ارزیابی آماری از محدوده‌ی انرژی سنگ‌افت برای پنج شرط زمین‌شناسی مختلف در استرالیا را بررسی کردند. آنها با آنالیز آماری تصادفی دریافتند که برای دو مطالعه‌ی موردی سنگ‌افت، میانگین انرژی ضربه ۲۰۰ تا ۳۰۰ کیلوژول و برای سه مورد دیگر کمتر از ۱۰۰ کیلوژول می‌باشد که ۹۵ درصد

قرار می‌دهد و مشکلات مرتبط با عدم قطعیت داده‌های ورودی را کاهش می‌دهد. خروجی‌های این برنامه به صورت منحنی‌ها و نمودارهای توزیع ماکزیمم سرعت، انرژی جنبشی، ارتفاع پرش و مکان توقف سنگ در سرتاسر طول شیب می‌باشد [26]. از نتایج این نرم‌افزار می‌توان برای طراحی دیوارهای حائل استفاده کرد. تغییرات جزئی در مقدار ضریب ارتجاعی تأثیرات کاملاً آشکاری در مقدار متغیرهای خروجی این برنامه از جمله ارتفاع پرش سنگ‌ها و مسافت طی شده دارد و محاسبه‌ی مقدار دقیق آن نتایج شبیه‌سازی را صحیح‌تر می‌کند که براساس آن می‌توان محل، اندازه و استحکام مورد نیاز دیوار حائل را تخمین زد [26].

این برنامه از سه الگوریتم برای آنالیز و محاسبه‌ی حرکت سنگ استفاده می‌کند که عبارتند از الگوریتم ذره، الگوریتم جهش و الگوریتم لغزش. الگوریتم ذره همه‌ی پارامترهای شبیه‌سازی را دریافت می‌کند و شرایط اولیه را برای الگوریتم سقوط و الگوریتم پرتاب فراهم می‌نماید. الگوریتم پرتاب برای محاسبه‌ی حرکت سنگ در حالت جهش و الگوریتم سقوط برای محاسبه‌ی حرکت در زمانی که سنگ با سطح شیب‌دار برخورد و به سمت پایین حرکت می‌کند، استفاده می‌شود. از تلاقی خط شیب مقطع مدل‌شده و مسیر سهمی توده‌سنگ در لحظه‌ی برخورد و حل معادله‌ی درجه‌ی دوم می‌توان سرعت، انرژی و ارتفاع پرش را در هر نقطه تعیین نمود [26].

معرفی نرم‌افزار المان مجزای PFC

نرم‌افزار PFC از مجموعه نرم‌افزارهای گروه ITASCA است که برای محیط‌های ناپیوسته تهیه شده‌است. این نرم‌افزار از روش المان مجزا برای شبیه‌سازی مدل‌های خود استفاده می‌کند. در این روش توده‌سنگ به صورت یک محیط ناپیوسته و بر مبنای روش اجزای گسسته و ذره‌ای در نظر گرفته می‌شود که رفتار مواد را با استفاده از محیط ذره‌ای و دایره‌ای در حالت دوبعدی و سه‌بعدی

هم‌چنین اثر بارندگی بر روی سنگ‌افت را مورد بررسی قرار دادند [25].

مطابق با تحقیقات انجام‌شده، تاکنون مطالعات زیادی در این خصوص انجام شده‌است، اما از آنجا که نرم‌افزار Rocfall تنها مسیر حرکت را شبیه‌سازی می‌کند و عواملی نظیر شکل، اندازه، وزن قطعات و هم‌چنین فعل و انفعالات بین ذرات در مسیر حرکت (ذرات به صورت منفرد و جدا از هم) را در نظر نمی‌گیرد و شبیه‌سازی نمی‌کند از واقعیت سنگ‌افت فاصله دارد. در صورتی که در واقعیت، قطعات در حال ریزش و سقوط بر روی یکدیگر تأثیرگذار هستند. بنابراین در این تحقیق به منظور تطابق بیشتر با محیط واقعی منطقه‌ی شاهرود، و برای پوشش و رفع نواقص نرم‌افزار Rocfall از نرم‌افزار پر قدرت PFC^{3D} استفاده شده‌است تا علاوه بر شناسایی سرعت و مسیر سنگ‌ها، فعل و انفعالات بین ذرات و دیواره‌ها و بین ذرات با یکدیگر در حین حرکت در پایین‌دست در نظر گرفته شود تا به شرایط موجود در طبیعت نزدیک‌تر باشند و بتوان نتایج قابل قبول و مطمئن‌تری را از شبیه‌سازی به دست آورد. بنابراین در این مقاله با استفاده از دو نرم‌افزار مذکور به منظور کامل‌تر شدن اطلاعات در جهت بررسی خطر سنگ‌افت، به شبیه‌سازی مکانیسم ریزش سنگی، تعیین میزان جابه‌جایی توده‌های ریزشی و هم‌چنین بررسی راهکارهای مقابله و جلوگیری از این ریزش‌ها و خطرات ناشی از آن‌ها در منطقه‌ی شاهرود پرداخته شده‌است.

معرفی نرم‌افزار Rocfall

نرم‌افزار Rocfall یک برنامه‌ی تحلیلی- آماری دوبعدی است که توسط استیونز (Stevens) برای شبیه‌سازی سقوط سنگ ایجاد شده‌است. استفاده از این روش تحلیل احتمالی و متغیرهای تصادفی در متغیر جرم، شرایط اولیه و سرعت سنگ و هم‌چنین در متغیرهای ضرایب ارتجاعی، زاویه‌ی اصطکاک و موقعیت رئوس شیب‌ها، در شبیه‌سازی این برنامه نتایج آماری مفیدی در اختیار

مزار شهدای گمنام در پایین‌دست منطقه، فضای سبز واقع در شمال هتل جهانگردی، شماری از منازل مسکونی پایین‌دست، بخشی از فضای سبز حاشیه‌ی جنوبی محل تفریحی آبشار و حاشیه‌ی باختری جاده‌ی کاج نیز در این محدوده قرار دارد، بنابراین بررسی پدیده‌ی سنگ‌افت و راهکارهای مقابله با آن برای این منطقه بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

منطقه‌ی مورد مطالعه، ارتفاعات شمال باختری شهر شاهرود است. برای مطالعه‌ی دقیق‌تر نقشه‌ی زمین‌شناسی بزرگ‌مقیاس منطقه (۱/۱۰۰۰۰) از عکس‌های هوایی استفاده شده است. شکل (۱) نقشه‌ی زمین‌شناسی ۱/۱۰۰۰۰ منطقه‌ی مورد مطالعه را نشان می‌دهد.

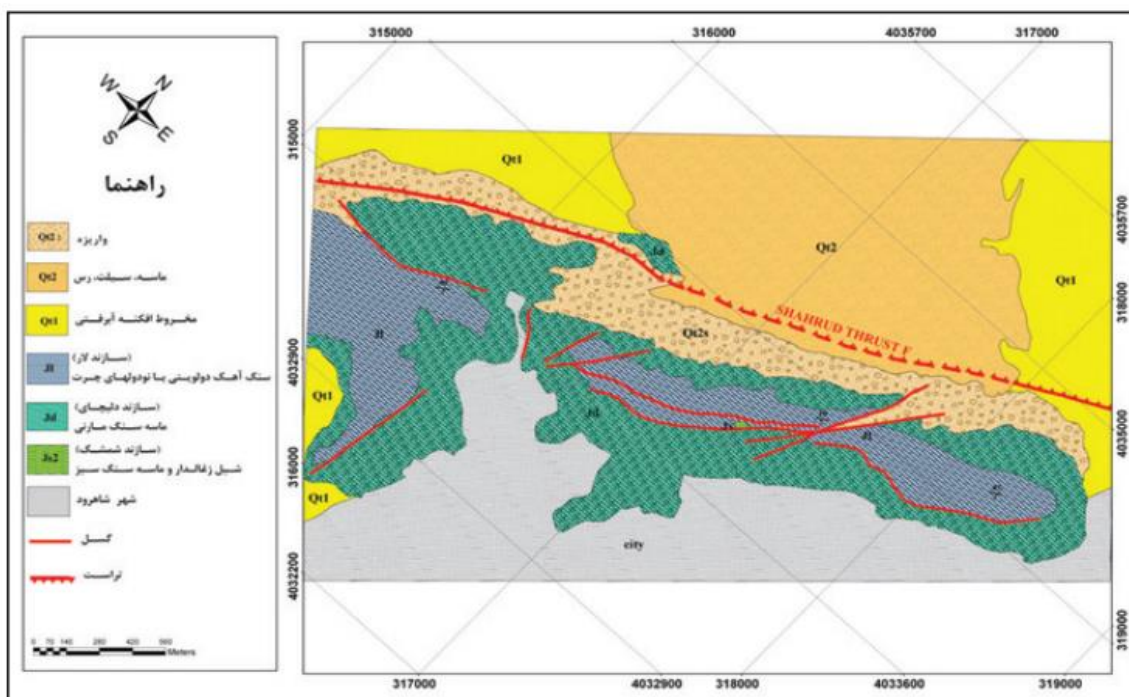
قله‌ها و بخش مرتفع ارتفاعات، متعلق به سازند آهکی صخره ساز لار است. در زیر آهک لار، سازند دلیچای (تناوب آهک مارنی و مارن) قرار دارد که نسبت به فرسایش مقاومت کمتری دارد. رخنمون کوچکی از شیل زغال‌دار شمشک نیز در زیر سازند لار به صورت فرسایش یافت می‌شود. در همبری سازندها اختلاف فرسایش سبب شده است که آهک‌های لار به صورت معلق درآیند. علاوه بر عامل فرسایش، حضور دو گسل موازی با روند ارتفاعات یکی در مرز سازند لار با دلیچای و شمشک و یکی درون سازند لار سبب به وجود آمدن پرتگاه‌هایی به ارتفاع ۳ تا ۴ متر شده است. تکنیزه بودن سازندها، هوازگی ناشی از اختلاف دمای شبانه‌روزی و وجود شمار زیاد روزهای یخبندان در طول سال و فرایند ذوب و انجماد آب در درزه و شکاف‌ها سبب شده است تا پرتگاه‌های موجود استعداد بالایی برای ریزش قطعات سنگی داشته باشند. شکل (۲) نمایی از واریزه‌ها را در محل نشان می‌دهد. در برخی از مناطق نیز قطعاتی بسیار بزرگ به ابعاد چند ده متر مکعب دیده می‌شود.

تحلیل می‌کند. بنابراین تأثیر عوارض ساختاری نظیر درزه‌های سنگی، لایه‌بندی، گسل‌ها و انواع ناپیوستگی‌ها قابل بررسی است. این روش باتوجه به ماهیت ناپیوسته بودن محیط‌های سنگی روش کاملاً مناسبی برای بررسی تغییر شکل و شکست توده‌های سنگی می‌باشد. در این روش برای شبیه‌سازی مسیرهای توده سنگ و محاسبه‌ی انرژی سنگ در حال سقوط و روابط برخورد بین عناصر استفاده می‌شود. نرم‌افزار PFC حرکت و تعامل با سطح مقطع دایره‌ای (2D) و یا کروی (3D) ذرات و عناصر دیوار را با استفاده از قوانین حرکت و نیروی جابه‌جایی مدل‌سازی می‌کند. در طول محاسبه، تماس بین ذرات با ذرات یا ذرات با دیوارها به طور خودکار شناسایی می‌شود. ذرات ممکن است در نقاط تماس باهم پیوند داشته باشند و این پیوند به سبب برخورد می‌تواند شکسته شود. بنابراین می‌توان با استفاده از دستورات نرم‌افزار PFC^{3D} انواع حرکت (جهشی، لغزشی، غلتشی و سقوط آزاد یک توده سنگ منفرد) و تعامل بین بلوک‌ها را در سقوط توده سنگ مدل‌سازی کرد [27,28].

موقعیت جغرافیایی و زمین‌شناسی محدوده‌ی

مطالعاتی

شهر شاهرود بزرگ‌ترین شهرستان استان سمنان می‌باشد که از شمال به ارتفاعات سلسله جبال البرز و شهرستان گنبد کاووس و گرگان، از شرق به شهرستان سبزوار، از جنوب به دشت کویر و استان اصفهان و از غرب به شهرستان دامغان مرتبط می‌شود. شاهرود به لحاظ موقعیت ممتاز و ویژه‌ی جغرافیایی و قرار گرفتن بین رشته‌کوه‌های البرز و سرزمین‌های کویری همواره از جمله جاذبه‌های گردشگری ایران بوده است. از آنجایی که این منطقه یک مکان تفریحی در شمال شهر شاهرود می‌باشد هر ساله گردشگرانی برای بازدید از این منطقه به این شهر سفر می‌کنند اما از آنجا که این محدوده در معرض برخورد قطعات سنگی است در مواردی ریزش توده سنگ در جاده‌ها سلامتی گردشگران را به خطر می‌اندازد. هم‌چنین



شکل ۱ نقشه زمین شناسی ۱/۱۰۰۰۰ منطقه‌ی مورد مطالعه



شکل ۲ واریزه‌های موجود در دامنه‌ی مشرف به جاده و مناطق مسکونی

جمله رخداد کوه‌زایی، چین‌خوردگی و گسلش‌های متعدد بوده‌است. در ورقه‌ی زمین‌شناسی ۱/۱۰۰۰۰۰ شاهرود چین‌خوردگی‌ها شامل ساختمان‌های تاکیدیسی و

همان‌طور که ذکر شد منطقه‌ی مورد مطالعه متعلق به ایالت زمین ساختی البرز شرقی است. البرز شرقی در طی ادوار زمین‌شناسی متحمل رویدادهای مختلفی از

صحرائی، مناطق بحرانی شناسایی شدند. وجود نقاط منشأ ریزش سنگی، اصلی‌ترین معیار برای بحرانی بودن شرایط در نظر گرفته شدند. از ویژگی‌های چنین مناطقی، شیب تند و گاهی معلق یا شیب منفی، حضور قطعات ریزشی بسیار بزرگ در پای دامنه یا بر روی دامنه و وجود مناطق مسکونی در فاصله‌ی نزدیک به دامنه می‌باشد. با این اوصاف مقطعی مورد ارزیابی قرار گرفت که به دلیل وجود منطقه‌ی مسکونی در پایین دست این مقطع، در صورت ریزش سنگ‌افت، شرایط بحرانی را برای ساکنان آن ایجاد می‌کرد. خصوصیات درزه‌ها در مقطع مدنظر که سبب ریزش سنگ‌افت شده مطابق جدول (۱) و (۲) می‌باشد.

