



مقالات پژوهشی:

- بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پله‌ای به‌عنوان تکیه‌گاه پل‌ها
مجید یزدان دوست و آتناز بهرامی بلفه تیموری
- بهینه‌سازی هندسه دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش یادگیری ماشین نظارت شده
بابک ابراهیمیان و امیررضا زرنوشه فراهانی
- تأثیر طول و ترکیب الیاف در مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن
علی همتی، داود نظری و مؤمن‌آبادی
- ارزیابی اثر الیاف بازیافتی بر مقاومت ماسه تثبیت شده با سیمان در برابر چرخه‌های یخ زدن - آب شدن
آزاده دادفرین، یزدان شمس ملکی و مهدی اتنی‌عشری
- اندازه‌گیری حجم نفوذ آب به بتن و مقاومت فشاری تحت شرایط حاد دمایی بدون نیاز به شکستن نمونه با استفاده از آزمون‌های درجای نوین
محمود نادری، علی صابری ورزنه و سردار ولی‌دین
- استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی با بهبود لرزه‌ای روش نمود مدل با ابعاد بالا
پیام اسدی و حسین عباسی
- بررسی اثر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌یی ساختمان‌های میان‌مرتبه‌ی ترکیبی در ارتفاع
آرین کیانی، علی خیرالدین، محمدعلی کافی و حسین نادرپور
- بررسی رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی تحت آزمون تک‌محوری با به‌کارگیری روش شبکه‌بندی ورونویی
امیر رضائی صامتی
- مطالعه‌ی عددی بر روی دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری دور و نزدیک گسل
سینا مؤمنی، نوید سیاه‌پلو و علیرضا جهان‌پور

یادداشت فنی

- مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متوالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا
مجید قلچکی و محسن تاجیک
- مقاومت کششی دونیم شدن ماسه یتثبیت شده با سیمان و مسلح شده با الیاف ماسک صورت جراحی
حسین ملاعباسی
- بررسی آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی
مجید یزدان دوست، رضا ملایی و حمیدرضا صبا
- بررسی رفتار استاتیکی و دوره‌ای زهکشی نشده مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک
مسعود روشی و رضا نورزاد
- بررسی رفتار مکانیکی بتن حاوی مصالح بازیافتی بتن و لاستیک به‌عنوان پی جداساز
فاطمه آینه‌چی و هاشم شریعتمدار

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف

مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی

مدیر نشریه: دکتر رضا نقدآبادی

سر دبیر: دکتر میرمصدق جمالی

سر دبیر هیأت تحریریه: دکتر سعید سهراب پور

ویرایش: رزیتا رستخیز پایدار

حروف چینی: ساناز نادری، راضیه قربانی

صفحه آرایی و امور گرافیکی: غزل احمدی میرقائد

امور اجرایی: شیما آل اسداله، مریم پورایرهمی باوفا

مجله ی مهندسی عمران شریف در پایگاه های DOAJ، ISC و SID نمایه می شود.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵

دفتر مجله ی علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۶۶۰ ۵۴۱۹-۶۶۱۶۴۰ ۹۳

نمابر: ۶۶۰ ۱۲۹۸۳

نشانی سایت: <http://journal.sharif.ir>

رایانامه: pajouhesh@sharif.edu

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.

مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

از انتشارات حوزه معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه صنعتی شریف

دکتر بیتا آیتی

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر همایون استکانچی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فرهاد بهنام فر

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر علی پاک

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر وهب توفیق

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر حسن حاجی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر امیررضا خوبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد دلنواز

دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر حسین رحامی

دانشکده علوم مهندسی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

دکتر فیاض رحیم زاده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیر صمیمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ناصر طالب بیدختی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز

دکتر محسن قائمیان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر هوشنگ کاتبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمد کرمانشاه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر موسی محمودی صاحبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

دکتر حسن میرزابزرگ

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر علی نورزاد

دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

دکتر جواد واشقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دکتر ابوالحسن وفائی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

هیأت تحریریه تخصصی

• سردبیر تخصصی: دکتر ابوالحسن وفایی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر احمد ابریشم‌چی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر همایون استکانچی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباس افشار

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی برخوردار

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ایوب ترکیان

دانشیار مرکز تحقیقات آب و انرژی - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباسعلی تسنیمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر حسن حاجی کاظمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر سیدمحسن حائری

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیررضا خوبی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فیاض رحیم زاده

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی اکبر رمضانیاپور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدمهدی زهرایی

دانشیار دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدمهدی سعادت‌پور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان

دکتر ناصر طالب بیدختی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر ارسلان قهرمانی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر محمد کارآموز

استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد کرمانشاه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدشهاب الدین یثربی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

هیأت مشاوران

دکتر بابک احمدی

بخش فناوری بتن - مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

دکتر احد اوریا

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه محقق اردبیلی

دکتر عباس پوردیلمی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه دامغان

دکتر علی حیدری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهرکرد

دکتر حامد حمیدی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دکتر محمدرضا حمیدیان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان

دکتر علی درخشانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شاهد

دکتر مصطفی زمانیان

دانشکده‌ی مهندسی عمران، آب و محیط زیست - دانشگاه شهید بهشتی

دکتر پویا زکیان

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران - دانشگاه اراک

دکتر مصطفی رضوانی شریف

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر جعفر سبحانی

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

دکتر علیرضا سلجوقیان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر پیلتن طباطبایی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شیراز

دکتر جعفر عسگری مارنانی

دانشکده‌ی فنی و مهندسی - دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی

دکتر علیرضا فیروزفر

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

دکتر علی لکی روحانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

دکتر مجتبی لبیب‌زاده

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدچمران اهواز

دکتر محمود ملکوتی علون‌آبادی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه خلیج فارس

دکتر امیرجواد مرادلو

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

دکتر موسی محمودی صاحبی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تربیت دبیر شهیدرجایی

مقالات پژوهشی:

- ۳ بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پله‌ای به‌عنوان تکیه‌گاه پل‌ها
مجید یزدان دوست و آتناز بهرامی بلغه تیموری
- ۱۷ بهینه‌سازی هندسه دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش یادگیری ماشین نظارت شده
بابک ابراهیمیان و امیررضا زرنوشه فراهانی
- ۳۳ تأثیر طول و ترکیب الیاف در مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن
علی همتی، داود نظری و مؤمن‌آبادی
- ۴۳ ارزیابی اثر الیاف بازیافتی بر مقاومت ماسه تثبیت شده با سیمان در برابر چرخه‌های یخ زدن - آب شدن
آزاده دادفرین، یزدان شمس مالکی و مهدی اثنی‌عشری
- ۵۵ اندازه‌گیری حجم نفوذ آب به بتن و مقاومت فشاری تحت شرایط حاد دمایی بدون نیاز به شکستن نمونه با استفاده از آزمون‌های درجای نوین
محمود نادری، علی صابری ورزنه و سردار ولی دین
- ۶۵ استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی با بهبود لرزه‌ای روش نمود مدل با ابعاد بالا
پیام اسدی و حسین عباسی
- ۷۷ بررسی اثر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های میان‌مرتبه‌ی ترکیبی در ارتفاع
آرین کیانی، علی خیرالدین، محمدعلی کافی و حسین نادرپور
- ۹۱ بررسی رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی تحت آزمون تک‌محوری با به‌کارگیری روش شبکه‌بندی ورونویی
امیر رضائی صامتی
- ۹۹ مطالعه‌ی عددی بر روی دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری دور و نزدیک گسل
سینا مؤمنی، نوید سیاه‌پلو و علیرضا جهان‌پور

یادداشت فنی:

- ۱۱۳ مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متوالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا
مجید قلعه‌کی و محسن تاجیک
- ۱۲۵ مقاومت کششی دونیم شدن ماسه‌ی تثبیت شده با سیمان و مسلح شده با الیاف ماسک صورت جراحی
حسین ملاعباسی
- ۱۳۵ بررسی آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی
مجید یزدان دوست، رضا ملایی و حمیدرضا صبا
- ۱۴۹ بررسی رفتار استاتیکی و دوره‌ای زهکشی نشده مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک
مسعود روشی و رضا نورزاد
- ۱۵۹ بررسی رفتار مکانیکی بتن حاوی مصالح بازیافتی بتن و لاستیک به‌عنوان پی جداساز
فاطمه آینه‌چی و هاشم شریعتمدار

ضمائم:

- ۱۷۸ چکیده مقالات به انگلیسی

بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پله‌ای به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها

مجید یزدان دوست* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

آتناز بهرامی بلفه تیموری (کارشناسی ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دوری ۴۰، شماره ۱، صص. ۱۶-۳، (پژوهشی)

علیرغم آنکه امروزه از دیوارهای خاک مسلح با پیکربندی پل‌های بطور گسترده در احداث تکیه‌گاه پل‌ها استفاده می‌شود، اما هنوز تأثیر فاکتورهای نظیر نوع المان تسلیح، نوع اتصال عرشه پل به دیوار و محل قرارگیری آن بر عملکرد این نوع تکیه‌گاه‌ها ناشناخته باقی مانده است. در مطالعه حاضر، با شبیه‌سازی محل استقرار عرشه پل بر تکیه‌گاه خاک مسلح پله‌ای به صورت یک فونداسیون نواری، به بررسی تأثیر همزمان عوامل مذکور پرداخته شده است. نتایج ناشی از پردازش تصاویر نشان داد که استفاده از پیکربندی پله‌ای در تکیه‌گاه پل‌ها از یک سو و کاهش سختی المان تسلیح و اندرکنش آن با خاک از سوی دیگر، از شکل‌گیری سطوح گسیختگی عمیق و گسترش آن به لایه‌های زیرین تکیه‌گاه جلوگیری می‌کند. همچنین، مشخص شد که اگرچه کاهش سختی المان تسلیح و اندرکنش آن با خاک، ظرفیت باربری فونداسیون‌های نواری واقع بر تکیه‌گاه پله‌ای را کاهش می‌دهد، اما این دو عامل نقش چشمگیری در کاهش فشار جانبی ناشی از فونداسیون بازی می‌کنند. از سوی دیگر، ایجاد شرایط لازم برای چرخش آزادانه عرشه به عنوان یک راه حل موثر برای به تقلیل فشار جانبی ناشی از آن شناسایی شد. علاوه بر این، مقایسه نتایج با روش‌های تحلیلی نشان داد که استفاده از ساختار پله‌ای در احداث تکیه‌گاه پل‌ها تنها موجب کاهش فشار جانبی در لایه‌های فوقانی دیوار می‌شود.

واژگان کلیدی: دیوار خاک مسلح پله‌ای، روش پردازش تصاویر، سطوح گسیختگی، فشار جانبی، مدل‌سازی فیزیکی.

M.yazdandoust@qom.ac.ir
atanaz.bahrami@srbiau.ac.ir

۱. مقدمه

امروزه استفاده از دیوارهای خاک مسلح^۱ به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها، یکی از کاربردهای این دیوارها محسوب می‌شود. با توجه به تغییر شکل‌های قابل توجه تکیه‌گاه‌های ساخته شده از خاک مسلح که با افزایش ارتفاع برجسته‌تر نیز می‌شود، استفاده از پیکربندی پله‌ای می‌تواند راهکاری مناسب جهت تقلیل فشارهای افقی، تغییر شکل جانبی و در نتیجه بهبود عملکرد این نوع تکیه‌گاه‌ها باشد.^[۱] تکیه‌گاه پل ساخته شده از خاک مسلح پله‌ای در دانشگاه علوم و تحقیقات تهران، نمونه‌ای از کاربرد موفقیت‌آمیز این نوع تکیه‌گاه‌ها است. بهبود عملکرد در یک پیکربندی پله‌ای با تقسیم یک دیوار خاک مسلح یکپارچه به دیوارهای کوتاه‌تر و ساختن آن‌ها بر روی یکدیگر با فاصله مشخص به دست می‌آید. مطالعات نشان می‌دهد که استفاده از پیکربندی پله‌ای در

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱۱/۲، اصلاحیه ۱۴۰۲/۵/۱۷، پذیرش ۱۴۰۲/۶/۲۸.

استناد به این مقاله:

یزدان دوست، مجید و بهرامی بلفه تیموری، آتناز، ۱۴۰۳. بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پله‌ای به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۳-۱۶. 3194.

DOI:10.24200/J30.2023.61741

تمامی جزئیات در پروسه انتخاب اجزاء و ساخت مدل‌ها به حداقل رسانده شود. برای این منظور، از قوانین تشابه پیشنهاد شده توسط وود برای پارامترهای اصلی و از قوانین تشابه تخصصی ارائه شده توسط هوانگ برای شبیه‌سازی المان‌های تسلیح استفاده شد. [۱۳، ۱۴]

۲.۲. تجهیزات آزمایش

برای ساخت مدل‌ها و انجام آزمایشات، از یک دستگاه بارگذاری سطحی با ظرفیت ۴۰ کیلو نیوتن استفاده شد. این دستگاه شامل یک جعبه آزمایش به ابعاد ۱/۲ متر (طول) \times ۰/۹ متر (ارتفاع) \times ۰/۶ متر (عرض) برای ساخت مدل، یک اکچویاتور الکترومکانیک جهت اعمال بار قائم و یک قاب صلب برای بارگذاری در نقاط مختلف جعبه می‌باشد. جهت دستیابی به شرایط کرنش صفحه‌ای در مدل‌ها، اصطکاک میان دیواره‌های جعبه و بدنه مدل با قرار دادن ورقه‌های نازک پوشیده شده با گریس به حداقل رسید. علاوه بر این، برای کاهش تغییر شکل جانبی جعبه آزمایش، از دو مهار جانبی متحرک استفاده شد که در طول ساخت مدل و بارگذاری بر روی جعبه نصب و پس از آن برداشته می‌شدند. تصویری از دستگاه بارگذاری سطحی و مدل دیوار پله‌ای در شکل ۱ ارائه شده است.

همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، از یک مدل دیوار به ارتفاع ۰/۷۲ متر با ضریب مقیاس ۱:۱۰ به عنوان نماینده یک دیوار خاک مسلح ۷/۲ متری برای ساخت به صورت پله‌ای استفاده شد. با توجه به رفتار پیچیده دیوارهای پله‌ای با عرض پله $H_1/20$ الی $(H_1 + H_2)/20$ $\tan(90^\circ - \phi_r)$ ، فاصله میان دو پله در مدل‌ها به گونه‌ای انتخاب شد که مدل‌ها در این دسته از دیوارهای پله‌ای قرار گیرند. برای این منظور، از یک پیکربندی یکسان برای تمامی مدل‌ها استفاده شد که شامل

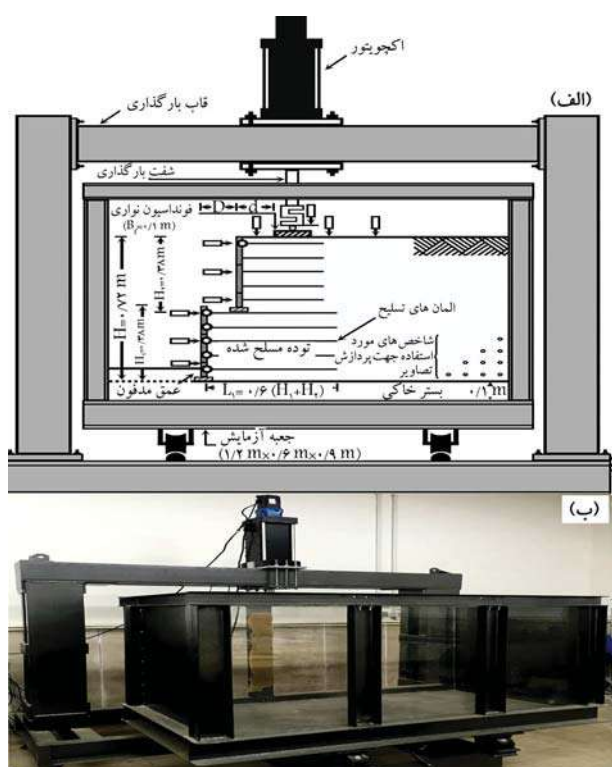
پارامتر کلیدی متمرکز شده است. لشنسکی و هان با استفاده از روش تعادل حدی نشان دادند که نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح به شدت به فاصله میان دیوارهای مجاور وابسته است و افزایش این فاصله می‌تواند راه حل مؤثری برای کاهش طول المان‌های تسلیح مورد نیاز در دیوارهای پله‌ای باشد. [۳] این یافته توسط یو و جونگ با ساخت و ابزارگذاری یک دیوار دو طبقه در مقیاس نیز کاملاً تأیید شد. [۱۱] در مطالعه‌ای مشابه توسط یو و سانگ در سال ۲۰۰۶ و یو در سال ۲۰۱۸ مشخص شد که اهمیت طول المان‌های تسلیح فوقانی در محدود کردن تغییر شکل‌های دیوار پله‌ای به مراتب بیشتر از المان‌های تحتانی است، به‌ویژه در دیوارهایی با طول المان‌های کمتر از $0.7H$. [۵، ۴] یو و کیم با استفاده از تحقیقات میدانی و عددی نشان دادند که دستورالعمل طراحی FHWA، نیروهای بسیج شده در المان‌های تسلیح را بیش از حد برآورد می‌کند. [۶] این تخمین بیش از حد توسط یانگ و همکاران نیز گزارش شده است. [۷] همچنین یو و همکاران نشان دادند که با افزایش فاصله میان دیوارهای مجاور از مرز $0.7H$ ارتفاع پله تحتانی، سطوح شکست به‌طور مستقل در هر یک از پله‌ها توسعه می‌یابند. [۸] این مرز توسط محمد و همکاران در سال ۲۰۱۴ و حسینی نیا و اشجعی در سال ۲۰۱۸ نیز جهت رفتار مستقل پله‌های یک دیوار پله‌ای گزارش شده است. [۹، ۱۰]

مطالعه عددی انجام شده توسط ژو و همکاران در سال ۲۰۲۰ یکی از معدود مطالعاتی است که در آن به بررسی اثرات سایر عوامل پرداخته شده است. در این مطالعه نشان داده شد که میزان سختی مسلح‌کننده‌ها بر ظرفیت باربری فونداسیون زمانی تأثیرگذار است که فونداسیون در نزدیکی تاج دیوار قرار داشته باشد. [۱۱] بررسی پیشینه تحقیق نشان می‌دهد که تقریباً تمامی مطالعات بر تأثیر عرض پله‌ها متمرکز شده‌اند و توجه اندکی به سایر پارامترهای سازه‌ای نظیر نوع المان تسلیح، نوع اتصال عرشه پل به دیوار و محل قرارگیری آن شده است. این بدان معنی است که رفتار دیوارهای پله‌ای در این حوزه کاملاً ناشناخته باقی مانده است. با توجه به تنوع المان‌های تسلیح به کار رفته در دیوارهای خاک مسلح و انواع اتصال عرشه به تکیه‌گاه پل (مفصلی یا گیردار)، ضروری است که تأثیر این دو فاکتور بر رفتار تکیه‌گاه‌های پله‌ای تحت بار ناشی از عرشه پل مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور در مطالعه حاضر، سه دیوار خاک مسلح دو پله‌ای (T-TMSEWs) با استفاده از سه المان تسلیح مختلف ساخته و سپس با شبیه‌سازی محل استقرار عرشه پل بر دیوار به صورت یک فونداسیون نواری، در چهار فاصله متفاوت از تاج دیوار تا حد گسیختگی بارگذاری شدند و با معانعت از دوران فونداسیون و اجازه به آن جهت چرخش آزادانه، تأثیر درجه آزادی فونداسیون نیز به عنوان متغیر سوم مورد بررسی قرار گرفت. در پژوهش حاضر، نتایج به دست آمده از این ۲۴ مدل فیزیکی در قالب منحنی‌های بار-نشست فونداسیون، توزیع فشار جانبی و توسعه باندهای برشی در بدنه مدل‌ها مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته‌اند.

۲. آزمایشات مدل فیزیکی

۲.۱. قوانین شبیه‌سازی

عدم ایجاد شرایط واقعی تنش در مدل‌های کوچک مقیاس یکی از محدودیت‌های اصلی این مدل‌ها است که با انتخاب دقیق اجزای مدل بر اساس قوانین تشابه معتبر و رفتار مدل واقعی تا حد قابل قبولی مرتفع می‌گردد. بنابراین، در این مطالعه تلاش شد تا محدودیت مدل‌های کوچک مقیاس با انتخاب قوانین تشابه معتبر و در نظر گرفتن



شکل ۱. الف) شمای شماتیک از مدل دیوار پله‌ای و ابزارگذاری آن و ب) تصویری از دستگاه بارگذاری سطحی.

جدول ۱. پارامترهای مکانیکی خاک.

پارامتر	مقدار
چسبندگی (kPa)	۴
زاویه اصطکاک بیشینه خاک با دانسیته نسبی ۶۵٪ (°)	۴۱-۴۵
زاویه اصطکاک بیشینه خاک با دانسیته نسبی ۸۵٪ (°)	۴۴-۴۷
زاویه اصطکاک ماندگار خاک با دانسیته نسبی ۶۵٪ (°)	۳۵-۳۷
زاویه اصطکاک ماندگار خاک با دانسیته نسبی ۸۵٪ (°)	۳۸-۴۱



شکل ۲. المان‌های مورد استفاده در بدنه مدل‌ها (الف) تسمه فلزی، (ب) تسمه پلیمری (ج) ژئوگرید.

گرفتن روابط تشابه حاکم بر این دو معیار، المان‌هایی مناسب به عنوان نمایندگان تسمه فلزی، تسمه پلیمری و ژئوگرید در مدل‌های دیوار کوچک مقیاس انتخاب شوند. علاوه بر سختی کششی و مقاومت بیرون‌کشیدگی، ابعاد چشمه ژئوگرید نیز به عنوان سومین معیار جهت انتخاب المان ژئوگرید کوچک مقیاس در نظر گرفته شد. برای این منظور، از معیار یوشیدا و تانسوکا استفاده شد. یوشیدا و تانسوکا در سال ۱۹۹۰ پیشنهاد کردند که نسبت فاصله میان نوارهای عرضی ژئوگرید به اندازه متوسط دانه‌های خاک باید بزرگتر از ۱۰ باشد.^[۱۷] پارامترهای المان‌های تسلیح انتخاب شده در مقیاس واقعی و مدل در جدول ۲ ارائه شده است.

۳.۳.۲. رویه دیوار^۲

اگرچه انتخاب نوع رویه دیوار معمولاً بر اساس نوع المان تسلیح انجام می‌شود، اما برای کلیه مدل‌ها از یک رویه یکسان استفاده شد تا اثر آن بر روی نتایج حذف شود. از این رو، با استفاده از اتصال طراحی شده توسط باترست جهت نصب المان‌های تسلیح صفحه‌ای به پانل‌های پیش‌ساخته بتنی، از پانل‌های صلیبی بتنی در مقیاس ۱۰ : ۱ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.^[۱۸] پانل‌های صلیبی به عنوان یک رویه کارآمد جهت استفاده در دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید یاد شده است.^[۱۹، ۲۰] پانل‌های صلیبی مذکور در ابعاد ۱۵ × ۱۵ × ۱۵ / ۱۵ × ۱۵ / ۱۵ تهبه و ملات مورد استفاده در آن بر اساس معیار ظرفیت خمشی انتخاب شد. بر اساس معیار ظرفیت خمشی ارائه شده توسط وود ($M_{Prototype} = N^+ \times M_{Model}$) طرح اختلاف این ملات به گونه‌ای انتخاب شد که ظرفیت خمشی پانل‌های کوچک مقیاس ۱۰۰۰٪ برابر ظرفیت خمشی پانل‌های واقعی باشد. همچنین، مطابق با دستورالعمل‌های FHWA مبنی بر رعایت فواصل مناسب میان المان‌های تسلیح، از ۴ پایه فلزی با فواصل افقی و قائم یکسان (۷۵٪ / متر) جهت اتصال المان‌های تسلیح به پانل‌ها استفاده شد. استفاده از این فواصل سبب شد تا مدل‌های ساخته شده معادل یک دیوار پله‌ای

دو پله ۳۸٪ / متری با فاصله ۱۱٪ / متر از یکدیگر بود. جهت نصب اولین ردیف پانل‌های رویه در هر طبقه، از یک نوار سیمانی پیش‌ساخته با عرض ۳٪ / متر و ضخامت ۱۵٪ / متر به عنوان فونداسیون تنظیم استفاده شد. همچنین، مطابق با توصیه‌های FHWA جهت به حداقل رساندن لغزش احتمالی پاشنه دیوار، عمق مدفونی برابر با ۰۶٪ و ۰۴٪ متر به ترتیب برای طبقه‌های پایینی و بالایی در نظر گرفته شد. این اعماق به‌طور طبیعی با ایجاد حالت مقاوم^۲ در جلوی پاشنه دیوار منجر به کاهش لغزش دیوار می‌شود. از سوی دیگر، با احداث یک بستر خاکی به ضخامت ۱٪ / متر در زیر مدل‌ها، شرایط واقعی برای نشست احتمالی و لغزش جانبی مدل‌ها فراهم شد.

به منظور حذف اثر چیدمان المان‌های تسلیح بر نتایج، از یک چیدمان یکسان در تمامی مدل‌ها استفاده شد. از این رو، طول المان‌های تسلیح در پله پایینی و بالایی مدل‌ها مطابق با توصیه‌های FHWA به ترتیب $(H_1 + H_2) / 6$ و $H_2 / 7$ در نظر گرفته شد. پایداری استاتیکی هر مدل نیز با استفاده از روش تعادل حدی، تحلیل اجزاء محدود و دستورالعمل‌های FHWA مورد ارزیابی قرار گرفت. تحلیل‌ها نشان داد که حداقل ضریب ایمنی در تمامی مدل‌ها مربوط به پایداری خارجی بوده و مدل‌های دیوار از پایداری قابل قبولی برخوردار هستند.

۳.۲. اجزای مدل

۱.۳.۲. مصالح خاکی

برای ساخت بخش‌های مختلف مدل‌ها از یک ماسه لای‌دار با رطوبت ۶ درصد استفاده شد. این خاک با اندازه متوسط ذرات ۲۸۵٪ / میلی‌متر، ضریب یکنواختی ۲/۶۵۵ و ضریب انحنای ۱/۴۷ در دسته خاک‌های بد دانه‌بندی شده طبقه‌بندی می‌شود. از آنجا که دیوارهای خاک مسلح به عنوان گزینه مطلوب برای بسترهای خاکی با مقاومت ناکافی مطرح می‌باشند، تراکم نسبی بستر خاکی مدل‌ها برابر با ۶۵ درصد در نظر گرفته شد تا معادل یک بستر با تراکم متوسط باشد. همچنین، مطابق آیین‌نامه FHWA، نواحی خاکریز و بخش مسلح شده با تراکم نسبی ۸۵ درصد اجرا شدند. پارامترهای مقاومت برشی خاک مورد استفاده در تراکم‌های نسبی ۶۵ درصد و ۸۵ درصد در جدول ۱ ارائه شده است.

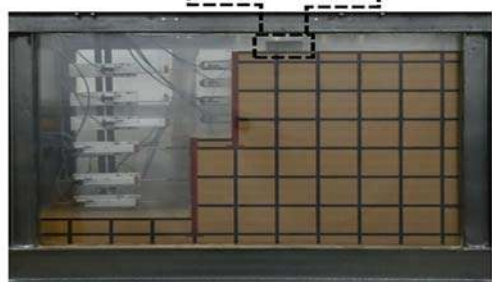
۲.۳.۲. المان‌های تسلیح

سختی محوری المان تسلیح و اندرکنش آن با خاک دو عامل تأثیرگذار بر رفتار توده خاک مسلح شده بوده که اثر بخشی هر یک بر توده مسلح شده وابسته به دیگری می‌باشد. این وابستگی متقابل، تابعی از جنس المان تسلیح (فلزی یا پلیمری) و هندسه آن (نوار، شبکه یا ورق پیوسته) است.^[۱۴] به منظور بررسی تأثیر این دو عامل بر عملکرد دیوارهای پله‌ای، از سه المان تسلیح مختلف (تسمه پلیمری به عنوان المان تسلیح مرجع و نوار فلزی و صفحه ژئوگرید نیز به عنوان المان‌های مقایسه‌ای) استفاده شد که در شکل ۲ نشان داده شده‌اند. از این رو، با مقایسه تسمه‌های پلیمری و نوارهای فلزی با ظرفیت بیرون‌کشیدگی یکسان و سختی محوری متفاوت ($J_{metal\ strip} \sim 18, J_{geosynthetic\ strap}$) اثر سختی محوری بر عملکرد دیوارهای پله‌ای مورد بررسی قرار گرفت. همچنین، با مقایسه تسمه‌های پلیمری و ژئوگرید با سختی یکسان و ظرفیت بیرون‌کشیدگی متفاوت ($J_{R(geogrid)} \sim 18, P_{R(geosynthetic\ strap)}$)، تأثیر ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان تسلیح بررسی شد.

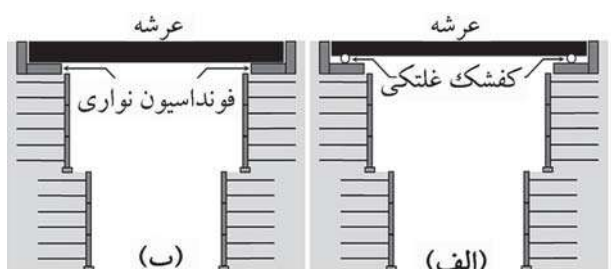
به منظور شبیه‌سازی المان‌های تسلیح در مقیاس ۱۰ : ۱، سختی کششی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی به عنوان دو معیار اصلی انتخاب شدند.^[۱۶، ۱۵] از این رو، تلاش شد تا با انجام تعدادی آزمایشات کشش و بیرون‌کشیدگی و همچنین در نظر

جدول ۲. پارامترهای فیزیکی و مکانیکی المان‌های تسلیح.

پارامتر		ژئوگرید		تسمه پلیمری		تسمه فلزی	
		مدل	پرتوتایپ	مدل	پرتوتایپ	مدل	پرتوتایپ
ماده سازنده		الیاف پلی‌استر		الیاف پلی‌استر		الیاف پلی‌استر	
		پلی‌پروپیلن پوشیده شده با پلی‌کربنات پوشیده شده با فسفر برنز فولاد		پلی‌پروپیلن پوشیده شده با پلی‌کربنات پوشیده شده با فسفر برنز فولاد		پلی‌پروپیلن پوشیده شده با پلی‌کربنات پوشیده شده با فسفر برنز فولاد	
		پی‌وی‌سی		پی‌وی‌سی		پی‌وی‌سی	
ضخامت (mm)		۰/۹	۲	۰/۸	۴/۵	۰/۴	۴
عرض نوارهای طولی و عرضی [mm]		۰/۹، ۰/۶	۱۱، ۲/۵	۵، — — —	۵، — — —	۵، — — —	۵، — — —
ابعاد عرضی و طولی چشمه‌ها [mm]		۷/۵ × ۷/۵	۲۵ × ۳۵	— — —	— — —	— — —	— — —
کرنش طولی در بار نهایی ε_u [%]		۶/۲۸	۶/۰۸	۷/۳۶	۵/۵۳	۰/۴۶	۰/۳۷
سختی کششی در بار نهایی، J [kN/m]		۱۹/۵۶	۲۰ ۱۸/۱	۲۰/۱۱	۱۹۴۳/۳	۳۵۶/۸	۳۶۲۱۶
مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ و ۷۰ کیلوپاسکال، P_R [kN/m/m]		۱۴/۷۵	۱۵۵/۸۵	۰/۸۰	۹/۲۸	۰/۹۳	۹/۵۸
مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۱۴۰ کیلوپاسکال، P_R [kN/m/m]		۲۱/۳۷	۲۱۹/۶	۱/۱۹	۱۳/۰۳	۱/۲۰	۱۱/۹۳
جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ و ۷۰ کیلوپاسکال، $d_{pullout}$ [mm]		۲/۹۰	۱۴/۲	۵/۷۵	۷۰/۹	۰/۵۷	۴/۷۵
جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۱۴۰ کیلوپاسکال، $d_{pullout}$ [mm]		۲/۶۷	۱۴/۵	۵/۳۰	۶۹/۱	۰/۴۳	۳/۵۵



شکل ۳. مدل دیوار خاک مسلح پله‌ای.



شکل ۴. انواع اتصال عرشه پل به تکیه‌گاه: (الف) اتصال مفصلی و (ب) اتصال گیردار.

فونداسیون صلب نواری به عرض ۱ متر در مقیاس واقعی بود. از سوی دیگر، با توجه به تأثیر فاصله فونداسیون تا تاج دیوار بر میزان ظرفیت باربری و چرخش آن [۲۳]، از چهار فاصله مختلف ($1H$ ، $1/8H$ ، $1/5H$ ، $1/2H$) برای قرارگیری مدل فونداسیون استفاده شد.

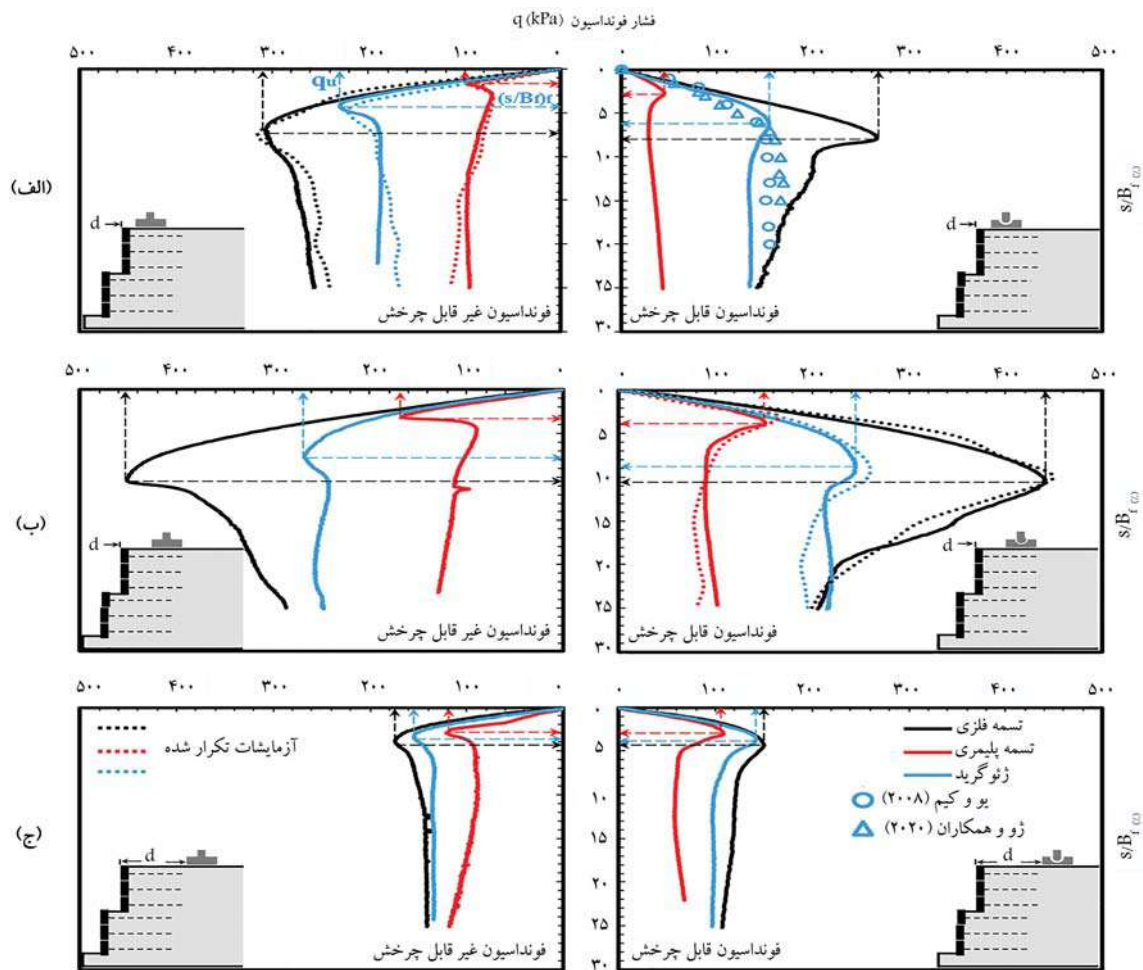
واقعی با المان‌هایی به فواصل ۷۵/۰ متر باشند. جزئیات کامل در خصوص این پانل‌های صلیبی در مطالعه انجام شده توسط یزدان دوست در دسترس می‌باشد. [۲۱]

۴.۲. روش ساخت مدل

از آنجا که فرایند ساخت می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر کیفیت نتایج داشته باشد، تلاش شد تا پروسه ساخت مدل‌ها مطابق با روال ساخت دیوارهای پله‌ای در مقیاس واقعی و با در نظر گرفتن تمامی جزئیات باشد. از این رو، پس از آماده‌سازی بستر خاکی، اجرای پله اول دیوارها با جایگذاری فونداسیون تنظیم و سپس قرار دادن اولین ردیف پانل‌های صلیبی روی آن، اتصال اولین ردیف المان‌های تسلیح به پانل‌ها و اجرای یک لایه خاکریز به ضخامت ۳۷۵/۰ متر آغاز شد. این روند با نصب دومین ردیف المان‌های تسلیح و اجرای خاکریز نظیر آن و سپس ردیف‌های بعدی تا تکمیل پله اول ادامه یافت. پس از تکمیل پله اول، فرایند اجرای پله دوم مشابه با پله اول و با در نظر گرفتن یک فاصله ۱۱/۰ متری از آن آغاز شد. لازم به ذکر است که در خلال ساخت مدل‌ها، با اجرای لایه‌های افقی و عمودی ماسه رنگی در مجاورت دیواره نمای جعبه آزمایش، امکان شناسایی بهتر مکانیسم‌های گسیختگی فراهم شد. تصویر یک مدل دیوار پله‌ای در پایان فرایند ساخت در شکل ۳ نشان داده شده است.

۵.۲. بارگذاری مدل

همانطور که به صورت شماتیک در شکل ۴ نشان داده شده است، عرشه پل در هر تکیه‌گاه توسط یک فونداسیون نواری واقع شده بر روی خاکریز مهار می‌شود. اتصال عرشه به این فونداسیون‌ها یا از طریق کشکک‌های غلتکی (اتصال مفصلی) و یا بدون استفاده از آن‌ها (اتصال گیردار) تأمین می‌شود. بنابراین، نوع اتصال عرشه به فونداسیون نواری باید در طراحی آن در نظر گرفته شود. [۲۲] از این رو، با انتخاب یک پروفیل فولادی به عرض ۱/۰ و ضخامت ۵/۰ متر به عنوان مدل یک فونداسیون نواری، امکان و عدم امکان دوران آن به ترتیب با استفاده از پین و اتصال گیردار شفت بارگذاری به فونداسیون شبیه‌سازی شد. این پروفیل فولادی معادل یک



شکل ۵. منحنی های بار- نشست فونداسیون با موقعیت الف) $d = 0/2H$ ، ب) $d = 0/5H$ ، ج) $d = 0/8H$.

جدول ۳. برنامه آزمایشات.

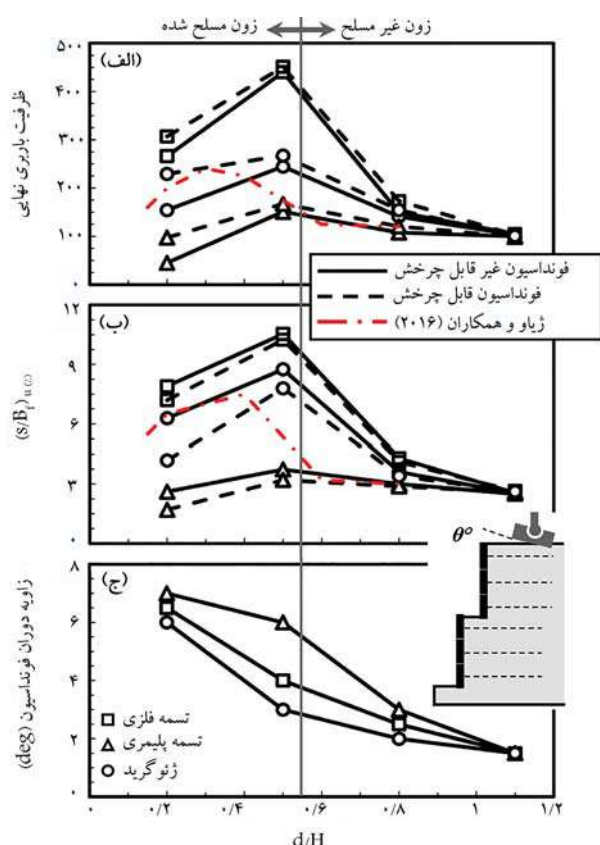
تعداد آزمایش	نوع فونداسیون نوعی	نوع المان فاصله فونداسیون از تاج دیوار تسلیج
۴ + ۱*	ممانعت شده از دوران (NR)	$0/2H^*$, $0/5H$, $0/8H$, $1/1H$
۴ + ۱*	مجاز به دوران (R)	$0/2H$, $0/5H^*$, $0/8H$, $1/1H$
۴ + ۱*	ممانعت شده از دوران (NR)	$0/2H^*$, $0/5H$, $0/8H$, $1/1H$
۴ + ۱*	مجاز به دوران (R)	$0/2H$, $0/5H^*$, $0/8H$, $1/1H$
۴ + ۱*	ممانعت شده از دوران (NR)	$0/2H^*$, $0/5H$, $0/8H$, $1/1H$
۴ + ۱*	مجاز به دوران (R)	$0/2H$, $0/5H^*$, $0/8H$, $1/1H$

* آزمایشات تکرار شده

۶.۲. ابزار دقیق و تکنیک پردازش تصاویر

برای ثبت پاسخ مدل‌ها به بارگذاری قائم، از سه جابه‌جایی‌سنج (LVDT) با ظرفیت ± 5 میلی‌متر و دقت $\pm 0.05\%$ درصد در ارتفاع‌های مختلف هر پله برای اندازه‌گیری جابه‌جایی افقی آن استفاده شد. همچنین، ۱۰ فشارسنج با ظرفیت ± 10 کیلوپاسکال و دقت $\pm 1\%$ درصد به پشت رویه‌ها در سطوح مختلف برای

فونداسیون با سرعت ۶ میلی‌متر بر دقیقه توسط اکچویاتور تا رسیدن به فشار حداکثر و یا یک حالت ماندگار در رفتار بار- نشست بارگذاری شد. لازم به ذکر است که به منظور ارزیابی قابلیت اطمینان نتایج، آزمایش بر روی برخی از مدل‌ها تکرار شد. نتایج آزمایشات تکرار شده که در شکل ۵ ارائه شده است، نشان داد که خطای ناشی از مدل‌سازی و انجام آزمایش به ۱ الی ۲ درصد محدود می‌شود. برنامه آزمایشات در جدول ۳ ارائه شده است.



شکل ۶. تغییرات الف) ظرفیت باربری نهایی، ب) نشست معادل با آن و ج) میزان دوران فونداسیون در مقابل فاصله قرارگیری فونداسیون تا تاج دیوار.

نقش المان‌های تسلیح در بهبود ظرفیت باربری فونداسیون کم‌رنگ شده تا جایی که ظرفیت باربری نهایی تنها توسط خاک غیرمسلح کنترل می‌شود.

همانطور که در شکل ۶ قسمت الف مشاهده می‌شود، جلوگیری از دوران فونداسیون نقش چشمگیری در بهبود ظرفیت باربری ایفا می‌کند. این بهبود ظرفیت باربری که در هر سه نوع المان تسلیح مشاهده شد، با دور شدن فونداسیون از تاج دیوار به تدریج کم‌رنگ و در $d/H > 0.8$ کاملاً محو شد. این پدیده توسط گبر و هارت نیز گزارش شده است.^[۲۷] کاهش ظرفیت باربری نهایی به دلیل استفاده از یک پیکربندی بدون پله، نکته مهم دیگری بود که با مقایسه نتایج به‌دست آمده از مدل‌های مسلح‌شده با ژئوگرید و نتایج گزارش شده توسط ژیاو و همکاران حاصل شد.^[۲۵] این مقایسه، که در شکل ۷ قسمت الف دیده می‌شود، مزیت استفاده از پیکربندی دو پله را جهت بهبود ظرفیت باربری فونداسیون‌های واقع بر دیوارهای خاک مسلح را نشان می‌دهد.

مقایسه پاسخ بار - نشست فونداسیون‌های واقع بر مدل‌های مسلح شده با تسمه‌های پلیمری و فلزی نشان می‌دهد که افزایش سختی محوری المان تسلیح سبب افزایش ظرفیت باربری نهایی و تأخیر در گسیختگی می‌شود. این مشاهدات هنگام افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌های تسلیح ناشی از استفاده از ژئوگرید به جای تسمه پلیمری نیز مشاهده شد. نیاز به یک نشست قابل توجه جهت شروع سازوکار اندرکنش خاک و المان تسلیح می‌تواند دلیل به تعویق افتادن گسیختگی باشد. به منظور تعیین درجه بهبود ظرفیت باربری فونداسیون ناشی از افزایش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون‌کشیدگی آن، از یک پارامتر بی‌بعد استفاده شد. این پارامتر که ضریب بهبود ظرفیت باربری (I_f) نامیده می‌شود، به دو شکل زیر قابل

اندازه‌گیری توزیع فشار جانبی نصب شد. روش پردازش تصاویر (PIV)، یک روش اندازه‌گیری غیرتهاجمی است که در این تحقیق برای تعیین باندهای برشی در مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. این روش که کرنش برشی توده خاک را با دنبال کردن حرکت ذرات خاک در تصاویر متوالی اندازه‌گیری می‌کند، برای اولین بار توسط وایت و تیک در سال ۲۰۰۳ و به‌منظور شناسایی سطح شکست بحرانی در توده خاک استفاده شد.^[۲۴] آن‌ها برای این منظور، نرم‌افزار GeoPIV را معرفی کردند که بعدها در مطالعات متعددی از آن استفاده شد. جهت تجزیه و تحلیل تصاویر توسط این نرم‌افزار از پیک‌های ۳۲ پیکسلی استفاده شد که در فواصل ۸ پیکسلی هم‌پوشانی داشتند. این هم‌پوشانی برابر با $2D_{50}$ انتخاب شد تا در صورت ایجاد جابه‌جایی‌های بزرگ، امکان شناسایی باندهای برشی با جزئیات کافی فراهم شود.^[۲۴] لازم به ذکر است که وجود لایه‌های ماسه‌رنگی در بدنه مدل، علاوه بر ایجاد بافتی متفاوت برای تسهیل پردازش تصاویر، می‌توانست برای اعتبارسنجی نتایج نیز استفاده شود.

۳. نتایج و بحث

۳.۱. رفتار بار - نشست فونداسیون

در شکل ۵ منحنی‌های بار - نشست به‌دست آمده از مدل‌های مختلف نشان داده شده است. مطابقت مناسب میان رفتار بار - نشست مدل‌های مسلح شده با ژئوگرید با آنچه توسط یو و کیم در سال ۲۰۰۸ و ژو و همکاران در سال ۲۰۲۰ گزارش شده است، اولین موضوعی است که در شکل ۵ جلب توجه نموده و نشان دهنده صحت مدل‌سازی می‌باشد. همانطور که در تمامی منحنی‌های بار - نشست مشاهده می‌شود، جهت فعال شدن مکانیسم اندرکنش المان تسلیح با خاک، به یک جابه‌جایی نسبی میان المان و خاک نیاز است که این جابه‌جایی در نشست معادل با 0.2% عرض فونداسیون رخ داد. به عبارت دیگر، تا این میزان نشست، المان‌های تسلیح هیچ نقشی در بهبود ظرفیت باربری خاک ایفا نمی‌کنند. این پدیده که پیش از این نیز توسط سایر محققین گزارش شده بود،^[۲۶، ۲۵] به عنوان یک اشکال عمده در استفاده از المان‌های تسلیح جهت بهسازی خاک مطرح است.

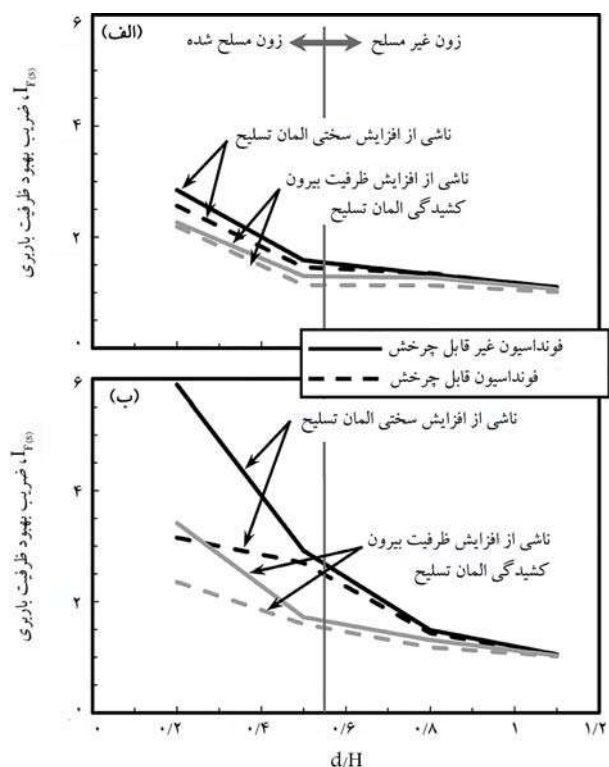
وابستگی میزان تأثیر نوع المان تسلیح بر رفتار بار - نشست به موقعیت فونداسیون، نکته دیگری است که در شکل ۵ مشاهده می‌شود. این وابستگی که در هر دو نوع فونداسیون (قابل چرخش و غیرقابل چرخش) مشاهده شد، با افزایش فاصله فونداسیون تا $0.5H$ پررنگ و پس از آن به تدریج کم‌رنگ شد. این پدیده در نمودارهای ارائه شده در شکل ۶ قسمت الف و ب نیز به وضوح دیده می‌شود. همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، ظرفیت باربری نهایی فونداسیون (q_u) و نشست مورد نیاز برای دستیابی به آن $(s/B_f)_u$ تابع موقعیت فونداسیون بوده به‌طوری که با افزایش d/H ، افزایش یافته و در $d/H = 0.5$ به حداکثر مقدار خود می‌رسند و سپس تا رسیدن به یک مقدار ثابت کاهش می‌یابند. بیشینه شدن ظرفیت باربری نهایی در $d/H = 0.5$ که توسط ژیاو و همکاران نیز برای دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید گزارش شده است را می‌توان به قرارگیری فونداسیون در لبه توده مسلح شده و تمایل سطح لغزش به توسعه از پشت بالاترین لایه تسلیح به سمت لایه‌های پایینی نسبت داد.^[۲۵] از آنجا که توسعه چنین سطح لغزشی با این ابعاد نیاز به فشار قائم بیشتری دارد، این امر افزایش ظرفیت باربری فونداسیون را در این موقعیت به همراه خواهد داشت. با افزایش d/H و خارج شدن فونداسیون از محدوده مسلح شده،

دوران کمتر بوده و با دور شدن فونداسیون از دیوار نیز به تدریج محو می‌شود. این پدیده حاکی از آن است که در فونداسیون‌های واقع در نزدیکی تاج دیوار، افزایش سختی المان تسلیح گزینه مناسب‌تری جهت بهبود ظرفیت باربری فونداسیون نواری است. از آنجا که فونداسیون عرشه پل در مجاورت تاج تکیه‌گاه‌های پل قرار می‌گیرد، این یافته راه‌حلی کارآمد برای حفظ پایداری تکیه‌گاه‌های پل به حساب می‌آید.

مقدار دوران مجاز فونداسیون عامل موثری است که بر عملکرد و قابلیت سرویس‌دهی سازه‌های متصل به آن تأثیر می‌گذارد. این عامل می‌تواند به طراح کمک کند تا اقدامات احتیاطی را برای جلوگیری از دوران غیرمجاز فونداسیون انجام دهد. برای ارزیابی تأثیر نوع المان تسلیح و موقعیت فونداسیون بر میزان دوران آن، زاویه چرخش (θ) فونداسیون‌های قابل دوران در پایان بارگذاری به کمک تکنیک پردازش تصویر اندازه‌گیری شد و روند تغییرات θ در مقابل d برای هر سه نوع المان تسلیح‌کننده تعیین شد. شکل ۶ قسمت ب نشان می‌دهد که افزایش سختی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان تسلیح، دو راه حل موثر جهت کاهش میزان کج شدن فونداسیون می‌باشند. با این تفاوت که کاهش ظرفیت بیرون‌کشیدگی به مراتب موثرتر است. از این رو، این دو راه حل را می‌توان به‌عنوان دو روش غیرسازه‌ای برای کاهش کج‌شدگی فونداسیون بدون اعمال محدودیت‌های سازه‌ای بر روی فونداسیون در نظر گرفت. از سوی دیگر، روند تغییرات θ در مقابل d/H نشان داد که افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار، علاوه بر کاهش میزان چرخش فونداسیون، به تدریج از کارایی این دو روش می‌کاهد. بنابراین، با کاهش تمایل فونداسیون به کج شدن در $d/H > 0.8$ ، میزان دوران آن مستقل از نوع المان تسلیح می‌شود.

۲.۳. مکانیزم گسیختگی

به‌منظور تعیین مکانیزم گسیختگی دیوارهای خاک مسلح پله‌ای تحت بارگذاری فونداسیون نواری، توسعه باندهای برشی در مدل‌ها با استفاده از دو روش شناسایی شد. در روش اول از اعوجاج لایه‌های ماسه رنگی برای ردیابی باندهای برشی و در روش دوم از تکنیک پردازش تصاویر برای شناسایی دقیق‌تر مناطق برشی در بدنه مدل‌ها استفاده شد. شکل‌های ۸ تا ۱۰ انتشار کرنش برشی تجمعی (ϵ_s) را که توسط تکنیک PIV به‌دست آمده و همچنین سطوح گسیختگی شناسایی شده را که از اعوجاج لایه‌های ماسه‌رنگی ردیابی شده است را نشان می‌دهند. همانطور که در تصاویر مشاهده می‌شود و ژو و همکاران نیز به آن اشاره نمودند،^[۱۱] دو سطح شکست مجزا (کم‌عمق و عمیق) در تمامی مدل‌ها شکل می‌گیرند. سطوح شکست کم‌عمق که با نقطه‌چین سفید مشخص می‌شوند، از لبه‌های فونداسیون به سمت سطح خاکریز توسعه یافته و منجر به تغییر شکل سطح آن (تورم خاکریز) می‌شوند. سطوح شکست عمیق نیز از لبه یک طرف فونداسیون آغاز شده و از میان ردیف‌های المان‌های تسلیح به سمت دیوار گسترش یافته و منجر به تغییر شکل آن می‌شود. این سطوح شکست با خطوط نقطه‌چین سیاه رنگ در شکل‌های ۸ تا ۱۰ مشخص شده است. مشاهدات نشان داد که در صورت قرارگیری فونداسیون نزدیک به تاج دیوار، به غیر از مدل‌های تقویت‌شده با تسمه فلزی که تحت بارگذاری فونداسیون غیرقابل چرخش قرار دارند، سطوح گسیختگی کم‌عمق تنها در سمت خاکریز ایجاد می‌شود. در ادامه، افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار به میزان $0.5H$ سبب معکوس شدن مسیر توسعه سطح گسیختگی کم‌عمق در مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید و ایجاد سطوح گسیختگی کم‌عمق در دو طرف فونداسیون در دیوارهای مسلح‌شده با تسمه فلزی شد. با افزایش بیشتر فاصله فونداسیون تا تاج دیوار و قرار گرفتن آن در



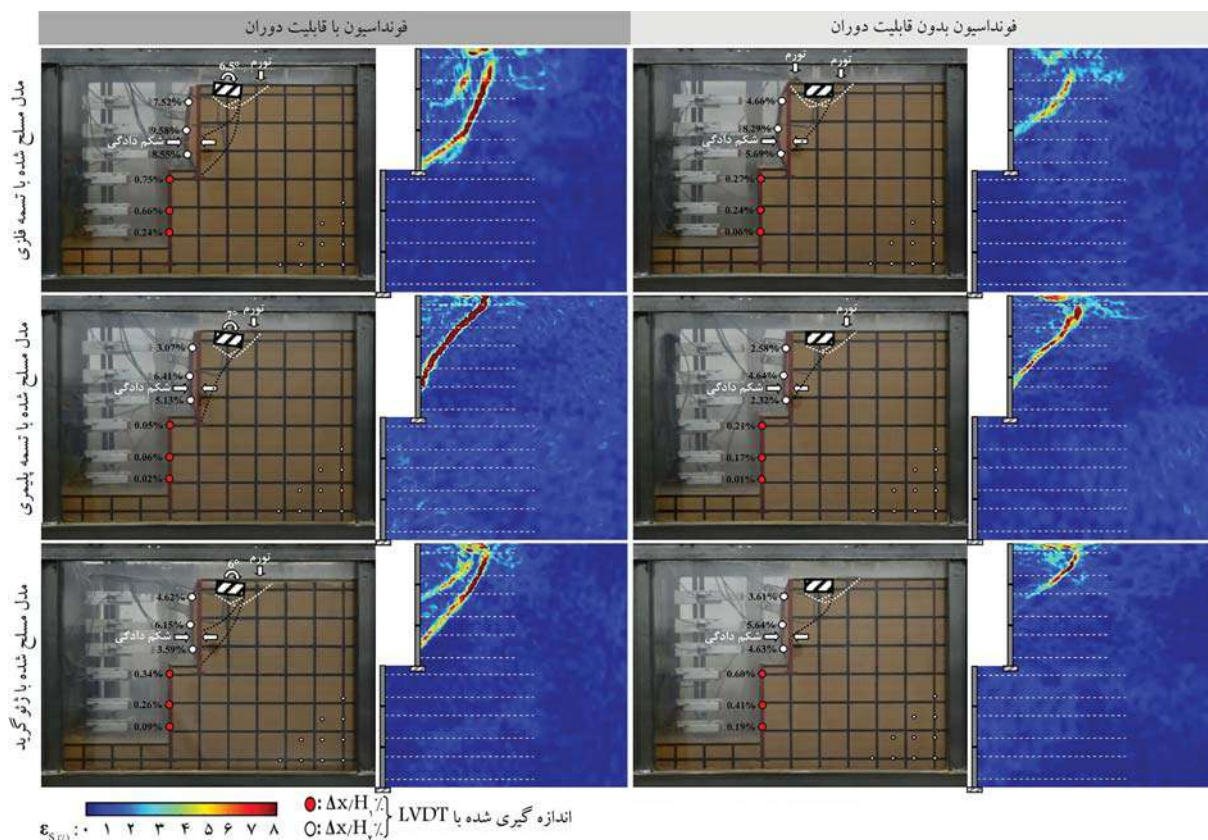
شکل ۷. تغییرات الف) $I_f(s)$ و ب) $I_f(u)$ در مقابل فاصله قرارگیری فونداسیون تا تاج دیوار.

تعریف است:

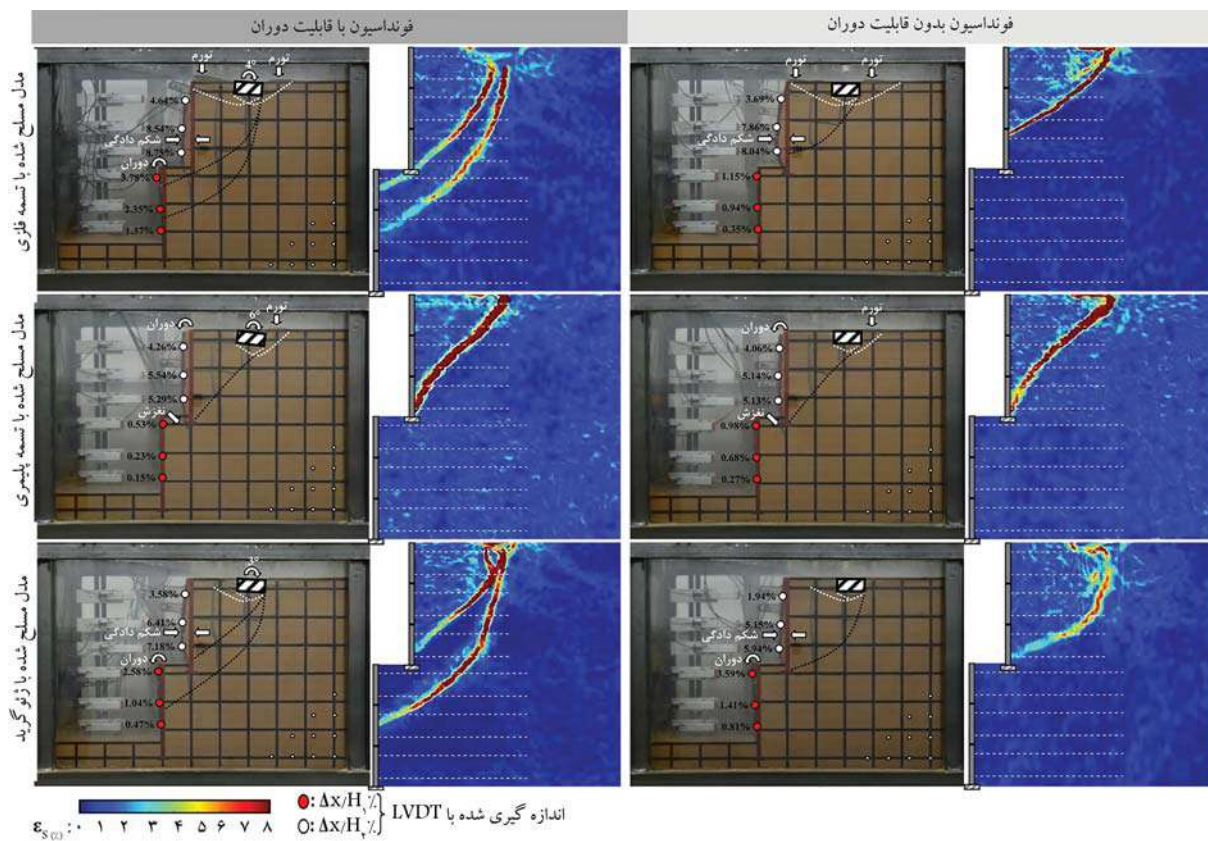
$$I_{f(s)} = \frac{q_s(\text{models reinforced by metal strip or geogrid})}{q_s(\text{models reinforced by geosynthetic strap})} \quad (1)$$

$$I_{f(u)} = \frac{q_u(\text{models reinforced by metal strip or geogrid})}{q_u(\text{models reinforced by geosynthetic strap})} \quad (2)$$

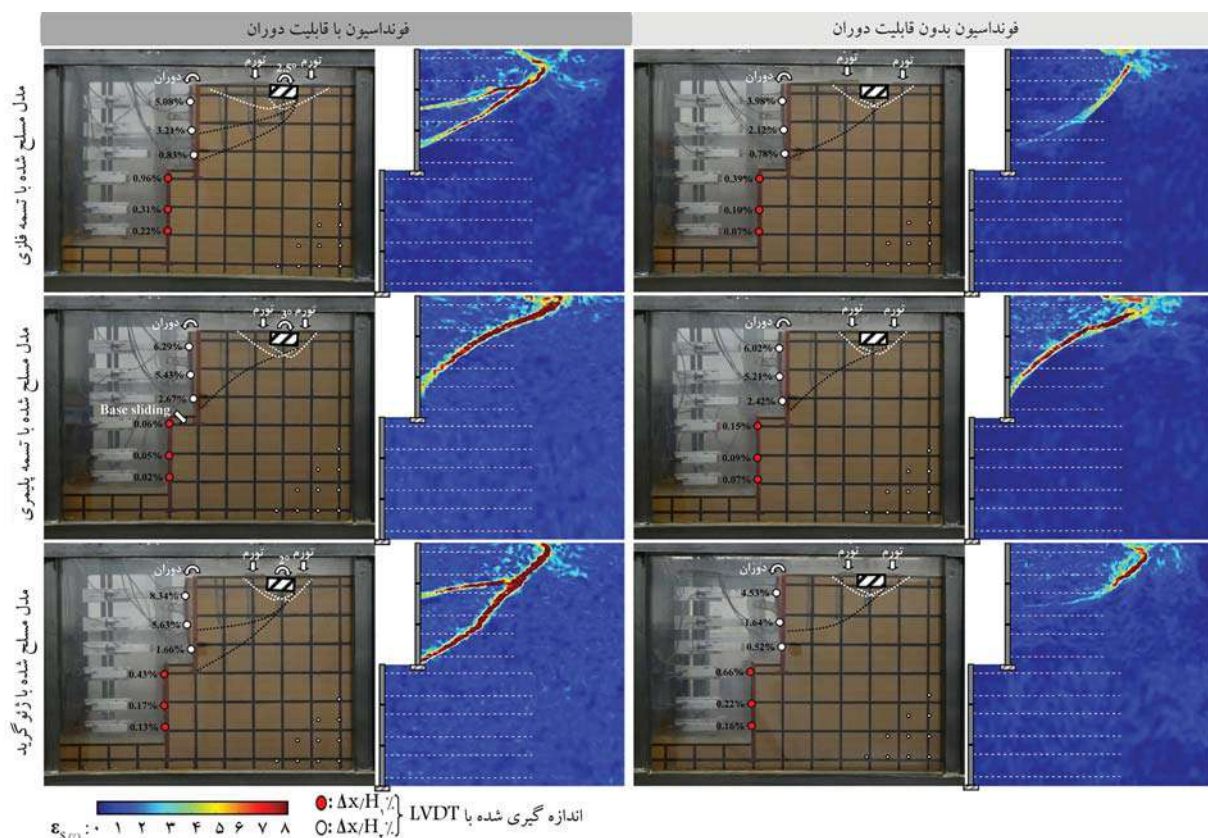
که در آن $I_f(s)$ و $I_f(u)$ به ترتیب ضرایب بهبود ظرفیت باربری متناظر با ظرفیت باربری نهایی (q_u) و ظرفیت باربری در یک نشست معین (q_s) است. از آنجا که نشست برابر با ۳ درصد عرض فونداسیون هم شرایط شکل‌گیری سازوکار اندرکنش المان‌های تسلیح با خاک را فراهم می‌کند و هم دارای توجیه عملی است، این نشست برای محاسبه $I_{f(s)}$ استفاده شد. تغییرات $I_{f(s)}$ و $I_{f(u)}$ در مقابل فاصله فونداسیون تا تاج دیوار که در شکل ۷ نشان داده شده است، یک روند نزولی را به تصویر می‌کشد. این بدان معنی است که اثر افزایش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون‌کشیدگی آن بر بهبود ظرفیت باربری در فونداسیون‌های مجاور تاج دیوار بارزتر است. این را می‌توان به حضور المان‌های تسلیح بیشتر در منطقه گسیختگی زیر فونداسیون در $d < 0.2H$ نسبت داد. کاهش حضور المان‌های تسلیح در منطقه گسیختگی زیر فونداسیون به دلیل دور شدن فونداسیون از دیوار سبب کاهش تأثیرپذیری ظرفیت باربری خاک از المان‌های تسلیح می‌شود. علاوه بر آن، در شکل ۷ مشاهده شد که اثر افزایش سختی المان‌های تسلیح بر بهبود ظرفیت باربری بسیار بیشتر از افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌ها است، به‌ویژه در فونداسیون‌های مجاور تاج دیوار و بالاخص در خصوص ظرفیت باربری نهایی و همانطور که مشاهده می‌شود، افزایش سختی المان‌های تسلیح سبب رشد ۶ برابری ظرفیت باربری نهایی فونداسیون‌های مجاور دیوار با قابلیت دوران می‌شود، درحالی‌که افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌ها یک رشد ۳/۵ برابری را در q_u به همراه دارد. این تفاوت در فونداسیون‌های منع‌شده از



شکل ۸. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییرشکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $2H/5$ از تاج دیوار.



شکل ۹. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییرشکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $5H/5$ از تاج دیوار.



شکل ۱۰. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییر شکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $H/8$ از تاج دیوار.

و سختی محوری المان‌ها منجر به کاهش تمایل گوه به حرکت به سمت جلو شد.

همانطور که توسط تاتسوکا و همکاران در سال ۱۹۹۱ اشاره شد، میان سطوح گسیختگی عمیق فونداسیون‌ها با قابلیت و بدون قابلیت دوران تفاوت قابل توجهی وجود دارد که از اندرکنش میان خاک و فونداسیون نشأت می‌گیرد.^[۲۹] آن‌ها نشان دادند که جلوگیری از دوران فونداسیون سبب تحمیل یک گسیختگی اجباری به خاک در راستایی که لزوماً راستای ضعیف نبود، می‌شود. با فراهم کردن شرایط لازم جهت دوران فونداسیون، فونداسیون از شکست پیش‌رونده در خاک پیروی کرده و خاک را در ضعیف‌ترین راستا دچار گسیختگی می‌کند. این امر سبب می‌شود که هندسه سطح لغزش در فونداسیون‌ها با و بدون قابلیت دوران متفاوت باشد و ظرفیت باربری نیز در فونداسیون‌ها غیرقابل دوران بیشتر شود. علاوه بر این، در شکل‌های ۸ تا ۱۰ مشاهده شد که اجازه دادن به فونداسیون برای دوران سبب تشکیل دو سطح لغزش عمیق مجزا در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید شد. این پدیده با افزایش درجه اعطاف‌پذیری المان‌های تسلیح و نیز کاهش ظرفیت بیرون‌کشیدگی در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری کاملاً متغی شد.

برخلاف آنچه که توسط دستورالعمل‌های FHWA پیش‌بینی شده است، سطوح گسیختگی عمیق تنها در پله فوقانی مدل‌ها تشکیل می‌شود. وقوع چنین فرمی از گسیختگی دیوارهای پله‌ای نشان‌دهنده عملکرد مستقل پله فوقانی در شرایط بارگذاری سطحی می‌باشد، حتی در دیوارهای پله‌ای که فاصله پله‌ها از یکدیگر محدود می‌باشد. در چنین مواردی، سهم پله تحتانی در پایداری دیوار به حداقل می‌رسد و حفظ پایداری به‌طور کامل به پله فوقانی واگذار می‌شود. چیدمان مناسب

خارج از محدوده مسلح‌شده، امکان ایجاد سطوح گسیختگی کم‌عمق در دو طرف فونداسیون برای تمام المان‌های تسلیح فراهم شد. با این تفاوت که در فونداسیون‌ها با قابلیت دوران، تمایل سطح گسیختگی به توسعه به سمت دیوار حدود دو برابر توسعه به سمت خاکریز بود. این امر که منجر به تشکیل سطوح گسیختگی کم‌عمق نامتقارن شد را می‌توان به عدم شکل‌گیری کامل یک منطقه مقاوم در سمت خاکریز نسبت داد. همچنین، مشاهده شد که استفاده از المان‌های تسلیح با ظرفیت بیرون‌کشیدگی اندک می‌تواند توسعه سطوح گسیختگی کم‌عمق را کاهش دهد.

الگوی توسعه کرنش برشی در مدل‌ها نشان داد که فارغ از موقعیت و نوع فونداسیون، هندسه سطح گسیختگی عمیق از یک منحنی محدب در مدل‌های مسلح‌شده با تسمه فلزی و ژئوگرید به یک منحنی مقعر در مدل‌های مسلح‌شده با تسمه پلیمری تغییر یافت. این تغییر را که در اثر کاهش هم‌زمان سختی محوری و ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌های تسلیح رخ داده است، می‌توان به تغییر در تمایل گوه گسیختگی به حرکت رو به جلو و یا رو به پایین نسبت داد. توفنکجیان و ووستیک نشان دادند که یک سطح لغزش مقعر زمانی رخ می‌دهد که تمایل حرکت گوه به سمت جلو بیشتر از حرکت به سمت پایین باشد و در غیر این صورت یک سطح لغزش محدب شکل خواهد گرفت.^[۲۸] بنابراین، در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری که ظرفیت بیرون‌کشیدگی و سختی محوری تسمه‌ها کمتر از تسمه فلزی و ژئوگرید است، جابه‌جایی گوه گسیختگی به سمت خارج آسان‌تر از مدل‌های دیگر بوده و تمایل گوه به حرکت به سمت جلو بیشتر از حرکت به سمت پایین است. این امر سبب تشکیل یک سطح لغزش مقعر در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری شد. این پدیده در مورد مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید کاملاً معکوس بود، به‌طوری‌که افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی

المان‌های تسلیح‌کننده در پله تحتانی می‌تواند دلیل دیگری برای به حداقل رساندن نفوذ سطح گسیختگی به این قسمت از دیوارهای پله‌ای باشد. افزایش عمق نفوذ سطح لغزش و رسیدن آن به پله تحتانی نکته دیگری بود که در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید هنگام قرارگیری فونداسیون در فاصله $0.5H$ از تاج دیوار مشاهده شد. این افزایش نفوذ که با استفاده از تسمه‌های پلیمری از آن ممانعت شد، نشان‌دهنده افزایش یکپارچگی پله‌های تحتانی و فوقانی به دلیل استفاده از المان‌های تسلیح با سختی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی مناسب است. از سوی دیگر، استفاده از یک پیکربندی پله‌ای در دیوارهای خاک مسلح، عامل دیگری در جلوگیری از توسعه سطوح لغزش عمیق در پله تحتانی بود. این یافته که با مقایسه مدل‌ها با دیوارهای یکپارچه در مطالعات ژیاو و همکاران و اسکجیک و همکاران حاصل شد، تأییدی است بر مزیت استفاده از پیکربندی پله‌ای در دیوارهای خاک مسلح. [۳۰،۳۵]

تفاوت میان مد تغییر شکل پله‌های تحتانی و فوقانی مدل‌ها نکته مهم دیگری است که در تصاویر اخذشده از مدل‌ها در پایان بارگذاری دیده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود، مد تغییر شکل پله‌های تحتانی و فوقانی کاملاً مستقل از یکدیگر می‌باشند، به‌طوری‌که با تغییر نسبت d/H ، ضمن ثابت ماندن مد تغییر شکل پله تحتانی، مد تغییر شکل پله فوقانی تغییر می‌کند. شکل ۸ نشان می‌دهد که با قرارگیری فونداسیون در مجاورت تاج دیوار ($d/H = 0.2$)، شکم‌دادگی به‌عنوان مد غالب برای تمامی المان‌های تسلیح نمایان می‌شود. این مشاهده مشابه گزارش ارائه شده توسط یو و جانگ در سال ۲۰۰۴ و یو و کیم در سال ۲۰۰۸ برای یک دیوار پله‌ای مسلح‌شده با ژئوگرید است. [۶،۱۱] با افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار، مد شکم‌دادگی به تدریج محو شده و چرخش حول پنجه دیوار (واژگونی) به عنوان مد غالب نمایان می‌شود (شکل‌های ۹ و ۱۰). از سوی دیگر، واژگونی به‌عنوان تنها مد تغییر شکل پله تحتانی در تمامی موقعیت‌های فونداسیون مشاهده شد. این مد تغییر شکل که بیشتر هنگام بارگذاری دیوار با فونداسیون‌های قابل چرخش مشاهده می‌شود، در $d/H = 0.5$ محسوس‌تر بود.

۳.۳. توزیع فشار جانبی

محاسبه فشار جانبی ناشی از قرارگیری فونداسیون بر روی دیوارهای حائل، مرحله‌ای پیچیده و مهم در طول تحلیل و طراحی این دیوارها است. انعطاف‌پذیری دیوارهای خاک مسلح و حضور المان‌های تسلیح در توده خاک، پیچیدگی محاسبه فشار جانبی را برای این نوع از دیوارهای حائل افزایش می‌دهد. این در حالی است که تا کنون هیچ رابطه جامعی برای محاسبه فشار جانبی در دیوارهای خاک مسلح ارائه نشده است و روش‌های موجود نیز تنها به چند رابطه ساده محدود می‌شوند. [۳۲،۳۱]

به منظور ارزیابی فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری در دیوارهای خاک مسلح پله‌ای، فشار پشت دیوار در هر پله توسط پنج فشارسنج در ارتفاع‌های مختلف اندازه‌گیری شد. با هم‌سنج کردن مقادیر اندازه‌گیری‌شده به فشار ناشی از فونداسیون، تلاش شده تا ضریب فشار جانبی (k_q) در هر مدل تعیین شود. نمودارهای توزیع فشار جانبی هم‌سنج شده در پشت رویه مدل‌ها در شکل ۱۱ نشان می‌دهند که فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری را می‌توان با فراهم آوردن شرایط لازم برای دوران فونداسیون و همچنین استفاده از المان‌های تسلیح انعطاف‌پذیر با ظرفیت بیرون‌کشیدگی اندک به‌طور چشمگیری کاهش داد. دلیل

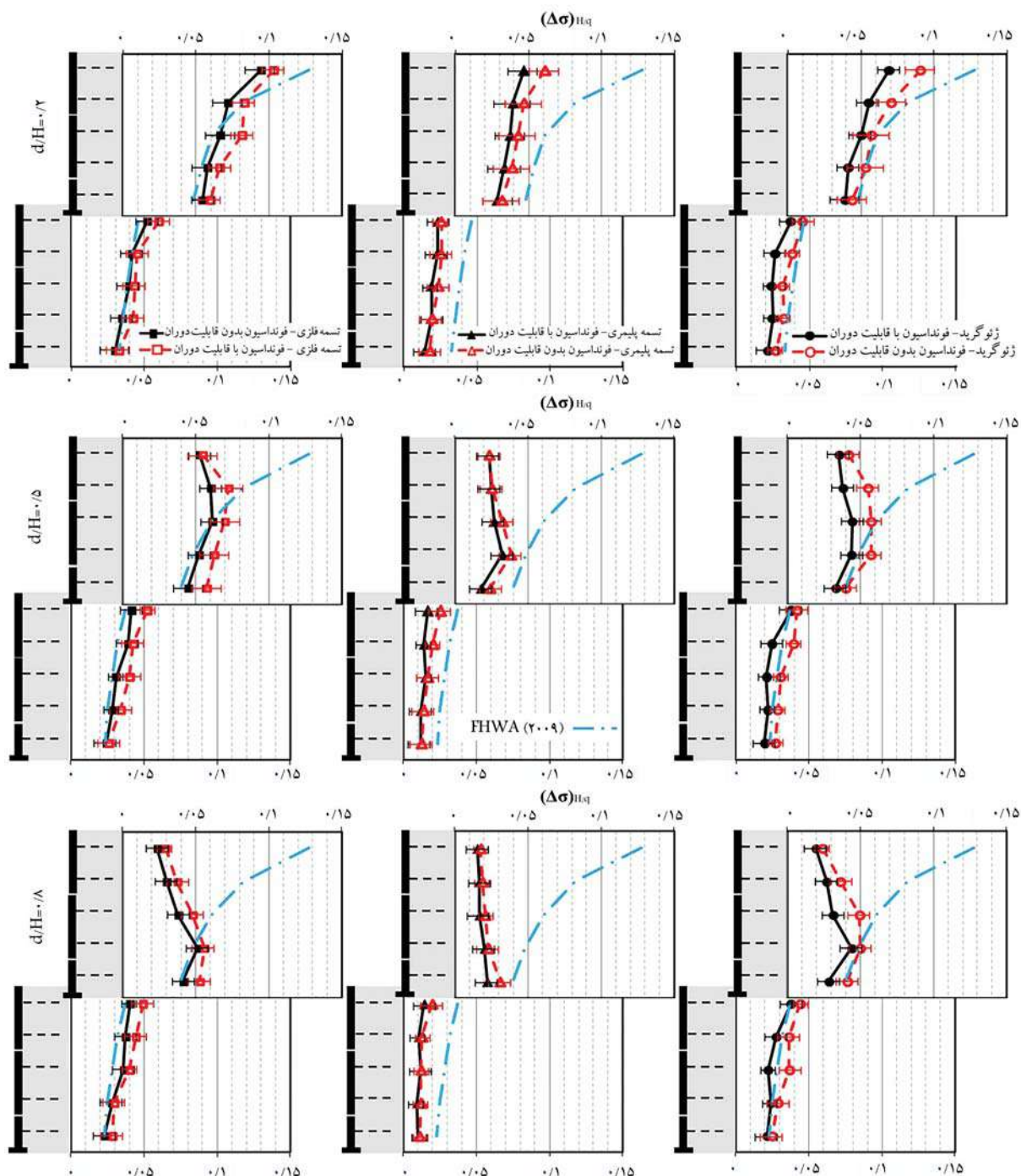
اصلی کاهش فشار جانبی در یک توده خاک مسلح شده، وجود یک رابطه معکوس میان درجه بسیج شدن مقاومت در توده خاک و خواص مکانیکی المان‌های تسلیح است. لشنسکی و ولوا نشان دادند که کاهش سختی المان تسلیح و کاهش میزان اندرکنش آن با خاک، امکان حرکت ذرات خاک را در مقابل یکدیگر افزایش داده و متعاقباً سبب افزایش درجه بسیج مقاومت در توده خاک می‌شود. [۳۳] از این رو، بخش بیشتری از فشار فونداسیون توسط مقاومت بسیج شده در توده خاک مهار و در نتیجه سهم کمتری به فشار افقی تبدیل می‌شود. افزایش فشار جانبی در توده خاک مسلح شده در اثر با افزایش سختی المان تسلیح، افزایش اندرکنش آن با خاک و کاهش فاصله میان المان‌ها پیش از این توسط لیو گزارش شده بود. [۳۴] مقایسه اثرات استفاده از تسمه‌های پلیمری به جای ژئوگریدها و استفاده از تسمه‌های پلیمری به جای تسمه‌های فلزی نشان داد که کاهش ظرفیت بیرون‌کشیدگی نقش مؤثرتری در کاهش فشار جانبی ایفا می‌کند.

به منظور مقایسه نتایج به‌دست آمده با روش‌های تحلیلی پیشنهاد شده برای محاسبه فشار جانبی ناشی از بار فونداسیون‌های نواری، از رابطه پیشنهادی توسط FHWA استفاده شد. این رابطه به‌صورت زیر است:

$$(\Delta\sigma_h)_z = \frac{k_a Q}{D_1}; \begin{cases} D_1 = B_f + z; z \leq 2 \left(d - \frac{B_f}{2} \right) \\ D_1 = \frac{B_f + z}{2} + d; z > 2 \left(d - \frac{B_f}{2} \right) \end{cases} \quad (3)$$

که در آن k_a ضریب فشار محرک، Q بار فونداسیون، z عمق از سطح خاک‌رین، B_f عرض فونداسیون نواری و d فاصله فونداسیون تا تاج دیوار می‌باشند. مقایسه نتایج به‌دست آمده با روش پیشنهادی توسط FHWA در شکل ۱۱ نشان می‌دهد که این روش مقدار $\Delta\sigma_{h/q}$ را در نیمه بالایی پله فوقانی بیش‌برآورد تعیین می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود، میزان اختلاف میان نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی با کاهش سختی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان تسلیح و همچنین افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار برجسته‌تر شد. این تخمین دست‌بالای فشار جانبی را می‌توان به پیکربندی پله‌ای دیوارها و عدم در نظر گرفتن نوع المان تسلیح در روش‌های تحلیلی نسبت داد. فرض رفتار الاستیک برای توده خاک نیز می‌تواند دلیل دیگری برای این بیش‌برآورد باشد. این در حالی است که در پله تحتانی دیوارها، پروفیل‌های $\Delta\sigma_{h/q}$ تطابق قابل قبولی با روش پیشنهادی FHWA دارند و یک توزیع یکنواخت را در امتداد ارتفاع پله به تصویر می‌کشند. همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، ضریب فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری (k_q) در پله فوقانی تابعی از عمق می‌باشد، درحالی‌که مقدار آن در پله تحتانی ۰/۱ تا ۰/۰۶ حدود می‌شود.

از نقطه اثر نیروی برآیند فشار جانبی (R) می‌توان جهت شناسایی ردیف‌هایی از المان تسلیح که در خلال بارگذاری فونداسیون تحت کشش بیشتری قرار می‌گیرند، استفاده نمود. با محاسبه موقعیت نیروی برآیند فشار جانبی برای هر مدل و ترسیم R در مقابل d/H در شکل ۱۲ مشخص شد که افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار، فراهم آوردن شرایط لازم برای دوران فونداسیون، کاهش سختی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌های تسلیح سبب کاهش ارتفاع نقطه اثر نیروی در پله فوقانی می‌شود، درحالی‌که در پله تحتانی، مقدار R مستقل از این عوامل بوده و در محدوده ۰/۵۴ قرار می‌گیرد. از سوی دیگر، مقایسه مقادیر R با مقادیر پیشنهاد شده توسط FHWA نشان داد که استفاده از این روش برای محاسبه موقعیت نقطه اثر نیرو در پله فوقانی می‌تواند منجر به طراحی بیش



شکل ۱۱. پروفیل توزیع فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری واقع بر دیوار پله‌ای در موقعیت‌های مختلف.

دادن به آن جهت دوران آزادانه، اثرات موقعیت فونداسیون و درجه آزادی آن نیز مورد بررسی قرار گرفت. یافته‌ها حاکی از آن است که اگر چه کاهش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون‌کشیدگی آن موجب کاهش ظرفیت باربری فونداسیون می‌شود، اما این امر نقش چشم‌گیری در کاهش فشار جانبی در دیوارهای پله‌ای تحت بار ناشی از فونداسیون ایفا می‌کند. همچنین، مشخص شد که اثر افزایش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون‌کشیدگی آن بر بهبود ظرفیت باربری فونداسیون‌های نزدیک به تاج دیوار بارزتر بود. علاوه بر این، فراهم‌آوردن شرایط لازم جهت دوران آزادانه فونداسیون به‌عنوان یک راه حل موثر جهت به حداقل رساندن فشار جانبی ناشی از فونداسیون

از حد محافظه‌کارانه و شناسایی نادرست ردیف‌های بحرانی المان‌های تسلیح شود.

۴. نتیجه‌گیری

در مطالعه حاضر، عملکرد دیوارهای پله‌ای مسلح‌شده با سه المان تسلیح مختلف تحت بار ناشی از فونداسیون نواری مورد ارزیابی قرار گرفت. با اعمال بار قائم در چهار فاصله مختلف از تاج دیوار و همچنین ممانعت از دوران فونداسیون و اجازه

شکم‌دادگی به عنوان مد غالب تغییر شکل پله فوقانی هنگام قرارگیری فونداسیون در مجاورت تاج دیوار مشاهده شد که با دور شدن فونداسیون از تاج دیوار، این مد محو و جای خود را به دوران حول پنجه (واژگونی) داد. این در حالی بود که واژگونی به عنوان تنها مد تغییر شکل در پله تحتانی، تحت تمامی شرایط بارگذاری شناسایی شد.

مقایسه نتایج به دست آمده با روش‌های تحلیلی ارائه شده جهت محاسبه فشار جانبی ناشی از بار فونداسیون نشان داد که احداث دیوارهای خاک مسلح به صورت پله‌ای، فشار جانبی را در پله فوقانی به شدت کاهش می‌دهد. این کاهش فشار که با افزایش فاصله میان فونداسیون و تاج دیوار افزایش یافت، با کاهش اندرکنش خاک با المان تسلیح و همچنین کاهش سختی المان‌ها برجسته‌تر شد. همچنین مشخص شد که استفاده از روش پیشنهادی توسط FHWA جهت محاسبه محل نقطه اثر نیروی برآیند فشار جانبی در پله فوقانی می‌تواند منجر به شناسایی نادرست ردیف‌های بحرانی المان‌های تسلیح شود.

۵. محدودیت‌های تحقیق

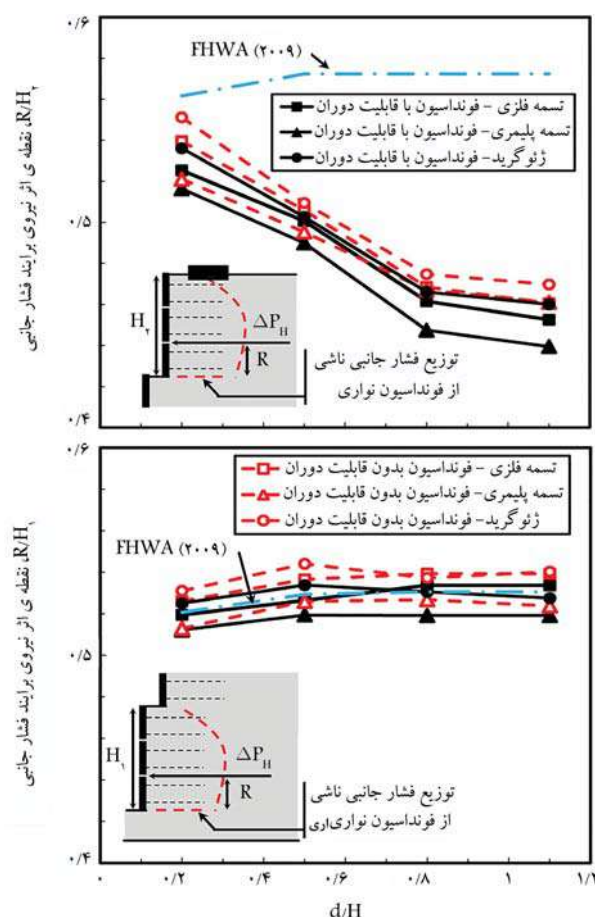
با وجود تلاش‌های انجام شده در این تحقیق جهت لحاظ نمودن تمامی جزئیات در فرایند شبیه‌سازی اجزای مدل و ساخت مدل‌ها، به دلیل عدم ایجاد شرایط تنش واقعی در مدل‌های کوچک مقیاس، نتایج کمی به دست آمده نمی‌توانند مطابقت دقیقی با مدل‌های واقعی داشته باشند. این نقص می‌تواند با ارائه نتایج در قالب پارامترهای هم‌سنگ شده تا حد قابل قبولی مرتفع گردد. [۲۱، ۱۵، ۱۳، ۹، ۸، ۵، ۲] با تکیه بر این رویکرد، تفسیر نتایج به دست آمده در این تحقیق بر پایه پارامترهای هم‌سنگ شده نظیر I_f ، R/H ، d/H ، $\Delta\sigma_h/q$ انجام شد. شکل‌گیری اصطکاک میان بدنه مدل‌ها با دیواره جعبه آزمایش، یکی دیگر از عواملی است که می‌تواند به عدم تطابق میان نتایج مدل‌های آزمایشگاهی با مدل‌های واقعی دامن بزند. در این تحقیق تلاش شد تا این اصطکاک ناخواسته با استفاده از یک لایه نازک گریس میان بدنه مدل و جعبه آزمایش به حداقل برسد. [۳، ۲۸، ۲۵، ۲۰، ۱۹] از سوی دیگر، از آنجایی که حرکت نسبی مورد نیاز میان المان تسلیح و خاک برای تشکیل اندرکنش میان آن‌ها به ابعاد ذرات خاک و المان تسلیح بستگی ندارد، [۲۰، ۱۹] میزان نشست مورد نیاز برای شروع این اندرکنش در مدل‌های کوچک مقیاس تقریباً برابر با نمونه واقعی است. این در حالی است که بر اساس قوانین مقیاس، مقدار این نشست باید کمتر از مدل واقعی باشد. این نقص نیز می‌تواند با استفاده از نشست هم‌سنگ شده بر عرض فونداسیون (s/B_f) تا حد قابل توجهی مرتفع گردد.

پانویس‌ها

1. Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall
2. Passive
3. Facing

منابع (References)

1. Yoo, C. and Jung, H.-S., 2004. Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration. *Geotext Geomembr*, 22, pp. 359-



شکل ۱۲. تغییرات نقطه اثر نیروی برآیند فشار جانبی در مقابل فاصله فونداسیون تا تاج دیوار.

شناسایی شد. پردازش تصاویر نشان داد که استفاده از یک پیکربندی دو پله در دیوارهای خاک مسلح، علاوه بر تغییر هندسه سطح لغزش از یک منحنی محدب به منحنی مقعر، می‌تواند از ایجاد سطوح لغزش عمیق در پله تحتانی پایین نیز جلوگیری کند. این جلوگیری که نقش برجسته‌ای در کاهش تغییر شکل‌های جانبی پله تحتانی داشت، موجب شد این بخش از دیوار تنها یک تغییر شکل ساده برشی جزئی را در امتداد سطوح افقی تجربه کند.

376. DOI.org/10.1016/S0266-1144(03)00064-5.

2. FHWA (Federal Highway Administration). 2009. Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Vol. 1. FHWA-NHI-10-243. Washington, DC: FHWA.
3. Leshchinsky, D. and Han, J., 2004. Geosynthetic reinforced multitiered walls. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130 (12), pp. 1225-1235. DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:12(1225).
4. Yoo, C. and Song, A.R., 2006. Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: a numerical inves-

- tigation. *Geosynthetics International*, 13(5), pp.181-194. DOI.org/10.1680/gein.2006.13.5.181.
5. Yoo, C., 2018. Serviceability state deformation behaviour of two-tiered geosynthetic reinforced soil walls. *Geosynth Int.*, 25(1), pp. 12-25. DOI.org/10.1680/jgein.17.00030.
6. Yoo, C. and Kim, S.B., 2008. Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis. *Geotext Geomembr*, 26(6), pp. 447-518. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2008.05.008.
7. Yang, G.Q., Liu, H., Zhou, Y.T. and Xiong, B.L., 2014. Post-construction performance of a two-tiered geogrid reinforced soil wall backfilled with soil-rock mixture. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(2), pp. 91-97. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2014.01.007.
8. Yoo, C., Jang Y.S. and Park I.J., 2011. Internal stability of geosynthetic-reinforced soil walls in tiered configuration. *Geosynth Int.*, 18(2), pp. 74-83. DOI.org/10.1680/gein.2011.18.2.74.
9. Mohamed, S.B.A., Yang, K.-H. and Hung, W.-Y., 2014. Finite element analyses of two-tier geosynthetic-reinforced soil walls: Comparison involving centrifuge tests and limit equilibrium results. *Computers and Geotechnics*, 61, pp. 67-84. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2014.04.010.
10. Seyedi Hosseininia, H. and Ashjaee, A., 2018. Numerical simulation of two-tier geosynthetic-reinforced-soil walls using two-phase approach. *Computers and Geotechnics*, 100, pp. 15-29. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2018.04.003.
11. Xu, P., Hatami, K., Bao, J.J. and Li, T., 2020. Bearing capacity and failure mechanisms of two-tiered reinforced soil retaining walls under footing load. *Comput. Geotech.*, 128, pp. 103833. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2020.103833.
12. Wood, D.M., 2004. Geotechnical modeling. Version 2.2. London: Taylor & Francis Group.
13. Huang, C.C., 2016. Settlement of footings at the crest of reinforced slopes subjected to toe unloading. *Geosynthetics International*, 23(4), pp. 247-256. DOI.org/10.1680/jgein.15.00045.
14. El-Emam, M.M. and Bathurst, R.J., 2007. Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls. *Geotext. Geomembranes*, 25(1), pp. 33-49. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2006.09.001.
15. Xu, P., Hatami, K. and Jiang G., 2020. Shaking table study of the influence of facing on reinforced soil wall connection loads. *Geosynth. Int*, 27(4), pp. 364-378. DOI.org/10.1680/jgein.20.00001.
16. Yazdandoust, M. and Ghalandarzadeh, A., 2020. Pseudo-static coefficient in reinforced soil structures. *Int. J. Phys. Model. Geotech.*, 20(6), pp. 320-337. DOI.org/10.1680/jphmg.18.00013.
17. Yoshida, T., and Tatsuoka, F., 1990. Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics. In *Vol. 1 of Proc., 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 237-240. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema.
18. Bathurst, R.J. 1990. Instrumentation of geogrid-reinforced soil wall. *Transp. Res. Rec.*, 1277, pp. 102-111.
19. Viswanadham, B.V.S., Razeghi, H.R., Mamaghani, J. and Manikumar, C.H.S.G., 2017. Centrifuge model study on geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without chimney sand drain. *Geotext. Geomembr.*, 45(5), pp. 430-446. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2017.06.005.
20. Razeghi, H.R., Viswanadham, B.V.S. and Mamaghani, J., 2019. Centrifuge and numerical model studies on the behaviour of geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without geocomposite layers. *Geotext. Geomembr*, 47(5), pp. 671-684. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2019.103470.
21. Yazdandoust, M., 2017. Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 97, pp. 216-232. DOI.org/10.1016/j.soldyn.2017.03.011.
22. Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Nojiri, M., Aizawa, H., Nishikiori, H., Soma, R., Tateyama, M. and Watanabe, K., 2009. A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynth. Int.*, 16(4), pp. 301-326. DOI.org/10.1680/gein.2009.16.4.301.
23. Zhao, L., Yang, F. and Dan, H., 2014. The influence of horizontal confinement on the bearing capacity factor N_y of smooth strip footing. *Comput. Geotech.*, 61, pp.127-131. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2014.05.010.
24. White, D.J., Take, W.A. and Bolton, M.D., 2003. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique*, 53(7), pp.619-631. DOI.org/10.1680/geot.2003.53.7.619.
25. Xiao, C., Han, J. and Zhang Z., 2016. Experimental study on performance of geosynthetic-reinforced soil model walls on rigid foundations subjected to static footing loading. *Geotext. Geomembr.*, 44(1), pp.81-94. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2015.06.001.
26. Xie, Y., Leshchinsky B. and Han J., 2019. Evaluation of bearing capacity on geosynthetic-reinforced soil structures considering multiple failure mechanisms. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 145(9), pp.04019040. DOI.org/10.1016/0266-1144(96)89796-2.
27. Gabr, M.A. and Hart, J.H., 2000. Elastic modulus of geogrid-reinforced sand using plate load tests. *Geotech. Test. J.*, 23(2), pp.245-250. DOI.org/10.1520/GTJ11049J.
28. Tufenkjian, M.R. and Vucetic, M., 2000. Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126(3), pp.227-235. DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:3(227).
29. Tatsuoka, F., Huang, C.C., Morimoto T. and Tani, K., 1991. Discussion on Bearing capacity of footings adjacent to slopes by Swami Saran, V.K. Sud, and Handa S.C. (April, 1989, Vol. 115, No. 4). *J. Geotech. Eng.*, 117(7), pp. 1127-1131. DOI.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:7(1127).
30. Skejic, A., Medic, S. and Dolarevic, S., 2018. Influence of wire mesh characteristics on reinforced soil model wall failure mechanisms-Physical and numerical modelling. *Geotext. Geomembr.*, 46, pp. 726-738. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2018.07.004.

31. Kumar, A. and Mandal, J.N., 2022. Parametric studies on two-tiered model fly ash wall. *Int. J. Geotech. Eng*, 16(7), pp. 815-825. DOI.org/10.1080/19386362.2019.1648713.
32. Houy, A., 1986. Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier. Metz, France: Gueblez.
33. Leshchinsky, D. and Vulova, C., 2001. Numerical investigation of the effects of geosynthetic spacing on failure mechanisms in MSE block walls. *Geosynth. Int*, 8(4), pp. 343-365. DOI.org/10.1680/gein.8.0199.
34. Liu, H., 2012. Long-term lateral displacement of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *Geotext. Geomembr*, 32, pp. 18-27. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2011.12.001.

بهینه‌سازی هندسه دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش یادگیری ماشین نظارت شده

بابک ابراهیمیان* (استادیار)

امیررضا زرنوشه فراهانی (کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی ژئوتکنیک و حمل و نقل، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۳)
دوری ۴۰، شماره ۱، صص. ۳۱-۱۷، (پژوهشی)

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی مستقر بر بستر متراکم غیر روانگر با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به روش تفاضل محدود صریح لاگرانژی مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین، هندسه بهینه برای این نوع دیوارها پیشنهاد شده است. برای این منظور، ابتدا، یک مدل عددی از دیوار ساحلی گوزپشتی ایجاد و پاسخ لرزه‌ای آن بر مبنای مشاهدات آزمایشگاهی متناظر اعتبارسنجی می‌شود. سپس، با انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی بر روی زاویه گوز دیوار، زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار، زاویه‌های گوز بهینه متناظر با تغییر مکان افقی حداقل و دوران صفر دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی برآورد می‌شوند. در ادامه، با استفاده از رگرسیون غیرخطی چندگانه مبتنی بر روش یادگیری ماشین نظارت شده، روابط آماری برای تخمین زاویه گوز بهینه دیوارها ارائه می‌شوند. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهند که با تغییرات زاویه گوز، سازوکار حرکتی و الگوی تغییرشکلی دیوار و پاسخ لرزه‌ای آن به‌طور قابل توجهی تغییر می‌کنند. با افزایش زاویه گوز، زاویه دوران دیوار به سمت دریا در اثر بارگذاری لرزه‌ای کاهش می‌یابد و سازوکار حرکتی دیوار از واژگونی به سمت دریا به واژگونی به سمت خاکریز تغییر می‌کند. برای تمامی مقادیر بررسی شده نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار و زاویه اصطکاک خاکریز، در زاویه گوزهای کمتر از ۳۵ درجه، افزایش زاویه گوز منجر به کاهش قابل توجه تغییر شکل دیوار می‌شود. در زاویه گوزهای بین ۳۵ تا ۵۰ درجه، اثر افزایش زاویه گوز بر کاهش تغییر شکل دیوار کمتر است. برای زاویه گوزهای بزرگ‌تر از ۵۰ درجه، افزایش زاویه گوز اثر معکوسی بر بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی دارد و موجب افزایش تغییر شکل‌های لرزه‌ای دیوار می‌شود. علاوه بر این، در نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار برابر با ۷/۰، با افزایش زاویه اصطکاک خاکریز از ۱۵ به ۴۵ درجه، زاویه گوز بهینه متناظر با دوران دیوار برابر صفر و حداکثر کاهش در تغییر مکان افقی دیوار به ترتیب از ۴۲/۷ به ۲۳/۹ و از ۵۳ به ۳۴/۵ کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: بهینه‌سازی هندسی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، دیوار ساحلی وزنی، هندسه پشت شکسته، یادگیری ماشین نظارت شده.

۱. مقدمه

به واسطه روان‌گرایی مصالح ژئوتکنیکی خاکریز یا بستر، دچار لغزش افقی، واژگونی به سمت دریا و گسیختگی‌های فراوانی شده‌اند.^[۵-۱] مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام شده بر روی دیوارهای ساحلی، آسیب‌پذیری لرزه‌ای بالای آن‌ها را نشان می‌دهند.^[۱۷-۶] دیوارهای ساحلی وزنی که پایداری خود را از وزنشان می‌گیرند، به

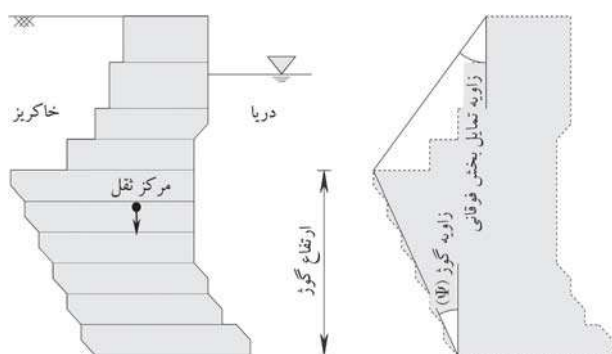
امروزه هزاران متر طول اسکله در سراسر جهان وجود دارد. در طی رویدادهای لرزه‌ای گذشته، دیوارهای ساحلی که از اجزای سازه‌ای اصلی در اسکله‌ها هستند،

* نویسنده مسئول

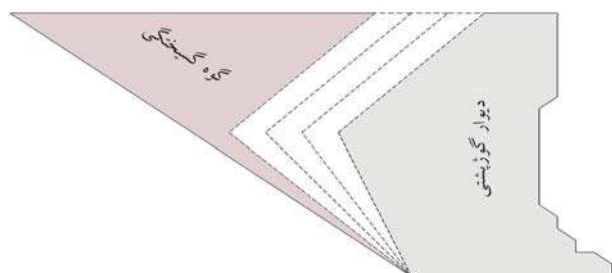
تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۷/۲۳، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۲/۲۳، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۱۳.

استناد به این مقاله:

ابراهیمیان، بابک و زرنوشه فراهانی، امیررضا، ۱۴۰۳. بهینه‌سازی هندسه دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش یادگیری ماشین نظارت شده. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۳۱-۱۷. DOI:10.24200/J30.2023.61126.3150



شکل ۱. هندسه دیوار ساحلی گوزپشتی به همراه پارامترهای هندسی آن.



شکل ۲. تغییر ابعاد گوه گسیختگی خاکریز با افزایش زاویه گوز دیوار ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی.

تخمین زاویه گوز بهینه دیوارهای ساحلی بلوکی گوزپشتی و تخمین تغییر مکان افقی و زاویه دوران بیشینه آن‌ها پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای توسعه داده می‌شوند.

هدف اصلی این مطالعه، بهینه‌سازی هندسه پشت‌شکسته دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی به‌عنوان یک سازه حائل با درجه اهمیت بالا است. این روش به دلیل کاربری گسترده‌اش و هزینه کمتر نسبت به دیگر سیستم‌های دیوارهای ساحلی، به ویژه در مناطق با خطر زلزله بالا، بسیار مورد توجه قرار می‌گیرد. در این راستا، برای بهینه‌سازی هندسی از روش یادگیری ماشین و رگرسیون غیرخطی چندگانه به‌عنوان ابزارهای محاسباتی به‌روز و قدرتمند استفاده می‌شود که می‌تواند یکی از نوآوری‌های اصلی پژوهش حاضر باشد. همچنین، به‌عنوان یکی از نتایج مهم و کاربردی این پژوهش، الگوریتم‌های طبقه‌بندی متفاوتی در فرایند یادگیری ماشین به‌کار گرفته می‌شوند و دقت و کیفیت پیش‌بینی آن‌ها در تخمین پاسخ سیستم مقایسه و رتبه‌بندی می‌شود.

۲. شبیه‌سازی عددی رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی

مبنای توسعه مدل عددی پایه در این پژوهش، دیوار بلوکی گوزپشتی مطالعه شده در یک آزمون میز لرزه ۱g با مقیاس ۱ به ۲۵ است.^[۲۶] همچنین، مدل فیزیکی مقیاس شده در آزمایشگاه مربوط به دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی که در بندر پتروشیمی منطقه اقتصادی پارس، واقع در عسلویه در جنوب غربی ایران اجرا شده است، یکی از نمونه‌های موفق از احداث این نوع سازه‌های ساحلی در سطح بین‌المللی است.^[۲۷] هندسه و ابعاد واقعی مدل مورد بررسی همراه با موقعیت نقاط ثبت داده‌های شتاب، تغییر مکان، فشار جانبی خاک و فشار آب منفذی در شکل ۳

دلیل مزایای اجرایی و پایداری بالا، از گذشته جزو پرکاربردترین سازه‌های حائل، به‌ویژه در بسترهای متشکل از مصالح ژئوتکنیکی با تراکم متوسط تا بالا بوده‌اند.^[۱۸] دیوارهای ساحلی بلوکی احتمالاً قدیمی‌ترین نوع دیوارهای وزنی هستند.^[۲۰، ۲۱] این نوع سازه‌های حائل از بلوک‌های بتنی روی یک لایه شن یا سنگ شکسته در بستر دریا ساخته می‌شوند. برای احداث دیوارهای ساحلی در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا می‌توان از یک نوع خاص دیوار بلوکی به نام دیوار ساحلی پشت‌شکسته یا گوزپشتی استفاده نمود. در این نوع دیوار، شکل پشت دیوار مطابق شکل ۱ دارای دو بخش مختلف است. در بخش پایینی دیوار که فشارهای جانبی وارد بر دیوار بزرگ‌تر هستند، با تمایل شکل پشت دیوار به سمت خاکریز، فشار جانبی وارد بر دیوار از جانب خاکریز کاهش می‌یابد. در بخش بالایی دیوار که فشار جانبی خاکریز کمتر است، با تمایل دیوار به سمت دریا، وزن دیوار، هزینه ساخت و نیروی اینرسی زلزله کاهش می‌یابد.^[۲۱] علاوه بر این، در این نوع هندسه، مرکز ثقل دیوار به سمت خاکریز متمایل می‌شود و پایداری دیوار در برابر واژگونی به سمت دریا به‌طور قابل توجهی افزایش می‌یابد.^[۲۱] مطابق شکل ۱، زاویه تمایل بخش پایینی دیوار به سمت خاکریز نسبت به راستای قائم که (زاویه گوز) (Ψ) نامیده می‌شود و ارتفاع نقطه شکست یا تغییر راستای هندسه پشت دیوار نسبت به کف آن که (ارتفاع گوز) گفته می‌شود، مهم‌ترین پارامترهای هندسی دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی به‌شمار می‌روند. بر اساس نظریه‌های کولمب^[۲۲] و مونوبه - اوکابه^[۲۳، ۲۴]، با افزایش زاویه گوز دیوار ساحلی گوزپشتی، فشار جانبی استاتیکی و شبه‌استاتیکی وارد بر بخش پایینی دیوار کاهش می‌یابد.^[۲۱] مطابق این نظریه‌ها، در شرایطی که زاویه تمایل بخش فوقانی دیوار ثابت باشد، با افزایش زاویه گوز به واسطه کوچک شدن گوه گسیختگی تشکیل شده در خاکریز، نیروی افقی وارد بر دیوار در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای کاهش پیدا می‌کنند (شکل ۲). همچنین، با افزایش زاویه گوز دیوار گوزپشتی، مرکز ثقل دیوار به سمت خاکریز متمایل می‌شود و لنگر مقاوم در برابر واژگونی به سمت دریا افزایش می‌یابد. کاهش نیروی افقی وارد بر دیوار، سبب کاهش جابه‌جایی افقی لرزه‌ای ناشی از لغزش دیوار بر روی بستر و افزایش لنگر مقاوم در برابر واژگونی سبب کاهش دوران دیوار به سمت دریا در طی زلزله می‌شود. اما سوال مهمی که وجود دارد این است که این کاهش تغییر شکل‌های دورانی و لغزشی دیوار ساحلی گوزپشتی تا چه زاویه گوزی ادامه می‌یابد و زاویه گوز بهینه که موجب حداکثر بهبود در رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی گوزپشتی می‌شود، چه مقدار است؟ شرایط مصالح ژئوتکنیکی خاکریز و ارتفاع گوز دیوار چه تأثیری بر زاویه گوز بهینه دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی دارند؟

در پژوهش حاضر، با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به روش تفاضل محدود صریح لاگرانژی با به‌کارگیری نرم‌افزار FLAC دو بعدی و ویرایش ۸/۱^[۲۵] و استفاده از فرایند یادگیری ماشین نظارت شده، پاسخ لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی با هندسه‌های مختلف مطالعه و هندسه بهینه برای آن‌ها پیشنهاد می‌شود. در این خصوص، ابتدا یک مدل عددی پایه از دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی مستقر بر بستر دانه‌ای متراکم غیر روان‌گرا ایجاد و پاسخ لرزه‌ای آن بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی متناظر موجود در ادبیات فنی^[۲۶] اعتبارسنجی می‌شود. سپس، با انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی بر روی زاویه گوز دیوار، زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار، اثر هر یک از این عوامل بر رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی و تغییرات تغییر مکان افقی و زاویه دوران دیوار برآورد می‌شود. در نهایت، با استفاده از روش یادگیری ماشین نظارت شده^[۲۷]، کتابخانه یادگیری ماشین برای پایتون (سای کیت لرن^[۲۸]) و زبان برنامه‌نویسی پایتون^[۲۹]، روابط آماری برای

جدول ۱. مشخصات مصالح ژئوتکنیکی در مدل‌های عددی.

دیوار	بستر دریا		خاکریز	
	شالوده	پنجه		
وزن مخصوص اشباع (کیلوگرم بر مترمکعب)	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۱۹۰۰	
زاویه اصطکاک (ϕ') (درجه)	۳۵	۳۶	۳۰	
زاویه اتساع (ψ) (درجه)	۰	۳	۰	
مدول حجمی (k) (مگاپاسکال)	۱۲۵	۱۷۰	۱۲۰	
مدول برشی (G) (مگاپاسکال)	۶۰	۸۰	۵۵	

$$G_{max} = \frac{e}{1+e} \frac{(2/17-e)^2}{(\sigma'_c)^{0.52}}, \sigma'_c < 9.8 \text{ kPa}$$

$$G_{max} = \frac{e}{1+e} \frac{(2/17-e)^2}{(\sigma'_c)^{0.52}}, \sigma'_c > 9.8 \text{ kPa} \quad (1)$$

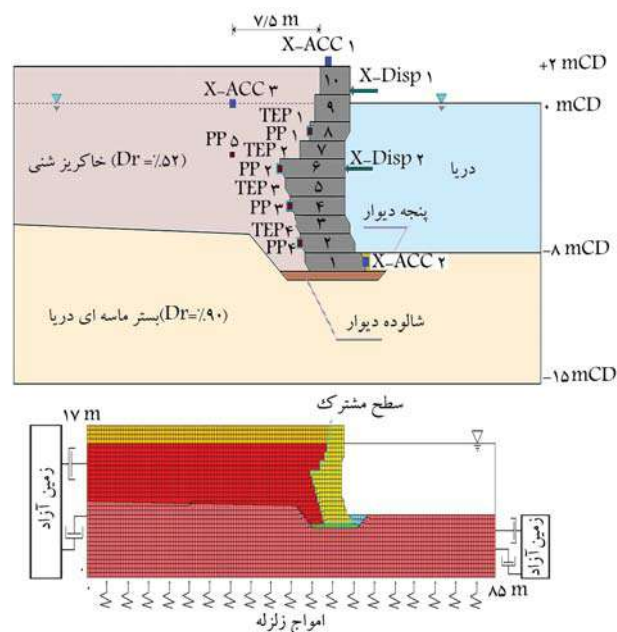
در این روابط، e خلاء و σ'_c فشار موثر متوسط همه‌جانبه (بر حسب کیلوپاسکال) است. سپس، G_{max} بر حسب مگاپاسکال حاصل می‌شود. همچنین، مدول برشی خاکریز شنی با استفاده از رابطه ۲ محاسبه می‌شود. [۳۳]

$$G_{max} = G_b e^{-1.3} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_i} \right)^n \quad (2)$$

که در آن کیلوپاسکال $\sigma'_c = 100$ مگاپاسکال $G_b = 74$ [۳۲] و $n = 0.675$ مقدار متوسط برای شن‌ها [۳۵] هستند. مدول حجمی مصالح بر اساس مدول برشی محاسبه شده از روابط فوق و نسبت پواسون 0.3 محاسبه شده است. زاویه اصطکاک مصالح بسترو خاکریز بر اساس نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی به ترتیب برابر 36° و 30° درجه در نظر گرفته شده‌اند. [۳۱] مشخصات مورد استفاده برای مصالح ژئوتکنیکی مختلف در شبیه‌سازی‌های عددی در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

در روش تفاضل محدود، شکل و ابعاد شبکه در دقت نتایج تأثیر زیادی دارد. [۳۶] به‌طورکلی، هر چه ابعاد زون‌های شبکه ریزتر باشند، نتایج از دقت بالاتری برخوردار خواهند بود. همچنین، به‌لحاظ هندسی، بیشترین دقت برای مدلی با زون‌های مربع‌شکل حاصل می‌شود. [۲۵] برای انتشار دقیق موج لرزه‌ای در مدل، اندازه کوچک‌ترین زون باید کوچک‌تر از $1/10$ طول موج مرتبط با بالاترین مولفه فرکانس موج ورودی که حاوی انرژی قابل ملاحظه‌ای است، در نظر گرفته شود. [۲۵] علاوه بر این، در خصوص دیوار ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی، به‌واسطه هندسه پیچیده و جزئیات هندسی فراوان به‌سبب ابعاد و شکل بلوک‌های بتنی و شکل پشت شکسته دیوار، باید از یک شبکه با ابعاد زون ریز استفاده شود تا بتوان هندسه دیوار را با دقتی مطلوب شبیه‌سازی نمود. بر این اساس، در پژوهش حاضر از یک شبکه با زون‌های مربعی با بعد 0.5 متر استفاده شده است تا ضمن امکان شبیه‌سازی دقیق هندسه دیوار، پاسخ لرزه‌ای مدل از دقت مطلوبی برخوردار باشد. در طی تحلیل‌های استاتیکی، مرزهای جانبی مدل عددی در راستای افقی و مرز تحتانی در هر دو راستای افقی و قائم مقید می‌شوند. در هنگام تحلیل‌های دینامیکی، برای حذف اثرات ناشی از برخورد امواج به مرزهای جانبی و انعکاس آن‌ها به داخل مدل، از مرزهای زمین آزاد^۳ برای جوانب مدل عددی استفاده می‌شود. مرزهای زمین آزاد در مدل‌سازی‌های دینامیکی شامل یک ستون خاک به عرض واحد هستند که رفتار محیط جانبی بی‌نهایت خارج از مدل را شبیه‌سازی می‌نمایند. برای شبیه‌سازی مرزهای زمین آزاد در قسمت‌های جانبی مدل از میراگرهای ویسکوز^۴ استفاده می‌شود. [۲۵]

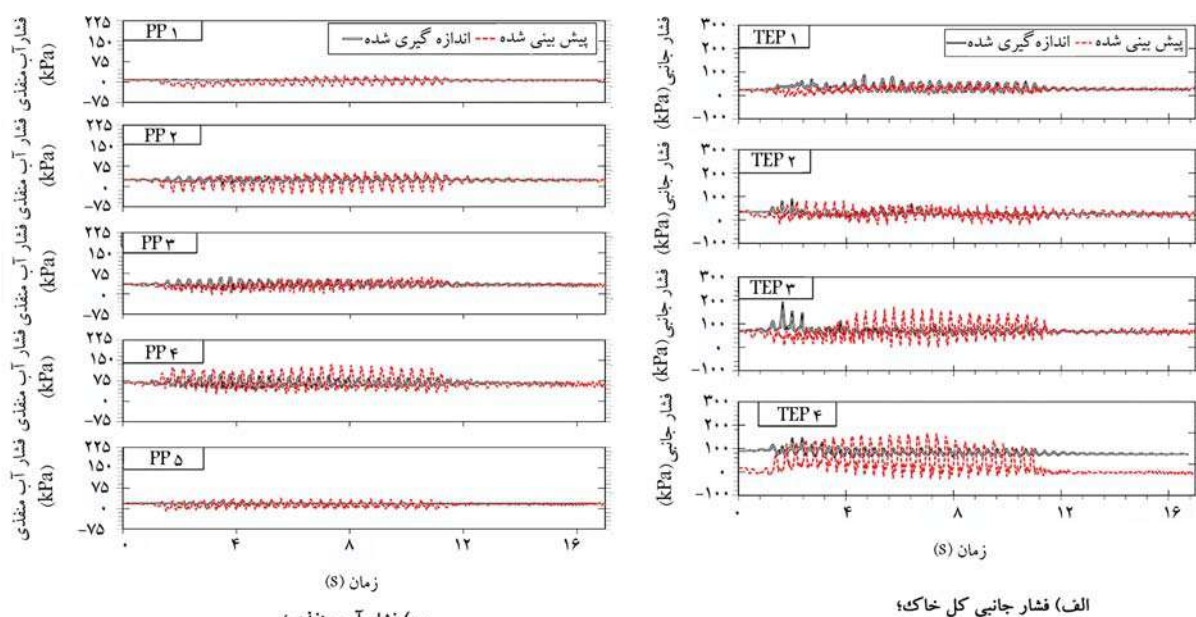
برای لحاظ نمودن اندرکنش دیوار ساحلی گوزپشتی و مصالح ژئوتکنیکی بسترو خاکریز در مدل‌سازی‌های عددی، المان سطح مشترک به کار گرفته می‌شود. برای این



شکل ۳. مشخصات هندسی و ابعاد: (الف) مدل آزمایشگاهی مورد بررسی همراه با موقعیت نقاط ثبت فشار جانبی خاک (TEP)، فشار آب منفذی (PP)، شتاب افقی (X-ACC) و تغییر مکان افقی (X-Disp) و (ب) شبکه بندی تفاضل محدود در مدل عددی.

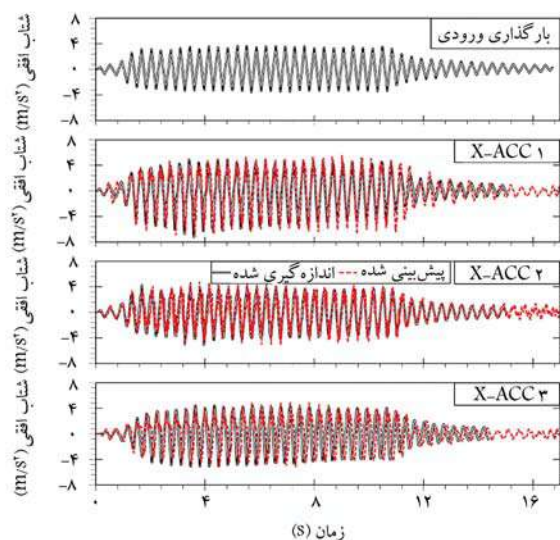
قسمت الف نشان داده شده است. مطابق این شکل، دیوار بلوکی گوزپشتی از 10 عدد بلوک بتنی با هندسه‌های متفاوت تشکیل شده است. ارتفاع بلوک‌های یک تا هشت برابر 1 متر و ارتفاع دو بلوک فوقانی نه و 10 برابر $1/5$ متر است. بر این اساس، ارتفاع کلی دیوار 11 متر بوده که شامل 10 متر ارتفاع آزاد و 1 متر عمق مدفون است. همان‌گونه که در شکل ۳ قسمت الف مشاهده می‌شود، بلوک‌ها به نحوی بر روی یکدیگر چیده شده‌اند تا هندسه گوزپشتی یا پشت شکسته برای دیوار ایجاد شود.

برای شبیه‌سازی رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی وزنی بلوکی گوزپشتی، یک مدل عددی کرنش مسطح تفاضل محدود با استفاده از نرم‌افزار FLAC دو بعدی و پیرایش $8/1$ توسعه داده شده است. [۲۵] برای حل مسئله مورد مطالعه، تعدادی کد عددی جانبی کمکی شامل کدهای محاسبه فرکانس غالب، تغییر مکان‌های افقی و قائم لرزه‌ای، کرنش برشی و فشار آب حفره‌ای اضافی سیستم به زبان برنامه‌نویسی فیش^۲ در نرم‌افزار ایجاد و پیاده‌سازی شده است. شبکه تفاضل محدود مدل عددی ساخته شده در شکل ۳ قسمت ب نشان داده شده است. در مدل عددی مورد مطالعه، بسترو خاکریز دیوار از خاک‌های دانه‌ای به ترتیب با چگالی نسبی (D_r) 90 و 52 درصد تشکیل شده‌اند. همچنین، مطابق با شرایط واقعی احداث دیوار، لایه‌هایی از جنس سنگریزه به ارتفاع 1 و 0.5 متر به ترتیب در جلوی پنجه و زیر دیوار به عنوان شالوده ایجاد شده‌اند. از آنجا که مصالح خاکی تشکیل‌دهنده بخش‌های مختلف مدل عددی مورد بررسی در پژوهش حاضر از مصالح دانه‌ای غیرروان‌گرا هستند، به‌منظور توصیف رفتار آن‌ها از مدل رفتاری موهر - کولمب استفاده شده است. علاوه بر این، مدل الاستیک خطی برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی بلوک‌های بتنی دیوار ساحلی گوزپشتی به کار گرفته می‌شود. مدول برشی (G_{max}) بستر ماسه‌ای بر اساس توصیه مرجع [۳۱] با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود. [۳۲]



ب) فشار آب منفذی؛

الف) فشار جانبی کل خاک؛



ج) شتاب افقی در مدل های عددی مطالعه حاضر (پیش بینی شده) و آزمایشگاهی (اندازه گیری شده).