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، از نرم‌افزار RocFall برای شبیه‌سازی پدیده‌ی سنگ‌افت در مقطع مورد نظر استفاده شده‌است. این مقطع باتوجه به اندازه‌گیری‌های انجام شده به صورت شکل (۳) می‌باشد.

ناودیسسی با روند شمال شرق- جنوب غربی و یا شرقی- غربی و از انواع متقارن یا نامتقارن می‌باشد. سیستم اصلی گسل‌ها به صورت رانندگی‌ها و سپس گسل‌های امتداد لغز است. رانندگی‌های موجود دارای امتداد شرقی- غربی است و حرکات قابل توجهی را از شمال به جنوب انجام داده‌اند. این رانندگی‌ها در جایی که شیب گسل به صفر نزدیک شده‌است، سفره‌های رورانده را به وجود آورده‌اند. در محدوده‌ی مورد مطالعه نیز واحدهای مختلف چینه‌شناسی دارای چین‌خوردگی‌های واضح و مشهودی می‌باشد. از آنجا که توده سنگ به صورت یکپارچه نیست و دارای درزه و شکستگی‌های متعدد می‌باشد و از طرفی در تنش‌های پایین که در اعماق کم وجود دارد، رفتار توده سنگ توسط شکستگی‌ها کنترل می‌شود، لذا شناخت خصوصیات درزه‌ها در ارزیابی پایداری شیب‌های سنگی ضروری می‌باشد. به این منظور، ارتفاعات شاهرود که دارای درزه‌های مستعد ریزشی می‌باشد با رس و سیلت پر شده‌اند.

نتایج حاصل از مدل‌سازی با روش توده‌ای -

کلوخه‌ای RocFall

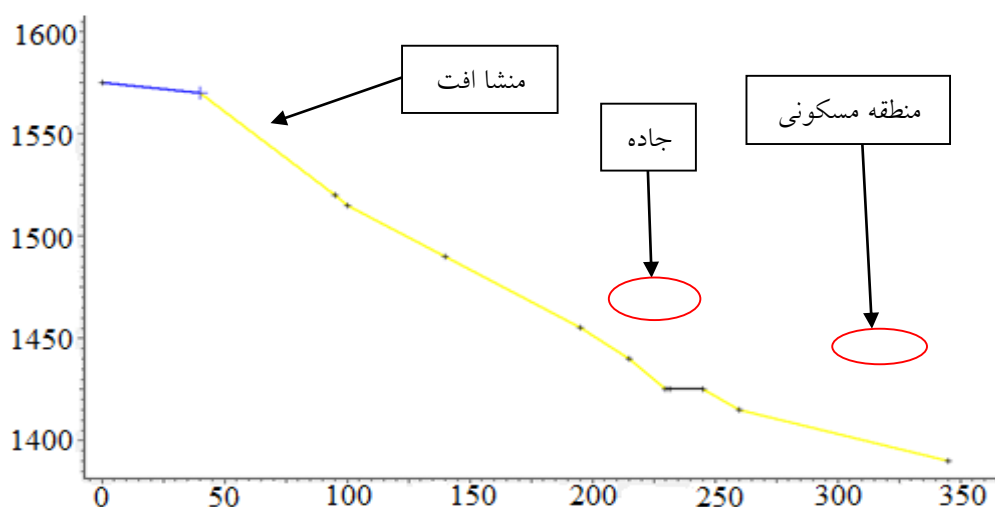
به منظور بررسی وضعیت پایداری دامنه در منطقه‌ی مورد مطالعه باتوجه به نقشه‌ی توپوگرافی و بازدیدهای

جدول ۱ خصوصیات درزه‌های اصلی در مقطع مورد نظر

دسته درزه	میانگین شیب	جهت شیب	فاصله‌داری (cm)			پرش‌دگی	حداکثر بازشدگی (cm)
			مینیمم	میانگین	ماکزیمم		
۱	۴۴	۱۳۷	۳۰	۹۴	۱۸۰	رس	۲
۲	۶۶	۳۵۰	۱۶	۷۸	۴۰۶	رس	۱
۳	۸۱	۳۱	۱۶	۵۴۶	۱۲۷	سیلت	۱۰
۴	۷۴	۲۴۲	۷/۳	۴۷	۱۸۳	رس	۲
۵	۴۸	۳۰۲	۳۰	۹۴	۱۸۰	رس	۳

جدول ۲ خصوصیات مقاومت برشی درزه‌های اصلی در مقطع مورد نظر

φ_p (میانگین)	مقاومت فشاری دیواره درزه (JCS)			ضریب زبری (JRC)			φ_b	دسته درزه
	مینیم	میانگین	ماکزیم	مینیم	میانگین	ماکزیم		
۴۹/۹	۳۶۰	۵۳۴	۵۹۵	۴	۶/۳۳	۸	۳۱	۱
۵۲/۸	۳۹۵	۴۶۷	۵۶۰	۵	۷	۹	۳۱	۲
۵۶/۹	۵۴۰	۵۵۲	۵۶۵	۵	۷	۸	۳۱	۳
۵۴/۸	۱۸۰	۴۴۶	۵۹۰	۴	۶/۴۶	۸	۳۱	۴
۵۱/۷	۳۴۰	۴۷۰	۵۸۵	۶	۷/۲	۸	۳۱	۵



شکل ۳ نیم رخ مقطع مورد نظر (واحد محورهای مختصات به متر است)

در شکل (۳) نقاط منشأ ریزش تعیین شده‌اند و برای بخش‌های مختلف دامنه مطابق جدول (۳)، ضرایب ارتجاعی، ضریب اصطکاک و زبری متناسب با ویژگی‌های آن تعیین و وزن بزرگ‌ترین قطعات در هر مقطع با استفاده از برداشت‌های صحرایی برپایه‌ی فاصله‌داری درزه‌ها مشخص شده‌است.

مطابق شکل (۴) در این نرم‌افزار برای شبیه‌سازی ۱۰۰۰ ریزش در طی هر بار اجرای برنامه تنظیم شده‌است و بزرگ‌ترین قطعه در مقطع دارای وزن معادل ۳۶۰۰ کیلوگرم می‌باشد. باتوجه به تعداد سنگ‌های در طول مسیر سقوط می‌توان مشاهده کرد که پس از ریزش محل توقف تعداد زیادی از سنگ‌ها در فاصله‌ی ۲۶۰ متری تا ۳۴۰ متری که محل عبور جاده است می‌باشد، هم‌چنین تعدادی از قطعات در مسیر جاده توقف دارند، در صورت سنگ‌افت، این توقف‌ها، باعث بسته شدن جاده و ایجاد حوادث و خطرات جبران‌ناپذیری برای ساکنان این مناطق می‌شود. همان‌طور که در شکل (۵) مشخص است، تغییرات در سرعت اولیه و وزن قطعات تأثیر قابل توجهی در تعداد و محل توقف قطعات ندارد.

در این منطقه و مطابق شکل (۶)، باتوجه به ارتفاع پرش قطعات سنگی در طول مسیر می‌توان محدوده‌هایی که قطعات لغزش، غلتش یا جهش دارند را مشخص کرد؛ از نمودارهای به‌دست‌آمده به کمک نرم‌افزار مشخص می‌شود که قطعات در حد فاصل ۹۵ تا ۱۱۰ متری با جهشی حدود ۰/۷۵ متر و در فاصله‌ی ۲۵۰ متری جهشی بالای ۷ متر دارد. ابتدا و انتهای مسیر حرکت، قطعات به صورت لغزش یا غلتش حرکت می‌کنند. هم‌چنین

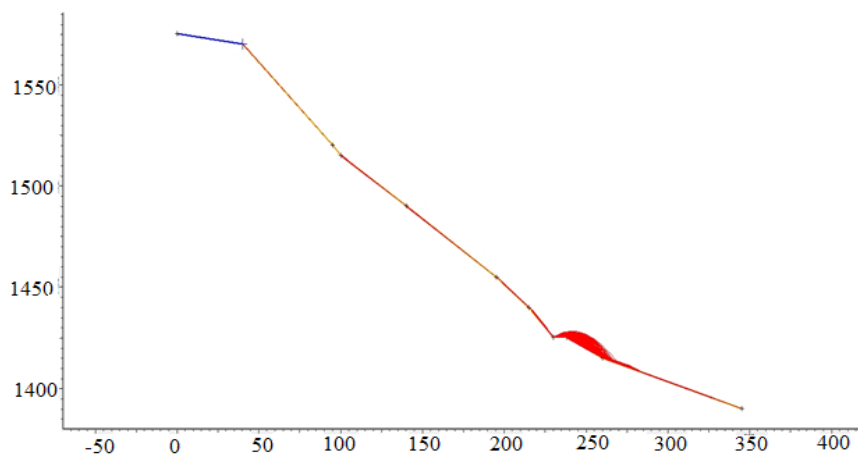
در شکل (۳) نقاط منشأ ریزش تعیین شده‌اند و برای بخش‌های مختلف دامنه مطابق جدول (۳)، ضرایب ارتجاعی، ضریب اصطکاک و زبری متناسب با ویژگی‌های آن تعیین و وزن بزرگ‌ترین قطعات در هر مقطع با استفاده از برداشت‌های صحرایی برپایه‌ی فاصله‌داری درزه‌ها مشخص شده‌است.

باتوجه به تعداد سنگ‌های در طول مسیر سقوط می‌توان مشاهده کرد که پس از ریزش محل توقف تعداد زیادی از سنگ‌ها در فاصله‌ی ۲۶۰ متری تا ۳۴۰ متری که محل عبور جاده است می‌باشد، هم‌چنین تعدادی از

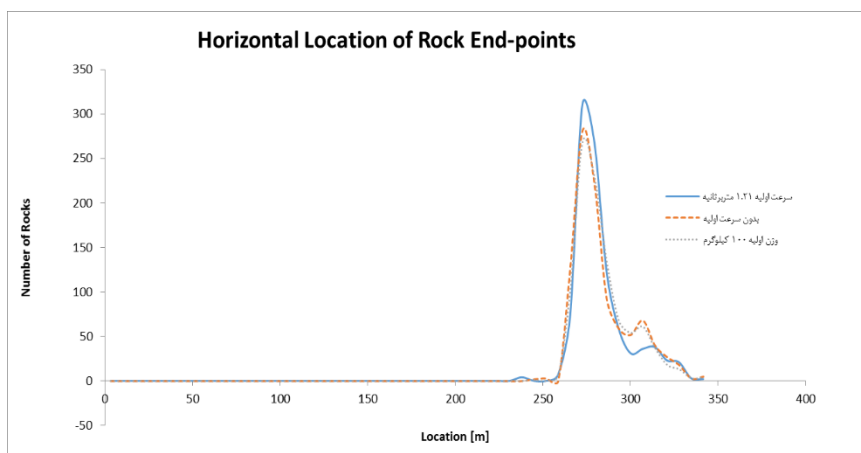
باتوجه به تغییرات در وزن و سرعت اولیه و نمودارهای حاصل از آنها می‌توان به این نتیجه رسید که این تغییرات نقش زیادی در تعیین ارتفاع پرش ندارند.

جدول ۳ ویژگی‌های مواد سازنده‌ی دامنه‌ی مورد نیاز در ورودی برنامه

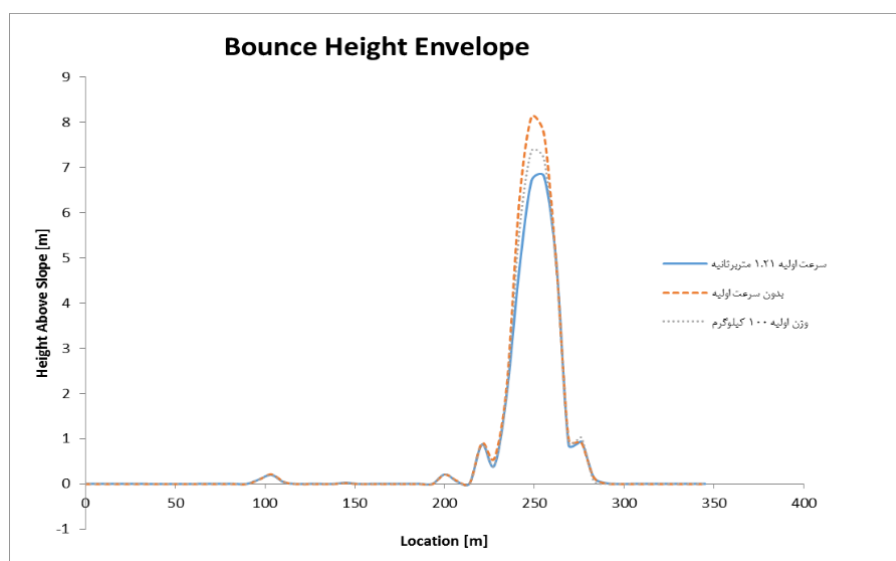
بخش پایینی دامنه	بخش بالایی دامنه	نوع سنگ‌های دامنه
سنگ آهک مارنی پوشیده با مقدار زیادی سنگ‌ریزه و کمی پوشش گیاهی	سنگ آهک‌های توده‌ای و مقاوم لار	
۲	۲	زبری دامنه (انحراف معیار از شیب میانگین)
۳۰	۳۰	زاویه‌ی اصطکاک دامنه (درجه)
۰/۳۳	۰/۵	ضریب ارتجاعی عادی (بدون واحد)
۰/۸۷	۰/۹۵	ضریب ارتجاعی مماسی (بدون واحد)



شکل ۴ مسیرهای طی‌شده‌ی قطعات در مقطع در طی ۱۰۰۰ بار شبیه‌سازی



شکل ۵ مسافت طی‌شده



شکل ۶ ارتفاع پرش قطعات در طول مسیر (متر)

ایجادشده در منشأ افت به عنوان عوامل تعیین کننده ی نوع و میزان متغیرهای مختلف حرکت نام برد. باتوجه به منشأ سنگافت و توپوگرافی دامنه ی موجود، همه ی نقاط میان منشأ سنگافت و محل توقف قطعات ریزشی، مستعد برخورد قطعات سنگی است که می تواند سبب خسارت های زیادی شود. بدیهی است که برخورد قطعات در پهنه های بالاتر بیشتر است، از این رو باتوجه به محل توقف مصالح ریزشی می توان محدوده ی در معرض خطر را تعیین کرد.

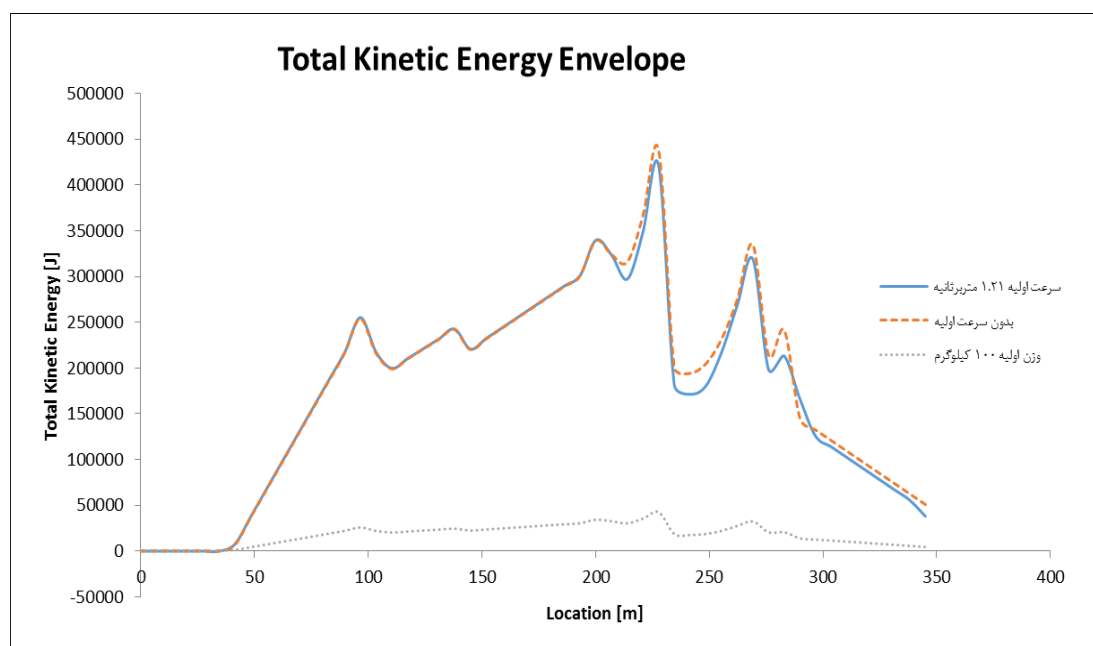
مطابق نمودارهای به دست آمده و محل قرار گرفتن جاده و تأسیسات انسانی در دامنه ی شیب، در صورت وقوع سنگافت در منطقه ی مورد نظر قطعه سنگ های جدا شده از منشأ سنگافت، با ارتفاع جهش ۷ متر، سرعت ۱۶ متر بر ثانیه و هم چنین انرژی جنبشی ۱۷۰ کیلوژول است و باعث ایجاد خطر ریزش در جاده می شود. هم چنین باتوجه به ماکزیمم مسافت طی شده، سرعت ۳ متر بر ثانیه و انرژی جنبشی ۵۰ کیلوژول قطعه سنگ باعث به وجود آمدن خسارت های جانی و مالی در صورت سنگافت در منطقه خواهد شد. برای جلوگیری

قطعات سنگ در مسیر حرکت در طی ریزش انرژی جنبشی آن افزایش می یابد که بعد از جهش و برخورد با سطح شیب مقداری از انرژی جنبشی کاسته می شود. این کاهش به دلیل تغییر محسوس در ضریب ارتجاعی سطح جاده نسبت به سطوح دیگر شیب در محدوده ی جاده بیشترین مقدار را دارد. انرژی جنبشی در انتهای مسیر به دلیل کم شدن شیب دامنه و تغییر نوع حرکت از حالت جهشی به غلتشی و لغزشی، با کاهش روبه رو می شود. شکل (۷) انرژی جنبشی در طی ریزش را نشان می دهد. هم چنین مطابق شکل (۸) سرعت انتقالی در طی مسیر رفتاری شبیه به رفتار انرژی جنبشی دارد و تغییر نوع حرکت باعث نوسانات سرعت می شود.

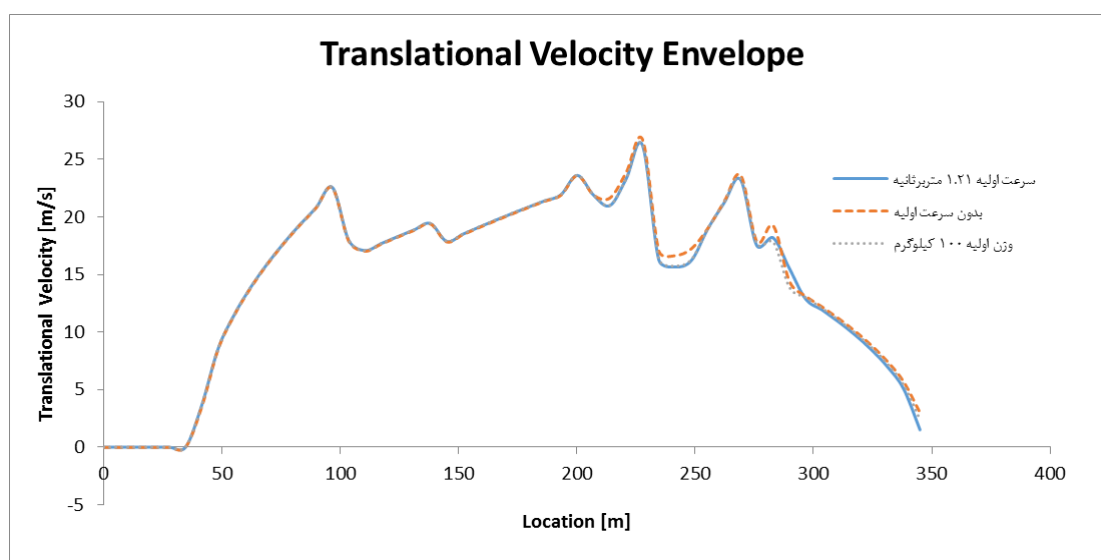
باتوجه به نمودارهای به دست آمده از شبیه سازی سنگافت می توان به این نتیجه رسید که با افزایش وزن قطعه سنگ، تغییر خاصی در میزان بیشترین مسافت طی شده و سرعت، حاصل نشده است و انرژی جنبشی کل قطعه تنها عاملی است که دست خوش تغییرات شده و به طور آشکاری افزایش یافته است. بنابراین می توان از ویژگی های توپوگرافی های دامنه و وزن قطعه سنگ های

جلوگیری کرد. هم‌چنین باتوجه به شکل (۱۰) و ارتفاع پرش، ارتفاع مانع حداقل باید ۱/۵ متر در نظر گرفته شود. ظرفیت مورد نیاز این مانع پس از شبیه‌سازی ۲۰۰ کیلوژول به دست آمده است.

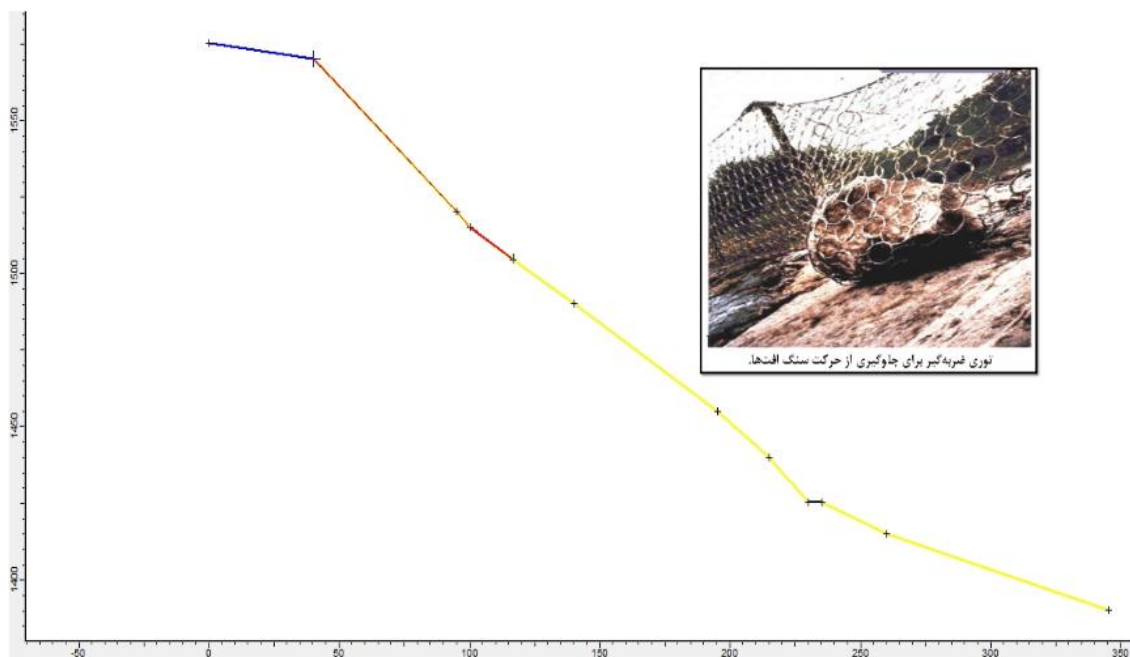
از رسیدن قطعات به جاده، می‌توان از دیوار حائل استفاده کرد. باتوجه به نتایج شبیه‌سازی به منظور جلوگیری سنگ‌افت، مطابق شکل (۹)، محل قرار گرفتن مانع باتوجه به افت انرژی در بالای جاده در ارتفاع ۱۵۰۷ متری می‌باشد تا بتوان از رسیدن سنگ‌ها به مسیر جاده



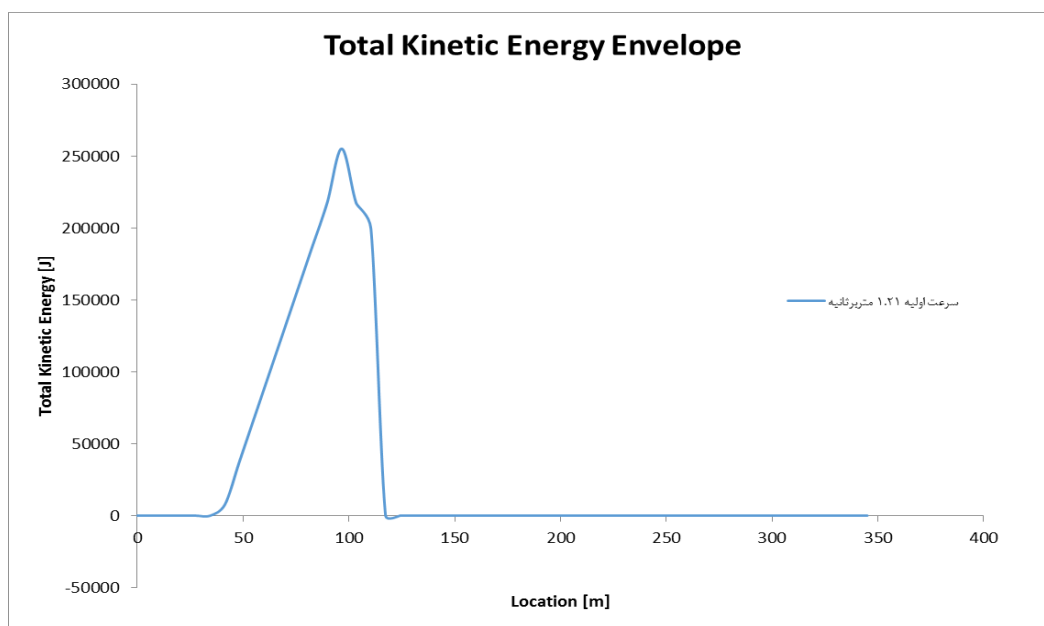
شکل ۷ انرژی جنبشی در طی ریزش (ژول)



شکل ۸ سرعت انتقالی در طی مسیر (متر بر ثانیه)



شکل ۹ محل قرار گرفتن مانع



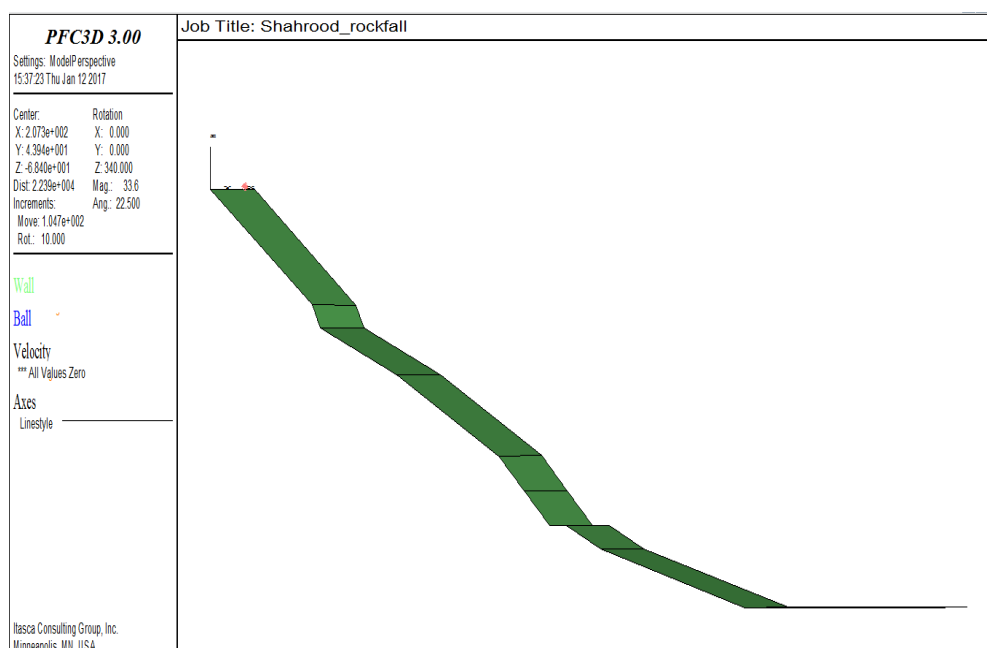
شکل ۱۰ انرژی جنبشی کل بعد از اجرای مانع

به‌وسیله‌ی مجموعه‌ای از عناصر کروی شکل و باتوجه به خواص آنها مطابق شکل (۱۱) تنظیم شده‌است.