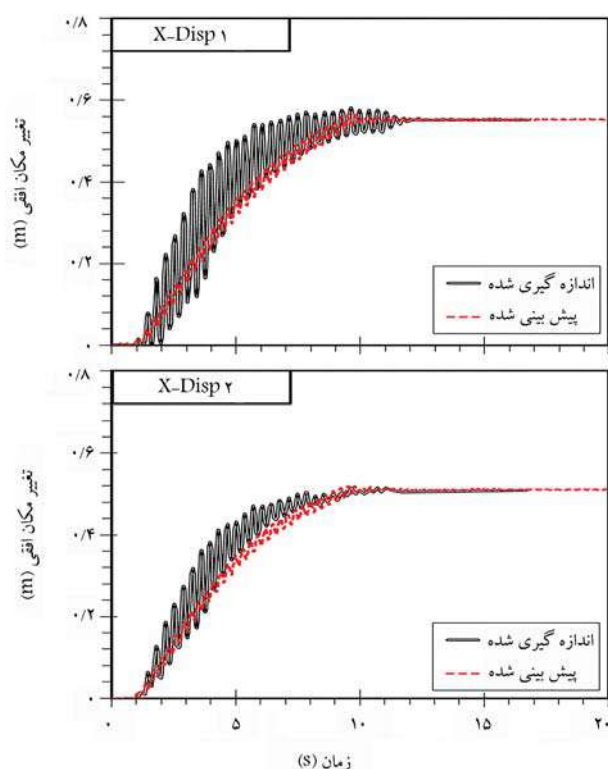
شکل ۴. تاریخچه‌های زمانی الف) فشار جانبی کل خاک و ب) فشار آب منفذی و ج) شتاب افقی در مدل‌های عددی مطالعه حاضر (پیش‌بینی شده) و آزمایشگاهی (اندازه‌گیری شده). [۲۶]

کلیدهای برشی تعبیه شده بر روی آن‌ها، تغییر شکل نسبی میان بلوک‌ها ناچیز است و می‌توان رفتار دیوار را یکپارچه در نظر گرفت. [۲۲]
منحنی میرایی - کرنش چرخه‌ای در مدل موه‌ر کولمب به صورت یک منحنی ایده‌آل با میرایی صفر در کرنش‌های نرمال کوچک‌تر از ۱ است. [۲۵] به عبارت دیگر، این مدل میرایی، مصالح را در کرنش‌های کوچک برابر صفر در نظر می‌گیرد. این در حالی است که نمودار میرایی مصالح به صورت یک نمودار غیرخطی افزایشی است و مصالح در کرنش‌های کوچک نیز دارای قابلیت استهلاک انرژی و خاصیت میرایی هستند. [۳۸] بنابراین، برای جلوگیری از نوسانات ناخواسته در تغییر شکل‌های بسیار کوچک و فرکانس‌های بالا، ۵ درصد میرایی ریلی متمرکز در فرکانس حدود ۲ هرتز (نزدیک به فرکانس پایه سیستم) در طی تحلیل‌های دینامیکی در مدل اعمال می‌شود. [۲۵]

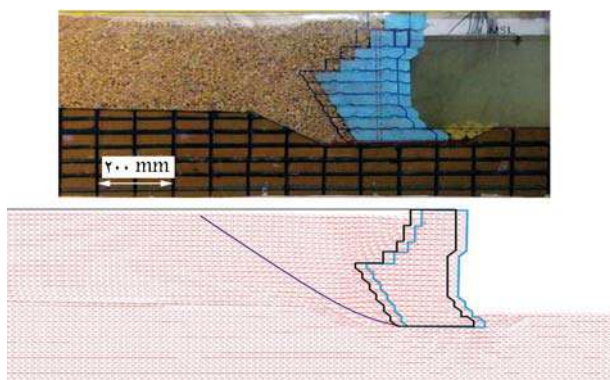
منظور، زاویه اصطکاک المان سطح مشترک مطابق با توصیه مرجع [۲۷] برابر با 0.6 و زاویه اصطکاک مصالح ژئوتکنیکی در این بخش‌ها در نظر گرفته می‌شود. هم‌چنین، سختی نرمال (k_n) و برشی (k_s) برای سطح مشترک میان دیوار و خاکریز و دیوار و بستر بر اساس معادله ۳ به ترتیب برابر با 5×10^9 و 7×10^9 منظور می‌شوند. [۲۵]

$$k_s = k_n = 10 \times \max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (3)$$

که G و K به ترتیب مدول‌های حجمی و برشی و Δz_{\min} کوچک‌ترین بعد زون مجاور المان سطح مشترک در جهت نرمال هستند.
در شرایطی که بستر دریا متشکل از مصالح ژئوتکنیکی متراکم باشد، به واسطه اصطکاک میان سطح بلوک‌های طویل بتنی تشکیل دهنده دیوار گزشتی و وجود



شکل ۵. تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان افقی الف) بالا و ب) وسط دیوار در مدل‌های عددی مطالعه حاضر (پیش‌بینی شده) و آزمایشگاهی (اندازه‌گیری شده). [۲۶]



شکل ۶. پیکربندی تغییر شکل دیوار پس از اعمال تحرک ورودی در مدل‌های الف) آزمایشگاهی [۲۶] و ب) عددی مطالعه حاضر.

۳. تحلیل حساسیت بر روی زاویه گوشه دیوار، زاویه

اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوشه به ارتفاع دیوار

در این بخش، اثر زاویه گوشه بر رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی گوشه‌پشتی بررسی می‌شود. این بررسی با استفاده از تحلیل‌های حساسیت‌سنجی و در نظر گرفتن مقادیر مختلف زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت‌های مختلف ارتفاع گوشه به ارتفاع دیوار انجام می‌شود. پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، تغییرات تغییر مکان افقی و دوران دیوار در هر یک از این حالات اندازه‌گیری و ثبت می‌شود. واضح است که تغییر پارامترهای هندسی و وزن دیوار ساحلی گوشه‌پشتی بر میزان تغییر مکان افقی و دوران دیوار اثرگذار خواهد بود. بنابراین، برای بررسی اثر زاویه گوشه در زاویه اصطکاک‌های مختلف خاکریز و نسبت‌های ارتفاع گوشه به ارتفاع دیوار متفاوت، سایر پارامترهای هندسی

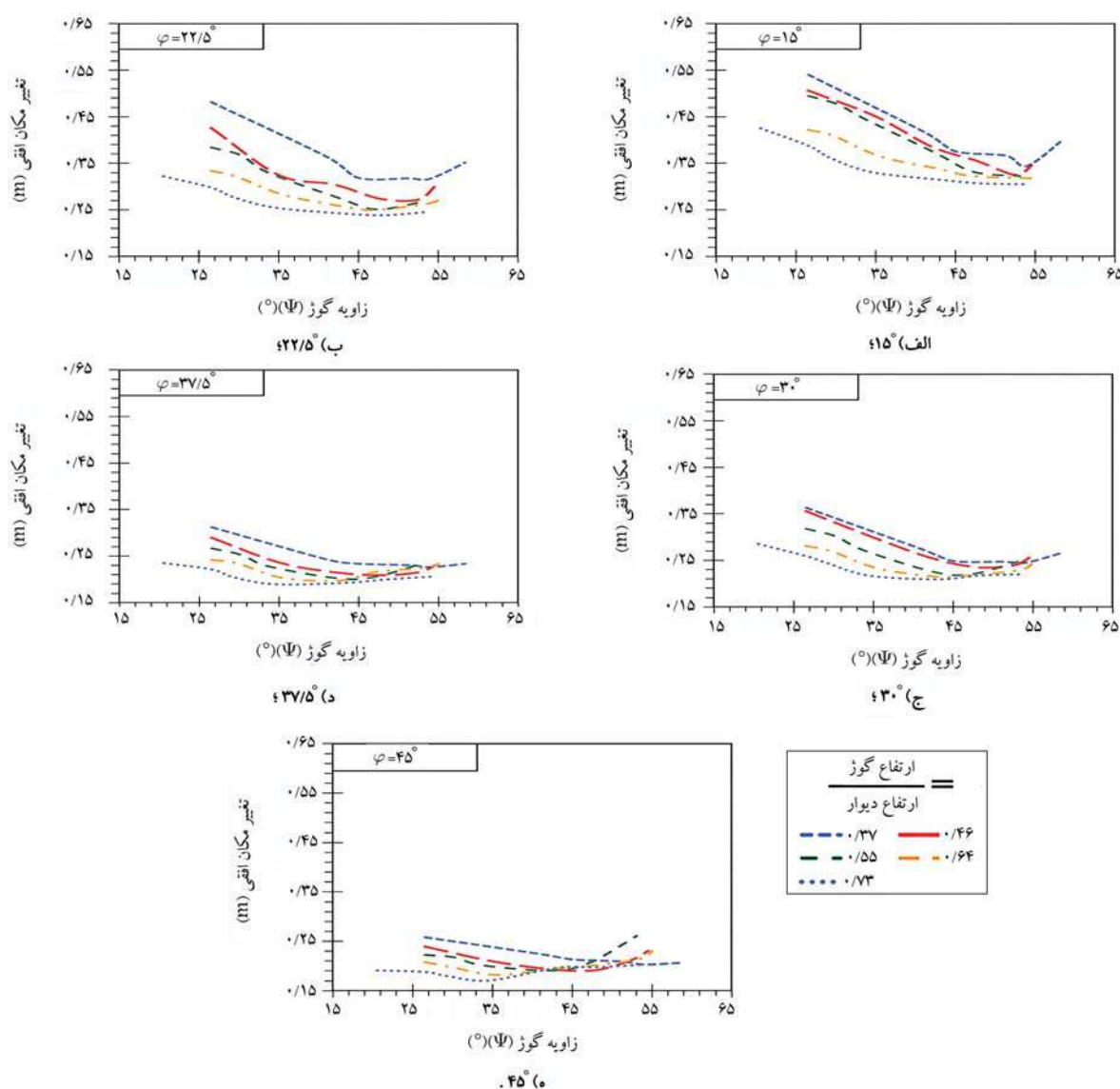
در نرم‌افزار به کار گرفته شده، بارگذاری دینامیکی وارده می‌تواند به صورت تاریخچه شتاب، سرعت، تنش، فشار یا نیرو به مدل اعمال شود. [۲۵] بر این اساس، بارگذاری ورودی مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی پژوهش حاضر، متناظر با مدل آزمایشگاهی مرجع، یک تاریخچه شتاب افقی مطابق شکل ۴ قسمت ج با حداکثر شتاب $0.4g$ و فرکانس $2/8$ هرتز است که به مرز تحتانی مدل عددی اعمال شده است. پیش از انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی بر روی پارامترهای هندسی تأثیرگذار دیوار، مدل عددی توسعه‌یافته با نتایج آزمایشگاهی حاصل از آزمون میز لرزه ۱g با مقیاس ۱ به ۲۵ موجود در ادبیات فنی [۲۶] اعتبارسنجی می‌شود. برای این منظور، تاریخچه‌های زمانی فشار جانبی کل وارده از سوی خاک به دیوار، فشار آب منفذی، شتاب افقی و تغییر مکان افقی ثبت شده در نقاط مشخص شده در شکل ۳ قسمت الف با مشاهدات آزمایشگاهی متناظر [۲۶] مقایسه شده‌اند. در این خصوص، تاریخچه‌های زمانی پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده به ترتیب از تحلیل عددی و آزمون میز لرزه حاصل شده‌اند.

در شکل ۴ مشاهده می‌شود که تاریخچه‌های زمانی فشار جانبی کل وارده از سوی خاک به دیوار، فشار آب منفذی و شتاب افقی به دست آمده از تحلیل دینامیکی، از لحاظ روند و متوسط مقادیر از تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی برخوردارند. مطابق با شکل ۴ قسمت الف و ب، با توجه به سازوکار غالب تغییر شکلی دیوار در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی که به صورت لغزش دیوار بر روی بستر متراکم و حرکت انتقالی آن به سمت دریا است، مقادیر نهایی فشار جانبی کل و فشار آب منفذی در خاکریز پشت دیوار در انتهای تحریک دینامیکی نسبت به مقادیر استاتیکی ابتدایی کاهش یافته‌اند. هرچند، در شروع بارگذاری دینامیکی، مقداری تفاوت جزئی در سازوکار حرکتی دیوار در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. به طوری که در مدل عددی، در ابتدای بارگذاری دینامیکی، دیوار به میزان جزئی (کمتر از ۱ درجه) به سمت دریا دوران می‌کند. حال آن‌که در مدل آزمایشگاهی، در ابتدای بارگذاری دینامیکی، دیوار به میزان جزئی (کمتر از ۱ درجه) به سمت خشکی دوران می‌نماید. همین مسئله در مدل عددی سبب کاهش جزئی مقادیر اولیه فشار جانبی کل و فشار آب منفذی نسبت به مقادیر متناظر آزمایشگاهی شده است. البته در ادامه بارگذاری دینامیکی، سازوکار حرکتی دیوار بلوکی گوشه‌پشتی در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی منطبق بر یکدیگر بوده و به شکل حرکت انتقالی به سمت دریا و فاصله گرفتن دیوار از خاکریز است. در شکل ۴ قسمت ج ملاحظه می‌شود که تاریخچه‌های زمانی شتاب افقی در نقاط متناظر ارتفاعی در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی بر هم منطبق هستند و روند توزیع و بزرگ‌نمایی شتاب افقی در ارتفاع این مدل‌ها هم‌خوانی مناسبی با یکدیگر دارند. در شکل ۵ مشاهده می‌شود که تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان افقی در بالا و میانه ارتفاع دیوار در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی به لحاظ روند و مقادیر نهایی هم‌خوانی مناسبی با یکدیگر دارند. با بررسی مقادیر نهایی تغییر مکان افقی در هر دو موقعیت ارتفاعی دیوار که اختلاف ناچیز کم‌تر از ۲/۰ درصد با یکدیگر دارند، مجدداً مشخص می‌شود الگوی تغییر شکلی دیوار با توجه به صلبیت آن به صورت حرکت انتقالی به سمت دریا است. مطابق با شکل ۶، پیکربندی تغییر شکل یافته دیوار در هر دو مدل آزمایشگاهی و عددی نیز این سازوکار تغییر شکلی را تأیید می‌نماید. در مجموع، نتایج تحلیل اعتبارسنجی انجام‌شده نشان می‌دهند که مدل عددی توسعه‌یافته قادر است رفتار لرزه‌ای دیوار را از نظر کمی، سازوکار تغییر شکل و الگوی حرکتی شبیه‌سازی نماید. در ادامه، مدل عددی اعتبارسنجی شده برای تحلیل‌های حساسیت‌سنجی و بررسی اثر پارامترهای هندسی دیوار و مقاومتی خاکریز بر عملکرد لرزه‌ای و تغییر شکل دیوار به کار گرفته می‌شود.

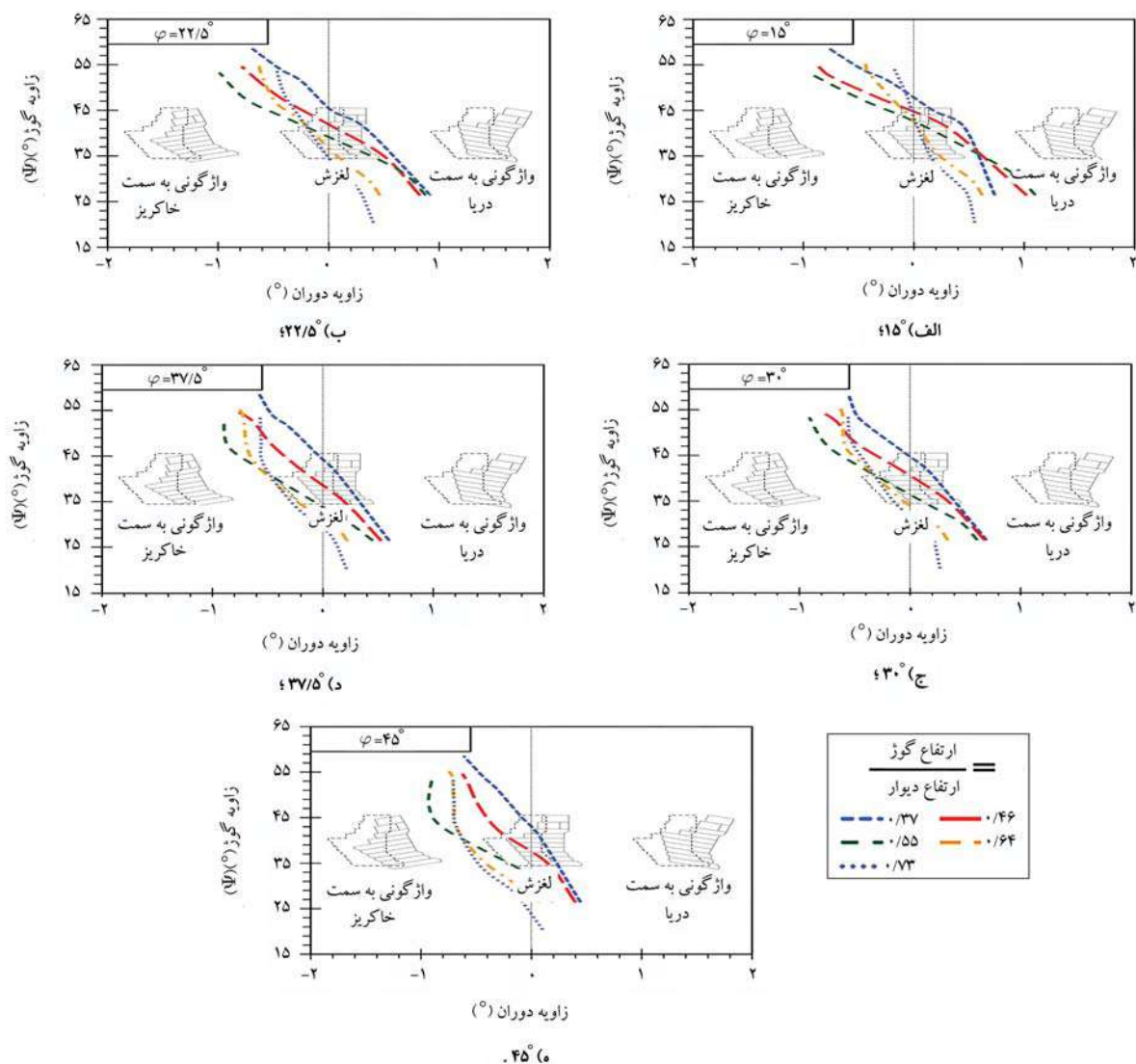
غیرفعال شدن سازوکار کاهش فشار جانبی بخش پایینی دیوار در زوایای گوت بالا باشد. مطابق شکل ۹ قسمت الف، در زاویه گوت‌های پایین تا متوسط (حدود ۳۵ درجه)، به واسطه کوچک بودن زاویه گوت و دوران دیوار به سمت دریا، گوت پشت دیوار صفحه گسیختگی تشکیل شده در خاکریز را قطع نمی‌نماید و با افزایش زاویه گوت دیوار و به دنبال آن کوچک شدن مساحت گوه گسیختگی، نیروی افقی وارد بر دیوار و تغییر مکان افقی آن کاهش می‌یابد. اما در زاویه گوت‌های بزرگ به واسطه بزرگ بودن زاویه گوت و دوران دیوار به سمت خاکریز، گوت پشت دیوار راستای صفحه گسیختگی اولیه تشکیل شده در خاکریز را قطع می‌نماید و صفحه گسیختگی جدیدی در پشت گوت دیوار ایجاد می‌شود. به این ترتیب، مطابق شکل ۹ قسمت ب، بخشی از مصالح ژئوتکنیکی موجود در زیر گوت دیوار به صورت یکپارچه با دیوار و به عنوان بخشی از آن عمل می‌نمایند و عملکرد دیوار مشابه با یک دیوار گوت‌پشتی با زاویه گوتی کوچک‌تر است. این مسئله موجب افزایش تغییر مکان افقی دیوار با افزایش زاویه گوت می‌شود. مطابق شکل ۸، در زاویه گوت‌های کوچک، با افزایش زاویه گوت دیوار، دوران آن

دیگر دیوار گوت‌پشتی و وزن دیوار در تمامی مدل‌ها ثابت نگه داشته می‌شوند. تغییرات تغییر مکان افقی و زاویه دوران دیوار گوت‌پشتی نسبت به زاویه گوت دیوار در زاویه اصطکاک‌های مختلف خاکریز و نسبت‌های ارتفاع گوت به ارتفاع دیوار مختلف به ترتیب در شکل‌های ۷ و ۸ ارائه شده‌اند.

مطابق شکل ۷، برای تمامی نسبت‌های ارتفاع گوت به ارتفاع دیوار و تمامی مقادیر زاویه اصطکاک خاکریز، در زاویه گوت‌های پایین (محدوده ۲۵ تا ۳۵ درجه)، افزایش زاویه گوت موجب کاهش قابل توجه (تا ۲۴ درصد) جابه‌جایی افقی دیوار گوت‌پشتی شده است. اما در ادامه، در زاویه گوت‌های بزرگ‌تر (بزرگ‌تر از ۳۵ درجه و تا حدود ۵۰ درجه)، افزایش زاویه گوت کاهش کمتری بر تغییر مکان افقی دیوار ایجاد کرده و شیب تغییرات تغییر مکان افقی نسبت به زاویه گوت دیوار به سمت افقی شدن متمایل شده است. با افزایش زاویه گوت دیوار به مقادیر بزرگ‌تر از حدود ۵۰ درجه، افزایش زاویه گوت تأثیر معکوس بر بهبود پاسخ لرزه‌ای دیوار گوت‌پشتی داشته و موجب افزایش تغییر مکان افقی دیوار شده است. این فرایند می‌تواند به علت



شکل ۷. تغییرات تغییر مکان افقی دیوار ساحلی بلوکی گوت‌پشتی نسبت به زاویه گوت دیوار برای نسبت‌های مختلف ارتفاع گوت به ارتفاع دیوار و زاویه اصطکاک‌های متفاوت خاکریز.

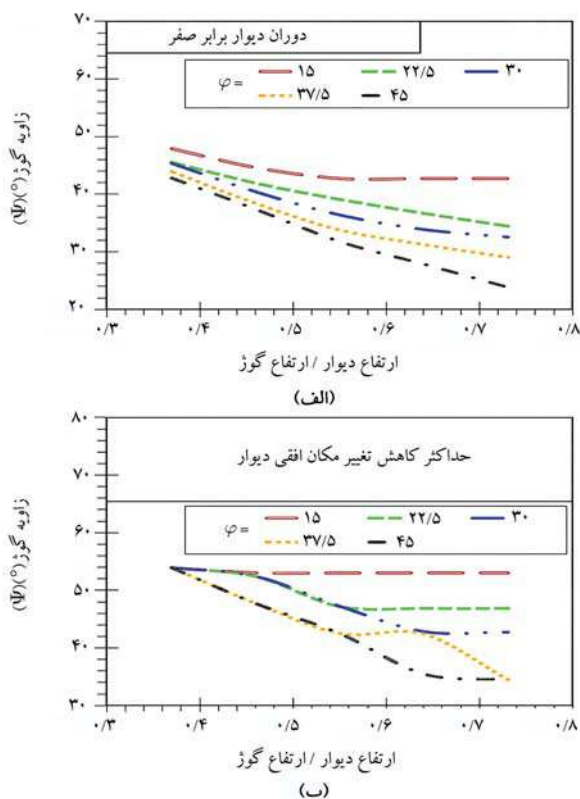


شکل ۸. تغییرات زاویه دوران دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی نسبت به زاویه گوز دیوار برای نسبت‌های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار و زاویه اصطکاک‌های متفاوت خاکریز.

ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار ۰/۶۴ و زاویه اصطکاک خاکریز ۱۵ درجه برابر ۵۳ درجه است، درحالی‌که این زاویه گوز برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار ۰/۶۴ و زاویه اصطکاک خاکریز ۴۵ درجه برابر ۳۵/۵ درجه است. این مسأله در خصوص زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار نیز معتبر است. مطابق شکل ۸، زاویه گوز متناظر با زاویه دوران صفر دیوار، برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار ۰/۳۷ و زاویه اصطکاک خاکریز ۴۵ درجه، برابر ۴۲/۸ درجه است، درحالی‌که این زاویه گوز برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار ۰/۶۴ و زاویه اصطکاک خاکریز ۴۵ درجه برابر ۲۷/۹ درجه است. همچنین، زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار ۰/۵۵ و زاویه اصطکاک خاکریز ۱۵ درجه، برابر ۴۲/۷ درجه است، درحالی‌که با افزایش زاویه اصطکاک خاکریز از ۱۵ به ۴۵ درجه، این زاویه گوز به ۳۱/۸ درجه کاهش می‌یابد.

مقادیر زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار برای نسبت‌های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار و زاویه‌های مختلف اصطکاک خاکریز در شکل ۱۰ نشان داده شده‌اند. مطابق شکل ۱۰

به سمت دریا کاهش می‌یابد. در ادامه، در زاویه گوزهای بزرگ‌تر دوران دیوار به صفر می‌رسد و با افزایش بیشتر زاویه گوز، دیوار به سمت خاکریز دوران می‌کند. این سازوکار مبین آن است که به‌طور کلی با افزایش زاویه گوز دیوار، الگوی تغییر شکل دیوار ساحلی گوزپشتی از واژگونی به سمت دریا به واژگونی به سمت خاکریز متمایل می‌شود. فرایند شرح داده شده، برای زاویه اصطکاک‌های مختلف خاکریز و نسبت‌های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار نیز مشابه است، اما مقدار زاویه گوزی که سبب بیشترین کاهش در تغییر مکان افقی دیوار می‌شود و زاویه گوز متناظر با دوران صفر برای دیوار که زاویه‌های گوز بهینه برای دیوار گوزپشتی به‌شمار می‌روند، بر حسب زاویه‌های مختلف اصطکاک خاکریز و نسبت‌های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار متغیر هستند. به‌عنوان مثال، مطابق شکل ۷ زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار ۰/۳۷ و زاویه اصطکاک خاکریز ۴۵ درجه، برابر با ۵۳/۹ درجه است، درحالی‌که این زاویه برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار ۰/۷۳ و زاویه اصطکاک خاکریز ۴۵ درجه، برابر با ۳۴/۵ درجه است. زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی، برای نسبت



شکل ۱۰. زاویه گوز بهینه متناظر با الف) زاویه دوران صفر و ب) حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی بلوکی گوز پشته در نسبت‌های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار و زاویه اصطکاک‌های متفاوت خاکریز.

که در آن، T نمایانگر ترانهاد^۵ است، به طوری که $x_i^T \beta$ حاصل ضرب داخلی میان x_i و β است.

در پژوهش حاضر، از یک رابطه توانی چند جمله‌ای مبتنی بر زاویه اصطکاک خاکریز دیوار (ϕ) و نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار (r_h) برای انجام تحلیل رگرسیون استفاده شده است. بر این اساس، روابط ۵ و ۶ برای تخمین زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوز پشته (Ψ_{ZR}) و زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی گوز پشته (Ψ_{MDR}) حاصل می‌شوند:

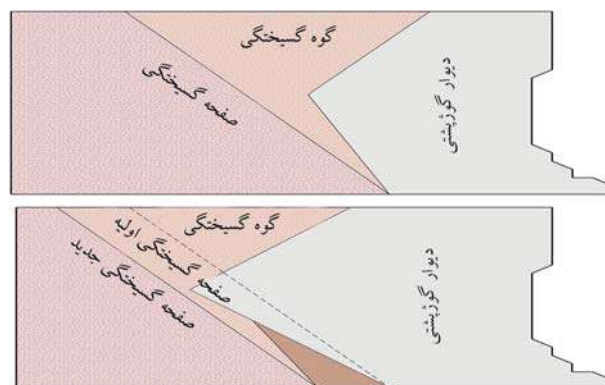
$$\Psi_{ZR} = 68 - 34.5r_h - 0.35\phi^{1.2} \quad (5)$$

$$\Psi_{MDR} = 72.5 - 33r_h - 0.35\phi^{1.9} \quad (6)$$

$$r_h = \text{ارتفاع دیوار/ارتفاع گوز} \quad (7)$$

از آنجایی که تجاوز زاویه گوز دیوار ساحلی گوز پشته از مقادیر حداکثر نشان داده شده در شکل ۱۰ قسمت ب، موجب افزایش جابه‌جایی افقی و دوران دیوار می‌شود، رابطه توسعه داده شده برای تخمین زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار (Ψ_{MDR}) به گونه‌ای تدوین شده است که زاویه گوز بهینه را حداکثر ۲/۵ درجه بیشتر از مقادیر عددی شکل ۱۰ قسمت ب برآورد نماید. به عبارت دیگر، مقادیر عددی شکل ۱۰ قسمت ب به عنوان کران بالای زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار (Ψ_{MSR}) در نظر گرفته شده‌اند.

در مقابل، در خصوص رابطه توسعه داده شده برای تخمین زاویه گوز بهینه



شکل ۹. گوه گسیختگی تشکیل شده در خاکریز پشت دیوار ساحلی بلوکی گوز پشته در حالت زاویه گوزهای کوچک تا متوسط و ب) زاویه گوزهای بزرگ.

قسمت الف و ب، روند تغییرات زاویه گوزهای بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی بلوکی گوز پشته و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی آن تقریباً به صورت خطی است. واضح است که با افزایش زاویه اصطکاک خاکریز و افزایش نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار، زاویه‌های گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوز پشته و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی آن کاهش می‌یابند. بنابراین، با توجه به کاهشی و شبه خطی بودن روند تغییرات این دو زاویه گوز بهینه نسبت به تغییرات زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار، می‌توان روابطی برای تخمین زاویه گوز بهینه دیوار بر اساس معیارهای زاویه دوران صفر دیوار و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی آن به دست آورد.

۴. تخمین زاویه‌های گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش

تغییر مکان افقی دیوار و زاویه دوران صفر دیوار با

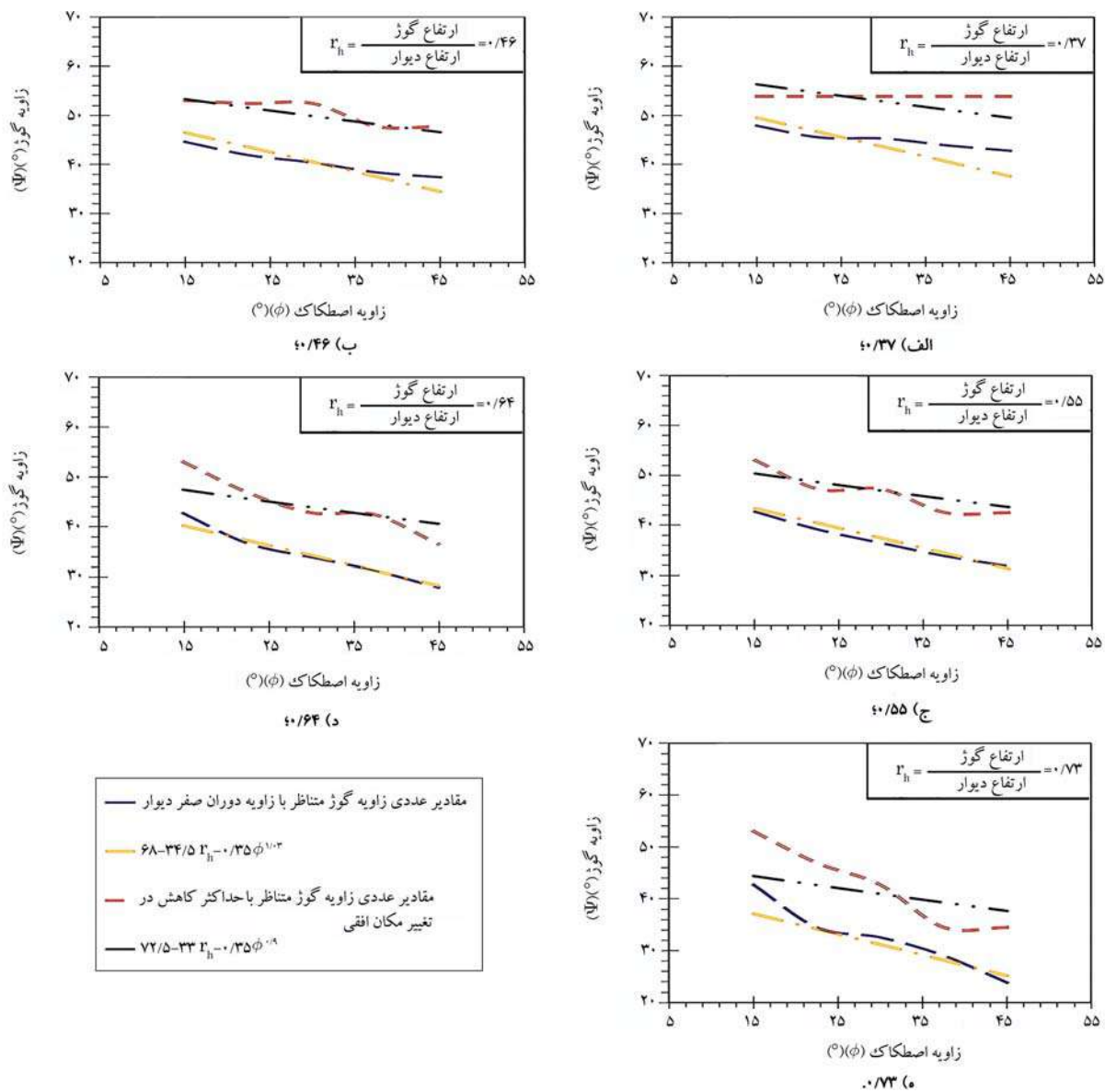
به کارگیری فرایند یادگیری ماشین نظارت شده

در این بخش، با به کارگیری نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی بخش قبل و رگرسیون چندگانه مبتنی بر فرایند یادگیری ماشین نظارت شده [۲۶، ۲۷] و به کمک برنامه‌نویسی به زبان پایتون ۳ [۲۸]، روابطی برای تخمین زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوز پشته و زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار توسعه داده شده‌اند.

یکی از روش‌های مرسوم در تحلیل چند متغیره، روش رگرسیون چندگانه غیرخطی است که در آن یک مدل غیرخطی از رابطه بین متغیر وابسته و مجموعه‌ای از متغیرهای مستقل ارائه می‌شود. برخلاف رگرسیون خطی معمولی که محدود به تخمین مدل‌های خطی است، رگرسیون غیرخطی می‌تواند مدل‌هایی را با روابط دلخواه (مانند لگاریتمی، سهمی، معکوس، توانی مرکب و نمایی) میان متغیرهای مستقل و وابسته تخمین بزند. این تخمین با استفاده از الگوریتم‌های تخمین تکراری انجام می‌شود. [۲۹] در رگرسیون چندگانه غیرخطی، پارامترهای یک مدل به کمک یک تابع هدف و مقادیر متغیرها برآورد می‌شوند. در این روش، مدل در نظر گرفته شده، یک رابطه غیرخطی برحسب پارامترهای مدل است. به این ترتیب، برقراری یک رابطه با متغیر پاسخ y ، برای n مشاهده از متغیر مستقل p بعدی x با استفاده از مدل رگرسیون مطابق رابطه ۵ قابل انجام است. [۴۰]

$$y_i = \beta_0 + \beta_1 x_{i1} + \dots + \beta_p x_{ip} + \varepsilon_i = x_i^T \beta + \varepsilon_i \quad (4)$$

$$i = 1, \dots, n$$



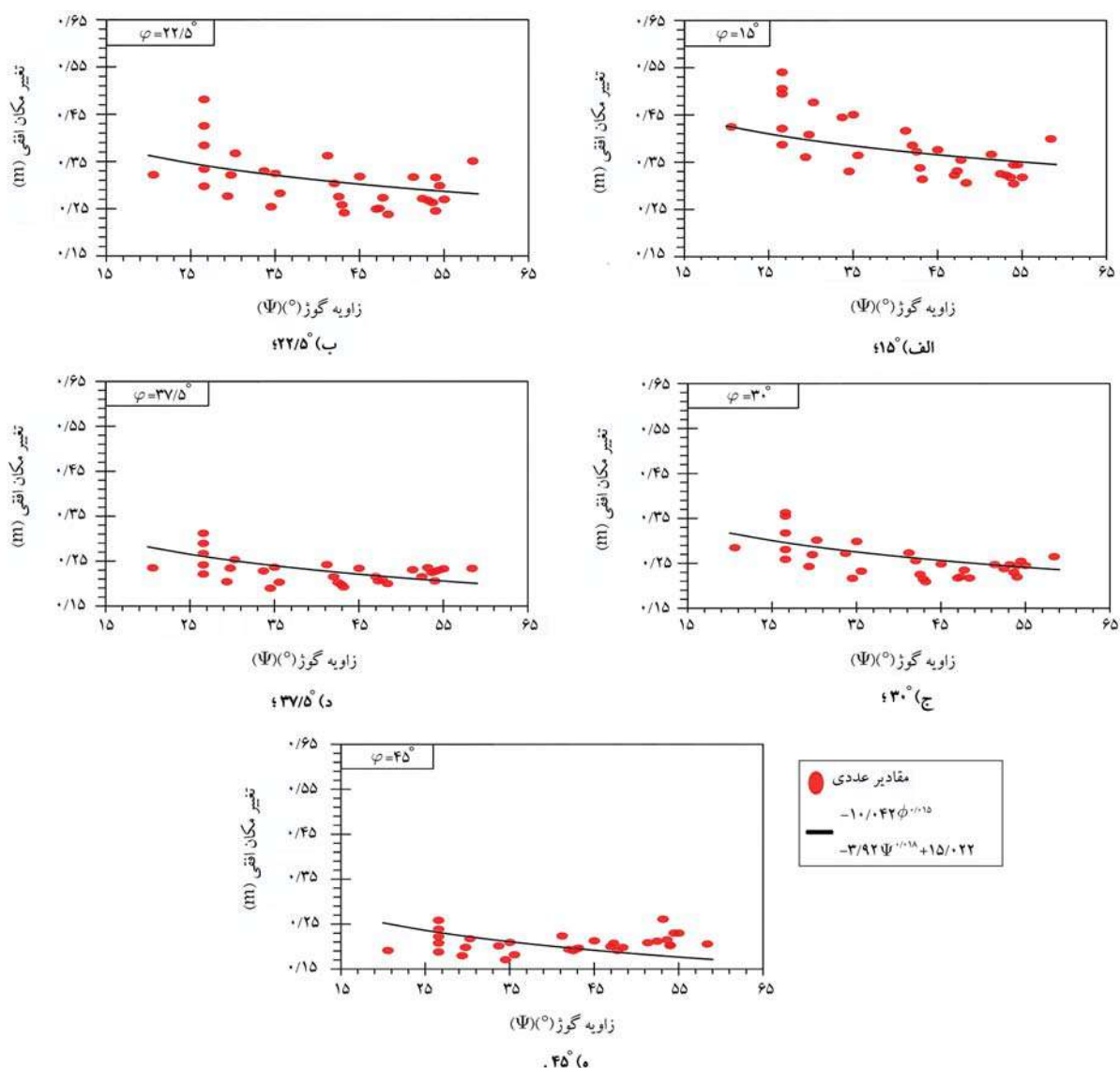
شکل ۱۱. مقادیر زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی (Ψ_{MDR}) و زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی بلوکی گوزپشتی (Ψ_{ZR}) برای زاویه اصطکاک‌های متفاوت خاکریز و نسبت‌های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار.

۲/۵ درجه بزرگ‌تر از مقادیر به دست آمده از شبیه‌سازی عددی نیست و میانگین اختلاف میان زاویه گوزهای به دست آمده از رابطه ۷ و شبیه‌سازی‌های عددی ۲/۳ درجه است. همچنین، در خصوص Ψ_{ZR} ، زاویه گوز تخمین زده شده با استفاده از رابطه ۶ در تمامی نسبت‌های ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار، از تطابق مناسبی با مقادیر به دست آمده از شبیه‌سازی عددی برخوردار است و میانگین اختلاف میان زاویه گوزهای رابطه ۶ و مقادیر عددی تنها ۱/۵ درجه است.

رابطه توسعه داده شده برای زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوزپشتی (Ψ_{ZR}) می‌تواند به عنوان یک تخمین محافظه‌کارانه از زاویه گوز بهینه، برای دیوارهای مستقر بر روی بسترهای دریایی با تراکم متوسط تا متراکم مورد استفاده قرار گیرد. اما رابطه به دست آمده برای زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی گوزپشتی (Ψ_{MDR}) می‌تواند برای تخمین کران بالای زاویه گوز بهینه دیوار در بسترهای متراکم مورد استفاده شود و به کارگیری آن

متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوزپشتی (Ψ_{ZR})، با توجه به اینکه تجاوز از مقادیر عددی شکل ۱۰ قسمت الف (تا زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار) نیز سبب کاهش جابه‌جایی افقی دیوار می‌شود و تأثیر مخرب قابل توجهی بر رفتار دیوار ساحلی گوزپشتی ندارد، رابطه بر اساس حداکثر تطابق با مقادیر عددی شکل ۱۰ قسمت الف توسعه داده شده است و حساسیتی برای عدم تجاوز از مقادیر عددی در خصوص این رابطه وجود ندارد.

زوایای گوز بهینه تخمین زده شده با استفاده از روابط ۶ و ۷ و مقادیر زاویه گوز بهینه به دست آمده از شبیه‌سازی‌های عددی در شکل ۱۱ مقایسه شده‌اند. مشاهده می‌شود که روابط پیشنهادی زاویه‌های گوز بهینه Ψ_{MDR} و Ψ_{ZR} با دقت نسبتاً مناسبی برآورد شده‌اند. مطابق شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که Ψ_{MDR} در هیچ یک از نسبت‌های ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار مورد بررسی، زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار (Ψ_{MDR}) برآورد شده به وسیله رابطه ۷، بیشتر از



شکل ۱۲. مقایسه تغییر مکان افقی تخمین زده شده با استفاده از روش یادگیری ماشین با مقادیر عددی متناظر برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک خاکریز.

در بسترهای با تراکم نسبی متوسط که دیوارها دوران بیشتری دارند، توصیه نمی‌شود. توانی چند جمله‌ای برای برآورد تغییر مکان افقی دیوار (HDisp_{Est}) و زاویه دوران آن (Rot_{Est}) مطابق با معادلات ۸ و ۹ استفاده می‌شود:

$$HDisp_{Est} = -10.42\phi^{0.15} - 3.92\Psi^{0.18} + 15.022 \quad (8)$$

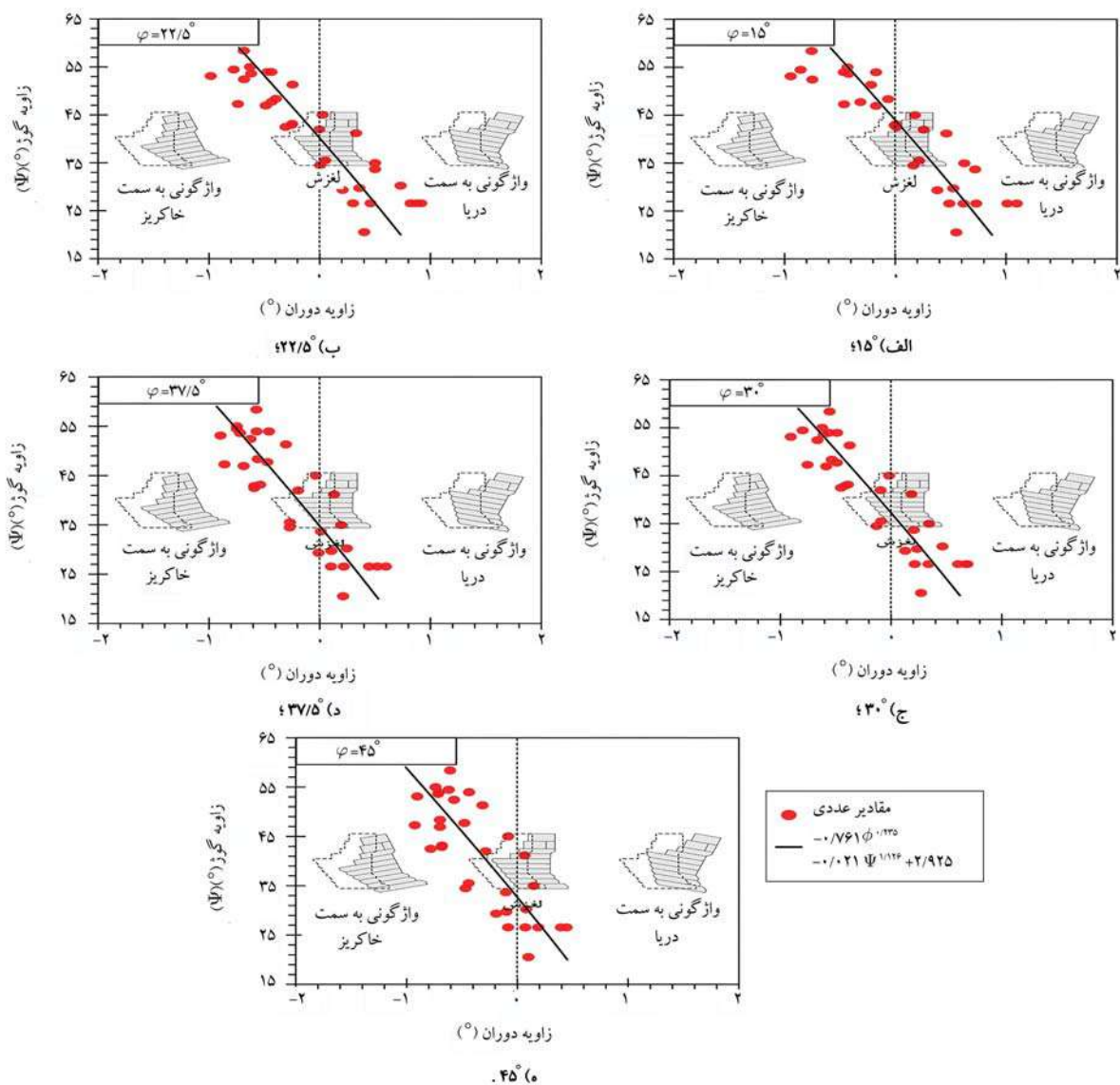
$$Rot_{Est} = -0.761\phi^{0.235} - 0.21\Psi^{1.126} + 2.925 \quad (9)$$

تغییر مکان‌های افقی و زاویه دوران‌های تخمینی حاصل از روابط ۹ و ۱۰ مربوط به زلزله با شتاب حداکثر $0.4g$ (بارگذاری ورودی پژوهش حاضر) است. تغییر مکان‌های افقی و زاویه دوران‌های تخمین زده شده با روابط ۹ و ۱۰ به ترتیب در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ با مقادیر عددی متناظر مقایسه شده‌اند. مطابق شکل‌های ۱۲ و ۱۳، روابط به‌دست آمده از تحلیل رگرسیون برای تخمین تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار کوژپشتی، قادر به برآورد تغییر مکان افقی ماندگار دیوار با دقت نسبتاً مطلوبی هستند. مطابق شکل ۱۲، حداکثر و میانگین اختلاف میان تغییر مکان محاسبه شده با استفاده از رابطه ۸ و مقادیر عددی به ترتیب ۱۴ و ۳ سانتی‌متر است. این اختلاف در خصوص زاویه دوران تخمینی با استفاده از

۵. تخمین تغییر مکان افقی و زاویه دوران دیوار با استفاده از فرایند یادگیری ماشین نظارت شده

۱.۵. تحلیل رگرسیون

در عمده موارد عملی، هندسه دیوار بلوکی کوژپشتی بر مبنای شرایط اجرایی ساختگاه تعیین و سپس با استفاده از روش‌های تحلیلی، مقادیر جابه‌جایی آن برآورد می‌شود. بر این اساس، مشابه با بخش قبل، روابط آماری بر مبنای رگرسیون چند متغیره برای تخمین تغییر مکان افقی و زاویه دوران دیوار پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای ارائه می‌شود. روند کلی تحلیل رگرسیون شامل تعیین تابع براساس تغییرات پارامترها و یافتن ضرایب می‌شود. با توجه به تغییرات تغییر مکان افقی دیوار و زاویه دوران آن نسبت به زاویه و ارتفاع کوژ دیوار و همچنین زاویه اصطکاک خاکریز، از روابط



شکل ۱۳. مقایسه زاویه دوران تخمین زده شده با استفاده از روش یادگیری ماشین با مقادیر عددی متناظر برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک خاکریز.

با دقت میلی‌متر و دهم درجه، آن‌ها را به‌عنوان مقادیر گسسته در نظر گرفت. الگوریتم‌های طبقه‌بندی متفاوتی برای حل مسائل مهندسی موجود هستند. دقت هر یک از این الگوریتم‌ها بسته به عوامل مختلف مانند ماهیت مسئله، تعداد متغیرهای مستقل، نوع متغیر وابسته (باینری یا چندحالتی) متفاوت است.^[۴۳] سازوکار مرسوم در حل مسائل به کمک روش یادگیری ماشین، پیش‌بینی متغیر وابسته با استفاده از الگوریتم‌های مختلف و مقایسه دقت الگوریتم‌ها است.^[۴۲] در پژوهش حاضر، از سه الگوریتم طبقه‌بندی درخت تصمیم^۸، K نزدیک‌ترین همسایه^۹ و ماشین بردار پشتیبان^{۱۰} برای پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران دیوار ساحلی بلوکی گوژپشتی استفاده شده است.

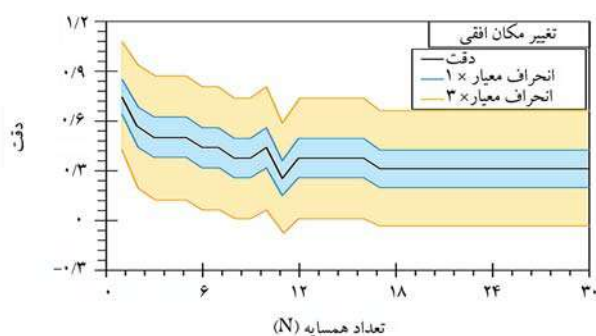
۱.۲.۵. درخت تصمیم

الگوریتم درخت تصمیم یک الگوریتم شرطی پیش‌بینی متغیرهای گسسته است که متغیرهای وابسته را بر مبنای متغیرهای مستقل و در چند مرحله از یکدیگر تفکیک می‌نماید.^[۴۲] مبنای جداسازی داده‌ها، نزدیکی و همسان شدن متغیرهای وابسته

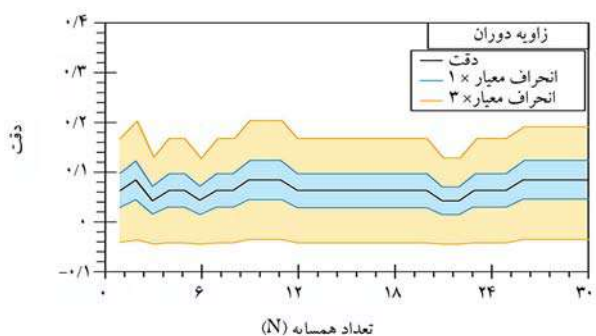
تحلیل رگرسیون و مدل عددی 0.59° و 0.2° درجه است. همچنین، خطای جذر میانگین مربعات (RMSD)^۶ روابط ۸ و ۹ به ترتیب برابر 0.38° و 0.239° است. خطای جذر میانگین مربعات تفاوت میان مقدار پیش‌بینی شده توسط مدل یا برآوردگر آماری و مقدار واقعی است.^[۴۱] بنابراین، از روابط ارائه شده می‌توان برای برآورد اولیه تغییر شکل‌های لرزه‌ای دیوارهای بلوکی گوژپشتی در طراحی استفاده کرد.

۲.۵. الگوریتم‌های طبقه‌بندی

الگوریتم‌های طبقه‌بندی برای پیش‌بینی متغیرهای وابسته گسسته و برجسب‌گذاری شده (مانند نوع خاک) به کار می‌روند. الگوریتم‌های دسته‌بندی، دسته‌های موجود در مجموعه داده‌ها را تشخیص می‌دهند و پیش‌بینی می‌کنند.^[۴۲] در خصوص مولفه‌های رفتار سازه‌های ژئوتکنیکی نظیر تغییر مکان افقی و زاویه دوران، مقادیر پیوسته هستند اما دامنه تغییرات آن‌ها محدود است و دقت قابل قبول برای تخمین این مقادیر در حد سانتی‌متر و درجه است. بنابراین، می‌توان با گرد کردن این متغیرها

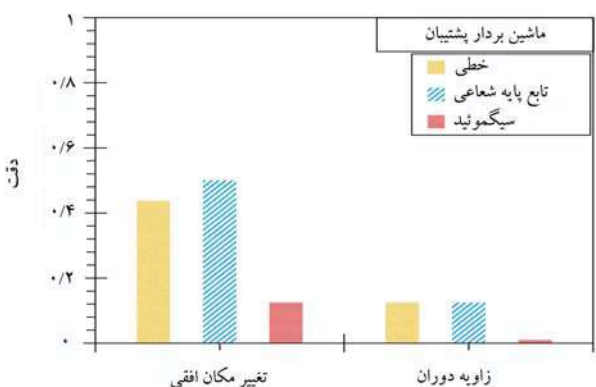


الف) تغییر مکان افقی؛



ب) زاویه دوران بلوکی گوزپشتی بر حسب k های مختلف.

شکل ۱۵. دقت الگوریتم K نزدیک‌ترین همسایه در پیش‌بینی.

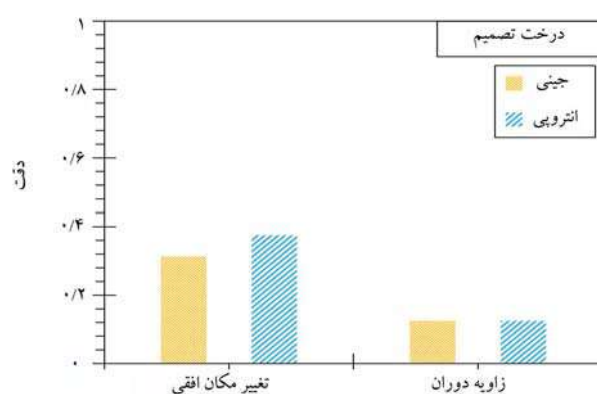


شکل ۱۶. دقت الگوریتم ماشین بردار پشتیبان در پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار بلوکی گوزپشتی.

۳.۲.۵. ماشین بردار پشتیبان

مبنای عملکرد ماشین بردار پشتیبان، طبقه‌بندی خطی داده‌ها و یافتن ابرصفحه‌ای با بیشترین حاشیه اطمینان است. این الگوریتم در مسائل طبقه‌بندی و رگرسیون به‌کار گرفته می‌شود. حل معادله پیدا کردن خط بهینه برای داده‌ها با استفاده از روش‌های برنامه‌سازی غیرخطی، که معمولاً به‌عنوان روش‌های معتبر در حل مسائل محدودیت‌دار شناخته می‌شوند، انجام می‌شود. پیش از تقسیم خطی، به‌منظور ایجاد امکان طبقه‌بندی داده‌های پیچیده توسط ماشین، داده‌ها به‌وسیله تابع فی^{۱۳} به فضای با ابعاد بسیار بالاتر^{۱۴} برده می‌شوند. از توابع هسته مختلفی از جمله هسته‌های خطی، پایه شعاعی^{۱۵} سیگموئید می‌توان استفاده نمود.^[۲۵] دقت الگوریتم ماشین بردار پشتیبان برای توابع هسته مختلف در شکل ۱۶ ارائه شده است.

مطابق با شکل ۱۶، بالاترین دقت پیش‌بینی الگوریتم ماشین بردار پشتیبان برای تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای به‌ترتیب ۵۰ و ۱۲/۵ درصد است که

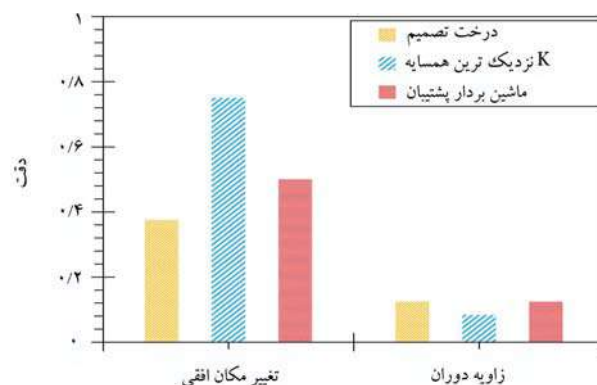


شکل ۱۷. دقت الگوریتم درخت تصمیم در پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار بلوکی گوزپشتی.

است. به‌طور دقیق‌تر سعی بر این است که در هر زیر مجموعه از داده‌ها، یک بعد از متغیرهای وابسته و یک آستانه انتخاب شوند. سپس، این داده‌ها برحسب این بعد و آستانه به دو نیم تقسیم می‌شوند، به‌صورتی که داده‌های موجود در هر زیرمجموعه کم‌ترین ناخالصی را داشته باشند. از توابع ناخالصی مختلفی نظیر جینی^{۱۱} و انتروپی^{۱۲} برای طبقه‌بندی داده‌ها به‌کمک درخت تصمیم استفاده می‌شود.^[۲۲] مشابه با تحلیل رگرسیون، متغیرهای مستقل شامل زاویه و ارتفاع گوز دیوار و زاویه اصطکاک خاکریز هستند. به‌منظور ارزیابی دقت الگوریتم‌های مورد بررسی و توانایی آن‌ها در پیش‌بینی متغیرهای وابسته خارج از فضای نمونه، مقادیر تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای به‌دست آمده از شبیه‌سازی‌های عددی بر حسب مقادیر مختلف زاویه و ارتفاع گوز و زاویه اصطکاک خاکریز با نسبت ۹۰ به ۱۰ (۹۰ درصد برای یادگیری ماشین و ۱۰ درصد برای بررسی دقت پیش‌بینی آن)، به‌صورت تصادفی تفکیک می‌شوند. دقت پیش‌بینی الگوریتم درخت تصمیم برای توابع ناخالصی مختلف در شکل ۱۷ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که هیچ یک از توابع مورد استفاده قادر به پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار گوزپشتی با دقت بالا نیستند. مطابق شکل ۱۷، بالاترین دقت پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار با استفاده از الگوریتم درخت تصمیم به‌ترتیب ۳۱/۰ و ۱۳/۰ (۳۱ و ۱۳ درصد) است که مناسب نیست. دقت پیش‌بینی برابر نسبت مقادیر درست پیش‌بینی شده به تعداد کل مقادیر آزمایش شده است.

۳.۲.۵. K نزدیک‌ترین همسایه

از این الگوریتم در مسائل طبقه‌بندی و هم‌چنین رگرسیون استفاده می‌شود. در هر دو حالت K شامل نزدیک‌ترین نمونه در فضای داده‌ای است و خروجی آن بسته به نوع مورد استفاده در طبقه‌بندی و رگرسیون متغیر است. در حالت طبقه‌بندی، با توجه به مقدار مشخص شده برای K ، فاصله نقطه‌ای که باید برچسب آن مشخص شود با نزدیک‌ترین نقاط محاسبه و با توجه به تعداد رای حداکثری این نقاط همسایه، در رابطه با برچسب نقطه مورد نظر تصمیم‌گیری می‌شود. در حالت رگرسیون، خروجی، میانگین مقادیر به‌دست آمده از K است.^[۲۲] دقت الگوریتم K نزدیک‌ترین همسایه برای مقادیر مختلف K در شکل ۱۵ نشان داده شده است. مطابق با شکل ۱۵، بالاترین دقت پیش‌بینی مربوط به K برابر ۱ است که در این حالت تغییر مکان افقی دیوار با دقتی نسبتاً قابل قبول (۷۵ درصد) پیش‌بینی می‌شود. اما در خصوص زاویه دوران، مانند الگوریتم درخت تصمیم، پیش‌بینی ماشین دقیق نیست و بالاترین دقت که مربوط به $K = ۷$ است، تنها ۸/۵ درصد است.



شکل ۱۷. مقایسه دقت الگوریتم‌های درخت تصمیم، K نزدیک‌ترین همسایه و ماشین بردار پشتیبان در پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار بلوکی گوت‌پشتی.

دقت بالایی به‌شمار نمی‌رود. بالاترین دقت به‌دست آمده از سه الگوریتم بررسی شده در شکل ۱۷ ارائه شده‌اند. بر اساس شکل ۱۷، هیچ‌یک از الگوریتم‌های مورد بررسی قادر به ارائه تخمینی دقیق از زاویه دوران دیوار بلوکی گوت‌پشتی پس از زلزله نیستند. همچنین، در خصوص تغییر مکان افقی نیز تنها الگوریتم K نزدیک‌ترین همسایه، تخمینی نسبتاً مناسب (با دقت ۷۵ درصد) ارائه می‌نماید. شایان توجه است که بخشی از این دقت پایین به‌علت محدود بودن تعداد داده‌های یادگیری و آزمون است و چنانچه داده‌های بیشتری موجود باشند، دقت پیش‌بینی الگوریتم‌های طبقه‌بندی می‌تواند افزایش یابد.

۶. نتیجه‌گیری

هدف از مطالعه حاضر، تخمین زاویه گوت‌پشتی دیوار ساحلی وزنی بلوکی گوت‌پشتی است. برای این منظور، در ابتدا یک مدل عددی تفاضل محدود از دیوار ساحلی گوت‌پشتی ایجاد و پاسخ لرزه‌ای آن بر مبنای مشاهدات آزمایشگاهی متناظر اعتبارسنجی شده است. در ادامه، با انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی بر روی زاویه گوت دیوار، زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوت به ارتفاع دیوار، تغییرات تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار و در نهایت زاویه گوت بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی گوت‌پشتی (Ψ_{MDR}) و زاویه گوت بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوت‌پشتی (Ψ_{ZR}) برآورد شده‌اند. در مرحله بعد، با استفاده از رگرسیون چندگانه مبتنی بر فرایند یادگیری ماشین نظارت شده، روابط آماری برای تخمین شده‌اند. سپس، با استفاده از رگرسیون چندگانه، روابطی برای تخمین تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار ارائه و دقت الگوریتم‌های مختلف طبقه‌بندی یادگیری ماشین نظارت شده شامل درخت تصمیم، K نزدیک‌ترین همسایه و ماشین

بردار پشتیبان در پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار ارزیابی شده‌اند. نتایج حاصل نشان می‌دهند:

۱. در زوایای گوت کوچک‌تر از Ψ_{MDR} ، با افزایش زاویه گوت، تغییر مکان افقی دیوار کاهش می‌یابد، اما در زاویه گوت‌های بزرگ‌تر از Ψ_{MDR} افزایش زاویه گوت سبب افزایش تغییر مکان افقی دیوار می‌شود. علاوه بر این، با افزایش زاویه گوت، زاویه دوران دیوار به سمت دریا کاهش می‌یابد و الگوی تغییر شکل دیوار ساحلی گوت‌پشتی از واژگونی به سمت دریا به واژگونی به سمت خاکریز متماثل می‌شود.
۲. با افزایش زاویه اصطکاک خاکریز و افزایش نسبت ارتفاع گوت به ارتفاع دیوار، زاویه‌های گوت بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوت‌پشتی و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی آن حاصل از مدل‌سازی عددی کاهش می‌یابند و روند تغییرات زاویه گوت‌های بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوت‌پشتی و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی آن با استفاده از یک خط قابل تقریب است.
۳. مقایسه زاویه گوت بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی گوت‌پشتی (Ψ_{MDR}) و زاویه گوت بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوت‌پشتی حاصل از (Ψ_{ZR}) مدل‌سازی عددی و زاویه گوت‌های بهینه تخمین زده شده با استفاده از روابط ۶ و ۷ نشان می‌دهند که این روابط قادرند Ψ_{MDR} و Ψ_{ZR} را با خطای میانگین ۲/۳ و ۱/۵ درجه برآورد نمایند.
۴. Ψ_{ZR} برآورد شده با استفاده از رابطه ۶ می‌تواند به عنوان یک تخمین محافظه‌کارانه از زاویه گوت بهینه برای طراحی دیوارهای گوت‌پشتی مستقر بر بسترهای دریایی با تراکم متوسط تا متراکم استفاده شود، درحالی‌که در رابطه ۷، کران بالای زاویه گوت بهینه دیوار در بسترهای متراکم را ارائه می‌نماید.
۵. مقایسه تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای تخمین زده شده با فرایند یادگیری ماشین نظارت شده با مقادیر عددی متناظر نشان داد که از روابط آماری به‌دست آمده می‌توان برای برآورد اولیه تغییر شکل‌های لرزه‌ای دیوار بلوکی گوت‌پشتی استفاده کرد.
۶. بررسی دقت الگوریتم‌های طبقه‌بندی در پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار نشان می‌دهد که در خصوص تغییر مکان افقی تنها الگوریتم K نزدیک‌ترین همسایه قادر به تخمین تغییر مکان افقی با دقت نسبتاً مناسب (۷۵ درصد) است و دیگر الگوریتم‌های به کار گرفته شده فاقد دقت مناسب هستند. همچنین، در خصوص زاویه دوران، دقت پیش‌بینی تمامی الگوریتم‌های مورد بررسی کمتر از ۱۵ درصد است.
۷. مقایسه دقت مقادیر تغییر مکان و زاویه دوران لرزه‌ای حاصل از روابط به‌دست آمده از تحلیل رگرسیون با تغییر شکل‌های پیش‌بینی شده توسط الگوریتم‌های طبقه‌بندی یادگیری ماشین نظارت شده نشان می‌دهد که روابط رگرسیونی از توانایی بالاتری در تخمین تغییر شکل‌های لرزه‌ای دیوار بلوکی گوت‌پشتی برخوردارند.

پانویس‌ها

1. Scikit-Learn
2. Fish
3. Free Field
4. Viscous Dashpots
5. Transpose
6. Root-Mean-Square-Deviation
7. Classification
8. Decision Tree
9. K-Nearest Neighbors (KNN)
10. Support Vector Machines
11. Gini
12. Entropy

13. Phi
14. High Dimensional Space
15. RBF

منابع (References)

1. Valkaniotis, S., Ganas, A., Papathanassiou, G. and Papanikolaou, M., 2014. Field observations of geological effects triggered by the January-February 2014 Cephalonia (Ionian Sea, Greece) earthquakes. *Tectonophysics*, 630, pp.150-157. DOI.org/10.1016/j.tecto.2014.05.012.
2. Stembrugge, K. and Clough, R.W., 1960. Chilean Earthquakes of May, 1960: A Brief Trip Report. In *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake engineering*, Tokyo and Kyoto, Japan (1960).
3. Zeng, X. and Steedman, R.S. 1993. On the behaviour of quay walls in earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), pp.417-431. DOI.org/10.1680/geot.1993.43.3.417.
4. Alyami, M., Rouainia, M. and Wilkinson, S.M. Numerical analysis of deformation behaviour of quay walls under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(3), pp.525-536. DOI.org/10.1016/j.soildyn.2008.06.004.
5. Scawthorn, C. and Yanev, P.I., 1995. Hyogo-ken Nambu, Japanese earthquake. *Engineering Structures*, 17(3), pp.146-157. DOI.org/10.1016/0141-0296(95)00041-5.
6. Ebrahimian, B., 2009. Seismic performance of anchored quay walls and numerical simulation techniques. *Proceeding of Performance based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, pp.721-729.
7. Ebrahimian, B., 2013. Numerical modelling of the seismic behaviour of gravity-type quay walls. *Engineering seismology, geotechnical and structural earthquake engineering*, 257.
8. Mostafavi Moghadam, A., Ghalandarzadeh, A., Towhata, I., Moradi, M., Ebrahimian, B. and Hajialikhandi, P., 2009. Studying the effects of deformable panels on seismic displacement of gravity quay walls. *Ocean Engineering*, 36(15-16), pp.1129-1148. DOI.org/10.1016/j.oceaneng.2009.08.006.
9. Ebrahimian, B. and Farboud, M., 2019. Seismic effective-stress analysis of caisson quay wall with liquefiable backfill. In *8th international conference on seismology & Earthquake Engineering*.
10. Dakoulas, P., Vazouras, P., Kallioglou, P. and Gazetas, G., 2018. Effective-stress seismic analysis of a gravity multi-block quay wall. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, pp.378-393. DOI.org/10.1016/j.soildyn.2018.08.032.
11. Ebrahimian, B., Farahani, A.R.Z. and Noorzad, A., 2018. Seismic behavior of hunchbacked block-type gravity quay wall. *International Conference on Coasts, Ports and Marine Structures*(ICOPMAS 2018).
12. Ebrahimian, B., Farahani, A.R.Z. and Noorzad, A., 2019. Effect of applied surcharge length on seismic behavior of broken-back wall. *8th International Conferences of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8)*.
13. Ebrahimian, B. and Farboud, M., 2019. Seismic effective-stress analysis of caisson quay wall with liquefiable backfill. *8th International Conferences of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8)*.
14. Ebrahimian, B. and Zarnousheh Farahani, A.R., 2022. Seismic vulnerability analysis of caisson-type gravity quay walls with improved backfill using fragility curves. *Journal of Structural and Construction Engineering*. DOI.org/10.1016/B978-0-323-88530-0.00001-5.
15. Liu, H., Zhang, J.M., Zhang, X. and Wang, R., 2020. Seismic performance of block-type quay walls with liquefiable calcareous sand backfill. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132, pp.106092. DOI.org/10.1016/j.soildyn.2020.106092.
16. Liu, H., Wang, R., Zhang, J.M. and Zhu, T., 2012. Seismic performance of a block-type quay wall with liquefiable backfill: Comparison between centrifuge test, design code, and high-fidelity numerical modeling. In *International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, pp.629-636. Springer, Cham. DOI.org/10.1007/978-3-030-64518-2-74.
17. Kim, Y.S., Lee, M.G., Cho, G.C. and Ko, K.W. 2022. Inertial behavior of gravity-type quay wall: A case study using dynamic centrifuge test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 155, pp.107196. DOI.org/10.1016/j.soildyn.2022.107196.
18. Zarnousheh Farahani, A.R., Ebrahimian, B., Noorzad, A., 2018. Considering the geometry effect on the seismic behavior of block type gravity quay walls. *3rd Iranian Conference on Geotechnical Engineering*.
19. Pasquali, R., Lai, C.G. and Corigliano, M., 2009. Some issues in seismic analysis and design of blockwork wharves. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(1), pp.102-130. DOI.org/10.1080/13632460902988992.
20. De Gijt, J.G., and Broeken, M.L., 2013. Quay walls. SBRCURnet municipality rotterdam port of rotterdam SBRCURnet", Rotterdam, The Netherlands, an Imprint of the Taylor & Francis Group.
21. Sadrekarimi, A., 2011. Seismic displacement of broken-back gravity quay walls. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 137(2), pp.75-84. DOI.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000066.
22. Coulomb, C.A., 1776. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture. *Mem. Acad. Roy. Div. Sav*, 7, pp.343-387.
23. Okabe, S., 1924. General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *Proc. Civil Engrg. Soc., Japan*, 10(6), pp.1277-1323.
24. Mononobe, N. and Matsuo, M., 1929. On the determination of earth pressures during earthquakes. In *Proceedings of the World Engineering Congress*, Tokyo, Japan. International Association for Earthquake Engineering, Japan. Vol. 9. pp.177-185.
25. Itasca Consulting Group, Inc., 2019. FLAC version 8.1: Fast lagrangian analysis of continua. User's guide. Minneapolis: Itasca Consulting Group.

26. Sadrekarimi, A., Ghalandarzadeh, A. and Sadrekarimi, J., 2008. Static and dynamic behavior of hunch-backed gravity quay walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(2), pp.99-117. DOI.org/10.1016/j.soildyn.2007.05.004.
27. Eberly, L.E., 2007. Multiple linear regression. Topics in Biostatistics. pp.165-187. DOI.org/10.1007/978-1-59745-530-5-9.
28. Pedregosa, F., Varoquaux, G., Gramfort, A., Michel, V., Thirion, B., Grisel, O. and Duchesnay, E. Scikit-learn: Machine learning in Python., 2011. *The Journal of machine Learning research*, 12, pp. 2825-2830.
29. Van Rossum, G. and Drake, F.L., 2009. Python 3 Reference Manual. Scotts Valley, CA: CreateSpace.
30. Jalili, M., Sadaee, H. and Bargi, K., 2008. Knapsack Placing of Blocks Assess on Wall Stability in Seismic Regions and Proper Section Recommendation. In Solutions to Coastal Disasters 2008, pp. 939-951. DOI.org/10.1061/40968(312)84.
31. Sadrekarimi, A., 2013. Dynamic behavior of granular soils at shallow depths from 1 g shaking table tests. *Journal of Earthquake Engineering*, 17(2), pp.227-252. DOI.org/10.1080/13632469.2012.691616.
32. Kanatani, M., Nishi, K., Touma, J.I., Ohnami, M. and Namita, H., 1991. Numerical simulation of shaking table test by nonlinear response analysis method. *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Rolla, Missouri.
33. Jamiolkowski, M., Leroueil, S. and Lo Presti, D.C., 1991. Design parameters from theory to practice. In *Int. Conf. on Geotechnical Engineering for coastal development*, 2, pp.877-917. Port & Harbour Research Institute.
34. Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K., 1986. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), pp.1016-1032. DOI.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:11(1016).
35. Pestana, J.M. and Salvati, L.A., 2006. Small-strain behavior of granular soils. I: Model for cemented and uncemented sands and gravels. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(8), pp.1071-1081. DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:8(1071).
36. Asche, H.R., 2020. The choice of mesh size for accuracy in elastoplastic tunnel FLAC analyses. In *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics*. CRC Press, pp.293-299.
37. OCDI., 2009. Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan. OCDI, Japan.
38. Besharat, V. and Bolouri-Bazaz, J., 2014. Dynamic analysis of urban circular tunnels and the effect of environmental factors on the different behavior of these structures. *Tunneling & Underground Space Engineering (TUSE)*, 3(2), pp.173-182 (In Persian).
39. Freedman, D.A., 2009. Statistical models: Theory and practice. Cambridge University Press.
40. Rencher, A.C., 2012. Methods of Multivariate Analysis, 3rd Edition. John Wiley & Sons, Inc. Publication, 727.
41. Hyndman, R.J. and Koehler, A.B., 2006. Another look at measures of forecast accuracy. *International Journal of Forecasting*, 22(4), pp.679-688. DOI.org/10.1016/j.ijforecast.2006.03.001.
42. Hastie, T., Tibshirani, R., Friedman, J.H. and Friedman, J. H., 2009. The elements of statistical learning: Data mining, inference, and prediction. Vol. 2. New York: springer, pp.1-758.
43. Wu, T.F., Lin, C.J. and Weng, R., 2003. Probability estimates for multi-class classification by pairwise coupling. *Advances in Neural Information Processing Systems*, 16.
44. Pirayonesi, S.M. and El-Diraby, T.E., 2020. Role of data analytics in infrastructure asset management: Overcoming data size and quality problems. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 146(2), pp.04020022. DOI.org/10.1061/JPEODX.0000175.
45. Zhang, T., 2001. An introduction to support vector machines and other kernel-based learning methods. *Ai Magazine*, 22(2), pp.103-103. DOI.org/10.1609/aimag.v22i2.1566.

تأثیر طول و ترکیب الیاف در مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن

علی همتی* (استادیار)

داود نظری (دانشجوی کارشناسی ارشد)

علیرضا مؤمن آبادی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد سمنان

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۳)
دوری ۴۰، شماره ۱، صص. ۳۳-۴۱، (پژوهشی)

استفاده از الیاف اغلب با هدف افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت باربری بتن مورد نظر است. در این مقاله ۱۵ طرح اختلاط بتن برای انجام آزمایش مقاومت فشاری و خمشی ساخته شد. ۳ طرح اختلاط به عنوان مرجع با ۳ نسبت آب به سیمان (۰/۲۹، ۰/۳۴، ۰/۳۹) بدون الیاف و با الیاف با ۳ طول مختلف الیاف پلی‌پروپیلن میلی‌مترساخته شد. یک طرح با الیاف فلزی و طرح دیگری با ترکیب الیاف فلزی و پلی‌پروپیلن مورد بررسی قرار گرفتند. بالاترین مقاومت فشاری مربوط به نمونه‌های دارای الیاف ترکیبی بود که ۹/۱۲ درصد نسبت به نمونه مرجع افزایش داشت. نمونه دارای الیاف فلزی بالاترین مقاومت خمشی را داشته و نسبت به نمونه بدون الیاف ۶۰ درصد افزایش مقاومت را نشان می‌دهد. با افزایش طول الیاف پلی-پروپیلن کارایی و مقاومت فشاری بتن کاهش یافت اما شکل‌پذیری نمونه‌های بتنی افزایش داشت و مقاومت خمشی و شکل‌پذیری نمونه‌ها افزایش یافت.

واژگان کلیدی: الیاف پلی‌پروپیلن، الیاف فولادی، مقاومت فشاری، مقاومت خمشی.

ali.hemmati@semnaniau.ac.ir
davoudnazari7073@gmail.com
alireza.mo5515@gmail.com

۱. مقدمه و تاریخچه‌ی پژوهش

بتن دارای یک نقطه ضعف مهم در خصوص مقاومت کششی است، که فاقد تحمل کرنش زیاد پس از رسیدن به مقاومت فشاری بیشینه است و بعد از رسیدن به مقاومت فشاری بیشینه، بتن به صورت تدریجاً خرابی می‌شود. هدف اصلی استفاده از الیاف در بتن، کنترل گسترش ترک است، به گونه‌ای که مقطع پس از تشکیل اولین ترک‌ها، توانایی تحمل تغییر شکل و نیروی بیشتری را داشته باشد. الیاف به صورت تصادفی درون مخلوط بتن توزیع می‌شود و در عرض ترک‌ها پل می‌زند. همچنین، گسترش آنها را کنترل و از به هم پیوستن آنها جلوگیری می‌کند. در این حالت، الگوی تشکیل و رشد ترک عامل گسیختگی، از یک ترک بزرگ به تعدادی ترک ریز تغییر می‌کند. پل زدن الیاف روی ریز ترک‌ها و جلوگیری از تشکیل ترک‌های بزرگ، باعث افزایش شکل‌پذیری و توانایی جذب انرژی بتن می‌شود.^[۱] ارسال (۲۰۱۶)، در پژوهشی پیرامون آثار الیاف بازالیت و شیشه‌ای خرد شده با نسبت‌های ۰/۵، ۱/۲، ۳ کیلوگرم بر مترمکعب در انرژی شکست و ویژگی‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۸/۲۸، اصلاحیه ۱۴۰۲/۲/۲۳، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۲۵.

مکانیکی بتن، آزمایش سه نقطه‌ای خمش روی تیرهای شیاردار انجام داد و دریافت که اضافه کردن الیاف در انرژی شکست تأثیر قابل توجهی دارد، ولی اثر قابل توجهی در مقاومت فشاری و مدول کشسانی نمونه‌های بتنی ندارد.^[۲] فلاح حسینی و حاجی کریمی (۲۰۱۷)، در خصوص درصدهای حجمی (۰/۵، ۱ و ۱/۵) طول‌های (۱۹، ۳۰ و ۵۰ میلی‌متر) و شکل‌های هندسی الیاف (ساده و شبکه) پلی‌اولفین^۱ در بتن پر مقاومت به این نتیجه رسیدند که افزایش طول الیاف، اثر مثبتی در مشخصات مکانیکی و شکست بتن داشته است.^[۳] آلبرتی^۲ و همکاران (۲۰۱۷)، مطالعه‌ی در مورد بتن الیافی خودتراکم با ترکیب الیاف پلی‌اولفین و فولادی قلاب‌دار انجام دادند و دریافتند که با ترکیب دو الیاف اخیر، مقاومت خمشی و چقرمگی شکست بتن نسبت به نمونه با الیاف تکی افزایش می‌یابد.^[۴] یو^۳ و همکاران (۲۰۱۷)، مطالعه‌ی روی مقایسه‌ی رفتار خمشی بتن توانمند با الیاف فلزی ترکیبی با طول‌های مختلف (۱۳، ۱۹/۵ و ۳۰ میلی‌متر) انجام دادند و دریافتند که الیاف با طول‌های متوسط و بلند، عملکرد خمشی را بهبود می‌بخشند. همچنین، استفاده از الیاف‌های ترکیبی کوتاه و بلند، چقرمگی و رفتار ترک‌خوردگی را بهبود

استناد به این مقاله:

همتی، علی، نظری، داود، و مؤمن‌آبادی، علیرضا، ۱۴۰۳. تأثیر طول و ترکیب الیاف در مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۳۳-۴۱.

DOI:10.24200/J30.2023.61231.3159

آسان در کشور اجتناب‌ناپذیر به نظر می‌رسد. به همین منظور الیاف پلی‌پروپیلن به طول های ۱۲، ۶ و ۱۸ میلی‌متر و الیاف فولادی به طول ۴۰ میلی‌متر برای انجام پژوهش حاضر انتخاب شده‌اند. در نوشتار حاضر، کاربرد الیاف پلی‌پروپیلن با طول‌های متفاوت با در نظر گرفتن سه نسبت آب به سیمان و نیز در ترکیب با الیاف فولادی جهت بررسی مشخصات فشاری و خمشی بتن بررسی شده است.

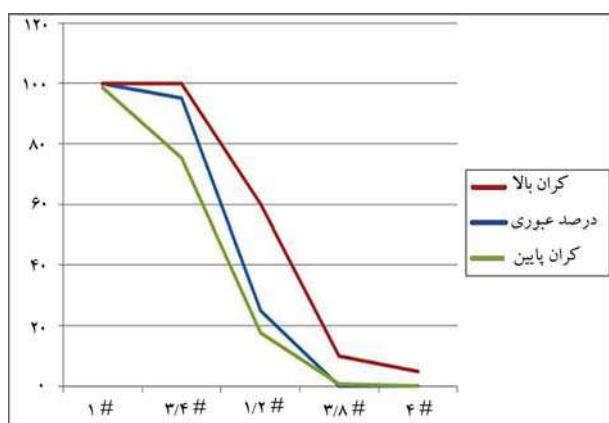
۲. مواد و روش‌ها

- **مصالح مصرفی:** درشت‌دانه‌ی مصرفی (سنگ‌دانه‌ها) مطابق با دانه‌بندی مجاز استاندارد ASTM_C۳۳^[۱۹] تا اندازه‌ی بیشینه‌ی ۲۵ میلی‌متر تهیه شده است، که مدول نرمی آن ۳/۰۷۴ بوده است (شکل ۱).

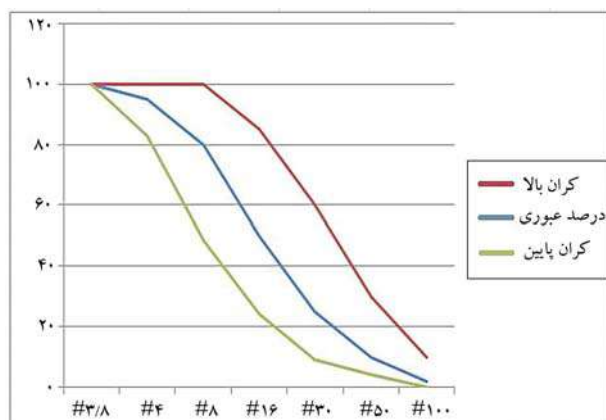
ریزدانه‌ی مصرفی نیز مطابق دانه‌بندی مجاز استاندارد ASTM_C۳۳^[۱۹] تهیه شده است، که مدول نرمی آن طبق استاندارد اخیر، ۴/۳ تعیین شده است (شکل ۲).

سیمان پرتلند تیپ II مطابق با استاندارد ASTM_C۱۵۰^[۲۰] استفاده شده است، که ویژگی‌های آن در جدول ۱ ارائه شده است.

- **ژل میکروسیلیس (SF-MIX):** یکی از مناسب‌ترین افزودنی‌های بتن در مناطق همجوار با آب دریا و یا در معرض هجوم یون‌های خورنده‌ی کلر و سولفات است، که به دلیل داشتن ترکیب پوزولانی، علاوه بر افزایش روانی و مقاومت‌های مکانیکی بتن، سبب نفوذناپذیری در برابر آب و املاح خورنده و در نهایت افزایش



شکل ۱. نمودار دانه‌بندی شن.



شکل ۲. نمودار دانه‌بندی ماسه.

می‌بخشد.^[۵] پاکروان و همکاران (۲۰۱۷)، با بررسی ترکیب الیاف‌های فولادی، پلیمری و طبیعی کوتاه در بتن گزارش کردند که ترکیب آنها، افزایش چقرمگی و جذب انرژی بتن را به همراه دارد.^[۶] کومار^۴ و همکاران (۲۰۱۳)، تأثیر افزودن الیاف پلی‌پروپیلن در روسازی‌های بتنی را مطالعه کردند و گزارش دادند که الیاف پلی‌پروپیلن تأثیر زیادی در افزایش مقاومت سایشی و کاهش ترک‌خوردگی بتن روسازی دارد.^[۷] بستگری^۵ و همکاران (۲۰۲۰)، با مطالعه‌ی بتن‌های حاوی الیاف پلی‌پروپیلن نشان دادند که کاربرد الیاف پلی‌پروپیلن، اثر مثبتی در ارتقاء مشخصات مکانیکی بتن، مقاومت آن در برابر جمع‌شدگی و آتش‌سوزی دارد. اما در خصوص مقاومت فشاری، نتایج گوناگون و گاهی مغایر با یکدیگر گزارش شده است.^[۸] چن^۶ و همکاران (۲۰۲۰)، با بررسی کاربرد الیاف فولادی موجود در لاستیک دریافتند که شکل الیاف فولادی و نسبت ابعادی آنها، تأثیر زیادی در کارایی و کیفیت بتن دارد. با افزایش مقدار الیاف فولادی به میزان ۷۵٪/۰ حجم بتن، مقاومت‌های فشاری استاتیکی و دینامیکی به‌طور قابل‌توجهی بهبود یافته و به مقدار بیشینه رسیده است.^[۹] لیانگ^۷ و همکاران (۲۰۲۲)، با بررسی روسازی‌های بتن غلتکی مسلح به الیاف پلی‌پروپیلن دریافتند که افزودن آن، اثر قابل توجهی در مقاومت‌های فشاری و کششی بتن غلتکی داشته است. الیاف با طول کوتاه در افزایش مقاومت سنن اولیه و الیاف بلند در مسلح‌سازی بتن پس از آن مؤثرتر بوده‌اند.^[۱۰] ایشان همچنین در مطالعه‌ی دیگری در همان سال، با بررسی رفتار بتن مسلح به الیاف پلی‌پروپیلن به طول‌های ۱۹ و ۵۰ میلی‌متر در برابر حمله‌ی سولفاتی دریافتند که وجود الیاف کوتاه سبب افزایش بیشتر دوام بتن مسلح شده است.^[۱۱] کومار و همکاران (۲۰۲۱)، نیز در مطالعه‌ی دیگری بر روی رفتار برشی تیرهای بتن الیافی نشان دادند که ترکیب الیاف‌های فولادی و پلی‌پروپیلن باعث افزایش سختی اولیه‌ی تیرهای مذکور، افزایش شکل‌پذیری و مقاومت برشی آنها شده است.^[۱۲] بهمنی و مستوفی‌نژاد (۲۰۱۸)، بررسی خواص مکانیکی بتن با عملکرد بسیار بالای مسلح شده به الیاف پلی‌پروپیلن و الیاف ماکروی مصنوعی در بتن را در دستور کار قرار دادند. میزان کلی الیاف در همه‌ی نمونه‌ها معادل ۱/۵٪ حجم بتن در نظر گرفته شد. نتایج بیانگر آن بود که تمامی نمونه‌های مسلح شده به انواع الیاف به مقاومت خمشی بیش از ۸ مگاپاسکال رسیده‌اند.^[۱۳] قاسمی و همکاران (۱۳۹۸)، در بررسی اثر ترکیب الیاف‌های فولادی و پلی‌پروپیلن به همراه سنگ‌دانه‌های بازایافتی در مقاومت بتن، شاهد افزایش طاقت نمونه‌ها بودند.^[۱۴] دنگ^۸ و همکاران (۲۰۲۳)، اثر مشخصات الیاف در مقاومت سایشی بتن بازایافتی را مطالعه کردند و دریافتند که با افزایش طول الیاف پلی‌پروپیلن، مقاومت سایش بتن‌های بازایافتی نیز افزایش یافته است.^[۱۵] علی و همکاران (۲۰۲۲) نیز نشان دادند که افزایش طول الیاف سبب افزایش انرژی شکست نمونه‌های بتن الیافی می‌شود.^[۱۶] دینگ^۹ و همکاران (۲۰۲۰)، با مطالعه بر روی الیاف پلی‌وینیل الکل در بتن‌های توانمند به این نتیجه رسیدند که طول ۹ تا ۱۰ میلی‌متر، طول بهینه‌ی الیاف مذکور برای بتن‌های توانمند است.^[۱۷] پهلوانلی و اوزون^{۱۰} (۲۰۲۲)، با مطالعه‌ی اثر طول الیاف پلی‌پروپیلن شامل الیاف به طول‌های ۳، ۶ و ۱۲ میلی‌متر در مشخصات بتن سبک گازی دریافتند که مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن با افزایش طول الیاف پلی‌پروپیلن زیاد می‌شوند.^[۱۸]

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، مطالعات متعددی بر روی مشخصات الیاف و نیز ترکیب آنها با یکدیگر و اثر آنها در ویژگی‌های بتن انجام شده است. اما بیشترشان بر روی بتن‌های توانمند و خاص با الیاف فولادی، بازایافتی، یا پلیمری متمرکز بوده‌اند. در حالی که معمولاً مقاومت فشاری بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن نسبت به بتن معمولی افزایش چندانی ندارد، اما ضرورت استفاده از آن به جهت قیمت مناسب و دسترسی

جدول ۱. ویژگی‌های سیمان.

ویژگی‌های فیزیکی سیمان پرتلند نوع II		
ویژگی	ISIRI ۳۸۹ & ASTM C – ۱۵۰	
سطح مخصوص - بلین (سانتی متر برگرم)	حداقل ۲۸۰	
انقباض اتوکلاو (درصد)	حداکثر ۰/۸	
زمان گیرش	اولیه (دقیقه)	حداقل ۴۵
	ثانویه (ساعت)	حداکثر ۶
مقاومت فشاری	۳ روزه	حداقل ۱۰۰
(کیلوگرم بر سانتی متر مربع)	۷ روزه	حداقل ۱۷۵
	۲۸ روزه	حداقل ۳۱۵
ویژگی‌های شیمیایی سیمان پرتلند نوع II		
ویژگی	ISIRI ۳۸۹ & ASTM C – ۱۵۰	
اکسید سیلیسیم	۲۱/۱۱	
اکسید آلومینیوم	۴/۴۸	
اکسید آهن	۳/۹۱	
اکسید منیزیم	۱/۳۷	
اکسید کلسیم	۶۳/۳۶	
باقیمانده نامحلول	-	
کسر وزن در اثر سرخ شدن	-	
تری اکسید گوگرد	۲/۵	
سه کلسیم آلومینات	۵/۱	

جدول ۲. مشخصات فیزیکی و شیمیایی ژل میکروسیلیس.

نوع ژل میکروسیلیس	ژل میکروسیلیس SF – MIX
حالت فیزیکی	ژله‌ای
رنگ	خاکستری
وزن مخصوص	$1/3 \pm 0/5 \text{ (gr/cm}^3\text{)}$
یون کلر	ندارد
PH	۹ تا ۱۰
استاندارد	ASTM C۴۹۴ & C۱۲۰۲
میزان مصرف	۵ الی ۱۰ درصد وزن سیمان
زمان و شرایط نگهداری	تا یک سال در انبار مناسب دور از یخ زدگی و تابش مستقیم آفتاب

جدول ۳. مشخصات فیزیکی و شیمیایی فوق روان‌کننده.

نوع فوق روان‌کننده	PX – MIX
حالت فیزیکی	مایع
رنگ	زرد روشن
وزن مخصوص	$1/03 \pm 0/1 \text{ (gr/cm}^3\text{)}$
PH	۵ الی ۶
استاندارد	ISIRI ۲۹۳۰ – ۲ & ASTM C۴۹۴ TYPE F

دوام بتن خواهد شد. مشخصات فیزیکی و شیمیایی ژل میکروسیلیس در جدول ۲ ارائه شده است.

- فوق روان‌کننده (PX-MIX): محصولی پلیمری با ترکیب‌های خاص بر پایه‌ی پلی‌کربوکسیلات اتر است، که نقش عمده‌ی در بهبود خواص رئولوژی بتن، از جمله: روانی، مقاومت فشاری و دوام به‌عنوان یک افزودنی سودمند دارد و به‌طور چشم‌گیری کارایی ملات و بتن را با ثابت نگه داشتن نسبت آب به سیمان افزایش می‌دهد. محصول اخیر، فاقد یون کلر است و هیچ‌گونه تأثیر نامناسبی در بتن و آرماتورها ندارد. مشخصات فیزیکی و شیمیایی فوق روان‌کننده در جدول ۳ ارائه شده است.

الیاف استفاده شده در نوشتار حاضر، الیاف پلی‌پروپیلن و فولادی قلابی موج‌دار است. الیاف پلی‌پروپیلن در طول‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ میلی‌متر استفاده شده است، که در شکل‌های ۳ الی ۵ مشاهده می‌شود. همچنین مشخصات آن نیز در جدول ۴ ارائه شده و برای هر سه طول ذکرشده‌ی الیاف پلی‌پروپیلن یکسان بوده است.

در نوشتار حاضر، از الیاف فولادی قلاب‌دار با طول ۴۰ میلی‌متر استفاده (شکل ۶) و مشخصات آنها در جدول ۵ ارائه شده است. آب استفاده شده در نوشتار حاضر، از آب شرب شهر سمنان تهیه شده است، که از نظر کیفیت مورد قبول بوده است.

جدول ۴. مشخصات الیاف پلی پروپیلن.

رنگ ظاهری	سفید	درصد ازدیاد طول	۸°/°
وزن مخصوص	$91/0 \text{ (gr/cm}^3\text{)}$	غوطه وری در آب	۳ الی ۵ ثانیه
قطر	۲۳ میکرون	محدوده ذوب	۱۶۵ درجه سانتی گراد
مقاومت کششی	400 Mpa	-	-

جدول ۵. مشخصات الیاف فولادی قلاب دار.

نوع جنس	فولاد کم کربن و نورد سرد
رنگ	خاکستری و مسی
وزن مخصوص	$7/8 \pm 0/1 \text{ (gr/cm}^3\text{)}$
طول	$35 - 50 \text{ (mm)}$
قطر	$0/8 - 1/2 \text{ (mm)}$
مقاومت کششی	$700 - 1200 \text{ (Mpa)}$
مقاومت خمشی	$180 - 210 \text{ (Mpa)}$

۲.۳. آزمایش مقاومت خمشی

آزمایش مقاومت خمشی براساس استاندارد ASTM C۲۹۳^[۲۲]، به وسیله‌ی دستگاه خمش جک یونیورسال SANTAM و به صورت خمش سه نقطه‌یی انجام شده است.

۳.۳. آزمایش اسلامپ

آزمایش اسلامپ براساس استاندارد ASTM - C ۱۴۳^[۲۳] انجام شده است. نتایج به دست آمده از آزمایش اسلامپ در نوشتار حاضر قبل از اضافه کردن فوق روان‌کننده، ژل میکروسیلیس و الیاف، در نسبت آب به سیمان $0/24$ در طرح‌های مختلف طرح اختلاط در محدوده‌ی 10 الی 20 میلی‌متر و در نسبت آب به سیمان $0/29$ در طرح‌های مختلف طرح اختلاط در محدوده‌ی 20 الی 35 میلی‌متر و در نسبت آب به سیمان $0/34$ اسلامپ اندازه‌گیری شده در طرح‌های مختلف طرح اختلاط در محدوده‌ی 35 الی 50 میلی‌متر بوده است.

۴.۳. عمل‌آوری

بعد از خارج کردن نمونه‌ها از قالب، با رعایت الزام‌های میحث نهم مقررات ملی ساختمان، نمونه‌ها به حوضچه‌ی آب انتقال داده شدند. سپس نمونه‌ها بعد از گذشت ۷ و ۲۸ روز از حوضچه‌ی آب خارج و آزمایش شدند.

۵.۳. طرح اختلاط

در ابتدا برای رسیدن به یک طرح اختلاط هدف، چند طرح اختلاط بتن بررسی و برای هر طرح، ۳ نمونه‌ی بتن مکعبی به ابعاد $(15 \times 15 \times 15)$ سانتی‌متر ساخته شد. پس از عمل‌آوری و انجام آزمایش مقاومت فشاری براساس استاندارد ISIRI ۶۰۴۸^[۲۱] با استفاده از جک بتن‌شکن، مقاومت ۷ روزه‌ی تمامی طرح‌ها بررسی شده است. نسبت‌های آب به سیمان مختلف ($0/23$ ، $0/26$ ، $0/29$ ، $0/32$ ، $0/35$ و $0/38$) انتخاب و نمونه‌های بتنی ساخته شدند. رسیدن به مقاومت فشاری حدود 50 مگاپاسکال به عنوان هدف اولیه‌ی پژوهش حاضر، موردنظر بود که از میان طرح‌های اختلاط‌هایی که مقایسه شدند، یک طرح به نام طرح (T_M۲) به عنوان طرح اختلاط مرجع انتخاب شد. مقاومت فشاری میانگین نمونه‌های مکعبی



شکل ۳. الیاف به طول ۶ میلی‌متر.



شکل ۴. الیاف به طول ۱۲ میلی‌متر.



شکل ۵. الیاف به طول ۱۸ میلی‌متر.



شکل ۶. الیاف فلزی فولادی قلاب دار.

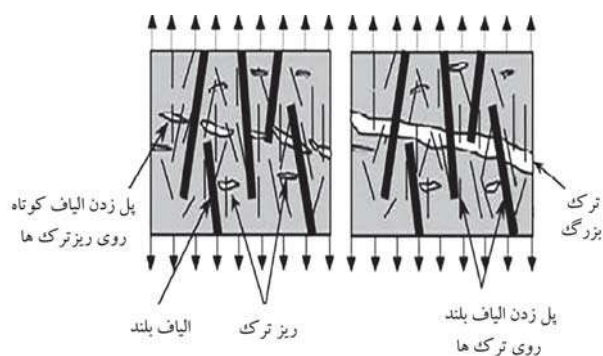
۳. شرح آزمایش‌ها

۱.۳. آزمایش مقاومت فشاری

در نوشتار حاضر، برای آزمایش مقاومت فشاری از نمونه‌های مکعبی به ابعاد $150 \times 150 \times 150$ میلی‌متر و همچنین از استاندارد ملی ایران (ISIRI ۶۰۴۸)^[۲۱] استفاده شده است.

جدول ۶. طرح‌های اختلاط بتن.

نام طرح مصالح و افزودنی	W/C	سیمان (kg/m^3)	شن (kg/m^3)		ماسه (kg/m^3)	آب (kg/m^3)	زل میکروسیلیس (kg/m^3)	فوق روان کننده (kg/m^3)	الیاف پلی پروپیلن (kg/m^3)	الیاف فلزی (kg/m^3)
			حد اکثر اندازه 25mm	حد اکثر اندازه 12/5mm						
T-M2	۳۲%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۶۱/۲	۴۵/۵	۳/۹	-	-
M0	۲۴%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۰۷/۹	۴۵/۵	۳/۹	-	-
M1	۲۹%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۴۰/۴	۴۵/۵	۳/۹	-	-
M2	۳۴%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۷۲/۹	۴۵/۵	۳/۹	-	-
P0	۲۴%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۰۷/۹	۴۵/۵	۳/۹	۹/۱	-
P1	۲۹%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۴۰/۴	۴۵/۵	۳/۹	۹/۱	-
P2	۳۴%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۷۲/۹	۴۵/۵	۳/۹	۹/۱	-
F1	۲۹%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۴۰/۴	۴۵/۵	۳/۹	-	۷۸/۵
H1	۲۹%	۶۵۰	۴۳۱/۸۸	۳۵۹/۹	۶۴۷/۸۲	۱۴۰/۴	۴۵/۵	۳/۹	۹/۱	۷۸/۵



شکل ۷. چگونگی عملکرد الیاف با طول‌های متفاوت در بتن. [۶]

ریز پل می‌زنند و از به هم پیوستن آنها و شکل‌گرفتن ترک‌های بزرگ‌تر جلوگیری می‌کنند. این شرایط می‌تواند منجر به افزایش مقاومت و طاقت بتن شود. با افزایش بارگذاری و تشکیل ترک‌های بزرگ‌تر، الیاف با طول بلند وارد عمل می‌شوند و با گسترش آنها مقابله می‌کنند، که می‌تواند منجر به افزایش شکل‌پذیری بتن شود. [۶]

۴. نتایج و بحث

۴.۱. نتایج آزمایش مقاومت فشاری

با استفاده از نتایج به دست آمده از دستگاه آزمایش (جک بتن‌شکن) در پژوهش حاضر می‌توان اظهار داشت که طرح اختلاط بتن الیافی با الیاف ترکیبی (H1) با الیاف فلزی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر و الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ میلی‌متر، بهترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه را در بین تمام طرح‌های اختلاط بتن پژوهش حاضر داشته است.

پس از شکست نمونه‌های مکعبی استاندارد به ابعاد (۱۵ × ۱۵ × ۱۵) سانتی‌متر و آشکار شدن عمق بتن به واسطه‌ی ترک‌های بزرگ‌تر مشاهده شد که الیاف‌های فلزی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر در داخل بتن بین ترک‌ها پل زده و باعث جلوگیری از

با طرح اختلاط (T-M2) برابر ۵۱/۸۵ مگاپاسکال و نسبت آب به سیمان در طرح اخیر، ۳۴/۰ بوده است، که منجر به بالاترین مقاومت فشاری شد. پس از انجام آزمایش‌های مورد نیاز، ۱۴ طرح در پژوهش حاضر انجام شدند، که مشخصات آنها در جدول ۶ ارائه شده است.

در طرح اختلاط (T-M2)، تمامی پارامترها، ثابت در نظر گرفته شده و فقط پارامتر نسبت آب به سیمان، متغیر فرض شده و نمونه‌های مرجع با نسبت آب به سیمان (۲۴/۰، ۲۹/۰، ۳۴/۰) به ترتیب به نام‌های (M2، M1، M0) در ابعاد مکعبی (۱۵ × ۱۵ × ۱۵) سانتی‌متر برای انجام آزمایش مقاومت فشاری به تعداد ۱۸ نمونه و در ابعاد (۱۵ × ۱۵ × ۶۰) سانتی‌متر برای انجام آزمایش مقاومت خمشی به تعداد ۹ نمونه‌ی بتنی ساخته شدند. علت انتخاب این نسبت‌های آب به سیمان، که با گام‌های کاهشی ۵/۰ از نسبت مرجع، ۳۴/۰ در نظر گرفته شده‌اند، بررسی امکان افزایش بیشتر مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن با کاهش نسبت آب به سیمان بوده است.

مشخصات سایر طرح‌های اختلاط، شامل: نمونه‌های بتنی حاوی الیاف پلی‌پروپیلن با طول‌های مختلف ۶، ۱۲ و ۱۸ میلی‌متر و نسبت‌های متفاوت آب به سیمان ۲۴/۰، ۲۹/۰ و ۳۴/۰، نمونه‌های بتنی حاوی الیاف فولادی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر با نسبت آب به سیمان ۲۹/۰، که میانگین سه نسبت آب به سیمان اخیر است و نیز ترکیب الیاف فولادی قلاب‌دار ۴۰ میلی‌متری و الیاف پلی‌پروپیلن ۱۲ میلی‌متری با نسبت آب به سیمان ۲۹/۰ در جدول ۶ ارائه شده است.

پس از عمل‌آوری تمامی نمونه‌های ذکر شده، آزمایش مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه طبق استاندارد ASTM - C33^[۱۹] و آزمایش مقاومت خمشی ۲۸ روزه طبق استاندارد ASTM - C293^[۲۲] انجام گرفت. ضمناً میانگین وزن مخصوص برای: بتن مرجع ۲۲۸۰ کیلوگرم بر مترمکعب؛ بتن الیافی با الیاف پلی‌پروپیلن ۲۲۸۰ کیلوگرم بر مترمکعب، بتن با الیاف فولادی ۲۳۵۸ کیلوگرم بر مترمکعب و بتن با الیاف ترکیبی ۲۳۶۷ کیلوگرم بر مترمکعب اندازه‌گیری شده است.

همان‌گونه که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، الیاف کوتاه معمولاً بر روی ترک‌های

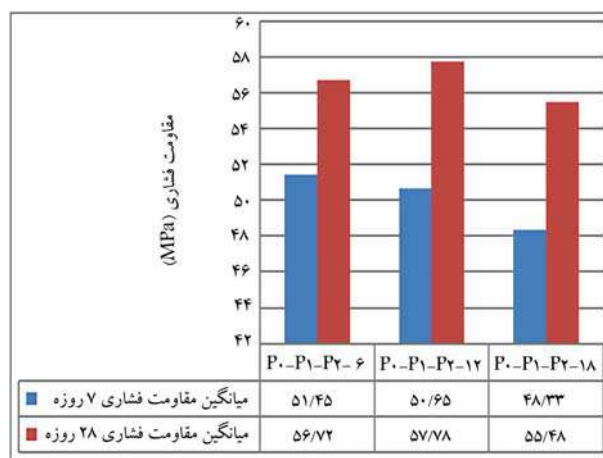
گسترش ریزترک‌ها به ترک‌های بزرگ‌تر شده‌اند. الیاف پلی‌پروپیلن نیز نقش جلوگیری از به‌وجود آمدن و گسترش ریزترک‌ها را داشته و الیاف‌ها در بین ترک‌های ریز بتن پل زده‌اند. وجود دو الیاف اخیر در کنار هم بهترین نقش را ایفا کرده و موجب افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت باربری در بتن شده است.

در بین طرح‌های اختلاط (P) با طول‌های مختلف الیاف پلی‌پروپیلن (۶، ۱۲ و ۱۸ میلی‌متر) و نسبت‌های مختلف آب به سیمان (۰/۲۴، ۰/۲۹ و ۰/۳۴) میانگین مقاومت فشاری در مورد نمونه‌های با نسبت آب به سیمان ۰/۲۴، مربوط به نمونه‌ی $P - 0.6$ به میزان $63/99$ مگاپاسکال بوده است. در نسبت آب به سیمان ۰/۲۹، بالاترین میانگین مقاومت فشاری مربوط به طرح اختلاط $P1 - 12$ به میزان $60/24$ مگاپاسکال و در نسبت آب به سیمان ۰/۳۴، بیشینه‌ی میانگین مقاومت فشاری مربوط به طرح اختلاط $P2 - 12$ با مقدار $51/27$ مگاپاسکال بوده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، با افزایش نسبت آب به سیمان، مقاومت فشاری نمونه‌های دارای الیاف پلی‌پروپیلن کاهش یافته است، اما طول الیافی که منجر به این مقدار بیشینه شده است، افزایش یافته است. یعنی در نسبت آب به سیمان کمتر، الیاف با طول کمتر و در نسبت آب به سیمان بیشتر، طول الیاف بزرگ‌تر منجر به بیشترین مقاومت فشاری برای بتن می‌شود.

پس از شکست نمونه‌ها برای آزمایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه و مشاهده‌ی عمق ترک‌ها در بتن می‌توان اظهار داشت که الیاف پلی‌پروپیلن با طول ۱۸ میلی‌متر، پل‌زدن بهتری را نسبت به الیاف پلی‌پروپیلن با طول‌های ۶ و ۱۲ میلی‌متر در بین ریزترک‌ها داشته و شکست نمونه‌ها هم نرم‌تر بوده است؛ اما به واسطه‌ی مقاومت پایین الیاف پلی‌پروپیلن (به لحاظ جنس و مشخصات هندسی و مکانیکی)، پس از گسترش ریزترک‌ها به ترک‌های بزرگ‌تر، پل زدن الیاف پلی‌پروپیلن بلند کامل نشده منجر به پاره شدن الیاف‌ها شده است.

در طرح‌های اختلاط با الیاف پلی‌پروپیلن، الیاف با طول ۱۲ میلی‌متر بالاترین میانگین مقاومت فشاری را نسبت به سایر طول‌های الیاف طرح‌های اختلاط (P) از خود نشان داده است (شکل ۸).

میانگین مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی با الیاف پلی‌پروپیلن با طول‌های مختلف در شکل ۸ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، الیاف به طول ۱۲ میلی‌متر در تمام نسبت‌های آب به سیمان به‌طور میانگین بیشترین مقاومت فشاری را برای بتن در پی داشته‌اند. لذا چنین به نظر می‌رسد که الیاف ۱۲ میلی‌متری در هر دو مورد



شکل ۸. میانگین مقاومت فشاری طرح‌های P به تفکیک طول الیاف.

ریزترک‌ها و ترک‌های بزرگ، عملکرد بهتری به لحاظ پل زدن دارند. هر چند که به علت مقاومت کششی کم الیاف پلی‌پروپیلن، اثر پل زدن در ریزترک‌ها بیشتر به چشم می‌خورد.

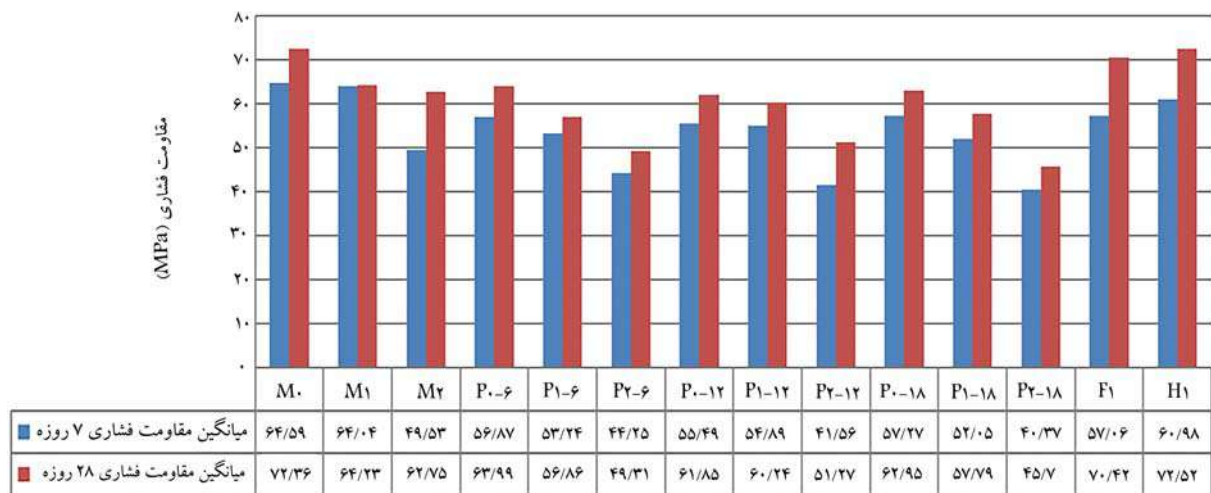
در طرح‌های اختلاط بتن مرجع (M)، بهترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه مربوط به طرح اختلاط بتن (M0) بوده است، که بتن آن، بتن بدون الیاف و مقاومت فشاری ۲۸ روزه بالای ۷۰ مگاپاسکال را داشته است، که به‌نظر می‌رسد نسبت آب به سیمان (۰/۲۴) در طرح اختلاط اخیر بتن (M) و به جای آن افزودن فوق روان‌کننده برای افزایش کارایی بتن و همچنین افزودن ژل میکروسیلیس موجب افزایش چشمگیر مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن در طرح اخیر شده است. استفاده از افزودنی‌های ذکر شده، در ساخت بتن گرچه مقاومت فشاری را افزایش داده است، اما منجر به بهبود رفتار بتن از نظر شکل‌پذیری نشده و شکست نمونه‌های طرح (M) بعد از آزمایش توسط دستگاه آزمایش (جک بتن شکن) به‌صورت کاملاً ترد به‌گونه‌ی بوده است که نمونه بعد از شکست کاملاً از هم فرو پاشیده است.

۲.۳.۲. میانگین مقاومت فشاری تمام طرح‌های اختلاط بتن

در شکل ۹، نمودار میانگین مقاومت فشاری تمام طرح‌های اختلاط بتن مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در بین تمام طرح‌های اختلاط بتن مرجع و بتن الیافی با الیاف پلی‌پروپیلن، طرح‌های اختلاط بتن با نسبت آب به سیمان ۰/۲۴، بیشترین مقاومت فشاری را نسبت به بتن‌های ساخته شده با نسبت آب به سیمان ۰/۲۹ و ۰/۳۴ داشته‌اند. ضمن اینکه مقاومت فشاری بتن‌های الیافی پلی‌پروپیلن نسبت به بتن بدون الیاف با نسبت آب به سیمان یکسان، کاهش مقاومت داشته‌اند. در حالی که در مورد بتن با الیاف فولادی و ترکیبی، افزایش مقاومت مشاهده می‌شود. کاهش مقاومت بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن معمولاً به سبب مقاومت کششی پایین الیاف پلی‌پروپیلن در مقایسه با الیاف فولادی است، که در مراجع متعددی به آن اشاره شده است.^[۶] اما در بین بتن‌های الیافی با الیاف پلی‌پروپیلن، بالاترین میانگین مقاومت مربوط به طرح اختلاط $P - 0.6$ با مقاومت فشاری $63/99$ مگاپاسکال بوده است، اما به‌طور کلی مهم‌ترین نتایج به‌دست آمده در تمام طرح‌های مربوط به پژوهش حاضر در طرح‌های اختلاط (M0، F1، H1) مشاهده شده است، که میانگین مقاومت فشاری آنها بالای ۷۰ مگاپاسکال بوده است. طرح اختلاط M0، بتن بدون الیاف و نسبت آب به سیمان آن ۰/۲۴ بوده است، که به میانگین مقاومت فشاری $72/36$ مگاپاسکال رسیده است. طرح اختلاط F1، بتن با الیاف فلزی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر و نسبت آب به سیمان ۰/۲۹ بوده و میانگین مقاومت فشاری آن به $70/42$ مگاپاسکال رسیده است. همچنین در طرح اختلاط H1، بتن با الیاف ترکیبی، که در ساخت آن از الیاف فلزی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر و الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ میلی‌متر استفاده شده و نسبت آب به سیمان آن، ۰/۲۹ بوده است؛ به میانگین مقاومت فشاری $72/53$ مگاپاسکال، که بالاترین میانگین مقاومت فشاری در پژوهش حاضر بوده است، رسیده است. ضمن اینکه مقاومت فشاری ۲۸ روزه طرح H1 به $76/16$ مگاپاسکال رسیده و بالاترین مقاومت فشاری در پژوهش حاضر را از آن خود کرده است. همچنین بالاترین مقاومت فشاری طرح H1 نسبت به طرح مرجع M1، $16/4\%$ رشد داشته است.

۲.۴. نتایج آزمایش مقاومت خمشی

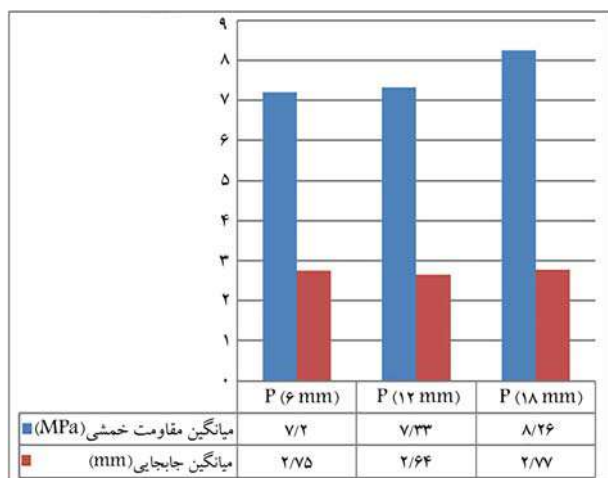
با استفاده از نتایج به‌دست آمده از دستگاه آزمایش (جک یونیورسال)، و بررسی نمودارهای استخراج شده (شکل ۱۰) و مقایسه‌ی انهدام نمونه‌ها (شکل‌های ۱۱



شکل ۹. نمودار میانگین مقاومت فشاری تمام طرح‌ها.

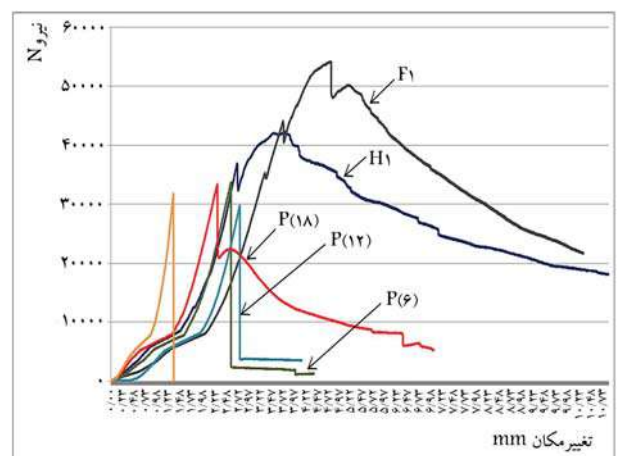


شکل ۱۳. مقایسه‌ی انهدام نمونه‌های با نسبت آب به سیمان $W/c = 0.34$.



شکل ۱۴. مقایسه‌ی میانگین مقاومت خمشی و میانگین جابجایی به تفکیک طول الیاف.

الی (۱۳) در پژوهش حاضر می‌توان اظهار داشت که بتن الیافی (F1) با الیاف فلزی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر با میانگین مقاومت خمشی ۱۲/۸۵ مگاپاسکال بیشترین مقاومت خمشی ۲۸ روزه را در بین تمام طرح‌ها داشته است، که به نظر می‌رسد مقاومت کششی بالاتر الیاف فلزی نسبت به الیاف پلی‌پروپیلن و طول بلندتر آنها سبب شده است که الیاف فلزی، عملکرد پل‌زدن بهتری بر روی ترک‌های بزرگ داشته باشند، که افزایش مقاومت خمشی را نیز به دنبال داشته است. پس



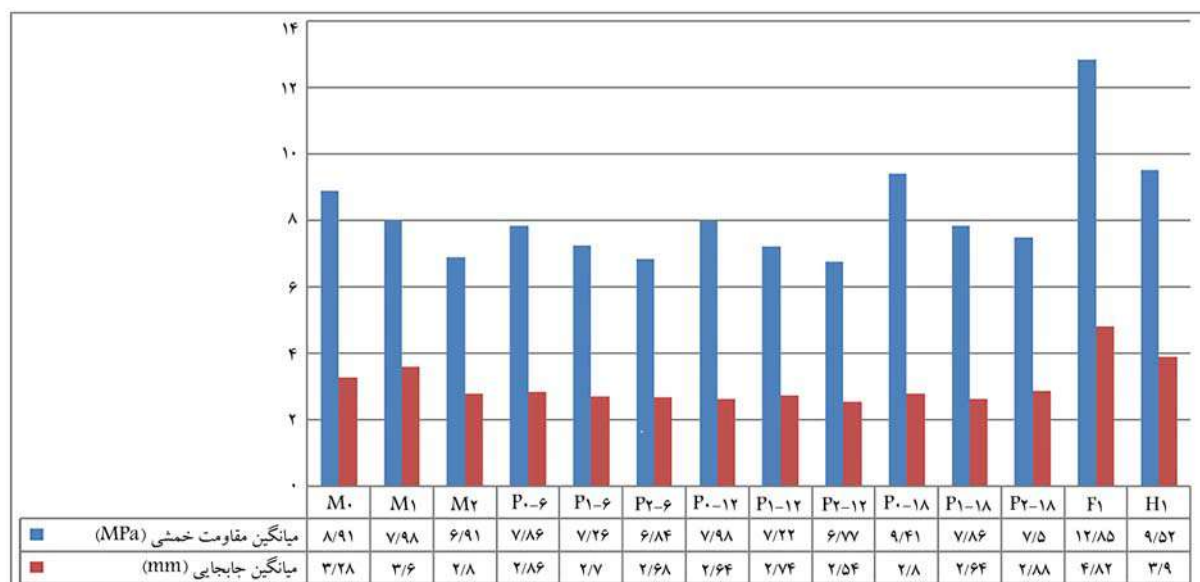
شکل ۱۵. نمودار نیرو - تغییر مکان مقایسه‌ی طرح‌های (۱۸ - ۱۲ - ۶) P، H1 و F1 نمونه‌ی بدون الیاف.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی انهدام نمونه‌های با نسبت آب به سیمان $W/c = 0.24$.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی انهدام نمونه‌های با نسبت آب به سیمان $W/c = 0.29$.



شکل ۱۵. نمودار میانگین مقاومت خمشی و میانگین جابجایی تمامی طرح‌ها.

از افزودنی‌های اخیر در ساخت بتن، گرچه مقاومت خمشی را افزایش داده، اما منجر به بهبود رفتار بتن از نظر شکل‌پذیری نشده و شکست نمونه‌های طرح‌های مرجع بعد از آزمایش توسط دستگاه (چک یونیورسال) به صورت کاملاً ترد بوده است، به گونه‌ای که نمونه بعد از شکست کاملاً دو نیم شده است.

۳.۴. میانگین مقاومت خمشی تمام طرح‌های اختلاط بتن

در شکل ۱۵، میانگین مقاومت خمشی ۲۸ روزه و میانگین جابجایی تمامی طرح‌های اختلاط بتن در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در بین تمامی طرح‌ها، طرح‌های اختلاط با نسبت آب به سیمان ۰/۲۴، بیشترین مقاومت خمشی را نسبت به نمونه‌های بتنی ساخته شده با نسبت آب به سیمان ۰/۲۹ و ۰/۳۴ داشته است.

با توجه به نمودار اخیر، در بین بتن‌های الیافی با الیاف پلی‌پروپیلن، بالاترین میانگین مقاومت خمشی مربوط به طرح ۱۸ - P^۰ با میانگین مقاومت خمشی ۹/۴۱ مگاپاسکال بوده است. به طور کلی بالاترین نتایج به دست آمده مربوط به طرح F1 با میانگین مقاومت خمشی ۱۲/۸۵ مگاپاسکال بوده است.

۵. نتیجه گیری

به طور کلی می‌توان بیان کرد که استفاده از الیاف سبب عملکرد بهتر بتن می‌شود. در خصوص الیاف پلی‌پروپیلن با افزایش طول الیاف، کارایی بتن کاهش، اما به جهت کم شدن قابلیت پل زدن آنها بر روی ریزترک‌ها، شکل‌پذیری و ظرفیت خمشی بتن افزایش یافته است. در بین تمام طرح‌های اختلاط نوشتار حاضر، نمونه‌های با نسبت آب به سیمان ۰/۲۴، بالاترین مقاومت‌های فشاری و خمشی را در مقایسه با طرح‌های مشابه از خود نشان داده‌اند. استفاده از ترکیب الیاف فلزی و الیاف پلی‌پروپیلن در بتن به جهت ترکیب قابلیت پل زدن بر روی ریزترک‌ها و ترک‌های بزرگ، منجر به افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت خمشی در بتن شده است.

از شکست نمونه تیرهای بتنی با ابعاد (۱۵ × ۱۵ × ۶۰) سانتی‌متر و بررسی نوع ترک‌های ایجاد شده، مشاهده شد که الیاف فلزی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر در داخل بتن بین ترک‌ها پل زده و سبب جلوگیری از گسترش ریزترک‌ها و تبدیل به ترک‌های بزرگ‌تر شده است. الیاف پلی‌پروپیلن نیز نقش جلوگیری از به وجود آمدن و گسترش ریزترک‌ها را داشته و الیاف‌ها در بین ترک‌های ریز بتن پل زده‌اند.