نتایج حاصل از شبیه‌سازی به‌روش المان مجزا

PFC^{3D}

شبیه‌سازی مقطع دیواره و بلوک جداشده در تراز بالایی

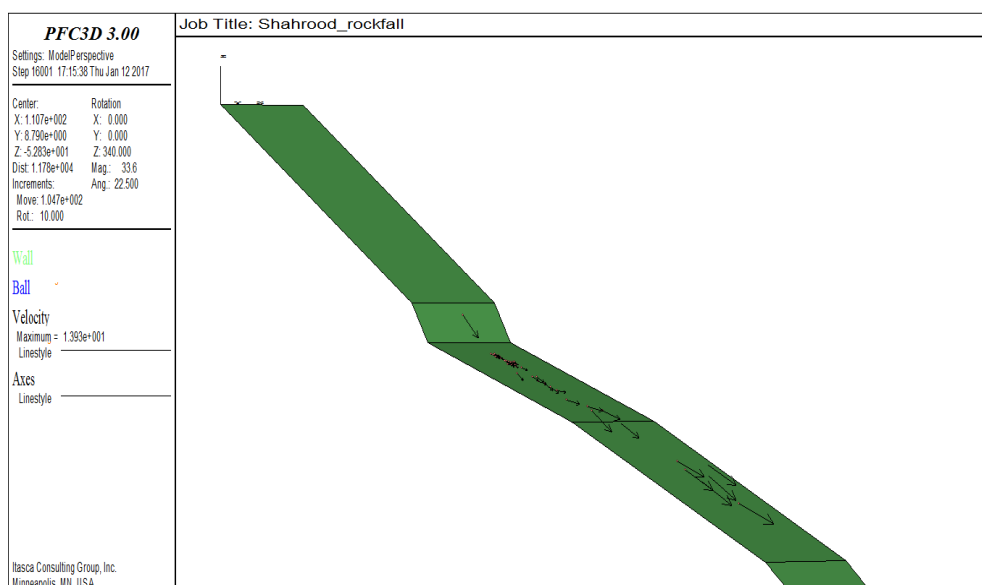


شکل ۱۱ شبیه‌سازی مقطع دیواره و بلوک جداشده در نرم‌افزار PFC^{3D}

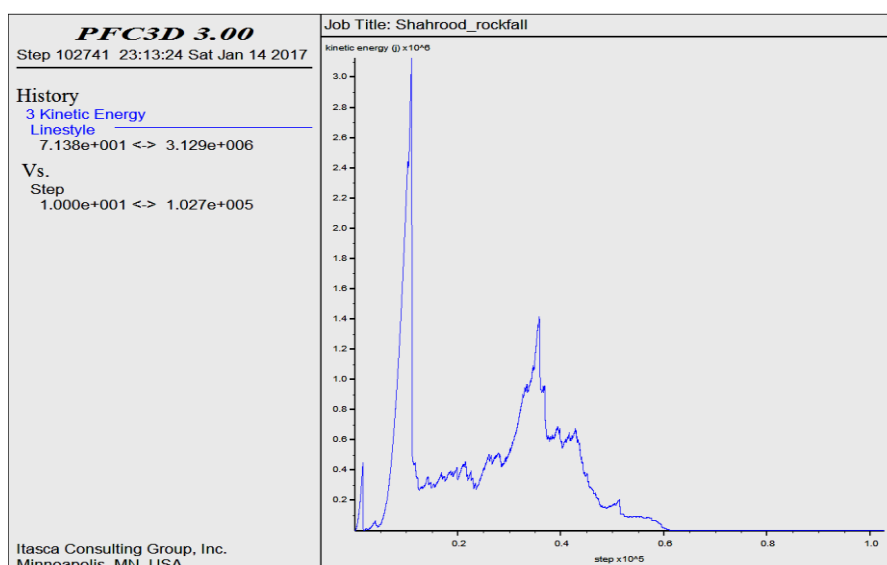
است؛ این انرژی پس از برخورد بلوک با سطح دامنه و تبدیل شدن آن به قطعات کوچک‌تر (شکل ۱۳) به شدت کاهش می‌یابد و نیز مقداری از انرژی ذخیره شده در بلوک به دلیل برخورد کاهش می‌یابد. پس از این کاهش انرژی قطعات حاصل شروع به حرکت در سطح دامنه می‌کنند که این حرکت همراه با افزایش انرژی جنبشی است. اما این افزایش تا زمانی ادامه می‌یابد که قطعات با برخورد به سطح دامنه انرژی و سرعت خود را از دست می‌دهند و نوع حرکت آنها از غلتش به غلتش با سرعت کمتر و لغزش تغییر می‌کند؛ و یا این که قطعات به سطح جاده می‌رسند و بعد از برخورد با سطح جاده تعدادی از قطعات متوقف می‌شوند، اما بقیه‌ی قطعات به حرکت خود ادامه می‌دهند که این حرکت باعث افزایش انرژی جنبشی آنها می‌شود ولی این افزایش بعد از مدتی رو به کاهش و صفر شدن می‌گذارد و دلیل آن کم شدن شیب دامنه و کوچک‌تر شدن قطعات می‌باشد.

در شبیه‌سازی با استفاده از روش المان مجزا و نرم‌افزار PFC^{3D} می‌توان با تحلیل نمودارهای به دست آمده از شبیه‌سازی، به بررسی بیشتر فرایند سنگ‌افت و تحلیل مسیر حرکت، انرژی و سرعت قطعات پرداخت. در این فرایند باتوجه به این که شبیه‌سازی در سه بعد انجام می‌شود، در طول محاسبه تماسی که بین ذرات با ذرات و ذرات با دیواره وجود دارد به صورت خودکار شناسایی می‌شوند. در این نرم‌افزار می‌توان حرکت قطعات در طی مراحل مختلف را به دست آورد؛ به عنوان مثال شکل (۱۲) محل قرارگیری قطعات بعد از ۱۶۰۰ گام را نشان می‌دهد. در این مقاله، فرایند شبیه‌سازی در ۴۰۰۰۰ مرحله برای بررسی حرکت قطعات در طول دامنه انجام شده است.

باتوجه به نمودار انرژی جنبشی کل در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود بلوک پس از جدا شدن از جایگاه ابتدایی خود به دلیل وزن زیاد بلوک، دارای انرژی جنبشی بالایی



شکل ۱۲ محل قرارگیری قطعات بعد از ۱۶۰۰ گام



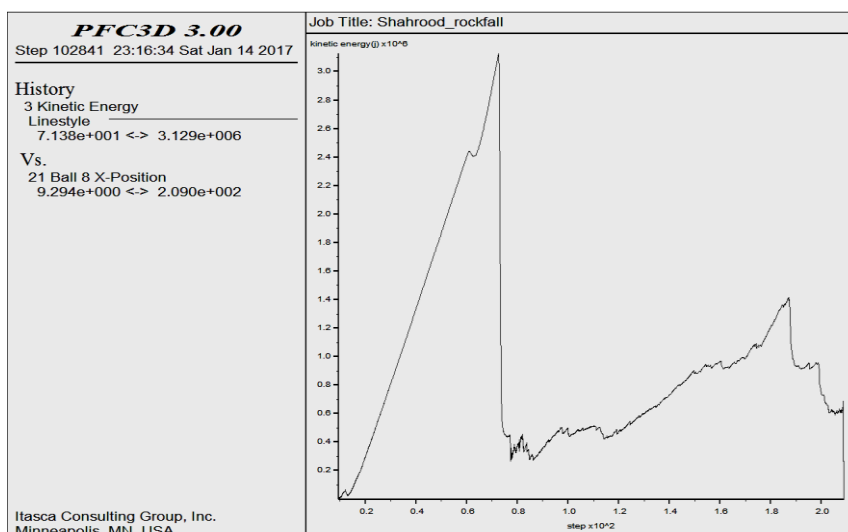
شکل ۱۳ انرژی جنبشی کل (ژول)

صعودی در انرژی جنبشی حرکت می‌کند و پس از برخورد به سطح جاده انرژی آن به شدت کاهش می‌یابد و با عبور از سطح جاده انرژی جنبشی آن تا رسیدن به پایین شیب افزایش می‌یابد و پس از آن انرژی آن کاسته می‌شود و در فاصله‌ی ۳۵۰ متری به توقف کامل می‌رسد و انرژی جنبشی آن صفر می‌شود. همان‌طور که در نمودار شکل‌های (۱۶) و (۱۷)

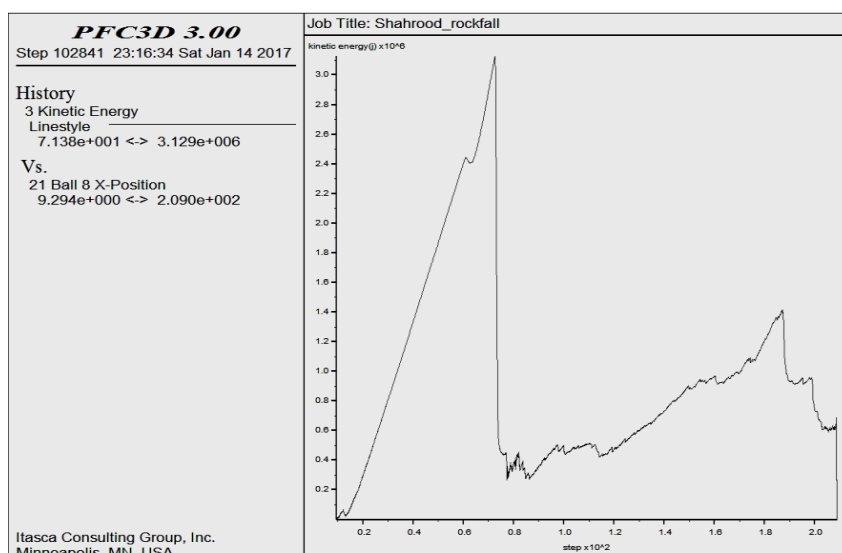
انرژی جنبشی دو توپ با محل توقف متفاوت در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نشان داده شده‌است. در نمودار شکل (۱۴)، توپ شماره‌ی ۸ در محدوده‌ی جاده، انرژی جنبشی برابر با صفر دارد که نشان‌دهنده‌ی این است که در سطح جاده متوقف می‌شود و قبل از آن انرژی جنبشی معادل ۴۰۰ کیلوژول دارد؛ نمودار شکل (۱۵) انرژی جنبشی توپ ۲۹ را نشان می‌دهد که این توپ با یک سیر

این، قطعاتی هم بدون این‌که توقفی در طول مسیر داشته باشند به سمت پایین دامنه حرکت می‌کنند؛ به دلیل عدم توقف، انرژی جنبشی در این قطعات افزایش می‌یابد و این افزایش باعث می‌شود قطعات مسیر طولانی‌تری را نسبت به دیگر قطعات طی کنند. به علاوه با توجه به شبیه‌سازی انجام‌شده که در شکل (۱۶) نشان داده شده‌است، بیشترین جابه‌جایی اتفاق افتاده در فاصله‌ی افقی ۳۹۳ متری از منشأ ریزش می‌باشد.

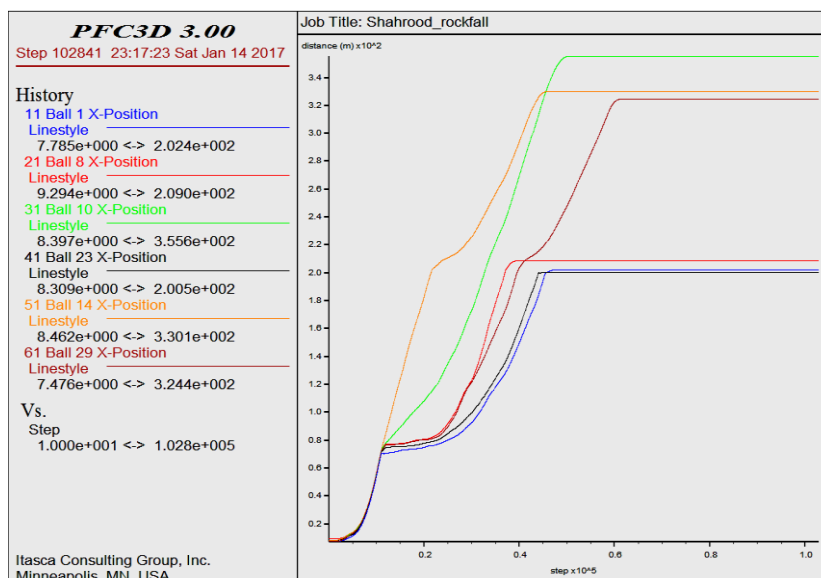
مشخص است توپ‌ها (بیانگر قطعات سنگ می‌باشند)، حالت و مکان توقف‌های متفاوتی را دارند. براساس این شکل‌ها مشاهده می‌شود که قطعات جداشده در مسیر دامنه به حرکت خود ادامه می‌دهند و تعدادی از آنها در محدوده‌ی جاده توقف دارند؛ هم‌چنین تعدادی از قطعات که در جاده متوقف شده بودند، با نیرویی که دیگر قطعات در حال افت به آنها وارد می‌کنند، به حرکت خود در دامنه ادامه می‌دهند و در انتهای دامنه متوقف می‌شوند. علاوه بر



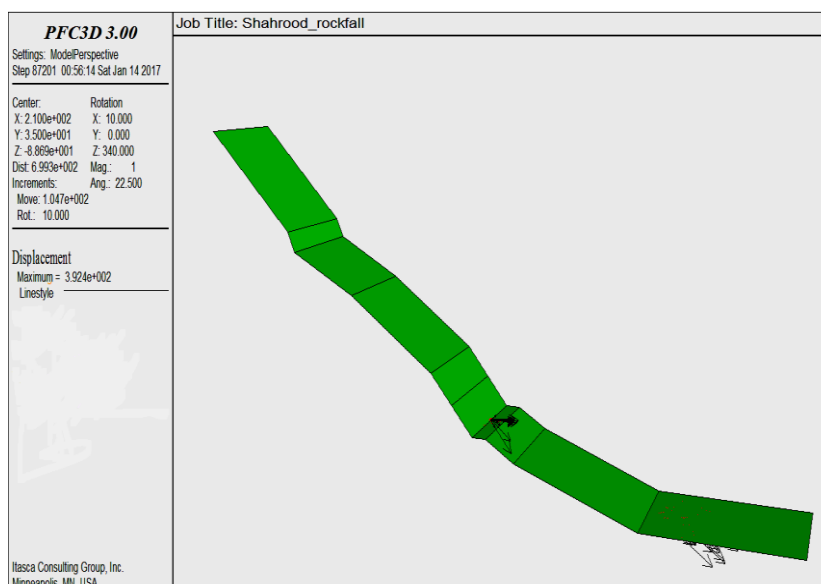
شکل ۱۴ انرژی جنبشی توپ ۸



شکل ۱۵ انرژی جنبشی توپ ۲۹



شکل ۱۶ محل توقف توپ‌های مختلف بر روی دامنه



شکل ۱۷ بیشترین مسافت طی شده توسط توپ‌ها

با انرژی جنبشی معادل ۱۰۰ کیلوژول به مناطق مسکونی می‌رسند که در صورت سنگ‌افت خسارت‌های جبران‌ناپذیری در پی خواهد داشت.

۲. همان‌طور که در نمودار انرژی جنبشی مشخص است، وقتی بلوک به صورت یکپارچه شروع به حرکت می‌کند انرژی جنبشی زیادی دارد و وقتی به قطعات کوچک‌تر تبدیل می‌شود انرژی آن به شدت کاهش

براساس نمودارهای به دست آمده از شبیه‌سازی با استفاده از نرم‌افزار المان مجزا PFC^{3D} می‌توان نتایج زیر را به دست آورد:

باتوجه به نمودار انرژی جنبشی کل حاصل از سنگ‌افت ۱. در طول مسیر حرکت مشاهده می‌شود که وقتی قطعات به مسیر جاده می‌رسند، انرژی جنبشی آنها معادل ۴۰۰ تا ۶۰۰ کیلوژول است و همچنین قطعات

خلاصه کرد:

۱. از جمله عواملی که در ارزیابی پدیده‌ی سنگ‌افت تأثیر دارند می‌توان به عوامل توپوگرافی نظیر هندسه‌ی شیب، وزن قطعات سنگی، منشأ ریزش سنگ‌ها و خواص مکانیک سنگی دامنه اشاره کرد. باتوجه به نتایج به‌دست آمده می‌توان گفت اصلی‌ترین عامل کنترل‌کننده‌ی حرکت قطعه سنگ بر روی شیب، عامل توپوگرافی است.

۲. باتوجه به این‌که انرژی قطعات سنگی با میزان مخرب و خطرناک بودن آن رابطه‌ی مستقیم دارد، از این‌رو هر چه انرژی جنبشی در قطعات بیشتر باشد میزان خسارات ناشی از آن بیشتر خواهد شد. بنابراین باتوجه به نتایج به‌دست آمده در شبیه‌سازی‌ها، می‌توان با ایجاد تغییرات مناسب در عواملی که در سنگ‌افت مؤثر هستند میزان خسارت‌های احتمالی از آن را کاهش داد یا به صفر رساند. ایجاد تغییر در هندسه‌ی شیب، تغییر در ابعاد قطعات، ایجاد موانع در مکان مناسب در مسیر حرکت قطعات از راهکارهای مناسب به‌شمار می‌روند.

۳. در این مقاله سنگ‌افت با استفاده از نرم‌افزار Rocfall شبیه‌سازی شده‌است و باتوجه به نتایج حاصل از آن این پدیده مورد بررسی قرار گرفته‌است. از آنجایی که این نرم‌افزار فقط مسیر حرکت را شبیه‌سازی می‌کند و عواملی نظیر شکل، اندازه و وزن قطعات در شبیه‌سازی تأثیری ندارد و فعل و انفعال بین ذرات در مسیر حرکت در نظر گرفته نشده‌است و ذرات را جدا از هم و منفرد در نظر گرفته‌است و باتوجه به این‌که در واقعیت قطعات در حال ریزش و سقوط بر روی یکدیگر تأثیر گذارند، نتایج حاصل از شبیه‌سازی این نرم‌افزار با واقعیت سنگ‌افت فاصله دارد. از این‌رو برای پوشش و رفع نواقص و ضعف‌های این نرم‌افزار از نرم‌افزار PFC^{3D} استفاده شده‌است. در این نرم‌افزار علاوه بر در نظر گرفتن فعل و انفعال بین ذرات و دیواره‌ها، فعل و انفعال بین یک ذره با ذرات دیگر نیز

می‌یابد؛ از این کاهش انرژی می‌توان به این نتیجه رسید که کاهش ابعاد و وزن قطعات یک روش مناسب برای کم کردن انرژی جنبشی قطعات، خسارات و خطرات ناشی از آنها است.

۳. باتوجه به نمودارها و شکل توقف توپ‌ها در دامنه، اگر سنگ‌افت اتفاق بیافتد، تعداد زیادی از قطعات در محدوده‌ی جاده‌ها و مناطق مسکونی توقف دارند که این توقف‌ها راه‌بندان در جاده و خطرات مالی و جانی را در پی دارند.

۴. باتوجه به این‌که بیشترین فاصله‌ی افقی طی شده توسط قطعات ۳۹۳ متر می‌باشد، احتمال حادثه در اثر سنگ‌افت بسیار بالا می‌رود چرا که فاصله‌ی افقی مناطق مسکونی ۳۴۰ متری می‌باشد و تعداد زیادی از قطعات به این فاصله خواهند رسید.

برای جلوگیری از رسیدن قطعات به سطح جاده همان‌طور که گفته شد یکی از روش‌ها می‌تواند کم کردن وزن و ابعاد قطعات در منشأ ریزش باشد. روش دیگری که می‌شود از آن استفاده کرد ایجاد یک دیواره‌ی حائل در مسیر است که باتوجه به نتایج حاصل از نرم‌افزار Rocfall می‌توان محل قرار گرفتن آن را مشخص کرد. از طرفی چون قطعات در مسیر حرکتی خود به سطح جاده برخورد می‌کنند و بعد از این برخورد به‌صورت جهش به حرکت ادامه می‌دهد، برای جلوگیری از ادامه‌ی این حرکت می‌توان از جوی ضربه‌گیر که کف آن با ماسه پوشیده شده و یک دیواره در کنار جاده استفاده کرد. این کار باعث می‌شود انرژی قطعات در برخورد با ماسه کاسته شود و با استفاده از دیواره‌های فلزی یا بتنی کنار جوی از ادامه‌ی حرکت آنها جلوگیری کرد و قطعات را در کنار جاده به دام انداخت. باتوجه به این‌که توپوگرافی شیب عامل مهمی در سنگ‌افت به‌شمار می‌رود، تغییر در توپوگرافی با ایجاد یک پله در دامنه نیز می‌تواند روش کارآمدی برای جلوگیری از سنگ‌افت باشد.

نتیجه‌گیری

نتایج به‌دست آمده از این تحقیق را می‌توان در موارد زیر

در جهت کاهش این خطرات انجام داد و خسارت‌های جانی و مالی ناشی از آنها را به حداقل رساند.

۵. ضمناً پیشنهاد می‌شود به‌عنوان تحقیق بعدی برای اندرکنش داخلی توده در نرم‌افزار PFC مجموعه‌ای از دانه‌ها (با اندازه‌ی کوچک‌تر) و انتخاب پارامترهای متناسب با سنگ منطقه مدل‌سازی شود تا انعکاس واقعی‌تری از سقوط سنگ در منطقه به‌دست آید.

در نظر گرفته شده‌است تا به شرایط موجود در طبیعت نزدیک‌تر باشد تا بتوان نتایج قابل قبول و مطمئن‌تری را از شبیه‌سازی به‌دست آورد.

۴. بااستفاده از این دو نرم‌افزار که مکمل هم هستند می‌توان تحلیل بهتری از سنگ‌افت در یک دیواره داشت و براساس نتایج حاصل از آنها خطرات احتمالی در صورت سنگ‌افت را مشخص کرد و اقدامات حفاظتی و پیشگیرانه‌ی لازم و مناسب را

مراجع

1. Azzoni, A., La Barbera, G., and Zaninetti, A., "Analysis and Prediction of Rocfalls Using a Mathematical Model", in *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts* Vol. 32, No. 7, pp. 709-24, (1995).
2. Azzoni, A., and De Freitas, M., "Experimentally Gained Parameters, Decisive for Rock Fall Analysis", *Rock mechanics and rock engineering*, Vol. 28, No. 2, pp. 111-124, (1995).
3. Nicot, F., Cambou, B., and Mazzoleni, G., "Design of Rocfall Restraining Nets from a Discrete Element Modelling", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 34, No. 2, pp. 99-118, (2001).
4. Guzzetti, F., et al., "STONE: A Computer Program for the Three-dimensional Simulation of Rock-falls", *Computers & Geosciences*, Vol. 28, No. 9, pp. 1079-1093, (2002).
5. Duarte, R. M. and Marquinez, J., "The Influence of Environmental and Lithologic Factors on Rocfall at a Regional Scale: An Evaluation Using GIS", *Geomorphology*, Vol. 43, No. 1-2, pp. 117-136, (2002).
6. Chau, K. T., Wong, R., and Wu, J., "Coefficient of Restitution and Rotational Motions of Rocfall Impacts", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 39, No. 1, pp. 69-77, (2002).
7. Baillifard, F., Jaboyedoff, M., and Sartori, M., "Rocfall Hazard Mapping Along a Mountainous Road in Switzerland Using a GIS-based Parameter Rating Approach", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Vol. 3, No. 5, pp. 435-442, (2003).
8. Guzzetti, F., Reichenbach, P., and Ghigi, S., "Rocfall Hazard and Risk Assessment Along a Ortattranspion Corridor in the Nera Valley, Central Italy", *Environmental management*, Vol. 34, No. 2, pp. 191-208, (2004).
9. Chau, K. T., Tang, Y., and Wong, R. H., "GIS Based Rocfall Hazard Map for Hong Kong", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 41, No. SUPPL. 1, (2004).
10. Perret, S., Stoffel, M., and Kienholz, H., "Spatial and Temporal Rocfall Activity in a Forest Stand in the Swiss Prealps—a Dendrogeomorphological Case Study", *Geomorphology*, Vol. 74, No. 1-4, pp.

- 219-231 ,(2006).
11. Saboya Jr ,F., da Glória Alves, M., and Pinto, W. D., "Assessment of Failure Susceptibility of Soil Slopes Using Fuzzy Logic", *Engineering geology*, Vol. 86, No. 4, pp. 211-224 ,(2006).
 12. Batterson, M., McCuaig, S., and Taylor, D., "Mapping and Assessing Risk of Geological Hazard on the Northeast Avalon Peninsula and Humber Valley, Newfoundland", *Current Research. Government of Newfoundland and Labrador, Department of Natural Resources, Geological Survey*, Report, No. pp. 06-1 ,(2006).
 13. Topal, T., Akin, M., and Ozden, U. A., "Assessment of Rocfall Hazard around Afyon Castle, Turkey", *Environmental Geology*, Vol. 53, No. 1, pp. 191-200 ,(2007).
 14. Lan, H., Martin, C. D., and Lim, C. H., "Rocfall Analyst: A GIS Extension for Three-dimensional and Spatially Distributed Rocfall Hazard Modeling", *Computers & Geosciences*, Vol. 33, No. 2, pp. 262-279 ,(2007).
 15. Giacomini, A., et al., "Experimental Studies on Fragmentation of Rock Falls on Impact with Rock Surfaces", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 46, No. 4, pp. 708-715 , (2009).
 16. Choi, Y., et al., "Engineering Geological Investigation into Rocfall Problem: A Case Study of the Seated Seokgyeora Image Carved on a Rock Face at the UNESCO World Heritage Site in Korea", *Geosciences Journal*, Vol. 13, No. 1, pp. 69-78 ,(2009).
 17. Tunusluoglu, M., and Zorlu, K., "Rocfall Hazard Assessment in a Cultural and Natural Heritage (Ortahisar Castle, Cappadocia, Turkey)", *Environmental geology*, Vol. 56, No. 5, pp. 963-972 ,(2009).
 18. Antoniou, A. A., and Lekkas, E., "Rocfall Susceptibility Map for Athinios Port, Santorini Island, Greece", *Geomorphology*, Vol. 118, No. 1-2, pp. 152-166 ,(2010).
 19. Rammer, W., et al., "Evaluation of a 3-D Rocfall Module within a Forest Patch Model", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Vol. 10, No. 4, pp. 699-711 ,(2010).
 20. Huang, C.-C. and Yuin, S.-C., "Experimental Investigation of Rainfall Criteria for Shallow Slope Failures", *Geomorphology*, Vol. 120, No. 3-4, pp. 326-338 ,(2010).
 21. Volkwein ,A., et al., "Rocfall Characterisation and Structural Protection– A Review", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Vol. 11, No. 9, pp. 2617-2651 ,(2011).
 22. Spadari, M., et al., "Statistical Evaluation of Rocfall Energy Ranges for Different Geological Settings of New South Wales, Australia", *Engineering geology*, Vol. 158, No. pp. 57-65 ,(2013).
 23. Youssef, A. M., et al., "Assessment of Rocfall hazard at Al-Noor Mountain, Makkah City (Saudi Arabia) Using Spatio-temporal Remote Sensing Data and Field Investigation", *Journal of African Earth Sciences*, Vol. 101, No. pp. 309-321 ,(2015).
 24. Keskin, B., et al., "Investigation of Rocfall Potential of Zonguldak-Kilimli Roadway (Turkey)",

- Arabian Journal of Geosciences*, Vol. 13, No. 16, pp. 1-11 ,(2020).
25. He, K., et al., "Failure Mode Analysis of Post-seismic Rocfall in Shattered Mountains Exemplified by Detailed Investigation and Numerical Modelling", *Landslides*, Vol. 18, No. 1, pp. 425-446 ,(2021).
26. Stevens, W. D., RocFall, A Tool for Probabilistic Analysis, Design of Remedial Measures and Prediction of Rocfalls, (1998).
27. Preh, A. and Poisel, R., 3D Modelling of Rock Mass Falls Using the Particle Flow Code PFC3D. 2007: na.
28. Lee, J.-H., et al., "Evaluation of Land Subsidence Risk Depending on Grain Size and Verification Using Numerical Analysis", *The Journal of Engineering Geology*, Vol. 27, No. 2, pp. 133-141,(2017).