در طرح H1، که بتن الیافی از نوع الیاف ترکیبی بوده است، وجود دو الیافی که به آن اشاره شده است، در کنار هم بهترین نقش را ایفا کرده و موجب افزایش شکل‌پذیری در بتن شده و نمونه‌های بتنی طرح H1 بعد از نمونه‌های طرح F1، بیشترین مقاومت خمشی را در بین تمام طرح‌ها داشته و با توجه به نمودارهای نیرو - تغییر مکان طرح‌های اختلاط، طرح H1 شکل‌پذیری فوق‌العاده‌تری را نسبت به سایر طرح‌های اختلاط بتن داشته است. در بین طرح‌های اختلاط (P) بتن با الیاف پلی‌پروپیلن، بیشترین مقاومت خمشی را در بین ۹ طرح، طرح اختلاط ۱۸ - P^۰ با میانگین مقاومت خمشی ۹/۴۱ مگاپاسکال از خود نشان داده است. پس از شکست نمونه‌ها برای آزمایش مقاومت خمشی ۲۸ روزه توسط دستگاه آزمایش و مشاهده ترک‌های ناشی از شکست می‌توان اظهار داشت که الیاف پلی‌پروپیلن با طول ۱۸ میلی‌متر، پل زدگی بهتری را نسبت به الیاف پلی‌پروپیلن با طول‌های ۶ و ۱۲ میلی‌متر در بین ترک‌ها داشته و منجر به شکستی نرم‌تر در نمونه‌ها شده است؛ اما به واسطه‌ی مقاومت پایین الیاف پلی‌پروپیلن، پس از گسترش ریزترک‌ها و پل زدن الیاف، منجر به پاره شدن الیاف‌ها شده است. طرح اختلاط ۱۸ - P^۰ در بین طرح‌های بتنی الیافی با الیاف پلی‌پروپیلن، شکل‌پذیری بهتر و شکستی فوق‌العاده نرم‌تر از خود نشان داده است (شکل ۱۴).

در بین طرح‌های اختلاط بتن مرجع (M)، بهترین مقاومت خمشی ۲۸ روزه مربوط به طرح M^۰ بوده است، که طرحی بدون الیاف با نسبت آب به سیمان ۰/۲۴ بوده است، که به جای بالا بردن نسبت آب به سیمان از افزودن فوق روان‌کننده برای افزایش کارایی بتن استفاده شده است. همچنین افزودن ژل میکروسیلیس سبب افزایش چشمگیر مقاومت خمشی ۲۸ روزه بتن در طرح M^۰ شده است. استفاده

1. polyolefin
2. Alberti
3. Yoo
4. Kumar
5. Bentegri
6. Chen
7. Liang
8. Deng
9. Ding
10. Pehlivanli & Uzun

منابع (References)

1. Daneti, S.B., Wee, T.H. and Thangayah, T., 2011. Effect of polypropylene fibers on the shrinkage cracking behavior of lightweight concrete. *Magazine of Concrete Research*, 63(11), pp.871-881. DOI:10.1680/mac.2011.63.11.871.
2. Emin Arsalan, M., 2016. Effects of basalt and glass chopped fibers addition on fracture energy and mechanical properties of ordinary concrete: CMOD measurement. *Construction and Building Materials*, 114, pp.383-391. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2016.03.176.
3. Haji Karimi, P. and Fallah Hosseini, S., 2017. Investigating the effect of volume percentage, length and geometric shape of polyolefin fibers on the mechanical characteristics and fracture characteristics of high strength concrete. *Concrete Research*, 12(1), pp.59-70 [In Persian]. DOI:10.22124/JCR.2018.10946.1307.
4. Alberti, M., Enfedaque, A. and Gálvez, J., 2017. Fibre reinforced concrete with a combination of polyolefin and steel-hooked fibres. *Composite Structures*, 171, pp.317-325. DOI:10.1016/j.compstruct.2017.03.033.
5. Yoo, D.Y., Kim, S.W. and Park, J.J., 2017. Comparative flexural behavior of ultra-high-performance concrete reinforced with hybrid straight steel fibers. *Construction and Building Materials*, 132, pp.219-229. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2016.11.104.
6. Pakravn, H., Latifi, M. and Jamshidi, M., 2017. Hybrid short fiber reinforcement system in concrete: A review. *Construction and Building Materials*, 142, pp.280-294. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2017.03.059.
7. Kumar, R., Goel, P. and Mathur, R., 2013. Suitability of concrete reinforced with synthetic fiber for the construction of pavements. *3rd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*.
8. Bentegri, I., Boukendakdji, O., Kadri, E.H., Ngo, T.T. and Soualhi, H., 2020. Rheological and tribological behaviors of polypropylene fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 261. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2020.119962.
9. Chen, M., Si, H., Fan, X., Xuan, Y. and Zhang, M., 2022. Dynamic compressive behaviour of recycled tyre steel fibre reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 316, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2021.125896.
10. Liang, N., You, X., Yan, R., Miao, O. and Liu, X., 2022. Experimental investigation on the mechanical properties of polypropylene hybrid fiber-reinforced roller-compacted concrete pavements. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 16(1), DOI:10.1186/s40069-021-00493-6.
11. Liang, N., Mao, J., Yan, R., Liu, X. and Zhou, X., 2022. Corrosion resistance of multiscale polypropylene fiber-reinforced concrete under sulfate attack. *Case Studies in Construction Materials*, 16, DOI:10.1016/j.cscm.2022.e01065.
12. Rajeev Kumar, P., Balaji Shankar, S., Vidhya, K., Sawant, R.S. and Arun, M., 2021. The steel and polypropylene reinforced concrete beams: Shear behavior. *Materials Today: Proceedings*. DOI:10.1016/j.matpr.2021.07.181.
13. Bahmani, H. and Mostufinejad, D., 2018. Investigation of mechanical properties of concrete with very high performance reinforced with polypropylene fibers and synthetic macro fibers. *Concrete Research*, 12(1), pp.15-26 [In Persian]. DOI:10.14359/51724596.
14. Ghasemi, S., Shafaei, J. and Jalali, M., 2022. Experimental evaluation of the effect of steel and polypropylene fibers and recycled aggregates on the mechanical properties of concrete. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 38-2(3-2), pp.21-32. [In Persian]. DOI:10.24200/J30.2022.56347.3074.
15. Deng, Q., Zhang, R., Liu, C., Duan, Z. and Xiao, J., 2023. Influence of fiber properties on abrasion resistance of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 362. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2022.129750.
16. Ali, A.Y.F., El-Emam, H.M., Seleem, M.H., Sallam, H.E.M. and Moawad, M., 2022. Effect of crack and fiber length on mode I fracture toughness of matrix-cracked FRC beams. *Construction and Building Materials*, 341, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2022.127924.
17. Ding, C., Guo, L. and Chen, B., 2020. An optimum Polyvinyl alcohol fiber length for reinforced high ductility cementitious composites based on theoretical and experimental analyses. *Construction and Building Materials*, 259, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2020.119824.
18. Pehlivanli, Z.O. and Uzun, I., 2022. Effect of polypropylene fiber length on mechanical and thermal properties of autoclaved aerated concrete. *Construction and Building Materials*, 322, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2022.126506.
19. ASTM C33., 2016. Standard specification for concrete aggregates.
20. ASTM C150., 2015. Standard specification for portland cement.
21. ISIRI 6048., 2017. Determination of compressive strength of cylindrical specimens-Test methods.
22. ASTM C293., 2016. Standard test method for flexural strength of concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading).
23. ASTM C143., 2015. Standard test method for slump of hydraulic-cement concrete.

ارزیابی اثر الیاف بازیافتی بر مقاومت ماسه تثبیت شده با سیمان در برابر چرخه‌های یخ زدن - آب شدن

آزاده دادفرین (کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا

یزدان شمس‌ملکی* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی کرمانشاه

مهدی انی‌عشری (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۳)
دوری ۴۰، شماره ۱، صص. ۵۳-۴۳، (پژوهشی)

این تحقیق به بررسی اثر هم‌زمان تثبیت خاک ماسه‌ای با سیمان و تسلیح آن با الیاف بر مقاومت خاک در برابر چرخه‌های یخ زدن و آب شدن می‌پردازد. مطالعات آزمایشگاهی با استفاده از آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده بر روی ترکیبات مختلف حاصل از اختلاط سیمان، الیاف و خاک ماسه‌ای انجام شده است. الیاف مورد استفاده از ضایعات محصولات کارخانه نخ تایلر است. درصد‌های ۲، ۴ و ۶ برای سیمان و ۵/۰ و ۱۰/۰ برای الیاف به طول‌های ۵/۰ و ۱۰/۵ سانتی‌متر استفاده شده است. نمونه‌های استوانه‌ای با زمان‌های عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه و اعمال ۱، ۲ و ۳ چرخه یخ زدن - آب شدن مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که تثبیت خاک با سیمان و تسلیح آن با الیاف، به طور هم‌زمان، موجب بهبود مقاومت خاک قبل و بعد از اعمال چرخه‌های یخ زدن و آب شدن می‌شود.

واژگان کلیدی: تثبیت با سیمان، تسلیح با الیاف، چرخه یخ زدن و آب شدن، خاک ماسه‌ای، مقاومت فشاری محدود نشده.

۱. مقدمه

مناطق مورد استفاده در مهندسی عمران در طول زمان تحت تأثیر تغییرات محیطی مختلف، به خصوص دگرگونی‌های دمایی قرار می‌گیرند. این تغییرات منجر به چرخه‌های یخ‌زدگی و آب شدن می‌شود که در مناطق سردسیر، تورم و کاهش مقاومت خاک را به دنبال دارد. یخ‌زدگی و آب شدن، پدیده‌ای است که خواص مکانیکی و فیزیکی خاک را به شدت تغییر می‌دهد. با توجه به پراکندگی جغرافیایی ایران، مناطق زیادی وجود دارد که خاک‌ها و سنگ‌ها در معرض یخ‌زدگی و آب شدن‌های متوالی قرار می‌گیرند. توجه به خسارات ناشی از این پدیده و استفاده از راهکارهای پیشگیری مناسب در این مناطق ضروری است. بهسازی خاک توسط مواد تثبیت‌کننده و یا مصالح مسلح‌کننده، از روش‌های اصلی مقابله با اثرات یخ‌زدگی - آب‌شدگی است. تحقیقات نشان می‌دهد که بررسی‌های صورت گرفته بر تثبیت‌کننده‌هایی مانند

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۱۰/۱۱، اصلاحیه ۱۴۰۲/۲/۹، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۳۰.

استناد به این مقاله:

دادفرین، آزاده، شمس‌ملکی، یزدان، و انی‌عشری، مهدی، ۱۴۰۳. ارزیابی اثر الیاف بازیافتی بر مقاومت ماسه تثبیت شده با سیمان در برابر چرخه‌های یخ زدن - آب شدن. مهندسی عمران شریف، ۴۰ (۱)، صص. ۵۳-۴۳. DOI:10.24200/J30.2023.61722.3192

azadehdadfarin@gmail.com
y.shamsmaleki@kut.ac.ir
esna-ashari@basu.ac.ir

سیمان و مسلح‌کننده‌هایی مانند الیاف به صورت مجزا بیشتر از اثر توأمان آن‌ها است. نتایج برخی تحقیقات نشان می‌دهد که استفاده از الیاف مجزا تا حد زیادی طاقت نمونه را افزایش می‌دهد و منجر به بهبود رفتار مقاومتی سیمان می‌شود.^[۱] لیو و همکاران گزارش کردند که پس از تسلیح خاک با الیاف پلی‌پروپیلنی مجزا، افزایش قابل‌توجهی در مقاومت برشی، طاقت و شکل‌پذیری خاک‌های چسبیده به وجود می‌آید.^[۲] تحقیقات گسترده‌ای در مورد شناخت و ارزیابی رفتار مکانیکی خاک مسلح به الیاف و همچنین استفاده از آن انجام شده است که می‌توان به تحقیقات لی و آدامزگری و اوآهشی فریتگ اشاره کرد.^[۳-۵] نتایج نشان‌دهنده اثر بهبود مقاومت فشاری، مقاومت برشی، CBR و افزایش شکل‌پذیری خاک است. امروزه مطالعات زیادی توسط محققان مختلف پیرامون تأثیر انواع مختلف الیاف و کاربرد آن در مسلح‌سازی انواع خاک‌ها صورت گرفته است. بیشتر این تحقیقات بر روی خاک‌های ماسه‌ای بوده و الیاف مورد استفاده نیز بیشتر از نوع مصنوعی

است. برخی از این مطالعات عبارتند از بررسی رفتار خاک ماسه‌ای مسلح به الیاف پلی آمیدی توسط میچالوسکی و سیرماک^[۶]، بررسی مقاومت برشی ماسه مسلح به الیاف پلی پروپیلنی با کمک آزمایش برش مستقیم توسط یتیم اوکلو و سالیاس^[۷]، بررسی ظرفیت باربری یک خاک ریز ماسه‌ای مسلح به الیاف پلیمری مجزا با توزیع تصادفی که بر روی یک لایه رس نرم قرار گرفته است، با استفاده از آزمایش CBR توسط یتیم اوکلو و همکاران^[۸]، بررسی رفتار ماسه ریز مسلح به الیاف پلی پروپیلنی توسط ایبرایم و فورمنت^[۹] و مطالعه تجربی رفتار خاک تورم پذیر هنگامی که به الیاف پلیمری مسلح شده است توسط ویسوندهام و همکاران^[۱۰] از جمله این مطالعات ارزنده است.

دوپاس و پکر با مطالعه خواص استاتیکی و مکانیکی ماسه - سیمان به منظور بهسازی ماسه و اجتناب از خطر روانگرایی نشان دادند که با افزایش مقدار ماده سیمانی کننده بر چسبندگی خاک افزوده می شود و افزودن ۵ درصد سیمان پرتلند ۲۰۰ - ۳۰۰ کیلو پاسکال چسبندگی در خاک ماسه‌ای به وجود می آورد.^[۱۱] کلاف و همکاران اثر سیمانی شدن مصنوعی و طبیعی را در کالیفرنیا بررسی کردند. در این تحقیق مقاومت نهایی نمونه ها با سیمانی شدن افزایش یافت و با افزایش درجه سیمانی شدن، افزایش حجم در هنگام برش در محدوده کرنش های کوچک تری ظاهر شد.^[۱۲]

مشخصه های عمومی خاک های دانه ای مسلح شده با الیاف در پژوهش های مورل و گور^[۱۳] و هینک و همکاران^[۱۴] مورد بررسی قرار گرفته است. مطالعات آنها نشان می دهد که اضافه کردن الیاف موجب افزایش مقاومت و شکل پذیری مصالح می شود. پارک اثر چگونگی توزیع الیاف بر مقاومت ماسه تثبیت شده با سیمان را با استفاده از آزمایش های مقاومت فشاری محدود نشده بررسی کرد.^[۱۵] او الیاف پلی وینیل الکل (PVA) را به طور تصادفی در پنج لایه از پیش تعیین شده در قالب های استوانه ای اضافه کرد. نتایج نشان داد چنانچه مقدار الیاف یکسانی در کل نمونه توزیع شود، نمونه دارای پنج لایه الیاف نسبت به نمونه ای دارای یک لایه الیاف در وسط، مقاومتی ۱/۵ برابری از خود نشان می دهد. کنسولی و همکاران تأثیر الیاف پلی پروپیلنی کشسان بر مقاومت ماسه سیمانی شده به طور مصنوعی را با استفاده از یک مجموعه آزمایش های سه محوری استاندارد زهکشی شده بررسی کردند.^[۱۶] نتایج نشان داد که اضافه کردن سیمان و الیاف به صورت توأم، تغییرات زاویه اصطکاک داخلی بیشینه ۴۴ الی ۵۱/۵ درجه را در ماسه ایجاد می کند. این افزایش تقریباً مشابه مقادیر به دست آمده برای ترکیب الیاف به تنهایی است. علاوه بر آن، اضافه کردن الیاف در نمونه های سیمانی نشده، تغییری در سختی اولیه نشان نداد که رفتاری مشابه با رفتار مشاهده شده توسط هینک و همکاران^[۱۴] داشته است.

تاکنون مطالعات آزمایشگاهی و نظری مختلفی در زمینه پدیده یخ زدگی در خاک از دیدگاه رفتار مکانیکی توسط محققین مختلف صورت گرفته است. تابر و بسکو در سال ۱۹۱۸ اولین محققینی بودند که پدیده تورم یخ زدن خاک را بررسی کردند و اساس مطالعات پدیده تورم ناشی از یخ زدن را به طور جامع پایه گذاری کردند.^[۱۷] پتر تحقیقاتی را در مورد تورم ناشی از یخ زدن در خاک انجام داد و به این نتیجه رسید که تنها وجود یخ زدن و آب شدن برای ایجاد تورم ناشی از یخ زدن - آب شدن کافی نیست. شرایطی همچون دسترسی کافی به آب، دمای زیر صفر و خاک حساس به یخ زدن که می تواند شرایط رشد عدسی های یخی را فراهم کند نیز مورد نیاز است.^[۱۸]

پارامسون تأثیر تنش متناوب بر مشخصه های خزشی خاک های رسی و ماسه ای یخ زده را بررسی کرد. بر اساس نتایج وی، تغییر متناوب تنش سبب خزش بیشتری نسبت به تنش استاتیکی با شدت یکسان می شود.^[۱۹] سیمونسن و ایزاکسون به

بررسی ضعف ایجاد شده در اثر پدیده یخ زدن در ساختار روسازی های در مناطق سرد پرداختند.^[۲۰] کی و همکاران به بررسی تأثیر یخ زدن - آب شدن بر مشخصه های مهندسی خاک لای دار پرداختند و تغییرات در وزن مخصوص خشک و پارامترهای مقاومتی فشار پیش تحکیمی را مورد مطالعه قرار دادند.^[۲۱]

بر اساس نتایج حاصل شده از آزمایش های محققان، با اعمال چرخه های یخ زدن، چسبندگی کاهش می یابد و با کاهش دما، روند کاهش چسبندگی و افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک ادامه پیدا می کند. آلتون و همکاران اثر فرایند یخ زدن - آب شدن را بر روی خاک لای دار طبیعی که با خاکستر بادی و سیمان تثبیت شده بود، با استفاده از آزمایش مقاومت فشاری نامحسو (UCS)^۱ تحقیق کردند.^[۲۲] در پایان در این تحقیق گزارش شده است که با افزایش تعداد چرخه ها، انتشار ترک ها و شیارها بیشتر توسعه می یابد.

کریست و پارک در زمینه مشخصه های مقاومتی خاک یخ زده ماسه لای دار و قطعات لاستیک، آزمایش های مختلفی از قبیل تراکم، مقاومت فشاری محدود نشده، مقاومت کششی مستقیم و مقاومت برشی مستقیم انجام دادند.^[۲۳] بر اساس نتایج آنها، وزن مخصوص خشک با افزایش قطعات لاستیک کاهش می یابد. مقاومت فشاری و کششی با کاهش دما افزایش می یابد، اما با افزایش میزان لاستیک کاهش می یابد و با افزایش مقدار لاستیک، مقاومت کششی کاهش می یابد. لیو و پنگ مقاومت فشاری نامحصور خاک در حال آب شدن را مورد مطالعه قرار دادند. بر اساس نتایج آنها، مهم ترین عوامل مؤثر بر منحنی های تنش - کرنش و رفتار مقاومتی خاک در حال آب شدن، درصد رطوبت اولیه و دمای یخ زدن و آب شدن در بالای نمونه است.^[۲۴] اثرات افزودن الیاف به خاک ها توسط محققین مختلفی ارزیابی شده است که می توان به مطالعات لی و همکاران^[۲۵]، تائو و همکاران^[۲۶] و ژیاو و همکاران^[۲۷] اشاره کرد. مطابق مطالعات جامع صورت گرفته توسط نویسندگان پژوهش حاضر، با توجه به اینکه در زمینه اثرات پدیده یخ زدن و آب شدن بر رفتار خاک های تثبیت شده با سیمان و به صورت توأم مسلح به الیاف، بررسی های کمتری صورت گرفته است و بنابراین انجام تحقیقات بیشتر در این زمینه ضرورت دارد. از سویی این تحقیق هدف مهم جنبی دیگری را علاوه بر موضوع اصلی پژوهش دنبال می کند، که کمک به حفظ محیط زیست و استفاده از مواد بازیافتی حاصل از حجم انبوه لاستیک های فرسوده است. استفاده از اجزای مختلف لاستیک فرسوده به عنوان یک آلایند زیت محیطی تجزیه ناپذیر در دستورکار مطالعات قبلی قرار گرفته است. قطعات خرده لاستیک، سیم و الیاف داخل لاستیک فرسوده، هر کدام می تواند جهت پروژه های تقویت و بهسازی خاک مورد استفاده قرار گیرد که تمرکز عمده این مطالعه بر ماده ضایعاتی نخ تابر است.

۲. مواد و روش های آزمایش

۱.۲. مواد و مصالح مورد استفاده

مصالح مورد استفاده در این تحقیق عبارتند از خاک ماسه ای، سیمان و الیاف پلیمری حاصل از ضایعات کارخانه نخ تابر. خاک مورد استفاده از نوع ماسه بد دانه بندی شده است. این خاک از معدنی در حومه شهر همدان تهیه شده است. سیمان مصرفی، سیمان پرتلند تیپ ۲ کارخانه سیمان هگمتانه همدان است.

۱.۲.۱. الیاف تسلیح کننده نمونه ها

در این پژوهش، از نوعی الیاف حاصل از ضایعات کارخانه نخ تابر صبا، به عنوان مسلح کننده ماسه استفاده شده است. از ویژگی های اصلی این الیاف می توان به

جدول ۱. مشخصات الیاف نخ تایلر تابیده شده.

درصد جذب آب (%)	کرنش مقاومت نهایی (%)	نیروی متناظر با مقاومت نهایی (N)	مدول الاستیسیته (N/mm^2)	وزن مخصوص (gr/cm^3)	قطر (mm)
۱۳/۹۷	۲۷/۹۹	۲۸۴	۱۰۴/۹۹	۰/۹۱	۰/۵۴

جدول ۲. مشخصات خاک ماسه‌ای مورد آزمایش.

نام‌گذاری	C_u	C_c	G_s	$\gamma_d (gr/cm^3)$	$\omega_{opt} (%)$
SP	۲/۵	۰/۹۴	۲/۶۶	۱/۷	۱۰

جدول ۲ مشخصات کلی خاک راکه منحنی دانه‌بندی آن در شکل ۲ ارائه شده است، نشان می‌دهد. مطابق انجام آزمایش استاندارد تعیین چگالی ماسه توسط میز لرزنده $ASTM D 4253-06$ ، چگالی کمینه خشک خاک $1/45 gr/cm^3$ (مقدار γ_{dmin}) و چگالی بیشینه خشک γ_{dmax} خاک $1/75 gr/cm^3$ اندازه‌گیری شده است که به علت وجود تفاوت در ماهیت این آزمون، اندکی با مقدار حاصل از آزمایش پروکتور استاندارد اختلاف دارد.

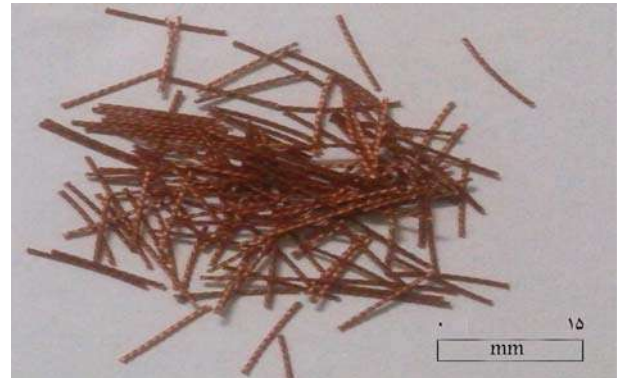
پس از انجام آزمایش تعیین چگالی ویژه G_s بر اساس استاندارد $ASTM D 854$ ، مقدار چگالی ویژه خاک مورد نظر برابر $2/66$ به دست آمد. برای تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک غیرچسبیده، طبق استاندارد شماره $ASTM D 3080$ و به روش کرنش کنترل، از آزمایش برش مستقیم استفاده شد. برای ماسه مورد آزمایش، زاویه اصطکاک داخلی ϕ معادل 33° درجه به دست آمد.

۳.۲. آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده

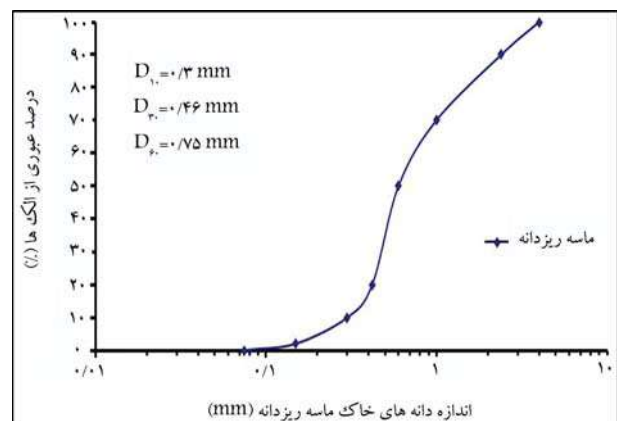
آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده (UCS) یکی از آزمایش‌هایی است که به طور گسترده در روسازی و تثبیت خاک استفاده می‌شود. از برتری‌های این آزمایش نسبت به آزمایش برش مستقیم، اعمال یکنواخت تنش و کرنش و همچنین سطح شکست غیراجباری در ضعیف‌ترین قسمت نمونه است. این آزمایش منطبق بر استاندارد $ASTM D 2166-00$ انجام شده است. دستگاه مورد نظر قابلیت اعمال بار تا 50 کیلو نیوتن را با سرعت‌های مختلف بارگذاری دارا است. نحوه انجام آزمایش با استفاده از این دستگاه به صورت کرنش کنترل است. با توجه به ابعاد نمونه تک‌محوری و الزامات آزمایش تک‌محوری، سرعت اعمال کرنش در آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده 1 میلی‌متر بر دقیقه انتخاب شده است. جهت قرائت جابه‌جایی و نیروی اعمال شده بر نمونه از نرم‌افزار Data Logger که بر روی کامپیوتر متصل به دستگاه تک‌محوری نصب شده بود، استفاده گردید. بارگذاری تا جایی ادامه یافت که نیرو با افزایش کرنش افت پیدا کند. دستگاه در حال انجام آزمایش UCS در شکل ۳ نشان داده شده است.

۴.۲. آزمایش یخ زدن - آب شدن

برای اعمال چرخه‌های یخ زدن - آب شدن تا حد امکان سعی شده است تا الزامات استاندارد شماره $ASTM D 560-03$ برآورده شود، زیرا این استاندارد وجود الیاف در نمونه را شامل نمی‌شود. شایان ذکر است که عبارت (تا حد امکان) استفاده شده به مفهوم امکان وجود خطای آزمایشگاهی در فرایند و روال تهیه نمونه‌ها و انجام آزمایش یخ‌زدن - ذوب شدن است. به عنوان مثال، طبق این استاندارد، ایجاد خراش‌هایی به



شکل ۱. الیاف نخ تایلر تابیده شده مورد استفاده جهت تسلیح نمونه‌ها.



شکل ۲. منحنی دانه‌بندی خاک مورد استفاده در آزمایش‌ها.

استحکام زیاد، مقاومت حرارتی و خستگی، مقاوم در برابر ضربه و ثبات کیفیت اشاره کرد. این الیاف در صنایع لاستیک وسایل نقلیه، تسمه نقاله، کمر بند ایمنی خودروها، تور و قلاب ماهی‌گیری، شیلنگ‌های تقویت شده و ... مورد استفاده قرار می‌گیرد. الیاف مورد استفاده در این تحقیق از نوع تابیده شده^۲ است که پس از بریده شدن به طول‌های $10/5$ و $1/5$ سانتی‌متر و به درصد‌های $5/0$ ، $5/1$ و $5/1$ درصد، نسبت به وزن خشک خاک مورد استفاده قرار گرفته است. در شکل ۱ نمونه این الیاف که در طول‌های $5/10$ و $5/15$ میلی‌متری بریده شده‌اند، قابل مشاهده است. همچنین، در جدول ۱ برخی خصوصیات مهم این الیاف آورده شده است.

۲.۲. آزمایش‌ها

آزمایش دانه‌بندی با الک به روش خشک، طبق استاندارد شماره $ASTM D 422-02$ انجام شد. با توجه به منحنی دانه‌بندی ماسه مورد استفاده، ضریب یکنواختی $C_u = 2/5$ و ضریب دانه‌بندی $C_c = 0/94$ بوده و بر اساس سیستم طبقه‌بندی یکنواخت USCS استاندارد شده $ASTM D 2487-00$ ، نوع خاک SP است. شکل ۲ منحنی دانه‌بندی خاک مورد استفاده در این تحقیق را نشان می‌دهد.



الف) قالب نمونه، چکش و میله
تفلونی جهت کوبش؛
ب) دستگاه بیرون آورنده نمونه تک محوری
از قالب.

شکل ۴. مراحل اولیه ساخت نمونه.



الف) قرارگیری نمونه ها در آب؛
ب) نمونه های درون سبد؛



ج) فریزر مورد استفاده؛
د) پوشش نمونه های در حال آب شدن جهت
حفظ رطوبت.

شکل ۵. مراحل مختلف آماده سازی نمونه ها.

سپس، زیپ کیف مذکور در محیط آزمایشگاه به مدت ۲۴ ساعت نگهداری شدند. پس از گذشت این مدت زمان، نمونه ها از درون قالب توسط جک بیرون آورده شد. در شکل ۴ چکش و میله تراکم تفلونی و دستگاه جک بیرون آورنده نمونه از درون قالب نشان داده شده است.

سپس، نمونه ها درون ظرف آب برای مدت های عمل آوری ۷ و ۲۸ روزه مطابق شکل ۵ قسمت الف غوطه ور شدند. پس از آن، نمونه ها بر روی موکت اشباع که در کف سبدی قرار داده شده اند (شکل ۵ قسمت ب)، در ادامه، نمونه ها همراه سبد درون فریزر مخصوص صنعتی در دمای کمتر از ۱۶ درجه سانتیگراد به مدت ۲۴ ساعت جهت اعمال یخ زدن قرار داده شدند (شکل ۵ قسمت ج). پس از این مدت، نمونه ها به همراه سبد از فریزر بیرون آورده می شود (شکل ۵ قسمت د). تشت حاوی آب و نمونه ها جهت جلوگیری از تبخیر آب درون کیسه نایلونی به مدت ۲۲ ساعت در محیط آزمایشگاه برای اعمال شرایط آب شدن مطابق شکل ۵ قسمت د قرار داده شدند و در ادامه به مدت ۲ ساعت در آب قرار داده شدند. فرایند یخ زدن و آب شدن و آب مکیدن (جذب آب) مجموعاً یک چرخه یخ زدن و آب شدن را تشکیل می دهند.

پس از اعمال هر چرخه، تعدادی از نمونه ها تحت آزمایش UCS قرار می گرفت. در این پژوهش، نمونه ها در چرخه های ۱، ۲ و ۳ مورد بررسی قرار گرفتند. در شکل ۶ حالتی از شکست برشی نمونه استوانه ای در زیر دستگاه سنجش UCS دیده می شود.



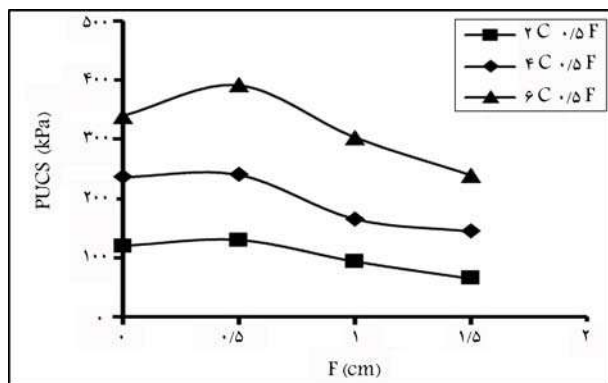
شکل ۳. دستگاه انجام آزمایش تک محوری محصور نشده UCS.

عرض و عمق ۳ میلی متر و با فاصله های ۶ میلی متر از یکدیگر قید شده است که در عمل ممکن است این ابعاد به طور دقیق ایجاد نشود. همچنین، فریزر مورد استفاده امکان ایجاد شرایط سرمایی به طور ثابت کمتر از ۲۳- درجه سانتیگراد را نداشت، درحالی که طبق استاندارد، حداکثر دما برای فریزر ۲۳- درجه قید شده است. علاوه بر این، دمای اتاق آزمایش با رطوبت ۱۰۰ درصد تاکید شده است، درحالی که محیط آزمایشگاه ممکن است در ساعتی از روز به طور ثابت این میزان از رطوبت وجود نداشته باشد. شایان ذکر است که این استاندارد جهت بررسی دوام نمونه های خاک-سیمان بر اساس افت وزن ناشی از چرخه های یخ زدن - آب شدن بیان شده است.

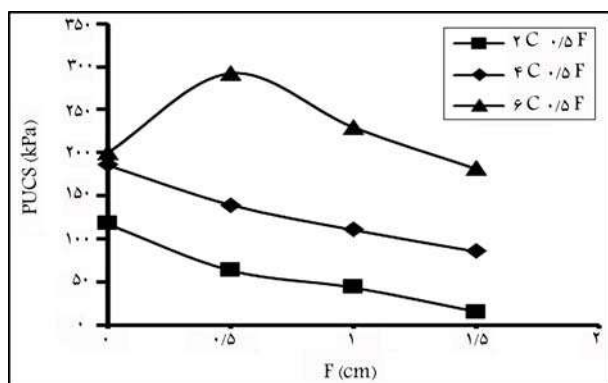
۳. نحوه ساخت نمونه ها

برای تهیه نمونه از لوله PVC استفاده شد. قطر داخلی نمونه ها ۳/۶ سانتی متر و ارتفاع نمونه ها ۸ سانتی متر است. جهت ساخت نمونه ها، ابتدا وزن مخلوط لازم برای هر قالب با مشخص بودن وزن مخصوص بیشینه و مشخص بودن حجم نمونه محاسبه شد. سپس، میزان سیمان مورد نظر برای هر نمونه به خاک خشک داخل زیپ کیف با توجه به دانه بندی اضافه شد و این مواد تا رسیدن به همگنی کامل با یکدیگر خوب مخلوط شدند. پس از آن، مقدار رطوبت بهینه به تدریج به مخلوط به طور یکنواخت اضافه و دوباره با یکدیگر به خوبی مخلوط می شوند. مقدار رطوبت بهینه مورد نیاز برای ساخت نمونه ها از مجموع ۱۰ درصد رطوبت بهینه برای تراکم خاک و مقدار آب لازم برای نسبت آب به سیمان ۵۰ درصد به دست آمد. سپس، الیاف اضافه شده و برای بار سوم تا رسیدن به همگنی و یکنواختی مطلوب، به خوبی مخلوط گردیده تا الیاف در جهاتی تصادفی توزیع گردند. مخلوط مورد نظر در قالب استوانه ای در چهار لایه مساوی به ارتفاع ۲۰ میلی متر در هر لایه ریخته شد. هر قسمت به کمک چکش و میله تفلونی که در ارتفاعات ۲۰ میلی متر علامت گذاری شده است، کوبیده شد. برای اتصال و درگیری بیشتر بین لایه ها و جلوگیری از تبدیل فاصله میان لایه ها به صفحات ضعیف، عمل خراش دادن سطح هر لایه نیز انجام شد. همچنین، جهت به حداقل رساندن صدمات وارده به نمونه در هنگام بیرون آوردن توسط جک، داخل قالب های PVC با پوشش وازلین روغن کاری شده است.

قالب حاوی نمونه توسط سلفون دورپیچی شده است و داخل زیپ کیف قرار داده شده است. به این ترتیب، از هدر رفتن رطوبت نمونه ها جلوگیری می شود.



شکل ۷. بیشینه مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۴، ۶ و درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف تحت زمان عمل‌آوری ۷ روزه پس از یک چرخه یخ‌زدن - آب شدن.



شکل ۸. بیشینه مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۴، ۶ و درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف تحت زمان عمل‌آوری ۷ روزه پس از سه چرخه یخ‌زدن - آب شدن.

کاهش می‌یابد. این افزایش مقاومت در نمونه‌های حاوی ۵/۰ درصد الیاف ۵/۰ درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف ۶ درصد سیمان بیشتر است. به طوری که مقاومت فشاری نمونه حاوی ۶ درصد سیمان مسلح به ۵/۰ درصد الیاف ۵/۰ سانتی‌متر، با مقدار ۳۹۱ کیلو پاسکال ۱/۱۵ برابر نمونه مشابه بدون الیاف و ۱/۲۹ برابر نمونه مشابه با الیاف ۱ سانتی‌متر و ۱/۶۳ برابر نمونه مشابه با الیاف به طول ۱/۵ سانتی‌متر است. این افزایش مقاومت نمونه‌ها برحسب میزان مشخصی از الیاف، به طور مشخص در ارتباط با بسیج شدن نیروهای کششی الیاف در ناحیه برشی است. از طرف دیگر، زمانی که درصد وزنی الیاف ثابت است، با افزایش طول الیاف، تعداد رشته‌های الیاف موجود در واحد حجم کاهش می‌یابد. می‌توان چنین نتیجه‌گیری نمود که با افزایش میزان سیمان، بسیج نیروهای اصطکاکی افزایش می‌یابد و علت کاهش مقاومت پس از میزان مشخصی از الیاف، نبود سیمان کافی برای ایجاد درگیری الیاف با خاک می‌تواند باشد. بنابراین، ابعاد نمونه آزمایش و نوع آزمایش می‌تواند در تعیین طول بهینه الیاف تأثیرگذار باشد و نتایج نشان می‌دهد حداکثر طول الیاف باید کمتر از ابعاد نمونه آزمایش انتخاب شود. در نمونه‌های مشابه مسلح به ۱ درصد الیاف، افزایش مقاومت تنها در نمونه‌های حاوی ۶ درصد سیمان دیده می‌شود و در نمونه‌های تثبیت شده با ۲ و ۴ درصد سیمان، با اضافه کردن ۱ درصد الیاف در هر اندازه‌ای، مقاومت کاهش یافته است.

در شکل ۸ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف در اندازه‌های ۵/۰، ۱ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت



شکل ۶. شکست برشی نمونه در دستگاه تک‌محوری.

۱.۳. ترکیب نمونه‌های مورد آزمایش

در آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده، نمونه‌های مختلفی از درصد‌های مختلف مخلوط خاک با سیمان و الیاف ساخته و پس از سن عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه و اعمال ۱، ۲ و ۳ چرخه یخ‌زدن و آب شدن مورد آزمایش قرار گرفتند. درصد‌های مخلوط سیمان مورد استفاده در این تحقیق ۲، ۴ و ۶ درصد وزنی خاک خشک است. همچنین، از الیاف با درصد‌های ۵/۰ و ۱ درصد در اندازه‌های با طول ۵/۰، ۱ و ۱/۵ سانتی‌متر برای ساخت نمونه‌ها استفاده شده است. ضمناً با توجه به سعی و خطاهای صورت گرفته در تعیین روش اعمال چرخه‌های یخ‌زدن و آب شدن، حساسیت نمونه‌هایی که تحت چرخه‌ها قرار گرفته بودند و پراکندگی داده‌ها در برخی از حالت‌ها تکرارهایی صورت گرفت. به این ترتیب که از هر حالت حداقل دو الی سه نمونه ساخته شد (جمعاً بالغ بر ۳۳۶ نمونه) و مورد آزمایش قرار گرفت. به هر حال، فرایند ساخت و آزمون این نمونه‌ها، جهت تعیین صحت یافته‌ها، کنترل اعتمادپذیری و تکرارپذیری (روایی و پایایی) نتایج و نگارش پژوهش حاضر، حدود ۱۶ ماه به طول انجامیده است.

۴. ارائه نتایج پارامتری آزمایش‌های المانی

جهت اجرا و ارائه نتایج آزمایش‌های UCS، تعداد حداقل ۲۸۸ حالات پارامتری مختلف در نظر گرفته شده است. این حالات حاصل ضرب، ۲ حالت تغییر طول (۳ حالت) و تغییر درصد الیاف (۴ حالت)، ۳ درصد مختلف سیمان، در ۲ زمان عمل‌آوری مختلف ۷ و ۲۸ روزه و ۴ حالت اعمال چرخه یخ‌زدگی - آب‌شدگی است. مجموع این‌ها برابر حداقل ۲۸۸ حالت پارامتری می‌شود.

۱.۴. بررسی اثر تغییرات طول الیاف در درصد الیاف ثابت

(نمونه‌های ۷ روزه)

در شکل ۷ تغییرات حداکثر مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف در اندازه‌های ۵/۰، ۱ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل‌آوری ۷ روزه پس از یک چرخه یخ‌زدن - آب شدن ارائه شده است. با توجه به نمودار مشاهده می‌شود که با افزایش الیاف در نمونه‌های حاوی درصد‌های مختلف سیمان بعد از گذشت یک چرخه مقاومت فشاری ابتدا افزایش و سپس

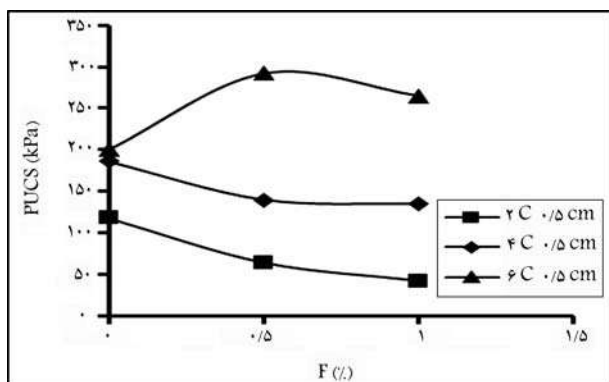
عمل‌آوری ۷ روزه ارائه شده است. نمودارها نشان می‌دهند که با افزایش درصد الیاف نخ تا ۵/۵ درصد در اندازه ۵/۵ سانتی‌متر در نمونه‌های حاوی ۶ درصد سیمان، مقاومت افزایش یافته است و با بیشتر شدن درصد الیاف تا ۱ درصد، مقاومت کاهش می‌یابد. نمونه دارای ۶ درصد سیمان حاوی ۵/۵ درصد الیاف ۱/۱ برابر نمونه مشابه با ۱ درصد الیاف و ۱/۱۶ برابر نمونه بدون الیاف است. مطابق نمودار در نمونه‌های حاوی ۲ و ۴ درصد سیمان، با افزودن الیاف مقاومت فشاری کاهش می‌یابد.

در نمونه‌هایی که با الیاف ۱ و ۵/۵ سانتی‌متری تسلیح شده‌اند، با اضافه کردن الیاف حتی تا ۵/۵ درصد وزنی مقاومت نمونه‌ها، نسبت به نمونه‌های بدون الیاف پس از اعمال دو چرخه کاهش می‌یابد. بنابراین، مقدار بهینه الیاف در نمونه‌هایی با سن ۷ روزه که دو چرخه بر آن‌ها اعمال شده است، استفاده از ۶ درصد سیمان برای تثبیت نمونه‌ها و ۵/۵ درصد الیاف ۵/۵ سانتی‌متر است.

۳.۴. بررسی اثرات تغییرات درصد الیاف در طول الیاف ثابت (نمونه‌های ۷ روزه)

در شکل ۱۱ تغییرات حداکثر مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و درصد‌های مختلف الیاف در اندازه‌های ۵/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل‌آوری ۷ روزه پس از سه چرخه یخ زدن - آب شدن ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که با افزایش درصد الیاف نخ تا ۵/۵ درصد در اندازه ۵/۵ سانتی‌متر در نمونه‌های حاوی ۶ درصد سیمان، افزایش مقاومت فشاری محدود نشده مشاهده می‌شود و با بیشتر شدن درصد الیاف تا ۱ درصد مقاومت کاهش می‌یابد. نمونه دارای ۶ درصد سیمان حاوی ۵/۵ درصد الیاف ۱/۱ برابر نمونه مشابه با ۱ درصد الیاف و ۱/۱۶ برابر نمونه بدون الیاف است. مطابق نمودار در نمونه‌های حاوی ۲ و ۴ درصد سیمان، با افزودن الیاف مقاومت فشاری کاهش می‌یابد.

در نمونه‌هایی که با الیاف ۱ و ۵/۵ سانتی‌متری تسلیح شده‌اند، با اضافه کردن الیاف حتی تا ۵/۵ درصد وزنی، مقاومت نمونه‌ها نسبت به نمونه‌های بدون الیاف بعد از اعمال سه چرخه کاهش می‌یابد. بنابراین، می‌توان گفت مقدار بهینه الیاف در نمونه‌های با سن ۷ روزه که سه چرخه بر آن‌ها اعمال شده است، استفاده از ۶ درصد سیمان برای تثبیت نمونه‌ها و ۵/۵ درصد الیاف به طول ۵/۵ سانتی‌متر است.

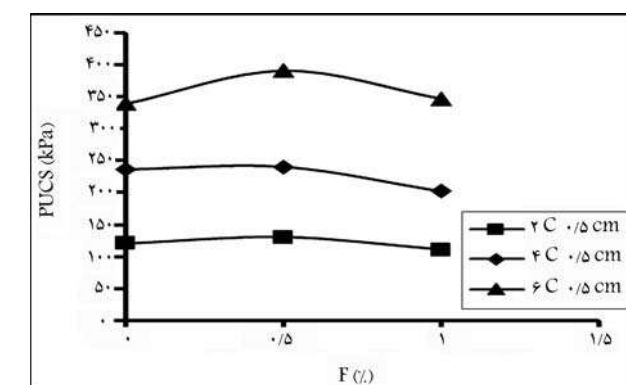


شکل ۱۱. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۵ سانتی‌متر با زمان عمل‌آوری ۷ روزه و سه چرخه یخ زدن - آب شدن.

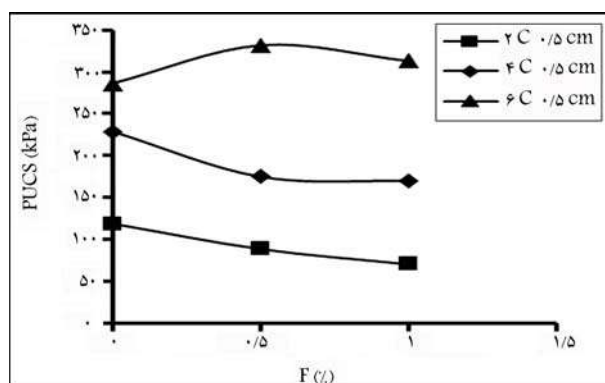
زمان‌های عمل‌آوری ۷ روز بعد از اعمال سه چرخه یخ زدن - آب شدن ارائه شده است. با توجه به نمودار مشاهده می‌شود که در نمونه‌های تثبیت شده با ۶ درصد سیمان پس از گذشت سه چرخه با افزایش الیاف مقاومت فشاری ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. این افزایش مقاومت در نمونه‌های حاوی ۵/۵ درصد الیاف ۵/۵ سانتی‌متر دیده می‌شود. به‌طوری که مقاومت فشاری نمونه حاوی ۶ درصد سیمان مسلح به ۵/۵ درصد الیاف ۵/۵ سانتی‌متر با مقدار ۲۹۲ کیلوپاسکال ۱/۴۶ برابر نمونه مشابه بدون الیاف و ۱/۲۷ برابر نمونه مشابه با الیاف ۱ سانتی‌متر و ۱/۶ برابر نمونه مشابه با الیاف ۵/۵ سانتی‌متر است. این در حالی است که در نمونه‌های تثبیت شده با ۲ و ۴ درصد سیمان، افزودن الیاف در هر اندازه و درصدی، سبب کاهش مقاومت نمونه‌ها می‌گردد. همین روند در نمونه‌های تثبیت شده با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به ۱ درصد الیاف نیز به چشم می‌خورد.

۲.۴. بررسی اثر تغییرات درصد الیاف در طول الیاف ثابت (۷ روزه)

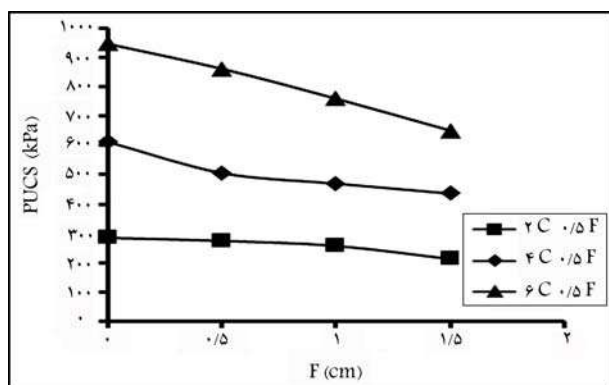
در شکل ۹ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری محدود نشده نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و درصد‌های مختلف الیاف در اندازه‌های ۵/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل‌آوری ۷ روزه ارائه شده است.



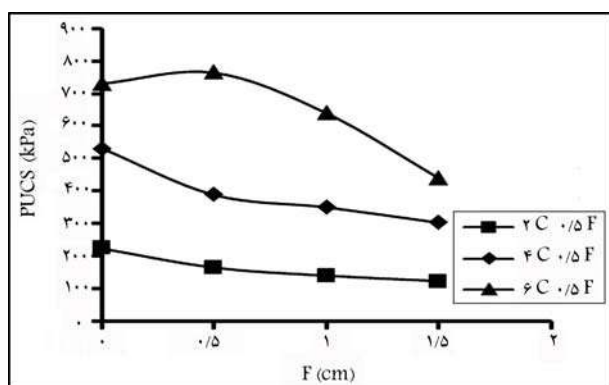
شکل ۹. بیشینه مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۵ سانتی‌متر در زمان عمل‌آوری ۷ روزه پس از یک چرخه یخ زدن - آب شدن.



شکل ۱۰. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۵ سانتی‌متر با زمان عمل‌آوری ۷ روز پس از دو چرخه یخ زدن - آب شدن.



شکل ۱۲. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۰ درصد با زمان عمل‌آوری ۲۸ روزه پس از یک چرخه یخ زدن - آب شدن.



شکل ۱۳. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به ۵/۰ درصد الیاف با زمان عمل‌آوری ۲۸ روزه پس از سه چرخه یخ زدن - آب شدن.

است. با افزایش الیاف در نمونه‌های حاوی ۲ و ۴ درصد سیمان، در دوره عمل‌آوری ۲۸ روزه و پس از گذشتن سه چرخه، مقاومت فشاری کاهش می‌یابد و نشان دهنده اثر منفی افزودن الیاف در مقاومت نمونه‌ها در هنگام یخ زدن - آب شدن است. این کاهش مقاومت در نمونه‌های حاوی الیاف ۱/۵ سانتی‌متر بیشتر از الیاف ۱ و ۵/۰ سانتی‌متری است. همچنین، در نمونه‌های حاوی درصد‌های مختلف سیمان و ۱ درصد الیاف نیز در زمان عمل‌آوری ۲۸ روزه، با افزایش الیاف بیشینه مقاومت کاهش می‌یابد، یعنی با افزایش درصد الیاف در هر اندازه‌ای، کاهش مقاومت دیده می‌شود.

۵.۴. بررسی اثر تغییرات درصد الیاف در طول الیاف ثابت (نمونه‌های ۲۸ روزه)

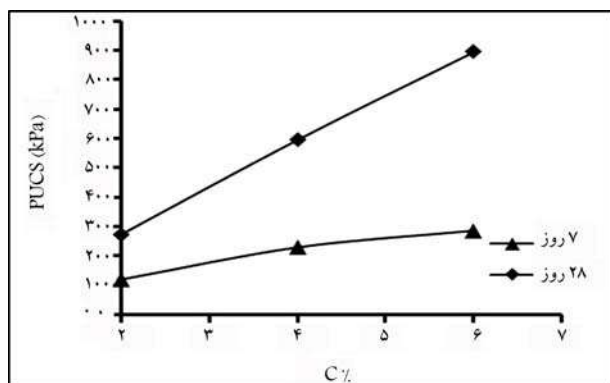
در شکل ۱۴ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی سیمان و الیاف به طول ۵/۰ سانتی‌متر در درصد‌های وزنی ۱/۵ و ۱، ۰/۵ تحت زمان‌های عمل‌آوری ۲۸ روزه ارائه شده است. نمودار نشان می‌دهد که با افزایش درصد الیاف در طول ثابت ۵/۰ سانتی‌متر تحت دوره عمل‌آوری، مقاومت کاهش می‌یابد. شدت کاهش مقاومت در تمامی درصد‌های سیمان تقریباً ثابت است. در این حالت، سیمان به اندازه کافی جهت ایجاد چسبندگی لازم میان الیاف و خاک و ایفای نقش الیاف وجود ندارد. در نمونه‌های مسلح‌شده با الیاف به طول ۱ و ۱/۵ سانتی‌متری نیز روندی مشابه دیده می‌شود. بنابراین، با توجه به نمودارها با افزایش مقادیر وزنی و یا افزایش طول الیاف، به دلیل افزایش بیش از اندازه نسبت به طول و ابعاد نمونه، مقاومت کاهش یافته است.

۴.۴. بررسی اثر تغییرات طول الیاف در درصد الیاف ثابت (نمونه‌های ۲۸ روزه)

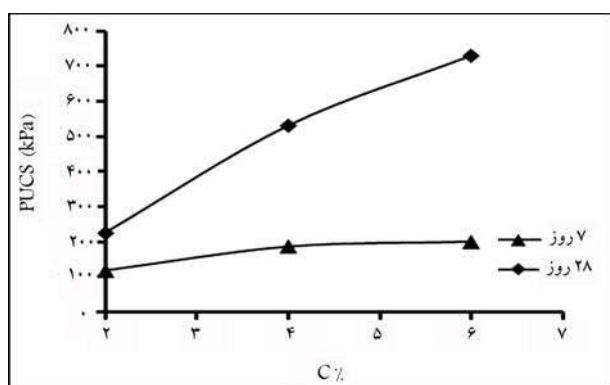
در شکل ۱۲ تغییرات مقادیر بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف در اندازه‌های ۱، ۰/۵ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل‌آوری ۲۸ روزه ارائه شده است. نمودارها نشان می‌دهند که با افزایش درصد الیاف پنج تا ۵/۰ درصد در اندازه ۵/۰ سانتی‌متر و در درصد‌های مختلف سیمان، مقاومت فشاری محدود نشده افزایش می‌یابد. افزودن الیاف بیش از ۵/۰ درصد نه تنها افزایش مقاومت نمونه‌ها را به دنبال ندارد، بلکه باعث کاهش بیشینه مقاومت نیز می‌گردد، به طوری که مقاومت نمونه دارای ۶ درصد سیمان حاوی ۵/۰ درصد الیاف، ۱/۱۳ برابر نمونه مشابه با ۱ درصد الیاف است. به این ترتیب، اثر منفی افزودن پنج تا ۵/۰ درصد الیاف در مقاومت نمونه‌ها دیده می‌شود. علت این امر آن است که به علت سختی زیاد الیاف و درگیری کم این الیاف با خاک، المان‌های موجود در آن بعد از آماده کردن نمونه از خاک بیرون زده می‌شود و موجب کاهش مقاومت در نمونه‌ها شده است. بنابراین، می‌توان گفت مقدار بهینه الیاف در نمونه‌هایی با سن ۷ روزه یک چرخه بر آن‌ها اعمال شده است. استفاده از ۶ درصد سیمان برای تثبیت نمونه‌ها و ۵/۰ درصد الیاف به طول ۵/۰ سانتی‌متر است. این در حالی است که در نمونه‌هایی که با الیاف ۱ و ۱/۵ سانتی‌متری تسلیح شده‌اند، با اضافه کردن الیاف حتی تا ۵/۰ درصد، مقاومت نمونه‌ها نسبت به نمونه‌های بدون الیاف بعد از اعمال یک چرخه کاهش می‌یابد. این رفتار در خاک مسلح نشان‌دهنده آن است که در درصد‌های بالای الیاف، با جایگزینی الیاف به جای ذرات خاک، مقاومت نمونه مسلح تحت تأثیر الیاف‌های موجود در خاک قرار گرفته است و این الیاف‌ها کنترل‌کننده رفتار نمونه خاک هستند. با توجه به نمودارها، در ۶ درصد سیمان پس از گذشت یک چرخه همانند نمونه‌های خشک، الیاف تأثیر بیشتری بر مقاومت دارد. به عبارت دیگر، در درصد سیمان مناسب‌تر، الیاف بهتر به کار گرفته می‌شود. بنابراین، با افزایش میزان سیمان در نمونه‌هایی که چرخه یخ زدن - آب شدن بر آن‌ها اعمال شده است و به این ترتیب الیاف نقش خود در بسیج نیروهای اصطکاکی را ایفا می‌کنند. با توجه به نمودار در بین نمونه‌های ۲۸ روزه، بیشترین مقاومت پس از یک چرخه مربوط به نمونه ۶ درصد سیمان مسلح‌شده با اندازه ۹۴۶ کیلوپاسکال است. در میان نمونه‌های مسلح به الیاف نیز بیشترین مقاومت مربوط به نمونه دارای ۶ درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف ۵/۰ سانتی‌متر به اندازه ۸۲۱ کیلوپاسکال است.

بنابراین، با توجه به نمودار، با افزایش الیاف در نمونه‌هایی با درصد‌های مختلف سیمان در عمل‌آوری ۲۸ روزه و پس از یک چرخه، مقاومت فشاری بهبود نمی‌یابد و نشان‌دهنده اثر منفی افزودن الیاف در مقاومت نمونه‌ها در هنگام یخ زدن - آب شدن است. این کاهش مقاومت در نمونه‌های حاوی الیاف ۱/۵ سانتی‌متر بیشتر از الیاف ۱ و ۵/۰ سانتی‌متر است. همچنین، در نمونه‌هایی با درصد‌های مختلف سیمان و ۱ درصد الیاف نیز در زمان عمل‌آوری ۲۸ روزه، با افزایش الیاف، بیشینه مقاومت فشاری کاهش می‌یابد.

در شکل ۱۳ تغییرات مقادیر بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف در اندازه‌های ۱، ۰/۵ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل‌آوری ۲۸ روزه پس از اعمال سه چرخه یخ زدن - آب شدن ارائه شده است. در میان نمونه‌های ۲۸ روزه، بیشترین مقاومت پس از سه چرخه مربوط به نمونه با ۶ درصد سیمان و ۵/۰ درصد الیاف ۵/۰ سانتی‌متر با اندازه ۷۶۵ کیلوپاسکال



شکل ۱۷. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۴، ۲ و ۶ درصد سیمان تحت زمان عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه پس از دو چرخه یخ زدن - آب شدن.



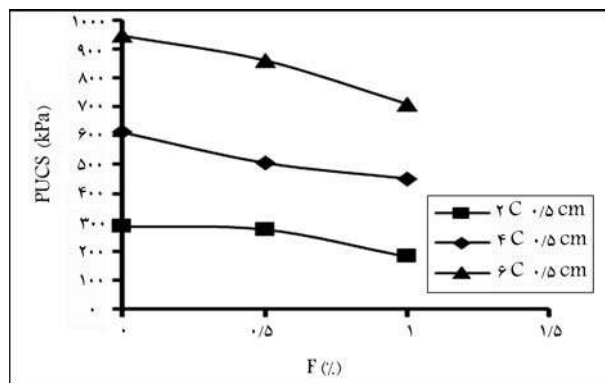
شکل ۱۸. بیشینه مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۴، ۲ و ۶ درصد سیمان با زمان عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه و سه چرخه یخ زدن - آب شدن.

عمل‌آوری ۲۸ روزه پس از طی سه چرخه ارائه شده است. نمودار نشان می‌دهد که با افزایش درصد الیاف در طول ثابت ۵/۰ سانتی‌متر با دوره عمل‌آوری ۲۸ روزه، مقاومت کاهش می‌یابد. در نمونه‌های مسلح شده با الیاف ۱ و ۱/۵ سانتی‌متری نیز روندی مشابه دیده می‌شود.

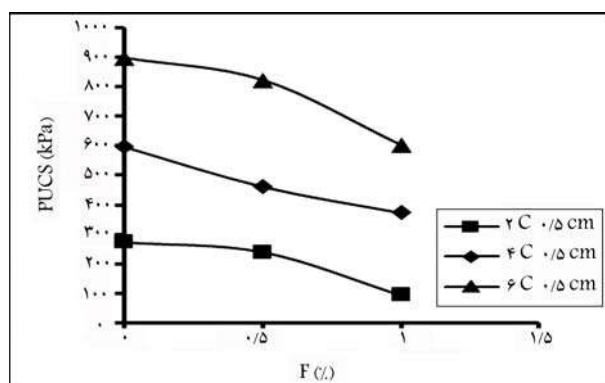
۶.۴. بررسی مقاومت نمونه‌های بدون الیاف

در شکل ۱۷ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری محدود نشده نمونه‌های تثبیت شده با ۴، ۲ و ۶ درصد سیمان بدون الیاف پس از اعمال دو چرخه یخ زدن و آب شدن به نمایش درآمده است. با توجه به نمودار دیده می‌شود که به‌طور کلی افزایش میزان درصد سیمان در یک زمان عمل‌آوری خاص و با اعمال چرخه‌ها موجب افزایش مقاومت می‌شود. همچنین، در یک درصد معلوم سیمان، با سپری شدن زمان عمل‌آوری و با اعمال چرخه‌های متوالی، نمونه‌ها مقاومت کسب می‌کنند. با اعمال دو چرخه همچنان بیشترین مقاومت مربوط به نمونه ۶ درصد سیمان و سن ۲۸ روزه با مقاومت ۸۹۶ کیلوپاسکال است. به‌طوری که نمونه‌های حاوی ۶ درصد سیمان با زمان عمل‌آوری ۷ روزه پس از دو چرخه مقاومت ۱/۲۵ برابر نمونه ۴ درصد و ۲/۴ برابر نمونه ۲ درصد را دارا هستند. مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۶ درصد سیمان با سن عمل‌آوری ۲۸ روزه نیز ۱/۵ برابر نمونه ۴ درصد و ۳/۲۹ برابر نمونه ۲ درصد است.

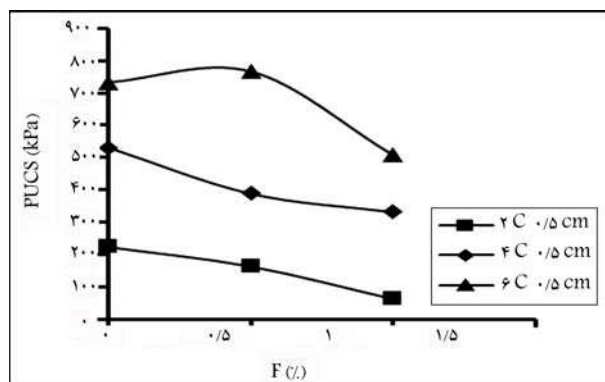
در شکل ۱۸ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های تثبیت شده با ۴، ۲ و ۶ درصد سیمان بدون الیاف پس از اعمال سه چرخه یخ زدن و آب



شکل ۱۴. مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۴، ۲ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۰ سانتی‌متر در زمان عمل‌آوری ۲۸ روزه پس از یک چرخه یخ زدن - آب شدن.



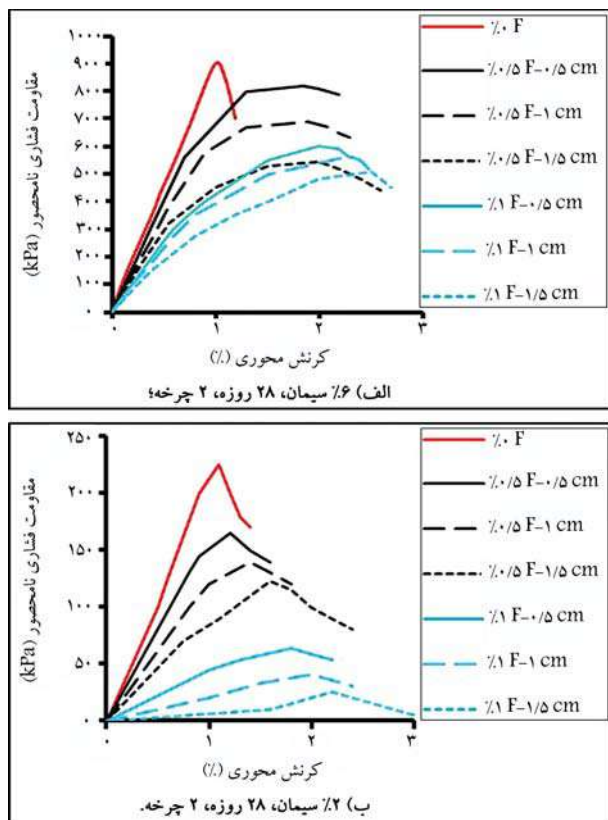
شکل ۱۵. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۴، ۲ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۰ سانتی‌متر با زمان عمل‌آوری ۲۸ روزه و دو چرخه یخ زدن - آب شدن.



شکل ۱۶. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۴، ۲ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۰ سانتی‌متر با عمل‌آوری ۲۸ روزه پس از سه چرخه یخ زدن - آب شدن.

در شکل ۱۵ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی سیمان و الیاف به طول ۵/۰ سانتی‌متر در درصد‌های ۱/۵ و ۱، ۰/۵ تحت زمان‌های عمل‌آوری ۲۸ روزه ارائه شده است. نمودار نشان می‌دهد که با افزایش درصد الیاف در طول ثابت ۵/۰ سانتی‌متر تحت دوره عمل‌آوری مقاومت کاهش می‌یابد. در نمونه‌های مسلح شده با الیاف ۱ و ۱/۵ سانتی‌متری نیز روندی مشابه دیده می‌شود.

در شکل ۱۶ تغییرات بیشینه مقاومت نمونه‌های حاوی ۴، ۲ و ۶ درصد سیمان و الیاف به طول ۵/۰ سانتی‌متر در درصد‌های ۱، ۰/۵ و ۱/۵ تحت زمان‌های

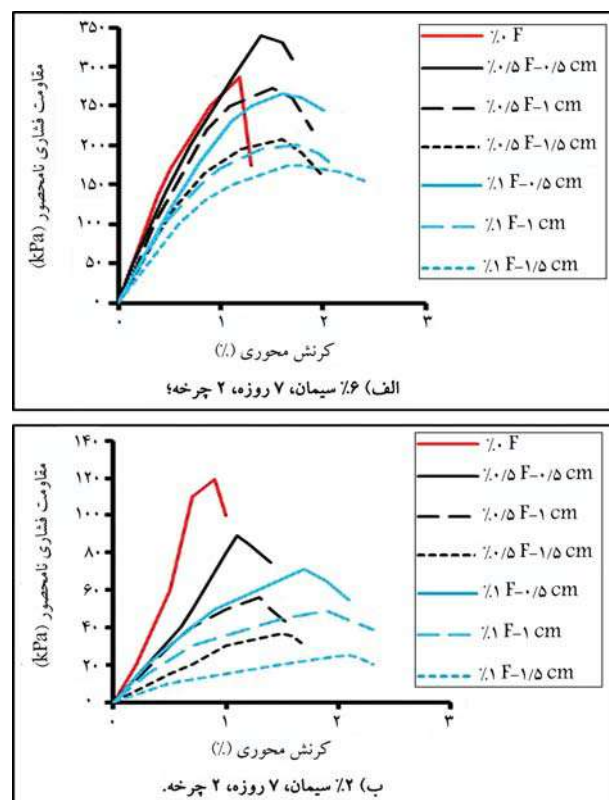


شکل ۲۰. مقایسه مقاومت فشاری نمونه‌های تثبیت شده با ۲ و ۶ درصد سیمان پس از ۲۸ روز عمل‌آوری و اعمال دو چرخه یخ زدن - آب شدن.

کاهش می‌یابد. به علاوه، از آنجا که شیب بخش ابتدایی منحنی‌های تنش-کرنش نمودارهای شکل‌های ۱۹ و ۲۰ معادل مدول ارتجاعی (مدول تغییرشکل یا تنش - کرنش (E) نمونه‌های خاک است، مشاهده می‌شود که با افزایش طول و درصد الیاف، شیب بخش ابتدایی نمونه‌ها در سنین عمل‌آوری اولیه ۷ روزه به‌طور مشهودی کاهش یافته است، اما در سنین بالاتر (۲۸ روزه)، روند کاهش مدول ارتجاعی بازهم وجود دارد، اما مقادیر آن محدودتر است. هرچند در نمونه‌های ۲۸ روزه با ۶ درصد سیمان (چسباننده بیشتر)، روند کاهش مدول ارتجاعی و تغییرات تردی (شکنندگی) نمونه‌های دارای الیاف سریع‌تر و واضح‌تر از نمونه‌هایی با ۶ درصد سیمان (۷ روزه) رخ داده است.

۵. نتیجه‌گیری

در این مطالعه تأثیر چرخه‌های مختلف یخ زدن - آب شدن بر مقاومت فشاری نمونه‌های خاک ماسه‌ای تثبیت شده با سیمان و مسلح شده به الیاف تاپر تاییده شده باز یافتی در قالب مدل‌سازی آزمایشگاهی ارزیابی شد. مقاومت فشاری محدود نشده نمونه‌ها با ساخت نمونه‌های استوانه‌ای شکل اندازه‌گیری شده است. تأثیر تعداد صفر، یک، دو و سه چرخه یخ زدن - آب شدن بر کاهش مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای آزموده شده است. نمونه‌ها با سه میزان ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان تثبیت شده‌اند. علاوه بر این، تأثیر ۷ و ۲۸ روز عمل‌آوری در زیر آب، بر مقاومت نهایی نمونه‌ها بررسی شده است. نمونه‌هایی که با سیمان تثبیت شده‌اند، توسط الیاف باز یافتی نخ تاپر نیز مسلح شده‌اند. تأثیر همزمان سه عامل چرخه‌های



شکل ۱۹. مقایسه مقاومت فشاری نمونه‌های تثبیت شده با ۲ و ۶ درصد سیمان پس از ۷ روز عمل‌آوری و اعمال دو چرخه یخ زدن - آب شدن.

شدن به نمایش درآمده است. چنانچه در کلیه شکل‌ها مشاهده می‌شود، روند کاهش مقاومت در نمونه‌ها با درصد‌های مختلف سیمان و در تمامی زمان‌های عمل‌آوری وجود دارد. همان‌طور که در نمودار دیده می‌شود، همانند نمونه‌های خشک و نمونه‌هایی که تحت یک و دو چرخه قرار گرفتند، پس از گذشت سه چرخه برای مدت‌زمان عمل‌آوری خاص، مقدار مقاومت متأثر از درصد سیمان است و با افزایش میزان سیمان از ۲ تا ۶ درصد، مقاومت افزایش می‌یابد. همچنین، با گذشت زمان عمل‌آوری از ۷ تا ۲۸ روز، افزایش مقاومت دیده می‌شود.

۷.۴. بررسی روند تغییرات مقاومت، کرنش گسیختگی و مدول

ارتجاعی نمونه‌ها با سن عمل‌آوری نمونه‌ها

در شکل‌های ۱۹ و ۲۰ تغییرات مقاومت فشاری تک‌محوری نامحصور نمونه‌ها در مقابل کرنش‌های محوری برای شرایط درصد سیمان و الیاف و نیز طول الیاف مختلف برای نتایج ۲ چرخه یخ‌زدگی - آب‌شدگی ارائه شده است. مطابق نتایج ارائه شده در شکل‌ها، مشاهده می‌شود افزایش درصد سیمان و سن عمل‌آوری نمونه‌ها موجب افزایش حدود ۲ الی ۳ برابری مقاومت فشاری نمونه‌ها و کاهش چشمگیر کرنش شکست (کرنش نقطه اوج) نمونه‌ها (افزایش تردی) می‌شود. افزایش طول و درصد الیاف مسلح‌کننده، سبب کاهش شکنندگی نمونه‌ها و افزایش کمی مقادیر کرنش محوری در لحظه شکست آن‌ها می‌شود. همچنین، با افزایش درصد و طول الیاف، مساحت ناحیه زیر نمودارها که بیانگر انرژی جذب شده توسط نمونه‌ها (یا طاقت نمونه‌ها) از شروع بارگذاری فشاری نامحصور تا لحظه شکست آنهاست،

یخ زدن - آب شدن، تثبیت با سیمان و تسلیح با الیاف، در قالب مدل‌های آزمون‌های مطالعه شده است. عمده‌ترین نتایج حاصل از این مطالعه به شرح موارد زیر است:

۱. در این مطالعه، میزان بهینه الیاف از نظر درصد وزنی و ابعاد طولی آن برای بهبود مشخصات نمونه‌های ماسه‌ای تثبیت شده با سیمان در مقابل چرخه‌های یخ زدن - آب شدن و افت مقاومت فشاری در چارچوب مدل‌های آزمایشگاهی ارزیابی شده است.
۲. با افزودن الیاف تا میزانی مشخص چه در حالت خشک و چه پس از اعمال چرخه‌های یخبندان - ذوب، مقاومت فشاری محدود نشده (بیشینه) افزایش و پس از آن کاهش می‌یابد.
۳. میزان اثربخشی الیاف در افزایش مقاومت خاک تثبیت شده با سیمان به طور وابسته به میزان درصد وزنی سیمان است و در حالت استفاده از مقدار الیاف بهینه می‌تواند مقاومت را تا حدی افزایش دهد.
۴. تأثیر الیاف در افزایش مقاومت در درصد‌های بالاتر الیاف، کمتر از درصد‌های

- پایین الیاف است. به عبارتی دیگر، برای هر نمونه خاک و الیاف، مقدار بهینه‌ای از درصد الیاف وجود دارد.
۵. کاربرد الیاف در خاکی که با درصد سیمان مناسب‌تر تثبیت شده، مؤثرتر است.
۶. افزودن سیمان موجب افزایش چشمگیر سختی اولیه، کاهش کرنش گسیختگی، مقاومت باقی‌مانده و طاقت مصالح می‌شود و به بیان دیگر سبب تردتر شدن نمونه‌ها شده که افزودن الیاف می‌تواند تا حدودی ضعف‌های نام برده را بهبود بخشد.
۷. افزایش زمان عمل‌آوری منجر به افزایش مقاومت می‌گردد. این افزایش مقاومت قبل و بعد از اعمال چرخه‌های متوالی ادامه دارد.
۸. در تمامی سنن عمل‌آوری به ازای یک سن و درصد الیاف مشخص، چه در حالت خشک و چه پس از اعمال چرخه‌های یخ زدن - آب شدن، افزایش درصد سیمان موجب افزایش مقاومت و کاهش کرنش گسیختگی و افزایش سختی اولیه می‌گردد.
۹. میزان اثربخشی الیاف در افزایش مقاومت در سن عمل‌آوری ۷ روزه بیش‌تر از سن ۲۸ روزه بوده است.

پانوشته‌ها

1. Unconfined Compressive Strength (UCS)
2. Dipped Tire Yarn (DTY)

منابع (References)

1. Kaufmann, J., Winnefeld, F. and Hesselbarth, D., 2004. Effect of the addition of ultrafine cement and short fiber reinforcement on shrinkage, rheological and mechanical properties of Portland cement pastes. *Cement and Concrete Composites*, 26(5), pp.541-549. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(03\)00070-2](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00070-2).
2. Liu, J.K., and Peng, L.Y., 2009. Experimental study on the unconfined compression of a thawing soil. *Cold Regions Science and Technology*, 58(1-2), pp.92-96. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2009.03.008>.
3. Lee, K.L., Adams, B.D. and Vagneron, J.M.J., 1973. Reinforced earth retaining walls. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(10), pp.745-764. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001931>.
4. Gray, D.H. and Ohashi, H., 1983. Mechanics of fiber reinforcement in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), pp.335-353. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-410\(1983\)109:3\(335\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-410(1983)109:3(335)).
5. Freitag, D.R., 1986. Soil randomly reinforced with fibers. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8), pp.823-826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-410\(1986\)112:8\(823\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-410(1986)112:8(823)).

6. Michalowski, R.L. and Cermak, J., 2002. Strength anisotropy of fiber-reinforced sand. *Computers and Geotechnics*, 29(4), pp.279-299. [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00032-5](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00032-5).
7. Yetimoglu, T. and Salbas, O., 2003. A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(2), pp.103-110. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(03\)00003-7](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(03)00003-7).
8. Yetimoglu, T., Inanir, M. and Inanir, O.E., 2005. A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(2), pp.174-183. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2004.09.004>.
9. Ibraim, E., Fourmont, S., 2007. Behaviour of sand reinforced with fibres, In: Ling, H.I., Callisto, L., Leshchinsky, D., Koseki, J. (eds) *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis. Solid Mechanics and Its Applications*, 146, pp.807-818. Springer, Dordrecht, Netherland. <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-6146-2-60>.
10. Viswanadham, B.V.S., Phanikumar, B.R. and Mukherjee, R.V., 2009. Swelling behaviour of a geofiber-reinforced expansive soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(1), pp.73-76. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.06.002>.
11. Dupas, J.M., Pecker, A., 1979. Static and dynamic properties of sand-cement. *Journal of Geotechnical Engineering*, 105(3), pp.419-436. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000778>.
12. Clough, G.W., Sitar, N., Bachus, R.C. and Rad, N.S., 1981. *Cemented sands under static loading*, *Journal of*

- the *Geotechnical Engineering Division*, 107(6), pp.799-817. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001152>.
13. Morel, J.C. and Gourc, J.P., 1997. Mechanical behavior of sand reinforced with mesh elements. *Geosynthetics International*, 4(5), pp.481-508. <https://doi.org/10.1680/gein.4.0103>.
14. Heineck, K.S., Coop, M.R. and Consoli, N.C., 2005. Effect of microreinforcement of soils from very small to large shear strains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(8), pp.1024-1033. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:8\(1024\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:8(1024)).
15. Park, S.S., 2009. Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), pp.162-166. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.09.001>.
16. Consoli, N.C., Vendruscolo, M.A., Fonini, A. and Dalla Rosa, F., 2009. Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), pp.196-203. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.11.005>.
17. Taber, S., 1929. Frost Heaving. *The Journal of Geology*, 37(5), pp. 428-461. <https://doi.org/10.1086/623637>.
18. Penner, E., 1961. Alternate freezing and thawing not a requirement for frost heaving in soils. *Canadian Journal of Soil Science*, 41(2), pp.160-163. <https://doi.org/10.4141/cjss61-021>.
19. Parameswaran, V.R., 1985. Effect of alternating stress on the creep of frozen soils. *Mechanics of Materials*, North-Holland, 4(2), pp.109-119. [https://doi.org/10.1016/0167-6636\(85\)90010-9](https://doi.org/10.1016/0167-6636(85)90010-9).
20. Simonsen, E., and Isacsson, U. 1999. Thaw weakening of pavement structures in cold regions. *Cold Regions Science and Technology*, 29(2), pp.135-151. [https://doi.org/10.1016/S0165-232X\(99\)00020-8](https://doi.org/10.1016/S0165-232X(99)00020-8).
21. Qi, J., Ma, W., and Song, C., 2008. Influence of freeze-thaw on engineering properties of a silty soil. *Cold Regions Science and Technology*, 53(3), pp.397-404. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2007.05.010>.
22. Altun, S., Sezer, A., and Erol, A., 2009. The Effects of additives and curing conditions on the mechanical behavior of a silty soil. *Cold Regions Science and Technology*, 56(2-3), pp.135-140. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2008.11.007>.
23. Christ, M., Park, J.B., 2010. Laboratory determination of strength properties of frozen rubber-sand mixtures. *Cold Regions Science and Technology*, 60(2), pp.169-175. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2009.08.013>.
24. Liu, J. K., and Peng, L.Y., 2009. Experimental study on the unconfined compression of a thawing soil. *Cold Regions Science and Technology*, 58(1-2), pp.92-96. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2009.03.008>.
25. Li, F., Chen, D., Lu, Y., Zhang, H. and Li, S., 2022. Influence of mixed fibers on fly ash based geopolymer resistance against freeze-thaw cycles. *Journal of Non-Crystalline Solids*, 584. <https://doi.org/10.1016/j.jnoncrysol.2022.121517>.
26. Tao, Z., Zhang, Y., Chen, X., Gu, X., 2022. Effects of freeze-thaw cycles on the mechanical properties of cement-fiber composite treated silty clay. *Construction and Building Materials*, 316. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125867>.
27. Xiao, X., Li, J., Cai, D., Lou, L., Shi Y. and Xiao, F., 2022. Evolution evaluation of high-speed railway asphalt concrete waterproofing layer during laboratory freeze-thaw cycles. *Construction and Building Materials*, 324. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126258>.

اندازه‌گیری حجم نفوذ آب به بتن و مقاومت فشاری تحت شرایط حاد دمایی بدون نیاز به شکستن نمونه با استفاده از آزمون‌های درجای نوین

محمود نادری* (استاد)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

علی صابری ورزنه (دکتری)

پژوهشکده سوانح طبیعی، تهران

سردار ولی‌دین (دانشجوی دکتری)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دربی ۴۰، شماره ۱، صص. ۶۳-۵۵، (پژوهشی)

برای اندازه‌گیری مستقیم مقاومت و نفوذپذیری بتن باید مغزه‌بی از آن جدا و سپس در آزمایشگاه با روش‌های مخرب، آزمایش شود. مثلاً برای اندازه‌گیری نفوذپذیری بتن توسط استانداردهای موجود، باید بتن را شکست و به دو نیم تقسیم کرد. همچنین شرایط حاد، از جمله چرخه‌های دمایی که بتن در تابستان با آن روبرو می‌شود، می‌تواند آثار منفی در مشخصات بتن داشته باشد. لذا در پژوهش حاضر، با استفاده از آزمون‌های ابداعی محفظه‌ای استوانه‌بی (غیرمخرب) و انتقال اصطکاک (با خرابی جزئی)، علاوه بر بررسی تأثیر چرخه‌های دمایی (۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه) در نفوذپذیری و مقاومت درجای بتن در سنین مختلف، اقدام به اندازه‌گیری عمق نفوذ آب و مقاومت فشاری بتن، بدون نیاز به شکستن آن در زیر جک شده است. مطابق یافته‌های پژوهش، با استفاده از نمودارهای کالیبراسیون و معادله‌های به‌دست آمده می‌توان مقدار عمق نفوذ آب و مقاومت فشاری بتن را بدون نیاز به شکستن بتن و با ضریب همبستگی بالای ۹۶٪ به‌دست آورد. همچنین مشاهده شد که تعداد ۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه باعث افزایش نفوذپذیری به مقدار ۴/۱، ۸/۷، ۱۲/۷ و ۱۶/۵ برابر شده است.

واژگان کلیدی: آب و هوای تابستانی، مقاومت، نفوذپذیری، تحلیل رگرسیون.

profmahmoodnaderi@eng.ikiu.ac.ir
ali.saberi@edu.ikiu.ac.ir
walidin@edu.ikiu.ac.ir

۱. مقدمه

توانایی بتن برای مقاومت در برابر حمله‌های شیمیایی، عوامل هوازدگی، سایش و یا هر فرایندی که موجب آسیب‌دیدگی می‌شود، دوام نام دارد و یکی از عوامل مهم و مؤثر برای تعیین عمر مفید سازه‌های بتنی است. به‌طورکلی دوام سازه‌های بتنی، یک مسئله مهم و اقتصادی است؛ به شرطی که یک سازه بتنی بتواند وظایفی را که برای آن طراحی شده است، به‌خوبی انجام دهد و مشخصات مکانیکی مناسب و دوام کافی داشته باشد تا در مقابل بارهای وارده و عوامل آسیب‌رسان، عملکرد مناسبی از خود نشان دهد. پژوهشگران همواره در میان عوامل مذکور، به تعیین

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳/۱۲/۱۴۰۱، اصلاحیه ۲۶/۹/۱۴۰۲، پذیرش ۲۶/۱۱/۱۴۰۲.

مقاومت فشاری و نفوذپذیری بتن توجه بسیاری داشته و مطالعات گسترده‌یی در این خصوص انجام داده‌اند.^[۱-۳] برای اندازه‌گیری مقدار نفوذپذیری بتن در برخی کشورهای اروپایی، مانند آلمان، آزمایش نفوذپذیری آب تحت فشار، در زمان مشخص با بررسی اندازه‌ی عمق نفوذ بتن انجام می‌شود؛^[۴] که در آن، نمونه‌ی بتنی تحت فشار معینی قرار می‌گیرد و متوسط عمق نفوذ آب بعد از شکستن نمونه به‌عنوان معیاری برای اندازه‌گیری عمق نفوذ در نظر گرفته می‌شود. در استاندارد بریتانیا، نیز نمونه‌ی بتنی ۵ بار تحت فشار آب قرار می‌گیرد و بعد از شکستن نمونه، بیشینه‌ی عمق نفوذ آب اندازه‌گیری می‌شود. روش مذکور برای تعیین نفوذپذیری بتن استفاده می‌شود.^[۵] برای اندازه‌گیری نفوذپذیری با

استناد به این مقاله:

نادری، محمود، صابری ورزنه، علی، و ولی‌دین، سردار، ۱۴۰۳. اندازه‌گیری حجم نفوذ آب به بتن و مقاومت فشاری تحت شرایط حاد دمایی بدون نیاز به شکستن نمونه با استفاده از آزمون‌های درجای نوین. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۶۳-۵۵. DOI:10.24200/J30.2023.62007.3202

روش‌های مرسوم نیاز به صرف زمان زیاد تجهیزات مختلف است. همچنین به دلیل زمان‌بر بودن انجام آزمایش‌های ذکر شده، هزینه‌ی انجام آن‌ها نیز زیاد است. از طرفی، بیشتر آزمایش‌های موجود فقط در شرایط آزمایشگاهی قابل اعمال هستند و قابلیت انجام به صورت درجا را ندارند و باید پس از انجام آزمایش، نمونه را شکست تا بتوان مقدار عمق نفوذ آب به داخل بتن را اندازه‌گیری کرد. لذا نیاز به ابداع روش‌هایی است که بتوانند بدون شکستن بتن، مقدار نفوذپذیری و مقاومت فشاری آن را بررسی کنند.

در پژوهش حاضر، از روش نوین محفظه‌ی استوانه‌یی که توسط نادری (۲۰۱۰) ابداع شده است، برای اندازه‌گیری حجم و عمق نفوذ آب در نمونه‌ی بتنی استفاده شده است.^[۶] روش محفظه‌ی استوانه‌یی، روشی دقیق با کاربرد گسترده در تعیین میزان نفوذپذیری بتن و سایر مصالح ساختمانی چه در محیط کار و چه در محل سازه است.^[۷] از مقایسه‌ی نتایج آزمون محفظه‌ی استوانه‌یی با استاندارد بریتانیا مشخص شد که ضریب همبستگی بالایی بین روش‌های فوق وجود دارد، که نشانگر دقت بالای آزمون محفظه‌ی استوانه‌یی است.^[۸] همچنین در مطالعه‌ی نادری و همکاران (۲۰۲۰)، درخصوص مقایسه‌ی روش جدید محفظه‌ی استوانه‌یی با استاندارد بریتانیا (BS EN ۱۲۳۹۰ - ۸)، یک رابطه‌ی خطی با ضریب تعیین ۰/۹۵ بین نتایج حاصل از روش‌های اخیر مشاهده شده است.^[۹]

در خصوص اندازه‌گیری مقاومت فشاری بتن به صورت مستقیم و درجا نیز روش‌های زیادی وجود ندارد. روش‌های موجود نیز مانند «آزمون کشیدن از سطح»^[۱۰] دارای دستگاه‌گران‌قیمتی است. البته مطالعات پیشین نشان می‌دهد که روش کشیدن از سطح برای ارزیابی مقاومت بتن در محل سازه، نتایج مناسبی داشته است.^[۱۱] آزمون انتقال اصطکاک، از آزمون‌های نوین و درجاست، که توسط نادری (۲۰۰۵) اختراع شده است.^[۱۲] و در گروه آزمون‌های نیمه مخرب (با خرابی جزئی) به حساب می‌آید و می‌توان از آن برای تعیین مقاومت فشاری مواد و مصالح مصرفی در صنعت راه و ساختمان و سازه‌ها استفاده کرد. همچنین علاوه بر شرایط آزمایشگاهی، آزمون انتقال اصطکاک در محل بهره‌برداری ساختمان‌ها و سازه‌ها نیز انجام‌پذیر است. در آزمون انتقال اصطکاک تمامی وسایل استفاده‌شده به شکل مکانیکی است، به همین دلیل قابل استفاده در هر نوع شرایط محیطی و دمایی، هم خشکی و هم در آب است.^[۱۳]

در برخی مطالعات پیشین، موارد متعددی از آزمون انتقال اصطکاک برای ارزیابی مقاومت فشاری بتن، ملات، سنگ و آجر و همچنین چسبندگی بین لایه‌ها استفاده شده است. مثلاً نادری (۲۰۰۷)، درخصوص استفاده از آزمون انتقال اصطکاک برای ارزیابی مقاومت بتن نشان داد که ضریب همبستگی بالای ۹۰٪ بین نتایج آن با آزمون استاندارد وجود دارد.^[۱۴] همچنین با مقایسه‌ی نتایج آزمون انتقال اصطکاک با مدل‌سازی توسط نرم‌افزار آباکوس مشخص شد که نتایج حاصل، دقت بالایی داشته است.^[۱۵] برخی دیگر از پژوهشگران نیز از آزمون انتقال اصطکاک برای: ارزیابی مقاومت فشاری بتن‌ها و ملات‌های الیافی^[۱۷] چسبندگی بین بتن و لایه‌های تعمیری^[۱۸-۲۰] مقاومت صخره‌سنگ‌ها^[۲۱] و رویه‌ی آسفالتی^[۲۲] استفاده کرده‌اند، که در تمامی آن‌ها نتایج حاصل از آزمون اخیر، دقت بالایی داشته است.

همچنین، میزان مقاومت بتن در برابر چرخه‌های تغییرات دمایی به عوامل زیادی، مانند: خصوصیات مصالح مصرفی، سرعت سرد و گرم شدن، طرح اختلاط بتن، بیشینه و کمینه‌ی دما، نرخ افزایش دما و انواع افزودنی‌های شیمیایی در بتن بستگی دارد.^[۲۳] وقتی که بتن در برابر تغییرات دما قرار می‌گیرد، با افزایش

دما، ساختار فیزیکی و ترکیب‌های شیمیایی آن دچار تغییرات می‌شود، از جمله: دهیدراته شدن خمیر سیمان، انقباض در اثر کاهش رطوبت، ایجاد ترک‌های ریز در سطح بتن، و انبساط و انقباض سنگ‌دانه‌ها.^[۲۴] دماهای بالا در بتن نیز باعث گسترش منافذ و ترک‌خوردگی و در نتیجه، افزایش نفوذپذیری و کاهش دوام سازه می‌شوند، که این موضوع در سدها و دیگر سازه‌های هیدرولیکی بتنی، اهمیت بیشتری دارد.^[۲۵] با توجه به یافته‌های کیم^۱ و همکارانش (۲۰۲۳)، می‌توان توضیح داد که پس از قرار گرفتن بتن سبک‌دانه در معرض دماهای بالا (۱۰۰، ۲۰۰، ۳۰۰، ۵۰۰ و ۷۰۰ سانتی‌گراد)، بتن سبک‌دانه نسبت به بتن معمولی، کاهش جرم بیشتر و خواص مکانیکی باقیمانده‌ی بالاتری از خود نشان داده است.^[۲۶]

دماهای نسبتاً پایین چرخه‌های حرارتی (حدود ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد)، نیز می‌تواند تأثیر منفی در خواص مکانیکی بتن داشته باشد.^[۲۷] همچنین چرخه‌های حرارتی باعث ایجاد ریزترک‌هایی در داخل بتن می‌شوند که می‌تواند باعث تأثیر منفی در مشخصات بتن شود.^[۲۸] هوانگ^۲ و همکارانش (۲۰۱۹)، با استفاده از چرخه‌های حرارتی در محدوده‌ی ۲۵ تا ۷۵ درجه‌ی سانتی‌گراد، نشان دادند که مقاومت‌های فشاری و برشی بتن به طور قابل توجهی به ترتیب برابر با ۴/۹ و ۱۷/۴ درصد کاهش یافته‌اند.^[۲۹] در چرخه‌های مختلف دمایی، نیز تبخیر آب آزاد در بتن باعث ایجاد منافذ ریز و ترک‌های میکروسکوپی و کاهش وزن بتن شده است.^[۳۰-۳۱] گان^۳ و همکارانش (۲۰۲۳)، نشان دادند که چرخه‌های عمل انجماد نمک، سبب می‌شود که مقاومت‌های فشاری و کششی و نیز مدول دینامیکی نسبتی نمونه‌های بتنی به طور کلی روند کاهشی را نشان دهند و خواص مکانیکی بتن به تدریج با افزایش غلظت محلول سولفات کاهش یابد.^[۳۲]

افزودنی‌ها نیز تأثیر قابل ملاحظه‌یی در مقاومت و نفوذپذیری بتن دارند؛ برای نمونه، حاجیان‌ی بوشهریان و همکارانش (۲۰۱۹ و ۲۰۱۷)،^[۳۳-۳۴] نشان داده‌اند که استفاده از نانو دی‌اکسیدتیتانیوم و الیاف فلزی باعث بهبود خواص مقاومت فشاری و کاهش نفوذپذیری بتن می‌شود و حتی نانو دی‌اکسیدتیتانیوم می‌تواند خلل و فرجی که در ابعاد نانومتر است، را پر کند که مورد اخیر از مزایای نانوذرات است؛ که باعث ایجاد ساختاری متراکم‌تر در ملات و خمیر سیمان و در نتیجه، افزایش مقاومت‌های مکانیکی به ویژه مقاومت فشاری و کاهش نفوذپذیری شود.

در پژوهش حاضر، با استفاده از آزمون‌های «انتقال اصطکاک» و «محفظه‌ی استوانه‌یی»، علاوه بر بررسی تأثیر چرخه‌های مختلف دمایی (۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه) در نفوذپذیری و مقاومت درجای بتن در سنین ۷، ۲۸ و ۱۲۰ روزه، اقدام به اندازه‌گیری عمق نفوذ آب و مقاومت فشاری بتن بدون نیاز به شکستن آن شده است.

۲. کارهای آزمایشگاهی

۲.۱. مصالح مصرفی

برای ساخت نمونه‌ها از سیمان پرتلند تیپ II استفاده شده است. دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها نیز طبق استاندارد ASTM - C ۱۳۶ انجام پذیرفته است.^[۳۵] چگالی شن و ماسه در حالت اشباع با سطح خشک به ترتیب برابر ۲۳۳۰ و ۲۵۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب و جذب آب آن‌ها نیز به ترتیب برابر ۳/۲ و ۲/۶ درصد به دست آمده است.^[۳۶-۳۷] منحنی دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها به همراه محدوده‌ی مجاز در شکل ۱ مشاهده می‌شود. چسب استفاده شده در آزمایش‌ها، چسب طوسی‌رنگ دومؤلفه‌یی از نوع رزین اپوکسی بوده است (جدول ۱).

جدول ۱. مشخصات چسب اپوکسی.

مدول کشسانی	مقاومت فشاری ۷ روزه	مقاومت برشی	زمان گیرش	
			۳۵°C	۲۵°C
۱۲۷۵۰ مگاپاسکال	۷۰ مگاپاسکال	۱۵ مگاپاسکال	۴ ساعت	۱۰ ساعت



ب) اعمال فشار، قرائت و ثبت داده ها؛



الف) چسباندن رینگ فلزی روی نمونه؛



ج) دستگاه محفظه استوانه ای.

شکل ۲. آزمون محفظه ای استوانه ایی.



ب) اندازه گیری ارتفاع آب نفوذ کرده.



الف) نمونه زیر چک؛

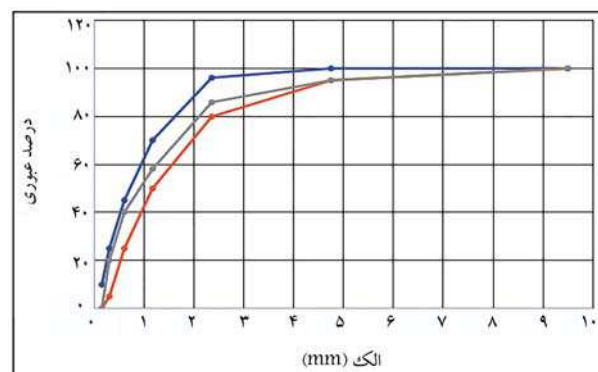
شکل ۳. بررسی مقدار عمق نفوذ.

نفوذ آب، نرخ نفوذ آب به داخل نمونه ی بتنی را می توان مطابق رابطه ی ۲ محاسبه کرد:

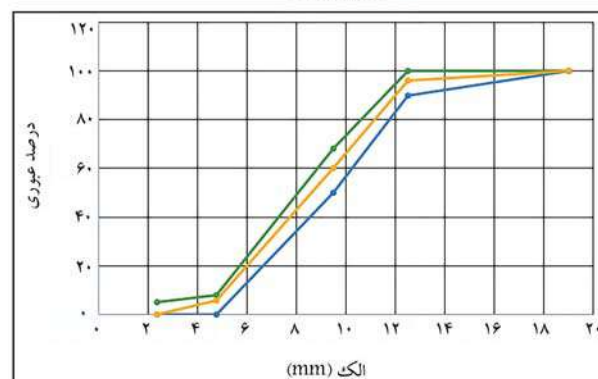
$$V = h \times A \quad (1)$$

$$Q = \frac{V}{t} \quad (2)$$

که در آنها، V حجم آب نفوذ کرده به نمونه h ، مقدار میکرومتر (mm) ، A سطح مقطع اعمال فشار (mm^2) ، Q نرخ نفوذ آب (ml/s) و t مدت زمان (s) هستند. برای اندازه گیری عمق نفوذ آب به بتن، ابتدا طبق شکل ۳ - الف نمونه به دو نیم تقسیم می شود. سپس با استفاده از کولیس و به صورت دقیق مقدار آن ثبت می شود (شکل ۳ - ب).



الف) ریزدانه؛



ب) درشت دانه.

شکل ۱. دانه بندی سنگ دانه ها.

۲.۲. معرفی آزمون ها

۱.۲.۲. روش محفظه ای استوانه ایی

برای انجام آزمایش، ابتدا سطح بتن کاملاً خشک و آلودگی های موجود در سطح بتن زدوده می شود. سپس رینگ فلزی توسط چسب اپوکسی بر روی سطح بتن چسبانده می شود (شکل ۲ - الف). پس از سخت شدن چسب، دستگاه نفوذ پذیری روی صفحه ی فلزی نصب می شود (شکل ۲ - ب). سپس دستگاه محفظه ای استوانه ایی کاملاً با آب پر و جهت خروج هوای احتمالی موجود، یک شیر تخلیه ی هوا در دستگاه تعبیه شده است. پس از پر شدن دستگاه، شیر تخلیه ی هوا بسته و با چرخاندن اهرم دستی، فشار مورد نظر به آب داخل دستگاه اعمال می شود؛ که مقدار آن با استفاده از گیج تعبیه شده روی دستگاه قرائت می شود (شکل ۲ - ج) همچنین مقدار نفوذ آب در بتن را می توان از طریق میکرومتر نصب شده در قسمت بالای دستگاه و در زمان های مختلف ثبت کرد.

مقدار حجم آب نفوذ کرده در بتن در زمان های مختلف، با انجام حاصل ضرب مقدار ثبت شده از میکرومتر در سطح مقطعی که فشار به آن وارد می شود، توسط معادله ی ۱ محاسبه می شود. همچنین با استفاده از حجم آب نفوذ کرده در بتن و زمان

جدول ۲. مقایسه‌ی قابلیت‌های آزمون محفظه‌ی استوانه‌ای با استاندارد ۸ - BS EN ۱۲۳۹۰.

مزیت آزمون درجا	روش محفظه‌ی استوانه‌ای	روش BS	در خصوص ۸ - BS EN ۱۲۳۹۰
قابلیت در انجام درجای آزمایش	✓	×	تجهیزات آزمون BS بسیار بزرگ است و قابل حمل نیست.
هزینه‌ی اندک دستگاه	✓	×	آزمون BS تجهیزات گرانی دارد.
قابلیت در تکرار کردن آزمون	✓	×	نمونه باید شکسته شود تا عمق نفوذ براساس آزمون BS اندازه‌گیری شود.
سبک بودن و قابل حمل بودن	✓	×	تجهیزات آزمون BS بسیار بزرگ است و قابل حمل نیست.
آزمونی غیرمخرب	✓	×	نمونه باید شکسته شود تا عمق نفوذ براساس آزمون BS اندازه‌گیری شود.
عدم محدودیت در ابعاد نمونه‌ی بتنی	✓	×	بتن باید براساس آزمون BS در یک قالب با ابعاد مشخص قرار داده شود.
قابلیت انجام آزمون در مکان‌هایی که نمونه‌گیری ممکن نیست	✓	×	تجهیزات آزمون BS بسیار بزرگ است.
قابلیت انجام آزمون روی هر سطح شیب‌دار	✓	×	تجهیزات آزمون BS بسیار بزرگ است.



ب) سطح نمونه مغزه گیری شده؛



الف) تعبیه مغزه روی نمونه؛



د) تثبیت دستگاه روی نمونه؛



ج) دستگاه انتقال اصطکاک؛



ه) اعمال لنگر پیچشی.

شکل ۴. آزمون انتقال اصطکاک.

مگاپاسکال). کلاً در پژوهش حاضر، ۱۱ نمونه با ابعاد ۱۵۰ میلی‌متر ساخته شده‌اند. همچنین برای اعمال چرخه‌های تغییرات دمایی روی نمونه‌ها، از گرم‌کن استفاده شده است. نخست نمونه‌های بتنی در گرم‌کن برای مدت ۸ ساعت در دمای ۵۰ درجه

البتة در پژوهش‌های پیشین نادری و همکارانش (۲۰۱۸)، برای ارزیابی راستی‌آزمایی آزمون محفظه‌ی استوانه‌ای، مقادیر حاصل از آن با نتایج به‌دست‌آمده از استاندارد بریتانیا ۸ - BS EN ۱۲۳۹۰ مقایسه شده است (جدول ۲). نتایج به‌دست آمده، بیانگر دقت بالای آزمون محفظه‌ی استوانه‌ای در اندازه‌گیری نفوذپذیری بتن است.^[۸]

۲.۲.۲. روش انتقال اصطکاک

در آزمون «انتقال اصطکاک»، نخست با استفاده از دستگاه مغزه‌گیری، یک مغزه‌ی جزئی با قطر ۵۰ و عمق ۲۵ میلی‌متر روی سطح بتن تعبیه می‌شود (شکل ۴ - الف). در شکل ۴ - ب، سطح نمونه‌ی مغزه‌گیری شده و در شکل ۴ - ج، نیز دستگاه انتقال اصطکاک مشاهده می‌شود. سپس مطابق شکل ۴ - د، دستگاه انتقال اصطکاک روی مغزه قرار می‌گیرد و با استفاده از پیچ‌های کناری، روی مغزه تثبیت می‌شود. در ادامه، به‌وسیله‌ی یک پیچ‌سنج معمولی به آن لنگر پیچشی وارد می‌شود تا مغزه دچار شکست شود (شکل ۴ - ه). در این حالت مقدار بیشینه‌ی تنش برشی ایجادشده تحت اثر پیچش مطابق رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

$$\tau_{E-max} = \frac{T_r}{J}, J = \frac{\pi r^4}{2} \rightarrow \tau_{E-max} = \frac{2T}{\pi r^3} \quad (3)$$

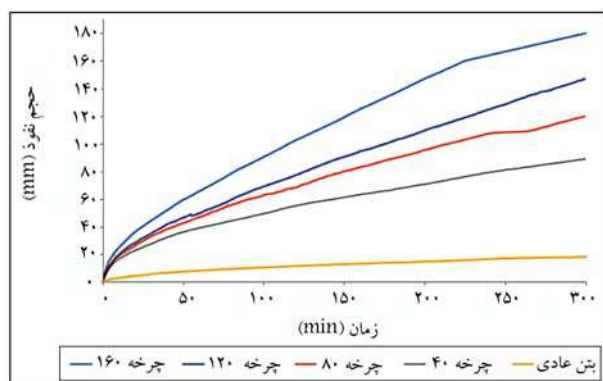
که در آن، r شعاع مغزه‌ی جزئی و J ممان اینرسی پیچشی است.

۳.۲. ساخت نمونه‌ها

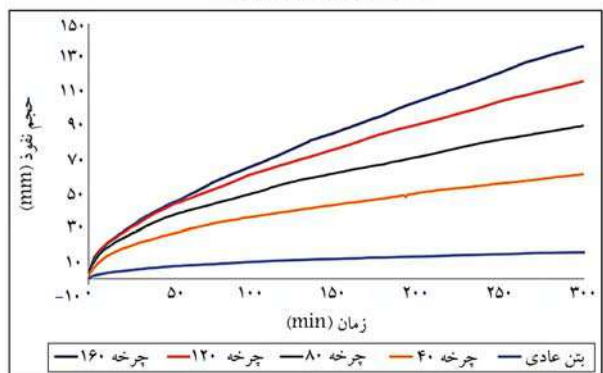
برای انجام آزمایش‌های محفظه‌ی استوانه‌ای و انتقال اصطکاک، اقدام به ساخت نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۱۵۰ میلی‌متر شده است. نمونه‌ها در سنین ۷، ۲۸ و ۱۲۰ روزه آزمایش شدند و برای بررسی تأثیر چرخه‌های دمایی در نتایج آزمایش‌ها نیز، نمونه‌ها تحت چرخه‌های ۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه قرار گرفتند. طرح اختلاط بتن استفاده‌شده در پژوهش حاضر در جدول ۳ ارائه شده است (مقاومت فشاری ۳۰

جدول ۳. طرح اختلاط بتن (کیلوگرم بر مترمکعب).

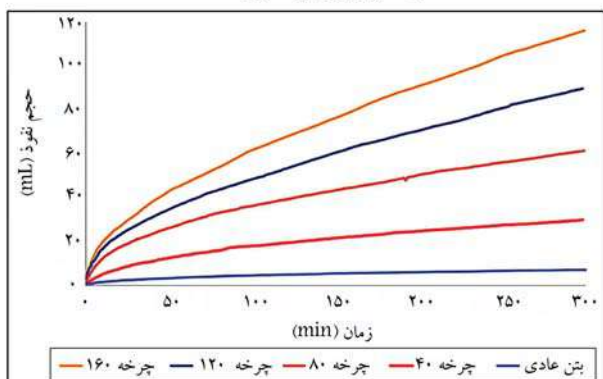
مقاومت (مگاپاسکال)	نسبت آب سیمان	سیمان	شن	ماسه	آب
۳۰	۰٫۵	۴۱۵٫۹۲	۶۸۶٫۸۳	۸۶۳٫۶۳	۲۰۶



الف) نفوذپذیری بتن ۷ روزه



ب) نفوذپذیری بتن ۲۸ روزه



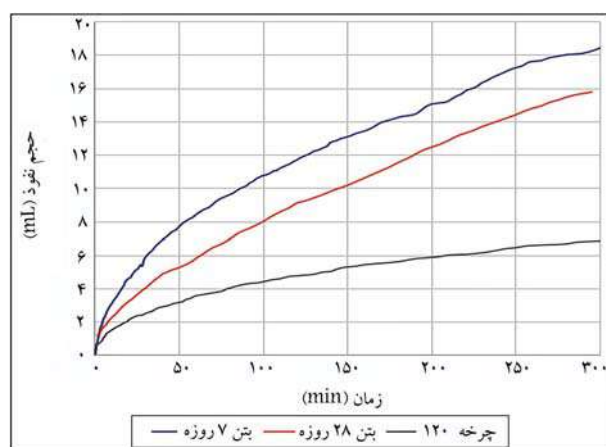
ج) نفوذپذیری بتن با عمل آوری ۱۲۰ روزه

شکل ۶. نفوذپذیری نمونه‌ها تحت چرخه‌های دمایی.

مذکور، مقاومت فشاری کمتری از بتن استفاده شده در پژوهش حاضر داشته است. همچنین نادری و همکاران (۲۰۱۷)، در مطالعه‌ی دیگری نشان دادند که با افزایش مقاومت فشاری و طول دوره‌ی عمل آوری، نفوذپذیری بتن دچار کاهش می‌شود.^[۴۰]

۲.۳. نفوذپذیری بتن تحت شرایط حاد محیطی در سنین مختلف

در شکل ۶، مقدار حجم نفوذ آب در بتن تحت چرخه‌های مختلف دمایی مشاهده



شکل ۵. تغییرات حجم نفوذ نمونه‌های بتن عادی.

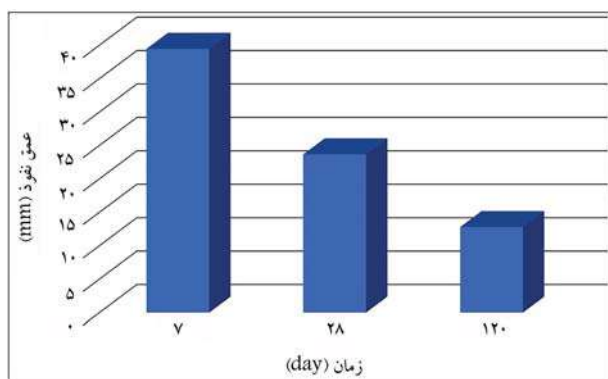
سانتی‌گراد قرار گرفتند و بعد، نمونه‌ها از گرم‌کن خارج و در فضای آزاد در دمای محیط برای مدت ۱۶ ساعت نگهداری شدند.^[۲۸] با انجام روند اخیر، یک چرخه‌ی تغییرات دمایی کامل شده است.

۳. تحلیل و بررسی نتایج به دست آمده

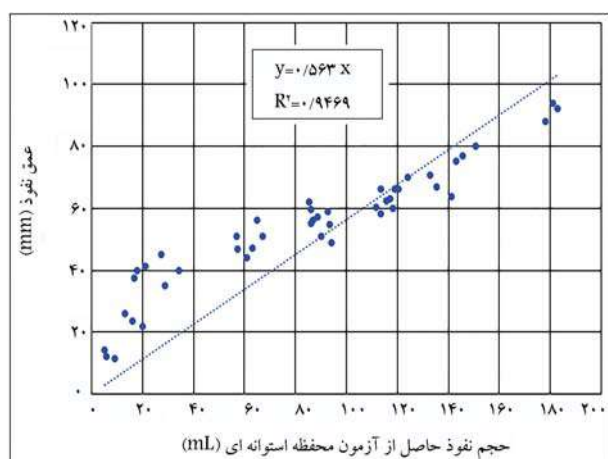
۳.۱. نفوذپذیری بتن در سنین مختلف

در شکل ۵، مقدار حجم نفوذ آب به داخل نمونه‌های بتنی عادی در زمان‌های ۲۸٫۷ و ۱۲۰ روز مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در ابتدای آزمایش، آب با سرعت بیشتری در نمونه‌ها نفوذ کرده و با گذشت زمان، به دلیل پر شدن منافذ و حفره‌های خالی توسط آب از مقدار سرعت نفوذ کاسته شده است. همچنین مشاهده می‌شود با افزایش سن بتن، مقدار نفوذپذیری نمونه‌ها کاهش پیدا کرده است. مقدار نفوذپذیری برای نمونه‌های عمل آوری شده در سنین ۲۸٫۷ و ۱۲۰ روز به ترتیب برابر ۱۸٫۳۷، ۱۶٫۹۹ و ۶٫۸۸ میلی‌لیتر بوده است؛ که دلیل کاهش اخیر، پیشرفت فرایند هیدراسیون سیمان است، که منجر به کاهش منافذ و قطع کانال‌های موئینه شده است.

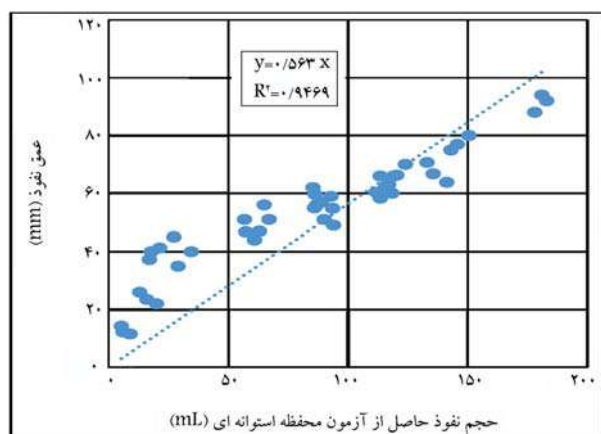
افزایش سن عمل آوری نمونه‌ها و پیشرفت واکنش هیدراسیون، موجب پر شدن فضاهای خالی و منافذ با محصولات واکنش هیدراسیون و نیز باعث کاهش مقدار نفوذپذیری بتن می‌شود. همچنان که فرایند هیدراسیون ادامه پیدا می‌کند، مقاومت پیوند ذرات در خمیر سیمان افزایش و خلل و فرج بین ذرات در خمیر سیمان کاهش می‌یابد. فضاهای موجود در خمیر سیمان تازه، که از همان ابتدا مملو از آب شده است، به کمک فرآورده‌های ناشی از فعل و انفعالات هیدراسیون سیمان اشغال و پر می‌شوند و لذا سبب کاهش مقدار نفوذپذیری بتن می‌شود.^[۲۹] در نادری و همکاران (۲۰۱۸)،^[۸] که با استفاده از آزمون محفظه‌ی استوانه‌یی انجام شده است، نیز نتایج تقریباً مشابهی به دست آمده است. مقدار حجم نفوذ آب به بتن در سنین ۲۸٫۷ و ۱۲۰ روز برابر ۲۴٫۲۴/۵ و ۱۳٫۱۶ میلی‌لیتر به دست آمده است، که مشابهت زیادی با نتایج حاصل از پژوهش حاضر (۱۸٫۴ و ۱۶٫۸ میلی‌لیتر) دارد. همچنین مقدار تفاوت بین نتایج با این دلیل است که بتن استفاده شده در پژوهش



شکل ۷. عمق نفوذ نمونه‌ها در شرایط عادی.



شکل ۸. عمق نفوذ نمونه‌ها در چرخه‌های مختلف دمایی.



شکل ۹. نمودار کالیبراسیون تبدیل حجم نفوذ به عمق نفوذ.

۵.۳. اندازه‌گیری مقاومت فشاری بتن در شرایط عادی و حاد بدون شکست نمونه

برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری بتن به صورت مستقیم باید از آلان بتنی مغزه‌گیری انجام شود و سپس مغزه‌ی آزمایشی در زیر جک بتن شکن قرار گیرد و دچار شکست شود. اما با آزمون انتقال اصطکاک بدون شکست نمونه و بدون نیاز به بردن بتن به آزمایشگاه، می‌توان مقدار مقاومت فشاری بتن را با دقت بالا و مستقیماً و در هر

می‌شود؛ که مطابق آن، نفوذپذیری نمونه‌ها تحت تأثیر چرخه‌های ۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ دوره در بتن روزه به ترتیب برابر ۸۹/۵، ۱۲۰، ۱۴۷ و ۱۸۰ میلی‌لیتر است. این مقدار برای بتن ۲۸ روزه برابر ۱۱۶، ۸۹، ۶۱ و ۱۳۶ میلی‌لیتر و برای بتن ۱۲۰ روزه برابر ۱۲۹/۶، ۹۰ و ۱۱۶ میلی‌لیتر است. همان‌طور که مشخص است، با افزایش تعداد چرخه‌های تغییرات دما، نفوذپذیری نمونه‌ها نیز افزایش قابل ملاحظه‌ی داشته است. همچنین با مقایسه‌ی نمونه‌های عادی با نمونه‌های قرار گرفته در چرخه‌های مختلف مشاهده می‌شود که تعداد ۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه باعث افزایش نفوذپذیری بتن ۷ روزه به ترتیب به مقدار ۴/۸، ۶/۵، ۷/۹ و ۹/۸ برابر افزایش یافته است. همچنین برای بتن ۲۸ روزه به مقدار ۳/۶، ۵/۳، ۶/۸ و ۸ برابر و برای بتن ۱۲۰ روزه به مقدار ۴/۱، ۸/۷، ۱۲/۷ و ۱۶/۵ برابر شده است.

در نمودارهای شکل ۶ مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد چرخه‌های دمایی، حجم نفوذ آب (توسط آزمایش محفظه‌ی استوانه‌یی دریافت شده) افزایش یافته است. در بتن، آب آزاد وجود دارد و تحت تأثیر چرخه‌های دمایی، آب آزاد از سطح بتن شروع به تبخیر می‌کند و با افزایش تعداد چرخه‌های دمایی از لایه‌های داخلی نیز به شکل تدریجی تبخیر می‌شود. هر چه به تعداد چرخه‌ها اضافه شود، در نفوذپذیری بتن، افزایش بیشتری مشاهده می‌شود؛ که دلیل آن، تبخیر آب آزاد است که منجر به بیشتر شدن اندازه‌ی خلل و فرج در بتن می‌شود، لذا مقدار آب نفوذ کرده در بتن افزایش می‌یابد.

۳.۳. عمق نفوذ بتن در سنین و شرایط مختلف

با شکستن بتن‌ها و اندازه‌گیری مقدار عمق نفوذ آب به بتن، مقدار عمق نفوذ آنها در شکل ۷ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مقدار عمق نفوذ آب در بتن‌های با سنین ۷، ۲۸، ۱۲۰ و ۲۸۰ روزه به ترتیب برابر ۳۹/۵، ۲۳/۷ و ۱۲/۸ میلی‌متر به دست آمده است. به عبارتی، با گذشت ۱۲۰ روز، مقدار عمق نفوذ نمونه‌ها حدود ۶۸٪ کاهش داشته است. در شکل اخیر، عمق نفوذ نمونه‌های قرار گرفته در شرایط عادی نشان داده شده است. طبق نتایج به دست آمده، نمونه‌هایی که تحت تأثیر چرخه‌های دمایی قرار گرفته‌اند، در مقدار عمق نفوذ آنها افزایش فراوان مشاهده می‌شود؛ زیرا زمانی که آب آزاد تحت تأثیر دما از لایه‌های بتن تبخیر می‌شود، مقدار منافذ افزایش پیدا می‌کنند، که با افزایش تعداد چرخه‌ها، این روند نیز افزایش می‌یابد و در مقابل، در آزمایش نفوذپذیری، مقدار زیادی از آب تحت فشاری دستگاه استوانه‌یی داخل بتن می‌شود و عمق نفوذ را افزایش می‌دهد (شکل ۸).

۴.۳. رابطه‌ی عمق نفوذ با حجم نفوذ

همان‌طور که ذکر شد، طبق استانداردهای آلمانی و بریتانیایی برای اندازه‌گیری نفوذپذیری (عمق نفوذ) نمونه‌ها، باید پس از انجام آزمایش، بتن به دو نیم تقسیم شود. در پژوهش حاضر، با استفاده از آزمون محفظه‌ی استوانه‌یی بدون شکست نمونه، مقدار حجم نفوذ به دست آمده است. سپس مطابق شکل ۹، با رسم نمودار کالیبراسیون می‌توان بدون شکستن نمونه، مقدار عمق نفوذ آب به بتن را با دقت بالا اندازه‌گیری کرد.

مطابق نمودار کالیبراسیون در شکل ۹، می‌توان با استفاده از معادله‌ی ۴ و با جای‌گذاری نتایج حاصل از آزمون محفظه‌ی استوانه‌یی به جای عبارت x ، مقدار عمق نفوذ آب به بتن را با ضریب تعیین حدود ۹۵٪ و بدون شکستن آن اندازه‌گیری کرد.

$$y = 0.56x \quad (4)$$

با توجه به نمودار شکل ۹ مشاهده می‌شود که در بین نفوذپذیری و عمق نفوذ، یک رابطه‌ی مستقیم برقرار است، به دلیل اینکه با افزایش حجم نفوذ، عمق نفوذ نیز افزایش یافته است.

در شکل ۱۱، نمودار حاصل از نتایج آزمون انتقال اصطکاک با آزمون مقاومت فشاری بتن‌ها در سنن مختلف و تحت شرایط عادی و حاد نشان داده شده است. در نتیجه‌ی اعمال چرخه‌های تغییرات دمایی، تنش‌هایی در بتن ایجاد شده است؛ که چنانچه مقاومت کششی بتن کمتر از مقدار تنش‌های مذکور باشد، باعث ایجاد ترک در بتن می‌شود. تغییرات دما، به تدریج باعث کاهش رطوبت داخل بتن و تبخیر آب از منافذ آن می‌شود. با به وجود آمدن چنین فضاهای خالی‌یی در بتن و سطح آن، ترک‌های ریزی ایجاد شده است، که همین امر سبب کاهش مقاومت درجای بتن شده است.

مطابق نمودار کالیبراسیون شکل ۱۱، می‌توان با استفاده از معادله‌ی ۵ و با جای‌گذاری نتایج حاصل از آزمون انتقال اصطکاک به جای عبارت x ، مقدار مقاومت فشاری بتن را با ضریب همبستگی ۹۶/۶٪ و بدون شکستن آن اندازه‌گیری کرد. قابل ذکر است که طبق تحلیل نمودار شکل اخیر، مقاومت فشاری بتن با مقاومت سطحی آن رابطه‌ی مستقیمی دارد.

$$y = 2/38x^{0/66} \quad (5)$$

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از آزمون‌های درجای ابداعی، علاوه بر بررسی تأثیر چرخه‌های مختلف دمایی (۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه) در نفوذپذیری و مقاومت سطحی بتن در سنن مختلف، اقدام به اندازه‌گیری عمق نفوذ آب و مقاومت فشاری بتن بدون نیاز به شکستن آن شده و این نتایج به دست آمده است:

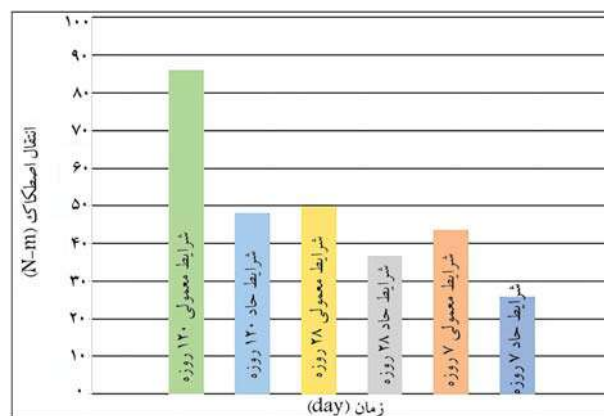
-- مطابق نمودار کالیبراسیون به دست آمده می‌توان با استفاده از معادله‌ی $y = 2/38x^{0/66}$ و با جای‌گذاری نتایج حاصل از آزمون محافظه‌ی استوانه‌یی به جای عبارت x ، مقدار عمق نفوذ آب به بتن در شرایط عادی و حاد را با ضریب تعیین حدود ۹۵٪ و بدون شکستن آن اندازه‌گیری کرد.

-- مطابق نمودار کالیبراسیون به دست آمده می‌توان با استفاده از معادله‌ی $y = 2/38x^{0/66}$ و با جای‌گذاری نتایج حاصل از آزمون انتقال اصطکاک به جای عبارت x ، مقدار مقاومت فشاری بتن را با ضریب همبستگی ۹۶/۶٪ و بدون شکستن آن اندازه‌گیری کرد.

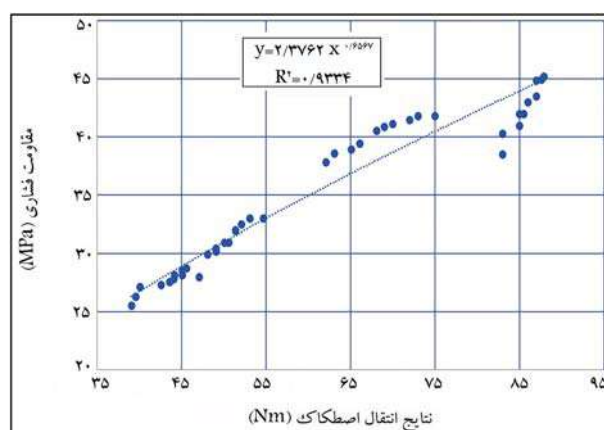
-- با افزایش مقاومت درجای بتن، مقدار حجم نفوذ آب به بتن کاهش پیدا کرده است. با افزایش مقدار مقاومت درجای بتن به میزان ۱۵٪، مقدار حجم نفوذ آب به داخل بتن حدود ۱۴۰٪ کاهش داشته است؛

-- با مقایسه‌ی نمونه‌های عادی با نمونه‌های قرارگرفته در چرخه‌های مختلف تغییرات دمایی، مشاهده می‌شود که تعداد ۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه باعث افزایش نفوذپذیری بتن به مقدار ۴/۱، ۸/۷، ۱۲/۷ و ۱۶/۵ برابر شده است؛

-- شرایط حاد تغییرات دمایی، آثار منفی در مقاومت درجای بتن دارد، به گونه‌یی که مقاومت بتن تحت ۱۶۰ چرخه‌ی تغییرات دمایی، بیش از ۴۴٪ کاهش پیدا کرده است.



شکل ۱۰. نتایج روش انتقال اصطکاک تحت اثر شرایط عادی و حاد.



شکل ۱۱. نمودار تبدیل نتایج انتقال اصطکاک به مقاومت فشاری.

شرایط و مکانی اندازه‌گیری کرد. آزمون انتقال اصطکاک، خرابی بسیار جزئی دارد، که آسیبی جدی به سازه اعمال نمی‌کند.

در شکل ۱۰، نتایج آزمون «انتقال اصطکاک» حاصل از نمونه‌های بتنی در شرایط عادی و شرایط حاد و در سنن ۲۸، ۷ و ۱۲۰ روزه مشاهده می‌شود. با توجه به نتایج به دست آمده، با افزایش سن نمونه‌ها نیز در نتایج انتقال اصطکاک، افزایش مشاهده شده است؛ که میزان آن در نمونه‌های ۲۸ روزه نسبت به نمونه‌های ۷ روزه به ۱۴٪ و در نمونه‌های ۱۲۰ روزه نسبت به نمونه‌های ۲۸ روزه، به ۴۲٪ می‌رسد. علت افزایش مقاومت درجای بتن با گذشت زمان، تشکیل بیشتر محصولات هیدراسیون است، که سبب یک ساختار متراکم‌تر و افزایش مقاومت می‌شود.^[۲۱]

مطابق شکل ۱۰، مقاومت درجای بتن در سن ۷ روزه تحت چرخه‌ی ۱۶۰ سیکل برابر ۲۶ نیوتن متر است، در صورتی که برای نمونه‌ی معمولی برابر ۴۳ نیوتن متر بوده است. این مورد در سنن ۲۸ و ۱۲۰ روزه نیز برای بتن‌های تحت شرایط حاد به ترتیب برابر ۳۶/۶ و ۴۸ نیوتن متر است، در صورتی که برای بتن‌های معمولی برابر ۵۰ و ۸۶ نیوتن متر به دست آمده است.

پانویس‌ها

1. Kim

2. Huang
3. Gan

منابع (References)

1. Zareei, S.A., Ameri, F., Dorostkar, F. and Ahmadi, M., 2017. Rice husk ash as a partial replacement of cement in high strength concrete containing micro silica: Evaluating durability and mechanical properties. *Case studies in construction materials*, 7, pp.73-81. doi.org/10.1016/j.cscm.2017.05.001.
2. Mardani-Aghabaglou, A., Tuyan, M. and Ramyar, K., 2015. Mechanical and durability performance of concrete incorporating fine recycled concrete and glass aggregates. *Materials and Structures*, 48, pp.2629-2640. doi.org/10.1617/s11527-014-0342-3.
3. Afroughsabet, V. and Ozbakkaloglu, T., 2015. Mechanical and durability properties of high-strength concrete containing steel and polypropylene fibers. *Construction and Building Materials*, 94, pp.73-82. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.06.051.
4. DIN. Test methods for concrete. 1991. Deutsches Institut für Normung, Germany. 1048 - 5.
5. British Standards Institution. 2009. Testing Hardened Concrete: Depth of Penetration of Water Under Pressure. BSI, 2009.
6. Naderi, M., 2010. Determine of concrete, stone, mortar, brick and other construction materials permeability with cylindrical chamber method. Registration of Patent in Companies and industrial property Office.
7. Naderi, M., Kaboudan, A. and Kargarfard, K., 2021. Studying the compressive strength, permeability and reinforcement corrosion of concrete samples containing silica fume, fly ash and zeolite. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(2), pp.25-43. [In Persian]. doi. 10.22065/jsce.2019.154574.1697.
8. Naderi, M., Kaboudan, A. and Akhavan Sadighi, A., 2018. Comparative study on water permeability of concrete using cylindrical chamber method and British standard and its relation with compressive strength. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 6(1), pp.116-131. [In Persian]. doi. 10.22075/jrce.2018.13489.1247.
9. Naderi, M., Kaboudan, A. and Amin, A.M., 2020. Experimental and theoretical study of the effect of concrete constituent materials on the permeability of hardened concrete using "Cylindrical chamber" method. Thesis of, Kaboudan, A., Ph.D. Student. Imam Khomeini International University, Civil Department. [In Persian].
10. Standard, A.S.T.M., 2022. Standard test method for pull-off strength of coatings using portable adhesion testers (ASTM D4541). ASTM International: West Conshohocken, PA 2022.
11. Kakooei, S., Akil, H.M., Jamshidi, M. and Rouhi, J., 2012. The effects of polypropylene fibers on the properties of reinforced concrete structures. *Construction and Building Materials*, 27(1), pp.73-77. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.015.
12. Naderi, M., 2005. Friction-transfer test for the assessment of in situ strength and adhesion of cementitious materials. *Construction and Building Materials*, 19(6), pp.454-459. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.07.018.
13. Naderi, M. and Saberi, A., 2020. Curing and Shrinkage Effect on the PMM/Concrete Bond, Using "Friction-transfer" and "Pull-off" Methods. *Ferdowsi Civil Engineering*, 33(1), pp.85-100. [In Persian]. doi. 10.22067/civil.v1i33.82639.
14. Naderi, M., 2007. New twist-off method for the evaluation of in-situ strength of concrete. *Journal of Testing and Evaluation*, 35(6), pp.602-608.
15. Naderi, M. and Shibani, R., 2013. New method for non-destructive evaluation of concrete strength. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 7(2), pp.438-447.
16. Saberi Varzaneh, A. and Naderi, M., 2021. Study of bond strength between polymer-modified mortars/concrete and their mechanical properties using "friction-transfer" and "pull-off" methods. *Mechanics of Advanced Composite Structures*, 8(1), pp.171-184. doi. 10.22075/mac.2021.20231.1251.
17. Varzaneh, A.S. and Naderi, M., 2021. Using "twist-off" and "pull-off" tests to investigate the effect of polypropylene fibers on the bond of mortar/concrete and to evaluate their in-situ compressive strength. *Amirkabir Civil Engineering Journal*, 10, [In Persian]. doi. 10.22060/ceej.2021.19711.7240.
18. Saberi Varzaneh, A. and Naderi, M., 2023. Bond Strength of Fiber-Reinforced Mortar and Concrete Interface under Pre-Stress. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 11(2), pp.113-130. doi.10.22075/jrce.2022.25326.1572.
19. Naderi, M. and Ghodousian, O., 2012. Adhesion of self-compacting overlays applied to different concrete substrates and its prediction by fuzzy logic. *The Journal of Adhesion*, 88(10), pp.848-865. doi.org/10.1080/00218464.2012.705673.
20. Naderi, M., 2008. Effects of cyclic loading, freeze-thaw and temperature changes on shear bond strengths of different concrete repair systems. *The Journal of Adhesion*, 84(9), pp.743-763. doi.org/10.1080/00218460802352934.
21. Naderi, M., 2011. An alternative method for in situ determination of rock strength. *Canadian Geotechnical journal*, 48(12), pp.1901-1905. doi.org/10.1139/t11-079.
22. Naderi, M., 2006. Evaluating in situ shear strength of bituminous pavements. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Construction Materials*, 159(2), pp.61-65. doi.org/10.1680/coma.2006.159.2.61.
23. Phan, L.T. and Carino, N.J., 1998. Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 10(1), pp.58-65. doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1998)10:1(58).
24. Chang, Y.F., Chen, Y.H., Sheu, M.S. and Yao, G.C., 2006. Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures. *Cement and Concrete Research*, 36(10), pp.1999-2005. doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.029.
25. Kou, S.C., Poon, C.S. and Etcheberria, M., 2014. Residue strength, water absorption and pore size distributions of recycled aggregate concrete after exposure to elevated temperatures. *Cement and Concrete Composites*, 53, pp.73-82. doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.06.001.

26. Kim, W., Choi, H. and Lee, T., 2023. Residual Compressive strength prediction model for concrete subject to high temperatures using ultrasonic pulse velocity. *Materials*, 16(2), p.515. doi.org/10.3390/ma16020515.
27. Balagam, V. and Rao, K., 2019. Effect of thermal cycles on concrete: An overview. *Int J Res Eng Appl Manag*, 5, pp.6-14. doi: 10.35291/2454-9150.2019.0162.
28. An, M., Huang, H., Wang, Y. and Zhao, G., 2020. Effect of thermal cycling on the properties of high-performance concrete: Microstructure and Mechanism. *Construction and Building Materials*, 243, p.118310. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118310.
29. Huang, H., An, M., Wang, Y., Yu, Z. and Ji, W., 2019. Effect of environmental thermal fatigue on concrete performance based on mesostructural and microstructural analyses. *Construction and Building Materials*, 207, pp.450-462. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.072.
30. Khan, M.S., Almutairi, S. and Abbas, H., 2022. Mechanical properties of concrete subjected to cyclic thermal loading. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 26(7), pp.2855-2868. doi.org/10.1080/19648189.2020.1782771.
31. Ye, Z., Guo, G., Su, L. and Jiang, Y., 2021. Experimental study on mechanical properties of concrete under sub-high temperature cycles. In *Journal of Physics: Conference Series*, 1978(1), p.012007. IOP Publishing. doi.10.1088/1742-6596/1978/1/012007.
32. Gan, L., Xu, W., Shen, Z., Xu, L., Zhang, W., Zhang, H., Abbas, M.A. and Chen, G., 2023. Experimental and numerical investigations on damage evolution of concrete under sulfate attack and freeze-thaw cycles. *Journal of Building Engineering*, 71, p.106469. doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.106469.
33. Esmaili, H. and Hajiani Boushehrian, A., 2019. Effect of nano titanium dioxide on the permeability and compression strength of concrete. *Concrete Research*, 12(4), pp.111-122. [In Persian]. doi.10.22124/jcr.2019.5888.1132
34. Golestan, A. and Hajiani Boushehrian, A., 2017. Investigation the application of the steel fiber in special steel fiber concrete and its effect on concrete permeability and compression strength parameters. *Concrete Research*, 9(2), pp.111-121. [In Persian].
35. Astm, C., 2019. Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates. ASTM C136-19.
36. Astm, A.S.T.M. C127, 2015. Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of coarse aggregate. ASTM West Conshohocken, PA.
37. Astm, A.S.T.M. C128, 2015. Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of fine aggregate. ASTM West Conshohocken, PA.
38. ASTM. Standard D6944, 2020. Standard practice for resistance of cured coatings to thermal cycling. ASTM West Conshohocken, PA.
39. American Society For Testing And Materials., 2014. ASTM C1679: Standard Practice for Measuring Hydration Kinetics of Hydraulic Cementitious Mixtures Using Isothermal Calorimetry.
40. Naderi, M., Maleki, B., and Amini, F., 2017. Assessing the permeability of the oil and its components into porous concrete using new cylindrical chamber method. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 33(1.1), pp.89-93. [In Persian]. doi. 10.24200/j30.2017.1107.
41. Tarighat, A., Mohammadi, M. and Modarres, Y., 2019. Tsohracsoccsg. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 34(4.2), pp.75-82. [In Persian]. doi. 10.24200/j30.2019.1446

استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی با بهبود لرزه‌ای روش نمود مدل با ابعاد بالا

پیام اسدی* (دانشیار)

حسین عباسی (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

مهندسی عمران شریف، (پیاو ۱۴۰۳)
دوری ۴۰، شماره ۱، صص. ۶۵-۷۶، (پژوهشی)

منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها تحت خطر لرزه‌ای کاربرد دارند. تولید اعداد تصادفی با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای محاسبه منحنی شکنندگی، مستلزم تحلیل‌های فراوان است. تاکنون روش‌های مختلفی برای استخراج منحنی شکنندگی با تعداد تحلیل‌های کمتر پیشنهاد شده است. در مطالعه حاضر، روشی پیشنهاد شده است که با بهبود روش ریاضی، نمود مدل با ابعاد بالا از منظر خطر لرزه‌ای، با تولید مجموعه‌ای کمتر از اعداد تصادفی و در نتیجه، با انجام تحلیل‌های بسیار کمتر، منحنی شکنندگی با دقت بالا برای سازه‌های فولادی تحت خطر زلزله تولید می‌کند. منحنی‌های شکنندگی برای سه سازه ۴، ۹ و ۱۲ طبقه فولادی با روش پیشنهادی محاسبه و به دست آمده و با منحنی تولید شده با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و همچنین سایر روش‌های موجود مقایسه شده‌اند. یافته‌ها نشان داده‌اند که روش پیشنهادی با تعداد تحلیل‌های بسیار کمتری از روش مونت‌کارلو، منحنی‌های شکنندگی تولید می‌کند، که خطای کمتری نسبت به سایر روش‌های موجود دارد.

واژگان کلیدی: منحنی شکنندگی، روش مونت‌کارلو، روش کرنل، روش نمود مدل با ابعاد بالا، ارزیابی لرزه‌ای.

asadi@iut.ac.ir
eng.ho.abbasi@gmail.com

۱. مقدمه و تاریخچه پژوهش

منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها تحت خطر زلزله و برآورد هزینه‌های خسارت‌های احتمالی مورد انتظار سازه‌ها تحت خطر زلزله کاربرد دارند. منحنی‌های شکنندگی آسیب‌پذیری احتمالی سازه‌ها در معرض خطر زلزله را به صورت احتمال فراگذشت از محدوده خسارت مورد نظر برحسب پارامتر شدت زلزله مانند PGA^۱ نشان می‌دهند.^[۱] تاکنون مطالعات بسیاری از منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی لرزه‌ای آثار پارامترهای مختلف در رفتار احتمالاتی سازه‌ها تحت زلزله استفاده کرده‌اند. رین‌هون^۲ و همکاران (۲۰۰۱)،^[۲] اثر تغییرات پارامترهای سختی، مقاومت و میرایی را در منحنی شکنندگی ساختمان ۴ طبقه بتن مسلح با دیوار برشی تحت زلزله ارزیابی کرده و دریافته‌اند که افزایش اندک در سختی اعضا، احتمال خرابی را کاهش می‌دهد. تغییرات

جزئی در مقاومت، تأثیر چندانی در احتمال خرابی سازه ندارد، ولی افزایش هر چند کوچک در میرایی سازه، تأثیر زیادی در کاهش احتمال خرابی سازه دارد. اسدی و بخشی (۲۰۱۳)،^[۳] منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌ی بتنی مسلح برای ارزیابی تأثیر متغیرهای تصادفی، مانند: عدم قطعیت PGA، ضریب اهمیت ساختمان‌ها و ظرفیت شکل‌پذیری به دست آورده و نشان داده‌اند که قابلیت انعطاف‌پذیری ویژه می‌تواند احتمال افزایش بیش از حد خرابی را کاهش دهد. اربریک^۳ و همکاران (۲۰۰۴)،^[۴] منحنی‌های شکنندگی سازه‌های بتن مسلح دارای دال تخت و قاب خمشی را مقایسه کرده‌اند. متغیرهای تصادفی، شامل: عدم قطعیت در مصالح، مقاومت تسلیم فولاد، و مقاومت فشرده‌گی بتن بوده و نتایج نشان داده‌اند که سازه‌ی دارای دال تخت نسبت به سازه‌ی دارای سیستم قاب خمشی، آسیب‌پذیری بیشتری داشته است، که در ترازهای بالای خرابی بیشتر بوده است.

روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو^۴ برای تولید اعداد تصادفی کاربرد دارد، که در آن،

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۱/۲۰، اصلاحیه ۱۴۰۲/۴/۱۰، پذیرش ۱۴۰۲/۴/۲۵.

استناد به این مقاله:

اسدی، پیام و عباسی، حسین. ۱۴۰۳. استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی با بهبود لرزه‌ای روش نمود مدل با ابعاد بالا. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱).

صص. ۶۵-۷۶. DOI:10.24200/J30.2023.62038.3203

اعداد تصادفی با تابع چگالی احتمال، مقدار میانگین و انحراف استاندارد پیش‌فرض تولید می‌شوند. برای حصول اطمینان از درستی و هم‌گرایی روش مونت‌کارلو، تعداد زیادی تحلیل مورد نیاز است؛ در نتیجه، روشی زمان‌بر و پرهزینه است.^[۵] تا نتالاه و همکارش (۲۰۰۲)،^[۶] برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بلند، منحنی‌های شکستگی را با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو به دست آورده‌اند. کازانتزی^۶ و همکاران (۲۰۱۴)،^[۷] از تحلیل دینامیکی افزایشی و شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای ارزیابی عملکرد ساختمان ۴ طبقه‌ی فولادی با پارامترهای تصادفی، مانند مقاومت و شکل‌پذیری استفاده کرده‌اند.

از مطالعاتی که بر روی روش‌های جایگزین شبیه‌سازی مونت‌کارلو متمرکز بوده‌اند، زی و ژو^۷ (۲۰۱۶)،^[۸] ژو و همکاران (۲۰۱۷)،^[۹] زی و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۰] از روش فاصله‌ی زمانی برای تخمین میدان پاسخ دینامیکی سیستم لوفینگ^۸ جرقیل با پارامترهای تصادفی استفاده کرده و دریافته‌اند که روش اخیر در مقایسه با روش مونت‌کارلو، سریع‌تر و کم‌هزینه‌تر است. اگرچه دقت روش اخیر را می‌توان با در نظر گرفتن اصطلاحات مرتبه‌ی بالاتر بهبود بخشید، ولی زمان محاسباتی بسیار بیشتری لازم است. چن^۹ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۱] روش جدیدی را برای تحلیل دینامیکی تصادفی سازه‌های غیرخطی پیشنهاد کردند، که در آن، یک الگوریتم برای انتخاب نقطه در تحلیل پاسخ لرزه‌ای تصادفی سازه‌ها ارائه دادند و دریافتند که روش مذکور، عملکرد خوبی برای دست‌کم ۵۰ متغیر تصادفی دارد. واماوتسیکوس و فراگیداکیس^{۱۰} (۲۰۱۰)،^[۱۲] از تحلیل دینامیکی افزایشی برای ارزیابی تغییرپذیری تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت پارامترهای غیرقطعی مدل‌های سازه‌ای، با تکیه بر روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای ساختمان ۹ طبقه‌ی قاب فولادی استفاده کردند. همچنین برای ارزیابی پارامتر تصادفی عملکرد لرزه‌ای از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، برآورد نقطه‌ای، و روش‌های ممان دوم مرتبه‌ی اول استفاده کردند و دریافتند که روش برآورد نقطه‌ای و روش ممان دوم مرتبه‌ی اول به هزینه‌ی محاسباتی کمتری نیاز دارد. در صورتی‌که شبیه‌سازی مونت‌کارلو بر روی یک تابع سطح پاسخ^{۱۱} و نه در یک مدل دینامیکی با ساختاری بسیار پیچیده انجام شود، هزینه‌های محاسباتی شبیه‌سازی مونت‌کارلو به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد.^[۱۳] از سایر روش‌های پیشنهادی، کریک^{۱۲} و همکاران (۲۰۰۷)،^[۱۴] و ژوک^{۱۳} و سنسوی (۲۰۱۶)،^[۱۵] الگوریتم کوکو^{۱۴} را برای استخراج منحنی‌های شکستگی پیشنهاد دادند. سودرت^{۱۵} و چو (۲۰۱۳)،^[۱۶] روش شبیه‌سازی GPC^{۱۶} را پیشنهاد دادند تا تعداد تحلیل‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای توسعه‌ی منحنی‌های شکستگی را کاهش دهند. در مطالعه‌ی دیگری، ساها^{۱۷} و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۸] با استفاده از شبیه‌سازی GPC تأثیر پارامترهای تصادفی مشخصات مخازن ذخیره‌سازی مایع با پایه‌ی جدا شده را به کمک منحنی‌های شکستگی ارزیابی کردند و نشان دادند که زمان تحلیل‌ها تا ۷۵٪ کاهش می‌یابد.

در سال‌های اخیر، برای ارزیابی لرزه‌ای با استخراج منحنی‌های شکستگی و همچنین تعداد تحلیل‌های محدود و دقت کافی، روش‌های مختلفی مانند: روش کرنل^{۱۸} و نمود مدل با ابعاد بالا (HDMR)^{۱۹} ارائه شده است؛ که در آنها، روابط پاسخ سازه برای تعداد محدودی اعداد تصادفی تولید شده، محاسبه و با استفاده از آنها، منحنی شکستگی تولید می‌شود. بدین ترتیب، تعداد تحلیل‌ها کاهش می‌یابد، هر چند خطاهای محاسباتی نیز به همراه دارند.^[۲۰-۱۹، ۱۶، ۱۳] نیلسون^{۲۰} و همکارش (۲۰۰۷)،^[۲۱] منحنی‌های شکستگی را به روش کرنل برای ارزیابی لرزه‌ای پل‌ها گسترش دادند و دریافتند که هر چند هزینه‌های محاسباتی به صورت قابل توجه کاهش می‌یابد، اما خطای محاسبه با روش کرنل تا حدود ۴۰٪ است. یونیکریشنان^{۲۱} و همکاران (۲۰۱۳)،^[۲۲] برای استخراج منحنی‌های شکستگی، روش HDMR را

پیشنهاد دادند و گزارش کردند که روش HDMR برای سازه‌ی ساده‌ی چرم و فنر و برای سیستم قاب خمشی بتنی ۶ طبقه، هزینه‌های محاسباتی را حدوداً ۹۸٪ کاهش داده است. رحمان^{۲۲} و همکاران (۲۰۱۹)،^[۲۳] در ارزیابی خطر لرزه‌ای، منحنی‌های شکستگی را برای قاب فولادی با روش HDMR تولید کردند و نشان دادند که استفاده از روش اخیر برای استخراج منحنی‌های شکستگی باعث کاهش هزاران تحلیل دینامیکی افزایشی شده است. تاجامپوریام^{۲۳} (۲۰۱۴)،^[۲۴] روش‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو، کرنل و HDMR را برای استخراج منحنی‌های شکستگی سازه‌ی بتنی خمشی از نظر تعداد و زمان تحلیل مقایسه کرد و دریافت که کارایی روش‌های کرنل و HDMR در کاهش زمان و هزینه‌ی محاسبات است. همچنین نتایج نشان داد که منحنی‌های شکستگی تولید شده به روش کرنل، مطابقت چندانی به دلیل تعداد محدود نقاط انتخاب شده با روش پایه‌ای مونت‌کارلو ندارد. هر چند روش HDMR استفاده شده، روشی بسیار کارآمد بوده است، اما نقاط انتخابی برای هر متغیر در تمامی سطوح عملکردی یکسان در نظر گرفته شده است؛ بنابراین در بعضی موارد، دقت محاسبات منحنی‌های شکستگی را کاهش داده است.

اسدی و سورانی (۲۰۲۰)،^[۱] پس از بررسی نقاط ضعف و قوت روش‌های مونت‌کارلو، کرنل و HDMR برای استخراج منحنی‌های شکستگی، روش نمود مدل با ابعاد بالا را از نظر لرزه‌ای بهبود دادند و آن را به اختصار روش SI-HDMR^{۲۴} نامیدند. از الگوریتم پیشنهادی برای استخراج منحنی‌های شکستگی یک سیستم دینامیکی یک درجه‌ی آزادی و یک قاب بتنی ۵ طبقه استفاده شد و نتایج نشان داد که روش پیشنهادی SI-HDMR، هم‌زمان با کاهش قابل توجه تعداد تحلیل‌ها، دقت بالاتری نسبت به سایر روش‌های ذکر شده برای استخراج منحنی‌های شکستگی دارد.

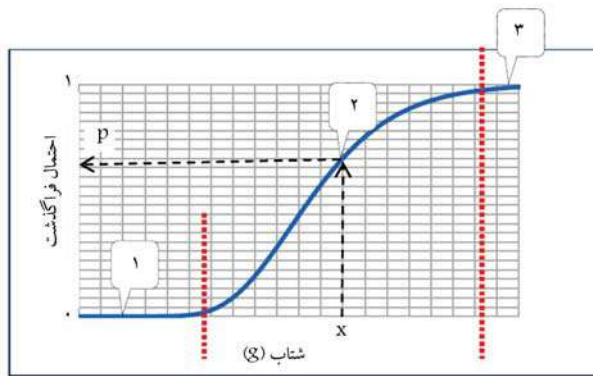
جمع‌بندی مطالعات پیشین نشان می‌دهد که منحنی‌های شکستگی، ابزاری مناسب برای ارزیابی انواع سازه‌ها تحت تغییرات پارامترهای مختلف هستند. همچنین با توجه به زمان‌بر بودن و پرهزینه بودن روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مطالعات زیادی بر روی ارائه‌ی روش‌هایی مانند: کرنل، HDMR و SI-HDMR برای استخراج منحنی‌های شکستگی با دقت بالا، اما تعداد کمتر تحلیل متمرکز شده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر، روش پیشنهادی SI-HDMR، که قبلاً برای قاب‌های بتنی مطرح شده بود، برای سازه‌های فولادی و به صورت سه‌بعدی توسعه یافته و پس از ارائه‌ی آن، روش SI-HDMR بر روی سه نمونه سازه‌ی فولادی ۴، ۹ و ۱۲ طبقه آزموده شده است. روش‌های پیشرفته‌ی ذکر شده‌ی متکی بر الگوریتم شبیه‌سازی مونت‌کارلو، هر چند تعداد تحلیل‌ها را کاهش می‌دهند، اما همواره خطای محاسباتی دارند. از میان روش‌های اخیر، دو روش کرنل و HDMR، که بر روی سازه‌های مشابه آزموده شده‌اند، در مطالعه‌ی حاضر مقایسه شده‌اند.

۲. تئوری و مفاهیم اولیه

۱.۲. تابع شکستگی

با فرض احتمال لوگ نرمال برای احتمال خرابی سازه، احتمال فزونی تقاضا از یک مقدار خرابی مشخص (δ)، که معرف تابع شکستگی است، به صورت رابطه‌ی ۱ است:

$$P(\Delta_D > \delta | IM = im) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(\delta) - \lambda_D | IM = im}{\beta_D}\right) \quad (1)$$



شکل ۱. شکل کلی منحنی شکنندگی.^[۱]

در ناحیه ۱ اول، احتمال رخداد خرابی نزدیک به ۰ و بیشینه‌ی برابر با ۰/۰۲، در ناحیه ۲ سوم نزدیک به ۱ و دست‌کم برابر ۰/۹۸ است و در میانی دوم، بین ۰/۰۲ تا ۰/۹۸ است. مطابق روابط ۳ و ۴، با استفاده از تابع معکوس توزیع تجمعی، مقادیر پاسخ میانگین سازه به ازاء احتمال‌های ۰/۰۲ و ۰/۹۸ در هر سطح عملکرد با مقدار خرابی δ محاسبه می‌شوند:

$$\begin{aligned} P(\Delta_D < \delta) &= 0.02 \\ \rightarrow \ln(\lambda_{D,0.02}) &= \ln(\delta) + \beta_D + \Phi^{-1}(0.02) \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} P(\Delta_D < \delta) &= 0.98 \\ \rightarrow \ln(\lambda_{D,0.98}) &= \ln(\delta) + \beta_D + \Phi^{-1}(0.98) \end{aligned} \quad (4)$$

که در آنها، β_D از تحلیل‌های اولیه با مقادیر میانگین متغیرهای تصادفی به دست می‌آید. با استفاده از منحنی پاسخ میانگین بر حسب شدت زلزله با مقادیر میانگین، پارامترهای تصادفی شدت زلزله متناظر با مقادیر $\lambda_{D,0.02}$ و $\lambda_{D,0.98}$ در هر سطح عملکرد به دست می‌آیند.

ب) در روش کنونی، برای محاسبه‌ی پاسخ سازه تحت سایر شدت‌های زلزله و با مقادیر تصادفی مختلف، توابع پاسخی به ازاء هر متغیر مستقلاً تولید می‌شوند. لذا، شکل کلی توابع پاسخ به صورت رابطه‌ی ۵ است:

$$f(X) = f_0 + \sum_{i=1}^N f_i(X) \quad (5)$$

که در آن، f تابع پاسخ تولیدشده‌ی نهایی، X بردار متغیرها، f_i تابع پاسخ به ازاء متغیر تصادفی i ام، N تعداد متغیرهای تصادفی، و f_0 مقدار تابع پاسخ به ازاء مقادیر میانگین متغیرهای تصادفی هستند. متغیرهای تصادفی، شامل دو دسته متغیرهای تصادفی مربوط به ویژگی‌های سازه و عوامل مرتبط با شدت زلزله می‌شوند. برای تولید توابع مختلف f_i ، ابتدا ترکیب‌هایی از متغیرها تهیه می‌شود و سپس آنها، تحت شدت‌های کلیدی زلزله، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی می‌شوند. هر ترکیب شامل مقادیر مختلف از یک متغیر تصادفی با میانگین سایر متغیرهاست. در مطالعه‌ی حاضر، توابع پاسخ f_i توابع چندجمله‌ای درجه ۲ مطابق با رابطه‌ی ۶ فرض شده‌اند. ضرایب ثابت a ، b و c در رابطه‌ی ۶ به کمک روابط ۷ و ۸ تخمین زده می‌شوند:

$$ax_i^2 + bx_i + c = y_i \quad (6)$$

جدول ۱. مقادیر بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقات در هر سطح عملکرد برای سازه‌های فولادی.^[۲۶]

حدود آسیب	توصیف حدود آسیب	حداکثر جابجایی نسبی طبقات (%)
DS۱	تغییر سازه‌ای نیاز نمی‌باشد	۱/۵
DS۲	نیاز به تغییرات سازه‌ای	۲/۷
DS۳	نیاز به تغییرات سازه‌ای عمده	۴/۷
DS۴	فروریزش و تخریب	۷/۱

که در آن، Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، λ_D لگاریتم طبیعی میانگین تقاضای زلزله به عنوان تابع بزرگای زلزله، β_D انحراف استاندارد توزیع نرمال برای تقاضای زلزله‌ی موردنظر و IM معرف پارامتر شدت زلزله هستند.

در پژوهش حاضر، شاخص خرابی δ ، بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای انتخاب شده است. در جدول ۱، مطابق با استاندارد FEMA – P۵۸^[۲۶]، حدود جابجایی نسبی طبقه‌ی برای ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی ارائه شده است.

دو پارامتر λ_D و β_D در تابع شکنندگی بسیار مهم هستند و روش پایه‌ای برای محاسبه‌ی آنها، استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو است؛ که در آن، به کمک الگوریتمی مانند رابطه‌ی ۲، تعداد زیادی مقدار برای متغیرهای تصادفی با در اختیار داشتن مقدار میانگین و انحراف استاندارد هر متغیر تولید می‌شود.^[۲۷]

$$\begin{aligned} Get \quad 0 < I_i < 6075 \\ I_{i+1} &= (106I_i + 1283) \bmod 6075 \\ \rightarrow r_{i+1} &= I_{i+1}/6075 \\ \rightarrow x_{i+1} &= F^{-1}(r_{i+1}) \end{aligned} \quad (2)$$

که در آن، x_i متغیر تصادفی تولید شده و F تابع تجمعی احتمال اختیارشده برای متغیر تصادفی است. مقدار r_i مقدار تولید شده با الگوریتم مونت کارلو است؛ که چون در گام بعدی، الگوریتم متناظر با احتمال رخداد پدیده کوچک‌تر یا مساوی x_i است، الگوریتم مونت کارلو مقدار r_i را بین ۰ تا ۱ تولید می‌کند.

سپس سازه‌های تولید شده با مقادیر مذکور متغیرهای تصادفی تحت خطر زلزله تحلیل و پاسخ سازه در هر حالت به دست می‌آید. با در دست داشتن پاسخ‌های اخیر، مقادیر میانگین (λ_D) و انحراف استاندارد (β_D) به دست می‌آیند. فرایند تولید متغیر تصادفی با شبیه‌سازی مونت کارلو تا حصول هم‌گرایی ادامه می‌یابد.

با توجه به اینکه در تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله، مدت زمان لازم برای هر تحلیل غیرخطی و همچنین تعداد تحلیل‌ها با روش پایه‌ای استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو بسیار زیاد هستند، در مطالعه‌ی حاضر، روشی پیشنهاد شده است که برای سازه‌های فولادی دو مقدار λ_D و β_D را با دقت مناسب و با تعداد تحلیل‌های کم به ازاء شدت‌های مختلف زلزله و در سطوح مختلف عملکردی به دست می‌دهد.

۲.۲. روش پیشنهادی SI – HDMR

به صورت کلی، مراحل استخراج منحنی شکنندگی با کمک روش پیشنهادی SI-HDMR به این شرح است:

الف) مطابق شکل ۱، منحنی شکنندگی به صورت کلی برای هر سطح عملکرد به سه ناحیه تقسیم می‌شود:



شکل ۲. مراحل استخراج منحنی شکنندگی با روش پیشنهادی SI-HDMR.

می‌شود:

$$\beta_{comp} = \sqrt{\frac{\beta_{d/IM}^2 + \beta_c^2}{b}} \quad (10)$$

$$\beta_{d/IM} \cong \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(aIM^b))^2}{N - 2}} \quad (11)$$

که در آنها، d_i مقادیر پاسخ به‌دست آمده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، $a(IM)^b$ مقادیر میانگین پاسخ در هرگام پیش‌روندگی شتاب با توجه به ضرایب a و b به‌دست آمده از منحنی برازش رابطه‌ی توانی، N تعداد شتاب‌نگاشت‌ها و β_c انحراف استاندارد مرتبط با هر سطح عملکرد است، که مقدار 0.25 برای آن پیشنهاد شده است.

گام ۶. پس از محاسبه‌ی مقدار میانگین از رابطه‌ی ۹ و میزان انحراف استاندارد در هر سطح شتاب از رابطه‌ی ۱۰، با استفاده از تابع شکنندگی، احتمال فراگذشت از مقدار خرابی متناظر با هر سطح عملکرد محاسبه شده است.

همچنین مراحل مختلف استخراج منحنی شکنندگی با روش HDMR به این شرح است:

گام ۱. مقادیری برای پارامترهای تصادفی انتخاب می‌شوند. برای این منظور، از میانگین و ۲ برابر انحراف استاندارد متغیرها استفاده می‌شود؛

گام ۲. پس از انتخاب نقاط برای پارامترهای تصادفی، مقادیر مذکور باید با هم ترکیب شوند. لذا، مقادیر متغیر موردنظر با میانگین متغیرهای دیگر ترکیب می‌شوند.

$$\begin{bmatrix} x_1 & x_2 & 1 \\ x_1 & x_2 & 1 \\ x_1 & x_2 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$XA = Y \rightarrow A = X^{-1}Y \quad (8)$$

که در آنها، x_1 تا x_3 مقادیر مختلف متغیر تصادفی و y_1 تا y_3 پاسخ‌های به‌دست آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای ترکیب‌های مختلف تحت شدت‌های زلزله به‌دست آمده در گام الف هستند. همچنین X ماتریس متغیرها، A ماتریس ضرایب و Y ماتریس پاسخ هستند. از آنجایی که در تابع شکنندگی، هر دو مقدار میانگین و انحراف استاندارد موردنیاز است، لذا باید برای هر دو پارامتر اخیر، تابع پاسخ تهیه شود. در مطالعه‌ی حاضر، برای محاسبه‌ی توابع پاسخ، از هر مقدار تصادفی (x_j) سه مقدار انتخاب شده است. همچنین، برای هر شتاب‌نگاشت، یک تابع پاسخ تهیه شده است؛ ولی تابع انحراف استاندارد برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها تولید شده است.

پس از تهیه‌ی توابع پاسخ در هر سطح عملکرد، به کمک روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مقادیر مختلف برای متغیرهای x_j تولید و به ازاها ترکیب‌های مختلف x_j ، یک مقدار پاسخ برای هر شتاب‌نگاشت و یک مقدار انحراف استاندارد برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها تخمین زده شده است. الگوریتم استفاده شده برای توزیع مونت‌کارلو مطابق با رابطه‌ی ۲ بوده است. کمیته‌ی تعداد عدد تصادفی تولید شده، 500 و شرط هم‌گرایی عدم تغییر نتایج بیش از 2% در 50 عدد تولید شده‌ی متوالی بوده است. مقدار میانگین و انحراف استاندارد مقادیر پاسخ تخمین زده شده در تابع شکنندگی جای‌گذاری شده و منحنی‌های شکنندگی برای هر سطح عملکرد به‌دست آمده‌اند. در شکل ۲، مراحل ذکرشده‌ی روش پیشنهادی SI-HDMR برای استخراج منحنی شکنندگی مشاهده می‌شود.

۳.۲. روش‌های کرنل و HDMR

تاکنون روش‌های مختلفی برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با تعداد تحلیل‌های کمتر ارائه شده است، که دو روش کرنل و HDMR از مطرح‌ترین آنها هستند. در روش کرنل، برای هر سطح عملکرد خاص، یک تابع شکنندگی به‌منظور تعیین احتمال فراگذشت از مقدار خرابی متناظر با هر سطح عملکرد برای هر شدت زمین‌لرزه ارائه می‌شود. مراحل استخراج منحنی شکنندگی به روش کرنل به این شرح است:

گام ۱. ابتدا تعداد گام پیش‌روندگی برای شتاب طیفی انتخاب می‌شود؛

گام ۲. برای پارامترهای تصادفی به تعداد گام‌ها، اعداد تصادفی به روش مونت‌کارلو تولید می‌شوند؛

گام ۳. در هر گام، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی انجام می‌شود، سپس میانگین پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مختلف استخراج می‌شود؛

گام ۴. بین نقاط شدت زلزله و میانگین پاسخ، نمودار رابطه‌ی توانی به‌صورت رابطه‌ی ۹ برازش داده می‌شود

$$\widehat{EDP} = a(IM)^b \quad (9)$$

گام ۵. میزان پراکندگی پاسخ‌ها محاسبه و با استفاده از روابط ۱۰ و ۱۱ تخمین زده

جدول ۲. مقاطع اعضاء سازه‌ی ۹ طبقه‌ی مورد مطالعه.^[۹]

طبقه	مشخصات تیر	مشخصات ستون
۱	W۴۰X۱۸۳	W۱۴X۵۵۰
۲	W۴۰X۱۸۳	W۱۴X۵۵۰
۳	W۳۶X۱۵۰	W۱۴X۵۵۰
۴	W۳۶X۱۵۰	W۱۴X۴۵۵
۵	W۳۶X۱۵۰	W۱۴X۴۵۵
۶	W۳۳X۱۱۸	W۱۴X۳۹۸
۷	W۳۳X۱۱۸	W۱۴X۳۹۸
۸	W۲۷X۹۴	W۱۴X۳۴۲
۹	W۲۱X۶۲	W۱۴X۳۴۲

داشتند، که ضخامت آنها در ۶ طبقه‌ی اول برابر با ۱۸ میلی‌متر و در ۶ طبقه‌ی دوم برابر با ۱۶ میلی‌متر بوده است. همچنین مقطع همه‌ی تیرها، از نوع استاندارد $50 \times W16$ بوده است.

۲.۳. مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees

نرم‌افزار OpenSees^[۲۶، ۲۷] یک نرم‌افزار تحلیل ماکروست، که رایگان و متن باز است و در حوزه‌ی تحلیل و پژوهش ساختارهای سازه‌ای و ژئوتکنیکی قابلیت دارد. در پژوهش حاضر، سازه‌ها به‌صورت غیرخطی برای انجام تحلیل در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده‌اند. برای مدل‌سازی چشمه‌های اتصال از روش‌های مدل‌سازی گویتا^{۲۷} و کراوینگر^{۲۸} استفاده شده است. اتصال چشمه‌ی اتصال به تیرهای مجاور از نوع صلب بوده و در محل اتصال آن به ستون‌های فوقانی و تحتانی، مفاصل خمیری تعریف شده است. در مدل‌سازی با مدل مفصل خمیری برای مدل‌سازی اعضا، نقاط ابتدا و انتهای عضو که احتمالاً در زلزله، رفتار غیرخطی خواهند داشت به‌صورت یک مفصل متمرکز غیرخطی مدل‌سازی شده‌اند. در روش اخیر، امکان مدل‌سازی نرم‌شدگی اعضا و زوال سازه نیز وجود دارد. مدل‌سازی اعضاء تیر و ستون سازه در روش مفصل متمرکز به‌صورت کشسان بوده و رفتار غیرخطی سازه‌ها در مفصل‌های خمیری در انتهای تیر یا ستون تعریف شده است. در نتیجه، سختی مفاصل خمیری ستون‌ها، میزان صلبیت اتصال چشمه‌ی اتصال به ستون‌ها را مشخص خواهد کرد. مدل‌سازی مفاصل خمیری تیرها و ستون‌ها، رفتار ممان انحنای مفاصل خمیری مذکور، منطبق بر مدل زوال ایبارا^{۲۹} -کراوینگر بوده است،^[۳۳] که در مدل اشاره شده، برای تعریف رفتار لنگر -انحنا، مطابق با مصالح تک‌محوری Bilin^[۳۴] بوده است، که توسط لیگنوس و کراوینگر^{۳۰} گسترش یافته است.^[۳۴] مفاصل خمیری با المانی با طول صفر (Zerolength) ایجاد و سپس رفتار المان مذکور در جهت دورانی منطبق بر رفتار لنگر - انحنای مصالح Bilin^[۳۴] تعریف شده است. اثر P-Delta بر روی قاب‌های خمشی نیز لحاظ شده است.

زمان تناوب‌های سازه در نرم‌افزار OpenSees برای سازه‌های ۴، ۹ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با $1/3$ ، $1/7$ و $2/3$ ثانیه بوده است. برای راستی‌آزمایی، منحنی پوش‌آور یک نمونه سازه‌ی ساده‌ی ۴ طبقه از مطالعه‌ی شی^{۳۱} و همکاران^[۳۵]، (۲۰۲۰)،

سیس هر ترکیب، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی می‌شود و سپس مقدار میانگین و انحراف استاندارد پاسخ سازه‌ها به ازاء شتاب‌نگاشت مختلف به‌دست می‌آید؛

گام ۳. برای میانگین و انحراف استاندارد پاسخ‌ها، یک رابطه‌ی چندجمله‌ای درجه‌ی ۲ به ازاء هر متغیر تصادفی، مانند آنچه در روش SI-HDMR ذکر شده است، محاسبه می‌شود. بدین ترتیب، با استفاده از روابط به‌دست آمده، امکان محاسبه‌ی مقادیر میانگین و انحراف استاندارد پاسخ به ازاء هر مجموعه از اعداد تصادفی ایجاد می‌شود.

گام ۴. در این مرحله، برای هر شدت زلزله و به ازاء مقادیر تصادفی تولید شده با شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مقادیر میانگین و انحراف استاندارد پاسخ‌ها به‌دست می‌آید تا با جایگذاری در تابع شکندگی، منحنی شکندگی تولید شود.

برتری روش SI-HDMR نسبت به روش HDMR به این شرح است:

۱. در روش SI-HDMR، محدوده‌ی متغیرهای تصادفی براساس حدود واقعی تنظیم می‌شود؛ اما در روش HDMR، حدهای بالا و پایین، اختلاف دو برابر انحراف استاندارد با مقدار میانگین دارند، که ممکن است که حدود ذکرشده از حدود واقعی اختلاف زیادی داشته باشند و تحلیل‌ها در نقاط غیرواقعی انجام شود؛

۲. در روش SI-HDMR، برای هر شتاب‌نگاشت و هر حد عملکرد، یک تابع پاسخ تولید می‌شود، که خود سبب کاهش خطا می‌شود؛

۳. در روش SI-HDMR، مقادیر کلیدی شدت زلزله براساس شکل کلی منحنی‌های شکندگی و متناظر با هر حد عملکرد به‌دست می‌آید، که سبب کاهش خطای محاسباتی می‌شود.

۳. مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها

در بخش کنونی، مشخصات سازه‌های فولادی بررسی و همچنین مدل‌سازی آنها در نرم‌افزار تشریح شده است. همچنین راستی‌آزمایی رفتار غیرخطی در نرم‌افزار تشریح شده است.

۳.۱. مشخصات سازه‌های فولادی بررسی شده

سه سازه ۹، ۴ و ۱۲ طبقه‌ی فولادی به ترتیب از مطالعات کازانتزی^[۷]، (۲۰۱۴)، و امواتسیکوس و فراگیا داکیس^[۱۲]، (۲۰۱۰)، و جیانگ^{۲۵} و همکاران^[۲۸]، (۲۰۲۰)، برای پژوهش حاضر انتخاب شده‌اند. سازه‌ها شکل‌پذیری ویژه‌ای داشتند. سازه‌ی ۴ طبقه، ۴ دهانه در سمت شمالی - جنوبی و ۳ دهانه در سمت شرقی - غربی داشت، که طول هر دهانه $9/1$ متر و ارتفاع طبقه‌ی اول آن، $4/6$ متر و بقیه‌ی طبقات $3/7$ متر بوده است. سازه‌ی مذکور، براساس آیین‌نامه‌های IBC^[۲۹] و AISC^[۳۰] در شهر لس‌آنجلس طراحی شده است. خاک سه سازه‌ی اخیر، مطابق طبقه‌بندی زلزله‌ی آیین‌نامه‌ی ASCE^[۳۱]، از طبقه‌ی D بوده است. مقاطع تیرهای سازه‌ی ۴ طبقه در دو طبقه‌ی اول $W27 \times 102$ و در دو طبقه‌ی بعدی $W21 \times 93$ و نیز ستون‌های آن در سه طبقه‌ی اول $W24 \times 117$ و در طبقه‌ی آخر $W24 \times 76$ بوده‌اند. مشخصات مقاطع قاب سازه‌ی ۹ طبقه در جدول ۲ ارائه شده است. ارتفاع طبقات سازه‌ی ۱۲ طبقه برابر با ۳ متر با ۶ دهانه به طول ۶ متر بوده است. ستون‌های سازه‌ی ۱۲ طبقه، مقطعی به‌صورت قوطی مربع‌شکل با عرض ۵۰۰ میلی‌متر

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده. [۳۷]

شماره	نام زلزله	ایستگاه	سال	PGA (g)
۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۰/۲۴
۲	Landers	Cool Water	۱۹۹۲	۰/۳۸
۳	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۰/۳۴
۴	Northridge	Canyon Country - W Lost Cany	۱۹۹۴	۰/۴۸
۵	Northridge	Mulhol – Beverly Hills ۱۲۵۲°	۱۹۹۴	۰/۶۹
۶	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۰/۳۸
۷	Imperial Valley	El Centro Array # ۱۱	۱۹۷۹	۰/۲۴
۸	Kobe	Shin - Osaka	۱۹۹۵	۰/۳۶
۹	Kobe	Nishi - Akashi	۱۹۹۵	۰/۵
۱۰	Kocaeli	Duzce	۱۹۹۹	۰/۳۶
۱۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	۱۹۷۱	۰/۲۲
۱۲	Superstition Hills	Poe Road (temp)	۱۹۸۷	۰/۴۵
۱۳	Loma Prieta	Gilroy Array # ۳	۱۹۸۹	۰/۵۵
۱۴	Loma Prieta	Hollister Differential Array	۱۹۸۹	۰/۲۸
۱۵	Tabas Iran	Boshrooyeh	۱۹۷۸	۰/۱۶

۱.۴. شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

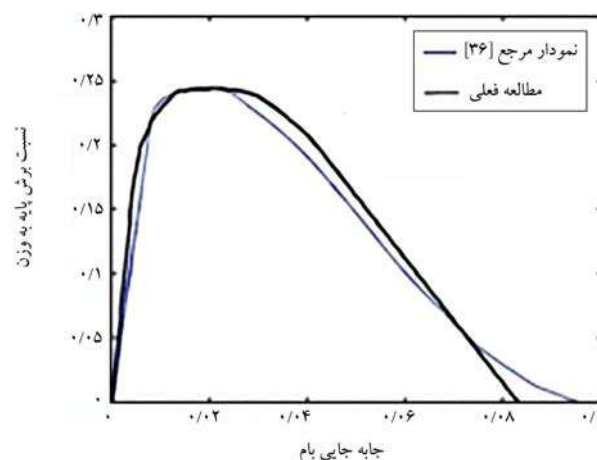
روش تحلیل دینامیکی فراینده (IDA)، یک روش تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها براساس عملکرد است، که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند. [۳۶] طبق آیین‌نامه‌ی ۱۶ - ۷ - ASCE، [۳۱] دست‌کم ۱۱ زوج شتاب‌نگاشت افقی برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی موردنیاز است. در پژوهش حاضر، از ۱۵ شتاب‌نگاشت از مطالعات ۲ ngawest، [۳۷] با بزرگی بین ۶/۵ تا ۷ ریشتر، ثبت شده بر روی خاک D و با فاصله‌ی بیشتر از ۱۰ کیلومتر به‌عنوان شتاب‌نگاشت دور از گسل مستخرج شده است. در جدول ۳، شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده ارائه شده است. همچنین طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها مطابق با ضوابط طیف طرح مندرج در آیین‌نامه‌ی ۱۶ - ۷ - ASCE، [۳۱] مقیاس شده است.

۲.۴. پارامتر تصادفی تنش تسلیم فولاد

مهم‌ترین پارامتر تصادفی برای تعیین ظرفیت مقاومت جانبی سازه‌های فولادی، تنش تسلیم است. در مطالعه‌ی حاضر، مشخصات پارامتر تصادفی تنش تسلیم از منابع [۳۸، ۳۹] استخراج شده است، که دارای میانگین ۲۴۰ MPa، انحراف استاندارد ۲۸ MPa و توزیع نرمال بوده است. برای تنش تسلیم، اعداد تصادفی با شبیه‌سازی مونت‌کارلو تولید شده است.

۵. نتایج و بحث

در بخش کنونی، منحنی‌های شکنندگی به‌دست‌آمده از روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه و بر روی نتایج بحث شده است.



شکل ۳. مقایسه‌ی منحنی پوش‌آور مطالعه‌ی شی و همکاران (۲۰۲۰)، [۳۵] با مطالعه‌ی حاضر.

به‌دست آمده و با منحنی پوش‌آور راستی‌آزمایی شده‌ی مطالعه‌ی اخیر، [۳۵] در شکل ۳ مقایسه شده است، که تطابق مناسب دو منحنی را نشان می‌دهد.

۴. پارامترهای تصادفی

در مطالعه‌ی حاضر، از دو دسته پارامترهای تصادفی مرتبط با تحریک زلزله و مصالح مصرفی استفاده شده است.

۱.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با شبیه‌سازی مونت‌کارلو

برای محاسبه‌ی منحنی‌های شکنندگی با شبیه‌سازی مونت‌کارلو، پس از تولید مقادیر تصادفی برای پارامترهای تصادفی، سازه‌های مختلف تولید شده با مقادیر مذکور، تحت تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی افزایشی در چندین Sa قرار گرفته و پاسخ‌های سازه (بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای سازه‌ها) در هر Sa به‌دست آمده است. براساس مقادیر میانگین و انحراف استاندارد لگاریتم طبیعی پاسخ‌های به‌دست‌آمده و با استفاده از توابع شکنندگی، احتمال فراگذشت آسیب در سطوح مختلف محاسبه شده است.

۲.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش کرنل

برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش کرنل، به تعداد گام‌های پیش‌روندگی شدت زلزله، اعداد تصادفی به روش مونت‌کارلو تولید می‌شود. سازه‌های تولید شده‌ی مختلف، هر یک تحت شدت زلزله‌ی متناظر خود قرار می‌گیرند. سپس تابع توانی به پاسخ‌های به‌دست‌آمده برازش می‌شود. روابط ۱۲ الی ۱۴، روابط برازش شده به پاسخ‌های به‌دست‌آمده به ترتیب برای سازه‌های ۴، ۹ و ۱۲ طبقه هستند.

$$\widehat{EDP} = 0.0335(IM)^{0.9922} \quad (12)$$

$$\widehat{EDP} = 0.0254(IM)^{0.9524} \quad (13)$$

$$\widehat{EDP} = 0.0677(IM)^{1.2039} \quad (14)$$

که در آنها، EDP پارامتر موردانتظار تقاضای مهندسی است، که در مطالعه‌ی حاضر، برابر میانگین بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای است. با در اختیارداشتن مقدار ذکر شده و مقادیر انحراف استاندارد، منحنی شکنندگی برای سازه‌ها تولید می‌شود.

۳.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش HDMR

برای استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش HDMR، مقدار میانگین، مجموع میانگین، و دو برابر انحراف استاندارد و همچنین تفاضل مقدار میانگین و دو برابر انحراف استاندارد پارامتر تصادفی تنش تسلیم برای سه سازه‌ی ۴، ۹ و ۱۲ طبقه ترکیب شده‌اند.

سپس ترکیب‌های مختلف از پارامترهای تصادفی به‌دست آمده تحت تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی قرار گرفته و توابع چندجمله‌ای درجه‌ی ۲ برای میانگین پاسخ‌ها و انحراف استاندارد آنها بر حسب متغیرهای تصادفی برای متغیرهای تصادفی برازش شده است. در روابط ۱۵ و ۱۶، روابط کلی برازش شده ارائه شده است:

$$\mu_y(ory) = f_0 + f(f_y) + f(f_{sa}) \quad (15)$$

$$f(x) = ax^2 + bx + c \quad (16)$$

که در آنها، y معرف پاسخ سازه، μ معرف میانگین پاسخ‌ها، σ معرف انحراف استاندارد پاسخ‌ها، ضرایب a ، b و c ضرایب ثابت برازش شده و f_0 معرف مقدار میانگین یا انحراف استاندارد پاسخ‌ها به ازاء مقادیر میانگین پارامترهای تصادفی هستند.

سپس برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش HDMR، در هرگام پیش‌روندگی شدت زلزله با کمک روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مقادیر زیاد تنش تسلیم تولید شده و میانگین پاسخ‌های به‌دست‌آمده با کمک توابع پاسخ به‌دست آمده است. منحنی‌های شکنندگی در هر سطح خرابی، با مقادیر میانگین و انحراف استاندارد‌های به‌دست‌آمده‌ی اخیر، تولید شده‌اند.

۴.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش SI - HDMR

مقدار میانگین بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای سازه‌های فولادی تحت ۱۵ شتاب‌نگاشت یاد شده با مقدار تنش تسلیم متوسط به ازاء شدت‌های مختلف زلزله به‌دست آمده است. با توجه به آیین‌نامه‌ی FEMA - P695^[۲۰]، انحراف استاندارد پاسخ‌ها برای سازه‌های با کیفیت عالی و خوب طراحی شده برابر ۲/۰ و ۳/۰ بوده است، که برای در نظر گرفتن در رابطه‌ی معکوس تابع شکنندگی (روابط ۳ و ۴) مقدار ۲۵/۰ اختیار شده است.

سپس مقادیر میانگین پاسخ‌ها از روابط ۳ و ۴، در هر سطح عملکرد و شتاب زلزله متناظر با مقادیر میانگین محاسبه شده، به‌دست آمده است. بدین ترتیب، ترکیب‌های تولیدشده با روش SI-HDMR برای سطوح مختلف عملکردی به‌دست آمده است.

در ادامه، تحلیل IDA بر روی ترکیب‌های به‌دست‌آمده انجام شده و با کمک روابط ۶ الی ۸، توابع پاسخ برای هر شتاب‌نگاشت و تابع انحراف استاندارد برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها در هر سطح عملکرد به‌دست آمده است. ضرایب ثابت معادلات اخیر به‌صورت درجه دوم بوده است. با به‌دست‌آوردن توابع مذکور، در هر سطح شتاب با کمک شبیه‌سازی مونت‌کارلو، تعداد زیادی مقدار برای تنش تسلیم تولید شده و سپس پاسخ میانگین به‌دست آمده است. با جای‌گذاری مقادیر میانگین و انحراف استاندارد به‌دست‌آمده در توابع شکنندگی، منحنی‌های شکنندگی با روش SI-HDMR تولید شده است.

۵.۵. مقایسه منحنی‌های شکنندگی تولیدشده با روش‌های مختلف

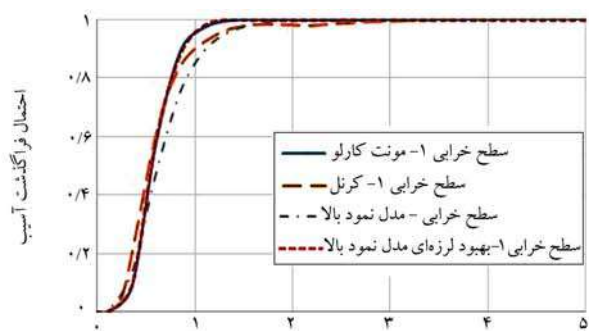
در بخش حاضر، منحنی‌های شکنندگی تولیدشده به روش SI-HDMR با روش‌های متداول در سطوح عملکردی مختلف مقایسه شده‌اند. در شکل‌های ۴ الی ۶، مقایسه‌ی منحنی‌های تولید شده به روش‌های مختلف مشاهده می‌شود.

نتایج نشان می‌دهند که منحنی‌های شکنندگی تولیدشده به روش SI-HDMR در تمامی سطوح عملکردی سازه‌ها مطابقت خوبی با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو داشته است؛ که دلیل آن، سازگاری توابع پاسخ ایجاد شده با پاسخ واقعی سازه‌هاست. منحنی شکنندگی تولید شده به روش HDMR در سطوح عملکردی پایین‌تر، مطابقت خوبی با روش مونت‌کارلو داشته و در روش کرنل نیز به دلیل انتخاب محدود پارامترهای تصادفی، دقت منحنی‌های شکنندگی کاهش یافته است.

برای محاسبه‌ی درصد خطای روش‌های کرنل، HDMR و SI-HDMR در مقایسه با روش پایه‌ای از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو مطابق رابطه‌ی ۱۷ استفاده شده است:

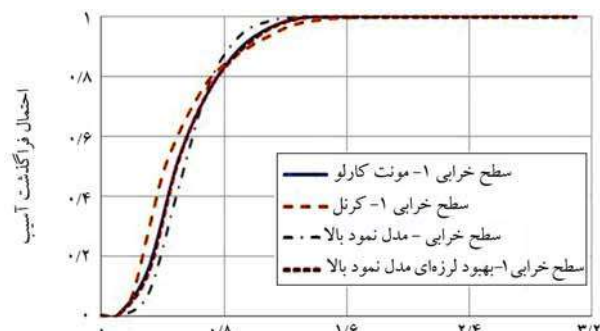
$$Error = \frac{\sum \left| \frac{x - x_{MCS}}{x_{MCS}} \right|}{n} \times 100 \quad (17)$$

که در آن، x مقدار احتمال فراگذشت در هر سطح عملکرد در یکی از روش‌های



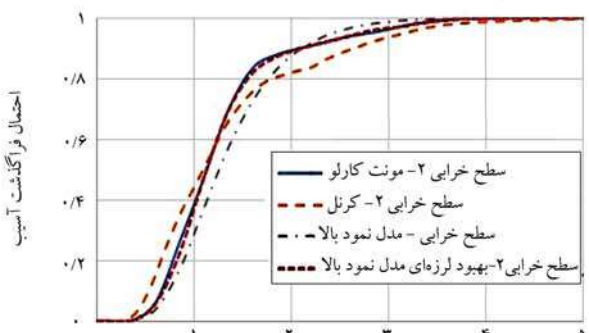
شاخص طیفی (g)

الف) ۱ DS



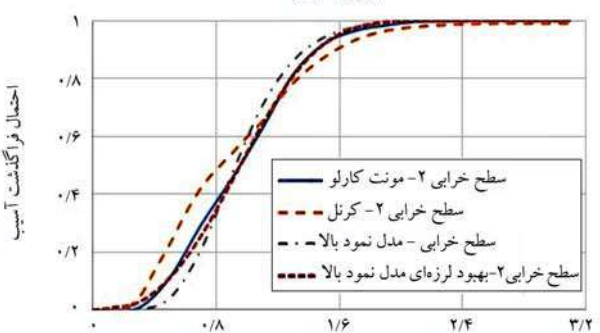
شاخص طیفی (g)

الف) ۱ DS



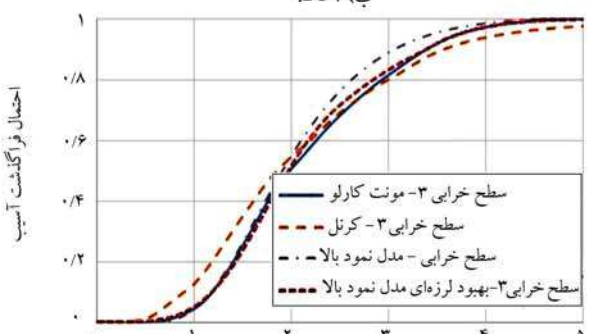
شاخص طیفی (g)

ب) ۲ DS



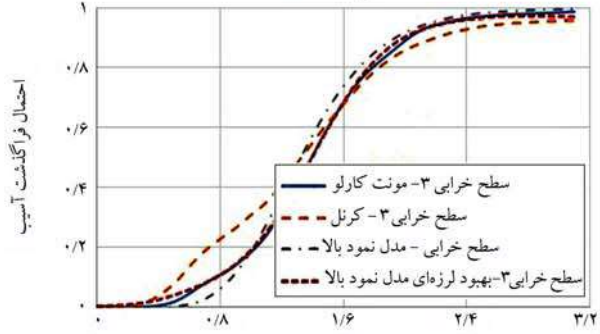
شاخص طیفی (g)

ب) ۲ DS



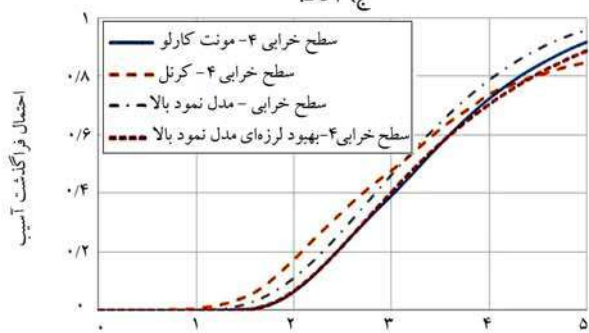
شاخص طیفی (g)

ج) ۳ DS



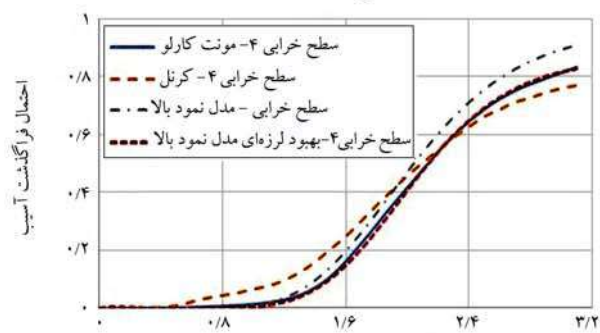
شاخص طیفی (g)

ج) ۳ DS



شاخص طیفی (g)

د) ۴ DS

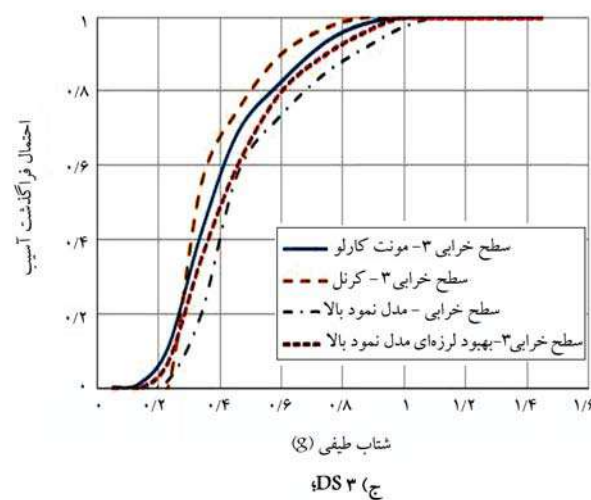
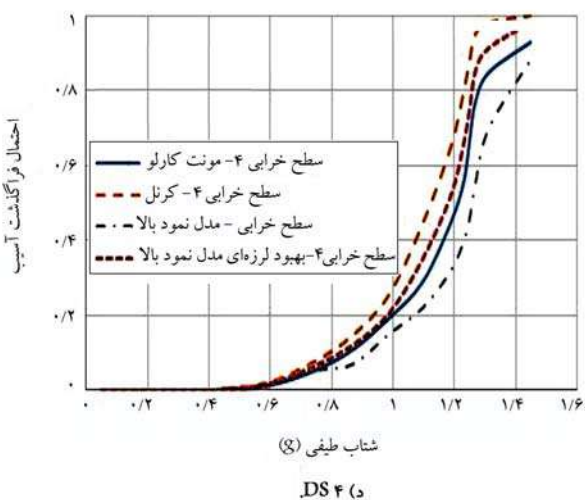
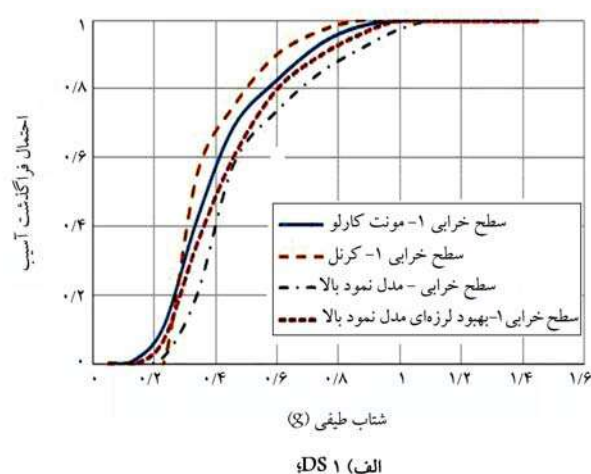
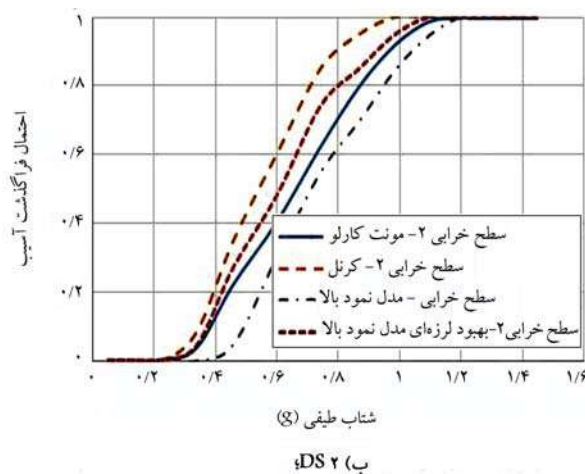


شاخص طیفی (g)

د) ۴ DS

شکل ۵. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی تولید شده‌ی روش‌های متداول برای سازی ۹ طبقه در سطوح عملکردی.

شکل ۴. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی تولید شده‌ی روش‌های متداول برای سازی ۴ طبقه در سطوح عملکردی.



شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی تولیدشده‌ی روش‌های متداول برای سازه‌ی ۱۲ طبقه در سطوح عملکردی.

منحنی‌های شکنندگی تولیدشده با روش SI-HDMR با منحنی‌های شکنندگی تولیدشده با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و همچنین سایر روش‌های استخراج منحنی شکنندگی با تعداد کم تحلیل مقایسه شده و این نتایج به‌دست آمده است:

— استفاده از روش پیشنهادی، تعداد تحلیل‌ها را نسبت به روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو بیش از ۹۹٪ کاهش داده است. هر چند تعداد تحلیل‌های موردنیاز در روش SI-HDMR (۳۰) تحلیل برای هر سازه نسبت به روش (۷۵) HDMR تحلیل برای هر سازه ۴ برابر است، اما کاهش به حدی بوده است که این نسبت افزایش چشم‌گیر نبوده است. همان‌طور که روش پیشنهادی SI-HDMR، در حدود ۳۰٪ تعداد تحلیل کمتر از روش کرنل (۴۶۵) تحلیل برای هر سازه دارد؛

— روش پیشنهادی SI-HDMR نسبت به روش پایه‌ی مونت‌کارلو کمترین خطا را داشته است. بیشینه‌ی مقدار خطا در روش SI-HDMR، ۲۷٪ بوده است (برای سازه‌ی ۱۲ طبقه در سطح عملکرد ۴)، در حالی که بیشینه‌ی خطای روش‌های کرنل و HDMR به ترتیب تا ۸۰ و ۶۰ درصد (برای سازه‌ی ۹ طبقه در سطح عملکرد ۴) بوده است؛

— خطاهای محاسباتی برای استخراج منحنی شکنندگی در سطوح بالای عملکردی

ذکر شده، x_{monte} مقدار احتمال فراگذشت در هر سطح عملکرد در روش استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو و n تعداد کل مقدارها در هر سطح عملکرد هستند. در جدول‌های ۴ الی ۶، روش‌های استخراج منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌ها، از نظر: زمان، تعداد تحلیل، و میزان خطا با روش مونت‌کارلو مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که میزان خطا برای استخراج منحنی شکنندگی به روش SI-HDMR نسبت به سایر روش‌ها کمتر است. همچنین خطای روش‌های دیگر برای سطوح عملکردی بالا (مانند سطح عملکرد DS_4) بیشتر است، ولی میزان خطا در روش SI-HDMR، تفاوتی با تغییر سطوح عملکردی افزایشی، مانند سایر روش‌ها ندارد. افزایش اندک زمان محاسبات برای روش SI-HDMR در مقایسه با روش HDMR با توجه به کاهش قابل ملاحظه‌ی مقادیر خطا، توجیه‌پذیر است.

۶. جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی حاضر، روش SI-HDMR برای استخراج منحنی‌های شکنندگی سازه‌های فولادی با تعداد کمتری تحلیل نسبت به حالت استخراج منحنی شکنندگی با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو ارائه شده است. روش SI-HDMR بر روی سه سازه‌ی ۴، ۹ و ۱۲ طبقه آزموده شده است. برای ارزیابی کارایی روش پیشنهادی،

جدول ۴. مقایسه‌ی روش‌های مختلف استخراج منحنی شکنندگی برای سازه‌ی ۴ طبقه.

روش	تعداد تحلیل	زمان تحلیل	خطا (%)			
			DS۱	DS۲	DS۳	DS۴
مونت کارلو	$15 \times 300 \times 16$	۷۹۲ ساعت	-	-	-	-
کرنل	15×31	۳ ساعت	۱۶	۳۵	۵۲	۶۰
HDMR	15×5	۳۰ دقیقه	۲	۸/۵	۱۷	۳۰
SI-HDMR	$15 \times 5 \times 4$	۲ ساعت	۰/۱	۱/۵	۹	۲۱

جدول ۵. مقایسه‌ی روش‌های مختلف تولید استخراج شکنندگی برای سازه‌ی ۹ طبقه.

روش	تعداد تحلیل	زمان تحلیل	خطا (%)			
			DS۱	DS۲	DS۳	DS۴
مونت کارلو	$15 \times 300 \times 16$	۹۰۰ ساعت	-	-	-	-
کرنل	15×31	۶ ساعت	۹	۲۵	۳۵	۸۰
HDMR	15×5	۱ ساعت	۳	۷/۵	۱۰	۶۰
SI-HDMR	$15 \times 5 \times 4$	۴ ساعت	۰/۳	۱	۷	۲۲

جدول ۶. مقایسه‌ی روش‌های مختلف استخراج منحنی شکنندگی برای سازه‌ی ۱۲ طبقه.

روش	تعداد تحلیل	زمان تحلیل	خطا (%)			
			DS۱	DS۲	DS۳	DS۴
مونت کارلو	$15 \times 300 \times 16$	۱۰۰۰ ساعت	-	-	-	-
کرنل	15×31	۸ ساعت	۲۰	۳۵	۵۸	۴۰
HDMR	15×5	۱ ساعت	۲۴	۳۴	۴۰	۳۳
SI-HDMR	$15 \times 5 \times 4$	۴ ساعت	۱۵	۱۶	۲۱	۲۷

— با توجه به اینکه تغییرشکل‌های خمیری و آسیب‌های رخ داده در سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه نسبت به سازه‌ی ۴ طبقه بیشتر بوده‌است، خطای محاسبات منحنی شکنندگی برای سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه نسبت به خطای محاسبات منحنی شکنندگی برای سازه‌ی ۴ طبقه به صورت قابل ملاحظه‌ای بیشتر بوده است.

به علت رفتار غیرخطی بیشتر سازه، بیشتر بوده است. در هر صورت خطای روش پیشنهادی SI-HDMR برای محاسبه‌ی منحنی شکنندگی سطح عملکرد DS۴ (بالاترین سطح عملکردی)، در حدود ۲۷٪ بوده است، که به صورت قابل ملاحظه‌ای از خطای روش‌های کرنل (تا ۸۰٪) و HDMR (تا ۶۰٪) کمتر بوده است؛

پانویس‌ها

1. Peak Ground Acceleration
2. Reinbhorn
3. Erberik
4. Monte Carlo
5. Tantala
6. Kazantzi
7. Zhou & Zi
8. luffing system
9. Chen
10. Vamvatsikos & Fragiadakis
11. Response Surface Function

12. Craig
13. Jough & Sensoy
14. Cuckoo algorithm
15. Generalized Polynomial Chaos
16. Sudret & Chu
17. Saha
18. Cornell
19. High Dimensional Model Representation
20. Nielson
21. Unnikrishnan
22. Rahman
23. Towashiraporn

24. Seismic Improvement of the High-Dimensional Model Representation
25. Jiang
26. Open System for Earthquake Engineering Simulation
27. Gupta
28. Krawinkler
29. Ibarra
30. Lignos & Krawinkler
31. Shi

منابع (References)

1. Asadi, P. and Sourani, H., 2020, Fragility curves production by seismic improvement of the high-dimensional model representation method, *Engineering Computations*, 37(1), pp.120-143, doi.org/10.1108/EC-12-2018-0586.
2. Reinhorn A, Barron-Corverra, R. and Ayala, A., 2001. Spectral evaluation of seismic fragility of structures, *Proceedings ICOSSAR*.
3. Bakhshi, A. and Asadi, P., 2013. Probabilistic evaluation of seismic design parameters of RC frames based on fragility curves, *Scientia Iranica*. 20(2), pp.231-41, doi.org/10.1016/j.scient.2012.11.012.
4. Erberik, M.A. and Elnashai, A.S. 2004. Fragility analysis of flat-slab structures, *Engineering Structures*, 26(7), pp.937-48, doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.02.012.
5. Wen, Y., Ellingwood, B.R. and Bracci, J.M., 2004. Vulnerability function framework for consequence-based engineering, *MAE Center Report 04-04*.
6. Tantala M. and Deodatis G. 2002. Development of seismic fragility curves for tall buildings. *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*.
7. Kazantzi, A., Vamvatsikos, D. and Lignos, D., 2014. Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty, *Engineering Structures*, 78, pp.69-77, doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.044.
8. Zi, B. and Zhou, B., 2016. A modified hybrid uncertain analysis method for dynamic response field of the LSOAAC with random and interval parameters, *Journal of Sound and Vibration*, 374, pp.111-37, doi.org/10.1016/j.jsv.2016.03.032.
9. Zhou, B., Zi, B. and Qian, S., 2017. Dynamics-based nonsingular interval model and luffing angular response field analysis of the DACS with narrowly bounded uncertainty, *Nonlinear Dynamics*, 90(4), pp.2599-626. doi.org/10.1007/s11071-017-3826-1.
10. Zi, B., Zhou, B., Zhu, W. and Wang, D. 2019. Hybrid function-based moment method for luffing angular response of dual automobile crane system with random and interval parameters. *Journal of Computational and Nonlinear Dynamics*, 14(1), doi.org/10.1115/1.4041967.
11. Chen, J., Yang, J. and Li, J. 2016. A GF-discrepancy for point selection in stochastic seismic response analysis of structures with uncertain parameters, *Structural Safety*, 59, pp.20-31. doi.org/10.1016/j.strusafe.2015.11.001.
12. Vamvatsikos, D. and Fragiadakis, M., 2010, Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake engineering & Structural Dynamics*, 39(2), pp.141-63, doi.org/10.1002/eqe.935.
13. Buratti, N., Ferracuti, B. and Savoia, M., 2010. Response surface with random factors for seismic fragility of reinforced concrete frames. *Structural Safety*, 32(1), pp.42-51. doi.org/10.1016/j.strusafe.2009.06.003.
14. Craig, J.I., Frost, J.D., Goodno, B.J., Towashiraporn, P., Chawla, G., Seo, J.W. and Dueñas- Osorio L., 2007. Rapid assessment of Fragilities for Collections of Buildings and Geostuctures, MAE Center CD Release 07-17.
15. Jough FKG., şensoy, S., 2016. Prediction of seismic collapse risk of steel moment frame mid-rise structures by meta-heuristic algorithms, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(4), pp.743-57, doi.org/10.1007/s11803-016-0362-9.
16. Sudret, Bruno. and Chu V. Mai., 2013. Computing seismic fragility curves using polynomial chaos expansions. In 11th International conference on structural safety and reliability (ICOSSAR 2013). Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
17. Saha, S.K., Sepahvand, K., Matsagar, V.A., Jain, A.K. and Marburg, S., 2016. Fragility analysis of base-isolated liquid storage tanks under random sinusoidal base excitation using generalized polynomial chaos expansion-based simulation, *Journal of Structural Engineering*, 142(10), 04016059, doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.00015.
18. Saha, S.K., Matsagar, V. and Chakraborty, S. 2016. Uncertainty quantification and seismic fragility of base-isolated liquid storage tanks using response surface models, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 43, pp.20-35, doi.org/10.1016/j.probengmech.2015.10.008.
19. McKay, M.D., Beckman, R.J. and Conover, W.J., 2000. A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, 42(1), pp.55-61. doi.org/10.2307/1268522.
20. Mukherjee, D., Rao, B. and Prasad, A. 2012. Cut-HDMR-based fully equivalent operational model for analysis of unreinforced masonry structures. *Sadhana*, 37(5), pp.609-28. doi.org/10.1007/s12046-012-0094-0.
21. Unnikrishnan, V., Prasad, A. and Rao, B., 2013. Development of fragility curves using high-dimensional model representation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(3), pp.419-30. doi.org/10.1002/eqe.2214.
22. Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. and Foutch, D.A. 2002, Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines, *Journal of Structural Engineering*, 128(4), pp.526-33, doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(5).
23. Nielson, B.G. and DesRoches, R., 2007. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(6), pp.823-39. doi.org/10.1002/eqe.655.
24. Nahar, T.T., Rahman, M.M., Tuan, C.A. and Kim, D.K., 2019. Seismic risk assessment based on drift ratio for

- steel frame using high dimensional model representation and incremental dynamic analysis. *In Proceedings of the International Conference on Planning. Architecture and Civil Engineering.*
25. Thachampuram, Sanju.J., 2014. Development of fragility curves for an RC frame. PhD Diss.
26. Fema P58. 2012., Applied Technology Council. and National Earthquake Hazards Reduction Program (US). Seismic performance assessment of buildings. Federal Emergency Management Agency.
27. Metcalfe, A.V., 1997. Statistics in Civil Engineering (Arnold Applications of Statistics Series), *John Wiley & Sons Inc.*
28. Jiang, L., Jiang, L., Hu, Y., Ye, J. and Zheng, H., 2020, Seismic life-cycle cost assessment of steel frames equipped with steel panel walls. *Engineering Structures*, 211, p.110399, doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110399.
29. The international building code, 2006, International Building code (IBC (2006).
30. AISC. 2016., Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction ANSI/AISC 360-16. Chicago, Illinois.
31. ASCE 07., 2016. Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
32. McKenna, F., 2011, OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), pp.58-66.
33. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H., 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), pp.1489-511. doi.org/10.1002/eqe.495.
34. Lignos, D.G. and Krawinkler, H., 2011. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), pp.1291-302, doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376.
35. Shi, F., Ozbulut, O.E. and Zhou, Y. 2020. Influence of shape memory alloy brace design parameters on seismic performance of self-centering steel frame buildings. *Struct Control Health Monit*, 27(1), e2462. doi.org/10.1002/stc.2462.
36. Hossain, K.A., 2013. Structural optimization and life-cycle sustainability assessment of reinforced concrete buildings in seismic regions. PhD diss.
37. <https://ngawest2.berkeley.edu>.
38. Barsom, J. and Frank, K., 2000, State of art report on materials and fracture. FEMA 355a Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
39. Roeder C., 2000. State of the art report on connection performance. Federal Emergency Management Agency (FEMA) Bulletin.
40. FEMA P695, 2009. Applied Technology Council. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security.

بررسی اثر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های میان‌مرتبه‌ی ترکیبی در ارتفاع

آرین کیانی* (کارشناس ارشد)

علی خیرالدین (استاد ممتاز)

محمدعلی کافی (دانشیار)

حسین نادرپور (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۳)
دور، ۴۰، شماره ۱، صص. ۸۹-۷۷، (پژوهشی)

ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، رفتار پیچیده‌ی در برابر زلزله دارند. در پژوهش حاضر، به مدل‌سازی و بررسی رفتار غیرخطی آن‌ها در برابر زلزله و استخراج احتمال شکنندگی آن‌ها در سطوح مختلف آسیب با در نظر گرفتن نسبت‌های مختلف تعداد طبقات بتنی به فولادی پرداخته شده است. همچنین اتصال بخش فولادی به بخش بتنی به صورت غیرخطی مدل‌سازی و مدل‌های ترکیبی مختلفی در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه طراحی شدند. با استفاده از کد تهیه شده، نمودارهای بیشینه‌ی پاسخ سازه در آستانه‌ی سطح آسیب کامل ناشی از نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی تحت ۲۲ شتاب‌نگاشت به همراه میانگین آن‌ها به دست آمدند. منحنی‌های شکنندگی در ۴ سطح آسیب استخراج شدند و نتایج نشان دادند که در محل انتقال از اسکلت بتنی به فولادی، یک ناحیه‌ی بحرانی وجود دارد، که مقدار پاسخ آن دچار تغییری ناگهانی شده است؛ که در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه به ترتیب تا مقدار ۶۵/۲ و ۹۸ درصد رسیده است. با توجه به میانه‌ی ظرفیت فروریزش حاصل از منحنی‌های شکنندگی، هر چقدر نسبت تعداد طبقات بتنی به فولادی بیشتر بوده است، سازه عملکرد مطلوب‌تری داشته است.

واژگان کلیدی: ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، ارزیابی شکنندگی، تحلیل غیرخطی، تحلیل دینامیکی افزایشی، رفتار لرزه‌ی.

a_kiani@semnan.ac.ir
kheyroddin@semnan.ac.ir
mkafi@semnan.ac.ir
naderpour@semnan.ac.ir

۱. مقدمه

نمونه‌هایی از ساختمان‌های اجرا شده‌ی ترکیبی در ارتفاع در جهان و ایران مشاهده می‌شود.

ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع به دلیل تغییرات جرم، سختی و میرایی که در راستای عمودی به واسطه‌ی تغییر مصالح و سیستم باربر جانبی به وجود می‌آیند، نیازمند توجه ویژه‌ی هستند. پاجورجیو و جایتر^[۴] (۲۰۱۰ و ۲۰۱۱)، به بررسی ضریب میرایی یکپارچه برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع پرداختند. ضریب میرایی معادل که برای کل سازه در نظر گرفته می‌شد، وابسته به نسبت مقادیر جرم و بسامد مودی دو بخش فوقانی و تحتانی به هم بود. در ادامه، مطالعات متنوعی در مورد ضریب میرایی یکپارچه برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع توسط برخی دیگر از پژوهشگران صورت پذیرفته است.^[۵] همتی و خیرالدین (۲۰۱۱)،^[۶] در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع و کاربرد طبقه‌ی مرکب از بتن و فولاد به

در صورت استفاده از چند سیستم باربر جانبی در راستای ارتفاع ساختمان، یک سیستم ترکیبی در ارتفاع به وجود می‌آید. منظور از ساختمان ترکیبی در ارتفاع در مطالعه‌ی حاضر، ساختمانی است که در دو بخش تحتانی و فوقانی آن به ترتیب از مصالح بتنی و فولادی استفاده شده است. امروزه یکی از سیستم‌های مورد توجه در صنعت ساخت‌وساز، همین ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع هستند، که از نمونه‌های اجرا شده‌ی آن در جهان می‌توان به مرکز مالی جهانی شانگهای^۱، ساختمان امنیت بین‌المللی ووهان^۲ در چین، و برج یوکوهاما^۳ در ژاپن اشاره کرد.^[۱] از طرفی، در ایران نیز از سیستم ترکیبی در ارتفاع در سازه‌هایی، همچون: برج آرتیمان در تهران، هتل مینیاتور در مشهد و ساختمان فرمانداری در سمنان استفاده شده است. در شکل ۱،

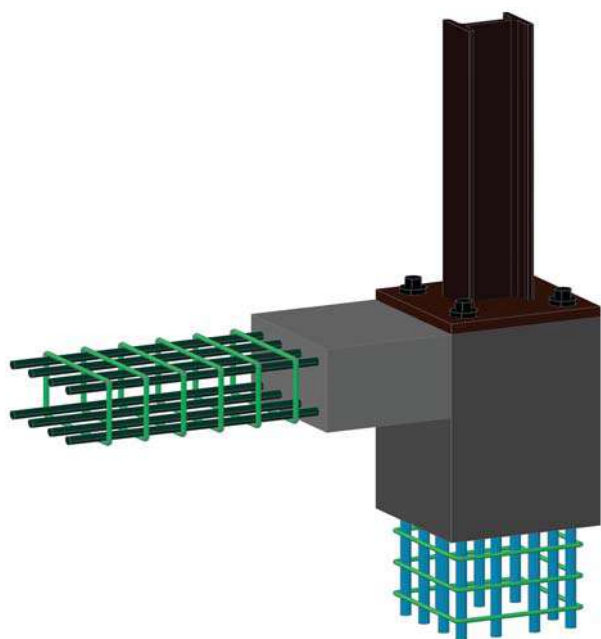
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۲/۱۲، اصلاحیه ۱۴۰۲/۳/۸، پذیرش ۱۴۰۲/۳/۱۰.

استناد به این مقاله:

کیانی، آرین، خیرالدین، علی، کافی، محمدعلی، و نادرپور، حسین، ۱۴۰۳. بررسی اثر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های میان‌مرتبه‌ی ترکیبی در ارتفاع. مهندسی

عمران شریف، ۴۰ (۱)، صص. ۸۹-۷۷. DOI:10.24200/J30.2023.62308.3217



شکل ۲. اتصال پای ستون فولادی به ستون بتنی.

ارتفاع قاب فولادی بر روی صفحه ستون‌هایی که بالای ستون‌های آخرین طبقه‌ی بخش بتنی قرار گرفته‌اند، اتصال می‌یابد، که در شکل ۲، نحوه‌ی اتصال مشاهده می‌شود. ابعاد صفحه ستون محدود به ابعاد ستون بتنی بوده و همچنین اتصال ستون فولادی به آن عملکرد مفصلی داشته است.^[۱۴]

تاکنون در مورد اعضاء سازه‌یی کامپوزیت، مطالعات بسیار متنوعی صورت گرفته است.^[۱۹-۱۵] استفاده از دیدگاه احتمالاتی برای بررسی رفتار سیستم‌های متفاوت باربر جانبی در سازه‌های مختلف در برابر زلزله‌ی اصلی و حتی پس‌لرزه و همچنین ارزیابی ضرایب عملکرد لرزه‌یی در سال‌های اخیر بسیار رواج یافته و مطالعات بسیار متنوعی در موضوعات مختلفی در این حوزه انجام شده است.^[۲۸-۲۰] اما در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، پژوهش‌های بسیار محدودی در این حوزه صورت پذیرفته است. کیانی و همکاران (۲۰۲۲ و ۲۰۲۳)،^[۳۰، ۳۱] در مطالعاتی به بررسی تأثیر طبقه‌ی انتقالی در رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع و تخمین مکان مناسب آن در راستای ارتفاع ساختمان پرداختند. در ایران، سازه‌های ترکیبی در ارتفاع بدون طبقه‌ی انتقالی نیز مانند هتل مینیاتور در مشهد و فرمانداری سمنان اجرا شده‌اند. مسائل اجرایی سیستم مذکور بدون طبقه‌ی انتقالی سهل‌تر است. همچنین ساختمان‌های میان‌مرتبه در ایران که کمتر به طبقه‌ی انتقالی نیاز دارند، رواج بیشتری دارند. در نتیجه بسیار مهم است که رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع بدون طبقه‌ی انتقالی و با اتصال مستقیم قاب فولادی به قاب بتنی به صورت جامع در سطوح مختلف آسیب، ارزیابی غیرخطی و شکنندگی شود.

لذا، در مطالعه‌ی حاضر، به بررسی رفتار لرزه‌یی و توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر گزارش فنی هزوس^۶ در ۴ سطح آسیب: کم، متوسط، گسترده و کامل برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع میان‌مرتبه با ۷ و ۱۳ طبقه و با نسبت‌های مختلف تعداد طبقات بتنی به فولادی پرداخته شده است. جهت بررسی دقیق‌تر و مشاهده‌ی پاسخ ساختمان‌های مذکور در طبقات متفاوت به‌خصوص در محل تبدیل بخش بتنی به فولادی، توسط کد تهیه شده در نرم‌افزار آپن‌سیس^۷، نمودارهای بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی برای هر ساختمان در لحظه‌ی رسیدن به آستانه‌ی حالت



بخش فولادی (طبقه ۷ تا ۶۶)

بخش بتنی (طبقه ۱ تا ۶)

الف) ساختمان هوان در چین؛



بخش فولادی (طبقه ۹۶ تا ۱۰۱)

بخش کامپوزیت (طبقه ۷۹ تا ۹۵)

بخش بتنی (طبقه ۱ تا ۷۸)

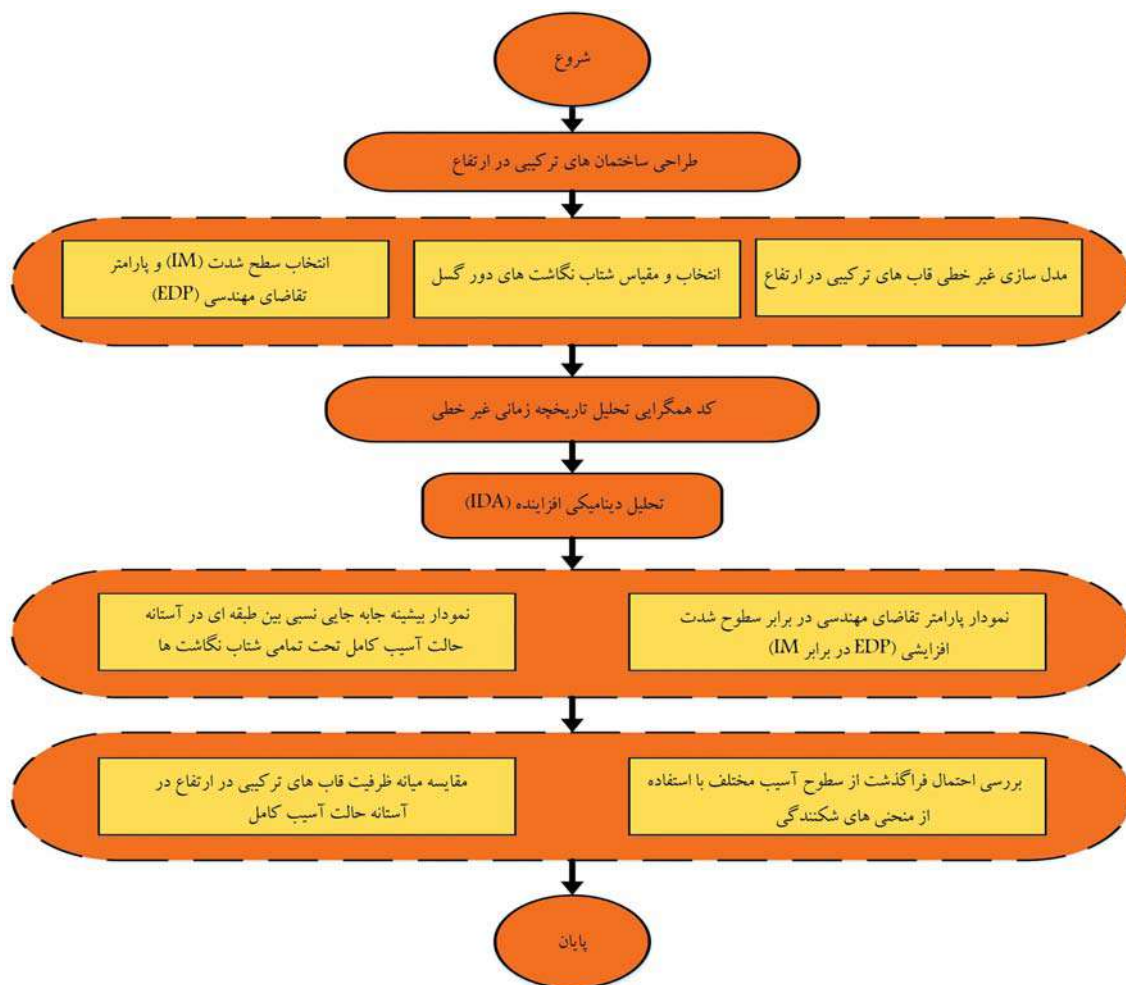
ب) برج شانگهای در چین؛



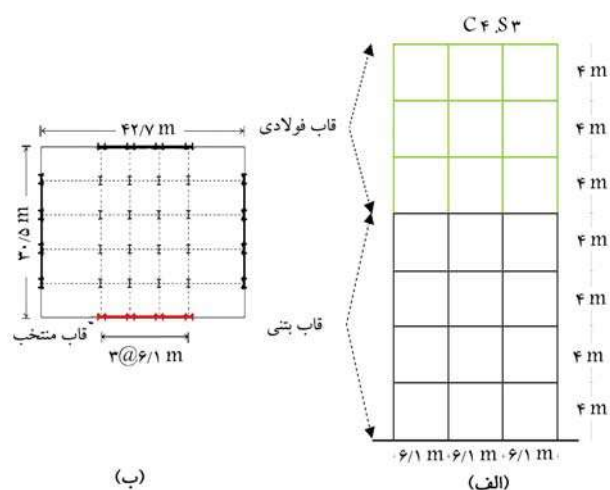
ج) ساختمانی در تهران.

شکل ۱. نمونه‌هایی از ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع.

نام طبقه‌ی انتقالی مابین دو بخش بتنی و فولادی مطالعه‌یی انجام دادند، ولی به دلیل محدودیت‌های نرم‌افزاری که در زمان پژوهش اخیر وجود داشت، نیاز به انجام مطالعات بیشتر و به‌روزتری به‌وسیله‌ی مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی در مورد پیش‌بینی رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع است. مطالعاتی نیز در مورد ضریب میرایی یکپارچه با در نظر گرفتن طبقه‌ی انتقالی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع انجام و برای محاسبه‌ی آن رابطه‌یی ارائه شده است.^[۸، ۷] فتایی و شاملو (۲۰۱۲ و ۲۰۱۵)،^[۱۰، ۹] در بررسی ضریب رفتار در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع از روشی استفاده کردند که براساس روش پیشنهادی یانگ^۵ (۱۹۹۱)^[۱۱] و همچنین استفاده از نمودارهای تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) بود. در ادامه، طی یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی و با استفاده از میز لرزان، روش‌های مختلف به‌دست‌آوردن ضریب میرایی یکپارچه بررسی و مقایسه شد.^[۱۲] در پژوهشی دیگر در سال ۲۰۱۹، منحنی‌های شکنندگی برای یک ساختمان ترکیبی در ارتفاع ۵ طبقه، که ۳ طبقه‌ی بتنی و ۲ طبقه‌ی فولادی داشت، به دست آمد؛ اما در آن توجهی به پارامتر مهم نسبت تعداد طبقات بتنی به فولادی نشده است.^[۱۳] در ساختمان‌های ترکیبی در



شکل ۳. خلاصه‌یی از مراحل پژوهش حاضر.



شکل ۴. الف) نمای یکی از ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، ب) پلان تمامی مدل‌ها. [۳۱]

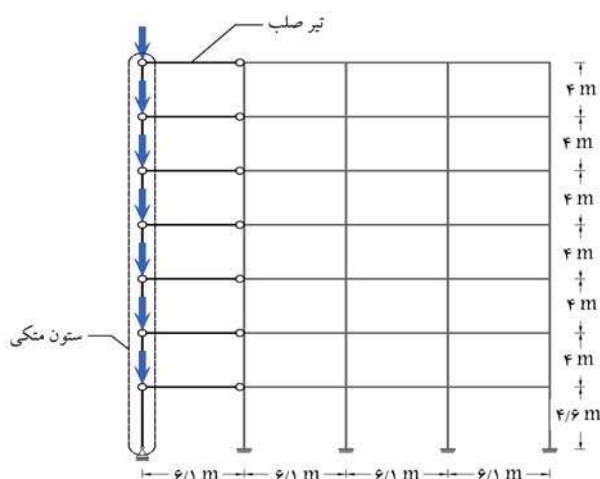
فولادی در مدل است. بنابراین گروه ۷ طبقه، شامل مدل‌های C۲.S۵، C۳.S۴ و C۴.S۳ و گروه ۱۳ طبقه نیز شامل مدل‌های C۴.S۹، C۶.S۷ و C۸.S۵ است. پلان تمامی مدل‌ها و نمای یکی از آن‌ها که در شکل ۴ مشاهده می‌شود،

آسیب کامل (لحظه‌ی فروریزش) تحت تمام شتاب‌نگاشت‌های اعمالی در تحلیل دینامیکی افزاینده استخراج و سپس مقدار میانگین آنها رسم شده است. از طرفی، مطابق با مسائل اجرایی در واقعیت، اتصال مفصلی در محل انتقال از بخش بتنی به فولادی به صورت غیرخطی در نرم‌افزار آپن‌سیس مدل‌سازی شده است. همچنین با توجه به تعداد تحلیل‌های موجود و وجود هم‌زمان المان‌های بتنی و فولادی در مدل جهت همگرایی تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی به‌ویژه در سطوح شدت بالای زلزله و افزایش سرعت تحلیل از کد همگرایی نوشته‌شده در نرم‌افزار آپن‌سیس استفاده شد، که به صورت خودکار با تغییر در یک سری از پارامترهای حل مسئله به همگراشدن تحلیل کمک کند. در شکل ۳، خلاصه‌یی از فرآیند انجام پژوهش حاضر ارائه شده است.

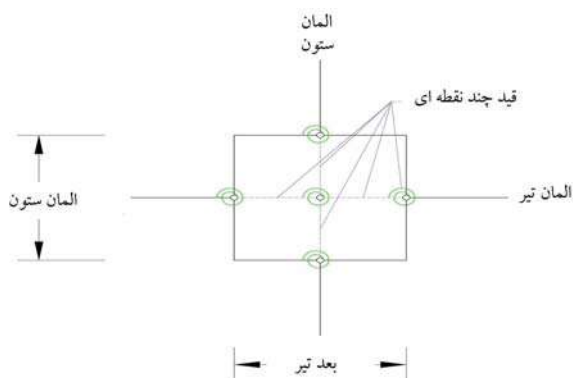
۲. مدل‌سازی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع

۱.۲. مشخصات سازه و طراحی مدل‌ها

در بخش کنونی، به طراحی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه پرداخته شده است. نام‌گذاری مدل‌ها براساس تعداد طبقات بتنی و فولادی آنها بوده است. رقم مقابل حرف‌های C و S به ترتیب بیانگر تعداد طبقات بتنی و



شکل ۵. کاربرد ستون متکی جهت اعمال اثر $P - \Delta$.



شکل ۶. المان به‌کاررفته در محل چشمه‌ی اتصال.

از یک قاب دو بُعدی با توجه به تقارن پلان و پیرامونی بودن قاب‌های باربر جانبی جهت مدل‌سازی غیرخطی استفاده شده است. برای افزایش دقت در مدل‌سازی باید علاوه بر اثر پی-دلتا^{۱۱} ناشی از قاب مدل‌سازی شده، اثر قاب‌های ثقلی داخلی نیز لحاظ شود. لذا از ستون متکی^{۱۲} مطابق شکل ۵ استفاده شده است. خمشی در ستون متکی بسیار کوچک و سختی محوری در آن بسیار بزرگ است. لذا، به آن در تراز هر طبقه، بار متمرکزی که ناشی از نصف وزن هر طبقه است، اعمال می‌شود. اتصال آن به کف به صورت مفصلی بوده و از طریق المان‌های صلب به قاب اصلی متصل شده است. از روش مدل‌سازی اخیر در مطالعات مختلفی استفاده شده است.^[۳۸-۴۰]

همچنین میرایی از طریق دستور رایلی به مدل اختصاص یافت و چشمه‌ی اتصال به صورت صلب در نظر گرفته شد. برای مدل‌سازی آن نیز از المان Joint ۲D استفاده شده است (شکل ۶).

جهت مدل‌سازی اتصال مفصلی در پای ستون‌های اولین طبقه‌ی بخش فولادی، که روی ستون‌های آخرین طبقه‌ی بخش بتنی قرار گرفته‌اند، از المان با طول صفر^{۱۳} استفاده شده است، که دو گره با مختصات کاملاً یکسان داشت و در دو درجه‌ی آزادی انتقالی از طریق اختصاص مصالح کشسان با سختی بالا به یکدیگر بسته شده‌اند و در جهت آزادی دورانی، آزاد بوده است (شکل ۷).

در مدل‌سازی اعضاء سازه‌یی، روش حالت خمیری گسترده با استفاده از المان‌های فایبر^{۱۴} به‌کار گرفته شد، تا با اختصاص رفتار مصالح در نقاط انتقال‌گیری موجود در طول آن، بتوان رفتار لرزه‌یی ساختمان ترکیبی در ارتفاع را بررسی کرد.

در پژوهش‌های مختلفی استفاده شده است.^[۳۳-۳۵] ارتفاع طبقه‌ی اول ۴/۶ متر و طبقات دیگر ۴ متر است. سیستم باربر لرزه‌یی در هر دو بخش بتنی و فولادی، قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده است. طراحی ساختمان‌ها براساس آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های بتنی آمریکا^{۱۵}، آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های فولادی آمریکا^{۱۶}، و آیین‌نامه‌ی بارگذاری لرزه‌یی آمریکا^{۱۷}،^[۳۶] بوده و سطح لرزه‌خیزی (SDC) D_{max} فرض شده است.

در اعضاء بتنی از مصالح C۳۵ استفاده شده است، که مقاومت فشاری آن، ۳۵ مگاپاسکال و مدول کشسانی آن ۳۱۷۹۹ مگاپاسکال بوده است. همچنین تنش تسلیم آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۴۰۰ و ۳۴۰ مگاپاسکال است. در اعضاء فولادی از مصالح St-۵۲ با مقاومت تسلیم ۳۶۰ مگاپاسکال و مدول کشسانی ۲۰۰۰۰۰۰ مگاپاسکال استفاده شده است. بار مرده در طبقات بتنی و فولادی برابر ۴/۵ کیلونیوتن بر مترمربع، بار زنده به دلیل امکان وجود کاربری‌های متفاوت در طبقات بتنی بیشتر از طبقات فولادی در نظر گرفته شده است، که به ترتیب دارای مقادیر ۵ و ۲/۵ کیلونیوتن بر مترمربع هستند.^[۱۰] همچنین مقدار بار زنده در طبقه‌ی بام برابر ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. وزن لرزه‌یی نیز شامل ۲۵٪ بارهای زنده به اضافه‌ی کل بار مرده‌ی ساختمان لحاظ شده است.

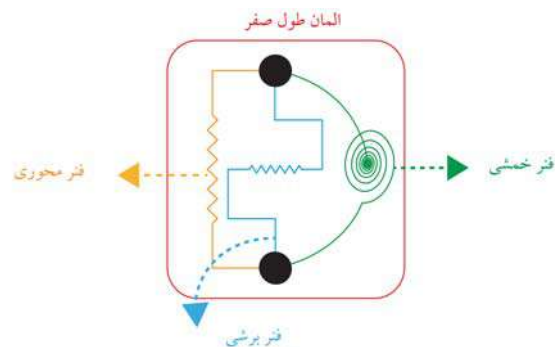
در بخش بتنی، ستون‌ها دارای مقطع مربعی و تیرها دارای مقطع مستطیلی و در بخش فولادی، تیرها و ستون‌ها دارای مقطع W بودند. ساختمان‌های مورد بررسی منظم بوده‌اند؛ البته تغییر پلان در بخش‌های بتنی و فولادی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع بسیار محتمل است، که باید در مطالعات آتی بررسی شوند. در آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲، دو روش برای طراحی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع پیشنهاد شده است. اگر ضریب رفتار قسمت پایینی بزرگ‌تر از قسمت بالایی باشد، باید از پارامترهای لرزه‌یی قسمت بالایی برای طراحی کل سیستم استفاده کرد. این روش به روش طراحی تک‌مرحله‌یی معروف است. در روش دیگر، اگر ضریب رفتار قسمت پایینی کوچک‌تر از قسمت بالایی باشد، برای طراحی قسمت بالایی به عنوان یک سازه‌ی مجزا، ضرایب عملکرد لرزه‌یی شامل ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d) آن باید در نظر گرفته شود. ضمن اینکه با استفاده از پارامترهای لرزه‌یی قسمت زیرین، قسمت پایینی نیز به صورت سازه‌یی مجزا طراحی می‌شود. در این حالت نیروی منتقل شده از قسمت فوقانی به قسمت تحتانی باید در نسبت ضریب رفتار قسمت بالایی به قسمت پایین ضرب شود و این ضریب نباید از ۱ کمتر باشد. روش دوم ذکر شده که روش طراحی دومرحله‌یی نیز نامیده می‌شود، مستلزم رعایت برخی شرایط است که در متن آیین‌نامه به تفصیل شرح داده شده است. در پژوهش حاضر، با توجه به اینکه پارامترهای لرزه‌یی R ، Ω_o و C_d برای قسمت‌های فوقانی و تحتانی برابر بودند، از روش تک‌مرحله‌یی برای طراحی ساختمان‌های مورد مطالعه‌ی ترکیبی در ارتفاع استفاده شده است. در طراحی تمامی مدل‌ها، محدودیت دررفت یا ضابطه‌ی ستون قوی و تیر ضعیف، یک عامل تعیین‌کننده بوده است؛ همان‌طور که معمولاً در یک سازه‌ی قاب خمشی ویژه با ارتفاع متوسط یا زیاد انتظار می‌رود.

۲.۲. مدل‌سازی غیرخطی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع

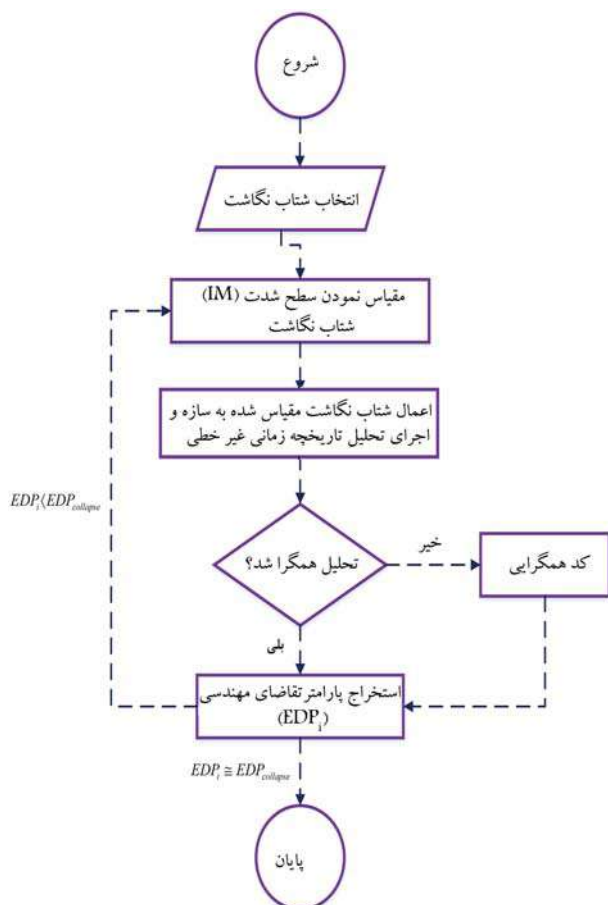
جهت مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی در پژوهش حاضر، از نرم‌افزار آبن‌سیس،^[۳۷] نسخه‌ی ۳.۲.۲ استفاده شده است. نرم‌افزار آبن‌سیس، متن باز بوده و طیف گسترده‌یی از انواع مصالح، مقاطع و المان‌ها در آن موجود است.

جدول ۱. مقایسه‌ی زمان تناوب ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مدل‌سازی شده.

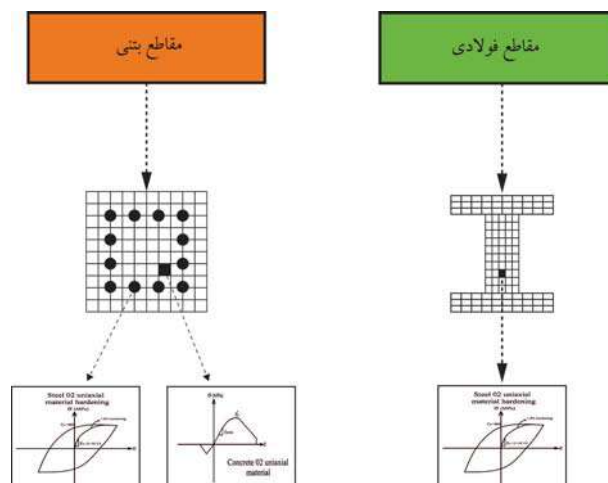
نام سازه	$T_1 - \text{Etabs (s)}$	$T_1 - \text{OpenSess (s)}$	درصد خطا (%)
C۲.S۵	۲٫۰۶	۲٫۰۲	۱٫۹۴
C۳.S۴	۱٫۸۳	۱٫۷۷	۳٫۲۸
C۴.S۳	۱٫۷	۱٫۶۲	۴٫۷۱
C۴.S۹	۲٫۶۹	۲٫۵۹	۳٫۷۲
C۶.S۷	۲٫۴۹	۲٫۳۴	۶٫۰۲
C۹.S۴	۲٫۱۳	۱٫۹۷	۷٫۵۱



شکل ۷. المان به‌کار رفته جهت مدل‌سازی غیرخطی اتصال ستون فولادی به بتنی.



شکل ۹. فلوچارت روند کلی تحلیل دینامیکی افزایشی.



شکل ۸. مدل‌سازی غیرخطی مقاطع بتنی و فولادی.

جهت مدل‌سازی فایبرهای بتنی از مصالح Concrete ۰۲ موجود در نرم‌افزار آبن‌سیس و برای فایبرهای فولادی و آرماتورها از مصالح Steel ۰۲ استفاده شده است. محصورشدگی از طریق روابط مندرج (۱۹۹۸)، [۲۱] لحاظ شده است. از طرفی دیگر، در پژوهش حاضر در اعضاء بتنی از آثاری، مانند: پوسته شدن بتن، کمانش و لغزش آرماتور صرف‌نظر شده است. در شکل ۸، تصویری از نحوه‌ی مدل‌سازی غیرخطی مقاطع مشاهده می‌شود. اعضاء فولادی به‌وسیله‌ی Force-Based Beam-Column Element مدل شدند. جهت مدل‌سازی اعضاء بتنی نیز از Displacement-Based Beam-Column Element به‌صورت تقسیم‌بندی شده استفاده شده است.

۳.۲. راستی‌آزمایی

یکی از چالش‌های مهم در پژوهش حاضر، کمبود مطالعات آزمایشگاهی و اطلاعات تجربی در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع است. لذا در پژوهش حاضر، جهت راستی‌آزمایی، با استفاده از زمان تناوب حاصل از تحلیل مودال برای مدل‌ها، در دو نرم‌افزار ایتبس ۱۶ و آبن‌سیس مقایسه صورت گرفته است. با توجه به جدول ۱، در تمام ساختمان‌های بررسی شده‌ی ترکیبی در ارتفاع، مقدار اختلاف زمان تناوب عموماً از ۷٪ کمتر بوده است. یکسان‌بودن دوره‌ی تناوب در دو نرم‌افزار مذکور حاکی از درستی توزیع، مدل‌سازی جرم و سختی است. شایان ذکر است که در دیگر مطالعات عددی انجام شده در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، نویسندگان با چالش اخیر روبرو بوده‌اند. [۳۰، ۳۱، ۳۲، ۳۳، ۳۴]

۳. تحلیل دینامیکی افزایشی

برای به‌دست‌آوردن پاسخ سازه در برابر مقادیر افزایشی شدت لرزه‌یی از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) در بخش حاضر استفاده شده است. فلوچارت کلی روند تحلیل IDA در شکل ۹ مشاهده می‌شود.

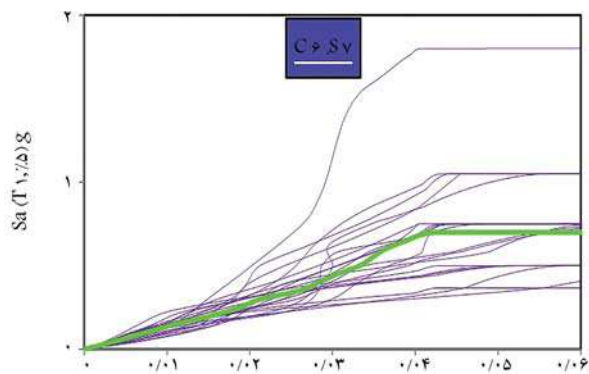
پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) [۱۷] می‌تواند موارد مختلفی همچون بیشینه‌ی نسبت دریافت بین طبقه‌یی (MISD) [۱۸] و بیشینه‌ی شتاب کل سازه [۱۹] در نظر گرفته شود. از طرفی، سطح شدت لرزه‌یی (IM) [۲۰] نیز می‌تواند شامل مواردی همچون بیشینه‌ی شتاب زمین‌لرزه (PGA) [۲۱]، بیشینه‌ی سرعت زمین‌لرزه (PGV) [۲۲] و شتاب طیفی (Sa) [۲۳] باشد. [۲۴]

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دور گسل استفاده شده. [۴۴].

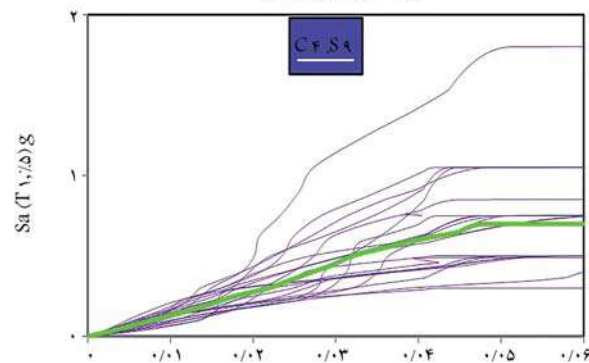
شماره	نام شتاب‌نگاشت	نام شتاب‌نگاشت	سال وقوع	بزرگا (M_w)	بیشینه‌ی شتاب زمین (g)	بیشینه‌ی سرعت زمین (cm/s)
۱	Northridge	Beverly Hills-۱۴۵.۱۴	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۵۲	۶۳
۲	Northridge	Mulholland Canyon County-W Lost Canyon	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۴۸	۴۵
۳	Duzce, Turkey	Bolu	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۸۲	۶۲
۴	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۳۴	۴۲
۵	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۵	۳۳
۶	Imperial Valley	El Centro Array #۱۱	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۸	۴۲
۷	Kobe, Japan	Nishi—Akashi	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۵۱	۳۷
۸	Kobe, Japan	Shin-Osaka	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۲۴	۳۸
۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۳۶	۵۹
۱۰	Kocaeli, Turkey	Arcelik	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۲۲	۴۰
۱۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۲۴	۵۲
۱۲	Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۴۲	۴۲
۱۳	Loma Prieta	Capitola	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۳	۳۵
۱۴	Loma Prieta	Gilroy Array #۳	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۶	۴۵
۱۵	Manjil, Iran	Abbar	۱۹۹۰	۷/۴	۰/۵۱	۵۴
۱۶	Superstition Hills	El Centro Imp.Co. Center	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۳۶	۴۶
۱۷	Superstition Hills	Poe Road	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۴۵	۳۶
۱۸	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۱۹۹۲	۷/۱۰	۰/۵۵	۴۴
۱۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY۱۰۱	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۴۴	۱۱۵
۲۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU۰۴۵	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۵۱	۳۹
۲۱	San Fernando	LA H ollywood Stor Lot	۱۹۷۱	۶/۶	۰/۲۱	۱۹
۲۲	Friuli, Italy	Tolmezzo	۱۹۷۶	۶/۵	۰/۳۵	۳۱

نمونه‌ها و شتاب‌نگاشت‌ها، جهت بهینه‌سازی زمان تحلیل‌ها و افزایش دقت از روش هانت -فیل استفاده شده است. جهت ارزیابی لرزه‌ی، ۲۲ شتاب‌نگاشت دور گسل پیشنهادی توسط دستورالعمل FEMA P۶۹۵^[۴۴] به‌کار برده شده است، که در جدول ۲ مشخصات آنها ارائه شده است. شتاب‌نگاشت‌های ذکر شده از لحاظ محتوای بسامدی، تنوع مناسبی دارند. کمینه، بیشینه و میانگین فاصله‌ی کانونی سایت تا منبع برای آن‌ها به ترتیب برابر ۱۱/۱، ۲۶/۴ و ۱۶/۴ بوده است.^[۴۵] همچنین برای مقیاس‌سازی آن‌ها از روش پیشنهادی در دستورالعمل FEMA P۶۹۵ استفاده شده است. طبق توصیه‌ی FEMA P۶۹۵، مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها در ۲ مرحله صورت می‌گیرد: در مرحله‌ی اول، هر رکورد به بیشینه‌ی سرعت (PGV) خودش نرمالایز می‌شود؛ که این مرحله به دلیل حذف تغییرپذیری غیرقابل توجیه رکوردها، بدون از بین بردن تنوع کلی انجام می‌شود. در مرحله‌ی دوم، طیف میانگین حاصل از رکوردهای نرمالایز شده در مرحله‌ی

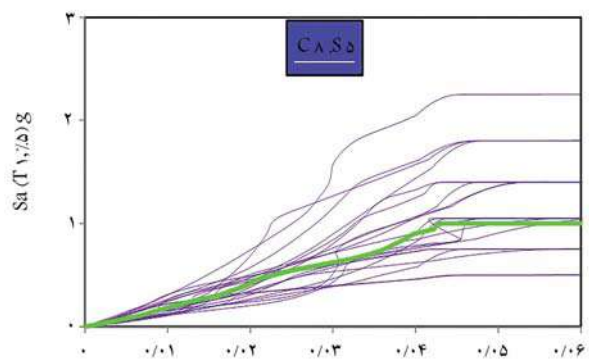
طیفی با میرایی ۵٪ در دوره‌ی تناوب متناظر با مود اول سازه ($Sa(T_1, 5\%)$) به ترتیب به‌عنوان EDP و IM استفاده شده است. تحلیل IDA، مجموعه‌ی از چند تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی متوالی است، که جهت پیاده‌سازی آن، روش‌های گوناگونی، مانند الگوریتم گام ثابت و هانت -فیل^{۲۴} وجود دارد. در روش گام ثابت، در هر مرحله برای انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی دینامیکی با گام ثابتی به‌صورت افزایشی، شتاب‌نگاشت موردنظر مقیاس می‌شود. در روش هانت -فیل، در ابتدا شتاب‌نگاشت موردنظر به‌صورت تصاعدی مقیاس می‌شود، تا با سرعت بیشتری به محدوده‌ی آسیب موردبررسی برسد. در ادامه، میزان مقیاس سطح شدت زلزله به‌گونه‌ی تنظیم می‌شود تا با دقت بیشتری پارامتر تقاضای مهندسی تخمین زده شود. واضح است که روش هانت -فیل نیاز به کدنویسی به‌مراتب پیچیده‌تری نسبت به روش گام ثابت دارد، اما سرعت بیشتر و دقت مناسب‌تری در تخمین نتایج دارد. لذا در پژوهش حاضر با توجه به تعداد



بیشینه دررفت بین طبقه ای

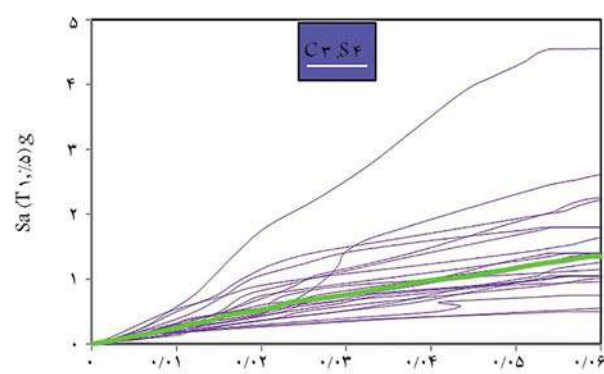


بیشینه دررفت بین طبقه ای

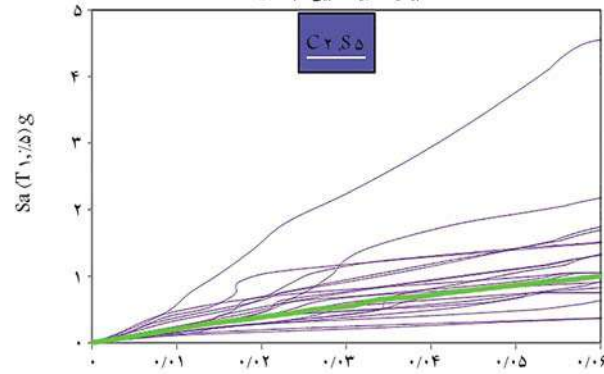


بیشینه دررفت بین طبقه ای

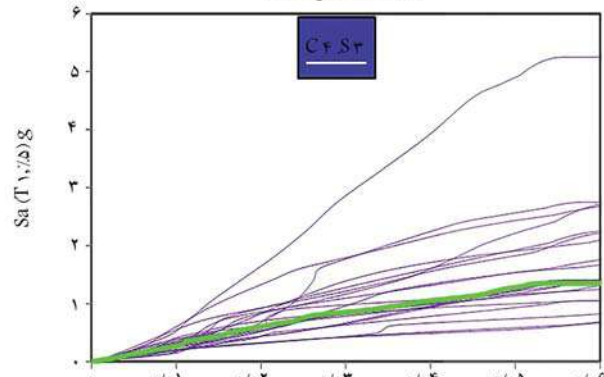
شکل ۱۱. نمودارهای دینامیکی افزایشدهی گروه ۱۳ طبقه.