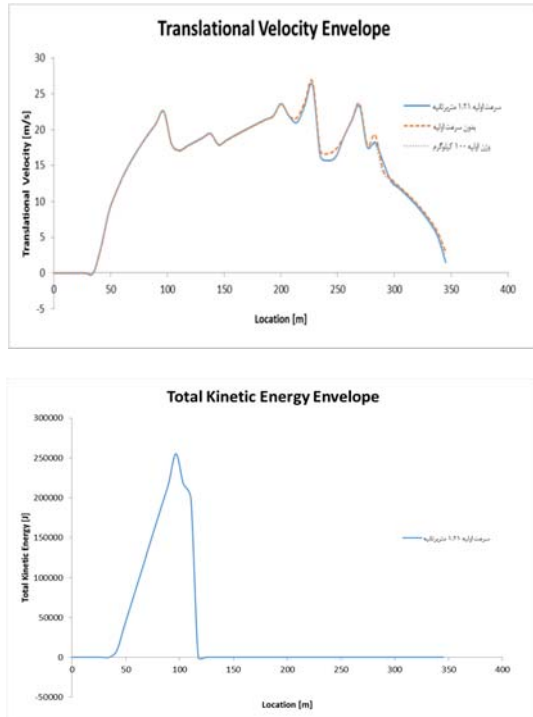


Figure 2. Defined slope and horizontal location of rock end point, bounce height, translational velocity, and total kinetic energy envelope

3. Conclusion

In this paper, in order to assess the risk of falling rocks, first using Rocfall software, the path of rock fall of isolated blocks was analyzed separately in the most critical section of the northwestern heights of Shahrood. In order to consider the interactions between particles in the path, shape, size and weight of the parts, the distinct element method PFC^{3D} was used. Analyzing the simulation results with the help of these two softwares, it was concluded that if the rock falls, a large number of parts will stop in the area of roads and residential areas, which will result in traffic jams and financial and human risks. In other words, considering that the maximum horizontal distance traveled by the plots is 393 meters and the horizontal distance between residential areas is 340 meters, the probability of an accident due to falling rocks is very high. Finally, suggestions such as installation of metal grids, shock absorbers, reduction of kinetic energy in the parts, change in the dimensions of the parts, change of the slope geometry for reducing the risk and damage of falling rocks in the desired section are presented.

Analysis of Rockfall Phenomenon in Steep Wall using Modeling by Rocfall Mass-Lump Method and PFC^{3D} Discrete Element Method (A Case Study)

Hadi Fattahi¹ Milad Sadeghi² Hossein Ghaedi³

1. Introduction

Rockfall refers to the movement of loosened rock blocks on steep slopes under the effect of gravity by free fall, rolling down the slope, and/or bouncing. Blocks may be dislodged due to a combination of factors such as joints, freeze-thaw, root growth and water ingress or by natural events such as earthquakes. This movement may cause significant damage and loss of life as the blocks move very rapidly. Compared to other mass movements, although rockfalls have smaller volumes, they have highly destructive effects. In addition to earthquakes, urban and rural settlements in some regions may experience losses caused by landslide, flood, rockfall, etc. Previous studies of natural disasters within the last 50 years have reported that rockfalls are responsible for a significant proportion (8.26%) of disaster victims. It is therefore important to determine the behaviors of blocks with the potential to fall on the settlements located on steep slopes.

In this paper, in order to assess the risk of falling rocks, using Rocfall and PFC^{3D} softwares, the path of rockfall of isolated blocks was analyzed separately in the most critical section of the northwestern heights of Shahrood.

2. Analysis and Results

The Rocfall V.4.0 (Rocscience2002) software and PFC^{3D} used in the analyses produces surface definitions controlling horizontal and vertical coefficients of normal and tangential restitutions that control energy absorption at the contact points of the falling block according to the topography. These definitions include asphalt, bedrock outcrops, clean hard bedrock, talus cover, soil with vegetation, and talus with vegetation. In these analyses, the surface was defined as “bedrock outcrops.” Friction coefficient is also an input parameter, and varies between zero and the main friction coefficient of the block material. In the analyses, a smaller value was selected in terms of main friction, depending on block shape, and zero for round shaped blocks. The horizontal and vertical velocities of the blocks were considered as 0 m/s due to their locations. Based on these input parameters, the areas of highest potential rockfall risk in the study area were determined. Rockfall trajectory of profile is given in Figure 1. The output of the analyses (location of rock end points, bounce height, kinetic energy, velocity, and graphs of the envelopes) for each profile is presented in

Figure 2. Moreover, if the energy of the rocks is not dissipated after their fall, they will continue moving by bouncing.

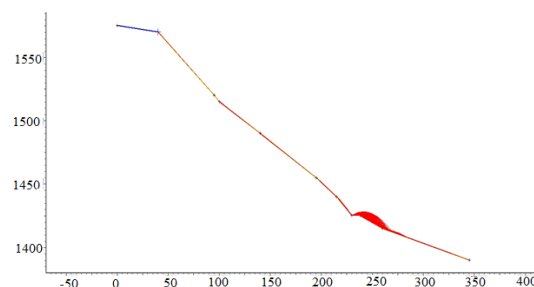
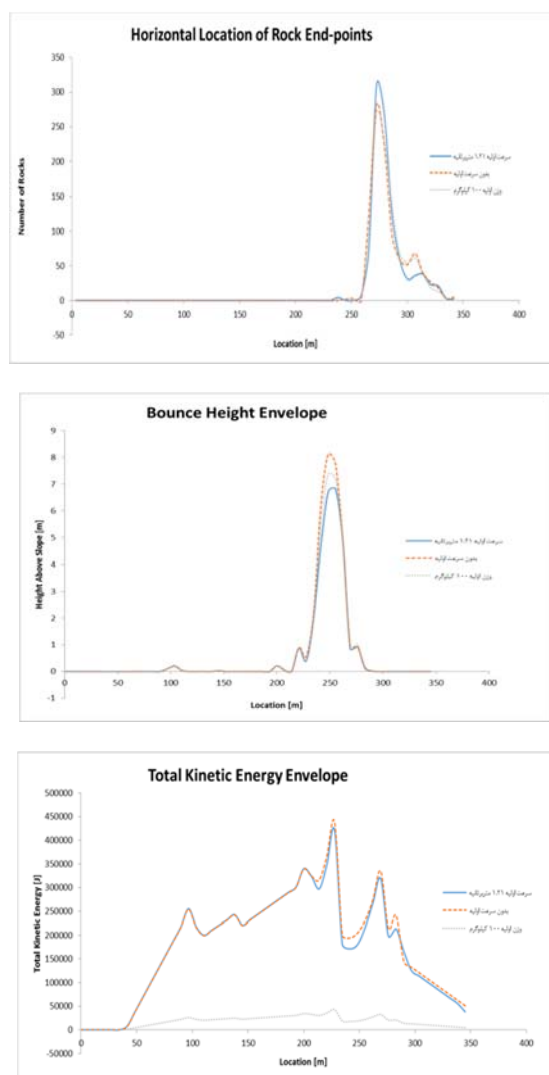


Figure 1. Rockfall trajectory of profile



¹. Corresponding author. Associate Professor in Rock Mechanics Engineering, Arak University of Technology, Iran.

Email: h.fattahi@arakut.ac.ir .

² MSc Student in Mining Engineering, Faculty of Earth Sciences Engineering, Arak University of Technology, Iran.

³ MSc Student in Mining Engineering, Faculty of Earth Sciences Engineering, Arak University of Technology, Iran .

Where P_d and P_e are maximum impulsive pressure of bipartite and monoplete rigid elliptical tanks per Pascal, respectively. Moreover, α_d and α_e are magnification factor of impulsive pressure of bipartite and monoplete flexible elliptical tanks, respectively.

It is notable that the tank flexibility increases liquid impulsive pressure rather than rigid tank condition, so the mentioned effect is entered into the calculations using the impulsive pressure magnification coefficient.

Regarding the sameness of material and thickness of walls and base of monoplete and bipartite tanks under study, the magnification factors of impulsive pressure of monoplete and bipartite flexible elliptical tanks become equal, so the equation 3 is simplified as follows:

$$P_p = 100 \left(1 - \frac{P_d}{P_e} \right) \quad (4)$$

Also, decrease percent of the maximum wave height per percent, is determined from equation 5:

$$P_h = 100 \left(1 - \frac{h_d}{h_e} \right) \quad (5)$$

Where h_d and h_e are maximum wave height of bipartite and monoplete elliptical tanks per meter, respectively.

To study the slenderness effect of elliptical tank on the internal wall efficiency, on-ground monoplete and bipartite elliptical tanks with fixed base, 20m long and 10m wide with various water heights, have been analyzed dynamically by FLUENT software under Cape and Tabas earthquakes in longitudinal and transverse directions simultaneously.

It is notable that in calculation of liquid maximum impulsive pressure, earthquake peak acceleration has maximum effect, so in calculation of liquid maximum impulsive pressures, Cape earthquake that has maximum peak acceleration, has overruled.

Moreover, in calculation of liquid maximum wave height, earthquake peak pseudodisplacement has maximum effect, so in calculation of liquid maximum wave heights, Tabas earthquake that has maximum peak pseudodisplacement, has overruled.

3. Conclusion

The results revealed that generally, in on-ground elliptical tanks, the efficiency of elliptical internal wall in the decrease of liquid sloshing is higher in more slender tanks. Moreover, it was revealed that generally, in on-ground elliptical tanks, the efficiency of elliptical internal wall in the decrease of liquid sloshing is higher in more prolate tanks.

From liquid maximum impulsive pressure calculation viewpoint, earthquake that has maximum peak acceleration, overruled on design (Cape earthquake with peak acceleration equal to 14.973 m/s²). From liquid maximum wave height calculation viewpoint, earthquake that has maximum peak pseudodisplacement, overruled on design (Tabas earthquake with peak

pseudodisplacement equal to 2.131 m). Based on implemented studies in this research, due to tank partitioning, the following quantitative conclusions were obtained:

1. The maximum reduction percentage of maximum impulsive pressure of liquid, equal to 5.9 %, occurred in the amount of slenderness ratio equal to 0.25.
2. The maximum reduction percentage of maximum wave height of liquid, equal to 30.8 %, occurred in the amount of slenderness ratio equal to 0.2.
3. The maximum reduction percentage of maximum impulsive pressure of liquid, equal to 9.2 %, occurred in the amount of prolateness ratio equal to 3.5.
4. The maximum reduction percentage of maximum wave height of liquid, equal to 44.4 %, occurred in the amount of prolateness ratio equal to 3.

Exploring the Seismic Behavior of the On-ground Bipartite Elliptical Liquid Storage Tanks

Reza Lotfi¹ Masoud Mahmoudabadi²

Ehsan Dehghani³

1. Introduction

Tank is a structure that is used for the storage of various liquids and in the on-ground, elevated, concrete and steel types, has a wide usage in the water plants, refineries and factories. Regarding the application of vast dynamic and hydrodynamic forces on a large tank in the event of earthquake and great importance of complete function continuation of the structure in critical conditions, the study of its seismic behavior is of high importance.

It is notable that various static and dynamic analyses and also experimental and mathematical studies have been done on various on-ground and elevated tanks of rectangular and circular shapes. However, neither in the collection of research articles nor in the collection of design codes, no work has been done on the elliptical tanks, so the study of the seismic behavior of the elliptical tanks is an innovation of this research.

The elliptical tank in flexible condition has more stiffness than the rectangular tank, hence in experiences less deformation and cracking in earthquakes. The elliptical tank also experiences much less stress concentration rather than rectangular tank, because of the absence of the sharp corners. Moreover, from passive defense aspect, the ellipse curved form works better than rectangle linear form.

Bipartite elliptical tank is an elliptical tank that has elliptical and annular internal parts. Generally, dividing tanks into two parts with equal volume increases their efficiency from operation and loading aspects. From operation aspect, during discharge of a part for its repair or cleaning, the fullness of another part preserves the operation ability of the tank. From loading aspect, the convective pressure on the tank, resulting from water sloshing in the event of earthquake is decreased because of the decrease of water horizontal dimensions in each part.

Slenderness and prolateness factors have much usage in elliptical and circular tanks and are defined as following.

Slenderness factor of the bipartite elliptical tank is calculated from following equation:

$$\lambda = \frac{h}{L} \quad (1)$$

Where h and L are height of water in tank per meter and external length of tank per meter respectively.

Prolateness factor of the bipartite elliptical tank also is determined from following equation:

$$\eta = \frac{L}{B} \quad (2)$$

Where B is external width of tank per meter.

In this study, monoplete and bipartite on-ground elliptical tanks, in various conditions of tank slenderness and prolateness, have been dynamically analyzed simultaneously under longitudinal and transverse components of Cape and Tabas earthquakes. Then, maximum impulsive pressure and maximum wave height parameters have been compared with each other in corresponding conditions.

2. Method

In this study, time history method has been used for dynamic analysis of the system in FLUENT software. For doing this work, the longitudinal and transverse velocigrams of each earthquake have been applied on the system simultaneously, in the longitudinal and transverse directions of the tank, respectively. It is notable that time increments number has been selected equal to 1000 to obtain sufficient accuracy and reasonable time for dynamic analysis.

Moreover, ka epsilon method was used for modeling of accelerated motion of the liquid in rigid tank and determination of maximum impulsive pressure and maximum wave height. In this method, density and viscosity and damping coefficient of the water in the tank were assumed equal to 1000 kg/m³ and 0.001 Pas and 0.5%, respectively.

The boundary conditions of the tank base and tank walls were defined as fixed and rigid, respectively. The tank lacks a roof, hence its top surface was defined as pressure outlet type. Moreover, the water sliding on the surface parallel to surfaces of the tank walls and tank base was provided by the use of standard wall option.

After geometric modeling and materials and boundary conditions definition and earthquake velocigram application on monoplete and bipartite tanks with various slendernesses and prolatenesses in FLUENT software, the transient seismic analysis was simultaneously done on them in the longitudinal and transverse directions.

It is notable that the maximum impulsive pressure of water under simultaneous longitudinal and transverse earthquakes, occurs in bottom of wall and in end of the diameter parallel to resultant earthquake. Moreover, the maximum wave height of water under simultaneous longitudinal and transverse earthquakes, occurs in water free surface and in end of the diameter parallel to resultant earthquake.

Decrease percent of the maximum impulsive pressure per percent, is calculated from following equation:

$$P_p = 100 \left(1 - \frac{\alpha_d P_d}{\alpha_e P_e} \right) \quad (3)$$

¹. Ph.D. Candidate of Structural Engineering, University of Qom, Qom, Iran

². Corresponding author. Assistant Professor of Structural Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

Email: m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

³. Assistant Professor of Structural Engineering, University of Qom, Qom, Iran

respectively. The results show good accuracy of numerical modeling.