بیشینه دررفت بین طبقه ای



بیشینه دررفت بین طبقه ای



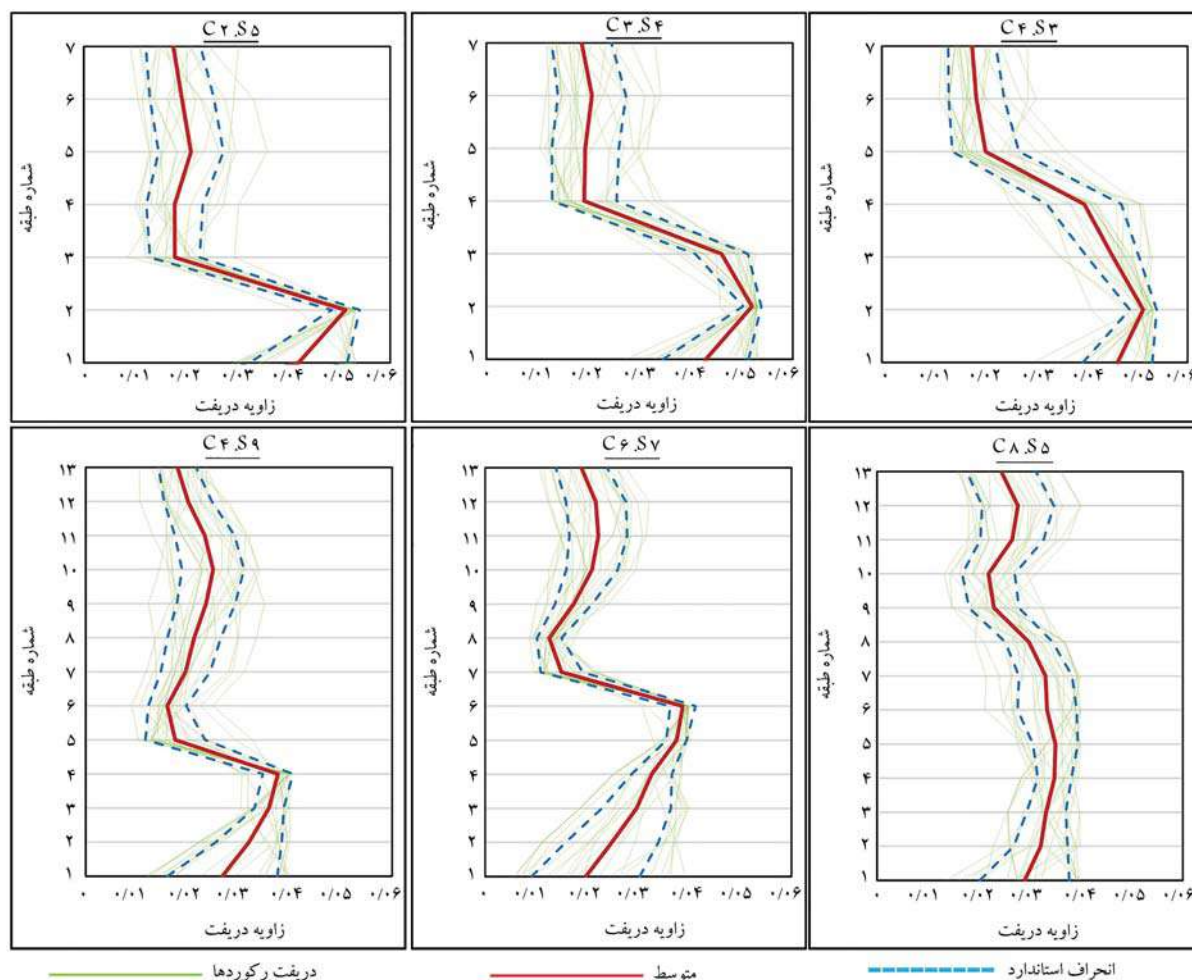
بیشینه دررفت بین طبقه ای

شکل ۱۰. نمودارهای دینامیکی افزایشدهی گروه ۷ طبقه.

در ارتفاع در نظر گرفته شده است. بر همین اساس برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع ۷ طبقه، مقادیر $MISD$ در آستانه‌های حالت‌های: آسیب کم، متوسط، گسترده و کامل به ترتیب برابر $۰/۰۰۰۳۳$ ، $۰/۰۰۰۶۷$ ، $۰/۰۰۲$ و $۰/۰۰۰۵۳$ لحاظ شده است، که متناظر این مقادیر برای ساختمان‌های ۱۳ طبقه برابر $۰/۰۰۰۲۵$ ، $۰/۰۰۰۵۵$ ، $۰/۰۰۱۵$ و $۰/۰۰۴$ بوده است. در شکل‌های ۱۰ و ۱۱، به ترتیب نمودارهای خروجی حاصل از تحلیل IDA برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع ۷ و ۱۳ طبقه به همراه میانه‌ی آنها مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن‌ها، تمامی تحلیل‌ها با استفاده از کد همگرایی ایجاد شده تا انتها برای تمامی شتاب‌نگاشت‌ها، به‌خوبی همگرا شده‌اند. شایان ذکر است بدون استفاده از کد همگرایی ایجاد شده، اغلب تحلیل‌ها در همان گام‌های اولیه دچار واگرایی می‌شدند. در هر دو گروه ۷ و ۱۳ طبقه، با افزایش تعداد طبقات بتنی، ساختمان ترکیبی در ارتفاع، عملکرد بهتری از خود نشان داده است. در ادامه، با استفاده از نتایج تحلیل IDA انجام شده برای تولید منحنی‌های شکنندگی در

قبل به سطح شدت بیشینه‌ی زلزله‌ی محتمل (MCE)^{۲۵} مربوط به سطح لرزه‌خیزی (SDC)^{۲۶}، D_{max} در دوره‌ی تناوب اساسی مدل‌های نمونه مقیاس می‌شود.

در گزارش فنی هزوس (۲۰۱۱)^[۴۷] چهار سطح: کم، متوسط، گسترده و کامل برای خرابی ساختمان در نظر گرفته شده است و در آن، مقادیر پاسخ سازه، که همان بیشینه‌ی دررفت میان‌طبقه‌یی است، در آستانه‌ی هر یک از حالت‌های آسیب ذکر شده برای سیستم‌های مختلف سازه‌یی ارائه شده است. متأسفانه به دلیل کمبود اطلاعات آزمایشگاهی و تجربی در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، مقادیر آستانه‌یی برای این‌گونه از سازه‌ها در هیچ مرجعی ارائه نشده است. لذا، با توجه به اینکه سیستم مورد مطالعه در پژوهش حاضر ترکیبی از قاب خمشی بتنی و فولادی بوده است، که به‌صورت مجزا دارای مقادیر آستانه‌یی در نوشتار هزوس (۲۰۱۱)^[۴۷] هستند، در یک رویکرد محافظه‌کارانه، کمینه‌ی مقادیر آنها برای ساختمان‌های ترکیبی



شکل ۱۲. توزیع پیش‌بینی دریافت در آستانه‌ی حالت آسیب کامل به همراه مقدار میانگین (\pm انحراف استاندارد).

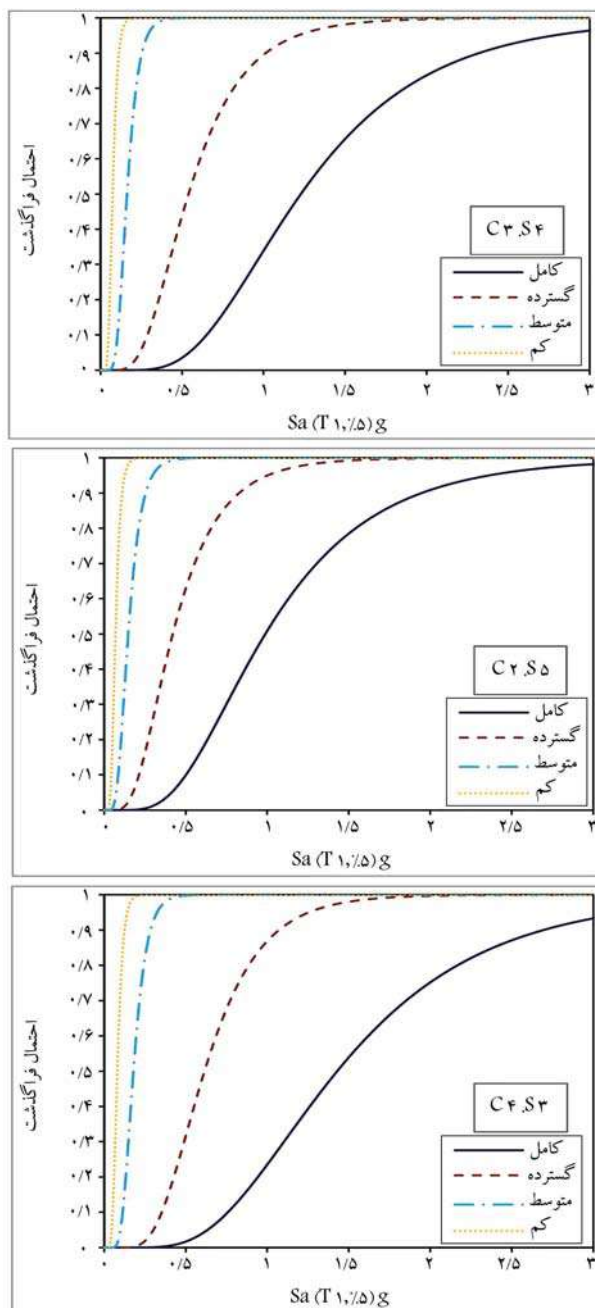
مطابق شکل‌های ۱۲ و ۱۳، در محل انتقال بخش بتنی به فولادی، یک پرش ناگهانی و اختلاف محسوس در نمودارهای دریافت مشاهده می‌شود، که این اختلاف در مدل‌های C۲.S۵ و C۴.S۹ نمایان‌تر است. بنابراین، محل تغییر بخش تحتانی به فوقانی در ساختمان‌های مذکور، مستعد آسیب بیشتری بوده و یک ناحیه‌ی بحرانی به‌علت وجود نامنظمی در پاسخ سازه در آنجا تشکیل شده است. در گروه ساختمانی ۷ طبقه، این تغییر محسوس در مدل‌های C۲.S۵، C۳.S۴ و C۴.S۳ به ترتیب در طبقه‌های سوم، چهارم و پنجم ایجاد شده است. همچنین در گروه ساختمانی ۱۳ طبقه در مدل‌های C۲.S۵، C۳.S۴ و C۴.S۳، این تغییر به ترتیب در طبقه‌های پنجم، هفتم، و نهم رخ داده است. این اختلاف محسوس به دلیل تغییر ناگهانی سیستم باربر جانبی در راستای ارتفاع ساختمان ترکیبی رخ داده است. در واقع، با انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی، سختی، میرایی، جرم و درکل رفتار لرزه‌ی سازه به‌طور ناگهانی تغییر می‌کند. شایان ذکر است یکی از مهم‌ترین چالش‌ها در مورد رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، در همین ناحیه‌ی انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی است. در ساختمان‌های بلند، صفحه‌ستون واقع در ناحیه‌ی بحرانی اخیر، توانایی تحمل نیروهای ایجاد شده در ناحیه‌ی انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی را ندارد و باید از طبقه یا طبقات انتقالی استفاده کرد. طبقه‌ی انتقالی، طبقه‌ی مرکب از بتن و فولاد است و در آن ستون فولادی داخل ستون بتنی مدفون می‌شود. همچنین اگر سیستم باربر در بخش‌های بتنی و فولادی به ترتیب دارای دیوار برشی

سطوح آسیب مختلف و توزیع پاسخ در ارتفاع سازه، نتایج به‌دست آمده بررسی شده‌اند.

۴. بررسی توزیع پاسخ در ارتفاع سازه

در این مرحله به‌وسیله خروجی‌های به‌دست آمده از تحلیل IDA، برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، نمودار میانگین پیش‌بینی دریافت بین طبقه‌ی در طول مدت زمان اعمال هر شتاب‌نگاشت در آستانه‌ی حالت آسیب کامل در طول ارتفاع ساختمان به‌دست آمده است.

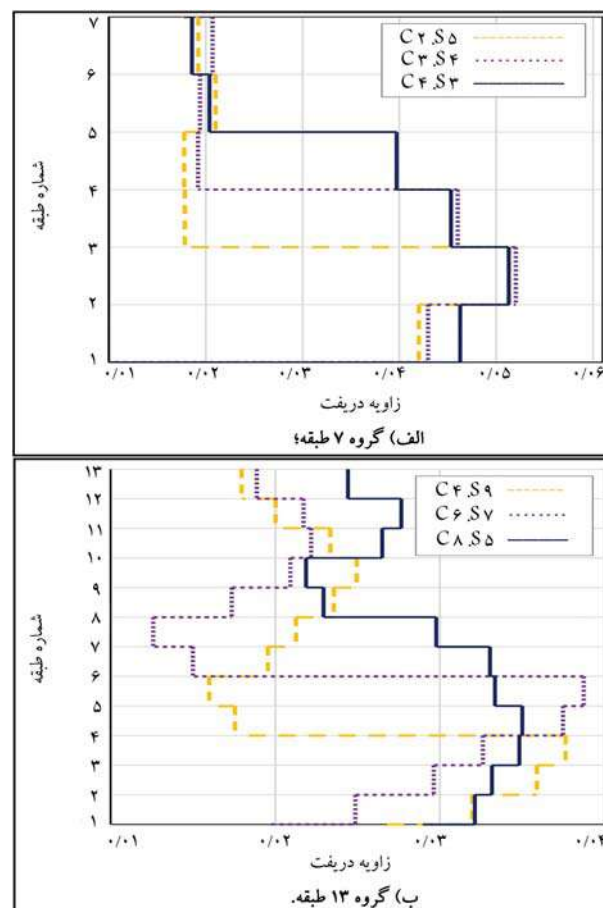
برای این منظور کدی در نرم‌افزار این‌سیس تهیه شده است، که توسط آن، در سطح شدتی که باعث رسیدن پاسخ سازه به مقدار متناظر آن در آستانه‌ی حالت حدی آسیب کامل (سطح شدت فروریزش) می‌شود، پیش‌بینی دریافت بین طبقه‌ی در طول مدت زمان اعمال زلزله محاسبه می‌شود و در نهایت، مقدار میانگین آن تحت اعمال همه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها به‌دست می‌آید. در شکل ۱۲، نمودارهای پیش‌بینی دریافت بین طبقه‌ی به همراه میانگین آنها در سطح شدت متناظر با آسیب کامل برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مورد مطالعه مشاهده می‌شود. همچنین برای مقایسه‌ی بهتر توزیع ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع در دو گروه ۷ و ۱۳ طبقه، در شکل ۱۳، نمودار میانگین پیش‌بینی دریافت به‌صورت پلکانی ارائه شده است.



شکل ۱۴. منحنی های شکنندگی در ۴ سطح آسیب در گروه ۷ طبقه.

که در آن، P احتمال فراگذشت سازه از سطح آسیب موردنظر (C) تحت رخداد زلزله‌یی با سطح شدت (IM) برابر x است. همچنین X تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال؛ انحراف استاندارد $\ln(IM)$ و θ نیز مقدار میانه‌ی تابع شکنندگی را نشان می‌دهند. در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع‌های ۷ و ۱۳ طبقه در ۴ سطح آسیب مبتنی بر گزارش هزوس مشاهده می‌شوند.

که مطابق آنها، با افزایش سطح آسیب در هر مدل، منحنی شکنندگی حالت خمیده‌تری پیدا کرده و تفاوت در رفتار لرزه‌یی مدل‌های مختلف، بهتر قابل مقایسه بوده است. در هر دو گروه ۷ و ۱۳ طبقه، نمودارهای شکنندگی در سطوح آسیب کم و متوسط تقریباً به هم نزدیک بوده و تفاوت چشم‌گیری در رفتار سازه مشهود نبوده



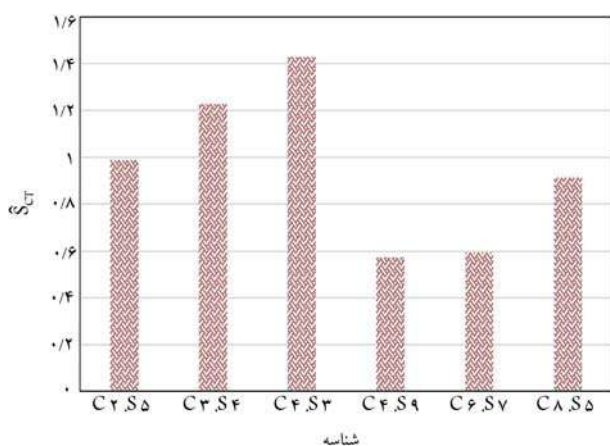
شکل ۱۳. نمودار پلکانی میانگین بیشینه‌ی دررفت.

و مهاربند باشد، مهاربند داخل دیوار برشی قرار می‌گیرد. کاربرد طبقه‌ی انتقالی در ناحیه‌ی بحرانی (محل انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی) باعث می‌شود که تغییر سیستم باربر جانبی به صورت ناگهانی نباشد و رفتار لرزه‌یی بهبود یابد. البته نیاز است در مطالعات دیگری به بررسی دقیق این امر و روش‌های مقاوم‌سازی ناحیه‌ی بحرانی پرداخته شود. در مدل‌های بررسی شده، هر چقدر محل انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی در ارتفاع بالاتری بوده است، یعنی تعداد طبقات فولادی کمتر بوده است، به‌خصوص در مدل‌های C4.S3 و C8.S5 سازه رفتار منظم‌تری داشته و بر همین اساس توانسته است عملکرد لرزه‌یی مناسب‌تری نشان دهد.

۵. تحلیل شکنندگی

در بخش حاضر، منحنی‌های شکنندگی جهت ارزیابی احتمالاتی آسیب ساختمان، در سطوح مختلف شدت لرزه‌یی در ۴ سطح آسیب: کم، متوسط، گسترده و کامل استخراج شده است. در واقع، منحنی شکنندگی، یک ابزار آماری است که به‌واسطه‌ی آن، احتمال فراگذشت سازه از حالت آسیب یا عملکرد معین به‌عنوان تابعی از پارامتر تقاضای مهندسی نشان داده می‌شود.^[۲۸] تابع شکنندگی P مطابق رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود:

$$P[C|IM=x] = \Phi\left[\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right] \quad (۱)$$



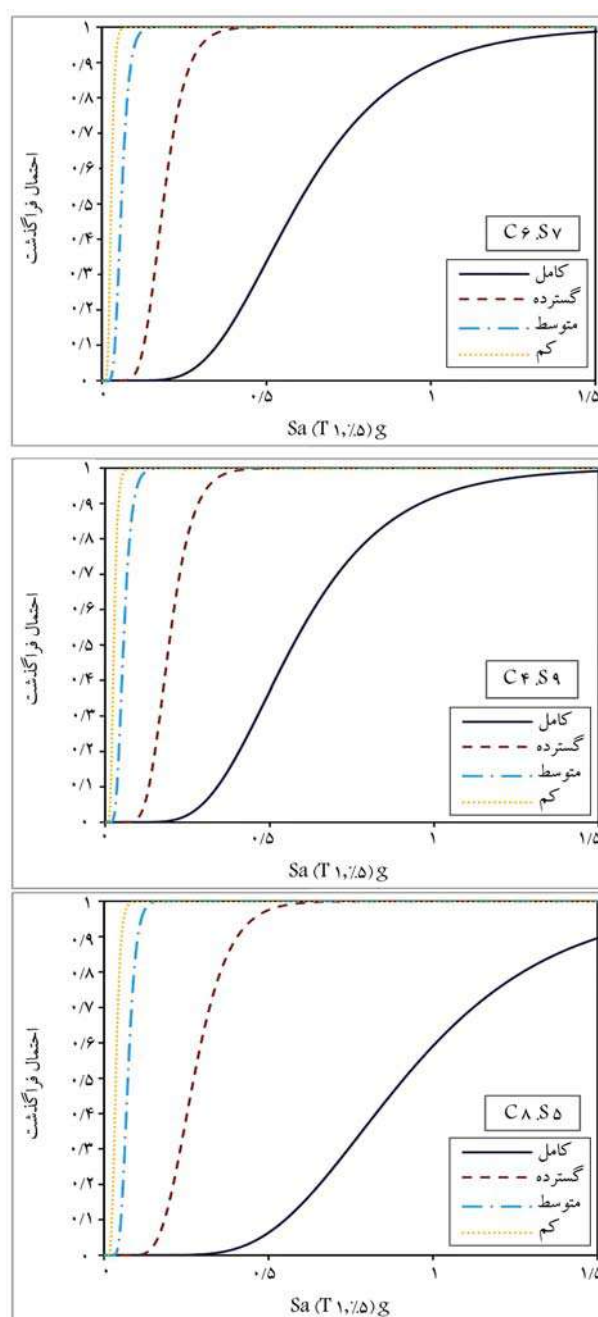
شکل ۱۶. مقایسه‌ی میانه‌ی ظرفیت فروریزش در مدل‌های مختلف.

می‌روند، که منجر به تغییر شکل جانبی قابل‌توجهی و ایجاد ترک‌های خمشی بزرگ و کماتش آرماتورهای اصلی می‌شود. سطح آسیب کامل را می‌توان متناظر با لحظه‌ی فروریزش سازه در نظر گرفت. در این حالت، بخش قابل‌توجهی از عناصر سازه از ظرفیت خود فراتر می‌روند، قاب پایداری خود را از دست می‌دهد و در معرض فروپاشی قرار می‌گیرد. در سطح آسیب کامل، بارهای ثقیلی وارد بر سازه همراه با تغییر مکان جانبی رخ داده باعث ایجاد گشتاور به‌عنوان آثار مرتبه‌ی دوم می‌شود، که در نهایت منجر به فروپاشی سازه می‌شود.

از طرفی، جهت مقایسه‌ی بهتر رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع از منحنی‌های شکنندگی به‌دست‌آمده در سطح آسیب کامل پارامتر SCT استخراج شده است. پارامتر SCT، نشان‌دهنده‌ی سطح شدتی از زلزله است، که در آن نیمی از شتاب‌نگاشت‌های اعمال‌شده منجر به رسیدن پاسخ سازه به سطح آسیب موردنظر می‌شوند.^[۴۹] در شکل ۱۶، مقدار پارامتر SCT در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مقاومت ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف با یکدیگر مقایسه و تأثیر نسبت تعداد طبقات بتنی به فولادی بررسی شده است. پارامتر SCT بیانگر سطح شدتی از زلزله است، که در آن نیمی از شتاب‌نگاشت‌های اعمال‌شده به سازه باعث فروریزش آن شوند. در واقع، پارامتر SCT، نشان‌دهنده‌ی سطح شدت متناظر با احتمال فروریزش ۵۰٪ است.

در پژوهش حاضر، منحنی‌های دریافت و پارامتر SCT در آستانه‌ی حالت آسیب کامل بررسی شده‌اند، تا مدل‌های مورد مطالعه بیشتر وارد ناحیه‌ی غیرخطی شوند و رفتار غیرخطی سازه مشهودتر شود؛ در نتیجه، مقایسه‌ی بهتری برای بررسی رفتار غیرخطی در برابر زلزله صورت پذیرفته است.

مطابق شکل ۱۶، با افزایش ارتفاع در ساختمان‌های ترکیبی متناظر از نظر نسبت تعداد طبقات بتنی به فولادی از مقدار SCT کاسته شده است. همچنین در هر دو گروه ۷ و ۱۳ طبقه، ارتفاع بخش فولادی نسبت عکس با مقدار SCT داشته و با کاهش ارتفاع بخش فولادی، عملکرد ساختمان مطلوب‌تر شده است. می‌توان در محدوده‌ی مدل‌های بررسی‌شده در پژوهش حاضر، مناسب‌ترین نسبت تعداد طبقات بتنی به کل طبقات را تقریباً مقدار ۰/۶ در نظر گرفت؛ زیرا در این حالت ساختمان ترکیبی در ارتفاع دارای میانه‌ی ظرفیت فروریزش بیشتری است و در نتیجه، عملکرد لرزه‌ی بهتری را بروز خواهد داد. به‌طورکلی، با افزایش تعداد طبقات بتنی، ساختمان‌های ترکیبی موردبررسی مقاومت بیشتری داشته و نیاز به سطح شدت بیشتری از زلزله برای فروریزش آنها بوده است.



شکل ۱۵. منحنی‌های شکنندگی در ۴ سطح آسیب در گروه ۱۳ طبقه.

است. اما در سطوح آسیب گسترده و کامل، فاصله‌ی بین منحنی شکنندگی با سایر سطوح آسیب کاملاً مشهود است. در تمامی سطوح آسیب، مدل‌های C4.S3 و C8.S5 به ترتیب در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه، عملکرد بهتری را از خود نشان داده و در سطح شدت متناظر، احتمال فروریزش کمتری نسبت به مدل‌های دیگر داشته‌اند. با توجه به دستورالعمل هزوس، در سطح آسیب کم، تغییر شکل جزئی در اتصالات فولادی رخ می‌دهد. همچنین ترک‌های مویی در برخی از تیرها و ستون‌های بتنی نزدیک اتصالات یا داخل اتصالات ایجاد می‌شود. در سطح آسیب متوسط، برخی از اعضاء فولادی تسلیم می‌شوند و چرخش‌های دائمی قابل‌مشاهده‌ی را در اتصال نشان می‌دهند. از طرفی، در سطح آسیب متوسط، بیشتر تیر و ستون‌های بتنی، ترک مویی دارند. در سطح آسیب گسترده، بیشتر اعضاء سازه‌ی از ظرفیت خود فراتر

۶. نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، از طریق مدل سازی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی، تأثیر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع میان مرتبه، که دارای اتصال مستقیم بخش فولادی به بتنی بودند، در مدل‌های مختلف ۷ و ۱۳ طبقه بررسی شده است.

در ابتدا با توجه به نسبت‌های متفاوت تعداد طبقات بتنی به فولادی، ساختمان‌های مختلفی طراحی شده‌اند. پس از مدل سازی غیرخطی مبتنی بر روش حالت خمیری گسترده، تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) بر روی تمامی مدل‌ها صورت پذیرفته است. در ادامه، از طریق کد نوشته شده در آستانه‌ی حالت آسیب کامل، مقادیر پیشینه‌ی دررفت بین طبقه‌ی برای هر طبقه در تمامی شتاب‌نگاشت‌های اعمالی استخراج و نمودار میانگین آن رسم شده است. همچنین منحنی‌های شکنندگی براساس چهار سطح آسیب: کم، متوسط، گسترده، و کامل ارائه شده در گزارش فنی هزوس برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف به دست آمده و پارامتر \hat{S}_{CT} آنها در سطح آسیب کامل مقایسه شده است.

• نتایج مربوط به توزیع پیشینه‌ی دررفت در آستانه‌ی حالت آسیب کامل نشان داد که در محل اتصال بخش فولادی به بخش بتنی، یک تغییر ناگهانی و محسوس در مقدار دررفت بین طبقه‌ی رخ داده است. در ساختمان‌های ۷ طبقه‌ی $C_2.S_5$ ، $C_2.S_4$ و $C_2.S_3$ و مقدار تغییر دررفت در اولین طبقه‌ی فولادی نسبت به آخرین طبقه‌ی بتنی برابر با 58.7% ، 48.6% و 48.6% درصد بوده است. همچنین در ساختمان‌های ۱۳ طبقه‌ی $C_2.S_9$ ، $C_6.S_7$ و $C_8.S_5$ مقادیر این تغییر به ترتیب

برابر ۹۸، ۶۱ و ۲۳ درصد شده است. بنابراین در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، محل اتصال بخش فولادی به بخش بتنی، مستعد شکست و آسیب بیشتری است و یک ناحیه‌ی بحرانی وجود دارد که نیازمند تمهیدات ویژه‌ی است؛

• براساس مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع متناظر از لحاظ نسبت تعداد طبقه‌ی بتنی به فولادی با افزایش ارتفاع، مقدار پارامتر میانه‌ی ظرفیت فروریزش (SCT) کاهش پیدا کرده است. همچنین در ساختمان‌های ۷ و ۱۳ طبقه، ارتفاع بخش فولادی نسبت عکس با میزان مطلوبیت عملکرد سازه در برابر زلزله داشته است؛

• با توجه به ساختمان‌های بررسی شده، در صورتی که نسبت تعداد طبقات بتنی به تعداد طبقات کل مدل تقریباً برابر با مقدار 0.6 باشد، آن مدل نسبت به مدل‌های دیگر در سطح شدت بیشتری دچار فروریزش می‌شود و عملکرد لرزه‌ی مطلوب‌تری خواهد داشت و به‌طور کلی با افزایش تعداد طبقات بتنی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، عملکرد لرزه‌ی بهبود خواهد یافت.

شایان ذکر است نتایج حاصل از پژوهش حاضر فقط در محدوده‌ی مدل‌های بررسی شده در آن معتبر است و برای تعمیم نتایج به تمامی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، نیاز به مطالعات بسیار بیشتری در مورد سازه‌های مذکور بخصوص مطالعات آزمایشگاهی است. بررسی تأثیر تعداد طبقه‌ی انتقالی در محل بحرانی انتقال بخش بتنی به فولادی در ساختمان‌های بلندمرتبه، در نظر گرفتن سیستم‌های باربر جانبی متفاوت در بخش‌های بتنی و فولادی، و نیز تغییر پلان در دو بخش بتنی و فولادی از مواردی هستند که باید در مطالعات آتی در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع به‌صورت جامع بررسی شوند.

پانویس‌ها

1. Shanghai World Financial Center
2. Wuhan International Securities Building
3. Yokohama Landmark Tower
4. Papageorgiou & Gantes
5. Uang
6. HAZUS
7. OpenSees
8. ACI318M-19
9. AISC360-16
10. ASCE7-16
11. $P - \Delta$
12. Leaning Column
13. Zero Length Element
14. Fiber
15. Mander
16. Etabs
17. Engineering Demand Parameter
18. Maximum Inter-Story Drift Ratio
19. Maximum Acceleration Of Stories
20. Seismic Intensity Measure
21. Peak Ground Acceleration
22. Peak Ground Velocity
23. Spectral Acceleration
24. Hunt-Fill

25. Maximum Eonsidered Earthquake
26. Seismic Design Category

منابع (References)

1. Lu, Z., Li, J. and Zhou, Y., 2018. Shaking table test and numerical simulation on a vertical hybrid structure under seismic excitation. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27, e1497. <https://doi.org/10.1002/tal.1497>.
2. Papageorgiou, A. and Gantes, C., 2010. Equivalent modal damping ratios for concrete/steel mixed structures. *Computers & structures*, 88, pp.1124-1136. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2010.06.014>.
3. Papageorgiou, A. and Gantes, C., 2011. Equivalent uniform damping ratios for linear irregularly damped concrete/steel mixed structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, pp.418-430. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.09.010>.
4. Huang, W., Qian, J., Zhou, Z. and Fu, Q. 2015. An approach to equivalent damping ratio of vertically mixed structures based on response error minimization. *Soil*

- Dynamics and Earthquake Engineering*, 72, pp.119-128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.02.008>.
5. Jiang, Q., Zhou, Z. and Huang, W., 2015. Investigation on the modal strain energy for dynamic analysis of steel-concrete vertically mixed structures. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 14, pp.671-678. <https://doi.org/10.3130/jaabe.14.671>.
6. Hemmati, A. and Kheyroddin., 2011. Investigation of transition story effect on behavior of vertically habrid buildings. *Journal of Modeling in Engineering*, 9, pp.57-65. [In Persian]. <https://doi.org/10.22075/jme.2017.1596>.
7. Sivandi-Pour, A., Gerami, M. and Khodayarnezhad, D., 2014. Equivalent modal damping ratios for non-classically damped hybrid steel concrete buildings with transitional storey. *Structural Engineering and Mechanics*, 50, pp.383-401. <https://doi.org/10.12989/sem.2014.50.3.383>.
8. Sivandi-Pour, A., Gerami, M. and Kheyroddin, A., 2016. Uniform damping ratio for non-classically damped hybrid steel concrete structures. *International Journal of Civil Engineering*, 14, pp.1-11. <https://doi.org/10.1007/s40999-016-0003-8>.
9. Fanaie, N. and Shamloo, S., 2012. Studying seismic behavior of mixed structures in height, in: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September.
10. Fanaie, N. and Shamlou, S.O., 2015. Response modification factor of mixed structures. *Steel and Composite Structures*, 19, pp.1449-1466. <http://dx.doi.org/10.12989/scs.2015.19.6.1449>.
11. Uang, C.M., 1991. Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions. *Journal of structural Engineering*, 117, pp.19-28. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:1\(19\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(19)).
12. Lu, Z., He, X. and Zhou, Y., 2017. Studies on damping behavior of vertically mixed structures with upper steel and lower concrete substructures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26, e1392. <https://doi.org/10.1002/tal.1392>.
13. Pnevmatikos, N.G., Papagiannopoulos, G.A. and Papavasileiou, G.S., 2019. Fragility curves for mixed concrete/steel frames subjected to seismic excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116, pp.709-713. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.09.037>.
14. Bahri, F., Kafi, M.A. and Kheyroddin, A., 2019. Full-scale experimental assessment of new connection for columns in vertically mixed structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28, e1629. <https://doi.org/10.1002/tal.1629>.
15. Moradi, E., Naderpour, H. and Kheyroddin, A. 2020. An experimental approach for shear strengthening of RC beams using a proposed technique by embedded through-section FRP sheets. *Composite Structures*, 238, 111988. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.111988>.
16. Ahmadi, M., Naderpour, H. and Kheyroddin, A., 2014. Utilization of artificial neural networks to prediction of the capacity of CCFT short columns subject to short term axial load. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 14, pp.510-517. <https://doi.org/10.1016/j.acme.2014.01.006>.
17. Naderpour, H., Poursaeidi, O. and Ahmadi, M., 2018. Shear resistance prediction of concrete beams reinforced by FRP bars using artificial neural networks. *Measurement*, 126, pp.299-308. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2018.05.051>.
18. Ahmadi, M., Naderpour, H., Kheyroddin, A. 2017. ANN model for predicting the compressive strength of circular steel-confined concrete. *International Journal of Civil Engineering*, 15, pp.213-221. <https://doi.org/10.1007/s40999-016-0096-0>.
19. Pachideh, G. and Ketabdari, H., 2023. Investigation of the mechanical properties of self-compacting concrete containing recycled steel springs; experimental and numerical investigation. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp.1-20. <https://doi.org/10.1080/19648189.2023.2169355>.
20. Bagheri, S. and Tayyari, F., Evaluation of response modification factor and deflection amplification factor of steel intermediate moment-resisting frames. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 33.2, pp.119-128. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2017.4561>.
21. Fadaei, E., Shakib, H. and Azarbakht, A.R., 2019. Seismic performance of dual steel structures consisting of non-geometrical irregularity along the height. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2, pp.107-120. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2018.5396.2238>.
22. SeyyedKazemi, A. and Rahimzadeh Rofooei, F., 2020. The effect of angle change of diagonal members on r-factor and collapse fragility curves of mid-rise steel diagrid structures. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2, pp.39-51. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2018.5434.2245>.
23. Naderpour, H. and Mirrashid, M., 2020. Moment capacity estimation of spirally reinforced concrete columns using ANFIS. *Complex & Intelligent Systems*, 6, pp.97-107. <https://doi.org/10.1007/s40747-019-00118-2>.
24. Hoseini Vaez, S.R. and Karimi, F., 2019. Optimum design of steel moment-resisting frames based on performance levels, using target roof displacement criterion. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2, pp.71-82. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2018.5196.2212>.
25. Fathali, M.A. and Vaez, S.R.H., 2020. Optimum performance-based design of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 202, 109857. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109857>.
26. Moradiyan, M., Pachideh, G. and Moshtagh, A., 2022. Study of seismic behavior and development of fragility curves of divergent braced frames under successive earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8, pp.156-175. [In Persian]. <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.263292.2315>.
27. Tobber, L. and Yang, T., 2021. Seismic design and evaluation of controlled outriggered rocking wall (CORW) using equivalent energy design procedure (EEDP). *Engineering Structures*, 247, 113194. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113194>.

28. Yang, T., Qiao, T., Tobber, L. and Rodgers, G., 2022. Seismic performance of controlled outrigger rocking wall system with different energy dissipation devices. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 155, 107179. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107179>.
29. Kiani, A., Kheyroddin, A., Kafi, M.A. and Naderpour, H., 2022. Seismic fragility assessment for mixed concrete/steel buildings considering the appropriate position of the transition story. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 163, 107552. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107552>.
30. Kiani, A., Kheyroddin, A., Kafi, M.A. and Naderpour, H., 2023. Non-linear study of the method of transition in mixed concrete/steel structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 170, 107925. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107925>.
31. Elkady, A. and Lignos, D.G., 2014. Modeling of the composite action in fully restrained beam-to-column connections: Implications in the seismic design and collapse capacity of steel special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43, pp.1935-1954. <https://doi.org/10.1002/eqe.2430>.
32. Ghasemi, M., Fanaie, N. and Khorshidi, H., 2021. Seismic performance factors of a dual system with IMRF and cable-cylinder bracing. *Journal of Building Engineering*, 39, p.102309. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.102309>.
33. Ghasemi, M., Zhang, C., Khorshidi, H. and Sun, L., 2022. Seismic performance assessment of steel frames with slack cable bracing systems. *Engineering Structures*, 250, 113437. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113437>.
34. Committee, A., 2019. ACI 318-19: Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.
35. A.A. 341-16., 2016. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago, Illinois, USA: American Institute of Steel Construction (AISC).
36. ASCE., 2006. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16), in, American Society of Civil Engineers.
37. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L., 2006. OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 264, pp.137-158.
38. Kheyroddin, A. and Mashhadiali, N., 2018. Response modification factor of concentrically braced frames with hexagonal pattern of braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 148, pp.658-668. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.06.024>.
39. Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A., 2018. Seismic performance of concentrically braced frame with hexagonal pattern of braces to mitigate soft story behavior. *Engineering Structures*, 175, pp.27-40. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.036>.
40. Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A., 2019. Quantification of the seismic performance factors of steel hexagrid structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 157, pp.82-92. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.02.013>.
41. Mander, J.B., Priestley, M.J. and Park, R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114, pp.1804-1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)).
42. Askouni, P.K. and Papagiannopoulos, G.A., 2021. Seismic Behavior of a Class of Mixed Reinforced Concrete-Steel Buildings Subjected to Near-Fault Motions. *Infrastructures*, 6(12), p.172. <https://doi.org/10.3390/infrastructures6120172>.
43. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & structural Dynamics*, 31, pp.491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>.
44. FEMA, P, 695, 2009. Quantification of seismic performance factors, FEMA P-695 report. the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
45. Jalali, S., Banazadeh, M., Abolmaali, A. and Tafakori, E., 2012. Probabilistic seismic demand assessment of steel moment frames with side-plate connections. *Scientia Iranica*, 19, pp.27-40. <https://doi.org/10.1016/j.scient.2011.11.036>.
46. Naderpour, H., Kiani, A. and Kheyroddin, A., 2020. Structural control of RC buildings subjected to near-fault ground motions in terms of tuned mass dampers. *Scientia Iranica*, 27, pp.122-133. <https://doi.org/10.24200/sci.2018.5600.1365>.
47. Hazus, M., 2011. Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model hazus-MH MR5 technical manual. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA.
48. Baker, J.W., 2015. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31, pp.579-599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>.
49. Kizilerslan, E., Broberg, M., Shafaei, S., Varma, A.H. and Bruneau, M., 2021. Seismic design coefficients and factors for coupled composite plate shear walls/concrete filled (CC-PSW/CF). *Engineering Structures*, 244, 112766. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112766>.

بررسی رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی تحت آزمون تک‌محوری با به‌کارگیری روش شبکه‌بندی ورونویی

امیررضائی صامتی (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بوعلی‌سینا، همدان

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دوری ۴۰، شماره ۱، صص. ۹۸-۹۱، (پژوهشی)

فوم‌های آلومینیومی از مصالح نوینی هستند که در اجزاء مختلف، همانند پانل‌های ساندویچی کاربردهای متعددی دارند. این دسته از مواد با توجه به چگالی پایین، وجود حفره‌های ریز، عایق صوتی، و مقاومت در برابر خوردگی، ویژگی‌های منحصر به فردی دارند. در مطالعه‌ی حاضر، روش مبتنی بر شبکه‌بندی ورونویی برای شبیه‌سازی پیکربندی نانوفوم‌های آلومینیومی پیشنهاد شده است، که قابلیت‌های بالایی در مدل‌سازی ساختارهای متخلخل نامنظم با چگالی‌ها، اندازه‌ی حفره‌ها و ضخامت دیوارهای مختلف به‌صورت پایدار دارند. نتایج حاصل، بیانگر سرعت و توانایی بالای روش ورونویی برای ایجاد ساختارهای نانوفوم منطبق با تصاویر آزمایشگاهی است. رفتار مکانیکی نمونه‌های نانوفوم آلومینیومی تحت آزمون بارگذاری تک‌محوری با استفاده از روش دینامیک مولکولی و پتانسیل بین‌اتمی EAM بررسی شده است. در تمامی نمونه‌ها، براساس تئوری همگن‌سازی، شرایط مرزی به‌صورت پرئودیک لحاظ و تغییر شکل شبه‌استاتیکی به نمونه اعمال شده است. نتایج بیانگر وابستگی بالای رفتار مکانیکی نانوفوم‌ها به میزان چگالی و تخلخل نمونه‌هاست. همچنین، مقایسه‌ی مدول کشسان نمونه‌ها با نتایج آزمایشگاهی، بیانگر قابلیت بالای روش ورونویی در ایجاد ساختارهای متخلخل آلومینیومی است.

واژگان کلیدی: پانل ساندویچی، نانوفوم آلومینیوم، شبکه‌بندی ورونویی، مدل‌سازی ساختار اتمی مواد متخلخل، آزمون تک‌محوری کشش.

a.rezaeisameti@basu.ac.ir

۱. مقدمه

نسبت به آلومینیوم معمولی (چگالی نسبی ۳ تا ۸۰ درصد) تولید کنند. [۴] در کنار چگالی پایین، قابلیت بالای فوم‌ها برای جذب و اتلاف انرژی می‌تواند منجر به افزایش میزان میرایی سازه شود و در نتیجه، خرابی‌های ناشی از بارگذاری لرزه‌یی را کاهش دهد. بر این اساس، گنابادی و دامغانی (۲۰۱۷)، [۳] پانل‌های ساندویچی تولید شده با هسته‌ی فوم آلومینیومی را تحت آزمون ضربه با سرعت پایین قرار دادند و میزان اتلاف انرژی در المان‌های مذکور را بررسی کردند. مطالعات ایشان نشان داد که نرخ اتلاف انرژی در پانل‌ها مستقیماً به میزان انرژی ضربه بستگی دارد. لیو^۲ و همکاران (۲۰۱۵)، [۴] با افزودن پلیمرهایی به فوم آلومینیوم، ساختاری ایجاد کردند که به‌عنوان میرگرا براساس رفتار هیستریزیس، توانایی اتلاف انرژی بسیار بالایی دارد و نیز نشان دادند که مواد اخیر، توانایی برگشت‌پذیری در چرخه‌های متعدد بارگذاری و نیز ظرفیت میرایی قابل توجهی دارد.

پانل‌های ساندویچی با هسته‌ی فوم آلومینیومی،^۱ از جمله قطعاتی هستند که می‌توانند در صنعت ساختمان به‌عنوان دیوارهای پیش‌ساخته، جداکننده‌ها در فضاهای اداری و سالن‌ها و همچنین در سقف‌ها استفاده شوند. به‌کارگیری این دسته از پانل‌های ساندویچی در صنعت ساختمان با توجه به وزن حجمی پایین، مقاومت در برابر آتش‌سوزی و داشتن نسبت سختی به وزن بالای فوم‌های آلومینیومی در راستای سبک‌سازی و کاهش نیروهای وارد بر سازه خواهد بود. [۱] از این رو، استفاده از اجزاء نوین مذکور می‌تواند نقش مؤثری در صنعتی‌سازی ساختمان و بهبود عملکرد آن ایفا کند. براساس مطالعات صورت‌گرفته، قابلیت تولید فوم‌های آلومینیومی با روش‌های متعدد و اقتصادی فراهم شده است، که می‌توانند فوم‌هایی را با چگالی بسیار کمتر

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۲/۱۸، اصلاحیه ۱۴۰۲/۴/۲۳، پذیرش ۱۴۰۲/۶/۴.

استناد به این مقاله:

رضائی صامتی، امیر، ۱۴۰۳. بررسی رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی تحت آزمون تک‌محوری با به‌کارگیری روش شبکه‌بندی ورونویی. مهندسی عمران شریف، (۱)۴۰،

صص. ۹۸-۹۱. DOI:10.24200/J30.2023.62214.3215

با توجه به کاربردهای گسترده فوم‌های آلومینیومی، مطالعات آزمایشگاهی متعددی برای تعیین رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی تحت شرایط بارگذاری‌های مختلف انجام شده است. در این راستا، لارنو و داویلا^[۵] (۲۰۱۳)، رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی را تحت آزمون فشار بررسی کردند. تاناکا^[۶] و همکاران^[۶] (۲۰۱۱)، با استفاده از آزمایش ضربه با سرعت بالا، میزان جذب انرژی در فوم آلومینیومی را تعیین کردند. مشاهدات آنها شکست ناهموار در ساختار فوم آلومینیوم در طول ضربه با سرعت بالا را نشان داد. مونتانی^[۷] (۲۰۰۵)، در آزمون‌های فشاری استاتیکی و دینامیکی به بررسی تأثیر نرخ کرنش در رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی و ظرفیت جذب انرژی در آنها پرداخت و دریافت که نرخ کرنش در فوم‌هایی با ساختار سلولی باز، تأثیر کم و در فوم‌هایی با ساختار سلولی بسته، تأثیر قابل توجهی دارد. در حال حاضر، با پیشرفت‌های صورت‌گرفته در سال‌های اخیر، امکان تولید فوم‌های آلومینیومی با اندازه‌ی حفره‌های بسیار زیر نانو فراهم شده است. سوارز^[۸] و همکاران^[۸] (۲۰۱۴)، پینا^[۷] و همکاران^[۸] (۲۰۲۱)، و یانگ^[۸] و همکاران^[۸] (۲۰۲۱)، فوم آلومینیومی با حفره‌هایی در ابعاد نانو تولید و خواص مکانیکی آن را ارزیابی کردند.

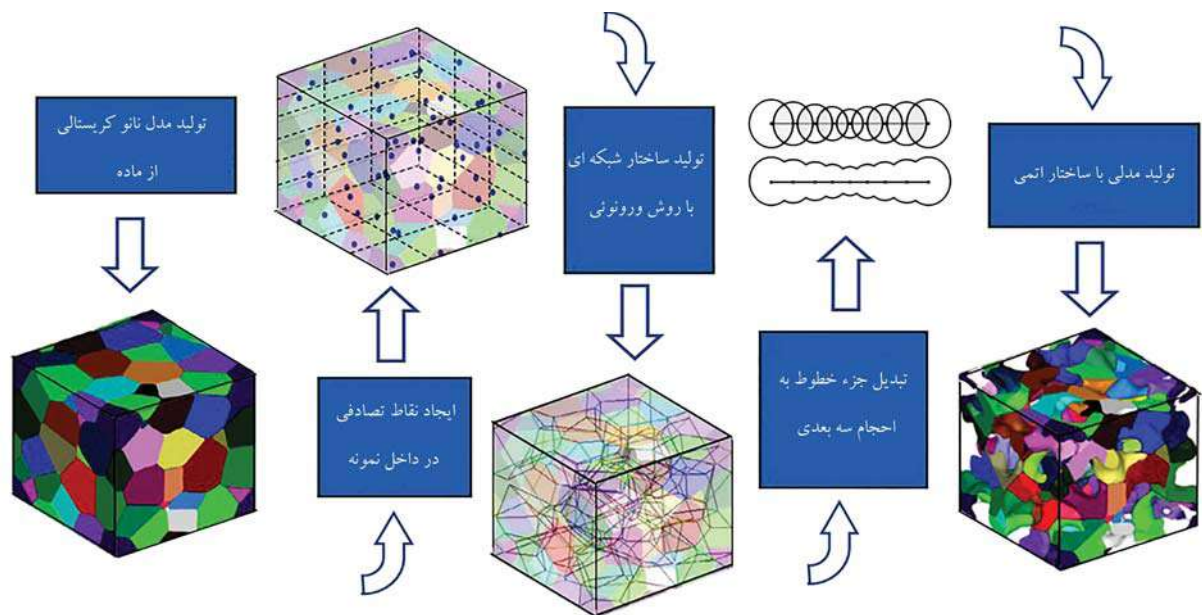
با توجه به هزینه‌ی بالای بررسی آزمایشگاهی رفتار مکانیکی نانوفوم‌های آلومینیومی، شبیه‌سازی‌های عددی می‌تواند به‌عنوان ابزاری مناسب برای درک بهتر پاسخ‌های این دسته از مواد در نظر گرفته شود. روش دینامیک مولکولی با مدل‌سازی پدیده‌ها با دقت اتمی از جمله روش‌های عددی است که در این زمینه می‌تواند عملکرد مناسبی داشته باشد. در به‌کارگیری روش دینامیک مولکولی برای بررسی رفتار مکانیکی نانوفوم آلومینیوم، تولید پیکربندی اولیه‌ی مناسب از ساختار متخلخل این ماده بسیار حائز اهمیت است. به‌طور کلی، در مطالعات عددی صورت‌گرفته بر روی نانوفوم‌های فلزی، روش‌های مختلفی به‌منظور پیکربندی اولیه‌ی ساختار هندسی پیچیده این دسته از مواد ارائه شده است. کروسان^[۹] و همکاران^[۹] (۲۰۰۷)، فارکس^[۱۰] و همکاران^[۱۱] (۲۰۱۳)، و روستیس^[۱۱] و همکاران^[۱۱] (۲۰۱۶)، از روش مبتنی بر تحلیل میدان فازی و تجزیه‌ی آلیاژ دو فلزی برای این منظور استفاده کردند. مطالعات منگپودی^[۱۲] و همکاران^[۱۲] (۲۰۱۶)، نیز نشان داد که روش مذکور می‌تواند پیکربندی اولیه‌ی مناسب برای ساختار متخلخل نانوفوم را مدل کند، اما خواص مکانیکی نمونه‌های ایجاد شده با روش اخیر، تفاوت محسوسی با نتایج آزمایشگاهی دارد. گیری^[۱۳] و همکاران^[۱۳] (۲۰۱۴)، از حفره‌های کروی با اندازه‌های تصادفی برای تولید ساختار متخلخل استفاده کردند. مقایسه‌ی پیکربندی نمونه‌های تولید شده با روش ذکر شده با تصاویر آزمایشگاهی نانوفوم‌ها، بیانگر ناتوانی آن در تولید پیکربندی نانوفوم‌های فلزی است. سوبارسلان^[۱۴] و همکاران^[۱۴] (۲۰۱۸)، با به‌کارگیری میدان تصادفی گوسین و برهم نهی امواج سینوسی ایستاده با طول موج‌های ثابت و با جهت‌های متمایز، ساختار اولیه‌ی نانوفوم‌های فلزی را ایجاد کردند. یلدیز^[۱۵] و همکاران^[۱۵] (۲۰۱۷) و (۲۰۲۰)، براساس روش شبکه‌بندی ورونوئی، ساختار اولیه‌ی نانوفوم طلا را ایجاد کردند و دریافتند که روش شبکه‌بندی ورونوئی برای تولید پیکربندی اولیه‌ی ساختار متخلخل نانوفوم طلا، توانایی بالایی دارد. براین اساس در مطالعه‌ی حاضر، به‌کارگیری روش شبکه‌بندی ورونوئی برای تولید نمونه‌های نانوفوم آلومینیوم، نمونه‌های حاصل از لحاظ پیکربندی و خواص مکانیکی آنها با نتایج آزمایشگاهی بررسی و ارزیابی شده‌اند. در ادامه، در بخش دوم، به بیان نحوه‌ی ایجاد پیکربندی اولیه‌ی نانوفوم براساس شبکه‌بندی ورونوئی پرداخته شده است. همچنین توانایی روش شبکه‌بندی ورونوئی در ساخت نمونه‌های با چگالی، اندازه‌ی حفره‌ها و ضخامت دیوارهای مختلف بررسی و در بخش سوم، جزئیات مدل‌سازی رفتار مکانیکی نانوفوم آلومینیوم براساس روش دینامیک مولکولی ارائه شده است.

در نهایت در بخش چهارم، نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی ارائه و به بررسی نتایج پرداخته شده است.

۲. ایجاد پیکربندی اولیه‌ی نانوفوم آلومینیومی براساس شبکه‌بندی ورونوئی

همان‌گونه که اشاره شد، برای ایجاد پیکربندی اولیه‌ی ساختارهای متخلخل فلزی، روش‌های مختلفی توسط پژوهشگران پیشنهاد شده است. به‌طور کلی، در روش‌های عددی تولید پیکربندی اولیه‌ی نانوفوم‌های فلزی، سرعت و دقت شبیه‌سازی برای ایجاد ساختارهای متخلخل فلزی، اهمیت بسیاری دارد. تصاویر آزمایشگاهی ارائه شده از ساختار متخلخل نانوفوم فلزات، بیانگر وجود ساختار هندسی پیچیده و نامنظم در این دسته از مواد است که براساس آن، تولید پیکربندی آنها با استفاده از اعمال تجزیه‌ی آلیاژ دو فلزی می‌تواند هزینه‌ی محاسباتی بسیار بالایی در برداشته باشد.^[۱۵] از جمله روش‌های پیشنهادی برای ایجاد پیکربندی نامنظم و متخلخل مواد نانوفوم فلزات، استفاده از روش شبکه‌بندی ورونوئی است، که توسط یلدیز و همکاران^[۱۶] (۲۰۲۰) و (۲۰۲۰)^[۱۷] برای تولید نانوفوم طلا استفاده شده است، روشی صریح و منطبق بر دیدگاه هندسی بوده است. از این رو، سرعت بالایی برای شبیه‌سازی نانوفوم‌های فلزات دارد. براین اساس، در مطالعه‌ی حاضر، به‌کارگیری روش شبکه‌بندی ورونوئی برای تولید ساختار اولیه‌ی نانوفوم‌های آلومینیوم بررسی و دقت نتایج حاصل با مقایسه‌ی پیکربندی و خواص مکانیکی نمونه‌ی ایجاد شده با نتایج آزمایشگاهی اعتبارسنجی شده است.

جزئیات پیاده‌سازی روش شبکه‌بندی ورونوئی برای تولید نانوفوم فلزات در شکل ۱ مشاهده می‌شود، که مطابق آن فرایند ایجاد نانوفوم فلزی براساس روش شبکه‌بندی ورونوئی شامل پنج مرحله است: در گام اول، ساختار پلی‌کریستالی فلز در حالت بدون تخلخل ایجاد می‌شود. این ساختار و محدوده‌ی نواحی مختلف با رنگ‌بندی در شکل ۱ نشان داده شده است. در گام دوم، تعدادی نقاط تصادفی در داخل نمونه انتخاب می‌شود. این نقاط باید به نحو مناسبی انتخاب شوند تا خیلی نزدیک به یکدیگر و یا سطح نمونه نباشند. کمینه‌ی فاصله بین نقاط تصادفی و تعداد آنها، از جمله عوامل کنترل‌کننده در ساختار مورفولوژی فوم است. در گام سوم، براساس نقاط تصادفی تعیین شده در مرحله‌ی دوم، شبکه‌بندی ورونوئی بر روی نمونه ایجاد می‌شود. این شبکه‌بندی براساس شکل‌های چندوجهی محدب غیرهم‌پوشان صورت می‌پذیرد. در گام چهارم، خطوط مرزی در شبکه‌بندی ورونوئی به‌صورت احجام سه‌بعدی در نظر گرفته می‌شوند. این عمل با فرض کره‌هایی متقاطع با یکدیگر در طول خطوط صورت می‌پذیرد. اندازه‌ی کره‌های مذکور و فاصله‌ی آنها، نقش اساسی در کنترل اندازه‌ی حفره‌ها و میزان زوایا و گوشه‌های حفره‌ها در نمونه‌ی نهایی دارد. نهایتاً در گام آخر، بخش‌هایی از ساختار کامل اتمی، که در داخل احجام به‌دست آمده از گام قبلی قرار می‌گیرد، حذف و نمونه‌ی با ساختار متخلخل اسفنجی شکل ایجاد می‌شود. این روش با توجه به اینکه توانایی کنترل عوامل مختلف، از جمله: ابعاد نمونه، چگالی نمونه، نهایی، اندازه و زاویه‌های حفره‌ها را دارد، قابلیت پیاده‌سازی بالایی دارد و می‌تواند برای بررسی نمونه‌های مختلف استفاده شود.^[۱۸] همچنین همان‌گونه که مشاهده می‌شود، روش شبکه‌بندی ورونوئی صریح است و با به‌کارگیری مفاهیم هندسی در زمان کمی می‌تواند ساختار متخلخل را برای نمونه ایجاد کند. در مطالعه‌ی حاضر، روش شبکه‌بندی ورونوئی برای ایجاد پیکربندی اولیه‌ی نانوفوم‌های آلومینیومی



شکل ۱. جزئیات مدل سازی فوم فلزی با روش شبکه بندی و ررونوئی. [۲۳]

که در آن، انرژی کل سیستم، $\rho_{h,i}$ چگالی الکترونی کل بر روی اتم i ، ρ_j چگالی الکترونی ناشی از اتم j ، r_{ij} بردار فاصله بین اتم های i و j و ϕ_{ij} اندرکنش دودرهمی بین اتمی و F_i انرژی مدفون شده برای اتم i است. مطابق رابطه ی پتانسیل EAM شامل دو بخش مجزاست: بخش اول، بیانگر اندرکنش جفتی بین اتم هاست و بخش دوم، امکان لحاظ کردن اندرکنش های چند اتمی را برای پتانسیل EAM فراهم می سازد. [۲۳] در پژوهش حاضر، از پارامترهای ارائه شده توسط پان و میشین (۲۰۰۹)، [۲۴] برای مدل سازی آلومینیوم براساس پتانسیل EAM استفاده شده است.

نمونه های اولیه به صورت مکعبی شکل با ابعاد ۱۶ نانومتر در نظر گرفته شده اند، که در حالت بدون تخلخل در برگیرنده ی حدود ۲۵۰ هزار اتم آلومینیوم با ساختار بلی کریستالی هستند. شرایط مرزی نمونه در هر سه جهت به صورت پریودیک در نظر گرفته شده است، تا نتایج حاصل از تحلیل نمونه، قابلیت تعمیم به نمونه های بزرگ تر را داشته باشد؛ به عبارت دقیق تر، نمونه ی ایجاد شده را بتوان به صورت یک المان حجمی نمونه (RVE) [۱۸] از ساختار یک نانوفوم آلومینیومی در نظر گرفت. پس از ایجاد پیکربندی اولیه براساس روش شبکه بندی و ررونوئی، ابتدا نمونه باید تحت شرایط محیطی به حالت پایدار قرار گیرد. برای این منظور، پس از تولید ساختار متخلخل، انرژی نمونه در دمای محیط و فشار یک اتمسفر کمینه می شود. فرایند کمینه سازی انرژی با تحلیل دینامیک مولکولی در هنگرد (آنسامبل NVT) به مدت ۷۵ پیکوثانیه و سپس در هنگرد همدمایی - هم فشاری (NPT) به مدت ۷۵ پیکوثانیه صورت می پذیرد. شرایط کمینه سازی انرژی به نحوی صورت می پذیرد که پارامترهای ترمودینامیک نمونه، از جمله: دما، فشار، و آنتروپی سیستم در پایان فرایند تقریباً به حالت پایدار برسد. پس از اتمام فرایند پایداری، تغییر شکل در هنگرد همدمایی - هم فشاری بر روی نمونه اعمال می شود. نحوه ی اعمال تغییر شکل بر روی نمونه منطبق با روش ارائه شده ی لی [۲۰] و همکاران (۲۰۱۸)، [۲۵] برای مدل سازی نانوفوم طلا صورت پذیرفته است. در این روش به منظور تأمین شرایط بارگذاری شبه استاتیکی، تغییر شکل به صورت مرحله به مرحله بر نمونه اعمال می شود. در هر مرحله از بارگذاری، کرنشی به میزان ۰/۰۰۱ در مدت زمان ۱ پیکوثانیه به نمونه اعمال می شود و سپس نمونه به مدت ۱ پیکوثانیه (ps) در دمای محیط تحت

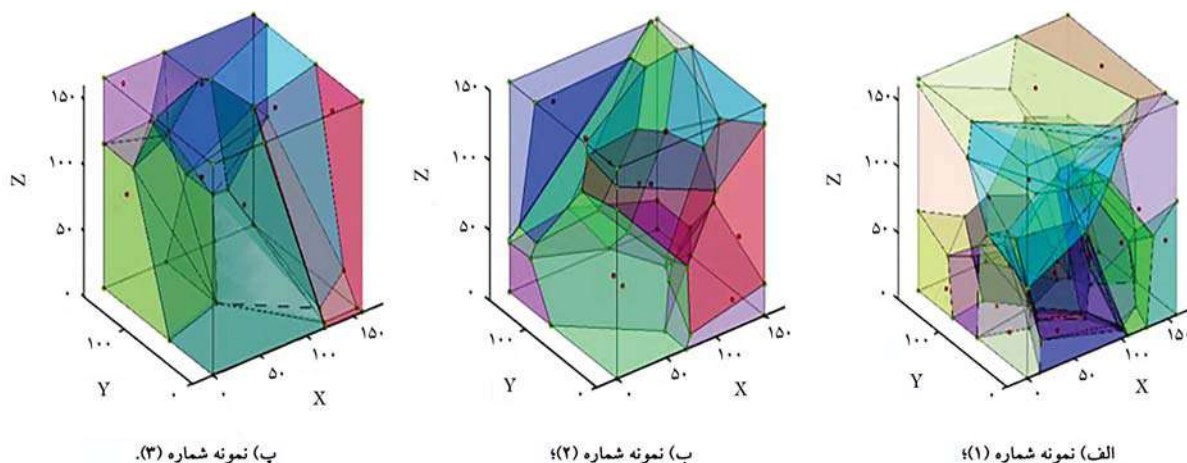
استفاده و توانایی روش اخیر در مدل سازی این دسته از مواد متخلخل ارزیابی شده است.

۳. جزئیات مدل سازی عددی به روش دینامیک مولکولی

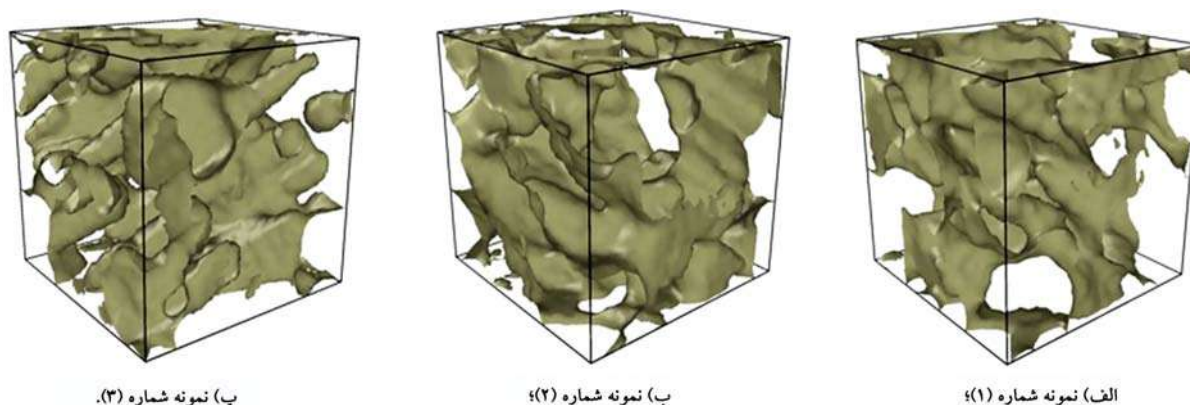
به طور کلی فوم های آلومینیومی، از جمله مصالح نوینی هستند که در زمینه های مختلف، مانند پانل های ساندویچی، کاربردهای متعددی دارند. با توجه به ویژگی های منحصر به فرد فوم های آلومینیومی، شناخت و بررسی رفتار مکانیکی آنها بسیار حائز اهمیت است. با توجه به هزینه ی بالای مطالعات آزمایشگاهی و وجود عوامل تأثیرگذار متعدد، استفاده از روش های مبتنی بر مدل سازی عددی، می تواند نقش به سزایی در شناخت رفتار مکانیکی این دسته از مواد داشته باشد. روش دینامیک مولکولی، از جمله روش های عددی است که توانایی و دقت بالا برای شبیه سازی آنها با دقت اتمی دارد. در روش دینامیک مولکولی، ابتدا پیکربندی اولیه ی نمونه متناسب با ساختار طبیعی آن ایجاد می شود، سپس براساس معادله های تعادل حاکم بر ذرات و با روش های انتگرال گیری عددی، تغییر شکل نمونه تحت بارگذاری بررسی می شود. در روش اخیر، ایجاد پیکربندی اولیه و انتخاب مناسب پتانسیل بین اتمی برای توصیف دقیق اندرکنش بین ذرات اهمیت بسیاری دارد. همان گونه که اشاره شد، در مطالعه ی حاضر، پیکربندی ساختار متخلخل نانوفوم با روش شبکه بندی و ررونوئی صورت پذیرفته و همچنین از پتانسیل بین اتمی EAM [۱۶] برای ارزیابی اندرکنش بین اتم های آلومینیوم استفاده شده است. دقت و توانایی بالای پتانسیل EAM در مدل سازی ساختارهای آلومینیوم در مطالعات متعددی اثبات شده است. [۱۹-۲۲] در پتانسیل EAM، اندرکنش بین ذرات براساس رابطه ی ۱ تعیین می شود:

$$E_{tot} = \frac{1}{2} \sum_{i,j} \phi_{ij}(r_{ij}) + \sum_i F_i(\rho_{h,i})$$

$$\rho_{h,i} = \sum_{j \neq i} \rho_j(r_{ij}) \quad (1)$$



شکل ۲. اعمال شبکه‌بندی ورونوئی بر روی مکعبی با ضلع ۱۶۰ انگسترم با تعداد نقاط تصادفی: الف) ۱۵، ب) ۱۰ و پ) ۷.



شکل ۳. پیکربندی اولیه‌ی ساختار متخلخل فوم‌های آلومینیومی پس از پایداری در دمای محیط و فشار یک اتمسفر.

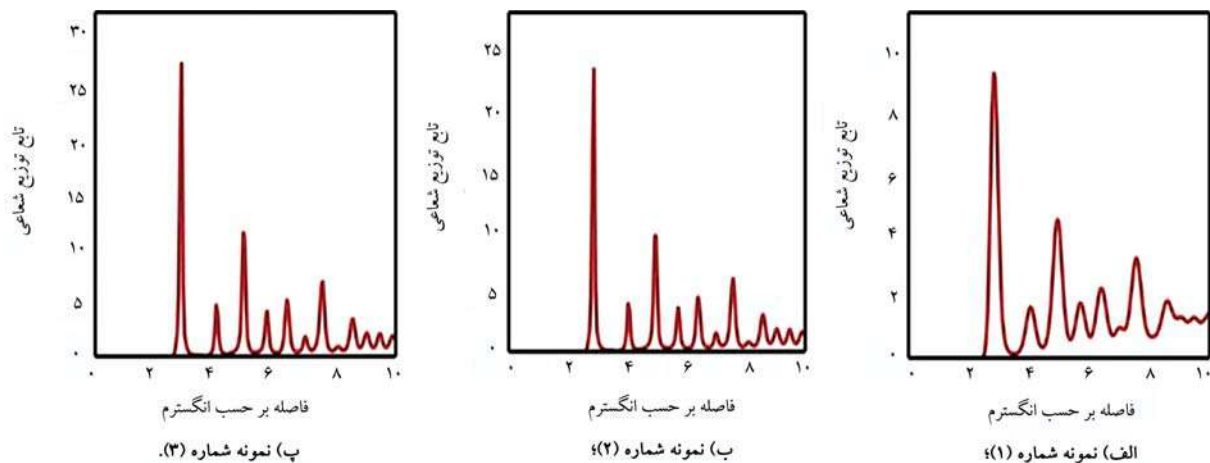
به یکدیگر نباشند. به منظور ایجاد ساختار نانوفوم متخلخل، خطوط شبکه‌بندی ورونوئی مطابق روش بیان‌شده در بخش پیشین، به احجام تبدیل می‌شود. سپس با حذف بخش‌هایی از مکعب که در داخل احجام قرار می‌گیرد، ساختار متخلخل ایجاد می‌شود. پیکربندی ساختار متخلخل پس از پایداری در دمای محیط و فشار یک اتمسفر در شکل ۳ مشاهده می‌شود. نمونه‌های مختلف تولیدشده به ترتیب دارای چگالی‌های ۱/۰۸، ۱/۴ و ۱/۶۲ گرم بر سانتی‌متر مکعب بوده‌اند، که تقریباً معادل ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درصد چگالی آلومینیوم بدون تخلخل است.

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، روش اخیر، توانایی ایجاد فوم‌ها با درصد‌های چگالی‌های مختلف را به راحتی دارد. در نمونه‌های ساخته شده، پارامتر اندازه‌ی متوسط قطر حفره‌ها در تمامی نمونه‌ها برابر با ۱۰ انگسترم بوده است، که با انتخاب شعاع کره‌ها و نحوه‌ی تغییرات آنها در طول شبکه‌بندی ورونوئی محقق شده است. با توجه به اینکه چگالی نمونه و اندازه‌ی حفره‌ها از عوامل تأثیرگذار در رفتار مکانیکی نانوفوم‌های فازی هستند، روش ورونوئی این قابلیت را دارد که می‌تواند به راحتی با تغییر شبکه‌بندی اعمال‌شده و شعاع کره‌ها، ساختار متخلخلی با ویژگی‌های موردنظر را تولید کند. همچنین در شکل ۳، دیوارهای حفره‌ها، زوایای تند و شکستگی‌های زیادی نداشته‌اند، که این موضوع منطبق با شرایط واقعی نانوفوم‌های آلومینیومی است. به طور کلی در روش شبکه‌بندی ورونوئی با کاهش فاصله‌ی کره‌ها در راستای خطوط و کاهش نرخ تغییرات قطر کره‌ها می‌توان شکستگی و زوایا را در نمونه‌ی

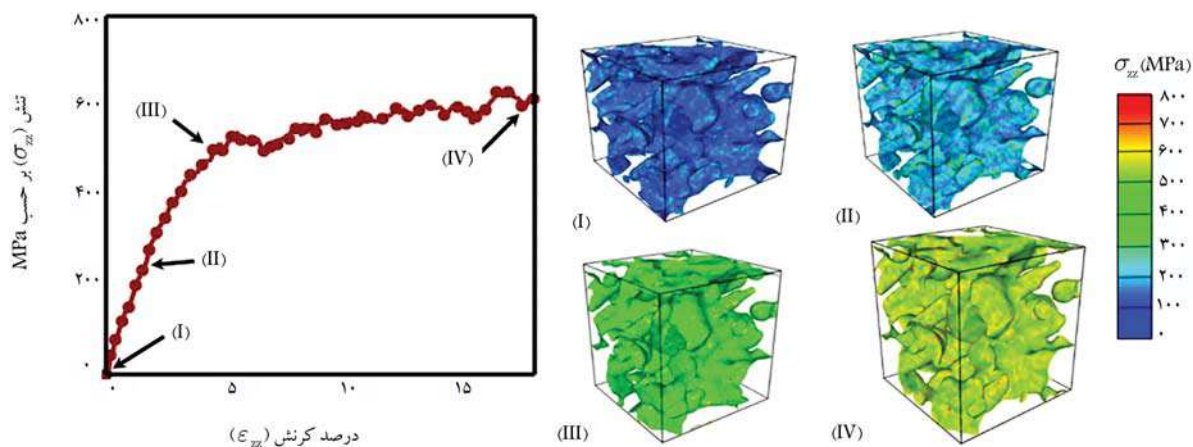
فرایند استراحت^{۲۲} قرار می‌گیرد. این پروسه منجر به کاهش آثار دینامیکی در نمونه می‌شود و فرایند بارگذاری را نزدیک به حالت شبه‌استاتیکی پیش می‌برد.^[۲۶] این تذکر لازم است که در مطالعه‌ی حاضر، تمامی تحلیل‌های دینامیک مولکولی با گام زمانی ۱ فمتوثانیه (fs)^{۲۳} با استفاده از نرم‌افزار متن‌باز لمپس^{۲۴}،^[۲۷] صورت گرفته و بررسی نتایج نیز با استفاده از نرم‌افزار متن‌باز اویتو^{۲۵}،^[۲۸] انجام پذیرفته است.

۴. نتایج و بحث

همان‌گونه که اشاره شد، در مطالعه‌ی حاضر، روش شبکه‌بندی ورونوئی برای ایجاد ساختار اولیه‌ی متخلخل نانوفوم آلومینیوم استفاده شده است. در این راستا، بر روی سه نمونه‌ی مکعبی شکل با ابعاد ۱۶ نانومتر، سه شبکه‌بندی ورونوئی متفاوت پیاده‌سازی شده است. در شکل ۲، شبکه‌بندی‌های ورونوئی با استفاده از رنگ‌بندی نواحی مختلف مشاهده می‌شود. در نمونه‌های اخیر، به ترتیب از ۱۵، ۱۰ و ۷ نقطه‌ی تصادفی برای تولید شبکه‌بندی ورونوئی استفاده شده است. مطابق با شکل مذکور، با افزایش تعداد نقاط، تعداد چندوجهی‌های به دست آمده افزایش و اندازه‌ی متوسط آنها کاهش یافته است، که این موضوع در ساختار متخلخل نانوفوم نهایی می‌تواند تأثیرگذار باشد. در انتخاب نقاط تصادفی باید دقت شود که فاصله‌ی کمینه‌ی با یکدیگر داشته باشند تا خطوط شکل‌های چندوجهی، چسبیده



شکل ۴. تغییرات تابع توزیع شعاعی برای نمونه‌های مختلف فوم آلومینیوم.



شکل ۵. نمودار تغییرات تنش-کرنش برای نمونه‌ی ۳ تحت آزمون کشش ساده به همراه کانتورهای توزیع تنش در نانوفوم آلومینیوم.

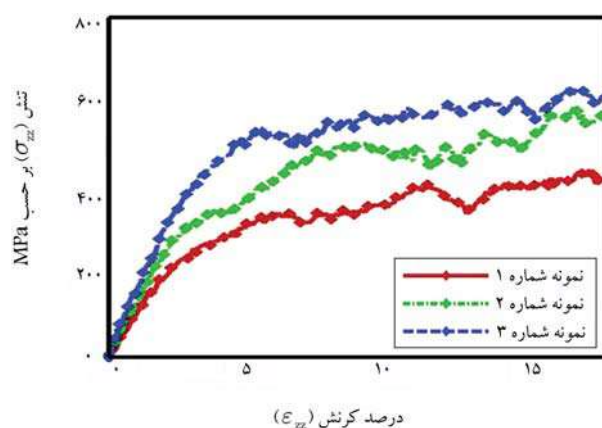
می‌شود که مقدار پیک نمودارها با کاهش چگالی و افزایش حفره‌ها کاهش یافته است، که این امر می‌تواند بیانگر افزایش چگالی اتم‌های سطحی با افزایش حفره‌ها باشد.

همان‌گونه که اشاره شد، نمونه‌های ایجاد شده تحت آزمون تک‌محوری قرار گرفته و رفتار مکانیکی آنها ارزیابی شده است. در شکل ۵، نمودار تنش - کرنش به همراه کانتورهای توزیع تنش در نمونه در راستای کشش σ_{zz} مشاهده می‌شود. روند کلی نمودار تنش - کرنش مطابق با نتایج آزمایشگاهی برای مواد متخلخل است؛ که شامل ۴ ناحیه است: (۱) کشسان خطی، (۲) غیرخطی همراه با افزایش تنش، (۳) تسلیم و (۴) غیرخطی. [۲۹] براساس تصاویر ارائه شده، توزیع تنش در نمونه‌ها تقریباً یکنواخت بوده است، که به دلیل اعمال تغییر شکل با سرعت بسیار پایین و تقریباً به صورت شبه‌استاتیکی است.

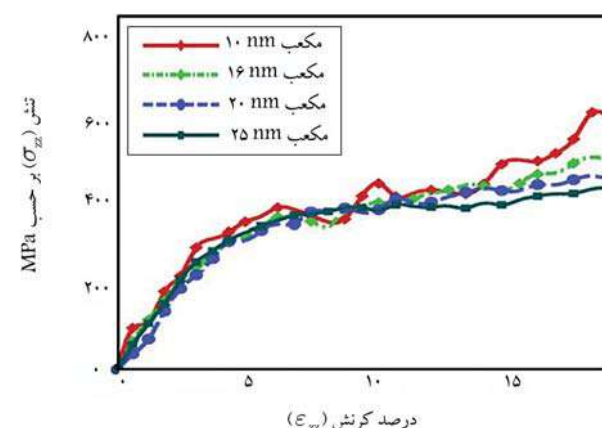
در شکل ۶، نمودار تنش-کرنش در آزمون کشش برای نمونه‌های مختلف ترسیم و با یکدیگر مقایسه شده است. مطابق نمودارهای ارائه شده، چگالی و میزان تخلخل، تأثیر بسزایی در رفتار مکانیکی فوم آلومینیومی داشته است، که باید در بررسی رفتار مکانیکی مصالح مذکور لحاظ شود. در نتایج حاصل، مدول یانگ حدوداً برای نمونه‌های ۱ الی ۳ به ترتیب برابر با ۱۰/۵، ۱۳/۳ و ۱۷/۷ گیگاپاسکال بوده است. در مطالعه‌ی آزمایشگاهی توسط پینا و همکاران (۲۰۲۱)، [۸] مدول یانگ برای نمونه‌ی با چگالی نزدیک به نمونه‌ی ۳ برابر 18 ± 2 گیگاپاسکال گزارش شده است. براساس

نهایی کاهش داد. همچنین براساس شکل ۳ مشاهده می‌شود که ساختار متخلخل می‌تواند پس از پایداری در شرایط محیطی، فرم اسفنجی شکل خود را حفظ کند. براساس تصاویر ارائه شده، به وضوح روش وروثی توانایی تولید ساختارهای متخلخل نامنظم برای نانوفوم آلومینیوم را دارد. نحوه‌ی پیکربندی‌های حاصل با شکل‌های آزمایشگاهی ارائه شده از نانوفوم آلومینیوم، [۸-۱۰] انطباق کلی مناسبی دارد و براین اساس می‌توان اعتبار روش وروثی را از لحاظ فرم کلی پیکربندی نمونه‌ها تأیید کرد.

به‌منظور بررسی بهتر ساختار اتمی نمونه‌های ساخته شده، نمودار تغییرات تابع توزیع شعاعی برای نمونه‌های مختلف در شکل ۴ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نمودارها پیک‌های تیزی دارند، که بیانگر فاز جامد در مواد نمونه‌هاست. این تذکر لازم است که ثابت شبکه‌ی آلومینیوم، 4.04 انگسترم و کمترین فاصله‌ی اتم‌ها در شبکه‌ی FCC برابر $\frac{\sqrt{2}}{4}$ ثابت شبکه برابر با 2.85 انگسترم بوده است. براین اساس، در نمودارهای توزیع شعاعی نیز مشاهده می‌شود که مقدار اکسترمم مطلق نمودارها همگی تقریباً در فاصله‌ی 2.85 انگسترم است، که منطبق با ساختار شبکه‌ی آلومینیوم است. این موضوع بیانگر آن است که ساختار متخلخل پس از فرایند ریلکسیشن دچار فروپاشی نمی‌شود و حالت اسفنجی شکل خود را حفظ می‌کند و می‌تواند به حالت پایدار برسد. این وضعیت نمونه‌ها منطبق با نتایج و تصاویر آزمایشگاهی ارائه شده از نانوفوم آلومینیوم، [۸-۱۰] است. همچنین در شکل ۴ مشاهده



شکل ۶. نمودار تغییرات تنش-کرنش برای نمونه‌های مختلف مکعبی نانوفوم آلومینیومی با ابعاد ۱۶ نانومتر تحت آزمون کشش ساده.



شکل ۷. نمودار تغییرات تنش-کرنش برای نمونه‌های مکعبی نانوفوم با چگالی نسبی ۴۴٪ و ابعاد مختلف آنها تحت آزمون کشش ساده.

تحلیل عددی صورت‌گرفته، مدول یانگ برای نمونه‌ی ۳ در حدود ۱۷/۷ گیگاپاسکال و در محدوده‌ی به‌دست آمده براساس مطالعات آزمایشگاهی صورت‌گرفته بر روی نانوفوم آلومینیوم بوده است، که می‌تواند به صورت کمی درستی نمونه‌های تولیدشده را اثبات کند.

براساس نتایج ارائه شده در شکل ۶، به‌طورکلی با افزایش تخلخل و کاهش چگالی، مدول یانگ و تنش تسلیم کاهش یافته است. این روند تغییرات مدول یانگ بر حسب تخلخل در بسیاری از مطالعات صورت‌گرفته درخصوص مواد متخلخل مشاهده می‌شود.^[۳۰] براساس نمودارهای تنش - کرنش علاوه بر افزایش تخلخل، تنش حدکشسان نمونه نیز کاهش یافته است، که می‌تواند مرتبط با کاهش ضخامت دیوارهای نمونه و افزایش آثار موضعی باشد. این تذکر لازم است که در حالت کلی برای نمودار تنش-کرنش فوم‌ها، نوسان‌های زیادی مشاهده می‌شود، که ناشی از وجود دیوارهای نازک و پیچیدگی‌های هندسی در پیکربندی این دسته از مواد است.

به‌طورکلی در مدل‌سازی‌های عددی صورت‌گرفته، مطابق با تئوری همگن‌سازی شرایط مرزی نمونه‌ها در هر سه جهت به‌صورت پریودیک در نظر گرفته شده است. در این حالت، با افزایش ابعاد المان حجمی نمونه، بخشی از ماده که برای تخمین رفتار مکانیکی آن استفاده می‌شود، افزایش یافته است، لذا می‌تواند مشخصات مکانیکی نمونه را بهتر منعکس سازد. از سوی دیگر، با افزایش ابعاد نمونه، هزینه‌ی

محاسباتی به شدت افزایش می‌یابد، براین اساس باید ابعاد المان حجمی نمونه به نحوی باشد که با کوچک‌ترین اندازه، قادر به انعکاس مناسب از مشخصات مکانیکی ماده‌ی موردنظر باشد.^[۳۱] درخصوص نانوفوم‌ها، اندازه‌ی المان حجمی نمونه باید براساس اندازه‌ی حفره‌ها، به نحوی باشد که توانایی بررسی تغییرشکل در نانوفوم‌ها با ساختار متخلخل را داشته باشد.^[۱۸]

در مطالعه‌ی حاضر، برای تعیین ابعاد مناسب برای المان حجمی نمونه، رفتار مکانیکی نمونه‌هایی با اندازه‌های مختلف ولی با میزان تخلخل تقریباً یکسان (چگالی نسبی حدود ۴۴٪) و اندازه‌ی حفره‌های یکسان (با قطر حدود ۱۰ انگسترم) تحت آزمون کشش بررسی شده است. نتایج حاصل در قالب نمودار تنش - کرنش در شکل ۷ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نمودارها برای نمونه‌ی بزرگ‌تر از ۱۶ نانومتر، اختلاف تقریباً ناچیزی با یکدیگر دارند و تقریباً همگرایی رخ داده است. از این رو می‌توان دریافت که نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ی ۱۶ نانومتری، قابلیت تعمیم بر نمونه‌های بزرگ‌تر را دارد.

از سوی دیگر، در نمونه‌های بررسی شده در شکل ۷، تعداد نقاط تصادفی و شبکه‌بندی نمونه‌ها متفاوت است، اما بر طبق شکل اخیر، برای نمونه‌هایی با ابعاد بیشتر از ۱۶ نانومتر، نمونه‌ها رفتار تقریباً یکسانی دارند، که بیانگر عدم وابستگی نتایج به شبکه‌بندی و ررونوئی است. به عبارت دیگر، دو عامل اصلی و تأثیرگذار در رفتار مکانیکی نانوفوم‌های فلزی، عبارت از میزان تخلخل (و یا چگالی نسبی نانوفوم) و اندازه‌ی حفره‌هاست و تأثیر شبکه‌بندی و ررونوئی کمتر از دو عامل اخیر است. این تذکر لازم است که نانوفوم آلومینیوم در تصاویر آزمایشگاهی نیز ساختارهای نامنظم و اسفنجی‌شکلی دارند، که تصادفی بودن شبکه‌بندی اعمالی می‌تواند انطباق بیشتری با این واقعیت داشته باشد.

۵. نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی حاضر، با توجه به کاربردهای متعدد و نوین فوم‌های آلومینیومی در صنعت ساختمان به بررسی مدل‌سازی ساختار متخلخل آنها پرداخته شده است. برای این منظور، روش شبکه‌بندی و ررونوئی ارائه و پیاده‌سازی آن بر روی فلز آلومینیوم بررسی شده است. به‌طورکلی پیاده‌سازی روش شبکه‌بندی و ررونوئی به‌صورت فرایندی شامل پنج مرحله است، که عبارت‌اند از: ۱. ایجاد ساختار پلی‌کریستالی فلز آلومینیوم در حالت بدون تخلخل؛ ۲. تعیین تعدادی نقاط تصادفی در داخل نمونه؛ ۳. ایجاد شبکه‌بندی و ررونوئی بر روی نمونه براساس نقاط تصادفی تعیین شده؛ ۴. تبدیل خطوط مرزی در شبکه‌بندی و ررونوئی به‌صورت احجام سه‌بعدی و ۵. حذف بخش‌هایی از ساختار کامل اتمی که در داخل احجام به‌دست آمده از گام قبلی قرار می‌گیرد. مدل‌سازی‌ها، توانایی روش شبکه‌بندی و ررونوئی را در کنترل عوامل تأثیرگذار در نمونه‌ی ایجادشده، از جمله: چگالی‌ها، اندازه‌ی حفره‌ها و شکستگی‌های دیوارهای حفره‌ها را به روشنی نشان داده‌اند. با پایدارسازی نمونه‌های ایجاد شده براساس روش شبکه‌بندی و ررونوئی در شرایط محیطی، نانوفوم‌های آلومینیومی با ساختار متخلخل و منطبق با تصاویر آزمایشگاهی شبیه‌سازی و رفتار مکانیکی نمونه‌های تولید شده، تحت آزمون کشش ساده ارزیابی شده‌اند؛ که نتایج حاصل از آن، انطباق مناسبی را با نتایج آزمایشگاهی نشان داده است، که بیانگر دقت و توانایی روش شبکه‌بندی و ررونوئی است. نمودارهای تنش - کرنش به وضوح بیانگر تأثیر بسزای چگالی در مشخصات مکانیکی نانوفوم‌های آلومینیومی هستند.

1. Aluminum foam
2. Liu
3. Larner & Dávila
4. Tanaka
5. Montanini
6. Suárez
7. Pinna
8. Yang
9. Crowson
10. Farkas
11. Ruestes
12. Mangipudi
13. Giri
14. Soyarslan
15. Yildiz
16. Embedded Atom Model
17. Pun & Mishin
18. Representative Volumetric Element
19. Ensemble
20. Li
21. Pico second ($10^{-12}s$)
22. Relaxation
23. Femto Second (0.001 ps)
24. LAMMPS
25. OVITO

منابع (References)

1. Hipke, T., Hohlfield, J. and Rybandt, S., 2014. Functionally aluminum foam composites for building industry. *Procedia Materials Science*, 4, pp.133-138. doi.org/10.1016/j.mspro.2014.07.550.
2. Montanini, R., 2005. Measurement of strain rate sensitivity of aluminium foams for energy dissipation. *International Journal of Mechanical Sciences*, 47, pp.26-42. doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2004.12.007.
3. Nouri Damghani, M. and Mohammadzadeh Gonabadi, A., 2019. Numerical study of energy absorption in aluminum foam sandwich panel structures using drop hammer test. *Journal of Sandwich Structures & Materials*, 21(1), pp.3-18. doi.org/10.1177/1099636216685315.
4. Liu, S., Li, A., He, S. and Xuan, P., 2015. Cyclic compression behavior and energy dissipation of aluminum foam-polyurethane interpenetrating phase composites. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 78, pp.35-41. doi.org/10.1016/j.compositesa.2015.07.016.
5. Larner, M. and Dávila, L.P., 2013. The mechanical properties of porous aluminum using finite element method simulations and compression experiments. *MRS Online Proceedings Library*, 1580, p.905. doi.org/10.1557/opl.2013.663.
6. Tanaka, S., Hokamoto, K., Irie, S., Okano, T., Ren, Z., Vesnjak, M. and Itoh, S., 2011. High-velocity impact experiment of aluminum foam sample using powder gun. *Measurement*, 44, pp.2185-2189. doi.org/10.1016/j.measurement.2011.07.018.
7. Suárez, O.M., Estremera, E.G., Soler, R., Declat, A. and Hernández -Maldonado, A.J., 2014. Fabrication of porous and nanoporous aluminum via selective dissolution of Al-Zn alloys. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2014, pp.963042. doi.org/10.1155/2014/963042.
8. Pinna, A., Pia, G., Casula, M. F., Delogu, F., Sogne, E., Falqui, A. and Pilia, L., 2021. Fabrication of nanoporous Al by vapor-phase dealloying: Morphology features, mechanical properties and model predictions. *Applied Sciences*, 11(14), p.6639. doi.org/10.3390/app11146639.
9. Yang, W., Luo, Z.P., Bao, W.K., Xie, H., You, Z.S. and Jin, H.J. 2021 Light, strong, and stable nanoporous aluminum with native oxide shell. *Science Advances*, 7, p.28. DOI:10.1126/sciadv.abb9471.
10. Crowson, D.A., Farkas, D. and Corcoran, S.G., 2007. Geometric relaxation of nanoporous metals: The role of surface relaxation. *Scripta Materialia*, 56, pp.919-922. doi.org/10.1016/j.scriptamat.2007.02.017.
11. Farkas, D., Caro, A., Bringa, E. and Crowson, D. 2013. Mechanical response of nanoporous gold. *Acta Materialia*, 61(9), pp.3249-3256. doi.org/10.1016/j.actamat.2013.02.013.
12. Ruestes, C.J., Farkas, D., Caro, A. and Bringa, E.M., 2016. Hardening under compression in Au foams. *Acta Materialia*, 108, pp.1-7. doi.org/10.1016/j.actamat.2016.02.030.
13. Mangipudi, K.R., Epler, E. and Volkert, C.A., 2016. Topology-dependent scaling laws for the stiffness and strength of nanoporous gold. *Acta Materialia*, 119, pp.115-122. doi.org/10.1016/j.actamat.2016.08.012.
14. Giri, A., Tao, J., Wang, L., Kirca, M. and To Albert, C., 2014. Compressive behavior and deformation mechanism of nanoporous open-cell foam with ultrathin ligaments. *Journal of Nanomechanics and Micromechanics*, 4(2), p.A4013012. doi.org/10.1061/(ASCE)NM.2153-5477.0000079.
15. Soyarslan, C., Bargmann, S., Pradas, M. and Weissmüller, J., 2018. 3D stochastic bicontinuous microstructures: Generation, topology and elasticity. *Acta Materialia*, 149, pp.326-340. doi.org/10.1016/j.actamat.2018.01.005.
16. Yildiz, Y.O., Ahadi, A. and Kirca, M. 2020. Strain rate effects on tensile and compression behavior of nano-crystalline nanoporous gold: A molecular dynamic study. *Mechanics of Materials*, 143, pp.103338. doi.org/10.1016/j.mechmat.2020.103338.
17. Yildiz, O. and Kirca, M., 2017. A novel atomistic modeling technique for poly-crystalline nanoporous metals. In: *Proceedings of the 32nd Technical Conference of the American Society for Composites*. DOI: 10.12783/asc2017/15307.
18. Nikraves, Y., Sameti, A.R. and Khoei, A.R., 2022. An atomistic-continuum multiscale analysis for heterogeneous nanomaterials and its application in nanoporous gold foams. *Applied Mathematical Modelling*, 107, pp.353-378. doi.org/10.1016/j.apm.2022.02.029.
19. Henz, B.J., Hawa, T. and Zachariah, M., 2009. Molecular dynamics simulation of the kinetic sintering of Ni and Al nanoparticles. *Molecular Simulation*, 35, pp.804-811. doi.org/10.1080/08927020902818021.

20. Olmsted, D.L., Hector, L.G., Curtin, W.A. and Clifton, R.J., 2005. Atomistic simulations of dislocation mobility in Al, Ni and Al/Mg alloys. *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, 13(3), pp.371-388. DOI: 10.1088/0965-0393/13/3/007.
21. Khoei, A.R., Khajepour, B. and Rezaei Sameti, A., 2022. Surface oxidization effect on the mechanical behavior of aluminum nanopowders under triaxial compression test. *Applied Surface Science*, 606, p.154907. doi.org/10.1016/j.apsusc.2022.154907.
22. Khoei, A.R., Sameti, A.R. and Mofatteh, H., 2020. Compaction simulation of crystalline nano-powders under cold compaction process with molecular dynamics analysis. *Powder Technology*, 373, pp.741-753. doi.org/10.1016/j.powtec.2020.06.069.
23. Narayan, K., Behdinan, K. and Fawaz, Z., 2007. An engineering-oriented embedded-atom-method potential fitting procedure for pure fcc and bcc metals. *Journal of Materials Processing Technology*, 182, pp.387-397. doi.org/10.1016/j.jmatprotec.2006.08.018.
24. Purja Pun, G.P. and Mishin, Y., 2009. Development of an interatomic potential for the Ni-Al system. *Philosophical Magazine*, 89, pp.3245-3267. doi.org/10.1080/14786430903258184.
25. Li, J., Xian, Y., Zhou, H., Wu, R., Hu, G. and Xia, R., 2018. Microstructure-sensitive mechanical properties of nanoporous gold: A molecular dynamics study. *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, 26, p.075003. DOI: 10.1088/1361-651X/aadb5d.
26. Li, J., Li, J., Chen, Y. and Chen, J., 2022. Strengthening modulus and softening strength of nanoporous gold in multiaxial tension: Insights from molecular dynamics. *Nanomaterials*, 12, p.4381. doi.org/10.3390/nano12244381.
27. Plimpton, S., 1995. Fast parallel algorithms for short-range molecular dynamics. *Journal of Computational Physics*, 117, pp.1-19. doi.org/10.1006/jcph.1995.1039.
28. Stukowski, A., 2014. A triangulation-based method to identify dislocations in atomistic models. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 70, pp.314-319. doi.org/10.1016/j.jmps.2014.06.009.
29. Kalpakoglou, T. and Yiatros, S., 2022. Metal foams: A review for mechanical properties under tensile and shear stress. *Frontiers in Materials*, 9, p.998673. doi.org/10.3389/fmats.2022.998673.
30. Lurie, S.A., Solyaev, Y.O., Rabinskiy, L.N., Polyakov, P.O. and Sevostianov, I., 2018. Mechanical behavior of porous Si₃N₄ ceramics manufactured with 3D printing technology. *Journal of Materials Science*, 53, pp.4796-4805. doi.org/10.1007/s10853-017-1881-0.
31. Khoei, A.R., Sameti, A.R. and Kazerooni, Y.N., 2018. A continuum-atomistic multi-scale technique for nonlinear behavior of nano-materials. *International Journal of Mechanical Sciences*, 148, pp.191-208. doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2018.08.012.

مطالعه‌ی عددی بر روی دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری دور و نزدیک گسل

سینا مؤمنی (کارشناس ارشد)

نوید سیاه‌پلو* (استادیار)

دانشکده‌ی تحصیلات تکمیلی، مؤسسه‌ی آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

علیرضا جهان‌پور (استادیار)

دانشکده‌ی عمران و معماری، دانشگاه ملایر

مهندسی عمران تهریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۱، صص. ۹۹-۱۱۲، (پژوهشی)

دیوار برشی، یکی از مهم‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان است؛ که علاوه بر کنترل تغییر مکان جانبی سازه و مقابله با نیروی جانبی، سختی سازه را به صورت چشمگیری افزایش می‌دهد. هدف از انجام نوشتار حاضر، بررسی رفتار غیرخطی دیوار برشی فولادی مرکب (کامپوزیت) نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری یکنوا و چرخه‌ای دور و نزدیک گسل است. در نوشتار حاضر، پس از راستی‌آزمایی، نخست دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید برای انتخاب اعضاء مرزی و انتخاب دهانه‌ی بحرانی در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی و تحلیل شده است. سپس مدل مینا، دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی به دیوار برشی نیمه‌مقید مرکب تبدیل و در نهایت در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و بررسی شده است. از جمله متغیرهای بررسی شده، کاهش ضخامت روکش بتنی در دو طرف ورق فولادی دیوار، استفاده از روکش بتنی در یک طرف ورق فولادی دیوار و افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار هستند. نتایج نشان داد که اضافه شدن بتن به مدل SSSW (تبدیل مدل به SSCSW) سختی اولیه‌ی درون صفحه را ۳۵٪ افزایش داده است. همچنین زمانی که بتن به مدل SSSW اضافه شد، شکل‌پذیری در دو حالت دور و نزدیک گسل، ۱۵٪ افزایش پیدا کرد و مقایسه‌ی مقاومت نهایی (قله‌ی نمودار چرخه‌ای) نیز نشان داد که فارغ از نوع الگوی بارگذاری چرخه‌ای، مقدار محاسبه شده برای مدل SSCSW، ۲۸٪ بیشتر از مدل SSSW بوده است.

واژگان کلیدی: بارگذاری چرخه‌ای، آباکوس، دیوار برشی فولادی مرکب نیمه‌مقید در لبه‌ها، ظرفیت باربری، تحلیل غیرخطی.

sinamomeni936@gmail.com
siahpolo@acecr.ac.ir
a.jahanpour@gmail.com

۱. مقدمه و تاریخچه‌ی پژوهش

شده است. سیستم دیوار برشی فولادی دارای سختی کشسان، رفتار چرخه‌ای پایدار، ظرفیت جذب انرژی بالا و شکل‌پذیری مناسبی است، که به‌خوبی نیاز سیستم‌های جاذب انرژی را برآورد می‌سازد.^[۱] به‌طورکلی از نظر مکانیسم خرابی، دیوارهای برشی قادر هستند حتی پس از پذیرش ترک‌های زیاد در برابر بارهای ثقلی مقاومت کنند، در صورتی که کلاً چنین رفتاری از ستون‌ها قابل انتظار نیست. دیوار برشی فولادی کامپوزیت، یک سیستم نوین باربر جانبی و متشکل از یک ورق فولادی به‌همراه پوشش بتن‌آرمه است، که به یک سمت یا هر دو سمت آن توسط برش‌گیرهایی متصل

سازه‌های فولادی به‌علت برتری‌شان در ارتباط با وزن و شکل‌پذیری در ساخت و سازهای ساختمانی به‌طور گسترده‌ای در مناطق زلزله خیز استفاده می‌شوند و می‌توانند نقش مؤثری در کاهش آسیب وارده به سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای ایفا کنند. سیستم دیوار برشی فولادی، از قاب فولادی که به‌عنوان اجزاء مرزی عمل می‌کند و ورق فولادی میان‌قاب، که به عنوان دستگاه جاذب انرژی عمل می‌کند، تشکیل

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۳/۷، اصلاحیه ۱۴۰۲/۶/۲۵، پذیرش ۱۴۰۲/۷/۱۲.

استناد به این مقاله:

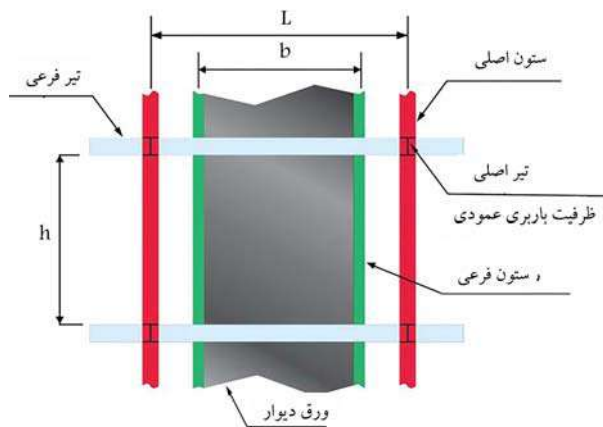
مؤمنی، سینا، سیاه‌پلو، نوید، جهان‌پور، علیرضا، ۱۴۰۳. مطالعه‌ی عددی بر روی دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری دور و نزدیک گسل. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۹۹-۱۱۲. DOI:10.24200/J30.2023.62420.3223

مزیت دیوار SSSW، کاهش شماره‌ی مقطع ستون مجاور دیوار و افزایش ایمنی ستون از خمیری شدن کامل و پرهیز از تشکیل مکانیسم در طبقه است. این در حالی است که در سیستم متداول (اتصال دیوار به ستون‌های قائم اصلی) علاوه بر آنکه مقطع ستون عددی بزرگ است، با ورود ستون به ناحیه‌ی غیرخطی و احتمال تشکیل مفصل خمیری، سلامت سازه ممکن است به مخاطره بیفتد.^[۶] یک مزیت دیگر دیوارهای SSSW این است که ستون‌های فرعی در باربری جانبی مشارکت می‌کنند؛ یعنی از یک طرف در صفحه‌ی دیوار دچار خمش و از طرف دیگر از کمناش خارج از صفحه‌ی آنها جلوگیری می‌شود. همچنین اثر میدان کشش روی ستون‌های اصلی از بین می‌رود و یا محدود می‌شود.

در نوشتار حاضر، نوع جدیدی از دیوار برشی نیمه‌مقید معرفی شده است، که دیوار آن مرکب بوده و هسته‌ی آن از ورق فولادی تشکیل و ظاهر آن با بتن پوشیده شده است (SSCSW).^۳ همچنین، به کاربرد و استفاده‌ی آن در سازه‌های اسکلت فلزی پرداخته شده است، که در آن رفتار غیرخطی دیوار برشی مرکب نیمه‌مقید در لبه‌ها به صورت عددی تحت بارگذاری چرخه‌ای^۴ با استفاده از نرم‌افزار آباکوس^۵،^[۸] تحلیل شده است. در ضمن، با بررسی رفتار غیرخطی مدل‌های SSSW، پارامترهایی همانند: ظرفیت باربری، سختی اولیه، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی جمع‌می، تنش فون میسز و خرابی فشاری بتن دیوار بررسی شده‌اند. تاکنون آزمایش‌های عددی و تجربی بر روی دیوار نیمه‌مقید مرکب انجام نشده است. لذا در نوشتار حاضر، پارامترهای ذکر شده در دیوار نیمه‌مقید مرکب با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس تحت بارگذاری چرخه‌ای و یکپارچه بررسی شده‌اند. استفاده از دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی و یا نیمه‌مقید مرکب می‌تواند علاوه بر سبک‌سازی سازه نسبت به استفاده از نمونه‌ی دیوار برشی بتنی تمام‌مقید (CSW)،^۶ مقاومت بالاتری نیز نشان دهد، که در نتیجه باعث کاهش نیروی گرانشی و لرزه‌ای در ساختمان می‌شود. متغیرهای مطالعه شده، شامل: افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار، کاهش ضخامت بتن استفاده شده برای پوشش ورق فولادی داخلی در مدل دو طرف بتن و استفاده از روکش بتنی فقط در یک طرف ورق فولادی دیوار هستند. در نوشتار حاضر، برای آسیب بتن از مدل آسیب حالت خمیری بتن استفاده شده است، که در آن فرض می‌شود که مهم‌ترین مکانیسم‌های خرابی برای بتن، ترک خوردن در کشش و خرد شدن در فشار باشد. در این معیار فرض می‌شود که پاسخ بتن تحت اثر کشش و فشار تک‌محوری با استفاده از حالت خمیری مبتنی بر خسارت تعریف شود. تحت اثر کشش تک‌محوری، پاسخ تنش - کرنش تا رسیدن به تنش خرابی σ_{t0} از یک رابطه‌ی خطی پیروی می‌کند.^[۹] مدل حالت خمیری بتن می‌تواند با سخت شدن ایزوتروپیک توصیف شود، اگرچه آسیب بسیاری از موارد ایزوتروپیک نیست، اما ترجیحاً از جهاتی قابل توجیه است.^[۱۰]

به شکل کلی، ایجاد یک بار (اعم از جابجایی یا نیرو) به شکل تناوبی یا در اصطلاح رفت و برگشتی در یک عضو، بارگذاری چرخه‌ای^۷ نامیده می‌شود. مفهوم چرخه‌ای (هیستریزیس)، اصطلاحی است که در ادبیات مهندسی عمران خصوصاً در مهندسی زلزله مشاهده می‌شود و با اصطلاحاتی خصوصاً پاسخ لرزه‌ای مناسب، قابلیت جذب انرژی چرخه‌ای، حلقه‌های چاق و یا لاغر، کاهش سختی و افت مقاومت در منحنی چرخه‌ای شناخته می‌شود. منحنی بار - تغییر شکل تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی، منحنی چرخه‌ای یا همان هیستریزیس نامیده می‌شود.^[۱۲] داده‌های ثبت شده از زمین لرزه‌های اخیر نشان می‌دهند که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک، ویژگی‌های متفاوتی نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور دارند. در مجموع، بیشتر ویژگی‌های اخیر، در اثر پدیده‌ی مهم جهت‌پذیری پیشرونده در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک است.^[۱۳] در نوشتار حاضر، نیز دیوار برشی نمونه‌های SSSW و SSCSW تحت دو پروتکل

شده است. در دیوار برشی فولادی کامپوزیت، پوشش بتنی مسلح با مهار کردن ورق فولادی و جلوگیری از کمناش آن، باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار برشی فولادی تا حد تسلیم برش می‌شود.^[۲] مطالعات مختلفی درخصوص دیوار برشی مرکب انجام شده است، از جمله شاگری و بهنام‌فر (۱۳۹۸)، رفتار جانبی غیرخطی دیوارهای برشی فولادی - بتنی و اثر عواملی مانند ضخامت صفحه‌ی فلزی، ضخامت پوشش بتنی، فاصله‌ی برش‌گیرها و مقاومت مشخصه‌ی بتن را بر روی مشخصات رفتار جانبی دیوار برشی مرکب فولادی - بتنی بررسی کردند و دریافتند که سختی جانبی دیوار برشی مرکب عملاً فقط به ضخامت صفحه‌ی فلزی بستگی دارد و مستقل از دیگر پارامترهاست. با افزایش ۶ برابری ضخامت ورق فولادی، سختی جانبی در حدود ۲/۵ برابر افزایش یافت. همچنین، مقاومت فشاری بتن رویه در مقاومت جانبی و شکل‌پذیری سیستم تقریباً بدون اثر بوده و افزایش فاصله بین برش‌گیرها به کاهش نسبی مقاومت جانبی و افزایش اندک شکل‌پذیری آن منجر شده است.^[۳] ژانگ و همکاران (۲۰۱۶)، نیز یک دیوار برشی مرکب با مهاربندهای داخلی فولادی (ESB)^۱، که نوع جدیدی از دیوار فولادی کامپوزیت متشکل از یک قاب مهاربندی فولادی ساخته شده در بتن آرمه بود، را معرفی کردند. نتایج ایشان نشان داد که با پوسته‌پوسته شدن و خرد شدن دیوار ESB، بخش‌های بتنی آن از هم جدا و مجموعه‌ای از ترک‌های مورب و سپس کمناش مهاربند مورب ایجاد شده است، که به دلیل عدم مهار در مد برشی شکست خورده است. بررسی نمونه‌ی دیواری با مهاربند صفحه‌ی فولادی محکم و سختی برشی و مقاومت مشابه دیوارهای همتای خود با یک مهاربند ضربدری شکل نشان داد که احتمال پذیرش مهاربند صفحه‌فلزی (قطری) به عنوان جایگزینی برای مهاربند ضربدری شکل متداول برای دیوارهای ESB بیشتر است، زیرا تجربه نشان داده است که امکان بهبود کارایی و کیفیت ساخت را فراهم می‌سازد.^[۴] نوع جدیدی از دیوار برشی وجود دارد که به آن دیوار برشی نیمه‌مقید گفته می‌شود. برای مثال، یک دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید (SSSW)^۲ را در نظر بگیرید، که صفحه‌ی داخلی آن به جای ستون‌های اصلی قاب به ستون‌های ثانویه (فرعی) متصل است و به عنوان یک دیوار برشی فولادی جایگزین برای نوع سنتی در نظر گرفته می‌شود.^[۵] در دیوارهای برشی مذکور، صفحه‌ی داخلی دیوار تمام دهانه را نمی‌پوشاند؛ بلکه فاصله‌ی بین دو ستون فرعی که در داخل دهانه قرار دارند، از مواد مختلف مانند ورق فولادی و یا بتن و یا ترکیب آن دو پوشیده می‌شود. اتصال دو ستون فرعی به وسیله‌ی جوش به دو تیر اصلی در بالا - پایین دهانه انجام می‌شود و فاصله‌ی بین دو ستون فرعی با ستون‌های اصلی (المان‌های مرزی)، فضای خالی است (شکل ۱).



شکل ۱. جزئیات دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه‌ها.^[۷]

جدول ۱. مشخصات ورودی به نرم‌افزار جهان‌پور و محرمی (۲۰۱۷).^[۱۸]

مشخصات	ورودی
طول آزاد ستون	۲۹۰ (cm)
عرض دیوار	۳۰۰ (cm)
ضخامت ورق فولادی دیوار	۳ (mm)
میزان لنگر واژگونی	۴۷۹۵ (KN.m)
نوع اتصال ستون‌های فرعی با تیرهای مرزی	مفصلی
نوع مقطع ستون‌های فرعی	۲UNP۲۶۰
تنش تسلیم ورق فولادی دیوار	۱۸۰ (MP)
تنش تسلیم ستون‌های فرعی	۲۴۰ (MP)
B_c	۰/۹۷۵
B_t	۰/۹۷۵
تخمین ظرفیت برشی دیوار	۶۲۳ (KN)

اعضاء مرزی قائم و افقی (به صورت فولادی یا با مقطع مرکب)، باید دارای نسبت پهنای به ضخامت با محدودیت λ_{fd} برای تأمین شکل‌پذیری زیاد باشند. همچنین تلاش شد تا ضابطه‌ی ستون قوی-تیر ضعیف مطابق ضوابط قاب‌های با دیوار برشی فولادی ارضاء شود. باید به این نکته توجه داشت که مطابق بند ۶ در آیین‌نامه‌ی ۱۶ – AISC ۳۴۱ در طراحی دیوار برشی مرکب، فاصله‌ی^{۱۲} بین دیوار بتنی و اعضاء مرزی وجود ندارد، که این امر سختی کل سیستم را افزایش می‌دهد. پس از طراحی مدل نیمه‌مقید فولادی (SSSW) و تبدیل آن به دیوار نیمه‌مقید فولادی کامپوزیت، دو طرف بتن مطابق ضوابط گفته شده (SSCSW) نمونه‌ها با توجه به متغیرها مدل‌سازی شدند. با توجه به توضیحات گفته شده در بخش‌های پیشین، نام مدل‌های متغیر و تغییرات آنها نسبت به دو مدل مبنای SSSW و توسعه داده شده‌ی SSCSW به این شرح است:

- مدل **SSCSW OSC**: در مدل SSCSW OSC، بتن برخلاف نمونه‌ی توسعه داده شده‌ی SSCSW به جای وجود بتن در دو طرف ورق فولادی دیوار، فقط در یک طرف ورق دیوار وجود دارد؛
- مدل **SSCSW CWA۶**: در مدل SSCSW CWA۶، تمام جزئیات مشابه نمونه‌ی توسعه داده شده‌ی SSCSW است، با این تفاوت که ضخامت بتن موجود بر روی ورق فولادی دیوار در هر طرف ورق کاهش پیدا کرده و به جای ۱۱۶ میلی‌متر در هر طرف در مدل مبنای SSCSW ۸۶ میلی‌متر بوده است؛
- مدل **SSCSW PLV**: در مدل SSCSW PLV نیز تمام جزئیات طراحی و مدل‌سازی مشابه مدل SSCSW است، اما ضخامت ورق فولادی مدفون در بتن دیوار به جای ۳ میلی‌متر در نمونه‌ی مبنای SSCSW ۷ میلی‌متر افزایش پیدا کرده است.

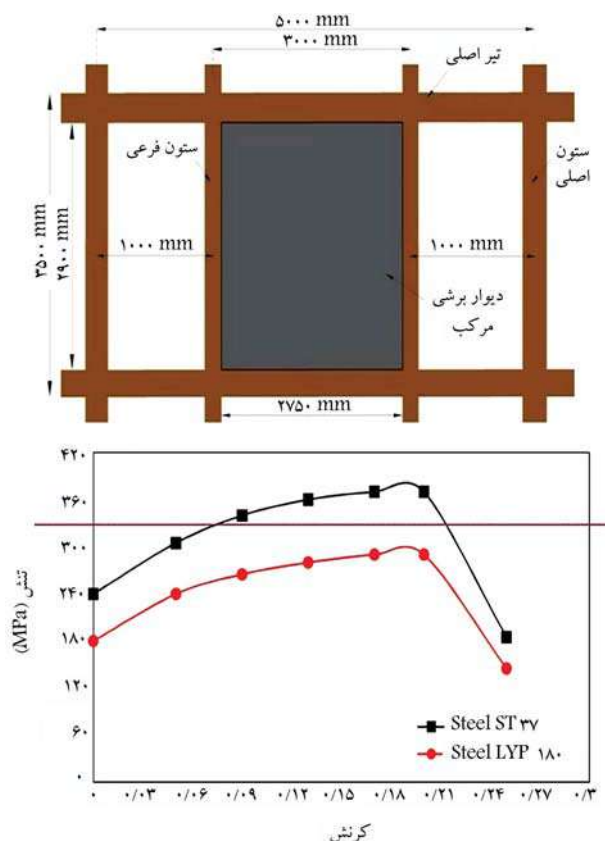
در شکل ۳، جزئیات مدل توسعه داده شده‌ی SSCSW می‌شود. پس از طراحی سیستم SSSW و تبدیل آن به سیستم SSCSW، دو مدل به همراه مدل‌های متغیر تعریف شده، در نرم‌افزار آباکوس، مدل‌سازی و تحت پروتکل‌های بارگذاری مرتبط بررسی و ارزیابی شده‌اند. مقاطع استفاده شده در مدل SSSW برای تیرها ۳۰۰ ۲IPE، برای ستون‌های اصلی ۲۵ × ۳۰۰ BOX، برای ستون‌های فرعی ۱۰ × ۲۵۰ BOX و ورق فولادی به ابعاد ۲۷۵ × ۳۰ × ۲۹۰۰ استفاده شده است. همچنین در مدل توسعه داده شده‌ی SSCSW، مشخصات مقاطع مشابه نمونه‌ی SSSW است، با این تفاوت که روکش بتنی به ابعاد ۲۷۵ × ۲۹۰۰ و آرماتور طولی و عرضی با مشخصات $\phi 12 @ 150 mm$ و گل‌میخ‌های طولی و

ضخامت ورق فولادی دیوار به صورت شماتیک مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تیرها با مقطع ۳۰۰ ۲IPE، ستون‌های اصلی با مقطع ۲۵ × ۳۰۰ BOX ستون‌های فرعی با مقطع ۱۰ × ۲۵۰ BOX و مهاربندها با مقطع ۱۴۰ ۲UPN طراحی شده‌اند. یادآور می‌شود که فولاد کلیه‌ی اعضا (به جز ورق دیوار)، از نوع ST ۳۷ و ورق دیوار از فولاد کم مقاومت (LYP) ۱۱ با مقاومت تسلیم ۱۸۰ مگاپاسکال انتخاب شده است.

از آنجا که ETABS قابلیت طراحی ستون‌های فرعی و ورق فولادی سیستم SSSW را ندارد، بنابراین برای طراحی ستون‌های فرعی، از نرم‌افزار جهان‌پور و محرمی (۲۰۱۷)،^[۱۸] استفاده شده است؛ که در آن، برای طراحی ستون‌های فرعی و تعیین ظرفیت برشی سیستم SSSW توجه به ضخامت ورق دیوار بوده است. در نرم‌افزار ایشان، که براساس فرمول‌بندی و راه‌حل‌های ارائه شده در کتاب جهان‌پور و محرمی (۲۰۱۷)،^[۱۹] طراحی شده است، طول آزاد ستون، عرض دیوار، ضخامت ورق فولادی دیوار، میزان لنگر واژگونی و ظرفیت برشی تخمینی دیوار به صورت تقریبی وارد می‌شود. سپس نوع اتصال ستون‌های فرعی با تیرهای مرزی، نوع مقطع برای ستون‌های فرعی، تنش تسلیم ورق فولادی دیوار، تنش تسلیم ستون‌های فرعی و مقادیر B_c و B_t که مقادیر آن با توجه به راهنمای برنامه به جهت همگرایی در جواب نهایی مؤثرند، به عنوان ورودی به نرم‌افزار داده می‌شوند. مقطع ستون‌های فرعی در ETABS معادل ۱۰ × ۲۵۰ BOX در نظر گرفته شده‌اند، در حالی که در نرم‌افزار مذکور امکان تعریف مقطع جعبه‌ای وجود ندارد، لذا با معادل‌سازی مقطع جعبه به دوپل ناودانی، از پروفیل ۲۶۰ ۲UNP به عنوان حدس اولیه استفاده شده است. همچنین دو مقدار لنگر واژگونی و ظرفیت برشی تخمینی برای به دست آوردن ظرفیت برشی نهایی دیوار و کنترل ستون فرعی در قسمت ورودی نرم‌افزار تعریف شده است. برای محاسبه‌ی لنگر واژگونی با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ به نیروی برشی وارده به هر طبقه نیاز است. با توجه به اینکه طراحی سیستم SSSW مدنظر است، بنابراین سهم دهانه‌ای که دیوار برشی در آن قرار دارد، از نیروی جانبی در تراز طبقه به دست می‌آید. برای مدل طراحی شده در نوشتار حاضر، ظرفیت برشی تخمینی (V_s) دهانه‌ی بحرانی ۶۲۳ کیلونیوتن به دست آمد. در راهنمای نرم‌افزار به این مورد اشاره شده است که اگر پس از تحلیل و اجرای برنامه، دو پارامتر P_c و P_t که به نوعی همگرایی برنامه را نشان می‌دهند، نزدیک به ۱ باشند و اختلاف آن دو از ۰/۰۰۵ بیشتر نشود، جواب نهایی صحیح و مدل همگراست. با توجه به داده‌های جدول ۱ به نرم‌افزار، دو پارامتر P_c و P_t پس از تحلیل برای مدل به ترتیب ۱ و ۰/۹۹۹۹ به دست آمدند، بدین ترتیب مدل با توجه به مقادیر ورودی، همگرا بوده و مقطع ۱۰ × ۲۵۰ BOX برای ستون‌های فرعی با توجه به ضخامت ۳ میلی‌متری ورق فولادی دیوار، مناسب است.

۲.۲. طراحی مدل SSCSW

پس از طراحی مدل SSSW در بخش ۱.۲، ورق دیوار از فولادی به فولادی مرکب تبدیل شده است. دو طرف ورق فولادی دیوار با استفاده از ضوابط طراحی دیوار برشی مرکب ۱۶ – AISC ۳۴۱، روکش بتنی گذاشته شده است. همچنین با توجه به اینکه راهنما و آیین‌نامه‌ای برای تبدیل نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی (SSSW) به نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی مرکب (SSCSW) وجود ندارد، لذا از ضوابط طراحی دیوار برشی تمام‌مقید مرکب مندرج در آیین‌نامه‌ی ۱۶ – AISC ۳۴۱ تا جایی که بندهای آن برای طراحی دیوار SSCSW محدودیت ایجاد نکند، برای تبدیل نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی به نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی مرکب استفاده شده است. به طور نمونه،



شکل ۴. الف) نمای جانبی دیوار برشی مدل SSCSW و اعضا مرزی آن، ب) منحنی تنش - کرنش فولاد ST 37 و LYP 180 [۸]

برای مصالح استفاده شده، مدل آسیب تعریف شده است. برای تعریف مدل آسیب بتن در کشش و فشار در نرم‌افزار از مدل آسیب حالت خمیری بتن (CDP) [۱۳] استفاده شده است؛ که در نوشتار حاضر، برای تعریف مدل رفتاری آسیب بتن در فشار از رابطه‌ی هوگنستاد، [۱۴] مطابق رابطه‌ی ۲ استفاده شده است:

$$\sigma_c = f_c'' \left(\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c'} \right)^2 - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c'} \right) \right) \quad (2)$$

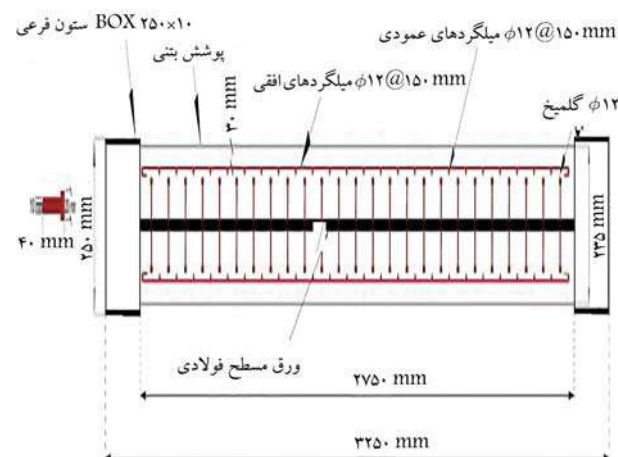
که در آن، σ_c پیشینه‌ی تنش فشاری بتن، ϵ_c مقادیر کرنش و f_c'' مقاومت فشاری بتن (مطابق رابطه‌ی ۳) هستند:

$$f_c'' = f_c' K_s \quad (3)$$

که در آن، K_s ضریبی است که مقدار آن برای بتن‌هایی با مقادیر مختلف مقاومت فشاری، متفاوت است؛ که در نوشتار حاضر با توجه به استفاده از بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال مقدار آن ۰/۹۵ بوده است. f_c' نیز مقاومت فشاری بتن است. همچنین در رابطه‌ی ۲، ϵ_c کرنش نظیر تنش پیشینه‌است، که مقدار آن مطابق رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:

$$\epsilon_c = 1/8 \frac{f_c''}{E_s} \quad (4)$$

که در آن، E_s مدول کشسانی اولیه‌ی بتن است. برای محاسبه‌ی منحنی تنش - کرنش بتن در کشش با توجه به اینکه مدل‌ها در نوشتار حاضر، عددی هستند و نتایج آزمایشگاهی حاصل آزمایش شکافت استوانه و یا کشش مستقیم در دسترس



شکل ۳. مقطع دیوار برشی فولادی مرکب نیمه‌مقید و جزئیات آن.

عرضی به ابعاد $150 \times 40 \times 20$ به مدل اضافه شد. البته در مدل عددی، گل‌میخ استفاده نشده و از قید Tie استفاده شده و فقط طراحی شده است.

۳.۲. روند مدل‌سازی عددی مدل SSCSW

در مدل‌سازی عددی از المان پوسته‌ای برای مدل‌سازی اعضاء فولادی و پتل بتنی استفاده شده است. پس از مدل‌سازی اعضا با المان پوسته‌ای، باید ضخامت هر یک از اعضا در بخش مشخصات مصالح تعریف شود. ورق‌های پیوستگی نیز درون چشمه‌های اتصال مدل‌سازی شدند، که به صورت ورق‌های مستطیل‌شکل درون ستون‌های باکس اصلی و در امتداد دو بال بالا و پایین تیرها در دو سمت مدل قرار گرفته‌اند، که ضخامت آنها 250×250 بوده است. پس از آن ضخامت به مقاطع اختصاص داده شد. پس از اختصاص ضخامت مقاطع، سطح مقطع اعضا چون با المان پوسته‌ای مدل شده‌اند، با استفاده از انتگرال‌گیری تجزیه و تحلیل شدند. برای بررسی رفتار چرخه‌ای سیستم SSCSW و اندرکنش بین اعضاء قاب و ورق دیوار با پوشش بتن، یک مدل اجزاء محدود ساخته شد؛ که شامل یک دیوار مرکب نیمه‌مقید ۱ طبقه در داخل یک قاب ۱ دهانه بود، که ورق دیوار برشی به ستون‌های فرعی و دو تیر بالا و پایین و همچنین اتصال ستون‌های اصلی به تیرها به صورت جوش در نظر گرفته شده است. برای تعریف اتصال اخیر، در نرم‌افزار از قید Tie استفاده شد. همچنین برای اتصال دیوار بتنی به ورق فولادی، می‌توان گل‌میخ مدل کرد، اما در این صورت با توجه به هندسه‌ی پیچیده، زمان تحلیل بسیار طولانی می‌شود. در نتیجه، برای اتصال دیوار بتنی به ورق فولادی هم از قید Tie استفاده شده است. البته مقایسه بین تحلیل بارافزون مدل با روش Tie و مدل دارای گل‌میخ نشان داد که اختلاف قابل توجهی بین نتایج قابل انتظار نیست. مطابق توضیحات بخش ۱.۲، برای ورق دیوار از فولاد کم‌مقاومت LYP 180 و برای بقیه اعضا از فولاد ST 37 استفاده شده است. در شکل ۴ - الف، مدل دیوار برشی نیمه‌مقید SSCSW و در شکل ۴ - ب، منحنی تنش - کرنش فولادها مشاهده می‌شوند. این تذکر لازم است که در نوشتار حاضر، برای فولاد و بتن، مدل آسیب تعریف شده است؛ لذا در تعریف منحنی تنش - کرنش، تنش و کرنش متناظر با ناحیه‌ی شکست تعریف شده است و نیازی به بخش خطی اولیه‌ی نمودار مذکور نیست.