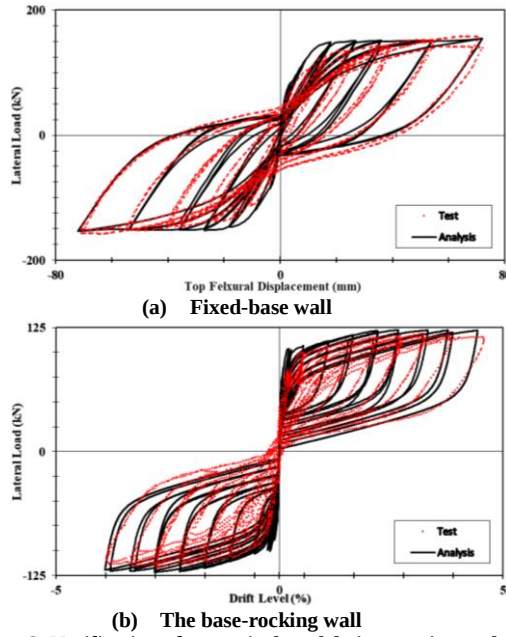


Figure 2. Verification of numerical model via experimental model

4. Desirability Coefficients of Self-centering Rocking Walls

To examine the optimal case of structures three coefficients were defined. These coefficients include; 1) the index of reducing the moment of the double-rocking walls compared to the base-rocking walls, 2) the index of reducing the shear of the double-rocking walls compared to the base-rocking walls, and 3) the index of reducing residual drift compared to conventional shear walls. These desirability coefficients are defined as follows:

$$dc_1 = \text{Max} \left(\frac{\text{Max. Moment } R1_i - \text{Max. Moment } Rj_i}{\text{Max. Moment } R1_i} \right)_{ns} \quad (1)$$

$$dc_2 = \text{Max} \left(\frac{\text{Max. Shear } R1_i - \text{Max. Shear } Rj_i}{\text{Max. Shear } R1_i} \right)_{ns} \quad (2)$$

$$dc_3 = \text{Max} \left(\frac{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i - \text{Max. Residual Drift } Rj_i}{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i} \right)_{ns} \quad (3)$$

5. Choosing Optimal Structures using Desirability Coefficients

With considering desirability coefficients, the optimal structures were selected (Table 1). According to this table, the R2-H1 wall is more efficient than other walls in reducing higher mode.

Table 1. Choosing optimal structures using desirability coefficients

Structure	FF	NF-No Pulse	NF-Pulse
08 Story	R2-H1	R2-H1	R2-H1
12 Story	R2-H1	R2-H1	R2-H1
16 Story	R2-H2	R2-H1	R2-H1
20 Story	R2-H1	R2-H1	R2-H1

6. Final Selection of Optimal Structures

To investigate final optimal structures, the selected wall in previous section must be checked by the requirements of design codes. In this research, the allowable drift and the stress ratio of tendons were considered as code requirements. After examining both checks, the walls of Table 2 are suggested for the considered structures subjected to different types of earthquake.

Table 2. Final selection of optimal structures

Structure	FF	NF-No Pulse	NF-Pulse
08 Story	R2-H1	R2-H1	R2
12 Story	R2-H1	R2-H1	R2
16 Story	R2-H1	R2-H1	R2
20 Story	R2	R2-H1	R2-H1

7. Conclusion

The most important results deduced from the time-history analyses of the numerical modellings are summarized as follow:

- In self-centering wall systems, residual displacements are negligible.
- The predominant mode of motion in self-centering base rocking walls (R1) under seismic loads are the first mode. As the height of the structure increases, the effects of higher modes increase. Furthermore, additional moment and shear demands are created in the rocking core.
- The double-rocking wall systems have been proposed to reduce the higher mode effects. The use of double-rocking wall with a ratio of areas less than the design values can have a great impact on reducing the demand for higher modes in the structure.
- To select the best seismic design, strength and stiffness controls were performed. For this purpose, the maximum inter-story drifts and the maximum stress ratio in the tendons were controlled.
- Since double-rocking wall under NF-Pulse records have large inter-story drifts, the double-rocking wall without reducing the tendon area (R2) was proposed for near-fault pulse like zone.
- In rocking wall under NF-No Pulse records, there is no problem of large inter-story drift or stress ratio of the tendons. Therefore, R2-H1 wall was proposed for near-fault without pulse like zone.

In rocking wall systems under FF records, R2-H1 wall was effective in 8, 12 and 16 story structures. In 20 story structures, due to the problem of large inter-story drift, R2 wall was proposed.

Investigating the Behavior of Self-Centering Base-Rocking and Double-Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes

Esmail Mohammadi Dehcheshmeh¹
Vahid Broujerdian²

1. Introduction

There are two main mechanisms in self-centering systems: 1) restoring force mechanism, and 2) energy dissipation mechanism. These mechanisms provide flag-shaped force-displacement curves under cyclic lateral loads. The restoring force mechanism in rocking walls is produced by post-tensioned (PT) tendons, whereas the energy dissipation (ED) mechanism is produced by fuse elements. In mid and high-rise base-rocking walls, the higher mode effects result in increasing shear and moment at the core. By considering multiple rocking wall, the higher mode effects reduces. Using multiple rocking wall increases the inter-story drift and energy dissipation. Furthermore, residual displacement can be ignored in these systems. Higher mode effects in rocking wall design methods have been investigated. To consider higher mode effects, two design methods exist: 1) simplified modal superposition (SMS), and 2) modified modal superposition (MMS). Usually, the SMS method is more conservative than MMS method in estimating seismic demand.

It is shown that using dual-plastic hinge in base and middle height of fixed-base wall reduces higher mode effects. Therefore, dual-plastic hinge has sufficient efficiency for resistance against seismic loading.

In this research, the seismic behavior of self-centering rocking wall systems in both types of base-rocking and double-rocking was investigated. To conduct seismic analyses, three sets of seismic records were considered including 22 Far-Field (FF) ground motions and 28 Near-Field (NF) ground motions that half of which are Pulse-like (Pulse). These ground motions were used for nonlinear time-history analysis of structures with 8-, 12-, 16- and 20-floors. Based on the area of prestressing tendons, three types of double-rocking walls are considered and compared with the base-rocking and the fixed base walls. Numerical modelling was conducted via OpenSEES software in two-dimensional space. For validating, the available experimental data of base-rocking and fixed-base walls were used. To compare the seismic performance of the structures, some desirability coefficients were defined. These coefficients were based on the reduction of the higher mode effects and the reduction of the inter-story residual drifts. The results showed that generally, the double-rocking walls provide higher desirability coefficients than the other considered systems. Furthermore, the double-rocking walls by reducing the

cable area in the bottom block (R2-H1) are more effective in reducing the effects of higher modes.

2. Prototype of Structures

Figure 1a shows the considered floor plan of research. The fixed base concrete wall was modeled by fiber section (Figure 1b). The design of structures were performed according to Pennucci et al. (2009) research. The considered structures have 8-, 12-, 16-, and 20 stories. The structures of fixed-base (Fixed), base-rocking (R1), and double-rocking were investigated (Figure 1c). According to Figure 1c, the double-rocking system has three types including: 1) without reducing the area of the PT tendons in height (R2), 2) with reducing the area of PT tendons in the bottom block (R2-H1), and 3) with reducing the area of PT tendons in the top block (R2-H2).

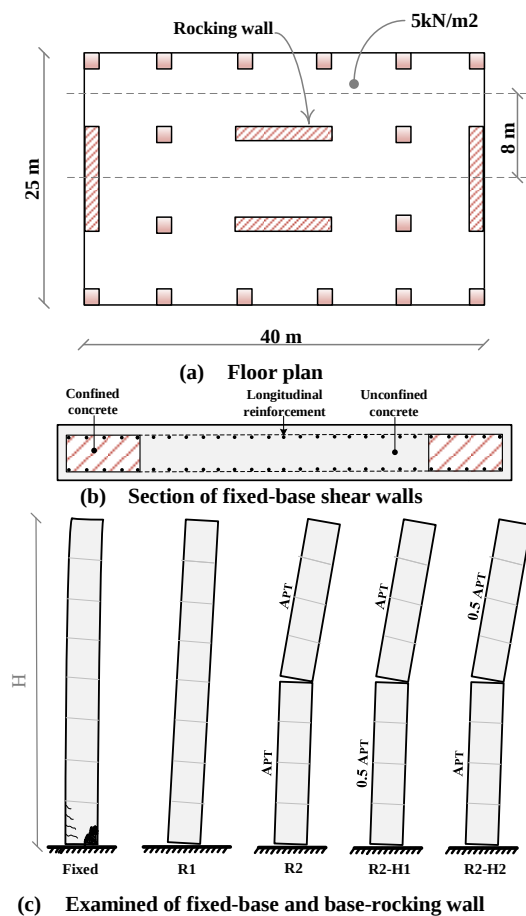


Figure 1. Properties of structures in the research

3. Verification of Numerical Modeling Process

To validate the numerical modeling process, the cyclic pushover results of OpenSEES model were compared to the experimental model. According to Figure 2, the fixed-base concrete shear wall and the base-rocking wall were verified via experimental researches of Orakcal and Wallace (2006), and Restrepo and Rahman (2005),

¹. PhD Candidate in Earthquake Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran.

². Corresponding Author. Assistant Professor of Structural Engineering, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran.
Email: broujerdian@iust.ac.ir

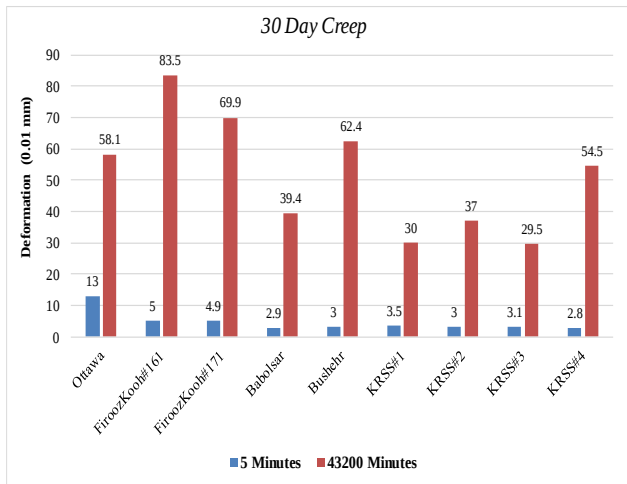


Figure 3. Sand deformations at the beginning and the end of tests

Figure 4 shows the creep strains created at the end of the experiment for each specimen. *Firoozkooh#161* sand with 4.2% creep and *KRSS#1* and *KRSS#3* with 1.5% creep had the highest and lowest creep rates in 30 days, respectively.

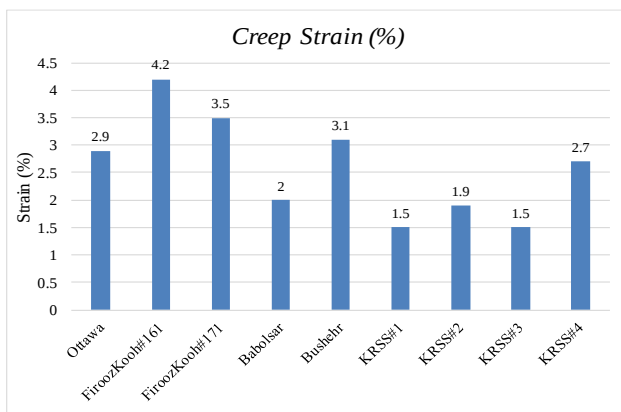


Figure 4. Creep strains for samples after 30 days

According to the linear equations, the following equations are proposed as the mean of the equations for coarse-grained sands (Equation 1) and finer-grained sands (Equation 2).

$$y = 10 + 0.001t \quad (1)$$

$$y = 8 + 0.001t \quad (2)$$

Where t is the time in minutes and y is the deformation of the sand in hundredths of a millimeter.

3. Conclusion

In this study, the creep behavior of dry sands under constant stress for 30 days and a range of stresses (26 to 416 kPa) for seven days were evaluated in an Oedometer experiment. Previous studies, using Oedometer experiments, have often examined the creep behavior of sands at incremental loading steps. In contrast, this study investigated the creep behavior of sands at constant stress

(30 days) and, in addition, several stresses at 7-day intervals. This study shows that attention to creep strains and the temporal behavior of sands is of particular importance as it can affect the stability of geotechnical projects. The nine samples were tested for 341 days at intervals of 2, 7, and 30 days and under different loads. Samples with a density of 60% were subjected to 45 kPa stress for 30 days and at 7 day intervals under 26 to 416 kPa stresses (with double increments) were subjected to an Oedometer dry test. Oedometer experiments in dry conditions showed that the cause of creep (deformation under constant stress) is slippage, rearrangement of grains, and breakage of particles. Factors that play a role in grain slippage include particle shape, porosity ratio, grain size, and grain type. It is noteworthy that a complex combination of all the above factors causes creeps in the dry sands, which are not easily separable, and all factors are interdependent. Except for standard sands, which have a wide range of particles in the soil mass, other specimens show an irregular increase in time-dependent deformation. Accordingly, it is relatively easy to predict the creep pattern of standard sands, but this is not easily identifiable for poorly grained sands (whether samples with fine or coarse particles). In poor granular soils, each specimen exhibits a unique behavior according to its structural characteristics (sharp or rounded grain and fine or coarse particles). The results showed that rotation, slip, and crushing of sand grains on top of each other at tested intervals under constant loads caused creep deformations in the samples. Sand samples showed between 1.5 to 4.2% creep strains in 30 days and between 0.61 to 2.5% creep strains in 7 days.

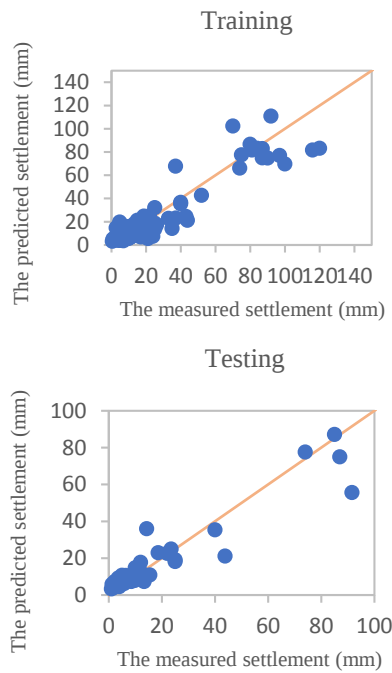


Figure 1. The measured vs. predicted values by the MEP model
(A) Training data (B) Testing data

5. Conclusion

This paper investigated the development of a new model for the prediction of the shallow foundations' settlement on the granular soil. This model is built based on the multi expression programming (MEP) approach using the genetic programming methodology. In order to build this model, 189 laboratory data were gathered from former studies. First, the data were classified into training and testing data, then, they were introduced to the MEP algorithm. The new model was compared with the most accurate existing models in the technical literature.