برای آنکه رفتار مدل اجزاء محدود به مدل آزمایشگاهی و واقعی نزدیک باشد و همچنین همانند یک مدل واقعی زوال مقاومت چرخه‌ای دیده شود، در نرم‌افزار

نیستند، برای به دست آوردن پیشینه‌ی تنش کششی می‌توان از رابطه‌ی ۵ استفاده کرد: [۲۳]

$$\sigma_t = 0.3 f_c''^{\frac{2}{3}} \quad (5)$$

که در آن، σ_t پیشینه‌ی تنش کششی است. با محاسبه و جایگذاری در روابط گفته شده، منحنی تنش - کرنش بتن مطابق شکل ۵ به دست می‌آید.

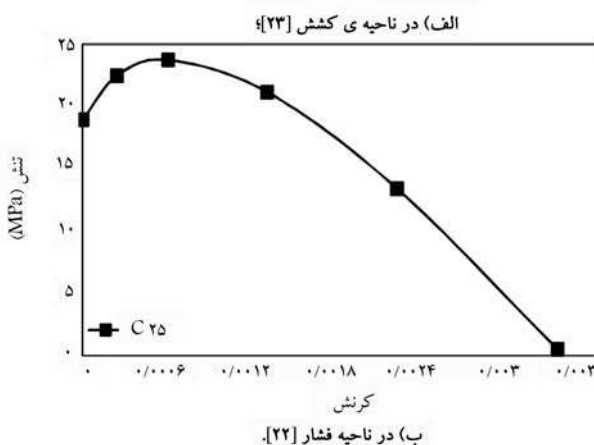
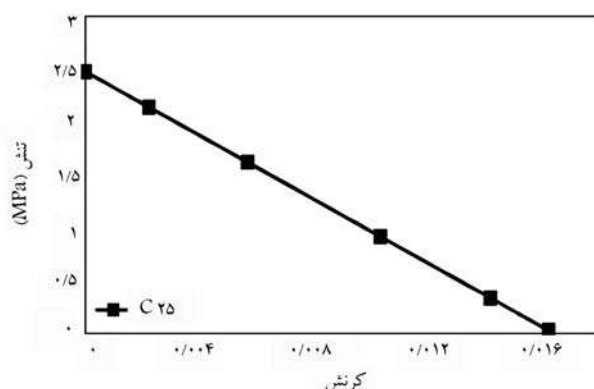
برای نمایش آسیب در قسمت‌های مختلف المان‌های فولادی و همچنین تأثیر زوال مقاومت در خروجی‌ها جهت نزدیک شدن به یک نمونه‌ی آزمایشگاهی، مدل آسیب فولاد به صورت آسیب نرم ۱۵ مطابق کتابخانه‌ی آباکوس تعریف شده است، که مطابق آن ورودی‌های بدین صورت تعریف می‌شود:

ابتدا ۳ پارامتر کرنش متناظر با تنش نهایی، تنش ۳ محوره (مطابق رابطه‌ی ۶) و نرخ کرنش.

$$\eta = \frac{-\frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz})}{\sigma_{mises}} \quad (6)$$

که در آن، η تنش ۳ محوره، σ_{xx} ، σ_{yy} و σ_{zz} به ترتیب تانسور تنش در راستای x ، y و z و σ_{mises} تنش فون میسز هستند. در نرم افزار آباکوس از مدل آسیب نرم بر حسب شکست انرژی برای المان‌های فولادی استفاده می‌شود، بدین صورت که شکست انرژی با توجه به ابعاد هر المان و با توجه به جنس فولاد و منحنی تنش - کرنش مطابق (شکل ۴ - ب)، با استفاده از رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود:

$$G_f = \int_{\epsilon_f^{pl}} \epsilon_f^{pl} L \sigma_y d\epsilon_f^{pl} \quad (7)$$



شکل ۵. رفتار بتن با مقاومت ۲۵ مگاپاسکال.

که در آن، G_f انرژی شکست، ϵ_f^{PI} کرنش متناظر با شروع شکست که همان کرنش متناظر با تنش نهایی است، ϵ_f^{PI} کرنش متناظر با پایان تنش شکست، σ_y تنش نهایی با توجه به جنس فولاد استفاده شده برای هر المان و L برای المان‌های ۲ بعدی برابر با طول هر المان (تیر، ستون و ...) و برای المان‌های ۳ بعدی از رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شود:

$$L = l.b.h / \text{مساحت بزرگ‌ترین سطح ۲ بعدی المان} \quad (8)$$

که در آن، L میانگین طول المان برای المان‌های ۳ بعدی، l طول المان، b عرض المان و h طول المان در راستای z هستند.

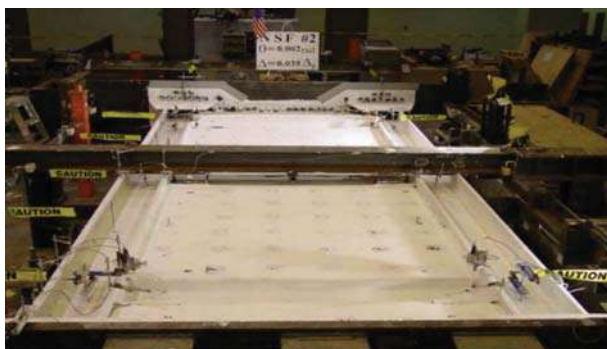
با توجه به توضیحات اخیر، خرابی از نوع انرژی شکست با توجه به رابطه‌ی ۷ برای هر یک از اعضا مطابق جدول ۲ تعریف می‌شود: همچنین در تعریف مشخصات مصالح در مدل‌ها برای هر یک از فولادها و بتن تعریف شده، سه مشخصه چگالی، تنش، و کرنش در ناحیه‌های کشسان و خمیری تعریف شده است، که ضریب پواسون برای فولاد ۰/۳ و برای بتن ۰/۲ در نظر گرفته شده و کرنش نهایی برای تمام فولادها ۰/۲ بوده است. همچنین مقاومت فشاری بتن ۲۵ مگاپاسکال، چگالی بتن 2400×10^3 و مدول کشسانی بتن 23500 در نظر گرفته شده است.

پس از مدل‌سازی و تعریف مصالح و شرایط مرزی، پروتکل بارگذاری تعریف می‌شود، که در نوشتار حاضر از پروتکل بارگذاری دور و نزدیک گسل SAC [۲۴] جهت بررسی رفتار مدل‌ها استفاده شده است، که دو پروتکل جهت تعریف در نرم‌افزار مطابق شکل ۶ هستند. در خصوص شکل‌های ۶ (الف و ب)، دو تصویر از روی چرخه‌ی پایه‌ی SAC برداشت شدند. با توجه به اینکه دو پروتکل دور و نزدیک در آیین‌نامه‌ی مرجع، [۲۴] به صورت دریافت طبقه بودند، برای تعمیم آنها به مدل‌های مطالعه شده در نوشتار حاضر یعنی تبدیل به جابجایی (میلی‌متر)، اعداد محور y پروتکل (دریافت طبقه) چرخه‌ی پایه، در ارتفاع مدل ضرب و سپس برای تبدیل به میلی‌متر تقسیم بر ۱۰۰ شدند. همچنین در شکل ۷، جزئیاتی از اعمال شرایط مرزی مدل SCSW در محیط آباکوس مشاهده می‌شود.

پس از مدل‌سازی هندسه‌ی دیوار، شرایط مرزی تعریف می‌شود. اتصال ستون‌های فرعی به دو تیر بالا و پایین با توجه به اینکه مفصلی هستند، از نوع قید کوپلینگ تعریف می‌شود. در گام بعد، یک گره‌ی مرجع در بالای مدل تعریف و به مدل کوپل می‌شود. تعریف این نقطه به این دلیل است که میزان جابجایی مدل نسبت به نقطه‌ی مرجع در نظر گرفته شود. پس از تعریف شرایط تکیه‌گاهی، شرایط مرزی تعریف می‌شود. ابتدا پای ستون‌های قاب در مدل، تمام درجه‌های آزادی بسته شدند تا از حرکت آنها جلوگیری شود. سپس در راستای عمود بر صفحه‌ی چشمه‌های اتصال در قاب به دلیل مهار جانبی، مقید گذاشته شد تا از حرکت خارج از صفحه‌ی قاب جلوگیری شود. سپس محل اعمال بارگذاری جانبی برای قاب تعیین شد، که با توجه به تعریف گره‌ی مرجع در بالای مدل، محل اعمال بار که همان پروتکل‌های بارگذاری هستند، در گره‌ی مرجع تعریف شده است.

جدول ۲. انرژی شکست برای المان‌ها در مدل‌های SSSW و SSCSW.

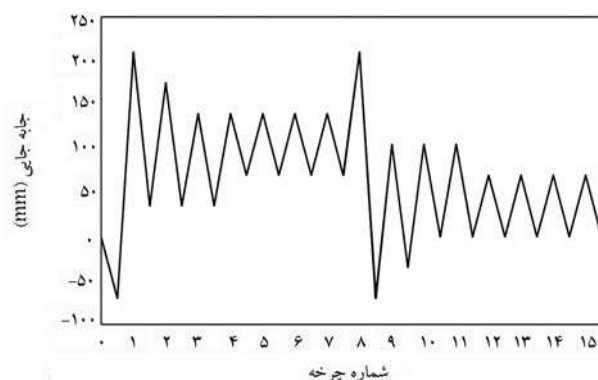
پارامتر	انرژی شکست $\frac{mJ}{mm^2} (G_f)$
مقطع	
ستون اصلی	۶۴۷۵
ستون فرعی	۴۶۲۵
تیر	۵۵۵۰
ورق دیوار	۵۰۸۷۵



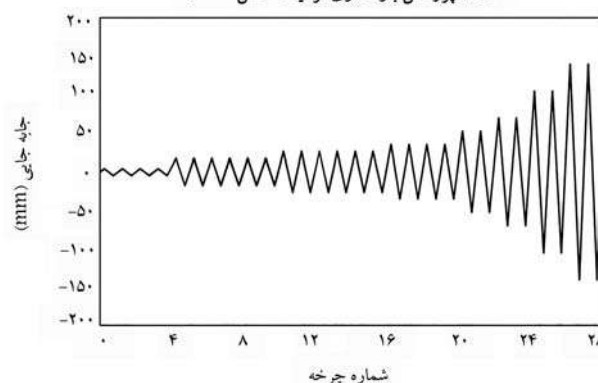
شکل ۸. نمای دیوار برشی مرکب مدل ژائو و آستانه اصل (۲۰۰۴). [۱۴]

صورت که ابتدا مدل تحلیلی منطبق با شرایط و مشخصات یک مدل آزمایشگاهی ساخته شد و سپس مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل و آزمایش صورت گرفت. در صورت تطابق قابل قبول نتایج می‌توان نتیجه‌گیری کرد که مدل‌سازی و فرضیات در نظر گرفته شده در تحلیل، دقت قابل قبولی دارند و می‌توان از مدل‌سازی انجام شده برای بررسی پارامترهای مختلف استفاده کرد. در شکل ۸، نمونه‌ی آزمایشگاهی نوشتار ژائو و آستانه اصل (۲۰۰۴)، مشاهده می‌شود.

در مدل راستی‌آزمایی ژائو و آستانه اصل برای دیوار برشی مرکب، ۳ نوع فولاد با تنش و کرنش مختلف استفاده شده است، بدین صورت که ورق دیوار یک نوع فولاد و اعضای مرزی نوع دیگر و در میلگردها نیز از نوع متفاوتی از فولاد استفاده شده است. جنس ورق فولاد دیوار مطابق استاندارد ASTM A36 و اعضای قاب از ورق‌هایی با مصالح تعریف شده طبق استاندارد ASTM A572 بوده‌اند. در تعریف مشخصات مصالح در راستی‌آزمایی مذکور برای هر یک از فولادها و بتن تعریف شده، سه مشخصه‌ی چگالی، تنش و کرنش در ناحیه‌های کشسان و خمیری تعریف شده است. برای بتن به جای تعریف مشخصات خمیری، ۳ مشخصه‌ی چگالی، رفتار کشسانی و آسیب حالت خمیری بتن (CDP) تعریف شده است، که تعریف مشخصات آسیب حالت خمیری بتن خود شامل ۳ قسمت: رفتارهای حالت خمیری، فشاری و کششی است. برای تعریف مشخصات خمیری مواد، از دو نوع سخت‌شوندگی ایزوتروپیک^{۱۸} (که در آن سطح جاری شدن در هنگام تحمل کرنش‌های خمیری گسترش می‌یابد) و کینماتیک^{۱۹} (که در آن در هنگام کرنش‌های خمیری، سطح جاری شدن بدون گسترش انتقال می‌یابد) می‌توان استفاده کرد. در تحلیل‌های چرخه‌ای باید روش کینماتیک و یا ترکیبی از کینماتیک و ایزوتروپیک^{۲۰} انتخاب شود، اما بهتر است از روش ترکیبی استفاده شود؛ زیرا این روش دارای مفاهیم مربوط به هر دو روش ایزوتروپیک و کینماتیک است و نقص‌های هر یک از دو روش را برطرف می‌کند. تمامی اعضا با استفاده از آلان‌های ۴ گره‌ای SR۴ و روش انتگرال‌گیری کاهش یافته مدل شدند. هر گره، ۶ درجه‌ی آزادی دارد، سه درجه‌ی آزادی انتقالی (u_x, u_y, u_z)، و سه درجه‌ی آزادی دورانی ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$)، آلان SR۴ چرخش‌های بزرگ و کرنش‌های اجزاء محدود را در نظر می‌گیرد و امکان تغییر در ضخامت را ایجاد می‌کند. بنابراین برای تحلیل‌هایی با کرنش بزرگ و برای مصالحی که ضریب پواسون مؤثر آنها غیرصفر است و همچنین مواردی که غیرخطی شدن هندسی ممکن است رخ دهد، مناسب است. الگوی بارگذاری در مدل ذکر شده به‌صورت بارگذاری چرخه‌ای دور از گسل و بار اعمالی به شکل تغییرمکانی، به‌صورت رفت و برگشت و براساس استاندارد AISC است. پس از مدل‌سازی هندسه و تعریف مصالح دیوار، شرایط تکیه‌گاهی تعریف شده است. ابتدا ورق دیوار برشی به ستون‌ها و دو تیر بالا و پایین جوشش داده شد و برای اتصال اخیر

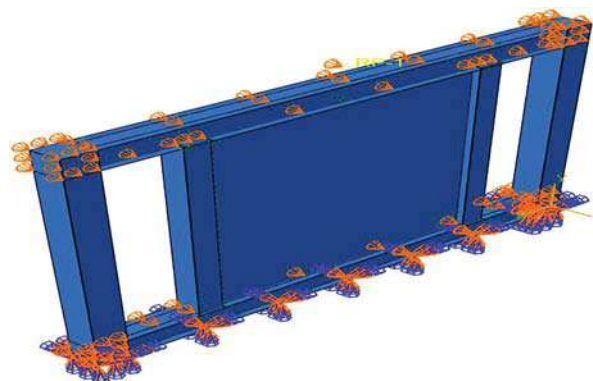


الف) پروتکل بارگذاری نزدیک گسل SAC



ب) پروتکل بارگذاری دور از گسل SAC

شکل ۶. پروتکل تعمیم یافته به مدل‌های مطالعه شده در نوشتار حاضر.

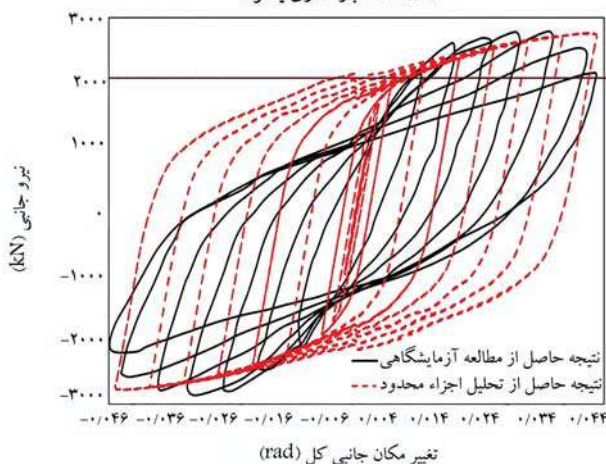
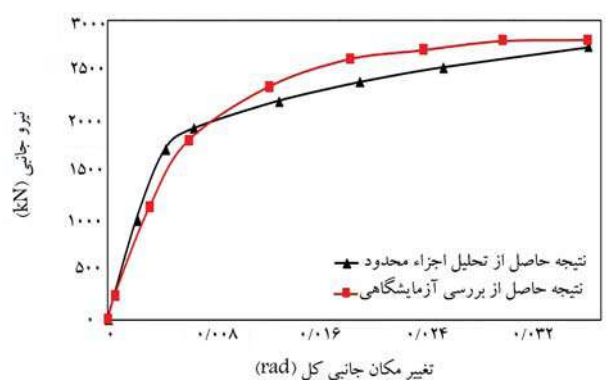


شکل ۷. جزئیات اعمال بارگذاری و شرایط مرزی در مدل عددی SCSW در محیط آباکوس.

۳. راستی‌آزمایی

در نوشتار حاضر، برای راستی‌آزمایی از مدل ۱ در نوشتار ژائو و آستانه اصل (۲۰۰۴)، [۱۴] استفاده و در نرم‌افزار آباکوس انجام شده است. در مدل‌سازی دیوار مذکور، به‌صورت ترکیبی از آلان پوسته‌ای^{۱۶} و آلان ۳ بعدی^{۱۷} استفاده شده است. بررسی پارامترهایی بررسی شده فقط در صورتی ممکن است که نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌ها صحیح و دقت بالایی داشته باشند. برای رسیدن به این هدف، بهترین روش استفاده از مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی مدل SSCSW است، اما با توجه به اینکه در ارتباط با مدل SSCSW هیچ‌گونه پژوهش قبلی انجام نشده است، بنابراین جهت راستی‌آزمایی از دیوار برشی تمام مقید کامپوزیت استفاده شده است؛ به این

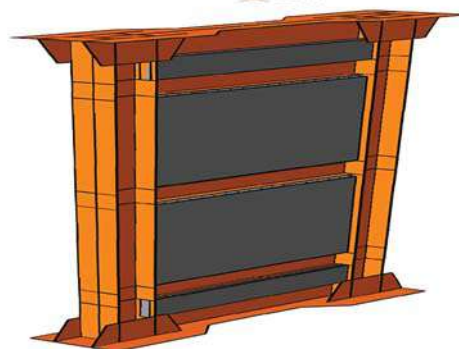
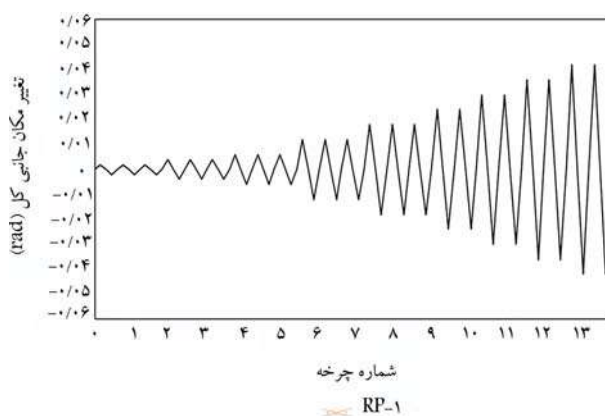
نمونه‌ی آزمایشگاهی $171 (KN/mm)$ و در نمونه‌ی عددی $204 (KN/mm)$ بوده است، که اختلاف 19% در سختی اولیه را نشان می‌دهد. در ادامه، با افزایش بار در تحلیل چرخه‌یی، مقاومت در نمونه‌ی آزمایشگاهی نسبت به نمونه‌ی عددی بیشتر شده است، که البته این اختلاف چندان مشهود نیست. میزان مقاومت نهایی در نمونه‌ی آزمایشگاهی، $2780 (KN)$ و در نمونه‌ی عددی حدوداً $2700 (KN)$ برآورد شده است، که اختلاف فقط 3% بوده است. همچنین لهیدگی^{۲۲} در چرخه‌های مدل آزمایشگاهی بیشتر بوده است، که در مقایسه با مدل عددی، می‌تواند به دلیل عدم مدل کردن گل‌میخ‌ها و استفاده از قید Tie در نمونه‌ی عددی به سبب ایجاد هندسه‌ی پیچیده و زمان تحلیل بسیار طولانی باشد. استفاده از قید Tie به جای مدل کردن اتصال‌هایی چون گل‌میخ و پیچ و مهره و لغزش پیچ‌های متصل‌کننده‌ی ورق دیوار به اعضا مرزی در نمونه‌ی آزمایشگاهی باعث آسیب شد که در حین آزمایش لغزش‌ها باعث آسیب در ورق فولادی دیوار شد. این موارد باعث می‌شود که در هر چرخه، حرکت‌هایی افقی بین ورق و اعضا مرزی ایجاد شود و همین امر باعث ایجاد اختلاف در نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی می‌شود. البته در مطالعات پیشین، وجود گل‌میخ در مدل عددی و عدم استفاده از قید Tie نشان داده است که تأثیر مدل‌سازی گل‌میخ ناچیز است. بنابراین می‌توان از راستی‌آزمایی انجام شده در بخش ۳ نتیجه گرفت که خروجی مدل عددی در مقایسه با خروجی آزمایشگاهی با توجه به توضیحات ذکر شده قابل قبول است و می‌توان برای مدل‌های بررسی شده در نوشتار حاضر از روند مدل‌سازی ذکر شده استفاده کرد. در شکل ۱۰ الف،



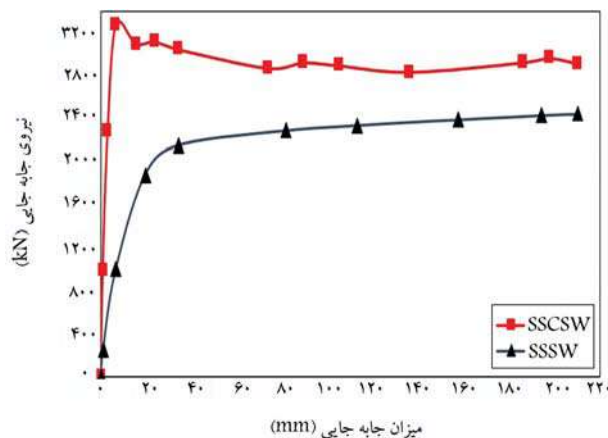
ب) تحت بارگذاری چرخه ای دور از گسل.

شکل ۱۰. مقایسه‌ی خروجی عددی و آزمایشگاهی مدل ۱ در نوشتار ژاٹو و آستانه اصل.^[۱۴]

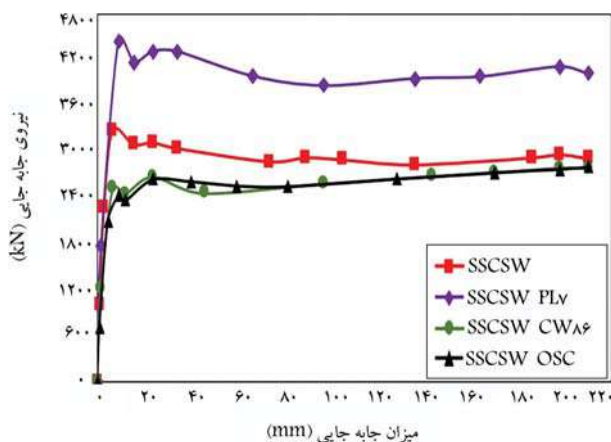
در آباکوس از قید Tie استفاده شده است. در مدل آزمایشگاهی، اتصال تیرها به ستون‌ها به صورت گیردار بود؛ بنابراین، در مدل عددی نیز برای اتصال اعضا مذکور از قید Tie استفاده شده است. همچنین برای اتصال پتل بتنی به ورق فولادی دیوار، می‌توان گل‌میخ مدل کرد و یا پتل را به دیوار با قید Tie متصل کرد، که در مدل عددی از قید Tie استفاده شده است. همچنین برای مدفون کردن آرماتوربندی در میان پتل‌های بتنی از قید محل جاسازی^{۲۱} استفاده شده است. در گام بعدی، یک گره‌ی مرجع در بالای مدل تعریف و به مدل کوپل شد. تعریف نقطه‌ی مرجع به این دلیل است که میزان جابجایی مدل نسبت به نقطه‌ی مذکور در نظر گرفته شود. پس از تعریف شرایط تکیه‌گاهی، شرایط مرزی تعریف شد. ابتدا پای ستون‌های قاب و ورق گاست در پای مدل، تمام درجه‌های آزادی بسته شدند، تا از حرکت آنها جلوگیری شود. سپس در راستای عمود بر صفحه‌ی چشمه‌های اتصال در قاب به دلیل مهار جانبی مقید گذاشته شدند، تا از حرکت خارج از صفحه‌ی قاب جلوگیری شود. سپس محل اعمال بارگذاری جانبی برای قاب تعیین شد، که با توجه به تعریف گره‌ی مرجع در بالای مدل، محل اعمال بار که همان پروتکل بارگذاری است، تعریف شد. توضیحات بیشتر در خصوص ابعاد هندسی مدل ذکر شده و مقاومت تسلیم نهایی فولادهای استفاده شده جهت راستی‌آزمایی در نوشتار مرجع ژاٹو و آستانه اصل^[۱۴]، (۲۰۰۴)، موجود است. در مدل عددی، الگوی بارگذاری به گره‌ی مرجع مذکور اعمال شده است. سطح بالایی مدل و گره‌ی مرجع، به صورت کوپل به یکدیگر بسته شدند و نیرو و تغییر مکان گره‌ی مرجع برای مقایسه با نتایج آزمایشگاهی ثبت شدند. در شکل ۹ الف، پروتکل بارگذاری چرخه‌ای دور از گسل اعمالی به مدل و در شکل ۹ ب، نمونه‌ی عددی مدل اول در نوشتار ژاٹو و آستانه اصل مشاهده می‌شود. پس از مدل‌سازی و راستی‌آزمایی عددی، نتایج نشان داد که میزان سختی اولیه در



شکل ۹. الف) پروتکل بارگذاری چرخه‌ی دور از گسل آیین‌نامه‌ی AISC^[۱۵]، تعمیم‌یافته به مدل ژاٹو و آستانه اصل.^[۱۴] ب) مدل اجزاء محدود نمونه‌ی آزمایشگاهی در آباکوس.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل بار یکنوا برای مدل‌های SSSW و SSCSW.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل بار یکنوا برای مدل‌های متغیر در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW.

۳۶٪ افزایش یافته است. در شکل ۱۲، عملکرد مدل‌های متغیر نسبت به نمونه‌ی توسعه داده شده‌ی SSCSW تحت بارگذاری یکنوا مشاهده می‌شود.

۲.۴. خروجی رفتار مدل SSSW و مدل‌های SSCSW تحت

بارگذاری چرخه‌ای

در بخش کنونی، پس از بررسی مدل‌های مینا و متغیر تحت بارگذاری یکنوا در بخش ۱.۴، مدل‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای دور و نزدیک گسل با استفاده از پروتکل بارگذاری SAC، که در انتهای بخش ۳.۲ تعریف شدند، قرار گرفتند. ابتدا نتایج مدل‌های مینای SSSW و توسعه داده شده‌ی SSCSW تحت دو پروتکل یاد شده با یکدیگر مقایسه شدند (مطابق شکل ۱۳). بررسی‌ها نشان داد در مدل SSCSW، سختی اولیه برابر با 469 (KN/mm) و در مدل SSSW برابر با 104 (KN/mm) بوده است، که این افزایش قابل توجه سختی اولیه، که حدوداً ۳۵٪ برآورد شده است، به دلیل وجود بتن در دو طرف ورق فولادی دیوار در مدل SSCSW بوده است. ضریب شکل‌پذیری نیز تحت الگوی دور از گسل در مدل SSCSW ۲۵ و در مدل SSSW ۱۰ به دست آمد، که نشان می‌دهد تحت یک پروتکل بارگذاری یکسان، با اضافه شدن بتن به مدل فولادی، میزان شکل‌پذیری حدوداً ۱۵٪ افزایش پیدا کرده است. همچنین نتایج مشابهی

نتیجه‌ی حاصل از راستی‌آزمایی مدل تحت بارگذاری یکنوا و در شکل ۱۰ ب، نتیجه‌ی حاصل از راستی‌آزمایی تحت بارگذاری دور از گسل مشاهده می‌شود.

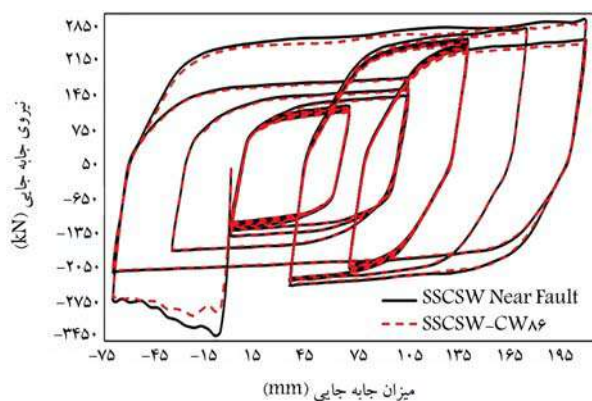
۴. نتایج و یافته‌ها

۴.۱. خروجی رفتار مدل SSSW و مدل‌های SSCSW تحت

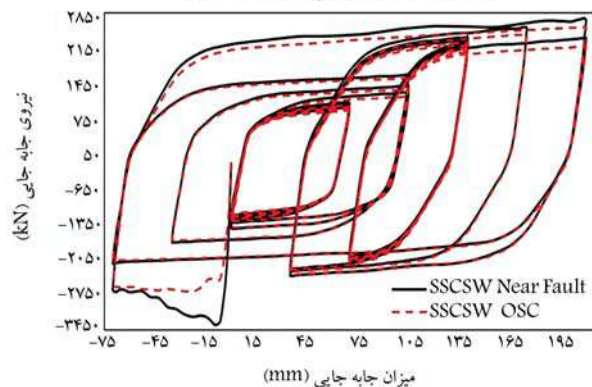
بارگذاری یکنوا

پس از طراحی مدل مینای SSSW و توسعه‌ی آن به نمونه‌ی SSCSW و در نهایت راستی‌آزمایی مدل ۱ در نوشتار ژاژ و آستانه اصل در مطالعه‌ی حاضر، در بخش کنونی به مقایسه‌ی خروجی‌های مختلف برای دو مدل اخیر به همراه مدل‌های متغیر تعریف شده در بخش ۲.۲ پرداخته شده است. مدل‌های طراحی شده و مدل‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس با استفاده از آیین‌نامه‌های مختلف در نوشتار حاضر، تحت تحلیل بارگذاری یکنوا^{۲۳}، پروتکل بارگذاری نزدیک و همچنین دور از گسل SAC قرار گرفته و نتایج حاصل، از جمله خروجی هیستریزیس، بارافزون، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی، سختی اولیه، مقاومت نهایی، توزیع تنش فون میسز برای مدل SSSW و توزیع خرابی فشاری بتن برای مدل‌های فولادی بحث و بررسی شده‌اند. هدف اصلی در نوشتار حاضر، بررسی متغیرهای یاد شده بر روی نمونه‌ی SSCSW و مقایسه‌ی دو مدل SSCSW و SSSW بوده است. در ابتدا، مدل‌ها تحت بارگذاری یکنوا بررسی شدند و مدل‌ها تا ۴٪ ارتفاع قاب پوش داده شده‌اند. نتایج نشان داد که سختی اولیه، شکل‌پذیری و مقاومت نهایی در نمونه‌ی دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی کامپوزیتی نمونه‌ی SSCSW، که در آن بتن در دو سمت ورق فولادی است، افزایش یافته است، که برای مقاومت نهایی ۳۵٪ برآورد شده است. همین ارزیابی اولیه نشان می‌دهد که استفاده از روکش بتنی می‌تواند مؤثر باشد. نکته‌ی بسیار مهم اینکه در نمونه‌ی مرکب، با افزایش بار و تا زمانی که روکش بتنی ترک‌نخورده است، شیب ارتجاعی مدل افزایشی است. با رسیدن به بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل در سیستم حدود 3200 (KN) ، روکش بتنی در مجاورت اتصال به تیرها و ستون‌ها خرد شده و در نتیجه، علاوه بر کاهش سختی، بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل نیز کاهش یافته است (شیب ناحیه‌ی غیرخطی در مدل SSCSW کمی نزولی است)، که در مدل‌های متغیر تعریف شده نیز این مورد صدق می‌کند (شکل ۱۱). به همین دلیل به نظر می‌رسد که اجرای روکش بتنی می‌تواند با اعمال یک فاصله نسبت به تیر و ستون اجرا شود.

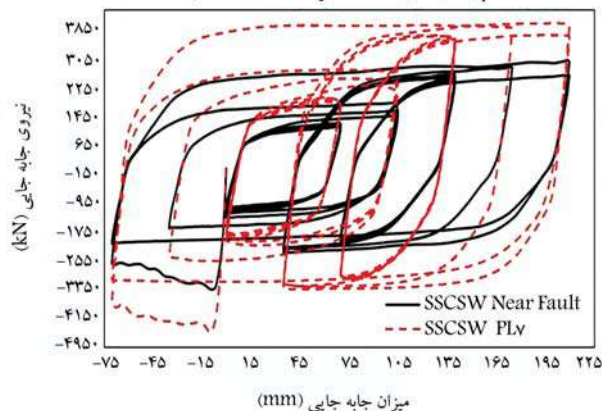
در مدل متغیر SSCSW OSC با توجه به وجود روکش بتنی فقط در یک طرف ورق فولادی دیوار و در مدل متغیر SSCSW CW86 با توجه به کاهش ضخامت روکش بتنی روی ورق فولادی دیوار به ۸۶ میلی‌متر نسبت به مدل SSCSW، مقاومت نهایی کاهش پیدا کرده است. اما نکته‌ی حائز اهمیت این است که مدل‌های متغیرهای SSCSW OSC و SSCSW CW86 عملکردی مشابه داشته‌اند، یعنی سختی اولیه و مقاومت نهایی دو مدل اخیر مشابه بوده و مقاومت نهایی در دو مدل متغیر اخیر، برابر با 2795 (KN) بوده است، که در مدل SSCSW مقاومت نهایی 2964 (KN) بود. به طور کلی، مقاومت نهایی تحت بارگذاری یکنوا در دو مدل متغیر یاد شده نسبت به نمونه‌ی SSCSW، ۶٪ کاهش پیدا کرده است. در مدل متغیر SSCSW PLV با توجه به افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار از ۳ به ۷ میلی‌متر نسبت به مدل SSCSW، سختی اولیه و مقاومت نهایی به شکل قابل توجهی افزایش یافته است. مقاومت نهایی در مدل متغیر SSCSW PLV، به میزان 4023 (KN) برآورد شد، که نسبت به مقاومت نهایی مدل SSCSW حدوداً



الف) مدل های SSCSW و SSCSW CW86

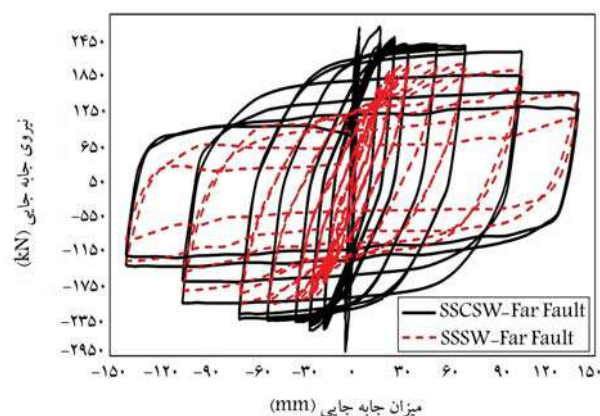


ب) مدل های SSCSW و SSCSW OSC

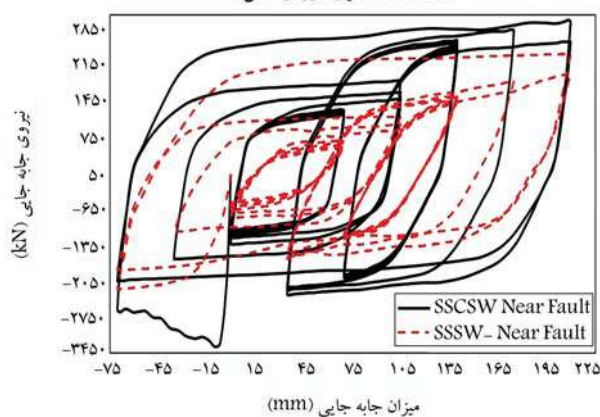


ج) مدل های SSCSW و SSCSW PLV

شکل ۱۴. تحت الگوی نزدیک به گسل.



الف) تحت الگوی دور از گسل



ب) تحت الگوی نزدیک به گسل.

شکل ۱۳. مدل های SSCSW و SSSW.

برای الگوی نزدیک گسل هم به دست آمده است. بنابراین می‌توان گفت افزایش شکل‌پذیری تحت الگوهای دور و نزدیک با یکدیگر برابر و این عامل تابع الگوی بارگذاری نیست. مقاومت نهایی در مدل SSCSW برابر $3004 (KN)$ و در مدل SSSW برابر $2353 (KN)$ به دست آمد؛ در نتیجه به دلیل وجود بتن در دو طرف ورق فولادی دیوار در نمونه SSCSW، مقاومت نهایی 28% افزایش یافته است، که در مقایسه با افزایش 35% بار یکسوا، میزان افزایش کمتری را نشان داده است. البته نکته‌ی بسیار مهم این است که در مدل‌های توسعه داده شده در مطالعه‌ی حاضر، پارگی ورق در نظر گرفته نشده است؛ لذا اعداد به دست آمده فقط برای حالتی است که اطمینان حاصل شود که مدل در خلال بارگذاری دچار هیچ‌گونه شکستی (پارگی) نخواهد شد، که در این صورت می‌توان استفاده کرد.

در ادامه، مدل‌های متغیر تحت بارگذاری چرخه‌ای نزدیک گسل قرار گرفتند و نتایج آنها با خروجی حاصل از بارگذاری چرخه‌ای نزدیک گسل مدل توسعه داده شده‌ی SSCSW مقایسه شدند. نتایج نشان داد که سختی اولیه در مدل متغیر SSCSW CW86 به میزان $360 (KN/mm)$ بوده است، که در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW که $469 (KN/mm)$ محاسبه شده بود، 30% کاهش پیدا کرده است. از حیث مقاومت نهایی نیز در مدل متغیر SSCSW CW86، مقاومت نهایی $2915 (KN)$ محاسبه شد، که در مقایسه با مقاومت نهایی نمونه‌ی SSCSW، که به میزان $3004 (KN)$ محاسبه شده بود، فقط 3% کاهش را نشان می‌دهد (شکل ۱۴ - الف).

به طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که پس از خرد شدن بتن در چرخه‌های ابتدایی، عملاً میزان زیادی از مقاومت بتن از دست رفته و رفتار مدل فقط رفتاری شبیه نمونه‌ی کاملاً فولادی بوده است؛ به همین دلیل مقاومت نهایی دو مدل یاد شده تقریباً مشابه یکدیگر بوده است. نتایج مدل SSCSW در مقایسه با مدل متغیر SSCSW OSC نشان داد که سختی اولیه مدل در نمونه‌ی SSCSW OSC، به میزان $346 (KN)$ بوده است، که نسبت به مدل SSCSW حدوداً 36% کاهش در سختی اولیه را نشان داده است. همچنین مقاومت نهایی در نمونه‌ی SSCSW OSC به میزان $2806 (KN)$ محاسبه شد، که نسبت به نمونه‌ی SSCSW، 7% کاهش در مقاومت نهایی را نشان داده است (شکل ۱۴ - ب). در ادامه، سختی اولیه در مدل متغیر SSCSW PLV به میزان $636 (KN/mm)$ محاسبه شده

در نمونه‌ی SSCSW، ۵٪ کاهش مشاهده می‌شود (شکل ۱۶ - الف). مقایسه‌ی اتلاف انرژی در نمونه‌ی SSCSW OSC در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW نشان داد که میزان اتلاف انرژی در هر دو مدل به میزان ۴/۴ مگاژول بوده و کاهش روکش بتنی بر روی ورق فولادی دیوار تأثیری در اتلاف انرژی تجمعی نداشته است (شکل ۱۶ - ب). مقایسه‌ی اتلاف انرژی تجمعی در مدل SSCSW PLV با نمونه‌ی SSCSW نشان داد که بیشترین میزان اتلاف انرژی تجمعی چرخه‌ای در مدل SSCSW PLV، ۷/۲ مگاژول بوده است، که در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW، افزایش قابل توجه ۴۹٪ در اتلاف انرژی تجمعی را نشان می‌دهد (شکل ۱۶ - ج).

۴.۴. بررسی توزیع تنش فون میسز و مدهای خرابی در مدل‌های مطالعه‌ی حاضر

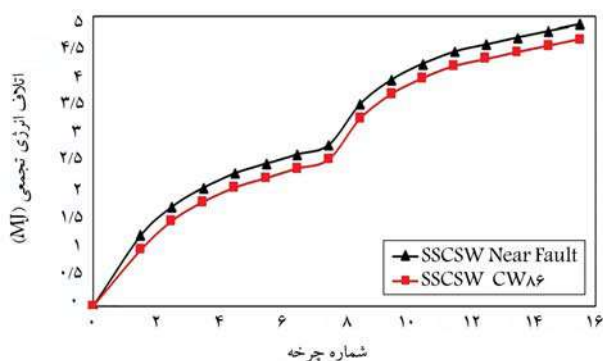
پس از بررسی رفتار مدل‌های تعریف شده در نوشتار حاضر تحت بارگذاری یکنوا و

است، که در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW، سختی اولیه به میزان ۳۵٪ افزایش پیدا کرده است. از حیث مقاومت نهایی نیز در مدل SSCSW PLV، مقاومت نهایی $4042 (KN)$ محاسبه شد، که در مقایسه با مقاومت نهایی نمونه‌ی SSCSW، ۳۴٪ افزایش مشاهده می‌شود (شکل ۱۴ - ج).

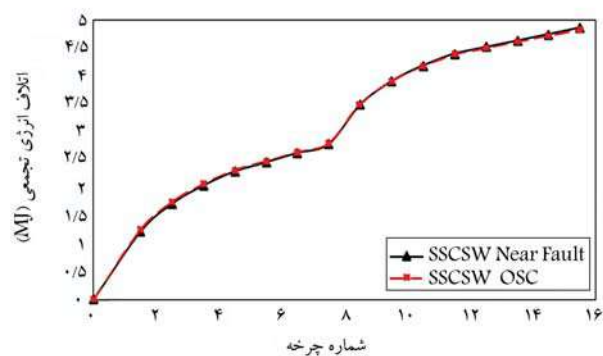
۳.۴. مقایسه‌ی اتلاف انرژی در مدل‌های SSCSW و SSSW

پس از بررسی نتایج مدل‌ها در بخش ۳.۴. تحت بارگذاری چرخه‌ای، اتلاف انرژی تجمعی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای تحت الگوهای دور و نزدیک گسل بررسی شده است. ابتدا نتایج اتلاف انرژی تجمعی دو مدل SSCSW و SSSW تحت بارگذاری دور از گسل بررسی شد و نتایج نشان داد که میزان اتلاف انرژی در نمونه‌ی SSCSW، ۳/۳ مگاژول و در مدل SSCSW، ۵/۵ مگاژول بوده است، که افزایش ۶۷٪ در نمونه‌ی SSCSW تحت الگوی دور از گسل را نشان داده است (شکل ۱۵ - الف). در بررسی پارامتر اتلاف انرژی تحت الگوی نزدیک گسل نتایج نشان دادند که میزان اتلاف انرژی تجمعی در نمونه‌ی SSCSW، ۴/۸۴ مگاژول و در نمونه‌ی SSSW، ۲/۸ مگاژول بوده است، که در نمونه‌ی SSCSW، به میزان ۷۳٪ رشد را نشان می‌دهد (شکل ۱۵ - ب).

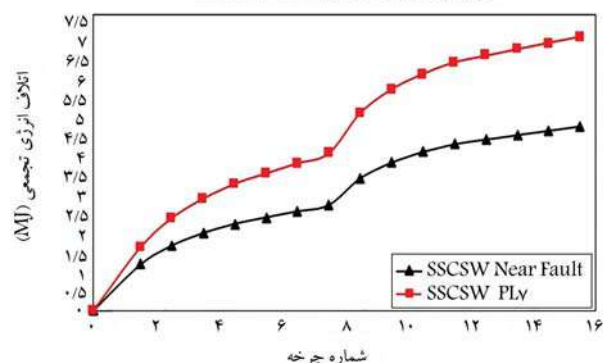
پس از بررسی دو نمونه‌ی SSCSW و SSSW، اتلاف انرژی مدل‌های متغیر با نمونه‌ی SSCSW تحت الگوی نزدیک گسل مقایسه شدند. ابتدا نتایج مدل SSCSW CWA۸۶ با مدل SSCSW مقایسه شد و نتایج نشان داد که در نمونه‌ی SSCSW CWA۸۶، بیشترین میزان انرژی تلف شده‌ی چرخه‌ای، ۴/۶ مگاژول محاسبه شده است و با توجه با میزان انرژی تلف شده‌ی چرخه‌ای ۴/۸۴ مگاژولی



الف) دو مدل SSCSW و SSCSW CWA۸۶؛

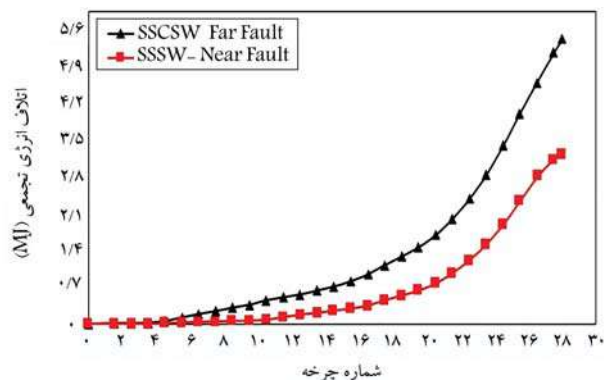


ب) دو مدل SSCSW و SSCSW OSC؛

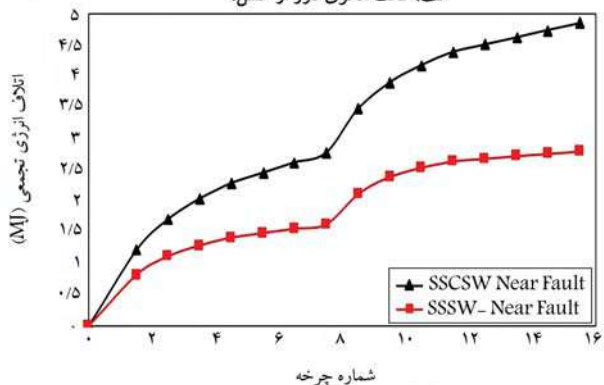


ج) دو مدل SSCSW و SSCSW PLV؛

شکل ۱۶. مقایسه‌ی اتلاف انرژی تجمعی تحت الگوی نزدیک به گسل.

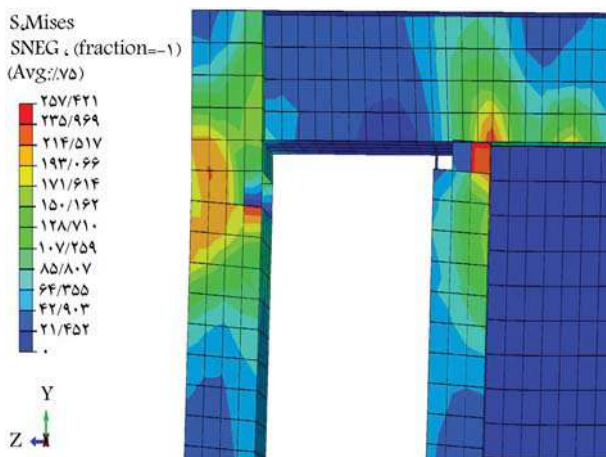


الف) تحت الگوی دور از گسل؛



ب) تحت الگوی نزدیک به گسل.

شکل ۱۵. مقایسه‌ی اتلاف انرژی تجمعی دو مدل SSCSW و SSSW.

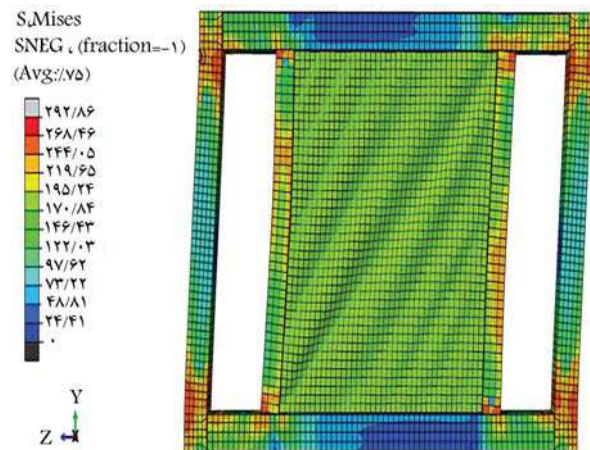


شکل ۱۹. بیشینه‌ی توزیع تنش فون میسز (مگاپاسکال) در چشمه‌ی اتصال و تیر بین ستون‌های اصلی و فرعی سمت چپ، در تیر بالا در نمونه‌ی SSCSW.

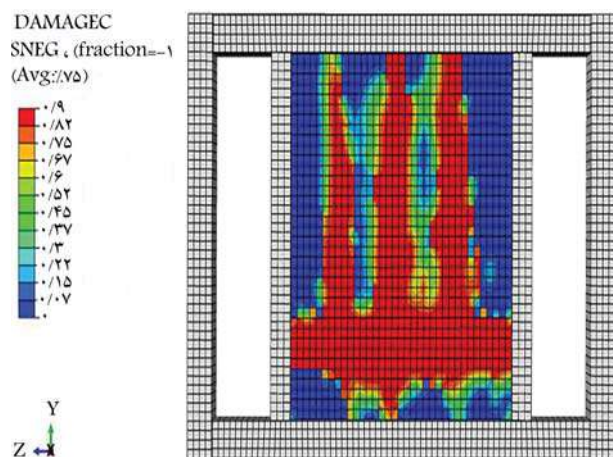
در ادامه، عملکرد تیر بین ستون اصلی و فرعی در قاب در نمونه‌ی SSCSW بررسی شده است. در شکل ۱۹، بیشینه‌ی توزیع تنش فون میسز در چشمه‌ی اتصال در مدل SSCSW مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، میزان بیشینه‌ی تنش فون میسز در محل اتصال ستون فرعی به تیر بالا در سمت چپ مدل به میزان ۲۵۷ مگاپاسکال رخ داده (این مقدار بیشینه مربوط به قسمت‌هایی است که حذف المان رخ نداده است) و قسمتی از اتصال ستون فرعی به تیر نیز حذف شده است. با توجه به تعریف مدل آسیب نرم برای فولاد و افزایش تنش نهایی از میزان تعریف شده یعنی ۳۷۰ مگاپاسکال، در محل موردنظر حذف المان رخ داده است.

۵. نتیجه‌گیری

دیوار برشی، یکی از مهم‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان است. از نظر مکانیسم خرابی، دیوارهای برشی قادرند حتی پس از پذیرش ترک‌های زیاد در برابر بارهای ثقلی مقاومت کنند؛ در صورتی‌که این مورد کاملاً از ستون‌ها قابل انتظار نیست. در دیوارهای برشی تمام‌مقید، یکی از نگرانی‌ها، غیرخطی شدن ستون‌های مرزی و تأثیر آن در ظرفیت باربری کلی است؛ که برای رفع آن، ایده‌ی استفاده از دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی در لبه‌ها (SSSW) پیش‌تر پیشنهاد شده است. به نظر رسید استفاده از خاصیت مرکب (اضافه کردن بتن به سیستم مذکور) بتواند باعث بهبود ظرفیت باربری (افزایش مقاومت و سختی) دیوار (SSCSW) شود. بدین منظور، در نوشتار حاضر، ابتدا دیوار برشی فولادی کامپوزیت مدل ژانو و آستانه اصل (۲۰۰۴)^{۱۳} جهت اطمینان از درستی مدل‌سازی عددی، در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شد. در ادامه، با توجه به اینکه مدل‌های فولادی نیمه‌مقید نوشتارهای پیشین، قابلیت توسعه به دیوار نیمه‌مقید مرکب را نداشتند، یک مدل مبنای نیمه‌مقید فولادی مجدد طراحی (SSSW) و سپس به مدل نیمه‌مقید مرکب توسعه داده شد. (SSCSW) پس از مقایسه‌ی دو مدل SSCSW و SSSW تحت پروتکل بارگذاری دور و نزدیک گسل SAC، در ادامه مدل‌های متغیر معرفی شده در نوشتار حاضر، با نمونه‌ی SSCSW تحت پروتکل نزدیک گسل SAC مقایسه شدند. البته بررسی رفتار غیرخطی مدل‌ها در برابر بارگذاری یکنوا نیز مد نظر قرار گرفته است. خروجی‌های مختلفی از قبیل: سختی اولیه، منحنی چرخه‌ای، شکل‌پذیری، مقاومت نهایی، انرژی تلف شده‌ی تجمعی و توزیع تنش فون میسز حاصل و با یکدیگر مقایسه



شکل ۱۷. توزیع تنش فون میسز در مدل SSSW تحت الگوی نزدیک گسل.



شکل ۱۸. توزیع آسیب فشاری بتن مدل SSCSW تحت الگوی دور از گسل.

چرخه‌ای دور و نزدیک گسل تحت پروتکل SAC در بخش کنونی، ابتدا به بررسی مدهای خرابی بتن در مدل‌های SSCSW و SSSW تحت توزیع تنش فون میسز پرداخته شده است. مطابق شکل ۱۷، با توجه به اینکه مدل فولادی تحت الگوی نزدیک گسل و در اولین چرخه‌ی پروتکل بزرگ‌ترین جابجایی قرار گرفته است، مشاهده می‌شود که بیشترین میزان تنش‌ها در محل اتصال ستون‌های اصلی به تیرهاست، که وارد ناحیه‌ی گسیختگی شده و مقدار تنش بیشینه برابر با ۲۹۲ مگاپاسکال بوده است.

اما در مدل SSCSW در پروتکل بارگذاری نزدیک، با توجه به ماهیت آن، شکست ناگهانی روکش بتن در چرخه‌های اولیه در همان چرخه‌ی ۱، حدود ۶۰٪ بتن خرد و تا چرخه‌ی ۴، روکش بتنی کاملاً خرد شده و مقاومت خود را کاملاً از دست داده و باعث شده است در چرخه‌ی ۵ به بعد، اضافه نیروی وارده بر قاب - دیوار تحمیل و در نتیجه، المان‌های اصلی از جمله ستون‌ها نیز غیرخطی شوند. بنابراین پیشنهاد می‌شود در پروتکل نزدیک گسل، توجه ویژه‌ای به المان‌های اصلی (ستون‌های قاب) توسط طراح مبذول شود. این در حالی بود که در پروتکل دور از گسل با توجه به ماهیت پروتکل، خرابی به‌طور ضعیف از چرخه‌ی ۱ آغاز، اما در چرخه‌ی ۲۱، روکش بتنی کاملاً خراب و مقاومت خود را از دست داده است. در شکل ۱۸، خرابی روکش بتنی در مدل SSCSW تحت الگوی دور از گسل مشاهده می‌شود.

شدند. نتایج در حوزه‌ی دامنه‌ی مدل‌های ساخته شده نشان داد که:

۱. اضافه شدن بتن به مدل SSSW (تبدیل مدل به SSCSW)، سختی اولیه درون صفحه را ۳۵٪ افزایش داده است؛ که البته این میزان افزایش سختی به دلیل وجود بتن در دو سمت ورق فولادی دور از انتظار نیست. سختی اولیه در دو مدل متغیر SSCSW CWA۶ و SSCSW OSC در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW به ترتیب به میزان ۳۰ و ۳۶ درصد کاهش و در مدل SSCSW PLV، ۳۵٪ افزایش پیدا کرده است. نکته‌ی بسیار مهم اینکه با ایجاد ترک در بتن، سختی به سرعت کاهش یافته و شیب ناحیه‌ی پساتسلیم منحنی ظرفیت، ابتدا منفی و سپس به علت سخت‌شدگی کرنشی ورق فولادی اندکی افزایش را تجربه کرده است؛

۲. زمانی که بتن به مدل SSSW اضافه شد، شکل‌پذیری در دو حالت دور و نزدیک گسل، ۱۵٪ افزایش پیدا کرد. البته این افزایش چندان تابع نوع الگوی بارگذاری نبود. نکته‌ی حائز اهمیت این است که در مدل‌های نوشتار حاضر، آثار پارگی ورق فولادی مدل‌سازی نشده بود؛ لذا شکل‌پذیری محاسبه شده در مطالعه‌ی حاضر با ظرفیت واقعی شکل‌پذیری اختلاف دارد و نیازمند مدل‌های تکمیلی دقیق‌تری است، تا بتوان نتایج جامع‌تری به دست آورد؛

۳. مقایسه‌ی مقاومت نهایی (قله‌ی نمودار چرخه‌ای) نشان داد که فارغ از نوع الگوی بارگذاری چرخه‌ای، مقدار محاسبه شده‌ی برای SSCSW، ۲۸٪ بیشتر از SSSW بوده است. شایان ذکر است افزایش به دست آمده در نتیجه‌ی بارگذاری یکنوا (مونوتونیک ۳۵٪) برآورد شده است. مقاومت نهایی تحت بارگذاری یکنوا در دو مدل متغیر SSCSW CWA۶ و SSCSW OSC مشابه و به میزان ۶٪ نسبت به مدل SSCSW کاهش پیدا کرده است، اما در نمونه‌ی SSCSW PLV، ۳۶٪ افزایش پیدا کرده است. در بارگذاری چرخه‌ای مقاومت نهایی دو مدل متغیر SSCSW CWA۶ و SSCSW OSC در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW به ترتیب به میزان ۳ و ۷ درصد کاهش و در مدل SSCSW PLV، به میزان ۳۴٪ افزایش پیدا کرده است؛

۴. از حیث اتلاف انرژی تجمعی تحت الگوی دور از گسل، مقایسه‌ی نتایج نشان داد که در مدل SSCSW نسبت به مدل SSSW ۶۷٪ اتلاف انرژی بیشتر بوده است، که در الگوی نزدیک گسل، ۷۳٪ بوده است. در مدل‌های متغیر که با نمونه‌ی SSCSW تحت پروتکل نزدیک گسل بررسی شدند، نتایج نشان

داد که در مدل SSCSW CWA۶، فقط ۵٪ کاهش اتلاف انرژی رخ داده و در نمونه‌ی SSCSW OSC تغییر مشاهد نشده است؛ اما در نمونه‌ی SSCSW PLV، ۴۹٪ افزایش در اتلاف انرژی نسبت به نمونه‌ی SSCSW مشاهده شده است؛

۵. نتایج حاصل از خروجی تنش فون میسر نیز نشان داد که بیشترین افزایش تنش در چشمه‌ی اتصال ستون فرعی به تیر رخ داده است، که به میزان ۲۵۷ مگاپاسکال بوده است. البته قسمتی از اتصال اخیر در خروجی حذف شده بود، بدین معنی که تنش آن نقطه از میزان تعریف شده که ۳۷۰ مگاپاسکال بود، بیشتر شده است، که منجر به حذف المان شده است؛

۶. در تحلیل‌های چرخه‌ای و مقایسه‌ی نمونه‌های دارای بتن مشاهده شد که اختلاف مدل‌ها در همان چرخه‌های ابتدایی بوده است. سپس خروجی چرخه‌ای مدل‌ها تحت الگوهای دور و نزدیک مشابه و منطبق بر هم بودند؛ بدین دلیل که بتن در همان چرخه‌های ابتدایی سختی و مقاومت خود را از دست داده و کاملاً خرد شده و فقط مقاومت و سختی فولاد باقی مانده است. بنابراین وجود بتن فقط در سختی و مقاومت اولیه، مؤثر بوده است؛

۷. به‌طور کلی بررسی کلیه‌ی مدل‌ها در نوشتار حاضر نشان داد که وجود بتن همراه با فولاد در نمونه‌های SSCSW باعث افزایش چشمگیری در سختی اولیه، مقاومت نهایی و اتلاف انرژی تجمعی نسبت به مدل SSSW شده است. ضریب شکل‌پذیری در مدل‌های متغیر مطالعه شده در نوشتار حاضر، ارتباطی به میزان و شدت بارگذاری و تغییر متغیرهای مختلف نداشته است. با توجه به اینکه در تمامی نمونه‌های مرکب، جابجایی متناظر با مقاومت تسلیم یکسان بوده است، لذا هندسه‌ی مدل و در نتیجه میزان مقاومت تسلیم مدل در ضریب شکل‌پذیری اثرگذار بوده است. همچنین در بین متغیرهای بررسی شده برای مدل SSCSW، افزایش ضخامت ورق فولادی محاط در روکش بتنی بیشترین اثر در مقاومت نهایی، اتلاف انرژی تجمعی و سختی اولیه را داشته است، که باعث افزایش بسزای پارامترهای گفته شده در مدل SSCSW شده است؛

۸. پیشنهاد می‌شود در پروتکل نزدیک گسل، توجه ویژه‌ای به المان‌های اصلی (ستون‌های قاب) توسط طراح مبذول شود. به علاوه با توجه به اینکه بخشی از تیر حد فاصل ستون فرعی تا ستون اصلی می‌تواند به نوعی تداعی‌کننده‌ی رفتار تیر پیوند باشد، ارزیابی رفتار غیرخطی این بخش از تیر در مطالعات تکمیلی آتی پیشنهاد می‌شود.

پانویس‌ها

1. Encased Steel Brace
2. Semi-Supported Steel Shear Wall
3. Semi-Supported Steel Composite Shear Wall
4. Cyclic Loading
5. ABAQUS
6. Concrete Shear Wall
7. Cyclic Loading
8. Zhao
9. Total Energy Dissipation

10. Von Mises Stress
11. Low Yield Point
12. Gap
13. Concrete Damaged Plasticity
14. Hognestad
15. Ductile Damage
16. Shell Element
17. Solid Element
18. Isotropic Hardening
19. Kinematic Hardening
20. Combined Hardening
21. Embedded Region Constraint

22. Pinching
23. Monotonic

منابع (References)

1. Ebadi jamkhaneh, M. and Ahmadi, M., 2021. Numerical and parametrical investigations of the behavior of composite steel plate shear walls with opening. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 37.2(1.2), pp.13-23. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.24200/j30.2020.54966.2689>.
2. Rahimi, T., Kheyroddin, A. and Gholhaki, M., 2020. An analytical and numerical study on effect of thickness and concrete type of panels on behavior of composite steel plate shear walls. *Amirkabir J. Civil Eng*, 53, pp.3623-3648. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22060/ceej.2020.17929.6713>.
3. Shakeri, E. and Behnamfar, F., 2019. A Survey on parameters affecting the lateral behavior of composite shear walls. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 51(1), pp.67-76. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22060/ceej.2018.13025.5313>.
4. Xiaodong, J., Tongseng, L., Jiaru, Q., Wuhui, Q. and Weibiao, Y., 2016. Cyclic shear behavior of composite walls with encased steel braces. *Journal of Engineering Structural*, 127, pp.117-128. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.041>.
5. Jahanpour, A. and Moharrami, H., 2015. Evaluation of behavior of the secondary columns in semi-supported steel shear walls. *Thin-Walled Structures*, 93, pp.94-101. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2015.03.015>.
6. Siahpolo, N. and Bahmaie, J., 2021. Evaluation of behavior of semi-supported steel shear walls against monotonic and cyclic loading. *Amirkabir J. Civil Eng*, 53, pp.18-33. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22060/ceej.2020.17039.6434>.
7. Jahanpour, A. and Moharrami, H., 2017. Limit analysis and design of semi-supported steel shear walls, Tarbiat Modares University Tehran publications, [In Persian]. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.004>.
8. ABAQUS., 2017. Standard is a general-purpose, finite element module, Version 17.00, reference manual, ABAQUS Inc.
9. Karimi, A., Karimi, M., Kheyroddin, A. and Amir shahkarami, A., 2018. Numerical modeling of masonry wall under in-plane cyclic loading with using the concrete damaged plasticity model and assessment of its parameters. *Concrete Research*, 11(4), pp.17-32. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22124/jcr.2018.5612.1119>.
10. Araghizadeh, E. and Tabatabaei Mirhosseini, R., 2021. Effect of tensile damage parameter reducing in non-linear analysis of reinforced concrete structures using concrete damage plasticity method. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(1), pp.57-70. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22060/ceej.2021.19021.7031>.
11. Faleiro, J., Oller, S. and Barbat, A.H., 2010. Plastic damage analysis of reinforced concrete frames. *Engineering Computations*, 27(1), pp.57-83. <https://doi.org/10.1108/02644401011008522>.
12. Hassani Sokhtesaraei, M., Ghassemieh, M. and Mirghaderi, S.R., 2019. Comparing seismic performance of WUF-W & RBS moment connections in box-section columns under SAC & ATC-24 loading protocols. *Journal of Structure & Steel*, 13, pp.91-109. [In Persian]. <http://dx.doi.org/20.1001.1.1735515.1398.1398.26.1.7>.
13. Davoodi, M., Feizi, R. and Hadiani, N., 2011. Investigation of the effect of near and far field earthquakes on the seismic behavior of several different structures. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 4, pp.9-21. [In Persian]. www.magiran.com/p894162.
14. Zhao, Q. and Astaneh-Asl, A., 2004. Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls. *Journal Of Structural Engineering*, 130, pp.271-284. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(271\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(271)).
15. AISC., 1999. Load and resistance factor design (LRFD) specification for structural steel buildings is based on reliability theory, American Institute of Steel Construction Inc. USA, Chicago.
16. AISC 341., 2016. American institute of steel construction Inc, Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. USA. Chicago.
17. ETABS., 2015. Extended three dimensional analysis and design of building system. version 15.00, Computers and Structures, Berkeley, CA, USA.
18. Jahanpour, A. and Moharrami, H., 2017. Software design and control of semi-supported steel shear walls. Tarbiat Modares University Tehran publications. [In Persian].
19. Standard No 2800. 2015. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. 4th Edition. Building and Housing Research Center, Tehran, Iran, [In Persian].
20. National Building Regulation No 10., 2022. Design and implementation of steel buildings. Office for Development and Promotion of National Building Regulations, Publications of the Ministry of Housing and Urban Development, [In Persian].
21. ASCE 7., 2016. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, USA, Virginia.
22. Hognestad, E., 2007. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. University of Illinois Engineering Experiment Station, <https://core.ac.uk/download/pdf/4814295.pdf>.
23. Kmiecik, P. and Kaminski, M., 2011. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives Of Civil And Mechanical Engineering*, 11(3), pp.623-636. [https://doi.org/10.1016/S1644-9665\(12\)60105-8](https://doi.org/10.1016/S1644-9665(12)60105-8).
24. Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R. and Luco, N., 2000. Development of loading histories for testing of steel beam to-column assemblies. SAC Background Report, SAC/BD-00/10.

مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متوالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا

مجید قلهکی* (استاد)

محسن تاجیک (کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۱، صص. ۱۱۳-۱۲۳، (پادداشت نوی)

هدف از مرکزگرا کردن سیستم دیوار برشی فولادی، حفظ تیر و ستون‌ها در محدوده الاستیک است. در پژوهش حاضر، ساختمان‌های پنج، ۱۰ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی به روش مهاربند معادل نواری در نرم‌افزار ETABS طراحی شدند. سپس، هفت شتاب‌نگاشت دور از گسل انتخاب و مقیاس‌بندی شده و در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شدند. مدل پنج طبقه با مدل بدون مرکزگرا مقایسه شد. نتایج تحلیل پوش‌آور نشان داد که در مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا، تیر و ستون‌ها در محدوده الاستیک باقی مانده‌اند و در مدل بدون مرکزگرا استهلاک انرژی بیشتری دارند. همچنین، نتایج نشان داد که در یافت و حداکثر جابه‌جایی و نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به بدون مرکزگرا افزایش یافته است.

واژگان کلیدی: تحلیل تاریخچه زمانی، دیوار برشی فولادی مرکزگرا، روش مهاربند معادل نواری، شتاب‌نگاشت.

mgholhaki@semnan.ac.ir
tajikmohsen73@gmail.com

۱. مقدمه

است که مقاومت جانبی و سختی را به وسیله اتصالات خمشی پس‌تنیده به وجود می‌آورد.

با وجود شناخت دیوار برشی فولادی طی سالیان متمادی، توجه چندانی به آن نمی‌شد. اما امروزه این روش برای سازندگان و مالکان قابل قبول می‌باشد. در سه دهه اخیر، دیوار برشی فولادی مورد توجه قرار گرفته و به سرعت در حال گسترش است. دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده در سال‌های اخیر در آمریکا به کار رفته‌اند. این سیستم در مقایسه با قاب خمشی تا حدود ۵۰ درصد ارزان‌تر است. پس از وقوع حادثه یازدهم سپتامبر، چندین دانشمند به دنبال ایجاد سازه‌های مقاوم و غیرنفوذ در برابر بارهای انفجاری و لرزه‌ای با هزینه‌های اقتصادی مناسب با ترکیب سیستم‌ها و دیوارهای برشی بتنی بودند. اجرای دیوارهای برشی فولادی نسبت به بتنی آسان‌تر است و دقت اجرای آن‌ها معمولاً بیشتر است که با رعایت آن، ضریب اطمینان به‌طور قابل توجهی بیشتر از سایر سیستم‌ها می‌شود. سرعت اجرای دیوارهای برشی فولادی بالا بوده و به همین دلیل هزینه‌های اجرا کاهش پیدا می‌کند. همچنین، کارایی سامانه دیوار برشی از تمامی مزایای سامانه‌های مهاربندی متمرکز مانند X و V شکل و سامانه مهاربندی فولادی خارج از مرکز، بیشتر و مناسب‌تر می‌باشد.^[۱]

سیستم‌های سازه‌ای باربر جانبی مختلفی برای مهار نیروهای جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرند که هر کدام دارای خصوصیتی خاص خود هستند. انتخاب نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به عواملی مانند ترکیب بارگذاری، رفتار سازه، نحوه هدایت بارهای ثقلی به پایه و طرح معماری بستگی دارد. علاوه بر این موارد، ابعاد هندسی سازه، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، مقدار نیروی جانبی، حداکثر تغییر مکان و ... در انتخاب نوع سیستم مقاوم نقش دارند.^[۱]

سیستم‌های متعارف فولادی مقاوم در برابر نیرو جانبی از قبیل قاب خمشی، قاب مهاربندی شده و دیوار برشی فولادی، عملکرد لرزه‌ای مناسبی با فراهم ساختن مقاومت و شکل‌پذیری کافی دارند. با این حال، تیرها، ستون‌ها و مهاربندهای این سیستم‌ها باید تغییر شکل‌های غیرارتجاعی قابل توجهی را در طول زلزله تحمل کنند که موجب تسلیم، آسیب دیدن المان‌ها و تغییر مکان‌های نسبی ماندگار زیاد در سازه می‌شود. تسلیم اعضای قاب و تغییر مکان‌های نسبی ماندگار زیاد، هزینه‌های تعمیر را افزایش می‌دهد و به از کار افتادگی سازه منجر می‌شود. یک دیوار برشی فولادی مرکزگرا متشکل از یک دیوار برشی فولادی معمول

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۹/۱۳، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱/۲۹، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۱۱.

استناد به این مقاله:

قلهکی، مجید و تاجیک، علی، ۱۴۰۳. مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متوالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا. مهندسی عمران شریف، ۴۰ (۱).

صص. ۱۱۳-۱۲۳. DOI:10.24200/J30.2023.61115.3149

مقاومت در مقابل لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی و بار افقی طبقه، مهم‌ترین وظیفه دیوار برشی فولادی است. اعضای تشکیل‌دهنده سیستم دیوار برشی فولادی شامل یک دیوار صفحه ای فولادی، دو ستون مرزی و تیر افقی طبقه می‌باشد. همچنین، تیرهای افقی طبقه به‌عنوان سخت‌کننده‌های عرضی در تیر ورق می‌باشند.^[۲] از سال ۱۹۷۰ میلادی دیوار برشی فولادی به‌عنوان اولین انتخاب در میان سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در چندین سازه مهم و مدرن مورد استفاده قرار گرفته است. در آغاز و در طول دهه ۱۹۷۰ میلادی، دیوارهای برشی فولادی در ژاپن در ساختمان‌های جدید و در آمریکا برای بهتر شدن رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مورد استفاده قرار گرفت. در دهه ۱۹۷۰ و ۱۹۸۰ میلادی، در آمریکا و کانادا و در بعضی از ساختمان‌ها، دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده فولادی پوشیده شده از یک لایه بتن مطابق آنچه که در دیوارهای برشی مرکب می‌باشد مورد استفاده قرار می‌گرفت.^[۳] پس از تعدادی نتایج موفقیت‌آمیز دیوار برشی فولادی در کشورهای مختلف، مطالعات جدی بر روی این سیستم نوین شروع شد. گروه‌های مختلفی در کشورهای پیشرفته و دانشگاه‌های معتبر جهان تحقیقات آزمایشگاهی و نظری را همزمان آغاز و پیگیری کردند. تحقیقات نظری بیشتر برای پیدا کردن روش‌های طراحی دقیق‌تر دیوار برشی فولادی و به‌دست آوردن رفتار بهتر آن با تحقیقات آزمایشگاهی توأمان بود. در تحقیقات آزمایشگاهی گاهی بار به حالت یکنواخت بر روی نمونه قرار می‌گرفت و گاهی بار به صورت چرخه‌ای برای شبیه‌سازی بار لرزه‌ای مورد بررسی قرار می‌گرفت.^[۴]

هیسادار و همکاران در پژوهشی با عنوان (مطالعه حرکت قائم زمین در تحلیل دینامیکی ساختمان) با مطالعه خسارت‌های زمین‌لرزه‌ها به این نتیجه رسیدند که ستون‌های پیرامونی نسبت به سایر ستون‌ها در معرض خرابی بیشتری می‌باشند.^[۵] دو نمونه ارائه شده توسط رابرتز و صبوری عبارتند از مدل الاستیک - پلاستیک کامل برای پیش‌بینی رفتار هیستریزس ورق برشی لاغر و مدل الاستیک - پلاستیک کامل برای پیش‌بینی رفتار هیستریزس قاب در برگیرنده ورق فولادی.^[۶] فرض مدل معرفی شده برای قاب، تشکیل مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستون است. حلقه‌های هیستریزس هر ورق طبق اصل جمع آثار نیروها، از مجموع حلقه‌های هیستریزس ورق جان و قاب محیطی به دست می‌آید. قله‌کی در سال ۲۰۰۰ مجموع زیادی از آنالیز اجزا محدود بر روی پانل‌های برشی یک طبقه با سخت‌کننده دارای ضخامت‌های متفاوت انجام داد. آنالیزهای پانل‌ها به دو بخش دارای بازشو و بدون بازشو تقسیم‌بندی شدند.^[۷] صبوری و قله‌کی در سال ۲۰۰۶ میلادی دو نمونه دیوار برشی فولادی را آزمایش کردند که تنها در نوع اتصال تیرهای میانی به ستون‌ها تفاوت داشتند.^[۸] این دو نمونه بر اساس روش تعامل ورق با قاب که در سال‌های ۱۹۹۱ و ۱۹۹۲ توسط صبوری و رابرتز ارائه شده بود، طراحی شدند.^[۹] همچنین، مفهوم فولاد پرمقاومت در ستون‌ها و فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در ورق‌ها استفاده شد. نتایج آزمایش نشان داد که می‌توان عمده جذب انرژی را به ورق فولادی منتقل کرد تا ستون‌ها را تا حد زیادی از آسیب مصون نگه داشت. قله‌کی و شعبی در سال ۱۳۹۴ طرح سیستم دیوار برشی فولادی بر اساس نیاز جابه‌جایی غیر الاستیک را مطرح نمودند.^[۱۰] در این پژوهش، روش طرح پلاستیک برای سازه‌های با دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و همچنین روشی برای تعیین مقدار رانش تسلیم سازه ارائه شد.

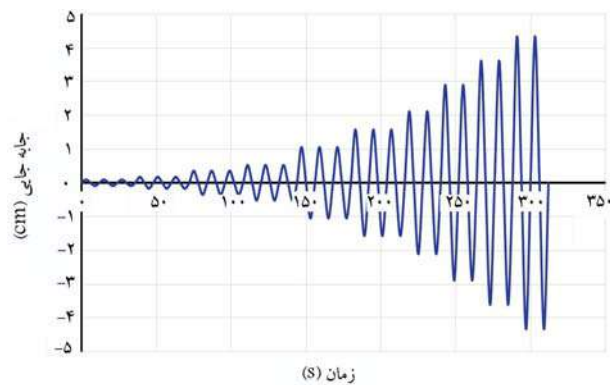
لاتی و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک دیوار برشی صفحه فولادی با مهاربندهای اتلاف انرژی خودمحمور (SPSW-SCEDB) را توسعه و آزمایش کردند که پیش‌ساخته و قابل تعویض است.^[۱۱] ژنگ و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک سیستم دیوار برشی هیبریدی فولاد - چوب مرکزگرا ابتکاری ارائه دادند. سیستم SC-STHSW از دو

زیرسیستم تشکیل شده است: قاب فولادی پس‌تنیده (PT) و دیوار برشی چوبی با قاب سبک.^[۱۲] ژانگ و همکاران در سال ۲۰۲۱ دیوارهای برشی ورق فولادی خودمحمور با شکاف (SC-SPSWS) را به عنوان یک سیستم جدید مقاوم در برابر بار لرزه‌ای معرفی کردند. این سیستم، شکل‌پذیری مناسب، ظرفیت اتلاف انرژی دیوارهای برشی ورق فولادی با شکاف‌ها (SPSWS) و قابلیت‌های جدیدتر شدن خود را ترکیب می‌کند. نتایج نشان می‌دهد که سازه با لایه‌های پیوند خمشی بیشتر و ورق‌های فولادی ضخیم‌تر دارای ظرفیت باربری نهایی بالاتر و ظرفیت اتلاف انرژی بهتری دارد، اما قابلیت تغییر مجدد آن تضعیف می‌شود. همچنین، با کاهش ارتفاع دهانه، شکل‌پذیری سازه به‌شدت کاهش می‌یابد، درحالی‌که افزایش تعداد رشته‌های فولادی می‌تواند شکل‌پذیری سازه را افزایش دهد.^[۱۳]

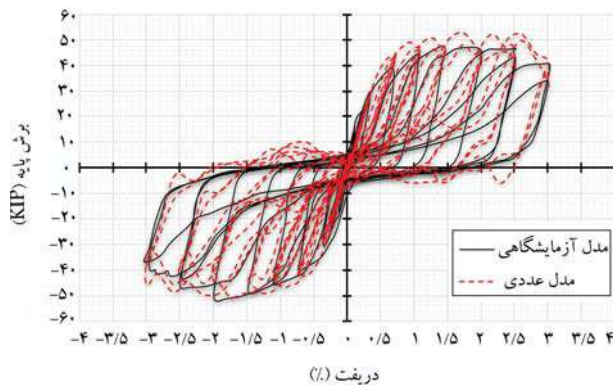
جیلین و همکاران در سال ۲۰۱۹ نوع جدیدی از دیوار برشی صفحه فولادی با مهاربندهای اتلاف انرژی خودمحمور را توسعه دادند. نتایج نشان می‌دهد که این سیستم پاسخ هیستریک به شکل پرچم با سختی اولیه بالا، شکل‌پذیری قابل توجه، قابلیت‌های خودمرکزی عالی و اتلاف انرژی به دلیل اثرات هم‌افزایی صفحه دیوار و مهاربندهای PS-SCED نشان می‌دهد.^[۱۴] جیلی و همکاران در سال ۲۰۲۱ با تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی، ساختارهای قبلاً طراحی شده را ارزیابی کردند. نتایج نشان داد که رفتار تکان دادن، به‌طور موثر تقاضای شکل‌پذیری را در قسمت انتهایی تیرها کاهش می‌دهد و توزیع یکنواخت‌تری از انعطاف‌پذیری را در امتداد تیرها و درون ورق طبقه‌های مختلف ارائه می‌دهد. مرکزگرایی در قاب خمشی به‌وسیله پس‌نیدن اعضای سازه با کابل‌ها و یا میلگردهای با مقاومت بالا حاصل می‌شود. گارلک و کریستوپولوس در سال ۲۰۰۲ راه‌های متفاوت قاب خمشی مرکزگرا به وسیله اتصالات تیر به ستون پس‌تنیده را مورد بررسی قرار دادند. در این سامانه، گهواره‌ای در اتصال تیر به ستون با مرکز دوران در بال تیر ایجاد می‌شود. این اتصال پس‌تنیده باعث به حداقل رسیدن تغییر مکان نسبی ماندگار می‌شود و هزینه‌های تعمیر نیز با کم شدن پتانسیل آسیب دیدن در المان‌های مرزی و محدود شدن خرابی به المان‌های اتلاف‌کننده انرژی قابل تعویض، کاهش می‌یابد. ترکیبی از پاسخ الاستیک قاب مرزی پس‌تنیده و جذب انرژی غیرخطی ورق فولادی در پاسخ کلی هیستریزس دیوار برشی فولادی مرکزگرا مشاهده می‌شود که در شکل‌های ۲ و ۳ آورده شده است. در طول یک منحنی نیرو - تغییرمکان دوخطی مشابه قاب خمشی مرکزگرا، پاسخ قاب مرزی پس‌تنیده در بارگذاری و باربرداری مشاهده می‌شود. اتصال گره پس‌تنیده بالای گره باز شده موجب ایجاد سختی اولیه قاب می‌شود که لنگر بازگرداننده نام دارد. پاسخ هیستریزس پرچمی شکل قاب خمشی فولادی مرکزگرا، از ترکیب پاسخ الاستیک دوخطی قاب مرزی پس‌تنیده با پاسخ هیستریزس غیرخطی المان‌های اتلاف‌کننده انرژی به وجود می‌آید. رفتار اتصال مرکزگرا پس‌تنیده قبل از باز شدن شکاف، مشابه اتصالات صلب است. ایجاد لنگر بازگرداننده در نقطه گهواره پس از باز شدن شکاف که شروع اتلاف انرژی است، رخ می‌دهد که خاصیت مرکزگرایی است.^[۱۵]

۲. صحت‌سنجی مدل‌سازی در نرم‌افزار

مدل آزمایشگاهی مورد مطالعه توسط دنیل داودن و مایکل برونو که مقیاس ۱:۳ دیوار برشی فولادی مرکزگرا را دارد، جهت صحت‌سنجی مورد استفاده قرار گرفت. شکل ۱ نشان‌دهنده مدل آزمایشگاهی است.^[۱۶] مشخصات این مدل آزمایشگاهی در جدول ۱ نشان داده شده است. نرم‌افزار آباکوس ورژن ۶-۱۴ جهت مدل‌سازی سیستم مورد مطالعه مورد استفاده قرار گرفت. با استناد به کار آزمایشگاهی تا



شکل ۲. بار چرخه‌ای اعمال به مدل.



شکل ۳. مقایسه نتایج تحلیل اجزا محدود و نمونه آزمایشگاهی.

در تحلیل دوم، بار چرخه‌ای به سازه اعمال می‌شود. در این مازول، خروجی‌های مربوط به تغییر مکان در سطح تیر بالایی و نیز برش پایه به دست آوردن منحنی هیستریزیس، پس از تمام شدن تحلیل، تعریف می‌شود. طبق توضیحات قبلی، اعمال نیرو به این مدل عددی دو مرحله دارد: ۱. اعمال نیرو به کابل‌ها و ۲. اعمال بار چرخه‌ای به مدل. مدل عددی بعد از وارد کردن نیرو پس‌تیدگی که مقدار آن ۲۰ درصد تنش تسلیم کابل می‌باشد. شکل ۳ مقایسه منحنی‌های هیستریزیس مدل تحلیلی در نرم‌افزار با نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد که همگرایی خوبی نسبت به مدل آزمایشگاهی قابل مشاهده است. در نتیجه، با استناد به نتایج استخراج شده از نرم‌افزار، مدل‌سازی دیوار برشی فولادی مرکزگرا به روش اجزای محدود یک روش مناسب و قابل اطمینان می‌باشد.

۳. مبانی طراحی سیستم دیوار برشی فولادی

سازه‌های مورد نظر بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران در نرم‌افزار ETABS طراحی شده‌اند. در رابطه با رده‌بندی سیستم‌های سازه‌ای، برخی افراد نسبت ارتفاع به بعد سازه را معیار این رده‌بندی دانسته و این نسبت را برای سازه بسیار بلند، بلند، متوسط و کوتاه به ترتیب برابر $1/5\pi$ ، π ، $2\pi/3$ و $3\pi/4$ می‌دانند. پلان مورد نظر برای تحلیل سازه، مربع شکل و با پنج دهانه پنج متری می‌باشد (شکل ۴). ارتفاع هر طبقه ۳/۴ متر و سقف طبقات از نوع تیرچه و بلوک می‌باشد. با توجه به رابطه گفته شده، نسبت ارتفاع به بعد سازه مدل پنج طبقه به عنوان سازه کوتاه مرتبه، مدل ۱۰ طبقه به عنوان سازه متوسط و مدل ۲۰ طبقه به عنوان سازه بلندمرتبه در نرم‌افزار ETABS به صورت مهاربند معادل بدون مدل شدن کابل

جدول ۱. مشخصات مدل آزمایشگاهی.

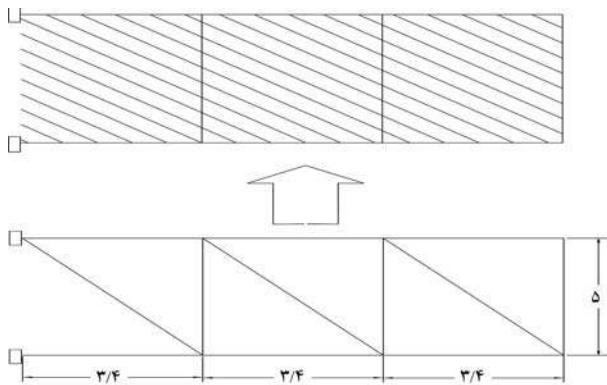
عرض دهانه	۹۰		
ارتفاع طبقه اول	۴۲/۸۷۵		
ارتفاع طبقه دوم	۵۰/۷۵	ابعاد (in)	
ارتفاع طبقه سوم	۵۰/۷۵		
طبقه همکف	W۶ × ۲۰	تیر (AISC)	
طبقه اول	W۸ × ۱۸		
طبقه دوم	W۸ × ۱۵		
طبقه سوم	W۶ × ۱۸		
طبقه اول	W۶ × ۲۵	ستون (AISC)	
طبقه دوم	W۶ × ۲۵		
طبقه سوم	W۶ × ۲۵		
طبقه اول	۰/۰ ۲۹۹	ضخامت ورق فولادی (in)	
طبقه دوم	۰/۰ ۲۳۹		
طبقه سوم	۰/۰ ۱۷۹		
تمامی کابل‌ها	۰/۵	قطر کابل (in)	
ASTM A۴۱۶			



شکل ۱. مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی مرکزگرا با مقیاس ۱ به ۳ [۶]

جابجایی نسبی ۳ درصد بار اعمال می‌شود. در شکل ۲ بارگذاری چرخه‌ای آورده شده است. شبکه‌بندی (مش‌بندی) المان‌های پوسته‌ای با استفاده از شبکه quad/Free/Media axis با اندازه سه اینچ انجام شده است.

ماژول استپ در نرم‌افزار آباکوس جهت تعریف نوع تحلیل به کار می‌رود. در مرحله اول، با استفاده از تحلیل کماتش، نقص اولیه مورد نیاز ورق فولادی به سازه وارد می‌شود. در مرحله دوم و پس از به دست آوردن مود اول کماتش، بارگذاری از نوع بار چرخه‌ای به سازه وارد می‌شود. برای این منظور، از دو تحلیل غیرخطی از نوع دینامیک ضمنی استفاده می‌شود. در تحلیل اول، پس‌تیدگی به کابل‌ها به وسیله نیروی پیچ (بولت) اعمال می‌شود. در این مرحله، شرایط کابل‌ها حافظ می‌شود.



شکل ۶. مهاربند معادل نواری.

تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی است. α از رابطه‌ی ۲ به دست می‌آید:

$$\tan^* \alpha = \frac{1 + \frac{t \cdot L}{\tau_{AC}}}{1 + t \cdot H \left(\frac{1}{A_b} + \frac{H \tau}{\tau_{AC} \cdot I_C L} \right)} \quad (2)$$

که A_c و I_c سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های کناری و H ارتفاع ستون است. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آید:

$$A_S = \frac{L \cos \alpha + H \sin \alpha}{n} \cdot t \quad (3)$$

در رابطه ۳، n تعداد نوارها است. تحقیقات بسیاری در رابطه با تعداد نوار مورد نیاز صورت گرفته است که نتایج آن‌ها نمایانگر کفایت 1° نوار مورب برای تحلیل یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک می‌باشد. با ملاحظه به این که امکان دارد ستون‌ها تحت تأثیر میدان کشش قطری دچار کمناش شوند، سختی ستون‌های کناری باید با توجه به رابطه ۴ مورد کنترل قرار گیرند:

$$I_C = \frac{0.7^\circ 3^\circ 7 t H^3}{L} \quad (4)$$

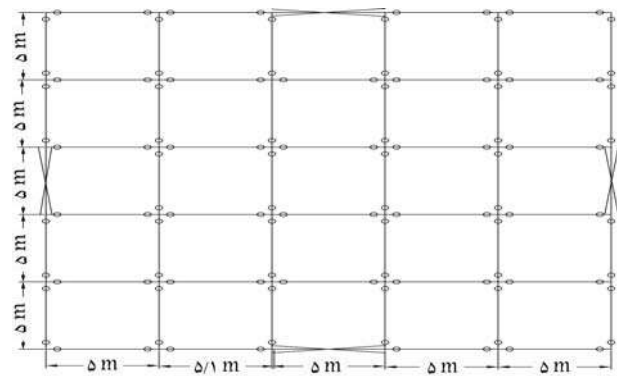
جهت جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کشش قطری نامتقارن و کنترل آن باید از رابطه ۵ استفاده کرد:

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^3}{\lambda} \sin^* \alpha \quad (5)$$

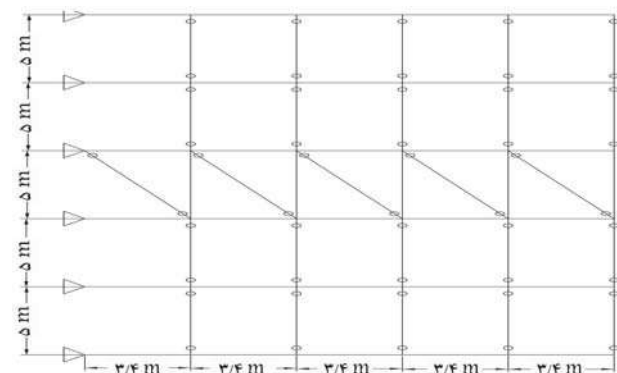
در رابطه ۵، M_{fpb} لنگر پلاستیک مقطع تیر و σ_{ty} تنش نهایی میدان کشش قطری می‌باشد که برای ورق‌های نازک برابر تنش تسلیم آن‌ها است. کنترل این رابطه تنها برای تیر انتهایی با ملاحظه به اختلاف کم شدت میدان کشش قطری میان دو طبقه مجاور الزامی می‌باشد. در صورت زیاد بودن اختلاف میان میدان کشش قطری میان دو طبقه مجاور، کنترل رابطه مذکور باید برای تیرهای میانی نیز انجام شود. جهت اطمینان از ستون‌های محیطی که توانایی تحمل تنش‌های ناشی از بارهای محیطی را به همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی داشته باشند، رابطه‌ی ۶ باید برای لنگر پلاستیک ستون‌ها مورد کنترل قرار گیرد:

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} t H^3}{\lambda} \cos^* \alpha \quad (6)$$

از آنجا که تاکنون اثر زلزله‌های متوالی بر روی دیوار برشی فولادی مرکزگرا مورد بررسی قرار نگرفته است، بنابراین این تحقیق یک کار نوین و دارای نوآوری می‌باشد.



شکل ۴. پلان مدل‌های طراحی شده.



شکل ۵. نمونه نمای مدل پنج طبقه.

طراحی شده‌اند و مقاطع به دست آمده‌اند. شکل‌های ۴ و ۵ به ترتیب پلان و نمونه نمای مدل پنج طبقه را نشان می‌دهند.

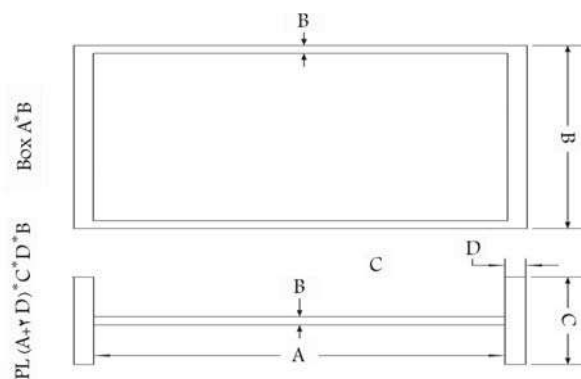
ساختمان‌ها با کاربری مسکونی می‌باشد و بارگذاری آن‌ها به این صورت می‌باشد که 600 ، 200 ، 500 و 150 کیلوگرم بر مترمربع به ترتیب برای شدت بار مرده طبقات، بار زنده طبقات، بار مرده بام و بار زنده بام استفاده شده‌اند. تپ خاک از نوع تپ دو است و بر اساس طبقه‌بندی ویرایش چهارم استاندارد 28° زلزله‌ی ایران، با ضریب اهمیت ۱، شتاب میانی طرح $35/0$ و ضریب رفتار ۷ مورد طراحی قرار گرفته‌اند. مصالح فرض شده برای مدل‌سازی و تحلیل، فولاد ST۵۲ برای تیر و ستون‌ها و فولاد ST۳۷ برای مهاربندهای صرفاً کششی می‌باشند. اتصالات تیر به ستون در دهانه دارای مهاربند کششی، گیردار و در باقی دهانه‌ها مفصلی و اتصالات پای ستون‌ها به صورت مفصلی و اتصالات مهاربندهای صرفاً کششی به صورت مفصلی هستند. به دلیل عدم امکان مدل‌سازی ورق فولادی در نرم‌افزار ETABS، از مهاربندهای صرفاً کششی طبق مبانی طراحی زیر استفاده می‌شود: مطابق آیین‌نامه‌های فولادکانادا و آمریکا، به جای هر ورق فولادی در طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، از یک مهاربند معادل استفاده می‌شود. ضخامت ورق فولادی بعد از محاسبه سطح مقطع هر مهاربند معادل مطابق رابطه ۱ به دست می‌آید.

$$t = \frac{\tau_{AC} \sin \theta \cos \theta}{L \sin^* \alpha} \quad (1)$$

شکل ۶ مهاربند معادل نواری را نشان داده است. در رابطه ۱، θ زاویه میان مهاربند و ستون، L عرض دهانه قاب، A_b سطح مقطع مهاربند معادل و α زاویه

جدول ۲. مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۵ طبقه.

ستون دیوار برشی		تیر دیوار برشی		ستون دهانه‌های دیوار		ستون دهانه‌های دیوار		ضخامت ورق در	
طبقه فولادی مرکزگرا	تنش موجود	فولادی مرکزگرا	تنش موجود	برشی فولادی	تنش موجود	برشی فولادی	تنش موجود	فولادی مرکزگرا	فولادی مرکزگرا
(cm)		(cm)		مرکزگرا (cm)		مرکزگرا (cm)		(mm)	(mm)
۱	Box ۴۵ × ۴	۰/۴	PL	۰/۸۲	Box ۶۰ × ۱	۰/۲	PL	۰/۱۵	۲/۹۵
۲	Box ۴۵ × ۴	۰/۴۵	PL	۰/۶۹	Box ۵۰ × ۱	۰/۲۵	PL	۰/۱۵	۲/۳۴
۳	Box ۴۵ × ۲/۵	۰/۳۸	PL	۰/۴۸	Box ۵۰ × ۱	۰/۱۳	PL	۰/۱۵	۱/۷۲
۴	Box ۴۵ × ۲/۵	۰/۳۱	PL	۰/۳۹	Box ۴۰ × ۱	۰/۱۳	PL	۰/۱۶	۱/۱۱
۵	Box ۴۵ × ۲/۵	۰/۲۴	PL	۰/۲۲	Box ۴۰ × ۱	۰/۱	PL	۰/۱۴	۱/۱۱



شکل ۷. جزئیات مقاطع قوطی ستون‌ها و مقاطع تیر ورق تیرها.

هدف این تحقیق، بررسی باقی ماندن تیر و ستون‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا در محدوده الاستیک می‌باشد که با تحلیل پوش‌اور مورد بررسی قرار می‌گیرد. پاسخ سازه‌های فولادی پنج، ۱۰ و ۲۰ طبقه که سیستم باربری آن دیوار برشی فولادی مرکزگرا در دو جهت است، تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قرار می‌گیرد و مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا با مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی بدون مرکزگرایی مورد مقایسه قرار می‌گیرند. پارامترهای مورد بررسی عبارتند از:

- بررسی دررفت؛
- بررسی حداکثر جابه‌جایی؛
- بررسی شتاب بام.

۱.۳. فرضیات و مشخصات مدل‌ها

در شکل ۷ جزئیات مقاطع قوطی ستون‌ها و مقاطع تیر ورق تیرها آورده شده است. نتایج طراحی مقاطع و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی مرکزگرا سه مدل پنج، ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب در جدول ۳، ۴ و ۵ آورده شده است.

۴. تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی مدل‌ها

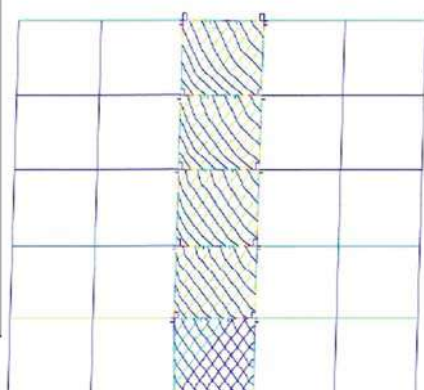
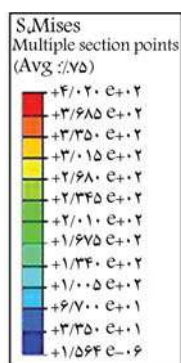
در تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی، رفتار سازه به این شکل است که جزئی در بازه زمان می‌باشد و این نوع رفتار در این تحلیل نشان‌دهنده رفتار واقعی‌تر سازه در بازه زمانی زمین‌لرزه نسبت به سایر تحلیل‌ها است. روش‌های تحلیل دینامیکی مختلفی بنا بر استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران برای تحلیل سازه‌ها استفاده می‌شود.

۵. نتایج و بحث

در این بخش، مدل پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی

جدول ۳. مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۱۰ طبقه.

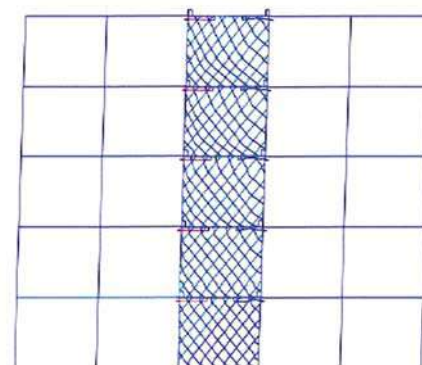
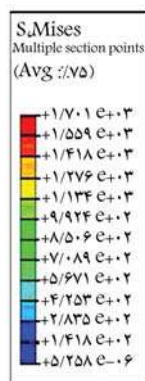
طبقه	ستون	تیر دیوار برشی	ستون	تیر	ستون دهانه‌های	ستون دهانه‌های	تیر دیوار برشی	تیر	ضخامت
	دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	فولادی مرکزگرا (cm)	دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	فولادی مرکزگرا (cm)	دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	فولادی مرکزگرا (cm)	دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	فولادی مرکزگرا (mm)	ورق در دیوار برشی فولادی مرکزگرا (mm)
۱	Box ۷۰*۴	۰.۵	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۷۷	Box ۷۵*۳	۰.۱۴	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۲	۴.۸
۲	Box ۷۰*۴	۰.۴۳	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۶۷	Box ۷۵*۳	۰.۱۴	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲	۴.۱۸
۳	Box ۷۰*۴	۰.۳۸	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۶	Box ۷۰*۳	۰.۱۱	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲	۴.۱۸
۴	Box ۶۵*۳,۵	۰.۴	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۵۵	Box ۷۰*۳	۰.۱	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	۰.۳۳	۳.۵۷
۵	Box ۶۵*۳,۵	۰.۲۶	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۵۳	Box ۶۰*۳,۵	۰.۱	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	۰.۳۳	۳.۵۷
۶	Box ۶۵*۳,۵	۰.۲۳	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۵	Box ۶۰*۳,۵	۰.۰۹	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	۰.۳۳	۲.۹۵
۷	Box ۶۰*۳	۰.۲۷	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۶	Box ۵۰*۲,۵	۰.۱۲	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	۰.۳۳	۲.۳۴
۸	Box ۶۰*۳	۰.۱۸	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵۷	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۸	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	۰.۶	۲.۳۴
۹	Box ۵۵*۲,۵	۰.۱۷	PL ۵۰*۳۵*۲,۵*۲	۰.۴۶	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۷	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	۰.۶	۲.۳۴
۱۰	Box ۵۵*۲,۵	۰.۱۵	PL ۵۰*۳۵*۲,۵*۲	۰.۳۲	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۷	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	۰.۵	۲.۳۴



شکل ۹. نمونه تنش مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی معمولی بعد از تحلیل پشاور.

تیر و ستون از فولاد ST۵۲ می‌باشد و وارد محدوده پلاستیک شده‌اند، المان‌ها در محدوده الاستیک نمی‌باشند. با مقایسه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی تحت تحلیل پشاور، این نتیجه به دست آمد که المان‌ها در دیوار برشی فولادی مرکزگرا در محدوده الاستیک باقی می‌مانند و این به این معنا است که المان‌ها دچار خرابی نمی‌شوند و قابل تعمیر هستند.

با توجه به شکل ۱۰، سطح زیر منحنی‌ها، استهلاک انرژی در دیوار برشی



شکل ۱۰. نمونه تنش مدل ۵ طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا بعد از تحلیل پشاور.

معمولی تحت تحلیل پشاور تا ۴ درصد ارتفاع قرار گرفته و مقایسه شده‌اند. در دیوار برشی فولادی مرکزگرا، تیر و ستون باید در محدوده الاستیک باشند. در شکل‌های ۸ و ۹ مقدار تنش‌های مدل پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی را پس از تحلیل پشاور نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، با توجه به این که المان‌های مرزی تیر و ستون از فولاد ST۵۲ می‌باشد، المان‌ها در محدوده الاستیک می‌باشند.

همانطور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، با توجه به این که المان‌های مرزی

جدول ۴. مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۲۰ طبقه.

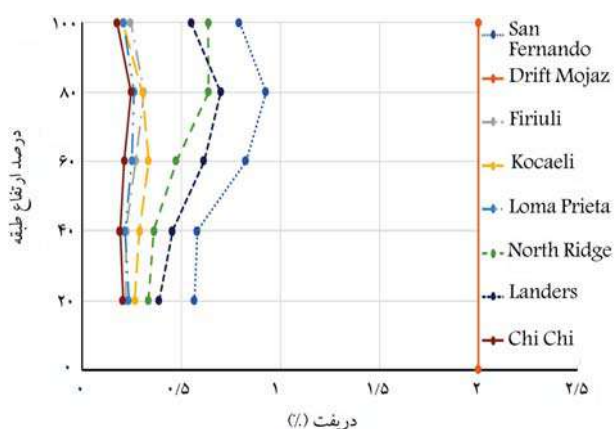
طبقه	ستون دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	تیر دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ستون دهانه‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ستون دهانه‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ضخامت ورق در دیوار برشی فولادی مرکزگرا (mm)
۱	Box ۱۴.۰۴	۰.۶۸	PL ۷۶*۶۰*۳۲,۵	۰.۹	Box ۱۳.۰۲	۰.۵۴	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵	۷.۲۶
۲	Box ۱۴.۰۴	۰.۶۳	PL ۷۶*۶۰*۳۲,۵	۰.۸۲	Box ۱۲.۵*۲	۰.۵۱	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵	۶.۶۴
۳	Box ۱۴.۰۴	۰.۶۲	PL ۷۶*۶۰*۳۲,۵	۰.۷۵	Box ۱۲.۰*۲	۰.۴۸	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۸	۶.۶۴
۴	Box ۱۴.۰۴	۰.۶۲	PL ۷۶*۶۰*۳۲,۵	۰.۷۲	Box ۱۲.۰*۲	۰.۴۶	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۵	۶.۰۳
۵	Box ۱۴.۰۴	۰.۶۳	PL ۷۶*۶۰*۳۲,۵	۰.۷	Box ۱۱.۰*۲	۰.۴۳	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۶	۶.۰۳
۶	Box ۱۳.۰۴	۰.۶۴	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷	Box ۱۱.۰*۲	۰.۴۱	PL ۴۵*۲۵*۱.۰*۱,۲	۰.۴۴	۵.۴۱
۷	Box ۱۳.۰۴	۰.۵۵	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷۱	Box ۱۰.۰*۲	۰.۳۸	PL ۴۵*۲۵*۱.۰*۱,۲	۰.۳۹	۵.۴۱
۸	Box ۱۳.۰۴	۰.۴۴	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷۲	Box ۱۰.۰*۲	۰.۳۵	PL ۴۵*۲۵*۱.۰*۱,۲	۰.۳۹	۵.۴۱
۹	Box ۱۳.۰۴	۰.۴	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷۲	Box ۱۰.۰*۲	۰.۳۳	PL ۴۵*۲۵*۱.۰*۱,۲	۰.۳۷	۴.۸
۱۰	Box ۱۳.۰۴	۰.۳۷	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷۲	Box ۹.۰*۲	۰.۳	PL ۴۵*۲۵*۱.۰*۱,۲	۰.۳۵	۴.۸
۱۱	Box ۱۲.۰*۳,۵	۰.۳۵	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷	Box ۹.۰*۲	۰.۲۸	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۳۳	۴.۸
۱۲	Box ۱۲.۰*۳,۵	۰.۲۹	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷	Box ۸.۰*۳	۰.۲۵	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۳	۴.۱۸
۱۳	Box ۱۲.۰*۳,۵	۰.۲۵	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۶۹	Box ۸.۰*۳	۰.۲۳	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۹	۴.۱۸
۱۴	Box ۱۲.۰*۳,۵	۰.۲۲	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۶۷	Box ۷.۵*۳,۵	۰.۱	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۹	۴.۱۸
۱۵	Box ۱۲.۰*۳,۵	۰.۱۹	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۶۵	Box ۷.۵*۳,۵	۰.۰۹	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۸	۳.۵۷
۱۶	Box ۱۱.۰*۲	۰.۲	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۶۱	Box ۷.۰*۱,۵	۰.۰۸	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۶	۳.۵۷
۱۷	Box ۱۱.۰*۲	۰.۱۵	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵۸	Box ۶.۵*۱	۰.۰۶	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۳	۲.۹۵
۱۸	Box ۱۱.۰*۲	۰.۱۳	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵۳	Box ۶.۵*۱	۰.۰۵	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۱۹	۲.۹۵
۱۹	Box ۱۱.۰*۲	۰.۱۱	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۸	Box ۵.۵*۱	۰.۰۳	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۱۸	۲.۹۵
۲۰	Box ۱۱.۰*۲	۰.۱	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۳	Box ۵.۵*۱	۰.۰۱	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۱۷	۲.۹۵

جدول ۵. شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل انتخاب شده.

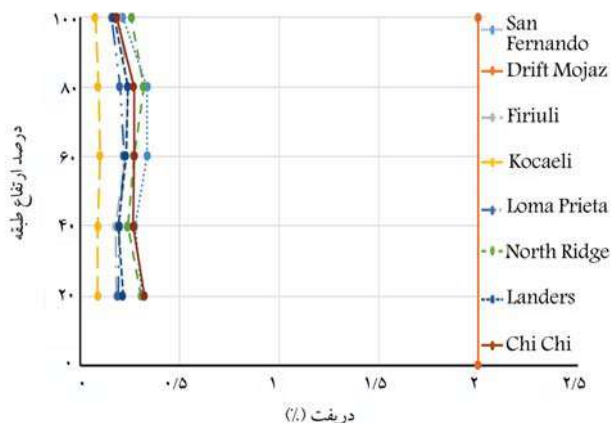
ردیف	نام زلزله	سال میلادی	شدت زلزله	بازه زمانی (s)	فاصله از گسل (km)	مدت زمان موثر (s)	سرعت برش (m/s)	تیپ خاک
۱	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶۱	۰/۰۰۵	۱۱۱/۳۷	۲۱/۶	۳۸۵/۶۹	
۲	Firiuli	۱۹۷۶	۶/۵	۰/۰۰۵	۴۹/۱۳	۱۰/۴	۴۹۶/۴۶	
۳	Kocaeli	۱۹۹۹	۷/۵۱	۰/۰۰۵	۱۴۱/۳۷	۱۸/۷	۵۸۵/۰۹	
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹۳	۰/۰۰۵	۱۱۷/۰۲	۱۳/۸	۴۱۸/۰۷	
۵	North Ridge	۱۹۹۴	۶/۶۹	۰/۰۲	۹۸/۸۳	۱۲	۳۹۸/۹۵	
۶	Landers	۱۹۹۲	۷/۲۸	۰/۰۰۵	۱۲۶/۳۳	۲۵/۸	۴۹۵/۱۴	
۷	Chi Chi	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۰۰۴	۱۰۴/۵۶	۲۷/۴	۴۶۳	

جدول ۶. بیشترین مقدار دررفت رکوردهای انتخابی مدل پنج طبقه.

رکورد	حداکثر دررفت دیوار برشی (%)		درصد تغییر (%)	افزایش / کاهش دیوار برشی مرکزگرا نسبت به معمولی
	مرکزگرا	معمولی		
San Fernando	۰/۹۳	۰/۳۴	۱/۷۳	افزایش
Firiuli	۰/۳۱	۰/۲۴	۰/۲۹	افزایش
Kocaeli	۰/۳۴	۰/۱	۲/۴	افزایش
Loma Prieta	۰/۲۶	۰/۲۲	۰/۱۸	افزایش
North Ridge	۰/۶۴	۰/۳۲	۱	افزایش
Landers	۰/۷	۰/۲۴	۱/۹۲	افزایش
Chi Chi	۰/۲۵	۰/۳۲	-۰/۲۱	کاهش

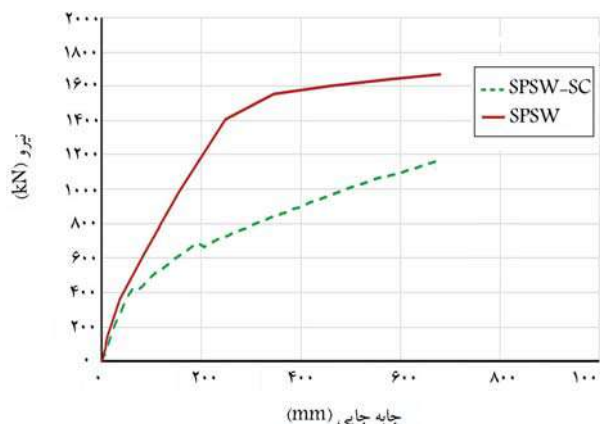


شکل ۱۱. نمودار دررفت طبقات سازه پنج طبقه تحت هفت رکورد انتخابی بر دیوار برشی فولادی مرکزگرا.



شکل ۱۲. نمودار دررفت طبقات سازه پنج طبقه تحت هفت رکورد انتخابی بر دیوار برشی فولادی معمولی.

نیز دارد. تقریباً از طبقه اول تا طبقه پانزدهم روند افزایشی بوده و از طبقه پانزدهم تا بیستم روند کاهشی شده است. در باقی رکوردها، از طبقه اول تا طبقه هفدهم روند افزایشی بوده و از طبقه هفدهم تا بیستم روند کاهشی شده است. در این بخش، حداکثر جابه‌جایی در سازه پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی



شکل ۱۰. پاسخ تحلیل پوش‌اور تا ۴ درصد (نیرو-زمان) دو مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و معمولی.

معمولی بیشتر می‌باشد. رکوردهای زلزله از سایت Berekely Peer برداشت شده است و با نرم‌افزار Seismosignal رکورد زلزله‌ها استخراج شده است. طبق استاندارد ۲۸۰۰ رکوردهای استخراج شده مقیاس شده و در تحلیل تاریخچه زمانی از آن‌ها بهره‌گرفته شده است. لازم به ذکر است که درصد میرایی پنج درصد می‌باشد. در این بخش، دررفت سازه پنج طبقه با دیوار برشی مرکزگرا و دیوار برشی معمولی آورده و مقایسه شده است. دررفت سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی مرکزگرا نیز آورده شده است.

با توجه به شکل‌های ۱۱ و ۱۲ و جدول ۶، دررفت در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی فولادی معمولی بیشتر است و بیشترین مقدار تغییر تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۲/۴ درصد می‌باشد که به دلیل اتصالات تیر به ستون در دیوار برشی فولادی معمولی صلب می‌باشد. همانطور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، دررفت مدل ۱۰ طبقه تنها تحت رکورد Chi Chi بیش از حد مجاز شده است و تحت این رکورد از طبقه اول تا طبقه سوم و از طبقه پنجم تا طبقه دهم روند افزایشی می‌باشد و در باقی رکوردها تقریباً از طبقه اول تا هفتم روند افزایشی است و از طبقه هفتم تا دهم روند کاهشی می‌شود. همانطور که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، دررفت مدل ۲۰ طبقه تحت تمامی رکوردها کمتر از حد مجاز می‌باشد و تحت رکورد Landers بیشترین دررفت را

جدول ۷. حداکثر جابجایی مدل پنج طبقه تحت رکوردهای انتخابی.

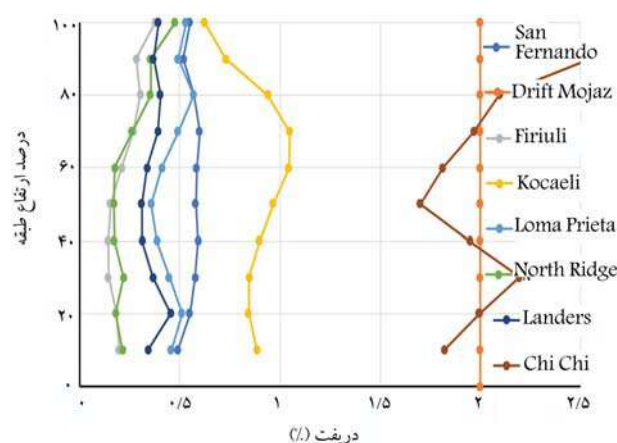
رکورد	مرکزگرا (mm)	معمولی (mm)	حداکثر جابجایی دیوار برشی		مقدار تغییر (mm)
			افزایش / کاهش	نسبت به معمولی	
San Fernando	۵۷/۲۵	۱/۰۳۴	افزایش		۵۶/۲۱
Firiuli	۲۵/۷۶	۱۴/۳۵	افزایش		۱۱/۴۱
Kocaeli	۲۷/۸۲	۶/۵۸	افزایش		۲۱/۲۴
Loma Prieta	۳۴/۹۳	۱۳/۷۹	افزایش		۲۱/۱۴
North Ridge	۲۱/۵۳	۸/۲۰	افزایش		۱۳/۳۳
Landers	۱۴/۶۴	۱۶/۳۴	کاهش		۱/۷
Chi Chi	۰/۹۳	۱۸/۴۲	کاهش		۱۷/۴۹

جدول ۸. مقدار درصد حداکثر جابه‌جایی نسبت به ارتفاع مدل ۱۰ طبقه.

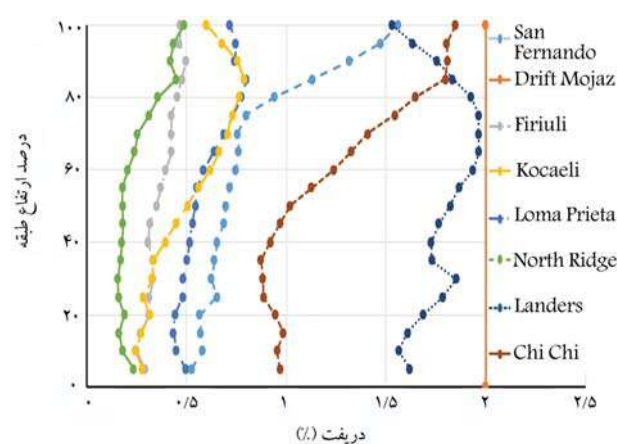
رکورد	(mm)	حداکثر جابجایی	
		مقدار درصد نسبت به ارتفاع	
San Fernando	۱۶/۳۸	۰/۰۵	
Firiuli	۳۶/۹۶	۰/۱۱	
Kocaeli	۲۱۷/۴۲	۰/۶۴	
Loma Prieta	۶۶/۲۱	۰/۱۹	
North Ridge	۳۴/۰۵	۰/۱	
Landers	۴۱/۱۱	۰/۱۲	
Chi Chi	۴۷۶/۹۴	۱/۴	

جدول ۹. مقدار درصد حداکثر جابه‌جایی نسبت به ارتفاع مدل ۲۰ طبقه.

رکورد	(mm)	حداکثر جابجایی	
		مقدار درصد نسبت به ارتفاع	
San Fernando	۱۸۳/۳۱	۰/۲۷	
Firiuli	۱۵۰/۱۷	۰/۲۲	
Kocaeli	۲۲۰/۳۷	۰/۳۲	
Loma Prieta	۳۲۰/۹۲	۰/۴۷	
North Ridge	۱۰۴/۲۴	۰/۱۵	
Landers	۸۵۸/۳۵	۱/۲۶	
Chi Chi	۶۰۰/۳۳	۰/۸۸	



شکل ۱۳. نمودار دررفت طبقات سازه ۱۰ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا تحت هفت رکورد انتخابی.



شکل ۱۴. نمودار دررفت طبقات سازه ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا تحت ۷ رکورد انتخابی.

فولادی معمولی آورده و مقایسه شده است. حداکثر جابه‌جایی در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز آورده شده است. در جدول ۷ حداکثر جابه‌جایی مدل پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده شده و مقایسه شده‌اند. همانطور که در جدول ۷ مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی معمولی افزایش یافته است و بیشترین مقدار تغییر تحت رکورد San Fernando به مقدار ۵۶/۲۱ میلی‌متر می‌باشد و به این دلیل که اتصالات تیر به ستون دیوار برشی فولادی معمولی صلب است. جدول ۸ مقدار درصد حداکثر جابه‌جایی نسبت به ارتفاع مدل طبقه ۱۰ را نشان می‌دهد. همانطور که در جدول ۸ مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی مدل ۱۰ طبقه تحت رکورد Chi Chi، ۴۷۶/۹۴ میلی‌متر می‌باشد که ۱/۴ درصد ارتفاع می‌باشد و در رکوردهای دیگر حداکثر جابه‌جایی بسیار کم می‌باشد. جدول ۹ مقدار درصد حداکثر جابه‌جایی نسبت به ارتفاع مدل ۲۰ طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که در جدول ۹ مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی مدل ۲۰ طبقه تحت رکورد Lander، ۸۵۸/۳۳ میلی‌متر می‌باشد که ۱/۲۶ درصد ارتفاع می‌باشد و در رکوردهای دیگر حداکثر جابه‌جایی بسیار کم می‌باشد. در این بخش، شتاب بام در سازه پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده و مقایسه شده است. شتاب بام در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز آورده

جدول ۱۰. مقایسه نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی مدل پنج طبقه در دیوار برشی فولادی مرکزگرا و معمولی.

مقدار تغییر	رکورد	نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی دیوار برشی مرکزگرا / افزایش / کاهش برشی مرکزگرا نسبت به معمولی (%)		
		معمولی (%)	افزایش	کاهش برشی مرکزگرا نسبت به معمولی
۰/۴۴	San Fernando	۰/۹۴	افزایش	
۲/۰۴	Firiuli	۰/۴۴	افزایش	
۴/۶۴	Kocaeli	۰/۲۵	افزایش	
۱/۶۳	Loma Prieta	۰/۵۲	افزایش	
۰/۹۸	North Ridge	۰/۷	افزایش	
۰/۷۶	Landers	۰/۸	افزایش	
۱/۲۳	Chi Chi	۰/۶۵	افزایش	

شده است. همانطور که در جدول ۱۰ مشاهده می‌شود، نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی دیوار برشی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی فولادی معمولی افزایش یافته است و بیشترین مقدار تغییر این نسبت تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۴/۶۴ درصد می‌باشد. جدول ۱۱ نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی برای مدل ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که در جدول ۱۱ مشاهده می‌شود، بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی تحت رکورد Chi Chi به مقدار ۲/۱۲ می‌باشد. جدول ۱۲ نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی برای مدل ۲۰ طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که در جدول ۱۲ مشاهده می‌شود، بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی تحت رکورد Landers به مقدار ۲/۳۵ می‌باشد.

جدول ۱۱. نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی مدل ۱۰ طبقه.

رکورد	نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی
San Fernando	۱/۹۳
Firiuli	۱/۸۹
Kocaeli	۲
Loma Prieta	۱/۹۳
North Ridge	۱/۹۴
Landers	۲۰/۲
Chi Chi	۲/۱۲

جدول ۱۲. نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی مدل ۲۰ طبقه.

رکورد	نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی
San Fernando	۲/۱۴
Firiuli	۲/۰۳
Kocaeli	۲/۲۶
Loma Prieta	۲/۱۵
North Ridge	۲/۱۳
Landers	۲/۳۵
Chi Chi	۲/۲۷

۵. نتیجه‌گیری

طبق نتایج تحلیل پوش‌اور مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و بدون مرکزگرا، تیر و ستون‌ها در مدل مرکزگرا در محدوده الاستیک باقی ماندند و دیوار برشی فولادی بدون مرکزگرا استهلاک انرژی بیشتری دارد. نتایج نشان داد بیشترین مقدار تغییر دررفت تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۲/۴ درصد و بیشترین مقدار تغییر حداکثر جابه‌جایی تحت رکورد San Fernando به مقدار ۵۶/۲۱ میلی‌متر و بیشترین مقدار تغییر نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۴/۶۴ درصد می‌باشد.

منابع (References)

- Gholhaki, M. and Pachideh, G., 2015. Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans. *Int J Rev Life Sci*, 5(1), pp.992-997.
- Gholhaki, M., Karimi, M. and Pachideh, G., 2019. In-

vestigation of Subpanel Size Effect on Behavior Factor of Stiffened Steel Plate Shear Wall. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(4), pp.73-87.

- Yadegari, A., Pachideh, G., Gholhaki, M. and Shiri, M., 2016. Seismic Performance of C-PSW. *2nd International Conference on Civil Engineering, Architecture & Urban Planning Elites*, 2, pp.110-123.

4. D.M.B D., 2014. Resilient Self-Centering Steel Plate Shear Walls. State University of New York at Buffalo.
5. Sabouri-Ghomi, S, and Roberts, T., 1991. Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls. *Computers & Structures*, 39(1-2), pp.121-127.
6. Gholhaki, M., Nonlinear Analysis of Steel Shear Walls Reinforced with Openings. Civil Engineering Master's Thesis, Faculty of Civil Engineering, Khajeh Nasiruddin Toosi University of Technology. [in Persian]
7. Sabouri-Ghomi, S, and Gholhaki, M., 2006. Cyclic Tests on Two Specimens of Three-Story Ductile Steel Plate Shear Wall. Report Submitted to Building and Housing Research Center (BHRC).
8. Sabouri-Ghomi, S, and Roberts, T., 1992. Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations. *Engineering Structures*, 14(5), pp.309-317.
9. Gholhaki, M., and Shoeibi, S., Design of steel shear wall system based on inelastic movement requirement. Civil Engineering. [in Persian]
10. Xu, L., J. Liu, and Z. Li., 2021. Parametric analysis and failure mode of steel plate shear wall with self-centering braces. *Engineering Structures*, 237, pp.112151. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112151>.
11. Li, Z., et al., 2021. Lateral performance of self-centering steel-timber hybrid shear walls with slip-friction dampers: Experimental investigation and numerical simulation. *Journal of Structural Engineering-asce*, 147, pp.04020291. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002850](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002850).
12. Lu, J., Zhang, H, and Yu, S., 2021. Study on seismic behaviors of self-centering steel plate shear walls with slits. *Journal of Constructional Steel Research*, 185, pp.106878. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106878>.
13. Liu, J., Xu, L, and Li, Z., 2020. Development and experimental validation of a steel plate shear wall with self-centering energy dissipation braces. *Thin-Walled Structures*, 148, pp.106598. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106598>.
14. Jalali, S.A, and Darvishan, E., 2019. Seismic demand assessment of self-centering steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 162, pp.105738. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105738>

مقاومت کششی دونیم شدن ماسه‌ی تثبیت شده با سیمان و مسلح شده با الیاف ماسک صورت جراحی

حسین ملاعباسی (استادیار)

دانشکده‌ی فنی مهندسی مینودشت، دانشگاه گنبدکاووس، گلستان

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۱، صص. ۱۲۵-۱۳۳، (پادداشت فنی)

با توجه به همه‌گیری بیماری کرونا از سال ۱۳۹۸، استفاده از ماسک‌های صورت یکبار مصرف در میان عموم رواج یافته است. تا جایی که دفن یا استفاده‌ی مجدد از آنها به یکی از معضلات زیست‌محیطی تبدیل شده است. در این راستا، نمونه‌های ماسه‌ی سیمانی مسلح شده با مقادیر متفاوت الیاف ماسک صورت جراحی در تراکم نسبی‌های گوناگون آماده و بعد از ۷ روز عمل‌آوری، مقاومت کششی غیرمستقیم آنها با استفاده از آزمایش دونیم شدن برزیلی مطالعه شدند. نتایج به‌دست آمده نشان دادند که افزودن درصد سیمان و تراکم نسبی، تأثیر قابل توجهی در بهبود شاخص مقاومت کششی ماسه‌های سیمانی دارد. درصد الیاف ماسک صورت جراحی ۲۵٪، مقدار بهینه‌ی الیاف اضافه شده است، که مقاومت کششی در درصد ذکر شده‌ی الیاف، بیشینه هستند. در نهایت، پارامتر کلیدی (نسبت پوکی و درصد سیمان) تعریف و چند رابطه‌ی تجربی برای تخمین مقاومت کششی نمونه‌های تثبیت و تسلیح شده با دقت بسیار خوب ارائه شده است.

واژگان کلیدی: ماسه‌ی سیمانی، الیاف ماسک صورت جراحی، مقاومت کششی، روابط تجربی.

hma@gonbad.ac.ir

۱. مقدمه

تثبیت خاک با سیمان برای طیف وسیعی از خاک‌ها به‌ویژه خاک‌های مسئله‌دار، مانند ماسه‌ی شل اشباع، توسط مهندس‌های ژئوتکنیک در کاربردهای گوناگون پی‌های سطحی،^[۱] بستر راه‌ها،^[۲] خاک‌ریزهای پشت دیوار حائل،^[۳] تزیین دوغاب در سیستم‌های ریزش‌مخ^[۴] و کانال‌ها،^[۵] استفاده می‌شود. به‌کار بردن سیمان به‌عنوان تثبیت‌کننده‌ی ماسه در محل، در مقایسه با سایر روش‌های بهسازی، از جمله جایگزینی خاک با مصالح مرغوب به‌عنوان یکی از روش‌های مقرون به‌صرفه، مطرح است.^[۶] رفتار ماسه‌های سیمانی متأثر از درصد و نوع ماده‌ی سیمانی، تراکم، رطوبت نمونه‌های آزمایشی، شرایط بارگذاری و همچنین زمان و نحوه‌ی عمل‌آوری است.^[۷] با مرور ادبیات فنی مرتبط با موضوع، می‌توان دریافت که افزودن سیمان سبب بهبود خواص مکانیکی ماسه‌ها، از جمله: تراکم،^[۸] مقاومت کششی،^[۹] مقاومت فشاری محصور نشده،^[۱۰] چرخه‌های تر و خشک،^[۱۱] و رفتارهای زهکشی شده و زهکشی نشده،^[۱۲] می‌شود. یکی از معضلات ماسه‌های بهسازی شده با سیمان در طی

زمان عمل‌آوری، رفتار تُرد و شکننده است. بدین ترتیب که نمونه‌ی تحت بارگذاری محوری، مقادیر افت مقاومت زیادی را بعد از مقاومت بیشینه در ازاء افزایش کرنش محوری تجربه می‌کند و به مقاومت پسماند کمتری می‌رسد. همچنین باید اشاره کرد که کرنش گسیختگی نمونه‌های مذکور در مقایسه با خاک پایه بسیار پایین است.^[۱۴] راه‌حل‌های گوناگونی برای کاهش رفتار تُرد ماسه‌های تثبیت شده با سیمان پیشنهاد شده است، که استفاده از الیاف یکی از مرسوم‌ترین آنهاست. الیاف مصنوعی و طبیعی، هر کدام با مقاومت کششی خود با بهبود ناحیه‌ی شکست در ترک‌ها باعث کاهش رفتار شکننده و تا حدودی سبب افزایش استحکام و مقاومت نمونه‌های سیمانی می‌شوند.^[۱۵]

سابقاً مطالعات بسیاری در خصوص استفاده از الیاف به‌صورت بافته شده (از جمله ژئوسنتتیک‌ها) و مجزا برای تسلیح ماسه‌های سیمانی انجام شده‌اند، که می‌توان به مطالعات مرتبط با پارامترهای مقاومت برشی،^[۱۶] کششی،^[۱۷] دوام،^[۱۸] و رفتارهای زهکشی شده و زهکشی نشده در دستگاه سه‌محوری،^[۱۹-۲۱] اشاره کرد. در اواخر سال ۱۳۹۸، با توجه به همه‌گیری بیماری کرونا، الزام استفاده از لوازم

تثبیت خاک با سیمان برای طیف وسیعی از خاک‌ها به‌ویژه خاک‌های مسئله‌دار، مانند ماسه‌ی شل اشباع، توسط مهندس‌های ژئوتکنیک در کاربردهای گوناگون پی‌های سطحی،^[۱] بستر راه‌ها،^[۲] خاک‌ریزهای پشت دیوار حائل،^[۳] تزیین دوغاب در سیستم‌های ریزش‌مخ^[۴] و کانال‌ها،^[۵] استفاده می‌شود. به‌کار بردن سیمان به‌عنوان تثبیت‌کننده‌ی ماسه در محل، در مقایسه با سایر روش‌های بهسازی، از جمله جایگزینی خاک با مصالح مرغوب به‌عنوان یکی از روش‌های مقرون به‌صرفه، مطرح است.^[۶] رفتار ماسه‌های سیمانی متأثر از درصد و نوع ماده‌ی سیمانی، تراکم، رطوبت نمونه‌های آزمایشی، شرایط بارگذاری و همچنین زمان و نحوه‌ی عمل‌آوری است.^[۷] با مرور ادبیات فنی مرتبط با موضوع، می‌توان دریافت که افزودن سیمان سبب بهبود خواص مکانیکی ماسه‌ها، از جمله: تراکم،^[۸] مقاومت کششی،^[۹] مقاومت فشاری محصور نشده،^[۱۰] چرخه‌های تر و خشک،^[۱۱] و رفتارهای زهکشی شده و زهکشی نشده،^[۱۲] می‌شود. یکی از معضلات ماسه‌های بهسازی شده با سیمان در طی

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۱/۲۶، اصلاحیه ۱۴۰۲/۳/۱۴، پذیرش ۱۴۰۲/۳/۲۸.

استاد به این مقاله:

ملاعباسی، حسین، ۱۴۰۳. مقاومت کششی دونیم شدن ماسه‌ی تثبیت شده با سیمان و مسلح شده با الیاف ماسک صورت جراحی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۱۲۵-۱۳۳.

DOI:10.24200/J30.2023.62194.3210

را بررسی کردند و دریافتند که افزودن الیاف ذکر شده‌ی ماسک به مخلوط آسفالت، عملکرد آسفالت را بهبود می‌بخشد و الیاف ۱۲ میلی‌متری، نتایج بهتری نسبت به الیاف ۸ میلی‌متری به دست آورده است.

صمدزاده و همکاران (۲۰۲۲)^[۲۹] با استفاده از ۳۶ آزمایش برشی چرخه‌یی سه‌محوری زهکشی نشده به بررسی افزودن الیاف ماسک به خاک پرداختند و نشان دادند که افزودن الیاف ماسک به نمونه‌های ماسه‌ی سیلتی منجر به بهبودی‌های پایداری، مانند: رفتار انبساط بیشتر و اتلاف فشار آب منفذی اضافی و افزایش مقاومت در برابر روان‌گرایی می‌شود. همچنین، مدول برشی ماسه‌های تمیز و سیلتی با افزودن الیاف ماسک بهبود می‌یابد.

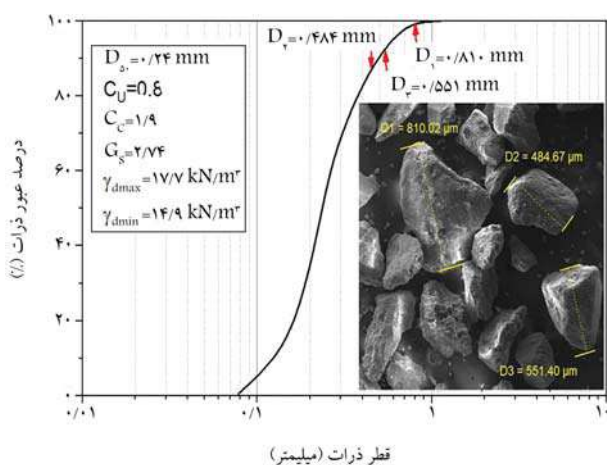
در پژوهش حاضر، هدف بر این بوده است که در ادامه‌ی بررسی‌های پیشین، از الیاف ماسک‌های صورت جراحی به صورت بهینه در ماسه‌های سیمانی استفاده شود، تا علاوه بر جلوگیری از انتشار آلودگی، با توجه به دفن و جامدسازی آنها، از ضایعات و زباله‌های تولید شده‌ی ماسک‌ها به نحوی امن استفاده شود. در این راستا، رفتار کششی ماسه‌های سیمانی مسلح شده با الیاف ماسک تحت آزمایش کششی غیرمستقیم دونیم شدن برزیلی بررسی شده است.

۲. مواد و روش‌ها

۱.۲. مصالح استفاده شده

ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر به عنوان خاک پایه، از ناحیه‌ی ساحلی دریاچه‌ی خزر در نزدیکی شهر بابلسر بوده است. آزمایش‌های شناسایی اولیه‌ی انجام شده بر روی ماسه نشان داد که خاک پایه، ماسه‌ی بددانه‌بندی شده براساس سیستم طبقه‌بندی متحد^[۳۰] است. سائری و ویژگی‌های فیزیکی خاک، شامل: چگالی دانه‌های جامد خاک $(G_s) = 2.74$ و کیمیه و بیشینه‌ی وزن مخصوص خشک ماسه، $\gamma_{d \min} = 14/9$ و $\gamma_{d \max} = 17/7$ کیلو نیوتن بر مترمکعب براساس استانداردهای به ترتیب ASTM D ۸۵۴^[۳۱]، ASTM D ۴۲۵۳^[۳۲] و ASTM D ۴۲۵۴^[۳۲] به دست آمده است. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی بابلسر همراه با عکس ریزساختاری آن در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

در پژوهش حاضر، از سیمان پرتلند تیپ II کارخانه‌ی نکا واقع در استان مازندران، نزدیک‌ترین کارخانه‌ی سیمان به محل خاک پایه (بابلسر)، به عنوان عامل تثبیت‌کننده استفاده شده است.



شکل ۱. دانه‌بندی ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر به همراه عکس ریزساختاری.

بهداشتی یکبارمصرف از جمله ماسک صورت و دستکش در میان عموم جامعه رواج یافت. براساس هدف اصلی استفاده از ماسک‌ها، می‌توان آنها را به چند دسته‌ی کلی تقسیم کرد: سه لایه از نوع کش دار و بنددار (معروف به ماسک جراحی)، سوپاپ‌دار FFP۲ و N۹۵ و بدون سوپاپ FFP۲ و N۹۵ به‌طور عمده، ماسک‌های تنفسی از چند لایه‌ی ناپافته، متشکل از اسپان باند و ملت بلون ساخته می‌شوند، که معمولاً جنس هر اسپان باند و ملت بلون عمدتاً از جنس الیاف ناپافته‌ی پلی‌پروپیلن هستند و لایه یا لایه‌های ملت بلون، نقش اصلی فیلتر کردن هوا از ذرات معلق و غبار را به عهده دارند. اسپان باند در نقش محافظت از لایه‌های مذکور به‌کار می‌رود. از رایج‌ترین انواع ماسک‌ها می‌توان به ماسک جراحی اشاره کرد. یک ماسک جراحی از حدود ۱۵ گرم مواد پلاستیکی، مانند: پلی‌پروپیلن، پلی‌اتیلن، پلی‌اورتان، پلی‌استایرن، پلی‌کربنات و پلی‌اکریلونیتریل تشکیل شده است.^[۲۲]

امروزه راهسازی ماسک‌های صورت در طبیعت باعث آسیب‌های زیست‌محیطی بسیاری شده است. مثلاً در دو موج اول و دوم کرونا، در استان ویکتوریا استرالیا، ۲۶۴ تن ماسک صورت یکبار مصرف تولید شد، که غیرقابل تجزیه هستند و صدها سال برای تجزیه‌ی آنها زمان صرف می‌شود.^[۲۳] با توجه به اینکه تقریباً تمامی ماسک‌ها، یکبار مصرف هستند و از الیاف غیرقابل تجزیه تولید می‌شوند؛ لذا دفن، یا بازتولید و استفاده‌ی مجدد از آنها به یکی از مشکلات زیست‌محیطی کنونی جوامع بشری تبدیل شده است. از این رو، در دو سال اخیر، برخی پژوهشگران در خصوص استفاده‌ی مجدد و بهره‌گیری از الیاف ماسک صورت مطالعات مقدماتی داشته‌اند، که در ادامه به آنها اشاره شده است.

بروجنی و همکاران (۲۰۲۱)، مطالعات امکان‌سنجی استفاده از الیاف ریز شده‌ی ماسک صورت در بتن‌های بازایافتی جهت ساخت پیاده‌روها را انجام دادند و دریافتند که اضافه کردن ماسک‌های یکبار مصرف به بتن‌های بازایافتی، باعث بالاتر رفتن مقاومت کششی و انعطاف‌پذیری روسازی شده است. الیاف ریز شده‌ی ماسک صورت در قیاس با ذرات بتن‌های بازایافتی، انعطاف‌پذیری بالاتری داشتند. در نهایت آنها اشاره داشتند که برای ساخت یک پیاده‌رو دوطرفه به مسافت ۱ کیلومتر، حدوداً ۳ میلیون ماسک بازایافتی مصرف شده است.^[۲۴]

رحمان و خلید (۲۰۲۱)، در جهت کنترل پویایی تولید زباله‌ی روزافزون ماسک صورت و بهسازی خاک‌های رسی با خاصیت خمیری زیاد (CH) ، روش نوینی بر پایه‌ی تسلیح با الیاف ماسک و تثبیت با دوده‌های سیلیسی پیشنهاد دادند، که علاوه بر تسلیح خاک، بهبود خواص مهندسی خاک را نیز در بر داشته است.^[۲۵]

لینچ^۱ و همکاران (۲۰۲۱)، روشی نوآورانه برای استفاده از زباله‌های همه‌گیر بیماری کرونا در ساخت‌وساز بتن با تمرکز اصلی بر روی ماسک‌های صورت یکبار مصرف را بررسی کردند. ایشان ماسک‌های یکبارمصرف را با برداشتن حلقه‌های گوش و سیم داخلی بینی به اندازه‌های گوناگون در ۵ طرح مختلف مخلوط کردند و سپس فواید و کاربردهای احتمالی آنها را در بتن با تمرکز بر روی مقاومت فشاری، مقاومت کششی غیرمستقیم، مدول کشسانی و سرعت موج فشاری برای آزمایش کیفیت بتن تولید شده تحلیل کردند. استفاده از ماسک‌های صورت یکبارمصرف منجر به افزایش خواص مقاومتی نمونه‌های بتن ساخته شده و همچنین افزایش کیفیت کلی بتن شده بود.^[۲۶]

سیو^۲ و همکاران (۲۰۲۳)،^[۲۷] نیز به مرور روش‌های مرسوم استفاده‌ی مجدد از ماسک‌های یکبار مصرف به عنوان راهنمایی برای به‌کار بردن منابع ماسک زباله با توجه به مسائل انتشار آلودگی برای طرح‌های آبی پرداختند.

گلی و صادقی (۲۰۲۳)،^[۲۸] در نوشتارشان با انجام آزمایش‌های مارشال، مدول ارتجاعی، کشش غیرمستقیم و خستگی، افزودن الیاف ماسک صورت به آسفالت

جدول ۱. مشخصات نمونه‌های پژوهش حاضر.

مشخصات	ملاحظات
خاک پایه	ماسه‌ی بابلسر
تثبيت‌کننده	سیمان کارخانه‌ی نکا با مقادیر ۲، ۴، ۶ و ۸ درصد جایگزین ماسه
تسلیح‌کننده	الیاف ریز شده‌ی ماسک صورت با ابعاد ۲۰ میلی‌متر طول و ۳ میلی‌متر عرض با درصدهای جایگزینی مصالح صفر، ۲۵٪، ۵۰٪ و ۷۵٪.
تراکم نمونه‌ها	معادل با تراکم نسبی (Dr) ۳۵، ۵۰ و ۷۰ درصد خاک پایه
زمان و شرایط عمل‌آوری	۷ روزه در دمای حدود ۲۴ درجه و رطوبت بالای ۹۰٪
آزمایش مقاومتی	کشش غیر مستقیم دینیم شدن برزیلی

ماسه به ابعاد کوچک‌تر از ۱ میلی‌متر است)، ابعاد نمونه‌سازی 38×76 میلی‌متر (ارتفاع \times قطر) برای تهیه‌ی نمونه‌های مناسب استفاده شده است.^[۲۸] براساس طرح اختلاط فهرست شده در جدول ۱، ابتدا با توجه به پارامترهای $\gamma_{d\max}$ ، $\gamma_{d\min}$ و G_s ماسه، که قبلاً در بخش ۱.۲ ارائه شده است، نسبت پوکی (e) معادل با تراکم نسبی‌های مدنظر به‌دست آمده و سپس وزن مخصوص خشک مربوط به هر طرح اختلاط (γ_{dmix}) مطابق رابطه‌ی ۱ محاسبه شده است:

$$\gamma_{dmix} = \frac{G_{save}\gamma_w}{1+e} \quad (1)$$

دلیل استفاده از پارامترهای $\gamma_{d\max}$ ، $\gamma_{d\min}$ و در نتیجه‌ی آن تراکم نسبی به جای پارامترهای حاصل از آزمایش تراکم استاندارد (وزن مخصوص خشک بیشینه و درصد رطوبت بهینه) این بوده است که درصد ریزدانه‌ی (سیمان) مخلوط شده در نمونه‌ها کمتر از ۱۵٪ بوده است، که طبق استانداردهای ASTM D ۴۲۵۳،^[۲۲] ASTM D ۴۲۵۴،^[۲۳] روش تراکم نسبی در اولویت قرار می‌گیرد. از سویی دیگر، در مطالعات مربوط به ماسه‌ی سیمانی و سیمانی یافی، از جمله: کنسولی و همکاران (۲۰۱۴)،^[۲۹] ملاعباسی و همکاران (۲۰۱۹)،^[۴۰] و کنسولی و همکاران (۲۰۰۹)،^[۴۱] از روش تراکم نسبی استفاده شده است.

برای در نظر گرفتن اثر سیمان و الیاف در وزن مخصوص نمونه‌ها مطابق با نوشتار ملاعباسی و همکاران (۲۰۱۹)،^[۴۰] در رابطه‌ی ۱، برای G_{save} ، مقادیر میانگین G_s مخلوط (سیمان، الیاف، و ماسه) با توجه به درصد مشارکت مصالح در مخلوط استفاده شده است.

با در دست داشتن حجم نمونه و γ_{dmix} ، وزن خشک مصالح به‌دست می‌آید. مقدار آب موردنیاز برای تهیه‌ی نمونه‌ها، مطابق مطالعات ملاعباسی و همکاران (۲۰۱۹)،^[۴۰] درصد رطوبت بهینه (درصد رطوبتی که در آن بیشترین مقاومت فشاری محصور نشده به‌دست می‌آید) معادل ۱۰٪ در نظر گرفته شده است. شایان ذکر است که در مطالعات مشابه اسفندیاری‌پور و همکاران (۱۹۷۷)،^[۲۲] برای ماسه‌ی بابلسر سیمانی و مصالح شده با الیاف پروپیلن، درصد رطوبت بهینه‌ی ۱۰ برای نمونه‌سازی استفاده کردند.

در نهایت، به‌صورت خلاصه، این مراحل برای ساخت نمونه‌های همگن طی شده است:

- وزن کردن مصالح خشک (ماسه و سیمان) مطابق با طرح اختلاط ارائه شده

برای تسلیح ماسه‌های سیمانی از الیاف ماسک‌های صورت جراحی استفاده شده است. وزن مخصوص، مقاومت کششی و ضخامت ماسک‌های صورت به ترتیب مقادیر ۹۱/۰ کیلونیوتن بر مترمکعب، ۴۰۰ کیلوپاسکال و ۴۳ میکرون در مطالعات صابریان و همکاران (۲۰۲۱)،^[۲۴] گزارش شده و در پژوهش حاضر مدنظر قرار گرفته است. شایان ذکر است که به‌دلیل در نظر گرفتن خطر ابتلا به بیماری کرونا، از الیاف ماسک‌های نو استفاده شده است. ماسک‌ها به قطعاتی به ابعاد ۲۰ میلی‌متر طول و ۳ میلی‌متر عرض بریده و به مخلوط اضافه شده است. دلیل انتخاب ابعاد مذکور، ایجاد مقاومت کششی و فشاری بیشتر ناشی از استفاده از الیاف کوتاه بوده است، که برای کسب اطلاعات بیشتر توجه خوانندگان به مطالعه‌ی نوشتارهای خیریز و همکاران (۲۰۱۹)،^[۲۴] کنسولی (۲۰۰۹)،^[۳۵] و بن صلاح (۲۰۲۰)،^[۳۶] جلب می‌شود.

۲.۲. طرح اختلاط

زمان عمل‌آوری در مطالعه‌ی حاضر، همانند بسیاری از مطالعات تثبیت با سیمان، ۷ روزه انتخاب شده است، تا رفتار ماسه‌ی سیمانی و آثار الیاف ماسک در کوتاه‌مدت بررسی شود. در این حالت واکنش‌های بلندمدت پوزولانی سیمان و آب موردنظر نبوده و فقط واکنش‌های هیدراسیونی در زمان ۷ روزه ملاک قرار گرفته است. محدوده‌ی بررسی تراکم نسبی (Dr) نمونه‌ها، ۳۵ تا ۷۰ درصد تراکم نسبی خاک پایه انتخاب شده است. دلیل انتخاب تراکم نسبی‌های پایین‌تر این است که خاک ماسه‌یی بابلسر در تراکم‌های نسبی بالاتر از ۷۰٪، خصوصیات مقاومتی خوبی داشته و معضلات روانگرایی و یا انزوال ظرفیت باربری را نداشته است.^[۱۴] لذا خاک متراکم نیازمند تثبیت و تسلیح نبوده و از اولویت انتخاب برای بررسی خارج شده است. درصدهای سیمان ۲ تا ۸ درصد، که براساس طبقه‌بندی اسماعیل و همکاران (۲۰۰۰)،^[۲۷] محدوده‌ی بین ماسه‌های سیمانی ضعیف تا متوسط است، مدنظر قرار گرفته و درصدهای الیاف ماسک جراحی ریز شده‌ی صفر تا ۷۵/۰ به‌کار برده شده است. به‌صورت خلاصه، طرح اختلاط مربوط به نمونه‌های تحت آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم انجام شده در جدول ۱ ارائه شده است.

۳.۲. نمونه‌سازی و انجام آزمایش کشش غیرمستقیم

با توجه به بیشینه‌ی اندازه‌ی ذرات موجود در مخلوط اشاره شده در شکل ۱ (ذرات



شکل ۲. نحوه‌ی قرارگیری نمونه‌ها و انجام آزمایش کشش غیرمستقیم برزیلی.

در جدول ۱ و اختلاط مصالح با الیاف ریز شده‌ی ماسک و اضافه کردن آب موردنیاز تا حصول نمونه‌ی یکنواخت و همگن.

- ساخت نمونه‌ها به روش تراکم مرطوب با تراکم استاتیکی نمونه‌ها در ۳ لایه با در نظرگرفتن روش تراکم کاهش یافته مطابق با مطالعات لد^[۱۹۷۷].
- کنترل ظاهری ساخت نمونه‌ها و توزین مجدد نمونه به جهت اطمینان از تکرارپذیری بودن آزمایش؛
- قرار دادن نمونه‌ها در پلاستیک زبیبی برای حفظ رطوبت نمونه‌ها به مدت ۷ روز برای انجام آزمایش کشش غیرمستقیم دومین شدن برزیلی.

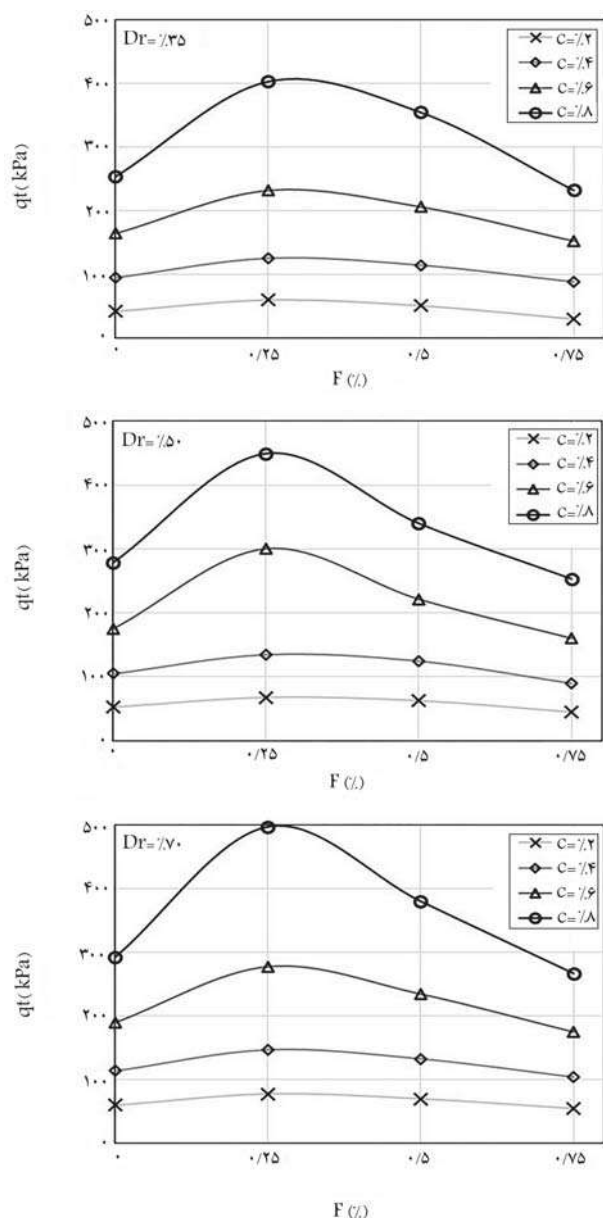
در مطالعه‌ی حاضر، تعداد ۴۸ آزمایش کشش غیرمستقیم دومین شدن برزیلی براساس استاندارد ASTM D ۳۹۶۷^[۲۳] انجام شده است. بدین ترتیب که قبل از انجام آزمایش، نمونه‌ها بعد از ۷ روز زمان عمل‌آوری از پلاستیک زبیبی خارج شد و در مدت ۲۴ ساعت در آب به حالت اشباع در آمدند و سپس خشک شدند تا از امکان وجود پتانسیل ماتریک در حین نمونه‌سازی جلوگیری شود.^[۲۴] در نهایت، نمونه‌ها به صورت افقی در دستگاه بارگذاری قرارگرفتند (شکل ۲) و بیشینه‌ی مقاومت آن برای دومین شدن به دست آمده و مقاومت کششی آن با توجه به روابط اشاره شده در استاندارد مرتبط محاسبه شده است.

۳. نتایج و بحث

نتایج پژوهش حاضر، در سه بخش تأثیر سیمان و الیاف ماسک در مقاومت کششی، تأثیر تراکم در مقاومت کششی و روابط تجربی برای پیش‌بینی مقاومت کششی ارائه شده است. در شکل‌های ارائه شده در بخش حاضر، qt ، F ، C ، و Dr به ترتیب نماینده‌ی مقاومت کششی، درصد سیمان، درصد الیاف و تراکم نسبی هستند.

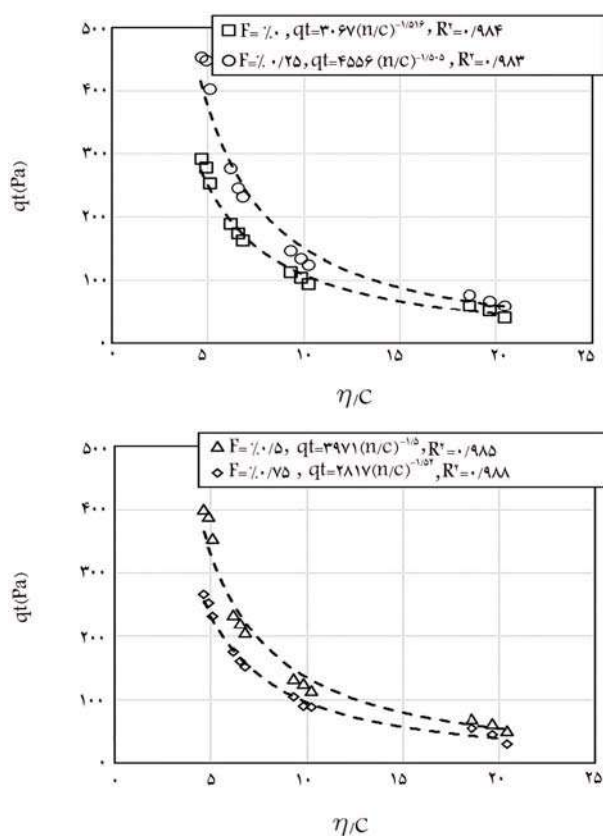
۳.۱. تأثیر سیمان و درصد الیاف ماسک در مقاومت کششی

بیشینه‌ی استحکام یا همان مقاومت کششی نمونه‌های سیمانی حاوی الیاف ماسک جراحی در طی آزمایش دومین شدن در شکل ۳ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مقاومت کششی با افزایش درصد سیمان افزایش یافته است، که می‌توان آن را در میزان تولید پیوندهای بین ذرات تشکیل شده ردیابی کرد.^[۲۵] در نمونه‌های تثبیت شده



شکل ۳. مقاومت کششی نمونه‌های سیمانی و سیمانی مسلح شده با الیاف ماسک در تراکم‌های نسبی گوناگون.

و مسلح با افزایش درصد الیاف ماسک جراحی تا ۲۵٪، مقاومت کششی افزایش و سپس کاهش یافته است. بنابراین ۲۵٪ الیاف ماسک جراحی، درصد بهینه بوده است، که در آن بهترین کارایی را از نظر واکنش‌های هیدراسیونی سیمان، کشش الیاف و اثر پرکنندگی در مخلوط نشان داده است. از سویی دیگر، باید خاطرنشان ساخت که افزایش الیاف بیش از درصد بهینه، سبب کاهش مقاومت بیشینه به علت افزایش مقدار الیاف می‌شود، چرا که ابعاد الیاف سطح اتصال بین ذرات ماسه‌ی سیمانی کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر، درصد الیاف بیش از ۲۵٪، امکان تجمع یا افزایش سطح مشترک الیاف به جای برهمکنش مخلوط ماسه، سیمان، و الیاف را بیشتر می‌کند؛ لذا سبب لغزش دانه‌های سیمانی روی سطح الیاف به واسطه‌ی اصطکاک، کمتر می‌شود، که سبب کاهش مقاومت می‌شود.^[۲۶] برای بررسی تأثیر افزودن الیاف ماسک بهینه، نرخ بهبود مقاومت (IR) به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف شده است:

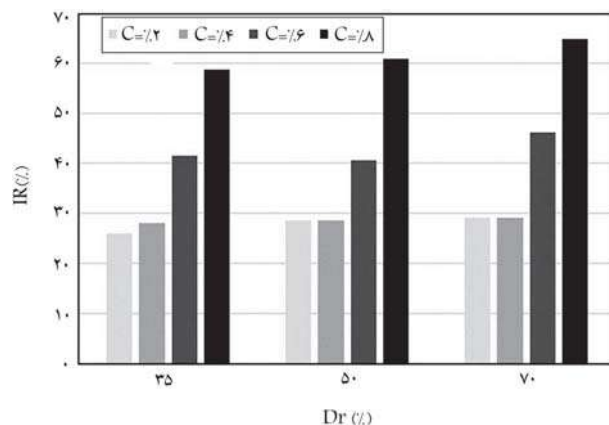


شکل ۶. مقاومت کششی در برابر (η/C) به ازاء مقادیر گوناگون الیاف ماسک.

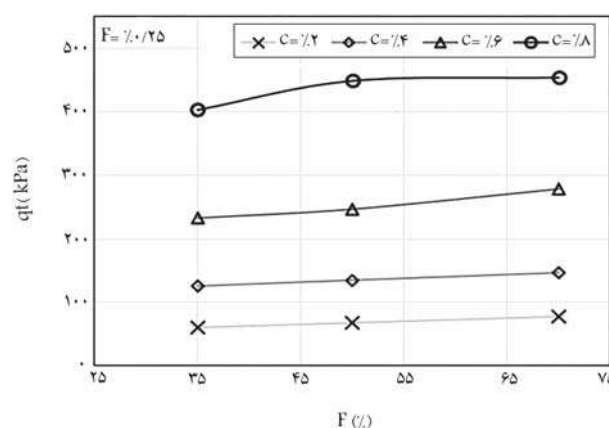
برای پیش‌بینی پارامترهای مقاومتی است، تا با استفاده از مقادیر کمیته‌ی پارامترهای مقاومتی بتوان طرح اختلاط بهینه مربوط به بهسازی خاک را پیشنهاد داد. کنسول و همکارانش (۲۰۱۲)، از پیشگامان ارائه‌ی روابط تجربی و پارامترهای کلیدی در ماسه‌های سیمانی و سیمانی الیافی هستند. ایشان و همکارانش، با معرفی پارامتر کلیدی (η/C) (η پوکی و C درصد سیمان) و استفاده از روابط توانی (به فرم $a(\eta/C)^b$) (a و b اعداد ثابت هستند)، توانستند مقاومت نمونه‌های سیمانی را با دقت بسیار خوب تخمین بزنند. [۲۷] کاربرد پارامترهای کلیدی به این نحو است که به‌عنوان مثال مقدار کمیته‌ی مقاومت فشاری محصور نشده، ۱۴۵۰ کیلوپاسکال برای مقاومت لایه‌های زیراساس مورد نیاز است، که با توجه به فرم توانی پارامترهای کلیدی نسبت (η/C) برابر $(\frac{1450}{a})^{(\frac{1}{b})}$ به دست می‌آید. در نتیجه، به ازاء مقادیر مختلف تراکم یا همان پارامتر پوکی می‌توان بهینه‌ترین درصد سیمان مورد نیاز را برآورد کرد. در شکل ۶، مقادیر مقاومت کششی در برابر η/C به ازاء مقادیر مختلف الیاف ماسک ارائه شده است. شایان ذکر است که برای محاسبه‌ی پارامتر η نمونه‌های سیمانی الیافی از رابطه‌ی ۳ استفاده شده است.

$$\eta(\%) = 100 - \frac{100}{V_{spec}} \left[\frac{\left\{ \frac{\rho_d V_{spec}}{1 + \left(\frac{C}{V_{spec}} \right) \left[1 + \left(\frac{F}{V_{spec}} \right) \right]} \right\}}{G_{S,C}} + \frac{\left\{ \frac{\rho_d V_{spec}}{1 + \left(\frac{C}{V_{spec}} \right) \left[1 + \left(\frac{F}{V_{spec}} \right) \right]} \right\}}{G_{S,F}} \right] \quad (3)$$

که در آن، V_{spec} حجم نمونه و ρ_d وزن مخصوص خشک است. همان‌طور که در شکل ۶ مشخص است، با افزایش η و کاهش C ، نسبت η/C افزایش یافته است؛



شکل ۴. نرخ IR به ازاء مقادیر مختلف سیمان و تراکم نسبی.



شکل ۵. مقاومت کششی در برابر تراکم نسبی به ازاء مقادیر درصد‌های گوناگون سیمان و الیاف ماسک ۰.۲۵٪.

$$IR = \frac{q_{t,C,F} - q_{t,C}}{q_{t,C}} \times 100 \quad (2)$$

که در آن، $q_{t,C}$ و $q_{t,C,F}$ به ترتیب مقاومت کششی نمونه‌های تثبیت شده با سیمان و نمونه‌های سیمانی حاوی ۰.۲۵٪ الیاف هستند.

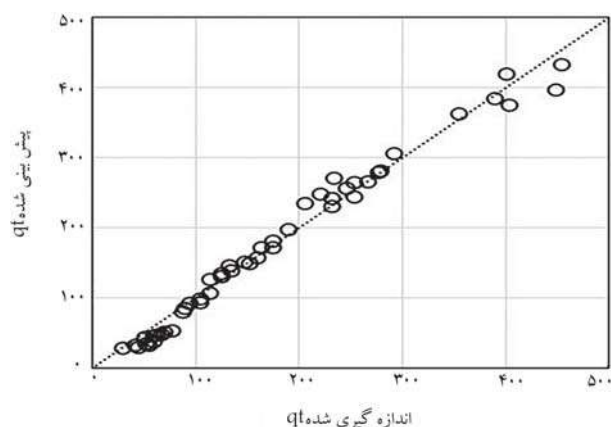
در شکل ۴، نرخ بهبود مقاومت برای نمونه‌ها با درصد‌های گوناگون سیمان و تراکم نسبی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نرخ بهبود مقاومت در تراکم نسبی ۰.۷٪ و سیمان ۰.۸٪، درصد بالاتری است. دلیل این مطلب را می‌توان این‌گونه توجیه کرد که درصد‌های بالاتر سیمان و تراکم بیشتر، به ترتیب مقاومت باندهای سیمانی و تماس ذرات را بیشتر و در نتیجه، آثار آن در مقاومت کششی نمونه‌ها را بیشتر می‌کند. [۱۳]

۲.۳. تأثیر تراکم نسبی در مقاومت کششی

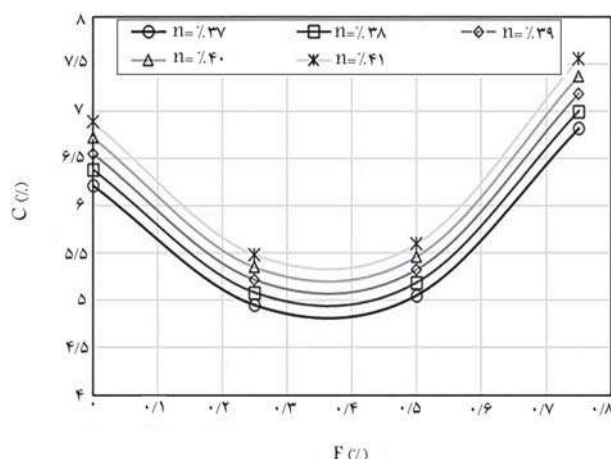
مقاومت کششی نمونه‌های تثبیت شده با سیمان و مسلح شده با ۰.۲۵٪ الیاف در ازاء تغییرات تراکم نسبی به صورت نمونه در شکل ۵ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش درصد سیمان مقاومت کششی به واسطه‌ی افزایش مقاومت باندهای سیمانی افزایش یافته است. از سویی دیگر، با افزایش درصد تراکم نسبی، مقاومت کششی نمونه‌ها نیز افزایش یافته است، که دلیل آن کاهش تخلخل نمونه‌ها بوده است. [۱۴]

۳.۳. روابط تجربی برای پیش‌بینی مقاومت کششی

یکی از موضوعات به‌روز و مطرح در بحث‌های بهسازی خاک، ارائه‌ی روابط تجربی



شکل ۸. مقادیر پیش‌بینی شده در برابر مقادیر اندازه‌گیری شده q_t .



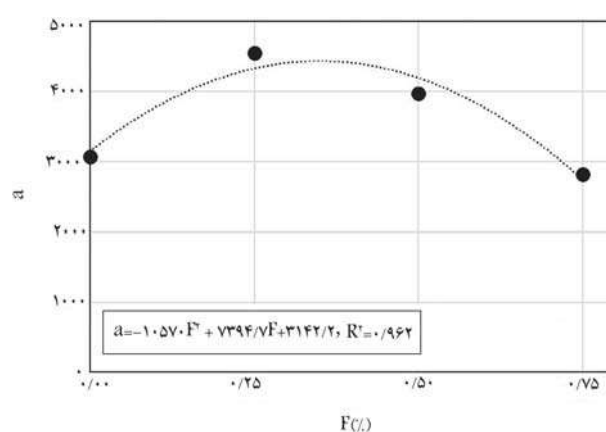
شکل ۹. کمینه‌ی درصد سیمان موردنیاز برای بهسازی لایه‌ی زیراساس.

در شکل ۹، مقادیر کمینه‌ی درصد سیمان برای رسیدن به مقاومت مدنظر لایه‌ی زیراساس (مقاومت کششی ۲۰۳ کیلوپاسکال) برای استفاده‌ی پژوهشگران مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، درصد الیاف ۳۵٪، درصد بهینه‌ی الیاف ماسک از نقطه‌نظر مقاومتی و هزینه‌ی است؛ چرا که در آن درصد، به کمترین مقدار سیمان در مخلوط نیاز است. به عبارت دیگر، برای رسیدن به مقدار مقاومت کششی ۲۰۳ کیلوپاسکال مدنظر برای مصالح زیراساس، می‌توان درصد الیاف بیشتری از ۲۵٪ بهینه‌ی اشاره‌شده در بند ۱۰.۳ استفاده کرد.

۴. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، امکان استفاده از الیاف ماسک یکبارمصرف در تسلیح ماسه‌ی سیمانی از طریق انجام مجموعه‌ی آزمایش‌های مقاومت کشش غیرمستقیم دومین شدن برزیلی با در نظر گرفتن ۷ روز زمان عمل‌آوری، ارزیابی صورت گرفته و این نتایج به‌دست آمده است:

- به‌وضوح مشاهده می‌شود که استفاده از الیاف در تثبیت ماسه‌های سیمانی، آثار مثبتی در مقاومت کششی نمونه‌ها می‌گذارد؛
- درصد الیاف ماسک بهینه برای افزایش مقاومت کششی مخلوط، ۲۵٪ است. نسبت افزایش مقاومت کششی با افزایش درصد سیمان و تراکم نسبی نمونه‌ها افزایش می‌یابد؛



شکل ۷. ضریب ثابت a در برابر درصد الیاف ماسک.

که حاکی از کم شدن محصولات تولید شده‌ی سیمانی و تراکم خاک تثبیت شده بوده و در نتیجه از مقاومت کششی کاسته شده است. با بررسی دقیق‌تر شکل ۶ مشخص است که تغییرات q_t با η/C به صورت توانی (با توان تقریبی $-1/51$) با دقت بسیار خوبی تقریب زده شده است. برای ارائه‌ی رابطه‌ی جامع‌تر، که به توان درصد الیاف ماسک را نیز در خود داشته باشد، ضرایب ثابت‌های ارائه شده (a) در اراء مقادیر مختلف درصد ماسک در شکل ۷ رسم شده و رابطه‌ی همبستگی به صورت رابطه‌ی چندجمله‌ی به‌دست آمده است. درنهایت، با رگرسیون‌گیری مجدد، رابطه‌ی ۴ به‌عنوان یک رابطه‌ی بسیار مناسب برای پیش‌بینی مقاومت کششی ارائه شده است.

$$q_t = 17.2 \left(\frac{\eta}{C} \right)^{-1/516} (-665F^2 + 467F + 182) \quad (4)$$

در شکل ۸، مقادیر پیش‌بینی شده در برابر مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی پژوهش حاضر مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، رابطه‌ی ۴ دقت بسیار خوبی برای پیش‌بینی q_t با دقت بالای ۹۸٪ دارد.

با توجه به رابطه‌ی ۴ مشخص است که تغییرات الیاف ماسک مستقلاً در مقاومت کششی اثر می‌گذارد و به صورت رابطه‌ی چندجمله‌ی است. با برابر قرار دادن مقاومت نمونه‌های فقط سیمانی و الیاف ماسک در رابطه‌ی ۴ می‌توان دریافت که مقاومت نمونه‌های حاوی ۱٪ الیاف برابر با مقاومت نمونه‌های سیمانی می‌شود. این بدین معناست که با جایگزین کردن مخلوط خاک و سیمان با وزن ۱٪ مصالح الیافی ماسک، مقاومت کششی نمونه‌ها تغییری نمی‌کند. لذا روش ذکر شده می‌تواند در جامدسازی حجم زیادی از الیاف ماسک آلوده، راهگشا باشد. به عبارت دیگر، ماسک‌های آلوده در طرح بهسازی خاک ماسه‌ی سیمانی، تثبیت می‌شود و امکان انتشار آلودگی آنها به میزان کمینه می‌رسد. لذا می‌توان گفت که آثار منفی احتمالی مرتبط به استفاده‌ی مجدد الیاف ماسک‌های آلوده کاهش می‌یابد.

یکی دیگر از استفاده‌های رابطه‌ی ۴ این است که مقاومت متناظر با کمینه‌ی مقاومت فشاری محصورشده‌ی مصالح زیراساس، ۱۴۵۰ کیلوپاسکال در نظر گرفته شود و مقادیر مصالح مربوط به طرح اختلاط به‌دست آید. ملاعباسی و همکاران (۲۰۱۹)، با بررسی مقاومت کششی و فشاری محصور نشده‌ی ماسه‌ی سیمانی پیشنهاد دادند که مقاومت کششی برابر با ۱۴٪ مقاومت فشاری محصور نشده بوده و مستقل از درصد‌های سیمان و تراکم خاک بهسازی شده است. در نتیجه با توجه به مواردی که اشاره شد، کمینه‌ی مقاومت کششی ۲۰۳ کیلوپاسکال، ملاک موردنظر برای کاربرد مصالح به‌عنوان زیراساس در نظر گرفته شد.

تثبیت شده با سیمان، آثار متعدد مثبتی در رفتار کششی دارد. همچنین، با توجه به امکان کنترل آلودگی‌های ماسک‌ها و نیز دفن و جامدسازی آنها، شایستگی‌های زیادی نسبت به استفاده‌ی سایر روش‌های تثبیت خاک در مهندسی ژئوتکنیک به‌همراه دارد. برای پژوهش‌های آتی، بررسی آثار درصد قطعات ماسک در تغییرات رطوبت لازم برای شروع واکنش‌های پوزولانی و بررسی رفتار بلندمدت نمونه‌های سیمانی الیافی پیشنهاد می‌شود.

-- پارامتر درصد پوکی به درصد سیمان (η/C)، پارامتر مناسبی برای تخمین مقاومت کششی نمونه‌هاست. با ادغام پارامتر اخیر و مدل چندجمله‌یی درجه‌ی دوم، رابطه‌ی جامع (رابطه‌ی ۴) برای محاسبه‌ی مقاومت کششی ماسه‌های سیمانی مسلح شده با الیاف ماسک با دقت بسیار زیاد به‌دست آمده است؛

-- در نهایت، می‌توان دریافت که افزودن الیاف ماسک یکبارمصرف به ماسه‌ی

پانویس‌ها

1. Lynch
2. Cui
3. Benessalah
4. Ladd

منابع (References)

1. Rattley, M.J., Lehane, B.M., Consoli, N.C. and Richards, D.J., 2007. Uplift of shallow foundations with cement-stabilised backfill. *Proceedings of the ICE-Ground Improvement*, 161(2), pp. 103-110. doi.org/10.1680/grim.2008.161.2.103.
2. Yadav, A.K., Gaurav, K., Kishor, R. and Suman, S.K., 2017. Stabilization of alluvial soil for subgrade using rice husk ash, sugarcane bagasse ash and cow dung ash for rural roads. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 10(3), pp. 254-261. doi.org/10.1016/j.ijprt.2017.02.001.
3. Chu, C., Deng, Y., Zhou, A., Feng, Q., Ye, H. and Zha, F., 2018. Backfilling performance of mixtures of dredged river sediment and iron tailing slag stabilized by calcium carbide slag in mine goaf. *Construction and Building Materials*, 189, pp.849-856. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.049.
4. Pastor, J.L., Ortega, J.M., Flor, M., López, M.P., Sanchez, I. and Climent, M.A., 2016. Microstructure and durability of fly ash cement grouts for micropiles. *Construction and Building Materials*, 117, pp.47-57. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.154.
5. Farouk, A. and Shahien, M.M., 2013. Ground improvement using soil-cement columns: Experimental investigation. *Alexandria Engineering Journal*, 52(4), pp.733-740. doi.org/10.1016/j.aej.2013.08.009.
6. Consoli, N.C., Dalla Rosa Johann, A., Gauer, E.A., Dos Santos, V.R., Moretto, R.L. and Corte, M.B., 2012. Key parameters for tensile and compressive strength of silt-lime mixtures. *Geotechnique Letters*, 2(3), pp.81-85. doi: 10.1680/geolett.12.00014. doi.org/10.1680/geolett.12.00014.
7. Clough, G.W., Sitar, N., Bachus, R.C. and Rad, N.S., 1981. Cemented sands under static loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 107(ASCE 16319 Proceeding). doi.org/10.1061/AJGEB6.0001152.
8. Kenai, S., Bahar, R. and Benazzoug, M., 2006. Experimental analysis of the effect of some compaction methods on mechanical properties and durability of cement stabilized soil. *Journal of Materials Science*, 41(21), pp.6956-6964. doi.org/10.1007/s10853-006-0226-1.
9. Consoli, N.C., Cruz, R.C., Floss, M.F. and Festugato, L., 2009a. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenviron. Engineering*, 136(5), pp.759-763. doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000278.
10. Cardoso, R., Ribeiro, D. and Néri, R., 2017. Bonding effect on the evolution with curing time of compressive and tensile strength of sand-cement mixtures. *Soils and Foundations*, 57(4), pp.655-668. doi.org/10.1016/j.sandf.2017.04.006.
11. Consoli, N.C. and Tomasi, L.F., 2017. The impact of dry unit weight and cement content on the durability of sand-cement blends. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 171(2), pp.96-102. doi.org/10.1680/jgrim.17.00034.
12. Amini, Y. and Hamidi, A., 2014. Triaxial shear behavior of a cement-treated sand-gravel mixture. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(5), pp.455-465. Available at: doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.07.006.
13. MolaAbasi, H., Saberian, M., Semsani, S.N., Li, J. and Khajeh, A., 2018. Triaxial behaviour of zeolite-cemented sand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, pp. 1-11. doi.org/10.1680/jgrim.18.00009.
14. MolaAbasi, H. and Shooshpasha, I., 2017. Polynomial Models Controlling Strength of Zeolite-Cement Sand Mixtures. *Scientia Iranica*, 24(2), p.526. doi.org/10.24200/SCI.2017.2415.
15. Ng, K.S., 2018. Tensile behavior of fiber reinforced cemented soil: A short review. In: *AIP Conference Proceedings*. AIP Publishing, p.20001. doi.org/10.1063/1.5062627.
16. Consoli, N.C., Prietto, P.D.M. and Ulbrich, L.A., 1998. Influence of Fiber and Cement Addition on Behaviour of Sandy Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(1211-1214), pp.197-210. doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124.

17. Tang, C.S., Wang, D.Y., Cui, Y.J., Shi, B. and Li, J., 2016. Tensile strength of fiber-reinforced soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(7), p.4016031. doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001546.
18. Roshan, K., Choobbasti, A.J. and Kutanaei, S.S., 2020. Evaluation of the impact of fiber reinforcement on the durability of lignosulfonate stabilized clayey sand under wet-dry condition. *Transportation Geotechnics*, p.100359. doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100359.
19. Hooresfand, M. and Hamidi, A., 2011. Influence of fiber reinforcement on triaxial. pp.1-7. doi.org/10.1016/j.geotextmem.2012.10.005.
20. Hamidi, A. and Hooresfand, M., 2013. Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 36, pp.1-9. doi.org/10.1016/j.geotextmem.2012.10.005.
21. Kutanaei, S.S. and Choobbasti, A.J., 2015. Triaxial behavior of fiber-reinforced cemented sand. *Journal of Adhesion Science and Technology*, 30(6), pp.579-593. doi.org/10.1080/01694243.2015.1110073.
22. Abbasi, S.A., Khalil, A.B. and Arslan, M., 2020. Extensive use of face masks during COVID-19 pandemic: (Micro-) plastic pollution and potential health concerns in the Arabian Peninsula. *Saudi Journal of Biological Sciences*, 27(12), pp. 3181-3186. doi.org/10.1016/j.sjbs.2020.09.054.
23. Boroujeni, M., Saberian, M. and Li, J., 2021. Environmental impacts of COVID-19 on Victoria, Australia, witnessed two waves of Coronavirus. *Environmental Science and Pollution Research*, 28(11), pp.14182-14191. doi.org/10.1007/s11356-021-12556-y.
24. Rehman, Z. and Khalid, U., 2021. Reuse of COVID-19 face mask for the amelioration of mechanical properties of fat clay: A novel solution to an emerging waste problem. *Science of The Total Environment*, 794, p.148746. doi.org/10.1016/j.scitotenv.2021.148746.
25. Kilmartin-Lynch, S., Saberian, M., Li, J., Roychand, R. and Zhang, G., 2021. Preliminary evaluation of the feasibility of using polypropylene fibres from COVID-19 single-use face masks to improve the mechanical properties of concrete. *Journal of Cleaner Production*, 296, p.126460. doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.126460.
26. Cui, J., Qi, M., Zhang, Z., Gao, S., Xu, N., Wang, X., Li, N. and Chen, G., 2023. Disposal and resource utilization of waste masks: A review. *Environmental Science and Pollution Research*, pp.1-22. doi.org/10.1007/s11356-023-25353-6.
27. Goli, A. and Sadeghi, P., 2023. Evaluation on the use of COVID-19 single-use face masks to improve the properties of hot mix asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, 24(5), pp.1371-1388. doi.org/10.1080/14680629.2022.2072376.
28. Samadzadeh, A., Ghadr, S., Bahadori, H. and Kheiri, G., 2022. Experimental study on the cyclic behavior of silty sands reinforced by disposal of shredded facemask. *Transportation Geotechnics*, 37, p.100871. doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100871.
29. ASTM D2487., 2011. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). doi.org/10.1520/D2487-17.
30. ASTM D854., 2005. Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2005, DOI: 10.1520/D0854-05. doi.org/10.1520/D0854-23.
31. ASTM D4254., A. 2006. Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. doi.org/10.1520/D4254-16.
32. ASTM, D4253., 2000. Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. doi.org/10.1520/D4253-16E01.
33. Khebizi, W., Della, N., Denine, S., Canou, J. and Dupla, J.C., 2019. Undrained behaviour of polypropylene fibre reinforced sandy soil under monotonic loading. *Geomechanics and Geoengineering*, 14(1), pp.30-40. doi.org/10.1080/17486025.2018.1508855.
34. Consoli, N.C., Viana da Fonseca, A., Cruz, R.C. and Heineck, K.S., 2009c. Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(9), pp.1347-1353. doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000008.
35. Benessalah, I., Sadek, M., Villard, P. and Arab, A., 2020. Undrained triaxial compression tests on three-dimensional reinforced sand: Effect of the geocell height. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp.1-12. doi.org/10.1080/19648189.2020.1728581.
36. MolaAbasi, H., 2016. Laboratory investigation on mechanical behavior of babolsar sand stabilized with cement and Zeolite. Babol Noshivani University.
37. Ismael, N.F., 2000. Influence of artificial cementation on the properties of Kuwaiti sands. *Kuwait Journal of Science and Engineering*, 27(1), pp.59-76. doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:10(997).
38. Head, K.H. and Epps, R., 1986. Manual of soil laboratory testing. Pentech Press London.
39. Consoli, N.C. and Foppa, D., 2014. Porosity/cement ratio controlling initial bulk modulus and incremental yield stress of an artificially cemented soil cured under stress. *Géotech Lett.* 4, pp. 22-26. doi.org/10.1680/geolett.13.00081.
40. MolaAbasi, H., Saberian, M. and Li, J., 2019. Prediction of compressive and tensile strengths of zeolite-cemented sand using porosity and composition. *Construction and Building Materials*, 202, pp.784-795. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.065.
41. Consoli, N.C., Festugato, L. and Heineck, K.S., 2009. Strain-hardening behaviour of fibre-reinforced sand in view of filament geometry. *Geosynthetics International*, 16(2), pp.109-115. doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.07.006.
42. EsfandyariPour, A., Lajevardi, S.H. and MolaAbasi, H., 2024. Preposition of a Key Parameter to Estimate the Compressive Strength of the Sand stabilized with cement-zeolite and Reinforced by Polypropylene Fibers. *AUT Journal of Civil Engineering*, doi.org/10.22060/AJCE.2024.18576.5685.
43. Ladd, R.S., 1977. Specimen preparation and cyclic stability of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(6), pp.535-547.

44. ASTM, A., 1995. D3967. *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens*. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA. doi.org/10.1520/D3967-16.
45. Consoli, N.C., da Fonseca, A.V., Cruz, R.C. and Silva, S.R. 2011. Voids/cement ratio controlling tensile strength of cement-treated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(11), pp.1126-1131. doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000524.
46. Tran, K.Q., Satomi, T. and Takahashi, H., 2018. Improvement of mechanical behavior of cemented soil reinforced with waste cornsilk fibers. *Construction and Building Materials*, 178, pp. 204-210. 10.1016/j.conbuildmat.2018.05.104.
47. Consoli, N.C., Rotta, G. V and Prietto, P.D.M., 2000. Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. *Geotechnique*, 50(1), pp.99-105. doi.org/10.1680/geot.2000.50.1.99.

بررسی آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی

مجید یزدان دوست (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

رضا ملایی (پژوهشگر)

اداره کل اموال و املاک، بنیاد مستضعفان انقلاب اسلامی، گیلان، ایران

حمیدرضا صبا* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، ایران

مهندسی عمران شریف، (پهنا ۳۰۳) ۱۳۵-۱۴۷، (پنداشت فنی) ۴۰، شماره ۱، صص.

در پژوهش حاضر با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه به بررسی اثر نحوه چیدمان و طول میخ بر عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی پرداخته شده است. نتایج این پژوهش نشان داد که اگرچه افزایش طول میخ به‌طور هم‌زمان در تمامی ردیف‌ها موجب بهبود قابل توجه رفتار لرزه‌ای سیستم می‌شود، اما می‌توان همین اثر را تنها با افزایش طول میخ‌ها در نیمه بالایی و تحتانی دیوار به‌ترتیب برای میخ‌های افقی و مایل به‌دست آورد. همچنین، مشخص شد که کاربرد میخ‌های مایل به‌جای میخ‌های افقی، یک راهکار مناسب برای کاهش بزرگ‌نمایی شتاب و تغییرات به وجود آمده در محتوای فرکانس می‌باشد. علاوه بر این، نتایج نشان داد که میزان اثربخشی این راهکار هنگام استفاده از میخ‌های کوتاه در نیمه فوقانی دیوار کاهش می‌یابد و نهایتاً با کاهش طول میخ‌ها در سراسر ارتفاع دیوار به حداقل می‌رسد. از سوی دیگر، میخ‌های نصب شده در نیمه پایینی دیوار به عنوان مؤثرترین المان‌های تسلیح بر عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های افقی شناسایی شده‌اند. شایان ذکر است که در هنگام نصب مایل میخ‌ها، این امر کاملاً معکوس بود.

واژگان کلیدی: دیوار میخ‌کوبی شده، عملکرد لرزه‌ای، مکانیزم گسیختگی،

میخ‌مارپیچی، میزلرزه.

M.yazdandoust@qom.ac.ir
mollaiei.reza585@gmail.com
hr.saba@tafreshu.ac.ir

۱. مقدمه

افزایش یافته که این امر سبب بهبود پایداری و کنترل تغییر شکل‌ها می‌گردد. بنابراین، اندرکنش میخ و خاک که به روش نصب میخ‌ها بستگی دارد، اثر مؤثری بر عملکرد سیستم میخ‌کوبی شده دارد.^[۹] دو روش اصلی نصب میخ‌ها عبارتند از: ۱. تزریق دوغاب سیمانی در سوراخ حفاری شده پیرامون یک آرماتور طولی؛ ۲. شلیک میخ‌ها به خاک با استفاده از تفنگ‌های بادی قدرتمند. رفتار میخ‌های تزریقی وابستگی زیادی به کیفیت دوغاب داشته و در شرایطی که امکان تزریق صحیح دوغاب وجود نداشته باشد (به عنوان مثال در خاک با نفوذپذیری بالا، ناممکن بودن تامین فشار کافی دوغاب و سطح بالای آب زیرزمینی) و یا اگر زمان عمل‌آوری و گیرش سیمان طولانی‌تر از فرصت لازم برای پایداری باشد، کارایی این روش کاهش می‌یابد.^[۱۰-۱۳] در چنین شرایطی، از المان‌های میخ جدیدی استفاده می‌شود که نیاز به تزریق دوغاب نداشته و نوع اندرکنش خاک و میخ در آن‌ها متفاوت است. این نوع

میخ‌کوبی خاک^۱ روشی برای تسلیح برجای خاک است که از سیستم مهار سنگ در روش تونل‌سازی جدید اتریشی^۲ الهام گرفته شده است.^[۱] در این روش، که برای اولین بار در سال ۱۹۷۲ برای پایداری موقت در شیب‌ها، ترانشه‌ها و عملیات حفاری معرفی گردید، المان‌های تسلیح بدون پیش‌تندگی در توده‌ی خاک نصب می‌گردد.^[۲] عملکرد مناسب میخ‌کوبی در درازمدت و مقاومت لرزه‌ای خوب آن، باعث شده که امروزه از این روش به‌عنوان راه حلی دائمی برای پایداری‌سازی خاک استفاده شود.^[۳-۷]

در روش میخ‌کوبی خاک، مقاومت برشی خاک مسلح شده در اثر اندرکنش المان‌های تسلیح (میخ‌ها) با توده‌ی خاک و بسیج نیروی محوری در این المان‌ها

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۲/۲۷، اصلاحیه ۱۴۰۲/۴/۶، پذیرش ۱۴۰۲/۴/۲۵.

استناد به این مقاله:

یزدان دوست، مجید، ملایی، رضا، و صبا، حمیدرضا، ۱۴۰۳. بررسی آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)،

صص. ۱۳۵-۱۴۷. DOI:10.24200/J30.2023.62328.3219

آزمایش صلب به ابعاد $182 \times 123 \times 80$ سانتی‌متر و یک جک سرو هیدرولیک با قابلیت ارتعاش مدل تا وزن 50 کیلو نیوتن و فرکانس حداکثر 10 هرتز بود. دیواره‌های این جعبه که توسط یک قاب فلزی مهار شده بودند، از ورق شفاف پلکسی‌گلاس بود تا امکان رؤیت تغییر شکل‌های مدل فراهم شود.

۱.۲. مشخصات و هندسه مدل

از آنجا که رفتار مکانیکی خاک به سطح تنش وابسته است، باید مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی کوچک مقیاس بر اساس قوانین مقیاس در شرایط شتاب ثقل $1g$ تعیین گردند. در این راستا، از قوانین مقیاسی که در ابتدا توسط ایایی^[۲۴] معرفی شد و بعدها توسط وود^[۲۵] توسعه یافت، استفاده شده است. در قوانین تشابه توسعه یافته، از یک پارامتر بی بعد (λ) استفاده می‌شود که تابعی از نوع خاک بوده و مقدار آن برای خاک‌های دانه‌ای 0.5 توصیه شده است.^[۲۵]

در این مطالعه از یک مدل دیوار $8/0$ متری با مقیاس $10:1$ به گونه‌ای استفاده شد که نماینده یک دیوار واقعی به ارتفاع 8 متر باشد. همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، در زیر بدنه دیوار از یک پی به ضخامت $2/0$ متر استفاده شد تا امکان نشست‌ها و لغزش‌های جانبی احتمالی برای مدل دیوار فراهم شود. همچنین، علاوه بر استفاده از یک فوم میراگر به ضخامت 4 سانتی‌متر در انتهای مدل جهت کاهش بازتاب امواج به داخل مدل حین بارگذاری لرزه‌ای، فاصله رویه‌ی دیوار تا انتهای جعبه آزمایش نیز به گونه‌ای انتخاب شد تا تداخلی میان صفحات گسیختگی و دیواره‌ی جعبه ایجاد نشود. این فاصله و ضخامت پی بر اساس تعدادی آنالیز حساسیت انجام شده توسط نرم افزار ۲D FLAC تعیین شد.

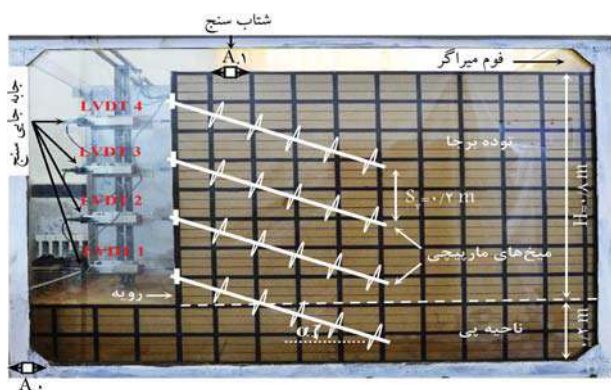
همانطور که در جدول ۱ نشان داده شده است، دو چیدمان برای نصب میخ‌ها در نظر گرفته شد. در چیدمان اول، میخ‌های افقی به طول یکسان در امتداد ارتفاع دیوار (یکنواخت) با دو نسبت L/H برابر با 0.5 و 0.9 انتخاب شدند (به ترتیب مدل‌های شماره ۱ و ۲). این نسبت‌ها به عنوان مقادیر حداقل و حداکثر در آیین‌نامه توصیه شده‌اند.^[۲۰] در چیدمان دوم از میخ‌های افقی با طول متفاوت در امتداد ارتفاع دیوار (غیر یکنواخت) استفاده شد. طول میخ‌های نصب شده در نیمه بالایی و پایینی دیوار در مدل شماره ۳ به ترتیب برابر با $0.9H$ و $0.5H$ بوده و در مدل ۴ به ترتیب $0.5H$ و $0.9H$ بود. در مدل‌های ۵ تا ۸ از همان دو نوع چیدمان اما با زاویه‌ی نصب 30° درجه استفاده شد ($\alpha = 30^\circ$). با انتخاب این زاویه که برابر با حداکثر مقدار توصیه شده برای نصب میخ‌های مارپیچی می‌باشد، امکان بررسی تأثیر زاویه‌ی نصب میخ بر رفتار سیستم میخ‌کوبی شده با میخ‌های مارپیچی فراهم شد.^[۲۶] در تمامی مدل‌ها، المان‌های میخ بر اساس یک الگوی مربعی و با فواصل

میخ‌ها که به میخ‌های مارپیچی^۲ معروف هستند، عموماً از یک شفت (لوله) محوری با تعدادی صفحات مارپیچ متصل به آن تشکیل می‌شوند. برخلاف میخ‌های تزریقی که براساس مکانیزم اصطکاک عمل می‌کنند، در میخ‌های مارپیچی فشار مقاوم بسیج شده در جلوی صفحات مارپیچ است که مقاومت بیرون‌کشیدگی را در این نوع میخ‌ها تأمین می‌کند. از آنجا که این نوع میخ با اعمال گشتاور در خاک فرو می‌رود، دیگر نیازی به حفاری سوراخ نصب نبوده و در نتیجه سرعت نصب و دست‌خوردگی خاک به حداقل می‌رسد. این نوع میخ برای اولین بار در سال 1996 و به منظور پایداری سازی یک دیوار با ارتفاع $6/7$ متر به کار رفت.^[۱۵] از آن زمان تا کنون، کاربرد میخ‌های مارپیچی در پروژه‌های پایداری سازی به طور گسترده‌ای افزایش یافته است. علیرغم مصرف گسترده‌ی این نوع میخ در انواع سیستم‌های خاکی، به علت کمبود مطالعات در این زمینه همچنان عملکرد سازه‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی به طور کامل شناخته شده نیست. مرور مطالعات گذشته نشان می‌دهد که بررسی رفتار سازه‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی انگشت شمار بوده و در سایر مطالعات نیز به تعیین مقاومت بیرون‌کشیدگی المان‌های میخ پرداخته شده است.^[۱۶-۱۸] از معدود مطالعات انجام شده بر روی سازه‌های مسلح شده با این نوع میخ، می‌توان به مطالعه صورت گرفته توسط دیردروف و همکاران بر روی دو دیوار میخ‌کوبی شده با میخ مارپیچی در مقیاس واقعی اشاره کرد.^[۱۹] آن‌ها دریافتند که بسیج نیرو در میخ‌های مارپیچی در محدوده‌ی آیین‌نامه می‌باشد.^[۲۰] پژوهش انجام شده توسط شارما و همکاران تنها مطالعه لرزه‌ای است که به بررسی رفتار سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی می‌پردازد.^[۲۱] آن‌ها در این مطالعه عددی دریافتند که با افزایش زاویه‌ی نصب میخ‌ها و نسبت گام مارپیچ‌ها به قطر آن، پایداری لرزه‌ای سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی کاهش می‌یابد. در مدل‌سازی عددی دیگری که توسط زاهدی و همکاران انجام شد، مشخص شد که میخ‌های مارپیچی نسبت به میخ‌های تزریقی تأثیر بیشتری بر کاهش جابه‌جایی دیوار دارند که در طی عملیات حفاری این اثر مثبت نمایان تر است.^[۲۲] محمودی مهریزی و همکاران در تعدادی آزمایش مدل فیزیکی نشان دادند که چیدمان و تعداد صفحات مارپیچ نسبت به تعداد میخ‌ها اثر بیشتری بر افزایش ظرفیت باربری فونداسیون واقع شده بر روی دیوارهای سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی دارد.^[۲۳]

بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی تنها محدود به مطالعات شارما و همکاران می‌شود و در نتیجه لازم است مطالعات بیشتری در این زمینه صورت گیرد تا درک صحیح و جامع‌تری از رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها حاصل گردد. بنابراین، در مطالعه حاضر به ارزیابی اثرات دو پارامتر سازه‌ای مهم بر رفتار لرزه‌ای سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی با استفاده از میز لرزه $1g$ پرداخته شده است. در این راستا، هشت مدل مختلف با مقیاس $10:1$ متشکل از دو زاویه‌ی نصب میخ در دو طول متفاوت و دو نوع چیدمان میخ‌کوبی مختلف ساخته شده و تحت بارگذاری دینامیکی با زمان تداوم‌های مختلف مورد آزمایش قرار گرفت. پاسخ‌های جابه‌جایی جانبی رویه، بزرگ‌نمایی شتاب و مکانیزم گسیختگی در هر مدل به تحریک‌های ورودی تعیین شده و با مقایسه‌ی آن‌ها، به بررسی اثرات زاویه‌ی نصب و چیدمان میخ‌ها پرداخته شده است.

۲. آزمایش مدل‌های فیزیکی

آزمایش‌های صورت گرفته بر روی مدل‌های فیزیکی با استفاده از میز لرزه‌ی موجود در آزمایشگاه سازه دانشگاه بناب انجام شد. دستگاه مورد نظر شامل یک جعبه‌ی



شکل ۱. نمایی از مدل دیوار مسلح شده با میخ‌های مارپیچی.

افقی و قائم برابر با 15° و 2° متر نصب شدند. این فواصل در محدوده‌ی توصیه‌شده برای میخ‌های مارپیچی می‌باشد.^[۲۶]

۲.۲. اجزای مدل دیوار خاک میخ‌کوبی شده

۱.۲.۲. خاک

از آنجا که اجرای میخ‌های مارپیچی در خاک‌های غیرچسبنده، بسیار سست و ماسه‌های بسیار متراکم مناسب نمی‌باشد، برای ساخت بدنه مدل‌ها از یک ماسه‌ی سیلیسی (ماسه ۱۶۱ فیروزکوه) به همراه حدود ۶ درصد سیلت با دانسیته نسبی ۶۵ درصد استفاده شد. براساس پارامترهای تخمین زده شده از منحنی دانه‌بندی ($C_u = 2.655$ و $C_c = 1.147$) و نتایج آزمایش میز لرزان، این خاک در رده‌ی ماسه بدانه‌بندی شده سیلت‌دار با چگالی خشک حداکثر و حداقل به ترتیب برابر با $16/6$ و $14/6$ کیلونیوتن بر مترمکعب قرار دارد. از سوی دیگر، با انجام آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی شده تحت تنش‌های محصورکننده‌ی معادل با تنش موجود در مدل فیزیکی (5 تا 15 کیلوپاسکال)، مقاومت برشی و سختی خاک تعیین شد. در نتایج آزمایش سه‌محوری مشخص شد که در تنش محصورکننده‌ی معادل با مدل فیزیکی، سختی خاک $3/4$ تا $3/8$ برابر کوچکتر از سختی تعیین شده تحت تنش محصورکننده‌ی برابر با مدل واقعی بود. این نسبت در محدوده روابط مقیاس برای سختی خاک در آزمایشات $1g$ با مقیاس $10:1$ است ($E_S(Prototype) = (10)^{0.5} \cdot E_S(Model)$). مشخصات فیزیکی و مکانیکی این خاک که در آزمایشگاه ژئوتکنیک دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تعیین شد، در جدول ۲ ارائه شده است.

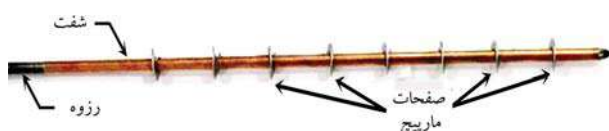
۲.۲.۲. المان‌های میخ

میخ‌های مارپیچ متداول معمولاً از یک شفت میانی به قطر $3/8$ تا $8/9$ سانتی‌متر تشکیل می‌شوند که صفحات مارپیچ در فواصل یکسان به آن جوش شده‌اند. به

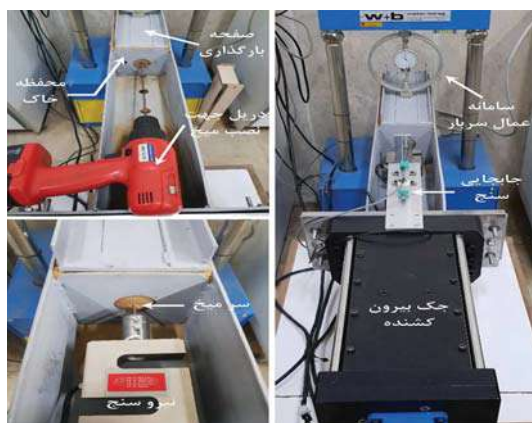
این ترتیب، سختی محوری میخ توسط شفت میانی تأمین شده و قطر و فاصله‌ی صفحات مارپیچ عامل ایجاد اندرکنش لازم میان میخ و خاک است. بنابراین، در این تحقیق، سختی محوری و ظرفیت بیرون‌کشیدگی^۴ به عنوان دو معیار اصلی جهت شبیه‌سازی المان‌های میخ در مقیاس آزمایشگاهی انتخاب گردید. براساس رابطه‌ی مقیاس سختی محوری ($k_{model} = N^2 \cdot k_{prototype}$)، المان میخ با قطر $2/5$ میلی‌متر از جنس فسفر برنز تهیه گردید که معادل با یک میخ مارپیچی از جنس فولاد به قطر شفت برابر با 38 میلی‌متر بود. همچنین، تعدادی آزمایش بیرون‌کشیدگی نیز بر روی میخ‌های کوچک مقیاس با نسبت‌های مختلف گام به قطر صفحات مارپیچ (S_{hx}/D_h) انجام شد تا مشخصات هندسی مناسب صفحات مارپیچ تعیین گردد. نتایج آزمایش‌های بیرون‌کشیدگی بر روی میخ‌های مارپیچ با مقیاس واقعی که توسط تخی و همکاران گزارش شده بود نیز به عنوان مرجع اصلی جهت مقیاس کردن میخ‌ها استفاده گردید.^[۲۷] با توجه به قوانین مقیاس حاکم بر ظرفیت بیرون‌کشیدگی، در نهایت صفحات مارپیچ به ضخامت 1 میلی‌متر و قطر 10 میلی‌متر انتخاب شدند تا با فواصل 33 میلی‌متر به شفت متصل گردند. تصویری از میخ مارپیچ کوچک مقیاس و فرایند آزمایش‌های بیرون‌کشیدگی انجام شده در آزمایشگاه ژئوتکنیک دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات به ترتیب در شکل‌های ۲ و ۳ ارائه شده‌اند.

۳.۲.۲. المان رویه

به دلیل آنکه رویه در پایداری دیوار میخ‌کوبی شده به عنوان یک المان خمشی رفتار می‌کند، در نتیجه مقاومت خمشی آن به عنوان معیار اصلی جهت انتخاب رویه‌ی کوچک مقیاس در نظر گرفته شد. از این رو، با توجه به قوانین مقیاس حاکم بر مقاومت



شکل ۲. المان میخ مارپیچ با مقیاس $10:1$.



شکل ۳. فرایند آزمایش بیرون‌کشیدگی بر روی میخ‌های کوچک مقیاس.

جدول ۱. مشخصات مدل‌های دیوار.

شماره مدل	وضعیت میخ‌ها در نیمه فوقانی دیوار		وضعیت میخ‌ها در نیمه تحتانی دیوار	
	طول	زاویه ($^\circ$)	طول	زاویه ($^\circ$)
۱	$5H$	0°	$5H$	0°
۲	$9H$	0°	$9H$	0°
۳	$9H$	0°	$5H$	0°
۴	$5H$	0°	$9H$	0°
۵	$5H$	30°	$5H$	30°
۶	$9H$	30°	$9H$	30°
۷	$9H$	30°	$5H$	30°
۸	$5H$	30°	$9H$	30°

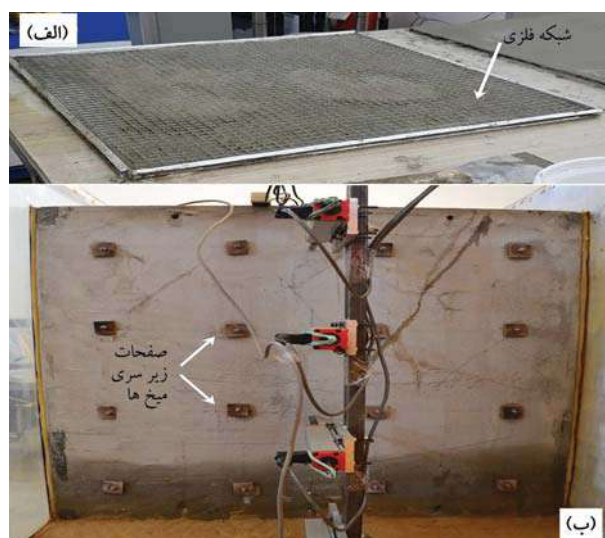
جدول ۲. مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک مورد استفاده.

پارامتر	مقدار	پارامتر	مقدار
چسبندگی (kPa)	۴	نسبت منافذ بیشینه	$786/^\circ$
زاویه اصطکاک بیشینه ($^\circ$)	$45-41$	نسبت منافذ کمینه	$571/^\circ$
زاویه اصطکاک ماندگار ($^\circ$)	$37-35$	اندازه متوسط (mm)	$285/^\circ$
زاویه اتساع ($^\circ$)	$5-7$	چگالی ذرات جامد	$654/^\circ$
سختی سکانتی در کرنش 1%	$1/89 - 3/10$	نسبت سیلت (%)	۶

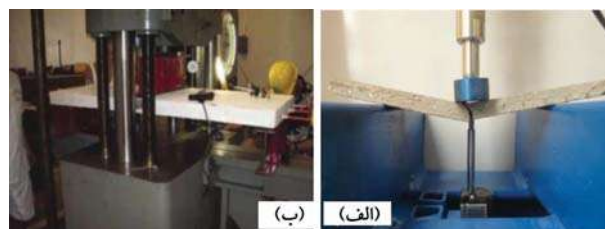
خمش ($M_{prototype} = N^{\frac{2}{3}} \cdot M_{model}$) و انجام تعدادی آزمایش مقاومت خمشی بر روی رویه با مقیاس واقعی و المان‌های رویه کوچک‌مقیاس، از یک شبکه‌ی فلزی پوشانده شده با دوغاب سیمان به ضخامت ۱۰ میلی‌متر به عنوان رویه‌ی دیوار کوچک‌مقیاس انتخاب شد. تصویری از این رویه و فرایند آزمایش‌های خمشی انجام شده در آزمایشگاه ژئوتکنیک دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات به ترتیب در اشکال ۴ و ۵ ارائه شده اند.

۳.۲. روند ساخت مدل

جهت شبیه‌سازی روند ساخت واقعی دیوارهای میخ‌کوبی شده که از بالا به پایین اجرا می‌شود، ابتدا رویه‌ی دیوار توسط یک سیستم مهاربند مقید شد و سپس ناحیه‌ی خاک برجا در پشت آن ساخته شد. همانطور که در شکل ۶ نشان داده شده است، این سیستم مهاربند دارای چهار بازوی متحرک در ترازهای مختلف بوده که در ابتدا لایه‌های خاک را حین ساخت مقید کرده (شکل ۶ قسمت الف) و سپس با آزاد نمودن بازوهای مقابل لایه‌های ساخته شده از بالا به پایین به صورت مرحله به مرحله، شرایط خاکبرداری را شبیه‌سازی می‌نمود (شکل‌های ۶ قسمت ب الی ه). به این ترتیب، شرایط سکون در ناحیه‌ی خاک برجا قبل از خاکبرداری و همچنین حالت محرک در توده‌ی میخ‌کوبی شده در حین حفاری شبیه‌سازی می‌شد. جهت ساخت ناحیه‌ی برجا، مصالح خاکی با رطوبت ۶ درصد در لایه‌هایی به صورت سست داخل محفظه ریخته و با استفاده از یک کوبه متراکم می‌شد تا به ضخامت مورد نظر برسد. این تکنیک که به روش کوبش مرطوب با کنترل حجم معروف است، یک



شکل ۴. تصویری از الف) روند آماده‌سازی المان رویه کوچک‌مقیاس و ب) المان رویه داخل جعبه میز لرزه.



شکل ۵. تصویری از آزمایش خمش بر روی الف) المان رویه کوچک‌مقیاس و ب) المان رویه واقعی.

روش متداول جهت ساخت مدل‌های فیزیکی به‌شمار می‌رود. [۲۸-۳۲] همچنین، در پشت دیواره‌ی شفاف محفظه، لایه‌های افقی و قائمی از ماسه‌ی سیاه‌رنگ ریخته شد تا رؤیت تغییر شکل‌ها و نحوه‌ی تشکیل ناحیه‌های برشی ساده‌تر شود.

پس از اجرای خاک پشت دیوار، یک چهارم فوقانی دیوار آزاد و اولین ردیف میخ در فواصل افقی ۱۵/۰ متر نصب شد. جهت نصب میخ‌های مارپیچی از یک دریل برقی با قابلیت تنظیم سرعت استفاده شد. این دریل بر روی یک ریل (پایه) راهنمای فولادی قرار داده شد تا زاویه‌کوبش میخ در حین نصب ثابت نگه داشته شود. این ریل راهنما شامل یک پایه‌ی اصلی و یک بازوی مفصلی بود که اجازه می‌داد میخ‌ها تحت زاویه‌ی دلخواه درون خاک نصب گردند. پس از نصب هر میخ، یک قطعه‌ی چوبی مکعبی به ابعاد ۲۵ × ۲۵ × ۲۵ میلی‌متر در انتهای میخ قرار داده شده و با یک مهره در جای خود محکم می‌شد. در دیوار با میخ‌های مایل، از قطعات گوه‌ای شکل با زاویه‌ی رأس ۳۰ درجه استفاده شد. این روند برای ردیف‌های دوم تا چهارم نیز تکرار شد تا تمام دیوار و نصب تمام ردیف‌های میخ به پایان برسد.

۴.۲. بارگذاری و بارگذاری دینامیکی

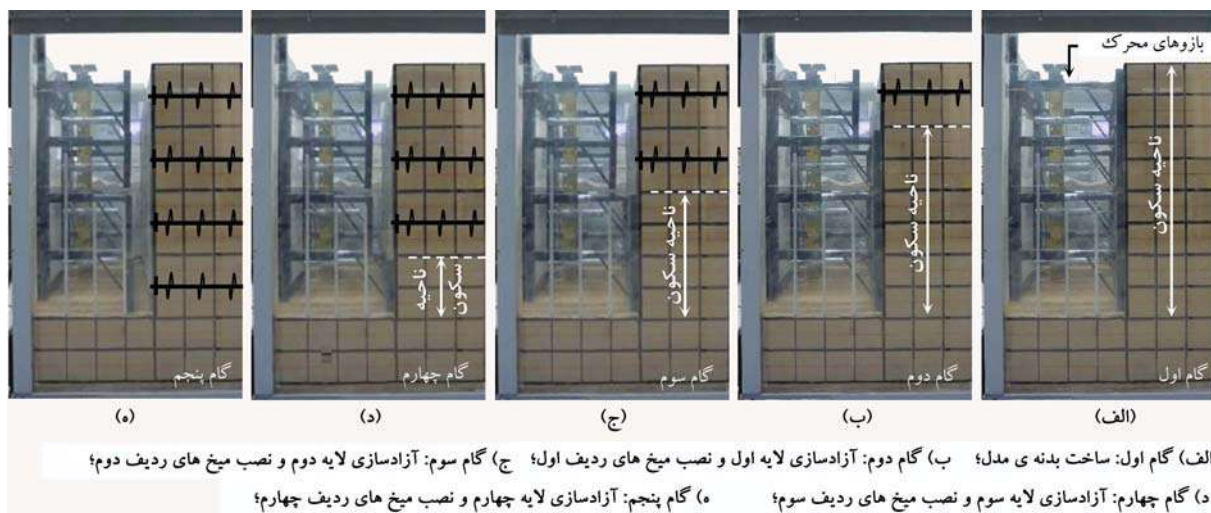
همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، به منظور اندازه‌گیری جابه‌جایی افقی رویه از چهار سنسور جابه‌جایی سنخ (LVDT) در ترازهای مختلف استفاده گردید. بر روی سطح خاکریز هر مدل و بر روی جعبه میز لرزه نیز یک شتاب‌نگار نصب شد تا به‌ترتیب پاسخ شتاب دیوار و شتاب ورودی اندازه‌گیری شود.

به منظور تحریک مدل‌ها، از تعدادی بار هارمونیک دوکی شکل متوالی با دامنه‌ی ثابت ۰/۵g و مدت تداوم متفاوت جهت تحریک مدل‌ها استفاده شد. در هر گام از بارگذاری، مدت دوام بار با گام‌های ۳ ثانیه تا لحظه‌ی وقوع گسیختگی افزایش یافت. این الگوی بارگذاری امکان بررسی اثر تغییرات سرعت مطلق تجمعی (CAV)^۵ را بر رفتار لرزه‌ای مدل‌ها ممکن ساخت. همچنین، فرکانس ۵ هرتز برای تحریک‌های ورودی انتخاب شد تا به قدر کافی از فرکانس طبیعی به دست آمده برای مدل‌ها فاصله داشته باشد و از وقوع پدیده‌ی تشدید در آن‌ها پیشگیری گردد. بر اساس آزمایش‌های ارتعاش آزاد که قبل از بارگذاری اصلی بر روی مدل‌ها انجام شد، فرکانس طبیعی مدل‌ها در محدوده‌ی ۱۶/۴ تا ۲۵/۳ هرتز برآورد شد. بر اساس قوانین تشابه ارائه شده برای فرکانس در خاک‌های غیرچسبنده $(f)_{prototype} = 1/N^{1-\lambda/2} (f)_{model}$ ، فرکانس انتخاب شده برای تحریک ورودی متناظر با فرکانس غالب یک تحریک واقعی برابر با ۱ هرتز بود.

۳. نتایج و بحث

۱.۳. عملکرد استاتیکی دیوار

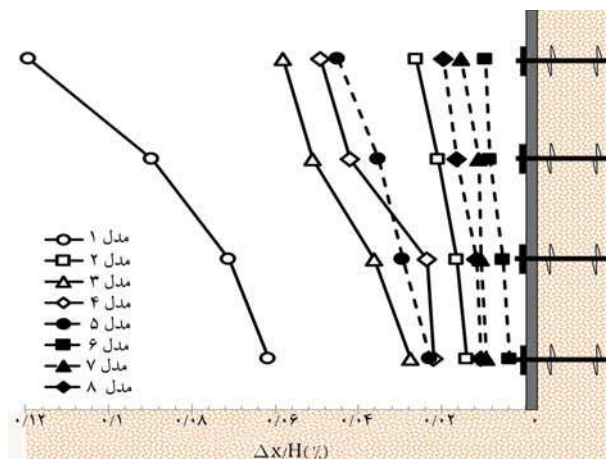
به منظور بررسی عملکرد مدل‌ها قبل از تجربه بار لرزه‌ای، تغییر شکل‌های جانبی رویه دیوارها در پایان آخرین گام شبیه‌سازی خاکبرداری در شکل ۷ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود، افزایش شیب میخ‌در تمامی چیدمان‌ها موجب کاهش جابه‌جایی دیوار می‌شود. این کاهش در مدل‌هایی که در آن از میخ‌های کوتاه‌تر و بلندتر در تمامی ردیف‌ها استفاده شده بود به ترتیب به حداکثر و حداقل مقدار خود رسید. این بدان معنی است که تأثیر نصب میخ به صورت مایل هنگامی برجسته می‌شود که دیوار به واسطه نصب میخ‌های کوتاه به شدت دچار تغییر شکل شده است. از سوی دیگر مشاهده می‌شود که علاوه بر افزایش طول میخ در تمامی ردیف‌ها، افزایش موضعی طول میخ در برخی قسمت‌های دیوار نیز می‌تواند یک



شکل ۶. شبیه سازی فرایند خاکبرداری با استفاده از سازه مهاری.

سازه محسوب شده و می بایستی پارامترهای زلزله طرح جهت طراحی لرزه ای سازه بر اساس پاسخ لرزه ای سیستم نگهدارنده تعیین شود. برای این منظور لازم است که تغییرات به وجود آمده در محتوای فرکانسی شتاب ورودی (تغییر فرکانس و تغییر شتاب پایه) از طریق تحلیل پاسخ شتاب در سطح خاکریز تخمین زده شود. علیرغم پیرنگ تر بودن اهمیت این موضوع در سیستم های خاک مسلح به دلیل انعطاف پذیری بالای آن ها، تاکنون توجه اندکی به آن در این سیستم ها به خصوص سازه های خاک میخ کوبی شده است. بنابراین، در این مطالعه با استفاده از داده های ثبت شده توسط شتاب سنج قرار گرفته در سطح خاکریز دیوارها، به بررسی تغییرات محتوای فرکانسی شتاب ورودی در سیستم های مسلح شده با میخ های مارپیچی پرداخته شد. بر این اساس، با تعیین نسبت پاسخ شتاب حداکثر به بیشینه شتاب ورودی که ضریب بزرگ نمایی شتاب (A_m) نامیده می شود. [۳۵-۳۳] همچنین، تعیین نسبت فرکانس غالب شتاب نگاشت ثبت شده در سطح خاکریز به فرکانس شتاب ورودی (f_r) در هر مرحله از بارگذاری، تغییرات ضریب بزرگ نمایی شتاب و f_r در مقابل سرعت مطلق تجمعی تخمین زده شده و در شکل ۸ ارائه شده است.

مقایسه f_r مدل ها در شکل ۸ نشان می دهد که طول، چیدمان و زاویه ی نصب میخ ها به طور چشمگیری می تواند موجب تغییر فرکانس تحریک ورودی شود. بنابراین، با استفاده از این سه عامل می توان فرکانس تحریک ورودی به سازه را بر اساس شرایط مورد نیاز مدیریت نمود. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می شود، کمترین کاهش در فرکانس تحریک ورودی مربوط مدل شماره ۶ می باشد که با چیدمانی یکنواخت از میخ های مایل با طول $0.9H$ مسلح شده بود. این کاهش که حدود 0.16° بود، در مدل شماره ۲ با میخ های افقی به 0.33° رسید. این رشد $0.51/5$ درصدی در مدلهایی با طول میخ $0.5H$ در حدود $0.10/8$ درصد تخمین زده شد. این اختلاف نشان دهنده ی آن است که در هنگام نصب میخ های مارپیچی بلند، تغییرات محتوای فرکانسی بیشتر به تغییرات زاویه ی نصب میخ بستگی دارد. عامل مؤثر دیگر بر تغییرات محتوای فرکانسی، چیدمان غیر یکنواخت میخ ها بود که در دیوارها با میخ افقی و مایل دو اثر کاملاً متفاوت داشت. مقایسه ی مدل های ۳ و ۴ با مدل ۱ نشان می دهد که افزایش طول میخ افقی در نیمه ی بالایی و پایینی دیوار به ترتیب منجر به کاهش $0.06/5$ و $0.23/9$ درصدی در فرکانس تحریک ورودی شده است، درحالی که در مدلهایی با میخ مایل (مدل های ۷ و ۸)، مقدار این کاهش به علت بلندتر شدن طول میخ ها در بالا و پایین دیوار به ترتیب حدود $0.51/2$



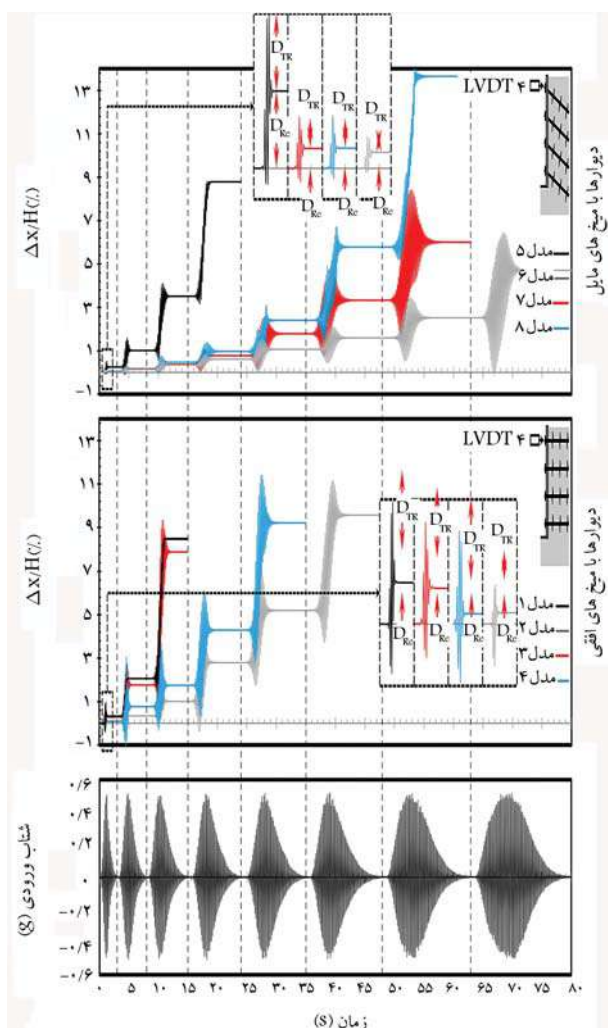
شکل ۷. پروفیل های جابه جایی افقی دیوار در مدلهایی با چیدمان مختلف میخ در پایان شبیه سازی خاکبرداری.

راه حل مناسب جهت کاهش جابه جایی های دیوار باشد. همانطور که در شکل ۷ به وضوح دیده می شود، این راه حل کاملاً وابسته به زاویه نصب میخ می باشد، به طوری که هنگام نصب میخ به صورت افقی، افزایش طول میخ های واقع شده در نیمه تحتانی به مراتب موثرتر از افزایش طول میخ های فوقانی می باشد درحالی که این موضوع هنگام نصب میخ به صورت مایل کاملاً برعکس می باشد. وقوع بیشترین جابه جایی در تاج دیوار در تمام مدل ها فارغ از نوع چیدمان، نکته دیگری است که در شکل ۷ مشاهده می شود. این پدیده که از ضعف اندرکنش میخ های فوقانی با خاک در اثر ناچیز بودن فشار همه جانبه در این بخش نشأت می گیرد، به طور چشمگیری با نصب مایل میخ ها جبران شد. این جبران به گونه ای بود که سبب تغییر مد تغییر شکل از دوران به سرخوردگی شد.

۲.۳. عملکرد لرزه ای دیوار

۱.۲.۳. تغییرات محتوای فرکانسی

واقع شدن سازه بر روی یک سیستم نگهدارنده خاک امری است که مهندسان بعضاً با آن مواجه می شوند. در این شرایط، سیستم نگهدارنده به عنوان یک ساختگاه برای

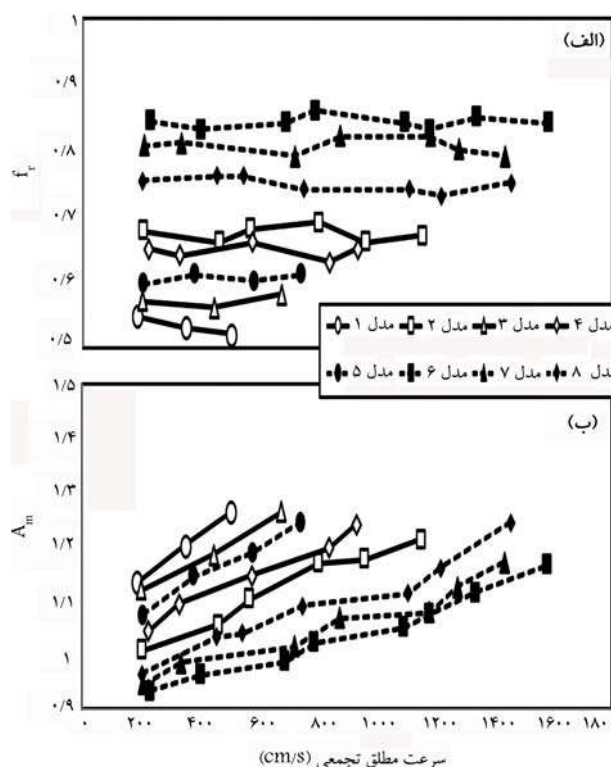


شکل ۹. تاریخچه زمانی جابه‌جایی افقی بدون بعد در تاج مدل‌ها در خلال مراحل اول تا هشتم بارگذاری.

و نهایتاً با کاهش هم‌زمان طول میخ‌در تمامی ردیف‌ها، این اثر به حداقل رسید. طول میخ دومین عامل مؤثر بر توزیع بزرگ‌نمایی شتاب در سیستم‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی بود و افزایش آن به‌طور کلی موجب کاهش ضریب بزرگ‌نمایی شتاب گردید. چیدمان میخ‌ها سومین عامل تأثیرگذار در کاهش ضریب بزرگ‌نمایی شتاب بود که میزان اثرگذاری آن به زاویه‌ی نصب میخ‌ها وابسته بود. در مدل‌های دیوار با میخ‌های افقی، افزایش طول میخ در نیمه‌ی پایینی دیوار نسبت به افزایش طول میخ‌های نیمه‌ی فوقانی تأثیر بیشتری در کاهش ضریب بزرگ‌نمایی شتاب داشت، درحالی‌که این موضوع در حالت نصب میخ‌های به‌طور مایل کاملاً برعکس بود.

۲.۲.۳. جابه‌جایی رویه

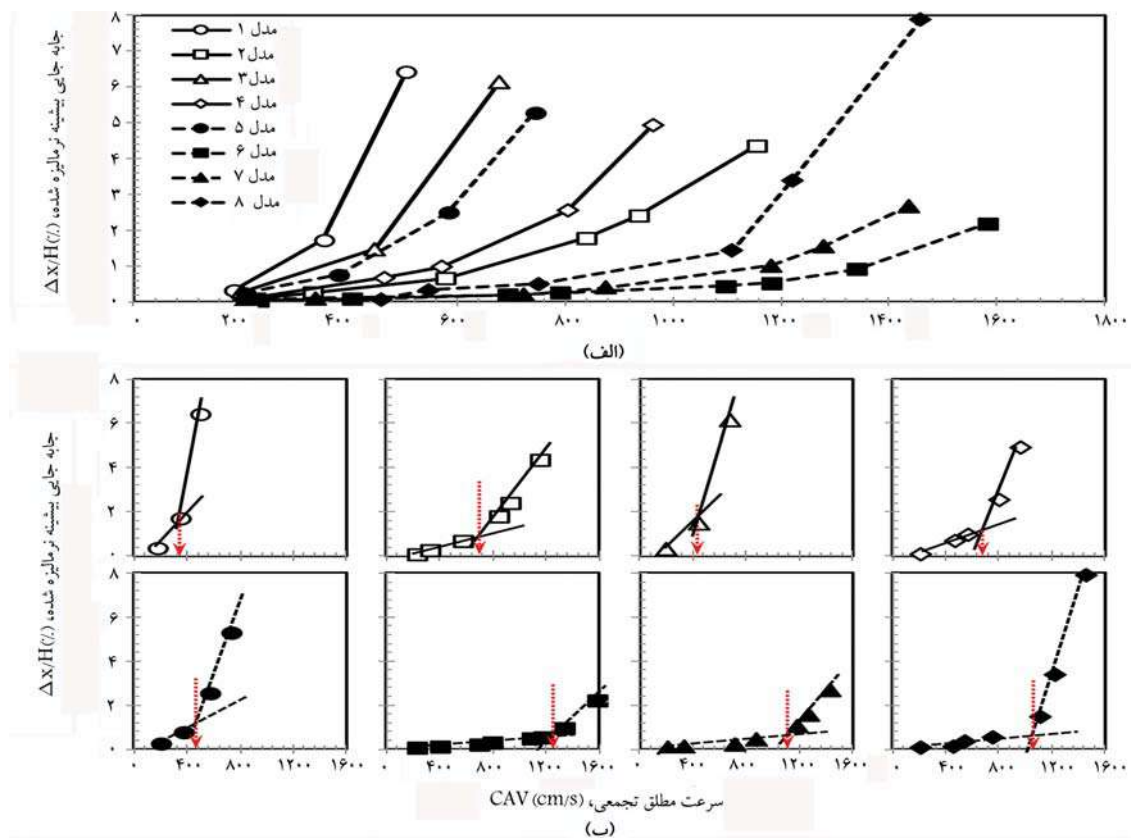
تاریخچه زمانی جاب‌جایی جانبی در تاج دیوار در گام‌های مختلف بارگذاری در شکل ۹ نشان داده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، پاسخ جابه‌جایی جانبی شامل دو بخش اصلی می‌شود: یک بخش پاسخ گذرا^۶ (DT) و یک بخش پاسخ ماندگار^۷ (DR). در گام اول بارگذاری، توزیع DR تقریباً با DT در تمامی مدل‌ها یکسان بود که نشان‌دهنده عدم ورود سیستم به فاز پلاستیک در این گام از بارگذاری است. در طی دومین گام بارگذاری، به خصوص در مدل‌هایی با میخ‌های کوتاه، افزایش سرعت مطلق تجمعی موجب افزایش قابل توجهی در مقدار DR شد و



شکل ۸. تغییرات الف) نسبت فرکانس غالب شتاب نگاشت ثبت شده در سطح خاکریز به فرکانس شتاب ورودی و ب) بزرگ‌نمایی شتاب در مقابل سرعت مطلق تجمعی.

و ۳۹/۱ درصد تخمین زده شد. این بدان معنا است که چیدمان غیریک‌نواخت میخ‌های مایل منجر به رفتار صلب‌تر در سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی می‌شود. همچنین، برخلاف دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مایل، میخ‌های نصب شده به‌صورت افقی در نیمه‌ی پایینی دیوار نسبت به نیمه‌ی بالایی نقش مؤثرتری بر افزایش صلبیت سازه دارد. این امر که توسط یزدان‌دوست و همکاران^[۳۶] برای سیستم مسلح با تسمه فلزی نیز گزارش شده است، نشان می‌دهد که هنگام انتخاب چیدمان میخ‌ها می‌بایستی زاویه‌ی نصب نیز در نظر گرفته شود.

برخلاف f_r ، در شکل ۸ مشاهده می‌شود که تغییرات ضریب بزرگ‌نمایی شتاب در مقابل سرعت مطلق تجمعی یک روند صعودی را تجربه می‌کند. این روند افزایشی که در تمامی مدل‌ها تقریباً با یک نرخ یکسان دنبال می‌شود، نشان می‌دهد زمان تداوم بارگذاری نقش مهمی در افزایش بزرگ‌نمایی شتاب دارد. این در حالی است که در مطالعات پیشین روندی نزولی برای ضریب بزرگ‌نمایی شتاب هنگام افزایش شتاب پایه گزارش شده است.^[۳۹-۳۷،۳۳] بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در زلزله‌هایی با زمان تدام بلندتر اثرات مخرب بیشتری نسبت به زلزله با شتاب بالاتر در سازه‌های ساخته شده به روی سیستم‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی مشاهده می‌شود. توزیع ضریب بزرگ‌نمایی شتاب در مدل‌ها نشان داد که زاویه‌ی نصب، طول و چیدمان میخ‌ها می‌تواند اثرات قابل توجهی بر کاهش آن داشته باشد. همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، نصب میخ‌های مایل به‌جای میخ‌های افقی موجب شد که ضریب بزرگ‌نمایی شتاب کاهش یابد. میزان این کاهش به چیدمان میخ‌ها بستگی داشت و بیشترین کاهش در دیوارهایی مشاهده گردید که از میخ کوتاه‌تر در نیمه‌ی پایینی آن استفاده شده بود. در صورت استفاده از میخ‌های کوتاه‌تر در نیمه‌ی فوقانی دیوار، اثر زاویه‌ی میخ در کاهش ضریب بزرگ‌نمایی شتاب کمتر نمایان شد



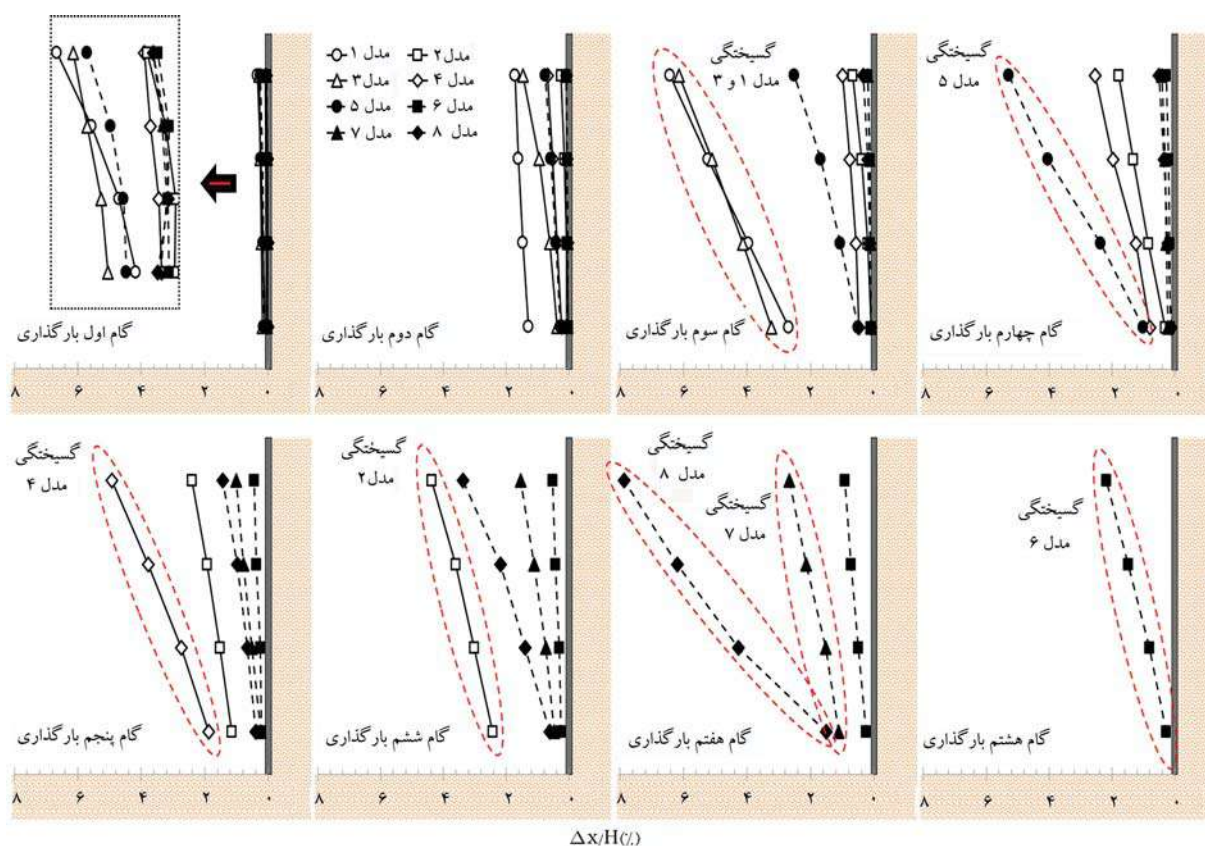
شکل ۱۰. الف) تغییرات جابه‌جایی افقی حداکثر در مقابل سرعت مطلق تجمعی و ب) مقادیر سرعت مطلق تجمعی متناظر با آستانه گسیختگی در هر مدل.

در حالی است که در مدل ۳ مشاهده شد که افزایش طول میخ‌های افقی در نیمه‌ی بالایی دیوار اثر بخشی چندانی نداشته است.

شکل ۱۱ نشان می‌دهد که بهترین عملکرد لرزه‌ای در سیستم‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی زمانی حاصل می‌شود که طول و زاویه‌ی نصب میخ‌ها به‌طور همزمان در تمام ردیف‌ها افزایش یابد. با اینکه افزایش طول میخ در تمامی ردیف‌ها نقش مهمی بر بهبود عملکرد سیستم میخ‌کوبی شده با میخ‌های مارپیچی دارد، این امر می‌تواند منجر به یک طراحی غیراقتصادی شود. بنابراین، چیدمان غیریکنواخت میخ‌ها می‌تواند جایگزین مناسبی باشد.^[۲۰] پروفیل‌های جابه‌جایی‌های جانبی نشان می‌دهد که استفاده از میخ‌های بلندتر تنها در نیمه‌ی بالایی دیوار نیز می‌تواند راه حل مناسبی جهت کاهش طول مورد نیاز میخ‌ها باشد، در عین حال که عملکرد مطلوب دیوار را حفظ نماید. این نوع چیدمان که به عنوان چیدمان دوزنقه‌ای معروف است، تنها زمانی در سیستم مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی مؤثر خواهد بود که میخ‌ها به‌طور مایل نصب شده باشند. در حالت نصب افقی میخ‌ها، عکس این چیدمان به‌عنوان چیدمان بهینه مطرح است. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که در حالت نصب میخ‌های افقی، نیمه‌ی تحتانی دیوار سیستم میخ‌کوبی شده با میخ‌های مارپیچی مهم‌ترین و مؤثرترین بخش بوده و باید با میخ‌های بلندتر تسلیح گردد، درحالی‌که این امر در حالت نصب میخ‌های مایل کاملاً معکوس است. این یافته‌ها که برای میخ‌کوبی تزیینی نیز به‌دست آمده است^[۲۰]، به این معنا است که باید چیدمان میخ‌های مارپیچی بر اساس زاویه‌ی نصب انتخاب گردد تا عملکرد لرزه‌ای مطلوب حاصل شود. نکته‌ی مهم دیگری که در شکل ۱۱ قابل مشاهده است، این است که افزایش طول میخ‌ها به‌طور همزمان در تمامی ردیف‌ها علاوه بر آنکه کاهش جابه‌جایی پیش از گسیختگی را در پی دارد، موجب کنترل سطح جابه‌جایی‌ها در لحظه‌ی گسیختگی

موجب گردید تا بخش اعظمی از پاسخ جابه‌جایی شامل جابه‌جایی‌های ماندگار باشد. این پدیده در مراحل بعدی بارگذاری افزایش یافت و ورود به فاز پلاستیک و وقوع باندهای برشی^۸ در بدنه‌ی مدل‌ها مشاهده گردید. همانطور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، نصب میخ‌های مایل علاوه بر کاهش جابه‌جایی گذرا سبب کمتر شدن جابه‌جایی ماندگار نیز شده است. با کاهش طول میخ‌ها، جابه‌جایی جانبی دیوار افزایش قابل توجهی یافت. این افزایش که در تاج دیوار مشهودتر بود، با نصب میخ‌های مایل کم‌رنگ‌تر شد. این موضوع که در (شکل ۱۰ قسمت الف) نیز به‌وضوح قابل مشاهده می‌باشد، بدان معنا است که اثر نامطلوب کاربرد میخ‌های کوتاه در عملکرد سیستم‌های مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی را می‌توان با نصب زاویه‌دار میخ‌ها جبران نمود.

پروفیل‌های جابه‌جایی جانبی دیوار در گام‌های مختلف بارگذاری در شکل ۱۱ ارائه شده است. با مقایسه‌ی مدل‌ها مشخص شد که استفاده از رویه با سختی خمشی کافی سبب می‌شود که توده‌ی خاک میخ‌کوبی شده به‌صورت یکپارچه رفتار نموده و همکاری مناسبی میان تمام ردیف‌های میخ شکل‌گیرد تا پایداری دیوار به نحوی مناسب تأمین گردد. این همکاری موجب شده که عملکرد ضعیف میخ‌ها در برخی از قسمت‌های مدل توسط سایر میخ‌ها جبران شود. این موضوع را می‌توان به وضوح در مدل ۴ مشاهده نمود که در آن اثرات نامطلوب کاربرد میخ‌های افقی کوتاه در نیمه‌ی فوقانی دیوار توسط میخ‌های نیمه‌ی پایینی جبران شده است. مقایسه‌ی مدل‌های ۴ و ۸ نشان می‌دهد که این امر با نصب میخ‌های مایل بیشتر قوت می‌گیرد. در مدل ۷ مشاهده می‌شود که تأثیر نصب میخ‌های مایل آنچنان زیاد است که علیرغم ظرفیت پایین بیرون‌کشیدگی میخ‌های فوقانی، این میخ‌ها نقش چشم‌گیری در جبران اثرات نامطلوب کاهش طول میخ‌ها در نیمه‌ی پایینی دیوار داشته‌اند. این



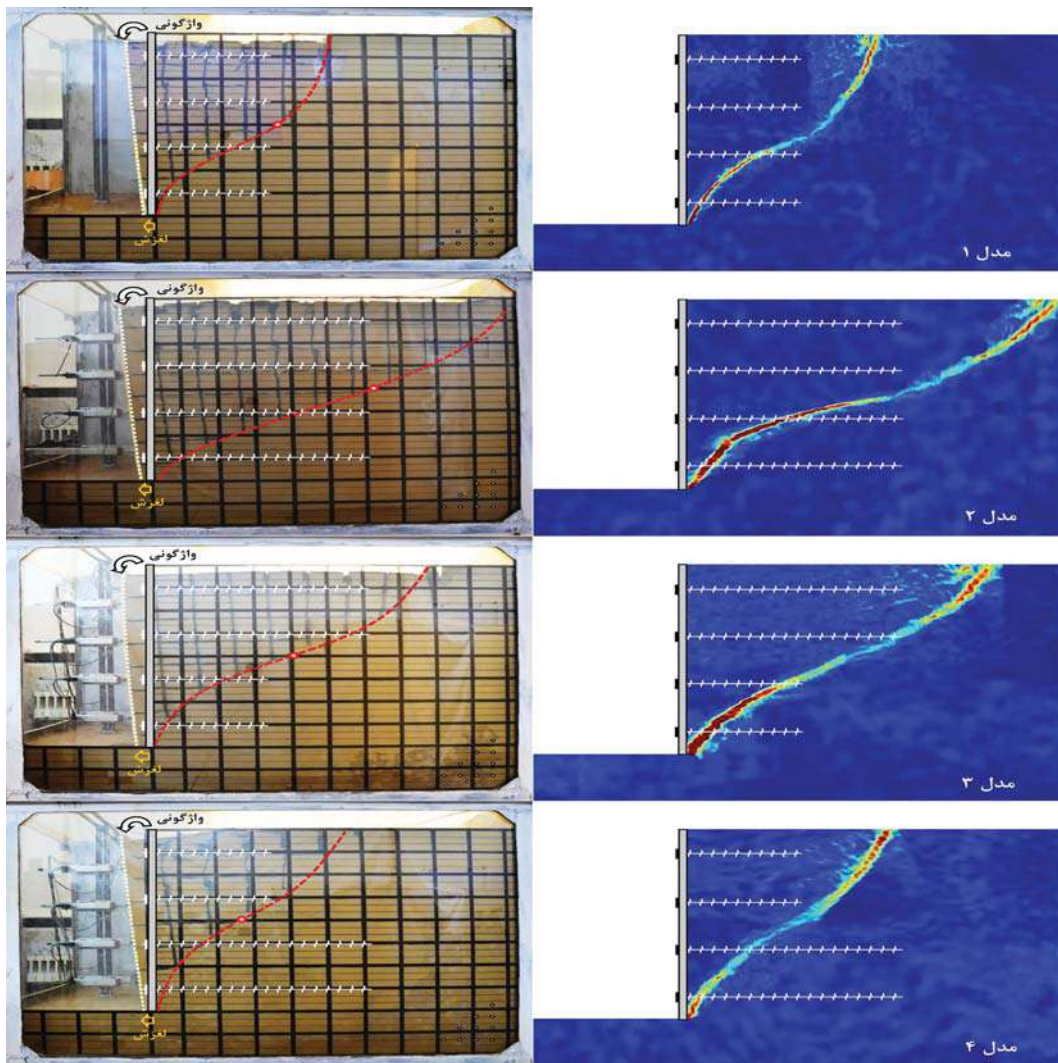
شکل ۱۱. پروفیل‌های جابه‌جایی افقی دیوار در مدل‌هایی با چیدمان مختلف میخ در گام‌های مختلف بارگذاری.

می‌دهد که کاربرد میخ‌های مارپیچی مایل یک راه حل مناسب برای افزایش مقادیر سرعت مطلق تجمعی آستانه گسیختگی و بهبود پایداری لرزه‌ای سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی می‌باشد. از طرفی دیگر، با افزایش طول میخ‌ها، مقادیر CAV_y افزایش یافته و جابه‌جایی ماکزیم کاهش می‌یابد که نشان‌دهنده انتخاب چیدمان مناسب میخ‌ها در بهبود پایداری لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی است. شکل ۱۰ قسمت ب نشان می‌دهد این بهبود پایداری لرزه‌ای نه تنها با افزایش طول میخ به‌طور هم‌زمان در تمامی ردیف‌ها حاصل می‌شود، بلکه با افزایش طول میخ‌ها به‌صورت موضعی در برخی بخش‌های دیوار مسلح شده با میخ‌های مارپیچی نیز به‌دست می‌آید. اگرچه که افزایش طول میخ‌ها به‌صورت موضعی به هر صورتی که باشد نهایتاً پایداری دیوار را افزایش می‌دهد، اما برای دیوارها با میخ افقی، کاربرد میخ‌های بلندتر در نیمه پایینی دیوار بهترین گزینه بوده و در دیوارهایی با میخ مایل استفاده از میخ بلندتر در نیمه‌ی بالایی دیوار مؤثرتر است.