- The proposed MEP model can correctly predict the settlement of the shallow foundation on the non-cohesive soils. Due to its accuracy and simplicity, this model can be used in practical projects successfully.
- The comparison between the MEP model and the most accurate models including GEP, GP, ANN, and EPR in the technical literature indicated that the proposed model of this study shows a better performance than the most of the formerly developed models.
- In this study, the statistical indices of CC and R^2 are 93.45% and 87.25% respectively, and the statistical indices of RMSE and MAE are 9.13 and 5.77 respectively. These indices

show the superiority of this model over the previous ones.

- In this research, the ability of the MEP approach for finding a solution for the nonlinear problem of the shallow foundations' settlement on granular soils is shown clearly. Further, the prediction ability can be developed by the suggested technique through retraining the model with new data. More information about the parameters reflecting the field conditions of the ground and load can help the researchers to propose more reliable models for the accurate prediction of the settlement of shallow foundations on granular soils.

Table 1. Descriptive statistics of the variables used to
build the model

Reference	Method	Statistical Indices			
		CC (%)	R^2 (%)	RMSE	MAE
Shahin (2002)	ANN	92.62	85.82	9.89	7.12
Rezania and Javadi (2007)	GP	67.66	82.59	11.07	6.77
Shahnazari (2014)	EPR	93.06	87.09	9.53	6.88
Shahnazari (2014)	GEP	89.41	79.93	11.89	7.73
Shahnazari (2014)	GP	93.69	87.78	9.27	6.03
This research	MEP	93.46	87.25	9.13	5.77

Settlement Prediction of Shallow Foundations on Granular Soils using Multi Expression Programming (MEP)

Bahare Farahani¹

Ali Derakhshani²

1. Introduction

Due to the heterogeneous nature of the non-cohesive soils and the complicated parameters affecting the settlement, it is usually very difficult to predict the foundation settlement accurately. Researchers have examined this problem for many years and some have proposed equations to predict the settlement of shallow foundations. Due to the insufficient accuracy of these expressions for predicting the settlement, the researchers have tried new methods such as the finite element method, finite difference method, soft computing, and so on. In this study, a new model is proposed using artificial intelligence for the prediction of the foundation settlement. Such methods are expected to yield more accurate and if possible, more simple formulas. The purpose of this study is to predict the settlement of the shallow foundations on non-cohesive soils by using the algorithm of multi expression programming (MEP). First, the settlement prediction model is developed, then the suggested formulas are compared with the expressions presented earlier using the soft computing approaches.

2. Multi Expression Programming

Soft computing could be considered as a set of techniques that simulate the behavior of living organisms such as plants, animals, and humans, namely, a soft, flexible, adaptable, and smart behavior.

MEP is a kind of genetic programming (GP) that is developed by Oltean and Dumitrescu. It is also a technique for developing computer programs by an evolutionary approach. The GP has been successfully used to solve some civil engineering problems.

Compared to other evolutionary techniques, MEP has some important advantages:

- It encodes the multiple solutions in one chromosome. It means that the search space is explored more properly. The evaluation of such a chromosome (in most cases) is done with the same complexity as a single solution in each chromosome.
- It evaluates the computer programs command to command and saves the partial results for every training data and also its processing speed is very high.

MEP algorithm starts with random population of individuals. The following steps are repeated until a certain number of generations are reached:

- Two parents are chosen by the standard method.
- Parents are combined to reproduce two new offspring.
- The offspring are mutated and the worst individual in the current population is replaced with the best.

3. Database

The effective parameters for predicting the settlement of the shallow foundation on the granular soil are: foundation breadth (B), foundation length (L), foundation bearing capacity (q), SPT test number (N), and foundation burial depth (D_f). The number, quality, and the way of introducing data are also important factors for improving the modeling quality. Thirty eight data are related to the small-scale tests and 151 data are from the large-scale experiments. In order to create and analyze the model, the problem inputs are classified into two sets of training (80%) and testing (20%) data. The current database includes a wide range of granular soils. These data classes must be close to each other in terms of maximum, minimum, mean, and standard deviation indicators so that they could be adapted to each other properly.

4. Modeling by MEP

In order to make the models for the prediction of shallow foundations' settlement, the training data were given to the MEP algorithm. The data include independent input parameters and the dependent output parameter. In order to find a suitable accurate prediction equation, the MEP algorithm was operated with different settings and by considering different forms of input parameters. Accordingly, different models were made and the most proper one was chosen.

$$S = \frac{1}{\ln(N)} \times \frac{L \times D_f \times \ln(q)}{(L \times \ln(N)) + 1} + (\ln(q - N)) \quad (1)$$
$$\times \frac{2 \times (\ln(q) + B)}{\frac{2}{L} + \ln(N) + D_f}$$

Like other expressions developed by soft computing methods, the proposed model is valid only in the range of the used data. The high correlation coefficient (CC=93.46) and determination coefficient (R²=87.25) and low errors (of MAE and RMSE) show the great ability of the new MEP model for accurate prediction of the shallow foundations' settlement.

¹. MSc Student in Geotechnics, Shahed University, Tehran, Iran.

². Corresponding Author. Assistant Professor, Civil Engineering, Shahed University, Tehran, Iran.

Email: adera@shahed.ac.ir

permissible soil-structure interaction responses compared to the fully fixed model for scenarios 1 to 9 and 10 to 18, respectively.

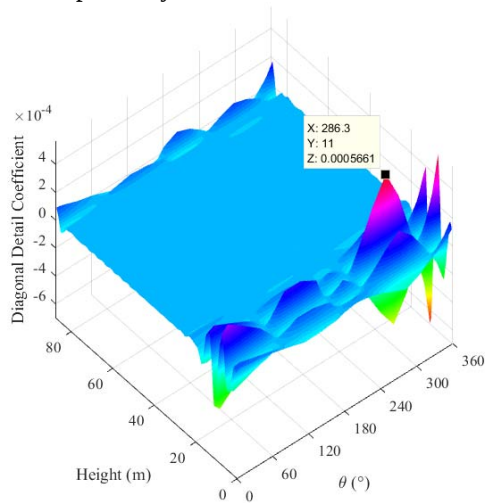


Figure 2. DWT of 2nd fore-aft mode shape without SSI of damage scenario 5 with FK8 wavelet transform decomposition at level 3

Table 2. The quantitative number of wavelets that were allowed in the acceptable range

Scenario	Condition	fore-aft mode shape			side-to-side mode shape			Total
		1 st	2 nd	3 rd	1 st	2 nd	3 rd	
1 to 9	1	22	13	13	17	1	126	192
	2	49	34	20	13	0	145	261
	3	49	34	20	13	0	145	261
10 to 18	1	35	61	113	76	116	143	544
	2	68	64	112	73	182	149	648
	3	68	64	99	73	182	128	614

5. Conclusion

The main results of this research are reviewed as follows:

1. The level 2 wavelet decomposition had the best performance for different damage scenarios and two soil types;
2. Where the severity of the damage is not as high, the accurate detection of damage is harder;
3. The best orthogonal wavelets with the best quality response in scenarios 1 to 9 with/without SSI are as follows: Daubechies 5, Daubechies 9, and Symlets 7 at the level 2 decomposition of the first fore-aft mode shape with qualitative accuracy of 0.5 to 1.0 m;
4. The best orthogonal wavelets that have the best quality response in scenario 10 to 18 with/without SSI are as follows: Daubechies 3 and Symlets 3 at the level 2 and Fejer-Korovkin 8 at the level 1 decomposition of the first side-to-side mode shape and Daubechies 2 and Symlets 2 at the level 2 decomposition of the third side-to-side with qualitative accuracy of 0 to 0.5 m.

Investigating Orthogonal Wavelets in the Damage Detection of the Wind Turbine Tower with Soil-Structure Interaction

Mohsen Mehr Motlagh¹ Arash Bahar² Omid Bahar³

1. Introduction

Wind energy is one of the most hopeful renewable energy sources that is also growing. The wind turbine tower supports the complete wind turbine system, and its damage may cause catastrophic failure of the wind turbine. In this study, the extensive analysis of the multilevel 2D wavelet decomposition approach, using orthogonal wavelets and soil-structure interaction, is performed numerically. The established finite element model is calibrated and verified with the NREL 5-MW reference onshore wind turbine. Then, defining several damage scenarios, the 3-dimensional modes of the finite element model of the damaged structure are investigated using the proposed method. The findings imply that the quality of the damage detection in the soil-structure interaction models has generally increased.

2. Review of the Suggested Method

The finite element model based on the NREL 5-MW wind turbine is developed in the commercial finite element program Abaqus/CAE 6.14-2 x64. A correlation is made between the predicted modal frequencies from the developed model and FAST for the fixed base wind turbine model. Eighteen damage scenarios have been imagined on the wind turbine tower. The foundation is examined on two different soils, a normally consolidated clay and dense sand. The multilevel 2D wavelet decomposition approach using orthogonal wavelets was used to detect damage in a wind turbine tower. Table 1 displays the names of all available orthogonal wavelet families and their wavelets for MATLAB R2016b.

The first three fundamental mode shapes of the tower were used for input signals of the wavelet algorithm. MATLAB DWT is applied to the spatial mode shape of the FEM model and thereby identifies damage-induced irregularities in the mode shape according to wavelet diagonal detail coefficients.

Table 1. All available orthogonal wavelet families and their wavelets for MATLAB

Family	Wavelets
Haar	Haar
Daubechies	db1, db2, db3, db4, db5, db6, db7, db8, db9, db10, db**
Symlets	sym2, sym3, sym4, sym5, sym6, sym7, sym8, sym**
Coiflets	coif1, coif2, coif3, coif4, coif5
DMeyer	Dmey
Fejer-Korovkin	fk4, fk6, fk8, fk14, fk18, fk22

3. Modeling the Wind Turbine

The 3D FEA model was used for modeling the wind turbine, and a Cartesian coordinate system was chosen. Figure 1 shows 3D finite element model of the full turbine-foundation-soil. The wind tower has a circular hollow-section with the diameter and wall thickness decreasing linearly along its height.

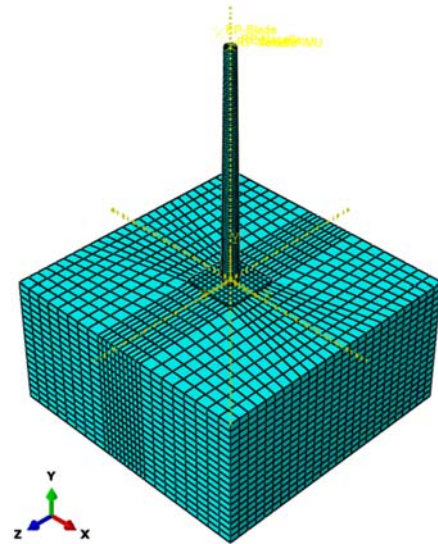


Figure 1. 3D finite element model of the full turbine-foundation-soil

The considered foundation is a square concrete 20 m × 20 m and 1 m in depth and is modeled by a linear isotropic plate of thickness 1 m. The soil was modeled to a depth of over 50 meters and a horizontal distance of over 100 meters.

4. Damage Detection of the Wind Turbine Tower

A maximum of three decomposition levels is done for the discrete wavelet transform of the first three fundamental mode shapes of the wind tower. The results shows that the mode shapes for an undamaged and damaged tower have no meaningful difference from each other.

Figure 2 shows the results of DWT analyses for the second longitudinal mode shape without SSI of damage scenario 5 with Fejer-Korovkin8 (FK8) wavelet transform decomposition at level 3. As can be seen in this figure, the damage elevation position has been accurately detected on it.

The quantitative number of wavelets that were allowed in the acceptable range is summarized in Table. Conditions 1, 2, and 3 refer to the fully fixed model, SSI (soil 1) and SSI (soil 2), respectively. According to this table, except for the first and second lateral mode shapes, the remainders of the mode shapes have an increasing number of permissible answers. Furthermore, the effect of soil-structure interaction is significant. The results show a 36% and 19% increase in the number of

¹. Ph.D. Student Islamic Azad University, Qazvin Branch, Qazvin, Iran.

². Corresponding Author. Assistant Professor, University of Guilan, Rasht, Iran. Email: bahar@guilan.ac.ir

³. Assistant Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran.

CONTENTS

Investigation of Orthogonal Wavelets in the Damage Detection of the Wind Turbine Tower with Soil-Structure Interaction	M. Mehr Motlagh - A. Bahar - O. Bahar	1
Settlement Prediction of Shallow Foundations on Granular Soils Using Multi Expression Programming (MEP)	B. Farahani - A. Derakhshani	19
Study of Time-Dependent Deformations in Dry Sands	M. Nasiri - M. Hajiazizi A. R. Mazaheri - P. Jongpradist	35
Investigation of the Behavior of Self-Centering Base- and Double- Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes	E. Mohammadi Dehcheshmeh V. Broujerdian	54
Study of the Seismic Behavior of the on-ground Bipartite Elliptical Liquid Storage Tanks	R. Lotf - M. Mahmoudabadi E. Dehghani	77
Analysis of Rock Fall Phenomenon in Steep Wall Using Modeling by Rocfall Mass-Lump Method and PFC^{3D} Discrete Element Method - Case Study	H. Fattahi - M. Sadeghi - H. Ghaedi	95



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani

Editor-Chief: M. R. Esfahani

Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor	Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor	Ecole des Ponts Paris tech
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
N. Hafezi Moghaddas	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Sh. Danesh	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor	Shiraz University
M. H. Sebt	Professor	Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor	Tarbiat Modares University
H. Ganji Doost	Professor	Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor	Amirkabir University of Technology
M. Kianoush	Professor	University of Ryerson

Text Editor: Yousef Bina

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



*Ferdowsi University
of Mashhad*

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 33

ISSN 2008-7454

Investigation of Orthogonal Wavelets in the Damage Detection of the Wind Turbine Tower with Soil-Structure Interaction	1
M. Mehr Motlagh - A. Bahar - O. Bahar	
Settlement Prediction of Shallow Foundations on Granular Soils Using Multi Expression Programming (MEP)	19
B. Farahani - A. Derakhshani	
Study of Time-Dependent Deformations in Dry Sands	35
M. Nasiri - M. Hajiazizi	
A. R. Mazaheri - P. Jongpradist Investigation of the Behavior of Self-Centering Base- and Double- Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes	54
E. Mohammadi Dehcheshmeh V. Broujerdian	
Study of the Seismic Behavior of the on-ground Bipartite Elliptical Liquid Storage Tanks	77
R. Lotf - M. Mahmoudabadi E. Dehghani	
Analysis of Rock Fall Phenomenon in Steep Wall Using Modeling by Rocfall Mass-Lump Method and PFC3D Discrete Element Method - Case Study	95
H. Fattahi - M. Sadeghi - H. Ghaedi	

Vol. 34, No. 1
Spring, 2021