۳.۲.۳. سطوح گسیختگی

روش پردازش تصاویر یک روش اندازه‌گیری غیرمخرب است که در این تحقیق برای شناسایی سطوح گسیختگی در مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. در این روش، کرنش برشی ایجاد شده در توده خاک با دنبال کردن حرکت ذرات خاک در تصاویر متوالی اخذ شده از مدل در خلال بارگذاری توسط نرم‌افزار GeoPIV اندازه‌گیری و سپس نواحی گسیختگی مشخص می‌شود. نتایج پردازش تصاویر و تصاویر تهیه شده از خرابی مدل‌ها در طی آخرین مرحله از بارگذاری در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ ارائه شده‌اند. همانطور که در تمامی مدل‌ها مشاهده می‌شود، سطوح گسیختگی در امتداد ارتفاع دیوار شکل می‌گیرد که با گزارش مطالعات گذشته بر روی دیوارهای خاک

نیز می‌گردد. این اثر مثبت همچنین در حالت نصب میخ‌های بلندتر افقی در پایین دیوار و میخ‌های بلندتر مایل در بالای دیوار نیز مشاهده شد (شکل ۱۰ قسمت الف). امروزه، کاربرد وسیع طراحی سازه‌های خاکی بر اساس سطوح عملکرد سبب شده است که روش‌های طراحی بر مبنای جابه‌جایی اهمیت مضاعفی پیدا کنند. شتاب ورودی تسلیم (a_y) یک پارامتر مهم در این روش‌ها می‌باشد که تخمین دقیق آن می‌تواند در اعتباربخشی به نتایج بسیار مؤثر باشد. این پارامتر معمولاً با استفاده از نمودار جابه‌جایی ماکزیم ($(\Delta x/H)_{max}$) برحسب شتاب پیشینه زمین (PGA) قابل تعیین است.^[۴۰،۴۱،۴۲] در این روش، نقطه‌ی تغییر شیب منحنی جابه‌جایی حداکثر در مقابل شتاب پیشینه زمین به عنوان شتاب ورودی تسلیم انتخاب می‌شود. مطالعات نشان داده است که شتاب ورودی تسلیم به عواملی نظیر هندسه‌ی سازه و مشخصات خاک وابسته است. با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه که توسط هانگ و همکاران^[۴۰] و یزدان دوست^[۴۲] انجام گرفت، مشخص شد که کاربرد میخ‌های تزریقی مایل و بلند سبب افزایش شتاب ورودی تسلیم می‌گردد. از آنجا که زمان تداوم بارهای لرزه‌ای یکی از عوامل اصلی خرابی سازه‌ها است، در این مطالعه تلاش شد که مقدار سرعت مطلق تجمعی (CAV) متناظر با آستانه گسیختگی در هر مدل تعیین گردد. جهت تخمین مقادیر سرعت مطلق تجمعی در آستانه گسیختگی (CAV_y) در مدل‌ها، منحنی‌های جابه‌جایی ماکزیم ($(\Delta x/H)_{max}$) در مقابل سرعت مطلق تجمعی (CAV) برای هر مدل به‌طور جداگانه ترسیم شد که در شکل ۱۰ قسمت ب ارائه شده است. در تمامی مدل‌ها می‌توان یک رابطه‌ی دوخطی میان جابه‌جایی ماکزیم و سرعت مطلق تجمعی مشاهده نمود. بر اساس نمودارهای به‌دست آمده مشخص شد که مدل‌های تسلیح شده با میخ‌های مایل، CAV_y بزرگتری نسبت به مدل‌های مسلح با میخ‌های افقی دارند. این امر نشان

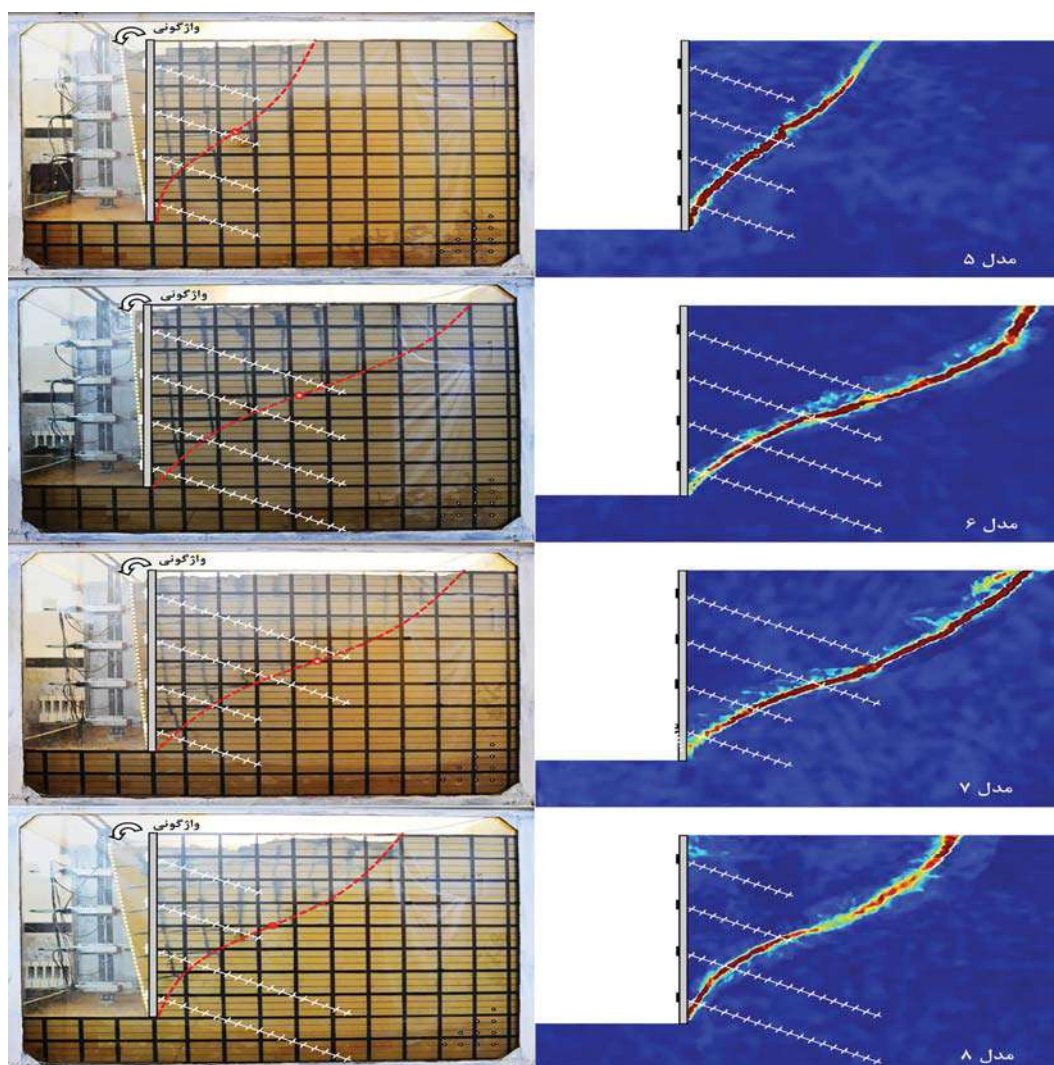


شکل ۱۲. مکانیزم گسیختگی و مدهای تغییر شکل برای مدل‌ها با میخ‌های افقی.

جانبی قابل توجهی در توده‌ی مسلح‌شده رخ داده و سپس توده‌ی خاک روی سطح لغزش به سمت بیرون و پایین حرکت می‌کند. مطابق شکل ۱۴، در فصل مشترک ناحیه‌های ۱ و ۲، تنش برشی نسبتاً بزرگی در خلال حرکات جانبی رفت و برگشتی شکل می‌گیرد. این تنش برشی که به علت پایداری تأمین‌شده توسط مکانیزم مهار میخ‌های ردیف‌های پایینی ایجاد می‌شود، موجب می‌شود که ناحیه ۱ به روی ناحیه ۲ اثر کرده و یک سطح گسیختگی در پشت ناحیه ۲ تشکیل شود. همانطور که در شکل ۱۴ نشان داده شده است، این شرایط بارگذاری مشابه با اثر یک دیوار حائل بر روی خاکریز خود به صورت نیروی رو به بالا یا رو به پایین است. توفنگجیان و ووستیک^[۴۱] نشان دادند که در حالت استفاده از المان‌های تسلیح با سختی قابل ملاحظه، نیروی ایجاد شده در خاکریز (ناحیه ۱) در جهت رو به بالا عمل می‌کند. این امر به عنوان حالت گسیختگی مقاوم با اصطکاک دیوار منفی (۵-د) شناخته می‌شود و می‌تواند مشابه با آنچه که در نیمه‌ی پایینی دیوارهای این مطالعه مشاهده گردید، سبب شکل‌گیری یک سطح گسیختگی محذب در خاکریز گردد.

شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان می‌دهند که هندسه مکانیزم گسیختگی در دیوار مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی یعنی موقعیت نقطه‌ی عطف سطح گسیختگی

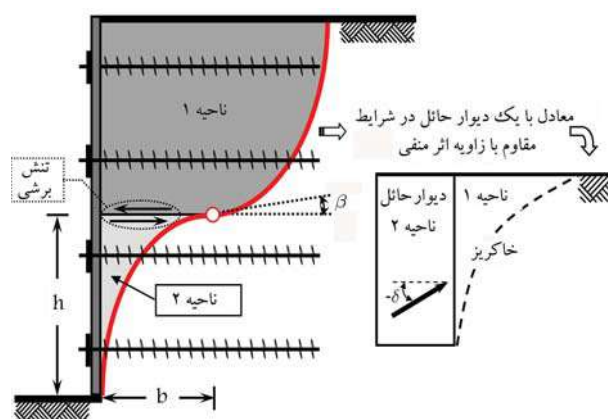
میخ‌کوبی شده مطابقت دارد.^[۴۱،۳۳،۳۰] این امر می‌تواند به سختی خمشی کافی رویه نسبت داده شود که موجب شد توده‌ی خاک مسلح به طور یکپارچه عمل نماید و همکاری مطلوبی میان تمامی ردیف‌های میخ اتفاق افتد تا پایداری دیوار تأمین گردد. مقایسه‌ی مدل‌ها نشان داد که علیرغم چیدمان‌ها و زاویه‌ی نصب مختلف میخ‌ها، الگوی گسیختگی در تمام مدل‌ها یکسان است. این الگو متشکل از یک گوه گسیختگی می‌باشد که توسط یک سطح سهموی شکل با نقطه‌ی عطف مشخص از بخش پایدار دیوار جدا می‌گردد. چنین الگویی توسط یزدان‌دوست^[۳۴] و توفنگجیان و ووستیک^[۴۱] نیز برای دیوار با میخ‌های تزریقی به ترتیب تحت شرایط g و Ng گزارش شده است. به منظور بررسی دقیق‌تر سطوح خرابی، هندسه‌ی شماتیک این سطوح در شکل ۱۴ به طور ایده‌آل ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، تمامی ردیف‌های میخ نقش موثری در شکل‌گیری الگوی خرابی مدل‌ها ایفا می‌کنند. در تمامی مدل‌ها، ردیف‌های میخ در نیمه‌ی فوقانی سبب انسجام توده‌ی خاک و تشکیل یک ناحیه‌ی یکپارچه (ناحیه ۱) شده و ردیف‌های میخ در نیمه‌ی تحتانی با تکیه بر ظرفیت بیرون‌کشیدگی‌شان در قالب یک مکانیزم مهار^۹ عمل می‌کنند (ناحیه ۲). همانطور که در آخرین گام بارگذاری مشاهده شد، با ادامه‌ی بارگذاری و فرا رسیدن حد ظرفیت بیرون‌کشیدگی این میخ‌ها، جابه‌جایی



شکل ۱۳. مکانیزم گسیختگی و مدهای تغییر شکل برای مدل‌ها با میخ‌های مایل.

(b) و کاهش زاویه β می‌شود. هرچند که این تغییرات هندسی موجب گسترش بیشتر سطح گسیختگی گردید، اما افزایش طول میخ‌ها به صورت موضعی در برخی قسمت‌های مدل نیز سبب گسترده‌تر شدن سطح گسیختگی شد که البته شدت این گسترش نسبت به حالت افزایش طول میخ در تمامی ردیف‌ها بسیار کمتر بود. جالب توجه است که در حالت افزایش زاویه نصب میخ‌ها، تغییرات هندسی کاملاً برعکس اتفاق افتاد یعنی استفاده از میخ‌های مایل موجب نزدیک‌تر شدن نقطه عطف به رویه و افزایش زاویه (β) گردید. نکته‌ی مهم دیگر، عدم وابستگی ارتفاع نقطه‌ی عطف (h) به چیدمان و زاویه‌ی نصب میخ‌ها بود، به طوری که در تمامی مدل‌ها این ارتفاع برابر با $h = H/2$ تعیین شد.

مقایسه‌ی تغییر شکل‌های ماندگار دیوار بعد از وقوع گسیختگی در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان می‌دهد که چیدمان و زاویه‌ی نصب میخ‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای بر مد تغییر شکل سیستم مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی تأثیرگذار است. همچنین، سختی خمشی رویه موجب شد تا مد تغییر شکل غالب در تمام مدل‌ها به فرم واژگونی بدون هیچ‌گونه شکم‌دادگی باشد. در مدل‌های با میخ‌های افقی، این مد تغییر شکل همراه با اندکی لغزش در پاشنه بود. با افزایش زاویه‌ی میخ‌ها، لغزش پایه دیوار از بین رفته و تنها مد تغییر شکل غالب همان واژگونی بود. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که



شکل ۱۴. فرم شماتیک سطوح گسیختگی و نواحی درگیر در مکانیزم خرابی.

(b, h) و زاویه‌ی نقطه‌ی عطف (β) به چیدمان و زاویه‌ی نصب میخ‌ها وابسته است. همانطور که برای هر دو زاویه‌ی میخ‌ها مشاهده می‌شود، افزایش طول میخ به طور همزمان در تمامی ردیف‌ها منجر به افزایش فاصله‌ی نقطه عطف نسبت به رویه

۴. کاربرد میخ‌های مایل به جای میخ‌های افقی، یک راهکار مؤثر در کاهش بزرگ‌نمایی شتاب در سیستم مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی بود. در صورت استفاده از میخ‌های کوتاه در نیمه بالایی دیوار، اثر بخشی این روش کمتر شده و نهایتاً با کاهش طول میخ به‌طور هم‌زمان در تمامی ردیف‌ها این اثر به حداقل رسید.

۵. روند افزایشی ضریب بزرگ‌نمایی شتاب (A_m) در مقابل سرعت مطلق تجمعی (CAV) و کاهش آن در مقابل شتاب بیشینه زمین نشان داد که زلزله‌هایی با زمان تداوم بیشتر نسبت به زلزله‌هایی با شتاب بزرگتر می‌تواند اثرات مخرب بیشتری بر سازه‌های ساخته‌شده روی سیستم‌های مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی داشته باشد.

۶. هرچند که افزایش طول میخ به‌طور هم‌زمان در تمامی ردیف‌ها سبب کاهش قابل توجه در تغییر شکل جانبی گردید، اما با افزایش طول میخ‌ها به‌صورت موضعی در نیمه بالایی دیوار در حالت میخ‌های افقی و در نیمه پایینی دیوار در حالت میخ‌های مایل، همان میزان کاهش در تغییر شکل‌ها مشاهده شد.

۷. افزایش طول و زاویه‌ی نصب میخ‌ها دو راهکار جهت افزایش پایداری سیستم مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی تحت زلزله‌هایی با مدت دوام طولانی بود که گزینه‌ی افزایش طول، اثر بخشی بیشتری داشت.

۸. صفحه‌ی گسیختگی در دیوار مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی به صورت یک سطح سهمی‌شکل با نقطه‌ی عطف مشخص مشاهده شد که ابعاد آن با افزایش طول و زاویه‌ی نصب میخ‌ها افزایش یافت. همچنین، مد تغییر شکل غالب در این دیوارها ترکیبی از واژگونی و لغزش پایه بود که با افزایش زاویه‌ی میخ‌ها، پدیده‌ی لغزش پایه رفته رفته کم‌رنگ شد.

استفاده از میخ‌های مارپیچی می‌تواند راهکار مناسبی برای کاهش جابه‌جایی دیوار باشد.

۴. نتیجه‌گیری

در این مطالعه، آزمایش‌های میز لرزه $1g$ بر روی مدل‌های دیوارهای مسلح‌شده با میخ مارپیچی صورت گرفت تا اثرات زاویه‌ی نصب و چیدمان میخ‌ها بر عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خاک مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی ارزیابی شود. هشت مدل با مقیاس $10:1$ و چیدمان و زاویه‌ی نصب مختلف میخ‌های مارپیچی ساخته شد و تحت تحریک‌هایی با زمان‌های تداوم مختلف قرار گرفت. نتایج با یکدیگر مقایسه گردید تا یافته‌های کمی و کیفی حاصل گردد که در ادامه به برجسته‌ترین آن‌ها اشاره شده است:

۱. نتایج نشان داد که افزایش طول و زاویه‌ی نصب میخ موجب کم‌رنگ‌تر شدن تغییرات محتوای فرکانسی می‌شود. این در حالی است که در این میان، نقش زاویه‌ی نصب مشهودتر است.

۲. کاهش زاویه‌ی نصب میخ‌ها موجب پررنگ‌تر شدن افت فرکانس پاسخ گردید. با افزایش طول میخ‌ها از $0.5H$ به $0.9H$ ، این کاهش تقریباً دو برابر شد. این اختلاف نشان می‌دهد که در حالت استفاده از میخ‌های مارپیچی بلندتر، فرکانس طبیعی بیشتر به تغییرات زاویه‌ی نصب میخ‌ها وابسته است.

۳. مشخص شد که برخلاف دیوارهای مسلح‌شده با میخ‌های مایل، در دیوارها با میخ‌های افقی، میخ‌های نصب‌شده در نیمه‌ی تحتانی نسبت به میخ‌های نیمه‌ی فوقانی نقش برجسته‌تری در بهبود صلبیت سازه دارند.

پانویس‌ها

1. Soil Nailing
2. New Austrian Tunneling Method
3. Helical Nails
4. Pull-out Resistance
5. Cumulative Absolute Velocity (CAV)
6. Transient
7. Residual
8. Shear Bands
9. Anchoring Mechanism

منابع (References)

1. Kovari, K., 2003. History of the sprayed concrete lining method-part II: milestones up to the 1960s. *Tunneling and underground space technology*, 18(1), pp. 71-83. doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00006-3.
2. Rabecac, S. and Toudic, P., 1974. Construction d'un mur de soutènement entre Versailles-Chantiers et Versailles-Matelots. Trans: construction of a retaining wall between Versailles-Chantiers and Versailles-Matelots. *Rev Gen Chemins Fer*, 93, pp. 232-7.

3. Felio, G., Vucetic, M., Hudson, M., Barar, O. and Chapman, R., 1990. Performance of soil nailed walls during the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake. In: *Proceedings of the 43rd Canadian Geotechnical Conference*, Quebec, Canada, pp. 165-173.
4. Tatsuoka, F., 1997. Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake, Special Lecture. In: *Int. Symp. Earth Reinforcement*, IS Kyushu'96, Balkema, pp. 973-1008.
5. Ehrlich, M. and Silva, R.C., 2015. Behavior of a 31 m high excavation supported by anchoring and nailing in residual soil of gneiss. *Engineering Geology*, 191, pp. 48-60. DOI.org/10.1016/j.enggeo.2015.01.028.
6. Garzon-Roca, J., Capa-Guachon, V.E. and Torrijo, F.J., 2019. Designing soil-nailed walls using the Amherst wall considering problematic issues during execution and service life. *International Journal of Geomechanics*, 19(7), pp. 1-14. DOI.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001453
7. Turner, J.P. and Jensen, W.G., 2005. Landslide stabilization using soil nail and mechanically stabilized earth walls: case study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2), pp. 141-150. DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:2(141).

8. Bridle, R., 1989. Soil nailing-analysis and design. *Ground Engineering*, 22(6).
9. Schlosser, F., 1982. Behaviour and design of soil nailing. In: *Proc. of Int. Symp., Held at Asia Institute of Technology*, pp. 399-419.
10. Su, L.-J., Chan, T.C., Yin, J.-H., Shiu, Y. and Chiu, S., 2008. Influence of overburden pressure on soil-nail pullout resistance in a compacted fill. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 134(9), pp. 1339-1347. DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:9(1339).
11. Wang, Q., Ye, X., Wang, S., Sloan, S.W. and Sheng, D., 2017. Experimental investigation of compaction-grouted soil nails. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(12), pp. 1728-1738. DOI.org/10.1139/cgj-2017-0063.
12. Ye, X., Wang, S., Li, Q., Zhang, S. and Sheng, D., 2020. Negative effect of installation on performance of a compaction-grouted soil nail in poorly graded stockton beach sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(8), pp. 04020061. DOI.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002301.
13. Yin, J.-H. and Zhou, W.-H., 2009. Influence of grouting pressure and overburden stress on the interface resistance of a soil nail. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(9), pp. 1198. DOI.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000045.
14. Zhou, Y., Cheuk, C. and Tham, L., 2009. Numerical modelling of soil nails in loose fill slope under surcharge loading. *Computers and Geotechnics*, 36(5), pp. 837-850. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2009.01.010.
15. Bobbitt, D., 1996. Chance soil screw retention wall system report. Chance Civil Construction, Centralia, Mo.
16. Sharma, P., Rawat, S. and Gupta, A.K., 2021. Laboratory investigation of pullout behavior of hollow and solid shaft helical nail in frictional soil. *Acta Geotechnica*, 16(4), pp. 1205-1230. DOI.org/10.1061/9780784412787.171.
17. Tokhi, H., Ren, G. and Li, J., 2018. Laboratory pullout resistance of a new screw soil nail in residual soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(5), 609-619. DOI.org/10.1139/cgj-2017-0048.
18. Ye, X., Wang, S., Zhang, S., Xiao, X. and Xu, F., 2020. The compaction effect on the performance of a compaction-grouted soil nail in sand. *Acta Geotechnica*, 15(10), pp. 2983-2995. DOI.org/10.1007/s11440-020-01017-4.
19. Deardorff, D., Moeller, M. and Walt, E., 2010. Results of an instrumented helical soil nail wall. In: *Earth Retention Conference 3*, pp. 262-269.
20. FHWA, 2015. Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls - Reference Manual, FHWA-NHI-14-007, FHWA Washington, D.C.
21. Sharma, M., Choudhury, D., Samanta, M., Sarkar, S. and Annapareddy, V.R., 2020. Analysis of helical soil-nailed walls under static and seismic conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 57(6), pp. 815-827. DOI.org/10.1139/cgj-2019-0240.
22. Zahedi, P., Rezaei-Farei, A. and Soltani-Jigheh, H., 2021. Performance Evaluation of the Screw Nailed Walls in Tabriz Marl. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 7(1), pp. 1-15. DOI.org/10.1007/s40891-020-00247-6.
23. Mahmoudi-Mehrizi, M.-E., Ghanbari, A. and Sabermahani, M., 2022. The study of configuration effect of helical anchor group on retaining wall displacement. *Geomechanics and Geoengineering*, 17(2), pp. 598-612. DOI.org/10.1080/17486025.2020.1827166.
24. Iai, S., 1989. Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field. *Soils and Foundations*, 29(1), pp. 105-118. DOI.org/10.3208/sandf1972.29.105.
25. Wood, D.M., 2004. Geotechnical modeling. Taylor & Francis Group, London.
26. FSI, 2014. Technical manual: helical piles and anchors, hydraulically driven push piers, polyurethane injection & supplemental support systems, 2nd ed. Foundation Support Works Omaha.
27. Tokhi, H., Ren, G. and Li, J., 2016. Laboratory study of a new screw nail and its interaction in sand. *Computers and Geotechnics*, 78, pp. 144-154. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2016.05.009.
28. Jahed Orang, M., Motamed, R., Prabhakaran, A. and Elgamal, A., 2021. Large-scale shake table tests on a shallow foundation in liquefiable soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(1), pp. 04020152. DOI.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002427.
29. Safaei, A.M., Mahboubi, A. and Noorzad, A., 2021. Experimental investigation on the performance of multi-tiered geogrid mechanically stabilized earth (MSE) walls with wrap-around facing subjected to earthquake loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(1), pp. 130-145. DOI.org/10.1016/j.geotextmem.2020.08.008.
30. Sahoo, S., Manna, B. and Sharma, K., 2021. Shaking table tests to evaluate the seismic performance of soil nailing stabilized embankments. *International Journal of Geomechanics*, 21(4), pp. 04021036. DOI.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001981.
31. Xu, P., Hatami, K. and Jiang, G., 2020. Study on seismic stability and performance of reinforced soil walls using shaking table tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(1), pp. 82-97. DOI.org/10.1016/j.geotextmem.2019.103507.
32. Yazdandoust, M., 2018. Seismic performance of soil-nailed walls using a 1 g shaking table. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(1), pp. 1-18. DOI.org/10.1139/cgj-2016-0358.
33. Huang, C.-C., 2019. Seismic responses of vertical-faced wrap-around reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 26(2), 146-163. DOI.org/10.1680/jgein.18.00044.
34. Xu, P., Hatami, K. and Jiang, G., 2020. Shaking table study of the influence of facing on reinforced soil wall connection loads. *Geosynthetics International*, 27(4), pp. 364-378. DOI.org/10.1680/jgein.20.00001.

35. Zheng, Y., Sander, A.C., Rong, W., Fox, P.J., Shing, P.B. and McCartney, J.S., 2018. Shaking table test of a half-scale geosynthetic-reinforced soil bridge abutment, *Geotechnical Testing Journal*, 41(1), pp. 20160268-20160268. DOI.org/10.1520/GTJ20160268.
36. Yazdandoust, M., 2017. Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, pp. 216-232. DOI.org/10.1016/j.soildyn.2017.03.011.
37. Eftekhari, Z. and Panah, A.K., 2021. 1-g shaking table investigation on seismic performance of polymeric-strip reinforced-soil retaining walls built on rock slopes with limited reinforced zone. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 147, pp. 106758. DOI.org/10.1016/j.soildyn.2021.106758.
38. El-Emam, M.M. and Bathurst, R.J., 2007. Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1), pp. 33-49. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2006.09.001.
39. Guler, E. and Selek, O., 2014. Reduced-scale shaking table tests on geosynthetic-reinforced soil walls with modular facing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(6), pp. 04014015. DOI.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001102.
40. Hong, Y.-S., Chen, R.-H., Wu, C.-S. and Chen, J.-R., 2005. Shaking table tests and stability analysis of steep nailed slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), pp. 1264-1279. DOI.org/10.1139/t05-055.
41. Tufenkjian, M.R. and Vucetic, M., 2000. Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(3), pp. 227-235. DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:3(227).

بررسی رفتار استاتیکی و دوره‌ای زهکشی نشده مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک

مسعود روشی (دانشجوی دکتری)

رضا نورزاد* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۳۰، شماره‌ی ۱، صص. ۱۴۹-۱۵۸، (پادداشت ثبت)

در سال‌های اخیر، مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک در زمینه‌های مختلفی نظیر پایداری شیروانی‌ها، پشت‌ریز دیوارهای نگهدارنده و مواد زهکش در لندفیل‌ها رواج یافته است. در این پژوهش، آزمایش سه محوری زهکشی نشده استاتیکی و دوره‌ای بر روی مخلوط ماسه بابل‌سر و خرده‌های لاستیک (با اندازه ۱ الی ۸ میلی‌متر) انجام گردید. تأثیر پارامترهایی نظیر مقدار خرده لاستیک‌های گوناگون (۰، ۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد وزنی) و تراکم نسبی‌های مختلف بر رفتار استاتیکی و دینامیکی مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک و فشار آب حفره‌ای ایجاد شده بررسی شد. نتایج نشان داد که افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه سبب کاهش مقاومت برشی و اتساع ماسه می‌شود. همچنین، افزایش مقدار خرده‌های لاستیک در ماسه موجب کاهش فشار آب حفره‌ای اضافی و در نتیجه کاهش روانگرایی در بارگذاری دوره‌ای می‌گردد. خرده‌های لاستیک به دلیل انعطاف‌پذیری و با ایجاد فشار آب حفره‌ای منفی در حین بارگذاری، مقاومت ماسه در برابر روانگرایی را افزایش می‌دهند.

واژگان کلیدی: اتساع، آزمایش سه محوری، خرده لاستیک، روانگرایی، مقاومت برشی.

masoud.raveshi@stu.nit.ac.ir
rnoorzad@nit.ac.ir

۱. مقدمه

یکی از علل اصلی خسارت و خرابی‌های وارده بر سازه‌ها در حین وقوع زلزله، پدیده روانگرایی است. هنگامی که یک توده خاک در معرض بارگذاری تک محوری، دوره‌ای و دینامیکی قرار می‌گیرد، مقاومت برشی آن در حجم ثابت کاهش می‌یابد و پدیده روانگرایی رخ می‌دهد. در این هنگام، تغییر شکل برشی یک جهتی بسیار بزرگی به توده خاک وارد می‌شود. کاهش در مقاومت برشی ادامه یافته تا زمانی که خاک مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد و خاک جاری می‌شود.^[۱] از عوامل موثر بر پدیده روانگرایی می‌توان به تراز آب زیرزمینی، نوع خاک، تراکم نسبی، شکل ذرات و ... اشاره کرد. با وجود این که علل وقوع پدیده روانگرایی به‌طور کامل در جوامع علمی بررسی شده است، اما همچنان مسائل بسیاری همچون چگونگی نحوه حفاظت در برابر آن وجود دارد. بسیاری از پژوهشگران در سال‌های اخیر از مدل‌سازی فیزیکی مانند میز لرزه و آزمایش سانتریفیوژ استفاده کرده‌اند. به منظور کاهش خطرات ناشی از روانگرایی، استفاده از دستگاه‌های مدرن کمک شایانی را در پیش‌برد سریع پژوهش‌ها به دنبال داشته است. روش‌های مقابله با پدیده روانگرایی را در حالت کلی می‌توان به چهار گروه تقسیم‌بندی کرد که عبارتند از: ۱. متراکم‌سازی، ۲. زهکشی،

۳. تسلیح و ۴. سم‌تاسیون به‌وسیله تزریق.^[۲] در سال‌های اخیر و به منظور مقابله با پدیده روانگرایی، بیشتر توجه پژوهشگران به روش تسلیح (ژئوسنتتیک‌ها و خرده‌های لاستیک) معطوف شده است.^[۳]

با پیشرفت فناوری، افزایش جمعیت و نیاز به تولید روزافزون انواع خودروها، سالانه در تمام کشورهای دنیا تعداد زیادی لاستیک فرسوده از چرخه مصرف خارج می‌شوند و مشکلات زیست محیطی متعددی برآ به‌وجود می‌آورند. دفع مواد لاستیکی یکی از مشکلات عمده در سرتاسر جهان است که با توجه به آمار بالای لاستیک‌های فرسوده، باید راهکارهایی برای آن ارائه شود. هر ساله تقریباً ۶۰ میلیون حلقه لاستیک فرسوده در آمریکا، ۲۹ میلیون در کانادا و ۲۵ میلیون در کره جنوبی رها می‌گردند. از این لاستیک‌ها در زمینه‌های مختلفی مانند استفاده دوباره، بازسازی، استفاده به‌عنوان پشت‌ریز سازه‌های نگهدارنده، استفاده در لندفیل‌ها و به‌عنوان سوخت استفاده می‌شود.^[۴] ویژگی‌های مکانیکی نظیر مقاومت کششی بالا و وزن مخصوص کم، دوام و قیمت ناچیز لاستیک‌ها، کاربرد آن‌ها را در سازه‌های ژئوتکنیکی مانند دیوارهای نگهدارنده، پایداری شیب‌ها، بستر راه‌ها و پی‌ها برای بهبود پارامترهای رفتاری خاک مطرح می‌سازد.^[۵] براساس استاندارد ASTM D۶۲۷۰^[۶] لاستیک‌های بازیافتی به سه دسته کلی تقسیم می‌شوند:

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۳/۷، اصلاحیه: ۱۴۰۲/۴/۱۰، پذیرش: ۱۴۰۲/۵/۱۵

استناد به این مقاله:

روش، مسعود و نورزاد، رضا، ۱۴۰۳. بررسی رفتار استاتیکی و دوره‌ای زهکشی نشده مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۱۴۹-۱۵۸.

DOI:10.24200/J30.2023.62453.3226

۱. تراشه لاستیک (تکه‌های لاستیک در اندازه ۵/۰ تا ۲ اینچ)؛

۲. خرده لاستیک (تکه‌های لاستیک در اندازه ۲ تا ۱۲ اینچ)؛

۳. مشتقات خرده لاستیک (هر درصد ترکیبی از تراشه و خرده لاستیک که در پروژه‌های عمرانی استفاده می‌شود).

در سه دهه اخیر، پژوهشگران بسیاری با انجام آزمایش‌های سه‌محوری، تک محوری، برش مستقیم و آزمایش نفوذپذیری به بررسی ویژگی‌های رفتاری نمونه‌های خاک مسلح با خرده‌های لاستیک پرداخته‌اند. نتایج این آزمایش‌ها حاکی از آن بود که افزودن خرده‌های لاستیک به خاک، ویژگی‌های مقاومتی خاک را بهبود بخشیده و رفتار خاک را از حالت ترد به یک حالت انعطاف‌پذیرتر تغییر می‌دهد.^[۷] به عنوان اولین پژوهش‌ها در زمینه استفاده از خرده لاستیک در کارهای ژئوتکنیکی می‌توان به پژوهش‌های ماهر و گرای^[۸]، ادیل^[۹]، احمد و لاول^[۱۰]، بوسچر و همکاران^[۱۱]، فوز و همکاران^[۱۲] اشاره کرد که در زمینه ساخت خاکریز مهندسی از مخلوط ماسه و خرده لاستیک می‌باشند. همچنین، پژوهشگران بسیاری به منظور بررسی پارامترهای مقاومتی مخلوط ماسه و خرده لاستیک، آزمایش‌های برش مستقیم و سه محوری بر روی نمونه‌های متشکل از درصد‌های وزنی گوناگون مخلوط ماسه و خرده لاستیک انجام دادند که می‌توان به پژوهش‌های یانگ و همکاران^[۱۳]، یوای و برگادو^[۱۴]، زورنبرگ و همکاران^[۱۵]، گوتلند و همکاران^[۱۶]، ونکاتا و داتا^[۱۷]، اتم^[۱۸] و نورزاد و روشی^[۱۹] احمد و همکاران^[۲۰] اشاره کرد. در سال‌های اخیر، پژوهشگران به بررسی روانگرایی مخلوط ماسه و خرده لاستیک پرداختند (اکاموتو و همکاران^[۲۱]، پروپوتانکون و همکاران^[۲۲]، زو و وانگ^[۲۳]، شریعتمداری و همکاران^[۲۴]، آمانتا و همکاران^[۲۵]، نیکیتاس و همکاران^[۲۶]، کاواتا و همکاران تعدادی آزمایش سه محوری دوره‌ای زهکشی نشده روی مخلوط ماسه با خرده‌های لاستیک (۰ الی ۱۰۰ درصد) انجام دادند. فشار همه‌جانبه برای تمام نمونه‌ها ۱۰۰ کیلوپاسکال در نظر گرفته شد. آن‌ها گزارش کردند که برای مخلوط ماسه و خرده لاستیک با مقدار کمتر از ۵۰ درصد حجمی خرده لاستیک، روانگرایی رخ می‌دهد، در صورتی که برای مخلوط ماسه و خرده لاستیک با مقدار بالای ۵۰ درصد حجمی خرده لاستیک، روانگرایی به وضوح مشاهده نمی‌شود.^[۲۷] مشیری با انجام آزمایش‌های سه محوری استاتیکی و دوره‌ای بر روی مخلوط ماسه و خرده لاستیک، به بررسی روانگرایی آن پرداخت. نتایج پژوهش او نشان داد که افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه تا میزان ۳۰ درصد وزنی موجب افزایش مقاومت ماسه در برابر روانگرایی می‌شود. همچنین، وجود خرده‌های لاستیک در ماسه باعث به وجود آمدن مخلوطی با تخلخل کمتر می‌شود و همین امر موجب کاهش ایجاد فشار آب حفره‌ای اضافه در مخلوط ماسه و خرده لاستیک می‌شود.^[۲۸] ستنن آمونتن و همکاران به بررسی روانگرایی استاتیکی و دوره‌ای مخلوط ماسه و خرده لاستیک (۰ الی ۱۰۰ درصد) با انجام آزمایش سه محوری پرداختند. اندازه خرده‌های لاستیک استفاده شده در این پژوهش کمتر از ۲ میلی‌متر بود. مخلوط‌های ماسه با خرده‌های لاستیک به میزان ۳۰ الی ۵۰ درصد وزنی خرده لاستیک، مقاومت بیشتری در برابر روانگرایی نسبت به ماسه خالص از خود نشان داده است. همچنین، افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه موجب کاهش سختی خاک گردید.^[۲۹] لی و همکاران به کمک آزمایش ستون تشدید و سه محوری دوره‌ای به تحلیل مقاومت برشی، میرایی و پتانسیل روانگرایی مخلوط ماسه و خرده لاستیک با دو اندازه متفاوت خرده‌های لاستیک پرداختند. نتایج نشان داد که افزایش خرده‌های لاستیک، ضریب برشی را در فشارهای جانبی پایین و بالا به ترتیب کاهش و افزایش می‌دهد. همچنین افزایش نسبت اندازه خرده لاستیک به ذرات ماسه، مقاومت در برابر روانگرایی را افزایش می‌دهد.^[۳۰] برخی از تحقیقات مانند تحقیق

شریعتمداری و همکاران و هونگ نشان داده‌اند که افزایش خرده‌های لاستیک در ماسه، مقاومت برشی و مقاومت در برابر روانگرایی مخلوط ماسه و خرده لاستیک را کاهش می‌دهد.^[۳۱-۳۲] این اختلاف در نتایج پژوهش‌های گوناگون را می‌توان به اختلاف در نمونه‌سازی، شرایط مختلف آزمایش‌ها، اندازه خرده‌های لاستیک متفاوت و شرایط بارگذاری گوناگون نسبت داد.^[۳۱-۳۲] نتایج پژوهش‌های پیشین نشان داده است که تغییر در مقاومت روانگرایی مخلوط ماسه و خرده لاستیک به دلیل اختلاف در نتایج پژوهش‌های قبلی نیاز به مطالعه بیشتری دارد. بنابراین در این پژوهش با انجام آزمایش‌های سه محوری استاتیکی و دینامیکی، به بررسی روانگرایی مخلوط ماسه و خرده لاستیک و تغییر فشار آب حفره‌ای ایجاد شده پرداخته شده است. همچنین، با مقایسه این نتایج با نتایج سایر پژوهشگران، علت تغییر در مقاومت برشی و پتانسیل روانگرایی مخلوط ماسه و خرده لاستیک بیان شده است.

۲. مصالح و روش انجام آزمایش

۱.۲. مشخصات مصالح مورد استفاده در این پژوهش

در این پژوهش، از ماسه بایلسر استفاده شده است که ویژگی‌های آن و منحنی دانه‌بندی آن طبق استاندارد ASTM D ۴۲۲^[۳۳]، به ترتیب در جدول ۱ و شکل ۱ نشان داده شده است. بر اساس سیستم رده‌بندی متحد، ماسه بایلسر از نوع ماسه ی دانه‌بندی شده (SP) می‌باشد. به منظور تسلیخ خاک، از خرده‌های لاستیک بازیافتی (۵، ۱۰، ۲۰، ۳۰ درصد وزنی) استفاده می‌شود. خرده‌های لاستیک، ذرات حاصل از خرد و آسیاب کردن تیرهای فرسوده اتومبیل‌ها پس از خارج کردن سیم‌های فلزی آن‌ها است. باید توجه داشت که به منظور اجتناب از تأثیر اندازه ذرات بر نتایج آزمایش، باید از خرده‌های لاستیک با ابعاد کوچکتر از ۱/۶ قطر نمونه‌ها استفاده کرد. به همین منظور، از خرده‌های لاستیک با ابعاد کوچکتر از ۸ میلی‌متر استفاده گردید. برای تعیین ویژگی‌های تراکمی ماسه و مخلوط ماسه و خرده لاستیک از آزمایش نسبت پوکی کمینه و بیشینه استفاده شد.

به این منظور، آزمایش تعیین وزن مخصوص بیشینه مطابق استاندارد ASTM D ۴۲۵۳^[۳۴] و آزمایش تعیین وزن مخصوص کمینه مطابق استاندارد ASTM D ۴۲۵۴^[۳۴] بر روی مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک انجام گردید. همان‌طور که در جدول ۱ مشاهده می‌شود، به دلیل قرارگیری ذرات ماسه در بین خرده‌های لاستیک، وزن مخصوص بیشینه و کمینه ماسه با افزودن خرده‌های لاستیک کاهش می‌یابد.

جدول ۱. ویژگی‌های ماسه و خرده‌های لاستیک.

وزن مخصوص (Gs)	نسبت پوکی		نمونه
	کمینه (emin)	بیشینه (emax)	
۲/۶۷	۰/۵۳۴	۰/۸۰۴	ماسه خالص
۲/۵۱	۰/۵۱۸	۰/۷۶۲	خرده لاستیک ۵٪
۲/۳۶	۰/۴۶۶	۰/۷۱	خرده لاستیک ۱۰٪
۲/۰۶	۰/۳۳۸	۰/۵۸۴	خرده لاستیک ۲۰٪
۱/۷۶	۰/۱۹۸	۰/۴۳۱	خرده لاستیک ۳۰٪



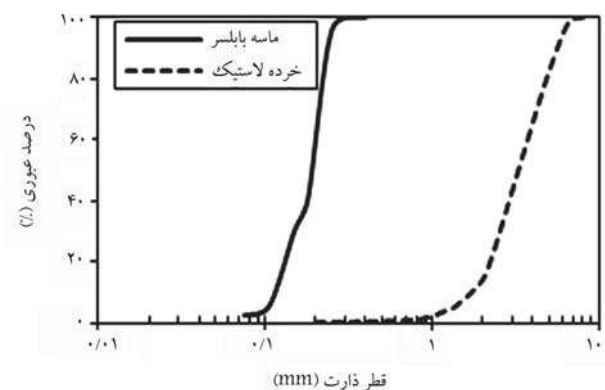
الف) بدون رطوبت؛



ب) با رطوبت.

شکل ۳. مخلوط ماسه و خرده لاستیک.

است. در همین راستا، در پژوهش حاضر به منظور رسیدن به نمونه‌های همگن از روش کوبش مرطوب^۳ استفاده شد. به این منظور، ۴ درصد وزنی مخلوط ماسه و خرده لاستیک، آب به نمونه‌ها اضافه گردید. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، افزودن آب موجب ایجاد نمونه‌های همگن از مخلوط ماسه و خرده لاستیک شده است. خرده‌های لاستیک به ماسه به صورت ۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد وزنی خشک اضافه شده است. دلیل افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه تا ۳۰ درصد وزنی آن است که در میزان خرده‌های لاستیک بیشتر از این مقدار، پدیده جداسازی میان ذرات خرده لاستیک و ذرات ماسه رخ می‌دهد. برای تهیه و ساخت هر نمونه، ابتدا میزان ماسه و خرده‌های لاستیک با توجه به تراکم نسبی نمونه بدست می‌آیند و سپس با یکدیگر مخلوط می‌شوند. مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک در پنج لایه آماده شدند. به منظور متراکم کردن لایه‌های ریخته شده در قالب، از کوبه‌ای با قطر کمی بیش از نصف قطر نمونه استفاده شد. ارتفاع لایه‌های متراکم شده با استفاده از کولیس رقیمی با دقت میلی‌متر کنترل گردید. به منظور حفظ پیوستگی دو لایه، با استفاده از خطکش فلزی شیارهایی به عمق حدود ۱/۱۰ ضخامت لایه، به صورت شبکه‌ای ایجاد می‌شود. بعد از ساخت نمونه، به منظور عدم کج‌شدگی و خروج از مرکزیت نمونه، مقدار کمی مکش در حدود ۱۰ تا ۱۵ کیلوپاسکال به نمونه اعمال می‌شود. پس از پر نمودن آب داخل سلول، برای حذف خلاء اعمالی، فشار داخلی سلول تا ۱۵ کیلوپاسکال (برای تمام نمونه‌ها) افزایش می‌یابد. برای اشباع‌سازی نمونه‌ها، گاز دی‌اکسید کربن به مدت یک ساعت و سپس آب مقطر عاری از هوا از هوا از نمونه‌ها عبور داد می‌شود. در مرحله بعد، برای اشباع‌سازی کامل نمونه و دستیابی به درصد اشباع بالای ۹۵ درصد، فشار همه‌جانبه و فشار داخل نمونه افزایش می‌یابد. این روند در گام‌های گوناگون تکرار شده تا نمونه به درصد اشباع ۹۵ درصد برسد. فشار همه‌جانبه برای تمامی نمونه‌ها ۱۰۰ کیلوپاسکال در نظر گرفته شد. در آزمایش‌های سه محوری استاتیکی، نمونه‌ها با تراکم نسبی ۴۵، ۶۰ و ۸۰ درصد ساخته شدند. میزان سرعت بارگذاری ۳/۰ میلی‌متر بر دقیقه در نظر گرفته شده است و بارگذاری بر روی نمونه‌ها تا کرنش ۱۵ درصد ادامه می‌یابد. در آزمایش‌های سه محوری دوره‌ای، تمامی نمونه‌ها با تراکم نسبی ۴۵ درصد ساخته شدند و در انجام آزمایش‌های اخیر از فشار دورگیر ۱۰۰ کیلوپاسکال استفاده شد و بارگذاری روی تمامی نمونه‌ها از نوع کنترل تنش با $CSR = 25\%$ و بسامد ۱ هرتز است. پس از انجام آزمایش‌های



شکل ۱. دانه‌بندی ماسه و خرده‌های لاستیک.



الف) دستگاه سه محوری استاتیکی؛



ب) دستگاه سه محوری دینامیکی.

شکل ۲. شمای کلی دستگاه‌های مورد استفاده.

۲.۲. دستگاه‌های آزمایش

در این پژوهش، به منظور بررسی رفتار ماسه و خرده لاستیک از دستگاه سه محوری استاتیکی و دینامیکی استفاده شد. برای آزمایش‌های استاتیکی از دستگاه سه محوری استاتیکی^۱ متعلق به آزمایشگاه ژئوتکنیک لرزه‌ای دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل مطابق با استاندارد ASTM D۷۱۸۱^[۳۵] و برای آزمایش‌های دینامیکی از دستگاه سه محوری دینامیکی متعلق به شرکت مواد ساخت آزما ویستا (GMTM)^۲ مطابق با استاندارد ASTM D۵۳۱۱^[۳۶] استفاده گردید. شمای کلی دستگاه سه محوری استاتیکی و دینامیکی استفاده شده در این پژوهش به ترتیب در شکل ۲ نشان داده شده است.

۳.۲. نمونه‌سازی و نحوه انجام آزمایش

از آنجا که در آزمون‌های آزمایشگاهی قرائت‌ها در مرزهای نمونه انجام می‌گیرد، ساخت نمونه همگن در راستای به دست آوردن معادله رفتاری از نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی بسیار اهمیت دارد. برای هر دو آزمایش سه محوری استاتیکی و دینامیکی، نمونه‌هایی با قطر ۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متر مد نظر قرار گرفت. ساخت نمونه همگن در آزمایش‌های سه محوری از اهمیت ویژه‌ای برخوردار

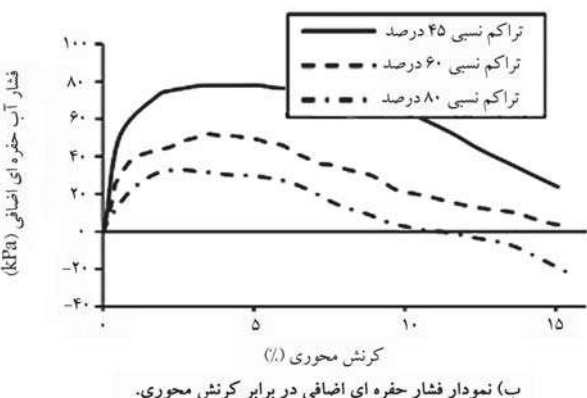
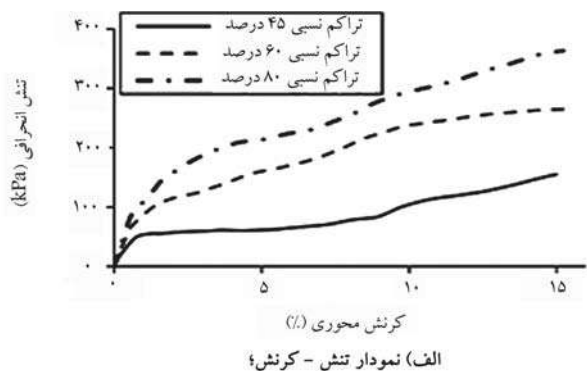
استاتیکی و دوره‌ای بر روی نمونه‌ها، اصلاحات مربوط نفوذ غشا، نیرو و سطح بارگذاری در محاسبات اعمال می‌شود.

۳. نتایج

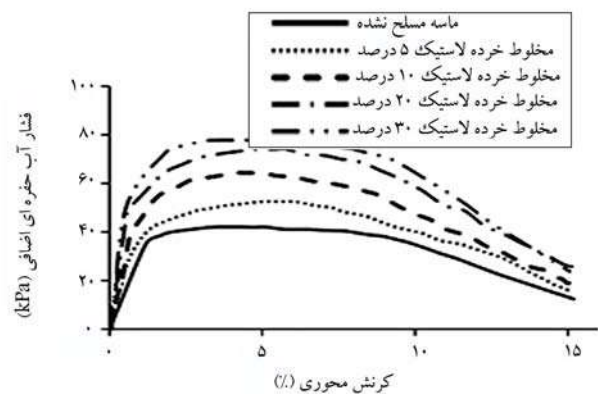
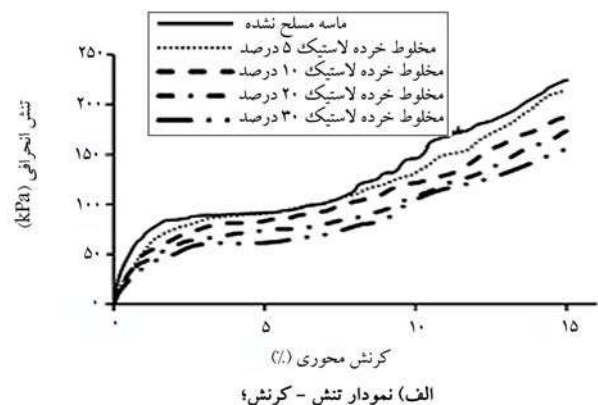
۱.۳. آزمایش سه محوری استاتیکی

به‌منظور بررسی میزان اثربخشی خرده‌های لاستیک بر رفتار ماسه و در شرایط زهکشی نشده، آزمایش‌های سه محوری استاتیکی بر روی مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک در میزان خرده‌های لاستیک ۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد و تراکم نسبی ۴۵، ۶۰ و ۸۰ درصد انجام گردیدند. در شکل‌های ۴ و ۵ نتایج آزمایش سه محوری استاتیکی زهکشی نشده به ترتیب بر روی ماسه بابلرس و مخلوط با ۳۰ درصد خرده لاستیک در تراکم نسبی‌های گوناگون مشاهده می‌شود. آزمایش‌ها برای مخلوط ماسه و خرده لاستیک در تراکم نسبی ۴۵، ۶۰ و ۸۰ درصد انجام شد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تراکم نسبی بر رفتار ماسه و مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک تأثیرگذار است. برای ماسه بابلرس و مخلوط ماسه با خرده‌های لاستیک، با افزایش تراکم نسبی، تنش انحرافی افزایش می‌یابد. همچنین، با افزایش تراکم نسبی، اتساع افزایش می‌یابد و انتقال فاز در کرنش محوری پایین‌تری اتفاق می‌افتد. به‌عنوان مثال، برای ماسه بابلرس، انتقال فاز برای تراکم نسبی ۸۰ درصد در کرنش نسبی ۱ درصد و برای تراکم نسبی ۴۵ درصد در کرنش نسبی ۴ درصد اتفاق می‌افتد.

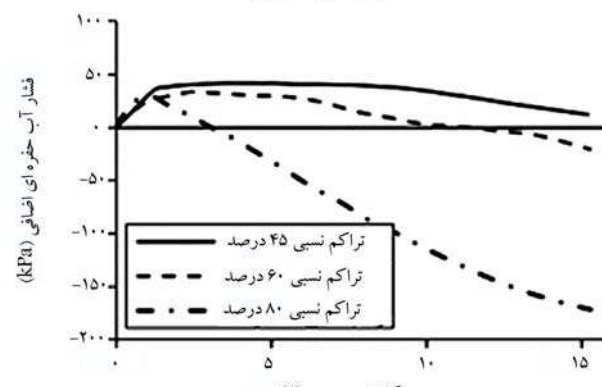
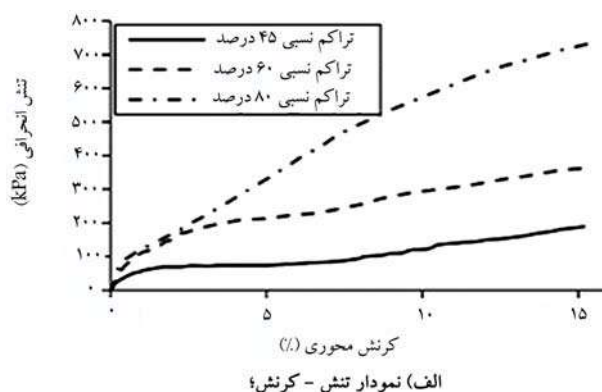
در شکل ۶ (قسمت الف) تأثیر افزودن خرده‌های لاستیک به مقاومت برشی



شکل ۵. آزمایش سه محوری استاتیکی زهکشی نشده بر روی مخلوط با ۳۰ درصد خرده لاستیک.



شکل ۶. آزمایش سه محوری استاتیکی زهکشی نشده بر روی مخلوط ماسه و خرده لاستیک.



شکل ۴. آزمایش سه محوری استاتیکی زهکشی نشده بر روی ماسه بابلرس.

جدول ۲. خلاصه پژوهش های قبلی بر روی ویژگی های مخلوط ماسه و خرده لاستیک.

پژوهشگران	مقاومت برشی پیشینه	(ماسه) D_{50} / (خرده لاستیک) D_{50}	اتساع
یوای و برگادو ^[۱۴]	کاهش	۱۱/۶	-
شیخ ^[۳۷]	کاهش	۴,۶/۵	-
کاوا ^[۲۷]	کاهش	۱/۶۵	-
مشیری ^[۲۸]	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش	۲۲	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش
روزنبرگ ^[۱۵]	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش	۳۱/۷۵, ۶۳/۵	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش
مدهوسوندهان ^[۳۸]	کاهش	۴	کاهش
روحانی فر ^[۳۹]	تا ۲۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۲۰ درصد کاهش	۱۸	تا ۲۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۲۰ درصد کاهش
ردی ^[۴۰]	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش	۴۴	-
سنتن آمونتن ^[۲۹]	کاهش	۳	کاهش
لی ^[۴۱]	کاهش	۱۰	-
پژوهش حاضر	کاهش	۱۴	کاهش

می توان مشاهده کرد که با افزایش اندازه متوسط خرده های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه تا حدود ۱۸، ذرات خرده لاستیک موجب افزایش مقاومت برشی ماسه نمی شوند و برای اندازه خرده لاستیک های بزرگ تر از این نسبت، تا حدود نسبت وزنی ۲۵ الی ۳۰ درصد خرده های لاستیک به ماسه، خرده های لاستیک موجب افزایش مقاومت برشی و اتساع می شوند و با افزایش این نسبت وزنی، مقاومت برشی مخلوط ماسه و خرده لاستیک کاهش می یابد. علت این امر را می توان به تماس ذرات ماسه با ماسه، ماسه با خرده های لاستیک و خرده های لاستیک با یکدیگر نسبت داد. با افزایش نسبت وزنی خرده های لاستیک در ماسه، به تدریج تماس ذرات ماسه با خرده های لاستیک افزایش می یابد، به طوری که در نسبت وزنی حدود ۲۵ الی ۳۰ درصد، تماس ذرات ماسه با خرده های لاستیک به مقدار حداکثر خود می رسد و در این نسبت وزنی بیشترین مقاومت برشی را از خود نشان می دهد.

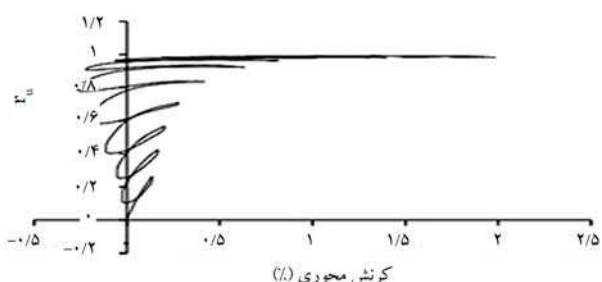
۲.۳. آزمایش سه محوری دوره ای

به منظور بررسی میزان اثربخشی خرده های لاستیک بر رفتار ماسه تحت بارگذاری دوره ای، آزمایش های سه محوری دوره ای بر روی مخلوط ماسه و خرده های لاستیک در میزان خرده های لاستیک ۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد و تراکم نسبی ۴۵ درصد انجام گردیدند. در شکل های ۷ تا ۱۰ به ترتیب نتایج آزمایش سه محوری دوره ای روی ماسه بابل سر و مخلوط ماسه با خرده های لاستیک ارائه شده است.

شکل ۷ به ترتیب فشار آب حفره ای اضافی بر حسب زمان را برای ماسه، مخلوط خرده لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نشان می دهد. همان طور که از شکل

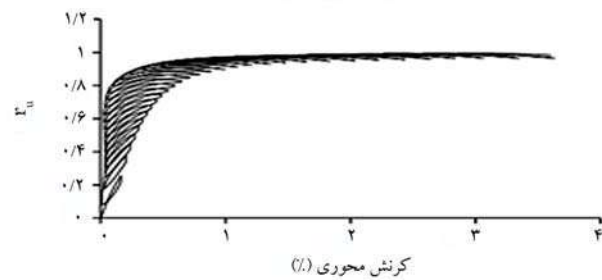
ماسه در تراکم نسبی ۸۰ درصد مشاهده می شود. همان طور که نشان داده شده است، مقاومت زهکشی نشده ماسه با افزودن خرده های لاستیک به آن کاهش می یابد. به عنوان مثال، در نمونه با خرده های لاستیک به میزان ۲۰ درصد، مقدار تنش پیشینه به میزان حدود ۲۵ درصد نسبت به ماسه خالص کاهش یافته است. همچنین، با افزودن خرده های لاستیک به ماسه اتساع کاهش می یابد (شکل ۶ قسمت ب). این نتایج با پژوهش صورت گرفته توسط شریعتمداری^[۲۴] انطباق خوبی دارد. نتایج آزمایش ها نشان می دهد که افزودن خرده های لاستیک به ماسه موجب نرم شدگی و کاهش مقاومت برشی ماسه می شود. کاهش در میزان اتساع مخلوط ماسه و خرده لاستیک به دلیل وجود خرده های لاستیک در میان ذرات ماسه می باشد. خرده های لاستیک به دلیل رفتار ارتجاعی در هنگام بارگذاری، تغییر شکل زیادی از خود نشان می دهند و همین موضوع موجب کاهش اتساع مخلوط ماسه و خرده های لاستیک می شود. همچنین، با افزودن میزان خرده های لاستیک در ماسه از مقدار ۵ الی ۳۰ درصد، کاهش در مقاومت و اتساع به وضوح مشهود می گردد.

در جدول ۲ می توان نتایج پژوهش های قبلی با نسبت های گوناگون اندازه متوسط خرده های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه را مشاهده کرد. همان طور که در جدول ۲ مشاهده می شود، نسبت اندازه متوسط خرده های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه بر رفتار مخلوط ماسه و خرده های لاستیک تأثیر می گذارد. با افزایش نسبت اندازه متوسط خرده های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه، درگیری و قفل و بست ذرات خرده لاستیک با ماسه بیشتر می شود و خرده های لاستیک عملکرد بهتری به عنوان تسلیع کننده از خود نشان می دهند. با افزایش نسبت اندازه متوسط خرده های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه، مقاومت برشی و اتساع مخلوط ماسه و خرده های لاستیک افزایش می یابد. همچنین، در جدول ۲



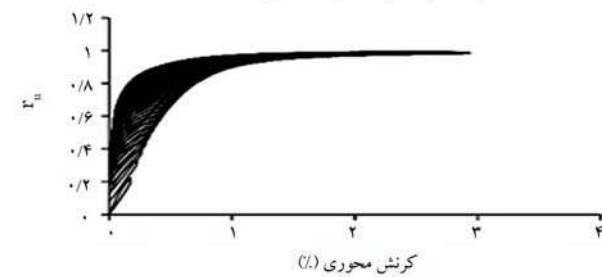
کرش محوری (%)

الف) ماسه بابلسر؛



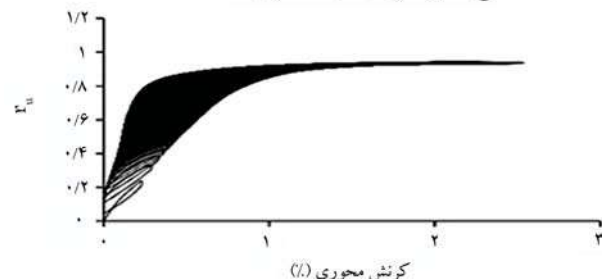
کرش محوری (%)

ب) مخلوط خرده لاستیک ۱۰ درصد؛



کرش محوری (%)

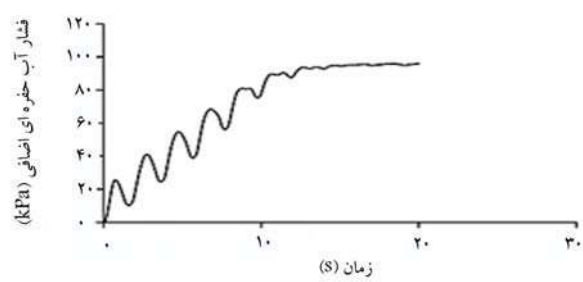
ج) مخلوط خرده لاستیک ۲۰ درصد؛



کرش محوری (%)

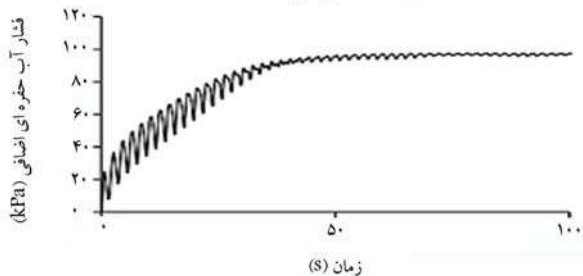
د) مخلوط خرده لاستیک ۳۰ درصد.

شکل ۸. نسبت P_u/P_n - کرنش محوری.



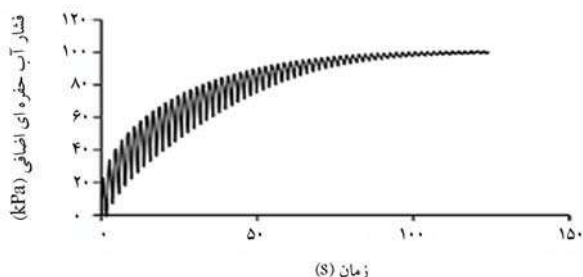
زمان (s)

الف) ماسه بابلسر؛



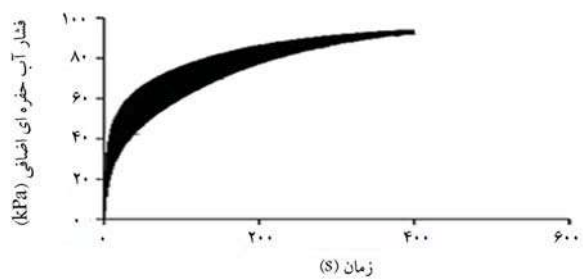
زمان (s)

ب) مخلوط خرده لاستیک ۱۰ درصد؛



زمان (s)

ج) مخلوط خرده لاستیک ۲۰ درصد؛



زمان (s)

د) مخلوط خرده لاستیک ۳۰ درصد.

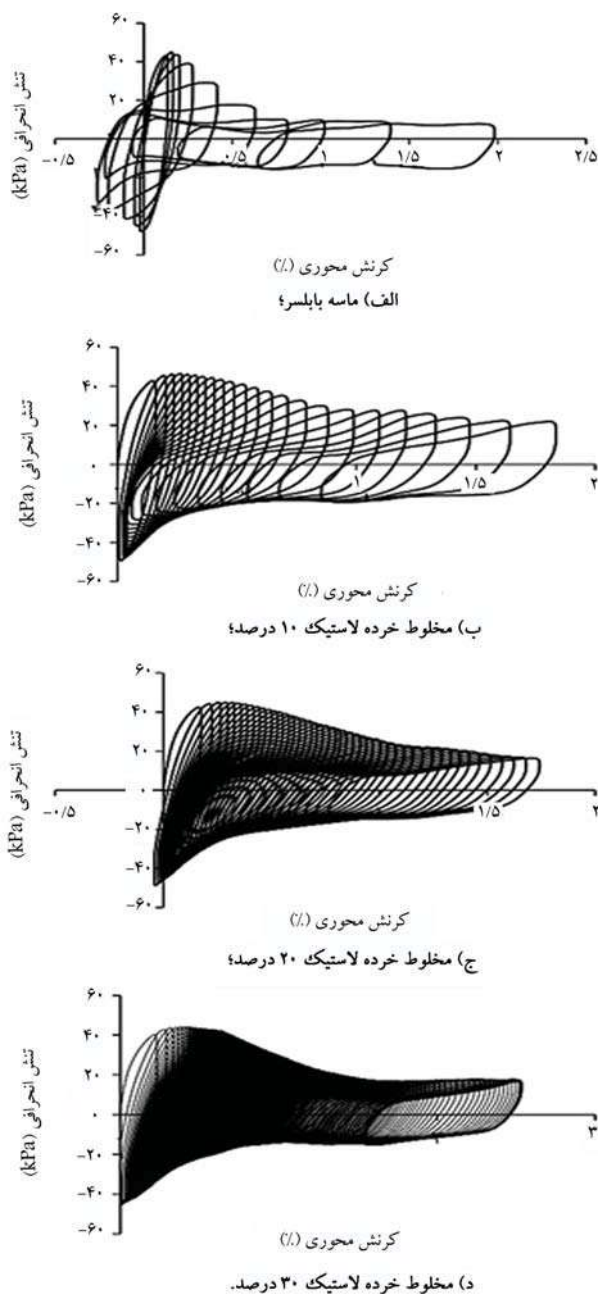
شکل ۷. نمودار فشار آب حفره‌ای اضافی - زمان.

را برای ماسه، مخلوط خرده لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نشان می‌دهد. می‌توان مشاهده کرد که نسبت فشار آب حفره‌ای در ماسه بابلسر در کرنش محوری حدود ۰/۶ درصد روی می‌دهد، درحالی‌که برای مخلوط ماسه و خرده لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد در حدود ۰/۹، ۱/۱ و ۱/۳ درصد اتفاق می‌افتد. بنابراین، وجود خرده‌های لاستیک به دلیل طبیعت انعطاف‌پذیری موجب افزایش کرنش محوری در زمان شروع روانگرایی می‌شود. همچنین، با افزایش مقدار خرده‌های لاستیک، کرنش محوری برای شروع روانگرایی نیز افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، با افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه، تعداد سیکل‌های لازم برای وقوع روانگرایی افزایش می‌یابد.

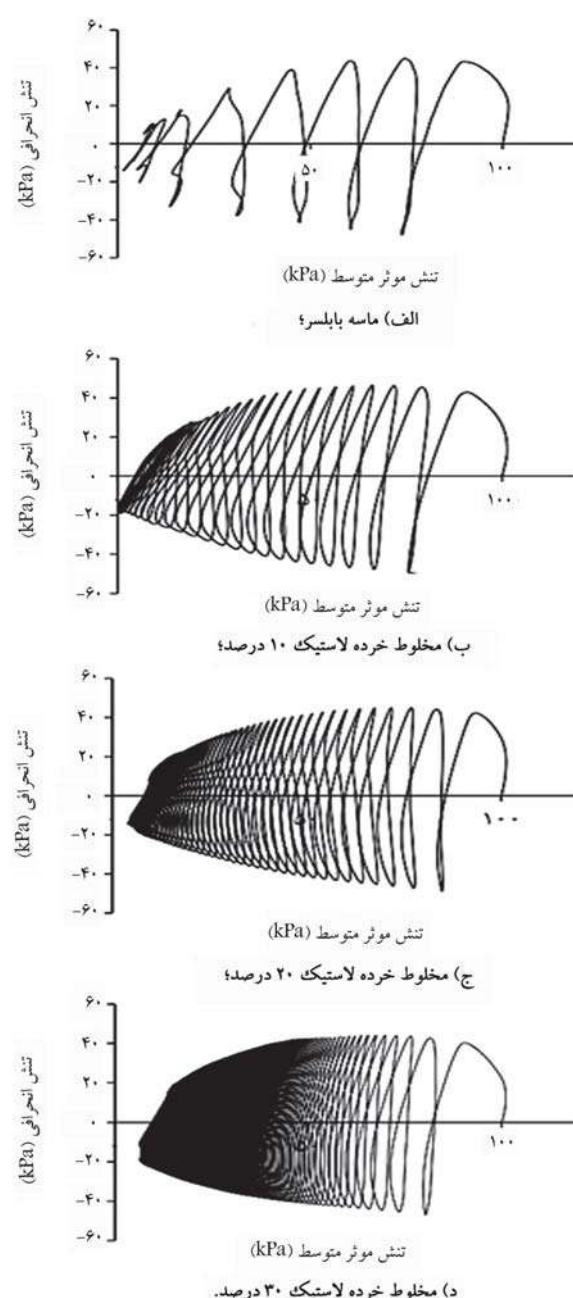
در شکل ۹ به ترتیب می‌توان مسیر تنش را برای ماسه مسلح نشده و مخلوط

نشان داده شده است، به‌طورکلی فشار آب حفره‌ای با افزایش تعداد سیکل‌ها افزایش می‌یابد. با مقایسه این شکل‌ها می‌توان مشاهده کرد که در یک زمان ثابت، مقدار فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در ماسه بیشتر از نمونه‌های دیگر می‌باشد. همچنین، فشار آب حفره‌ای اضافی در ماسه در زمان ۱۲ ثانیه به مقدار حداکثر خود رسیده است، درحالی‌که برای نمونه‌های مخلوط ماسه و خرده لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد به ترتیب در زمان‌های ۴۲، ۷۵ و ۳۰۰ ثانیه به این مقدار می‌رسد. در نتیجه، افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه موجب افزایش تعداد سیکل‌های لازم برای روانگرایی می‌شود. همچنین، با افزایش مقدار خرده‌های لاستیک، زمان لازم برای وقوع روانگرایی نیز افزایش می‌یابد.

شکل ۸ به ترتیب مقدار P_u/P_n (نسبت فشار آب حفره‌ای) بر حسب کرنش محوری



شکل ۱۰. تنش انحرافی - کرنش محوری.



شکل ۹. نسبت تنش انحرافی - تنش موثر متوسط.

با مشاهده این شکل می‌توان نتیجه گرفت که افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه به دلیل تغییر شکل پذیر بودن خرده‌های لاستیک، موجب کاهش سختی و افزایش شکل پذیری ماسه می‌شود. همچنین، با افزایش میزان خرده‌های لاستیک در ماسه، کاهش سختی بیشتری در مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک مشاهده می‌گردد. این نتایج با پژوهش‌های قضاوی^[۲۲] و دینگ^[۲۳] انطباق خوبی دارد. این پژوهشگران دریافته‌اند که با افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه، ضریب برشی کاهش و نسبت میرایی افزایش می‌یابد.

با توجه به مطالعات پیشین و نتایج حاصل از این پژوهش، همانند بارگذاری استاتیکی، نسبت اندازه ذرات خرده لاستیک به ذرات ماسه بر رفتار دوره‌ای مخلوط ماسه و خرده لاستیک اثر می‌گذارد. به دلیل آنکه ذرات ماسه غیر انعطاف پذیر و

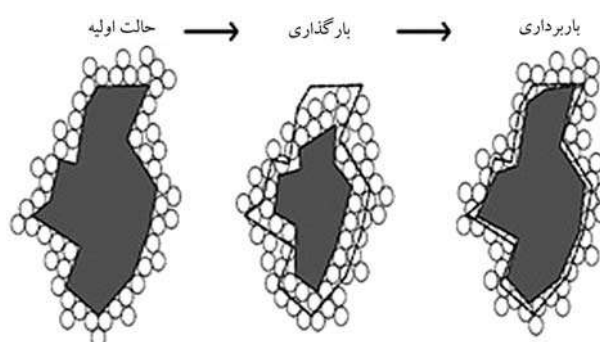
خرده لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد مشاهده کرد. با افزایش تعداد سیکل‌های بارگذاری، به دلیل افزایش فشار آب حفره‌ای، مقدار تنش موثر متوسط کاهش می‌یابد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، با افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه، فشار آب حفره‌ای کاهش یافته و تنش موثر متوسط در تعداد سیکل‌های بالاتری کاهش می‌یابد. همچنین، با افزایش مقدار خرده‌های لاستیک در مخلوط ماسه و خرده لاستیک، فشار آب حفره‌ای کاهش بیشتری یافته و کاهش در تنش موثر متوسط به ترتیب برای مخلوط خرده لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد در تعداد سیکل‌های بالاتری اتفاق می‌افتد.

شکل ۱۰ به ترتیب مقدار تنش انحرافی بر حسب کرنش محوری را برای ماسه مسلح نشده و مخلوط خرده لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد ارائه می‌دهد.

۴. نتیجه‌گیری

در این پژوهش به بررسی رفتار استاتیکی و دوره‌ای مخلوط ماسه بایلسر و خرده‌های لاستیک (۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد وزنی) پرداخته شد. تأثیر افزودن خرده‌های لاستیک در مقاومت برشی و فشار آب حفره‌ای در حالت استاتیکی و دوره‌ای بررسی گردید. نتایج حاصل از این پژوهش را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد:

- نتایج آزمایش‌های استاتیکی و مقایسه آن با نتایج پژوهش‌های دیگر نشان داد که نسبت اندازه متوسط خرده‌های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه بر رفتار مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک تأثیر می‌گذارد. افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه با نسبت اندازه متوسط خرده‌های لاستیک به نسبت اندازه متوسط ذرات ماسه در حدود ۱۸، موجب کاهش مقاومت برشی ماسه شده و اتساع را کاهش می‌دهد. همچنین، با افزایش میزان خرده‌های لاستیک در ماسه، کاهش مقاومت برشی قابل مشاهده است.
- افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه موجب افزایش کرنش محوری در زمان وقوع روانگرایی می‌شود. با افزایش میزان خرده‌های لاستیک در ماسه، مقدار کرنش محوری در زمان روانگرایی بیشتر می‌شود.
- با افزایش میزان خرده‌های لاستیک در ماسه به دلیل طبیعت انعطاف‌پذیری خرده‌های لاستیک، میزان سختی مخلوط ماسه با خرده‌های لاستیک نسبت به ماسه خالص کاهش و تغییر شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.
- وجود خرده‌های لاستیک به دلیل تغییر شکل‌پذیری ذرات آن‌ها و جمع‌شدگی این ذرات در هنگام اعمال بارگذاری، فشار آب حفره‌ای منفی ایجاد شده و مقاومت در برابر روانگرایی را افزایش می‌دهند.



شکل ۱۱. ذرات خرده لاستیک تحت بارگذاری و باربرداری.

غیر قابل تراکم هستند، در هنگام بارگذاری دوره‌ای برای نمونه‌های ماسه خالص، آب موجود در میان حفرات ذرات ماسه، محلی برای جاری و زهکشی ندارند و به همین دلیل فشار آب حفره‌ای بالا می‌رود. در حالی که خرده‌های لاستیک، طبیعت شکل‌پذیر و انعطاف‌پذیری دارند. زمانی که ذرات خرده‌های لاستیک موجود در میان ذرات ماسه تحت بارگذاری قرار می‌گیرند، در اثر اعمال نیرو تغییر شکل می‌دهند و این ذرات حجم کمتری را اشغال می‌کنند. این کاهش حجم موجب ایجاد محلی برای جاری و زهکشی شدن آب موجود در میان حفرات می‌شود و در نتیجه موجب ایجاد فشار آب حفره‌ای منفی در ماسه شده که در مجموع موجب کاهش تولید فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک می‌شود. در نتیجه، با افزایش مقدار خرده‌های لاستیک در ماسه، فشار آب حفره‌ای منفی بیشتری ایجاد می‌شود و مقاومت در برابر روانگرایی در ماسه افزایش می‌یابد (شکل ۱۱).

پانوشته‌ها

1. ELE International
2. Global Material Testing Manufacturers (GMTM)
3. Moist Tamping

منابع (References)

1. Kramer, S.L., 1996. Geotechnical earthquake engineering. Upper Saddle River, USA: Prentice-Hall Inc.
2. Baziar, M.H. and Ghannad, Z., 2012. Soil Dynamics. Tehran, Iran University of Science and Technology. 3rd Edition, (In Persian).
3. Madhusudhan, B.R., Boominathan, A. and Banerjee, S., 2020. Cyclic simple shear response of sand-rubber tire chips mixture. *Int. J. Geomech*, 20(9), 04020136. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001761](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001761).
4. Mehrannia, N., Kosha, B. and Vafaeian, M., 2006. Investigating the resistance and permeability behavior of sand mixture with rubber particles. In: *7th International Congress of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Isfahan University of Technology*, (In Persian).
5. Humphrey, D.N., et al., 1993. Shear strength and compressibility of the tyre chips for use as retaining wall backfill. *Transportation Research Record No. 1422, Lightweight Artificial and Waste Materials for Embankments over Soft Soils*, Washington, DC, pp. 29-35 (1993).
6. ASTM, D6270., 2004. Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications, Annual Book of ASTM Standards. West Conshohocken, P.A., USA.
7. Raveshi, M., 2014. Investigating the behavior of coastal walls with an embankment made of sand-tire mixture under static and seismic loads, Master's Thesis, Faculty of Civil Engineering. Noshirvani University of Technology, Babol, (In Persian).
8. Maher, M.H. and Gray, D.H., 1990. Static response of sand reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(11), pp.1661-1677. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:11\(1661\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:11(1661)).
9. Bosscher, P.J., Edil, T.B. and Eldin, N.N., 1992. Construction and performance of a shredded waste tire test

- embankment. *Transportation Research Record*, Washington DC 1345, pp.44-52. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1992/1345/1345-006.pdf>.
10. Ahmed, I. and Lovell, C.W., 1993. Rubber soils as lightweight geomaterials, lightweight artificial and waste materials for embankments over soft soils, *Transportation Research Record*. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1993/1422/1422-010.pdf>.
11. Bosscher, P.J., Edil, T.B. and Kuraoka, S., 1996. Design of highway embankment using tire chips. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 123(4), pp.295-304. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:4\(295\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:4(295)).
12. Foose, G.J., Benson, C.H. and Bosscher, P.J., 1996. Sand reinforced with shredded waste tires. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122(9), pp.760-767. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:9\(760\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:9(760)).
13. Yang, S., Lohnes, R.A. and Kjartanson B.H., 2002. Mechanical properties of shredded tires. *Geotechnical Testing Journal*, 25(1), pp. 44-52. <https://doi.org/10.1520/GTJ11078J>.
14. Youwai, S. and Bergado, D.T., 2003. Strenght and deformation characteristics of shredded rubber tire-sand mixtures. *Journal of Canadian Geotechnical*, 40(2), pp.254-264. <https://doi.org/10.1139/t02-104>.
15. Zornberg, J.G. and Cabral, A.R., 2004. Behaviour of tire shred-sand mixtures. *Journal of Canadian Geotechnical*, 41(2), pp.227-241. <https://doi.org/10.1139/t03-086>.
16. Gotteland, P., Lambert, S. and Balachowski, L., 2005. Strenght characteristics of tyre chips-sand mixture. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 27(1). <https://hal.science/hal-01987906>.
17. Venkatappa, Rao, G., and Dutta, R.k., 2006. Compressibility and strength behaviour of sand-tire chip mixtures. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 24(3), pp.711-724. <https://doi.org/10.1007/s10706-004-4006-x>.
18. Attom, M.F., 2006. The use of shredded waste tires to improve the geotechnical engineering properties of sand. *Journal of Envionmental Geology*, 49(4), pp.497-503. <https://doi.org/10.1007/s00254-005-0003-5>.
19. Noorzad, R. and Raveshi, M., 2017. Mechanical behavior of waste tire crumbs-sand mixtures determined by triaxial tests. *Journal of Geotech Geol Eng*, 35, pp. 1793-1802. <https://doi.org/10.1007/s10706-017-0209-9>.
20. Ahmed, S., Vinod, J.S. and Neaz sheikh, M., 2007. Behavior of sand-tire chip mixtures in constant shear drained stress path. *journal materials in civil engineering*, 34(11). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0004458](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004458).
21. Okamoto, S., Hyodo, M., Orense, P. and Hazarika, H., 2007. Undrained cyclic shear properties of tire chips-sand mixtures. *Proceedings of the International Workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials-Opportunities and Challenges*, Taylor & Francis Group, London, UK, pp.187-196 (2007).
22. Promputthangkoon, P. and Hyde, A.F.L., 2007. Compressibility and liquefaction potential of rubber composite soils. *Proceedings of the International Workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials-Opportunities and Challenges*. Taylor & Francis Group, London, UK, pp.161-170 (2007).
23. Zhou, E., and Wang, Q., 2019. Experimental investigation on shear strength and liquefaction potential of rubber-sand mixtures. *Advances in Civil Engineering*, Article ID 5934961 (2019). <https://doi.org/10.1155/2019/5934961>.
24. Shariatmadari, N., Karimpour-Fard, M. and Shargh, A., 2018. Undrained monotonic and cyclic behavior of sand-ground rubber mixtures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17(3), pp.541-553. <https://doi.org/10.1007/s11803-018-0461-x>.
25. Amanta, S.A. and Dasaka, S.M., 2022. Dynamic characteristics and liquefaction behavior of sand-tire chip mixes. *Journal Materials in Civil Engineering*, 34(10). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0004423](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004423).
26. Nikitas, G. and Bhattacharya, S., 2023. Experimental study on sand-tire chip mixture foundations acting as a soil liquefaction countermeasure. *Bull Earthquake Eng*. <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01667-1>.
27. Kawata, S., Hyodo, M., Orense, P., Yamada, S. and Hazarika, H., 2007. Undrained and drained shear behavior of sand and tire chips composite material. *Proceedings of the International Workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials-Opportunities and Challenges*, Yokosuka, Japan.
28. Mashiri, M.S., 2014. Monotonic and cyclic behaviour of sand tyre chips (STCh) mixtures, Dissertation. University of Wollongong, Wollongong, Australia.
29. Senthen Amuthan, M., Boominathan, A., Banerjee, S., 2020. Undrained cyclic responses of granulated rubber-sand mixtures. *Soils and Foundations*, 60, pp.871-885. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.06.007>.
30. Li, B., Huang, M. and Zeng, X., 2016. Dynamic behavior and liquefaction analysis of recycled-rubber sand mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(11), 04016122. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001629](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001629).
31. Hong, Y., Yang, Z., Orense, R.P., and Lu, Y. 2015. Investigation of sand-tire mixtures as liquefaction remedial measure. *Proceedings of the 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Sydney, Australia.
32. ASTM D422., 2004. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, Annual Book of ASTM Standards, Conshohocken, P.A. (2004).
33. ASTM D4254., 2004. Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA.
34. ASTM D4253., 2004. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA.

35. ASTM D7181., 2011. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA (2011).
36. ASTM D5311., 2004. Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA.
37. Sheikh, M., Mashiri, M., Vinod, J.S. and Tsang, H.H., 2013. Shear and compressibility behaviours of sand-tyre crumb mixtures. *Journal Materials in Civil Engineering*, 25(10), pp.1366-1374. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.04.004>.
38. Madhusudhan, B.R., Boominathan, A. and Banerjee, S., 2017. Static and large-strain dynamic properties of sand-rubber tire shred mixtures. *Material Civ Eng*, 29(10), pp.04017165. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002016](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002016).
39. Rouhanifar, S., Afrazi, M., Fakhimi, A., Yazdani, M., 2012. Strength and deformation behaviour of sand-rubber mixture. *Int. J. Geotechn. Eng*, 15, pp.1078-1092. <https://doi.org/10.1080/19386362.2020.1812193>.
40. Reddy, B., Kumar, P., Krishna, M., 2016. Evaluation of the optimum mixing ratio of a sand-tire chips mixture for engineering applications. *Journal Materials in Civil Engineering*, 28, 06015007. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001335](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001335).
41. Lee, J.S., Dodds, J. and Santamarina, J.C., 2007. Behavior of rigid-soft particle mixtures. *Journal Materials in Civil Engineering*, 19(2), pp.179-184. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:2\(179\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:2(179)).
42. Ghazavi, M. and Kavandi, M., 2022. Shear modulus and damping characteristics of uniform and layered sand-rubber grain mixtures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 162, 107412. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107412>.
43. Ding, Y., Zhang, J., Chen, X., Wang, X. and Jia, Y., 2012. Experimental investigation on static and dynamic characteristics of granulated rubber-sand mixtures as a new railway subgrade filler. *Construction and Building Materials*, 273, 121955. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121955>.

بررسی رفتار مکانیکی بتن حاوی مصالح بازیافتی بتن و لاستیک به عنوان پی جداساز

فاطمه آینه چی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

هاشم شریعتمدار* (استاد)

دانشکده ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دوره ی ۴۰، شماره ی ۱، صص. ۱۵۹-۱۶۷، (پایان داشت شهری)

با توجه به شرایط لرزه خیز کشور ایران و خسارت های زیادی که در نتیجه ی آن به وجود می آید، تغییر در عملکرد فعلی طراحی سازه یی برای دستیابی به عملکرد بهتر در سیستم لرزه یی ضروری است. از سوی دیگر، نگرانی های زیست محیطی، مهندس های عمران را بر آن داشته است تا روش های مناسب استفاده ی مجدد از ضایعات ساختمانی را شناسایی کنند. هدف پژوهش حاضر، بررسی آزمایشگاهی رفتار بتن ساخته شده با مصالح بازیافتی به عنوان پی گسترده یی است که برای ساختمان های با ارتفاع کم یا متوسط نقش جداساز لرزه یی دارد. در پژوهش حاضر، تأثیر گرانول لاستیک و سنگ دانه ی بتن بازیافتی بر روی بتن بررسی و چهار طرح اختلاط متفاوت به ترتیب فاقد مصالح بازیافتی، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درصد سنگ دانه ی بتن بازیافتی جایگزین درشت دانه، طراحی و ساخته شده است. یافته ها نشان داده اند که تغییر درصد سنگ دانه ی بتن بازیافتی به جای درشت دانه، سبب کاهش مقاومت های فشاری و خمشی و افزایش چسبندگی مقاومت برشی شده است.

واژگان کلیدی: بتن، پی جداساز، لاستیک زائده، سنگ دانه ی بتن بازیافتی، مقاومت مکانیکی.

fatemeh.ayenehchi@mail.um.ac.ir
shariatmadar@um.ac.ir

۱. مقدمه و تاریخچه ی پژوهش

دهه نمی گذرد، به سه دسته ی کلی جداسازهای لرزه یی، سیستم های اتلاف انرژی (میراگرها) و سیستم های کنترل لرزه یی فعال و نیمه فعال تقسیم می شوند. در سیستم جداسازی لرزه یی با تعبیه ی تجهیزات جداسازی لرزه یی در پایین ترین تراز ممکن در پای ساختمان، سازه از نیروی جانبی و خسارت های وارده از طرف زلزله جدا می شود. این امر با کاهش سختی جانبی و در نتیجه افزایش زمان تناوب اصلی سازه و افزایش میرایی سازه و به عبارت دیگر، افزایش ظرفیت اتلاف انرژی مجموعه میسر می شود.^[۱]

یکی از اهداف جداساز لرزه یی، افزایش دوره ی تناوب طبیعی سازه است، که براساس طیف های طراحی، سبب کاهش شتاب ورودی به سازه می شود. از طرفی دیگر، با توجه به آنکه دوره ی تناوب حاکم بیشتر زلزله های به وقوع پیوسته، عددی بین ۰/۱ تا ۱ ثانیه است، سبب دور شدن سازه از میدان تشدید می شود. افزایش دوره ی تناوب طبیعی سازه بسته به انعطاف روسازه و نیاز طراحی، می تواند تا بیش از ۳ ثانیه نیز باشد. علت دیگر بهره گیری از جداسازی های لرزه یی، تأمین مکانیزمی برای افزایش میرایی سازه و استهلاک انرژی زلزله است.^[۲]

جداسازی لرزه یی عبارت از جدا کردن کل یا بخشی از سازه از زمین یا قسمت های

ایران در منطقه ی فعال لرزه یی قرار دارد و اغلب تلفات و خسارت های سنگین ناشی از زلزله های ویرانگر در کشور مشاهده می شود. لذا مردم در طول تاریخ تلاش کرده اند تا با استفاده از روش های مختلف با خطر طبیعی مقابله کنند. کاربرد روش جداسازی در ایران به صدها سال پیش و حتی دوران باستان باز می گردد. استفاده از سنگ های تخته یی چند لایه و نصب الوارهایی از چوب بین پی و دیوارهای خانه ها، از جمله: روش های ساخت مقاوم در برابر زلزله بوده است، که در گذشته در برخی مناطق ایران استفاده شده است. با این حال، تا چند سال اخیر از فناوری جدید جداسازی لرزه یی در ایران استفاده نشده است؛ که یک دلیل مهم برای آن می تواند به این واقعیت مربوط شود که تغییر ذهنیت سازندگان از روش جاری ساخت به یک فناوری توسعه یافته ی جدید مشکل است.^[۱]

در علم مهندسی زلزله ی نوین، به جای افزایش ظرفیت باربری جانبی، با تجهیز سازه به سیستم های محافظتی نیاز وارد از طرف زلزله تا یک سطح قابل قبول کاهش داده می شود. سیستم های مذکور، که از طول عمر اختراع آنها بیش از چند

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱۱/۱۰، اصلاحیه ۱۴۰۲/۲/۱۹، پذیرش ۱۴۰۲/۳/۲۸.

استناد به این مقاله:

آینه چی، فاطمه و شریعتمدار، هاشم، ۱۴۰۳. بررسی رفتار مکانیکی بتن حاوی مصالح بازیافتی بتن و لاستیک به عنوان پی جداساز. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۱۵۹-۱۶۷.
DOI:10.24200/J30.2023.61549.3183

دیگری از سازه با مصالحی انعطاف پذیر یا جزئیات لغزان، به منظور کاهش پاسخ لرزه‌یی سازه یا بخشی از آن در زمان رویداد زلزله است. ایده‌ی طراحی سازه‌های جداسازی شده براساس کنترل قدرت تخریبی زمین لرزه‌های اخیر، از طریق ممانعت از ورود ارتعاش‌های زمین به سازه بنا شده است. در جداسازی لرزه‌یی، دوره‌ی تناوب اصلی سازه به کمک تجهیزاتی که بین روسازه و زیرسازه قرار می‌گیرد، افزایش می‌یابد و با جابجایی دوره‌ی تناوب سازه از ناحیه‌ی پرشتاب طیف طرح به ناحیه‌ی کم شتاب آن، شتاب زلزله‌ی مؤثر در سازه و نیروهای ناشی از آن کاهش می‌یابد. به دلیل انعطاف پذیری جداسازها و تغییر مکان ناشی از آنها، کاهش تغییر مکان در سازه‌های جداسازی شده امری ضروری است. در حال حاضر، جداسازی پایه، به عنوان یک روش و تکنولوژی مؤثر جهت کاهش خرابی اعضای سازه‌یی و غیرسازه‌یی در هنگام زمین لرزه پذیرفته شده و تعداد رو به رشد ساختمان‌ها و پل‌های ساخته شده با استفاده از تکنولوژی جداسازی پایه بیانگر پذیرش است.^[۴]

استفاده از جداسازهای لرزه‌یی اغلب برای ساختمان‌های مرتفع و پروژه‌های بزرگ مقرون به صرفه است، همچنین ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و یا کم، با توجه به قرارگیری در منطقه‌ی لرزه‌خیز، برای پیشگیری از خسارت جبران ناپذیر آتی نیاز به جداساز لرزه‌یی دارند.^[۵]

از طرفی فعالیت‌های مهندسی، ضایعات زیادی را تولید می‌کنند، که منجر به آلودگی زیست محیطی می‌شوند و نگرانی‌هایی را برای مهندس‌ها به وجود می‌آورند. بنابراین، امروزه مهندسان تمایل بیشتری دارند تا برای پروژه‌های خود از روش‌های مناسب استفاده‌ی مجدد از ضایعات استفاده کنند. لاستیک‌های زائد، منبع خوبی از ضایعات با کیفیت بالا و پایدار است، که می‌تواند از طریق فناوریهای جدید قابل دسترس و مقرون به صرفه باشد.

همچنین از آنجایی که عمر مفید سازه‌های زیربنایی کشور رو به اتمام است و نیاز به تخریب دارند به کارگیری ضایعات تخریبی آن‌ها، مانند سنگ‌دانه‌های حاصل از بتن بازیافتی، می‌تواند از نظر اقتصادی مقرون به صرفه باشد.

با توجه به مطالعات انجام گرفته، ضرورت پژوهش حاضر، بررسی رفتار جداساز لرزه‌یی ساخته شده با مصالح لاستیک زائد و سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی است، که برای توسعه‌ی سیستم فونداسیون ساختمان‌های مسکونی با ارتفاع کم یا متوسط است.

بر این اساس، در ابتدا پژوهش‌های انجام شده روی لاستیک بازیافتی و سپس روی سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی بررسی شده‌اند. بررسی‌ها بدین جهت بوده است که پی بتنی ساخته شده با مصالح ذکر شده بتواند رفتار انعطاف پذیر و مستحکم کننده‌ی انرژی داشته باشد، بنابراین برای راستی آزمایی طرح مورد نظر، آزمایش‌های مکانیکی شامل: مقاومت‌های فشاری، خمشی، و برشی انجام و در انتها نتایج حاصل بررسی شده‌اند.

۱.۱. لاستیک زائد (تایر)

لاستیک زائد، به دلیل افزایش جمعیت و به دنبال آن، افزایش استفاده از وسائط حمل و نقل جاده‌یی و شهری، یک معضل جهانی برای محیط زیست، به جهت دفن زباله‌های ناشی از آن و آلودگی‌های فراوانی که به وجود می‌آورد، به شمار می‌رود. در سال ۱۹۹۸، پس از آنکه کاهش منابع طبیعی به دلیل گسترش صنایع مرتبط با ساخت و ساز، پررنگ شد؛ تلاش‌های پژوهشی درخصوص استفاده از محصولات زائد قابل بازیافت، مانند لاستیک‌های قراضه به عنوان جایگزین برای مواد تجدیدناپذیر سرعت بخشیده شد و مورد حمایت مقام‌های کشورهای مختلف قرار گرفت.^[۶]

بنازوک^۱ و همکاران (۲۰۰۳)، با بررسی خواص دوام لاستیک بازیافتی در یافتند که عملکرد ضعیف ذرات لاستیکی بازیافتی سبب کاهش دوام نمونه‌های مورد بررسی شده است.^[۷] پژوهشگران برای غلبه بر چالش اخیر، راه‌های مختلفی برای بهبود عملکرد پیوند ذرات لاستیکی و بهبود خواص مکانیکی و دوام بتن لاستیکی امتحان کرده‌اند. مثلاً، آلبانو^۲ و همکاران (۲۰۰۵)، در بررسی و مقایسه‌ی تأثیر اندازه‌ی ذرات لاستیک در خاصیت دوام لاستیک‌های بازیافتی و عادی دریافتند که اندازی ذرات لاستیک مرتبط با میزان دوام لاستیک ساخته شده است.^[۸]

برای کشورهایی که نزدیک به لبه‌های صفحه‌های تکتونیکی قرار دارند، همواره فعالیت‌های لرزه‌یی، حساس بوده است؛ چرا که باعث تخریب فاجعه‌آمیز ساختمان‌ها و زیرساخت‌ها می‌شود. اجزاء سازه‌یی عموماً جهت حفظ پایداری سازه قرار داده می‌شوند و در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای ساختمانی مرتبط، به صورت ضوابط و دستورالعمل مقرر شده‌اند. جهت تکمیل اجزاء سازه‌یی، مطالعات درخصوص زیرساخت‌ها گسترش یافته است. در نتیجه‌ی مطالعات اخیر، سیستمی به نام جداسازی لرزه‌یی معرفی شد. تسانگ^۳ و همکاران (۲۰۰۷) دریافتند در سیستم‌های جداسازی لرزه‌یی، که به عنوان جداسازی پایه نیز شناخته می‌شود، یک رابط منعطف یا لغزنده بین سازه و زیرسازه وجود دارد، که به تثبیت حرکت افقی تجربه شده در زمین (از نظر فعالیت لرزه‌یی کمک می‌کند. در حقیقت، اثر حرکت افقی وارد آمده از طرفی فعالیت لرزه‌یی بر سازه را کاهش می‌دهد. ایشان با مطالعه‌ی تأثیر استفاده از لاستیک زباله‌ی مخلوط با خاک به عنوان رابط بین فونداسیون و سازه برای افزایش مقاومت در برابر نیروهای ناشی از زلزله به تأیید گفته‌ی اخیر پرداختند و براساس مقادیر ورودی از پیش تعیین شده، دریافتند که مخلوط‌های لاستیک و خاک در مقایسه با خاک مرجع، کاهش ۶۰ الی ۷۰ درصدی شتاب‌های افقی و عمودی زمین را به همراه دارند.^[۹]

اویکونومو و ماوریو^۴ (۲۰۰۹) نیز اذعان داشتند که فراوانی روزافزون لاستیک‌های زباله و فقدان چارچوب پردازش یا بازیافت هماهنگ، نگرانی درخصوص مدیریت مواد اخیر را افزایش می‌دهد. با توجه به شناخت اخیر جهانی و آگاهی قوی زیست محیطی، بسیاری از مقامات، قوانین و مقررات سختگیرانه‌یی در مورد محصول‌های پسماند اخیر، جهت جلوگیری از انبار بیش از حد و عملیات دفن زباله وضع کرده‌اند؛ که با اعمال آنها، فرصت مناسبی برای پژوهشگران فراهم شده است تا اقدام‌های پایدار و استفاده‌های جایگزین برای لاستیک‌های زباله را بررسی کنند. استفاده‌ی جایگزین زباله‌های لاستیکی بیش از ۳۰ سال است که در مهندسی عمران بررسی شده است.^[۱۰]

آزودو^۵ و همکاران (۲۰۱۲)، در بررسی و مقایسه‌ی تأثیر میزان سدیم هیدروکسید در خاصیت مکانیکی لاستیک‌های بازیافتی و عادی دریافتند که جهت بهبود خاصیت مکانیکی لاستیک بازیافتی و نزدیک شدن خواص مکانیکی آن به لاستیک عادی، درصد سدیم هیدروکسید باید به ۴٪ محدود شود.^[۱۱]

لی و همکاران (۲۰۱۴)، در بررسی تفاوت مقاومت در برابر ترک خوردن بین دو نمونه‌ی بتنی ساخته شده با لاستیک بازیافتی و لاستیک طبیعی نشان دادند که هر چه عمر نمونه‌ی بتنی بررسی شده بیشتر باشد، بتن ساخته شده با لاستیک بازیافتی رفتار بهتری در برابر فشار و ترک خوردن از خود نشان می‌دهد و اولین ترک‌ها در اثر فشار در زمان دیرتری در نمونه نمایان می‌شود.^[۱۲]

مشیری و همکاران (۲۰۱۵) هم به جمع‌آوری داده‌های آماری از کارگاه‌های مادر و نیز داده‌های آماری سازمان‌های مرتبط، درخصوص میزان تولید سالانه‌ی لاستیک در سطح جهان پرداختند و دریافتند که تولید سالانه‌ی لاستیک‌های ضایعاتی، بر حسب تقاضای مطرح شده و برآورده کردن نیاز صنایع مختلف و عوام مردم، در سراسر

جهان به ۱/۵ میلیارد لاستیک کامل می‌رسد. لاستیک‌های کامل دارای ویژگی‌های منحصر به فرد بسیاری، از جمله: ویژگی‌های لاستیک‌های ضایعاتی هستند، که می‌توان به چگالی کم، خواص عایق خوب، قابلیت زهکشی بالا، و دوام طولانی مدت پس از استفاده‌ی پی‌درپی اشاره کرد.^[۱۳]

ریواس^۶ و همکاران (۲۰۱۵)، در بررسی تفاوت مقاومت در برابر ضربه بین دو نمونه‌ی بتنی ساخته‌شده با لاستیک‌های بازیافتی و طبیعی نتیجه گرفتند که استفاده از لاستیک بازیافتی در نمونه‌ی بتنی، از نظر مقاومت در برابر ضربه نیز همانند مقاومت در برابر ترک خوردن، به صرفه‌تر از نمونه‌ی بتنی ساخته‌شده با لاستیک عادی است.^[۱۴]

یوسف و همکاران (۲۰۱۵)، برای بررسی رفتار لرزه‌ی ستون‌های بتن مسلح ساخته‌شده از خرده بتن لاستیکی (CRC)^۷، در مجموع، سه ستون، یکی به صورت CRC و دو ستون دیگر ساخته شده از بتن معمولی با بارهای محوری متنوع ساختند. برای ارزیابی خواص میرایی، قبل از آزمایش چرخه‌ی هر ستون، یک آزمایش برگشت سریع انجام دادند و این نتایج را به دست آوردند: الف) با افزودن خرده لاستیک به نمونه، تغییر قابل توجهی در شکل‌پذیری و استحکام جانبی نهایی مشاهده نشده است؛ ب) در مقطع ستون CRC در مقایسه با ستون‌های معمولی انحنای به وجود آمده است؛ ج) آسیب ستون‌های بتنی تحت بارگذاری لرزه‌ی از طریق خرده لاستیک کاهش یافته و با به تأخیر افتاده است.^[۱۵]

استراکار^۸ و همکاران (۲۰۱۹) بیان کردند بدیهی است که سنگ‌دانه‌های لاستیکی ضایعاتی را می‌توان به عنوان جایگزینی جزئی برای سنگ‌دانه‌های درشت و دانه‌های ریز استفاده کرد؛ زیرا نتایج پژوهش‌های ایشان نشان داد که جایگزینی سنگ‌دانه‌ی طبیعی با سنگ‌دانه‌ی لاستیک بازیافتی در بتن، باعث ایجاد عناصر ساختاری با رفتار بهبودیافته، از جمله: افزایش ظرفیت تغییرشکل (شکل‌پذیری)، اتلاف بهتر انرژی و میرایی بیشتر در مقایسه با بتن استاندارد ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌ی معمولی شده است. با این حال، افزایش محتوای لاستیک در بتن نیز آثار منفی مانند کاهش: فشار، کشش، و مدول کشسانی پانگ دارد.^[۱۶]

نتایج لی و همکاران (۲۰۲۲) نشان داده است که افزایش محتوای لاستیک می‌تواند مقاومت در برابر نفوذ کلرید، مقاومت در برابر حمله‌ی اسید و سولفات، مقاومت در برابر انجماد-ذوب، و مقاومت در برابر آسیب واکنش قلیایی - سیلیکا بتن را بهبود بخشد و محتوای ۵ تا ۲۰ درصد اثر بهبود قابل توجهی دارد. لاستیک جایگزین سنگ‌دانه‌های ریز بهترین طرح برای دوام است. علاوه بر این، اندازه‌ی ذرات لاستیکی توصیه شده ۰ تا ۳ میلی‌متر بوده است. با این حال، ذرات لاستیک آثار نامطلوبی در مقاومت در برابر سایش، نفوذناپذیری و نیز مقاومت در برابر جذب آب و کربناته شدن دارد.^[۱۷]

۲.۱. سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی

هانسن^۹ (۱۹۸۶)، در بررسی تفاوت سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی با سنگ‌دانه‌ی طبیعی در خصوص جذب آب و خشک‌شدگی نمونه نشان داد که سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی در مقایسه با سنگ‌دانه‌ی طبیعی، جذب آب بالاتر، مقاومت فشاری پایین‌تر و تأخیر در خشک‌شدگی دارد.^[۱۸]

براساس گزارش‌های ژیاو^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۲)، در دهه‌های اخیر در مناطق شهری قدیمی چین، بازسازی گسترده‌ی انجام شده است؛ که سبب افزایش چشمگیر میزان زباله‌های ساختمانی و تخریبی (حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد زباله‌های جامد شهرداری) شده است.^[۱۹]

دوان^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۴)، در بررسی درصد‌های مختلف ملات قدیمی چسبیده به سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی دریافتند که درصد پایین ملات قدیمی چسبیده به سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، منجر به افزایش جذب آب، شاخص خردشدگی، و شاخص سایش می‌شود. در نتیجه، عملکرد بتن حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی ضعیف‌تر از بتن حاوی سنگ‌دانه‌ی طبیعی است. همچنین ایشان یک روش نسبتاً ارزشمند، به نام طرح اختلاط دو مرحله‌ی، جهت تقویت سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی ارائه دادند، که مزیت آن، مقرون به صرفه بودن و قابلیت بالای اجرا با صرف کمترین زمان بوده و از این جهت به تأیید جامعه‌ی مهندسی رسیده است.^[۲۰]

ویرا^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۶)، در بررسی مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی نمونه‌ی بتنی با سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی نشان دادند که میزان کاهش مقاومت‌های فشاری و کششی و همچنین از دست دادن مقاومت خمشی بتن در ترکیب سنگ‌دانه‌ی طبیعی بسیار بیشتر از بتن با ترکیب سنگ‌دانه‌ی بازیافتی بوده است. ایشان همچنین دریافتند که در بتن با ترکیب سنگ‌دانه‌ی بازیافتی به علت میزان جذب آب و به دنبال آن، رعایت دقیق نسبت آب به سیمان، بتن با کیفیت مطلوب و مناسب تولید می‌شود و استفاده از سنگ‌دانه‌ی بازیافتی را به دلیل کاربرد یکسان و کیفیت مناسب تر اعلام کردند. مثلاً، روش‌های مختلف آماده‌سازی بتن را می‌توان برای تنش‌های متفاوت در فرآیند ساخت‌وساز به کار گرفت. آن‌ها همچنین دریافتند که تا محدوده‌ی خاصی با برخی فرایندهای ساده و کم‌هزینه، مانند: تنظیم نسبت آب به سیمان، محتوای آب اضافه شده، و روش مخلوط کردن می‌توان در جهت بهبود بتن گام برداشت و آن را به کیفیت مطلوب رساند.^[۲۱]

دچر^{۱۳} (۲۰۱۹)، نیز به جمع‌آوری داده‌های آماری در خصوص حجم بتن تولید شده از کارخانه‌های معتبر و سازمان‌های مرتبط پرداخت و پس از بررسی‌های لازم اعلام کرد که تولید جهانی بتن در دو دهه‌ی گذشته از ۱/۱ به ۳/۷ میلیارد تن (افزایش ۳ برابری) رسیده است، که این افزایش منجر به نگرانی بابت افزایش تولید آلاینده‌ها شده است.^[۲۲]

بای^{۱۴} و همکاران (۲۰۲۰)، در بررسی روابط کمی محتوای ملات متصل به سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی و تأثیر آن در عملکرد بتن پرداختند و دریافتند کندن لایه‌های متصل به سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، یگانه راه بهبود عملکرد بتن بازیافتی نیست. با این حال، روش‌های مناسب دیگری نیز وجود دارد. مثلاً با ارزیابی برخی روش‌های ساده و اقتصادی، مانند: کنترل نسبت آب به سیمان، تنظیم رطوبت، و روش اختلاط مختلف می‌توان عملکرد بتن بازیافتی را بهبود بخشید تا نیاز به کیفیت مطلوب بتن به لحاظ خواص دینامیکی و دوام آن برآورده شود.^[۲۳]

وانگ^{۱۵} و همکاران (۲۰۲۱)، به بررسی فرایند بازیافت و استفاده‌ی مجدد بتن، روند ساخت بتن با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و تفاوت روند ساخت بتن با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی با روند ساخت بتن با سنگ‌دانه‌ی طبیعی پرداختند و پس از بررسی کامل خواص شیمیایی و فیزیکی و همچنین عملکرد بلندمدت بتن ساخته شده با سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به مرزای کاهش تخلخل در بتن و حذف لایه‌ی ملات قدیمی بر روی سطح بتن پی بردند. همچنین با استفاده از مدل‌های مبتنی بر رگرسیون فعلی و هوش مصنوعی به بازنگری مقاومت فشاری، مدول کشسانی و منحنی تنش کرنش سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی پرداختند.^[۲۴]

در مطالعات ساهو^{۱۶} و همکاران (۲۰۲۲)، در مقایسه‌ی خواص مکانیکی و دوام تازه بین بتن معمولی و بتن بازیافتی با جایگزینی سنگ‌دانه‌های طبیعی ریز و درشت با سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی نشان داد که خواص فیزیکی و دوام سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی ریز و درشت به دلیل ملات متصل قدیمی و طبیعت متخلخل، نتایج کمتری نسبت به سنگ‌دانه‌های بکر نشان داده و کارایی بتن در جایگزینی‌های

جدول ۱. مشخصات فیزیکی سیمان مصرفی.

آزمایش‌های فیزیکی	نتایج
وزن مخصوص (ton/m^3)	۳٫۱۸۵
درصد آب غلظت طبیعی	۲۵٫۸۰
زمان گیرش با سوزن و یکت	گیرش اولیه (دقیقه) ۱۵۰/۰۰ گیرش نهایی (ساعت) ۲ : ۵۰
سلامت سیمان (انبساط)	
درصد انبساط آزمایش اتوکلاو	۰/۰۲
انبساط آزمایش لوشاتلیه (mm)	۱/۰۰
درصد انبساط سولفات ۱۴ روزه	۰/۰۳
نرمی	
سطح مخصوص. بلین (cm^2/gr)	۳۷۵۰/۰۰
درصد باقیمانده روی الک ۴۵ میکرون	۴/۶۰
آزمایش‌های فیزیکی	نتایج
وزن مخصوص (ton/m^3)	۳٫۱۸۵
درصد آب غلظت طبیعی	۲۵٫۸۰
زمان گیرش با سوزن و یکت	گیرش اولیه (دقیقه) ۱۵۰/۰۰ گیرش نهایی (ساعت) ۲ : ۵۰
سلامت سیمان (انبساط)	
درصد انبساط آزمایش اتوکلاو	۰/۰۲
انبساط آزمایش لوشاتلیه (mm)	۱/۰۰
درصد انبساط سولفات ۱۴ روزه	۰/۰۳
نرمی	
سطح مخصوص. بلین (cm^2/gr)	۳۷۵۰/۰۰۰
درصد باقیمانده روی الک ۴۵ میکرون	۴/۶۰

مختلف سنگ‌دانه‌های بتن بازپاشی نسبت به بتن معمولی از ۰ تا ۴۰ درصد افزایش یافته است؛ لذا با افزودن مواد افزودنی شیمیایی و معدنی مناسب می‌توان مقاومت سنگ‌دانه‌ی بتن بازپاشی را تا ۲۰٪ نسبت به بتن معمولی افزایش داد.^[۲۵]

۲. مصالح و برنامه‌ی آزمایشگاهی

تعیین مشخصات مصالح موردنیاز و مقادیر آن‌ها، روش ساخت و ابعاد نمونه‌ها، تعیین شرایط و مراحل انجام آزمایش‌ها به پژوهشگر کمک می‌کند تا به نتایج قابل اعتمادتری برسد.

۱.۲. مصالح مصرفی

پیش از ساخت نمونه‌های بتنی، انتخاب صحیح نوع سیمان از ملزومات است. سیمان پرتلند معمولی (نوع I) برای مصرف در کارهای ساختمانی عمومی در مواقعی که بتن با سولفات‌های محلول در آب موجود در خاک و یا آب‌های سطحی مواجه نشود، مناسب است. در پژوهش حاضر، از سیمان تیپ ۱-۵۲۵ بجنورد استفاده شده است، که مشخصات فیزیکی آن در جدول ۱ ارائه شده است.

آب مصرفی پژوهش حاضر، آب شرب (لوله‌کشی) بوده است. ماسه‌ی استفاده شده نیز، ماسه‌ی شسته شده در محل دپوی آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه است، که از کارخانه‌های شن‌شویی خریداری و مشخصات فیزیکی آن در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲. مشخصات فیزیکی ماسه‌ی مصرفی.

وزن مخصوص خشک (gr/cm^3)	مدول نرمی	درصد جذب آب
۱/۶۵	۲/۴۴	۳/۸۰

جدول ۳. مشخصات فیزیکی شن مصرفی.

درصد سایش	وزن مخصوص (gr/cm^3)	درصد جذب آب
۱۰/۲۱	۱/۷۰	۱/۳۸

جدول ۴. مشخصات فیزیکی سنگ‌دانه‌های بتن بازپاشی.

درصد سایش	وزن مخصوص (gr/cm^3)	درصد جذب آب
۲۶/۵۰	۲/۴۰	۲/۱۰

جدول ۵. خواص فیزیکی الیاف فورتافرو.

وزن مخصوص	طول الیاف	قطر الیاف	مدول کشسانی
(kg/m^3)	(mm)	(mm)	(mm)
۹۱۰/۰۰	۵۴/۰۰	۰/۳۴	۴/۷۰

همچنین، جهت ساخت و تهیه‌ی نمونه‌های بتنی، از شن موجود در محل دپوی آزمایشگاه سازه‌ی و به‌صورت شکسته استفاده و مشخصات فیزیکی آن در جدول ۳ ارائه شده است. تهیه‌ی سنگ‌دانه‌های بتن بازپاشی از باکس ضایعات آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه بوده است، که مشخصات فیزیکی آن در جدول ۴ ارائه شده است. گرانول و پودر لاستیک بازپاشی با هماهنگی دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه و سازمان مدیریت پسماند از کارخانه‌ی مربوط به بازپاش مواد تهیه شده است. اندازه‌ی ذرات لاستیک‌های خردشده بین ۰/۰۷۵ میلی‌متر تا ۴/۷۵ میلی‌متر و چگالی آن ۰/۶۵ گرم بر سانتی‌متر مکعب بوده است. با توجه به اینکه الیاف فولادی بازپاشی موجود در تایلر لاستیکی، توسط آهن‌ربا جدا شده است، گرانول‌های لاستیکی عاری از هرگونه الیاف فولادی بوده‌اند. قبل از اختلاط بتن جهت پاک‌شدن پودر و گرانول لاستیک از هرگونه ناخالصی و گرد و غبار، ذرات لاستیک با محلول ۴٪ سدیم‌هیدروکسید، به‌منظور افزایش چسبندگی رابط لاستیک و سیمان، شسته شده‌اند.^[۱۱]

برای جلوگیری از گسترش ترک‌ها از الیاف فورتافرو استفاده شده است، که از کولیمرو پلی‌پروپیلن ۱۰۰٪ خالص ساخته و به شکل الیاف نازک درهم تابیده شده و به‌صورت الیاف شبکه‌یی استفاده شده است. الیاف فورتافرو در محیط‌های اسیدی و قلیایی مقاومت بسیار بالایی دارد. مشخصات الیاف فورتا مصرفی در جدول ۵ ارائه شده است.

۲.۲. ساخت نمونه‌های بتنی

در پژوهش حاضر، برای طراحی طرح اختلاط بتن، از روش حجمی استاندارد ۱ – ACI ۲۱۱ استفاده شده است. هدف از طرح اخیر، دستیابی به یک پی‌گسترده به جهت جداساز لرزه‌یی بوده و در آن، برای برآورده‌ساختن شباهت بالا به جداساز معمولی، از بیشترین مقدار مجاز لاستیک و الیاف استفاده شده است. طبق نشریه‌ی شماره‌ی ۵۲۳، تلاش بر آن بوده است تا مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی به ۱۰ مگاپاسکال برسد.^[۲۶] لذا برای ساخت چنین بتن سبکی از مصالح سنگی سبک استفاده شده است. از آنجایی که گرانول لاستیک و سنگ‌دانه‌ی بتن بازپاشی هر دو منجر به کاهش مقاومت فشاری می‌شوند، مبنای مقاومت فشاری طرح مذکور، ۳۰

جدول ۶. طرح‌های اختلاط پی جداساز.

نام طرح پی جداساز	شاهد	%۴۰	%۵۰	%۶۰
سیمان (kg/m^3)	۳۷۲/۰۰	۳۷۲/۰۰	۳۷۲/۰۰	۳۷۲/۰۰
نسبت آب به سیمان	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۵۵
ریزدانه (kg/m^3)	۷۴۳/۰۰	۷۴۳/۰۰	۷۴۳/۰۰	۷۴۳/۰۰
درشت‌دانه (kg/m^3)	۷۴۳/۰۰	۵۵۹/۰۰	۴۶۶/۰۰	۳۷۱/۰۰
سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی (kg/m^3)	۰/۰۰	۵۲۴/۰۰	۶۵۵/۰۰	۷۸۶/۰۰
مقدار فورتا (kg/m^3)	۰/۰۰	۵/۳۰	۵/۳۰	۵/۳۰
گرانول لاستیک (kg/m^3)	۰/۰۰	۱۱۳/۰۰	۱۱۳/۰۰	۱۱۳/۰۰

جدول ۷. نام طرح‌های اختلاط در بخش نتایج.

نام	نام‌گذاری در بخش نتایج
شاهد	Foundation Ref
%۴۰	$\%40 RCA + \%50 FFF + \%15 CR$
%۵۰	$\%50 RCA + \%50 FFF + \%15 CR$
%۶۰	$\%60 RCA + \%50 FFF + \%15 CR$

اینکه بارگذاری به‌طور یکنواخت اعمال شود، لازم بود تا سطح نمونه‌ها قبل انجام آزمایش، کاملاً صاف شود. بیشترین تنش فشاری نمونه‌های بتن، طبق رابطه‌ی ۱ به‌دست می‌آید:

$$fc = \frac{F}{Ac} \quad (۱)$$

که در آن، F مقدار نیروی شکست بر حسب نیوتن (N)؛ Ac سطح بارگذاری بر حسب میلی‌متر مربع (mm^2) و مقدار مقاومت فشاری نمونه‌ها بر حسب مگاپاسکال (MPa) است.

در آزمون مقاومت فشاری، هر طرح با سه نمونه‌ی استوانه‌یی در سن ۲۸ روزه انجام و مقاومت فشاری نهایی، براساس میانگین مقاومت فشاری سه نمونه محاسبه شده است.

آزمون مقاومت خمشی بتن، مطابق استاندارد ASTM C۷۸ به‌صورت بارگذاری بر روی یک سوم دهانه‌ی تیر ساده، بر روی نمونه‌های مششوری $۱۰۰ \times ۱۰۰ \times ۴۰۰$ میلی‌متر و در سن ۲۸ روزه انجام شده است. نمونه‌ها یک روز قبل از انجام آزمایش از حوضچه‌ی عمل‌آوری خارج شدند تا کاملاً خشک شوند. همچنین جهت توزیع مناسب نیرو، سطح نمونه‌ها پس از خشک‌شدن، ساب زده شده‌اند. در صورتی که محل شکستگی در یک سوم وسط دهانه‌ی تیر باشد، محاسبه‌ی مقاومت خمشی، براساس رابطه‌ی ۲ انجام می‌شود:

$$R = \frac{PL}{bd^2} \quad (۲)$$

که در آن، F مقاومت خمشی بتن بر حسب مگاپاسکال (MPa)؛ P نیروی وارده بر حسب نیوتن (N)؛ L طول نمونه بر حسب میلی‌متر (mm)؛ b عرض میانگین تیر بر حسب میلی‌متر (mm)؛ d ارتفاع میانگین تیر بر حسب میلی‌متر (mm) است. برای انجام آزمایش مقاومت برشی، از روش آزمون انجمن مهندسی عمران ژاپن (JSCE) به‌دلیل نبود روش استاندارد برای آزمون مقاومت برشی در ASTM و CSA استفاده شده است. به‌علت عدم دسترسی به سیستم پیشنهادی برای انجام آزمایش برشی براساس JSCEG۵۳۳، به ساخت تجهیزات خاص آزمایش مرتبط پرداخته شده است. در ابتدا طرح‌های موجود برای آزمایش به آزمایشگاه CAD/CAM دانشگاه ارجاع داده شدند و پس از بررسی‌های فنی در استاندارد مرتبط، در مورد ابعاد قطعات، طراحی فنی جزئیات قطعات صورت گرفت. طبق طراحی‌های فنی انجام شده، قطعات فولادی توسط دستگاه CNC تراش و آماده‌سازی شدند.

تنظیم‌های آزمایش برشی استفاده‌شده در پژوهش حاضر در شکل ۱ مشاهده

مگاپاسکال در نظر گرفته شده است، تا در نهایت به ۱۰ مگاپاسکال برسد. طراحی اخیر شامل این ۴ طرح است:

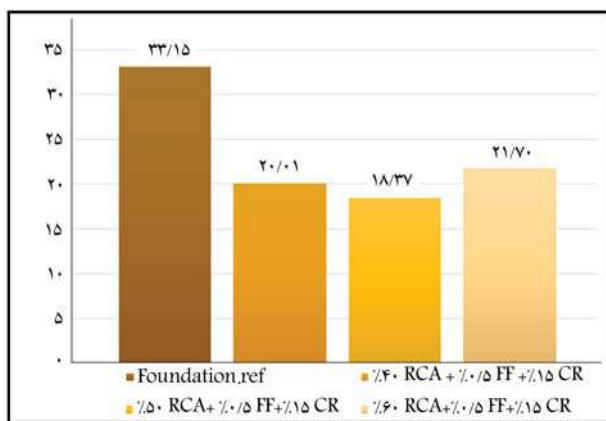
طرح نخست، طرح شاهد بتن معمولی عاری از گرانول لاستیک و الیاف فورتا و سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی بوده است، که جهت مقایسه با ۳ طرح دیگر بررسی شده است. سه طرح دیگر حاوی ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درصد سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی جایگزین درصد حجمی درشت‌دانه طراحی و بررسی شده‌اند. در سه طرح ذکر شده، درصد گرانول لاستیک ثابت و حدود ۱۵٪ حجم کل و میزان الیاف فورتا فور تا فور مصرفی حدود ۵/۰٪ حجم کل بوده است. در جدول ۶، طرح‌های اختلاط پی جداساز ارائه شده است.

نام‌گذاری موجود در بخش نتایج آزمایشگاه به شرح جدول ۷ بوده است:

برای ساخت بتن از میکسر با ظرفیت ۶۰ لیتر استفاده شده است. به‌دلیل استفاده از سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی، جهت بهبود شرایط بتن از روش طرح اختلاط دو مرحله‌یی برای اختلاط استفاده شده است.^[۲۷] بتن ساخته شده طی دو مرحله در قالب‌های آغشته به روغن ریخته شده و عمل تراکم، با کوبیدن ۲۵ ضربه‌ی میله به درون بتن و با استفاده از چکش پلاستیکی برای متراکم کردن مخلوط در گوشه‌های قالب انجام شده است. طبق استاندارد ASTM C ۱۹، خارج کردن نمونه‌ها از قالب، 8 ± 24 ساعت بعد از قالب‌گیری نمونه‌ها ممکن بوده است.

۳.۲. خصوصیات مکانیکی

آزمون مقاومت فشاری براساس استاندارد ASTM C۳۹، روی نمونه‌های استوانه‌یی به ابعاد ۱۰۰×۲۰۰ میلی‌متر و با استفاده از دستگاه تمام اتوماتیک کالیبره‌شده انجام شده است. در آزمایش مقاومت فشاری، سرعت بارگذاری بر روی نمونه‌ها 0.25 ± 0.5 مگاپاسکال بوده است. برای این منظور، یک روز پیش از انجام آزمایش، نمونه‌ها از حوضچه‌ی عمل‌آوری خارج شدند تا کاملاً خشک شوند. برای



شکل ۳. نمودار مقایسه‌ی مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه برحسب مگاپاسکال.



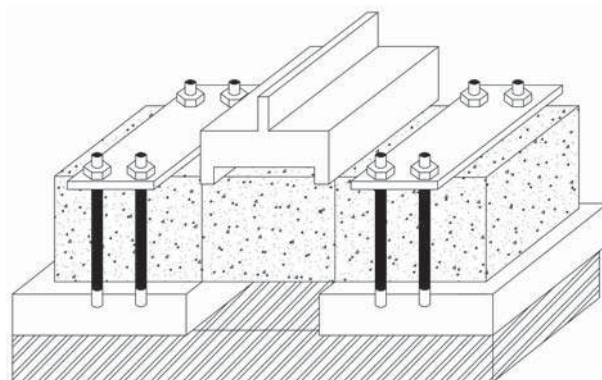
شکل ۴. نمونه‌ی بتنی تحت خمش.

روند مقاومت فشاری کاهش یافته است، که علت آن را می‌توان ناهمبستگی ابعاد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی و ایجاد فضای خالی در ماتریس بتن دانست. با افزودن سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی از ۴۰ تا ۵۰ درصد، همچنان روند کاهش ادامه داشته است، اما با افزایش متغیر مذکور تا ۶۰٪، مقاومت فشاری روند افزایشی به خود گرفته است؛ تا آنجا که بتن حاوی ۶۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، بهترین مقاومت فشاری را نسبت به بقیه‌ی طرح‌های حاوی سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی نشان داده است. چرا که اسلامپ در بتن حاوی ۶۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی نسبت به دو حالت قبل کمتر بوده و در واقع بتن، روانی کمتری داشته است. بدیهی است اسلامپ نمونه‌ی بتنی از مهم‌ترین عوامل مؤثر در مقاومت فشاری آن است. بنابراین، مقدار مقاومت فشاری از تغییرات درصد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی تأثیر می‌پذیرد.

۲.۳. مقاومت خمشی

برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی به روش بارگذاری سه نقطه‌یی با به‌کارگیری بلوک تکیه‌گاهی به‌صورت بارگذاری بر روی یک سوم دهانه‌ی تیر ساده، مقدار بار بیشینه از دستگاه قرائت شده است. در شکل ۴، نمونه‌ی بتنی تحت خمش و در شکل ۵، نتایج حاصل از آزمایش مقاومت خمشی مشاهده می‌شود.

مطابق شکل ۵، مقاومت نمونه‌ی بتنی بدون سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، ۷۷٫۷ مگاپاسکال است، که با افزودن ۴۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، مقاومت نمونه‌ی بتنی به ۱۹٫۶ مگاپاسکال رسیده است. با افزودن ۵۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به نمونه‌ی بتنی، مقاومت آن به ۹۶٫۵ مگاپاسکال رسیده و مقاومت خمشی



شکل ۱. تنظیم‌های آزمایش برشی.



شکل ۲. نمونه‌ی بتنی درون جک جهت انجام آزمایش مقاومت فشاری.

می‌شود. [۲۸] ابعاد نمونه براساس استاندارد JSCEG ۵۳۳، $75 \times 75 \times 245$ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

بیشینه‌ی مقاومت برشی تیر براساس رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

$$\tau_{Max} = \frac{PM_{ax}}{2A} \quad (3)$$

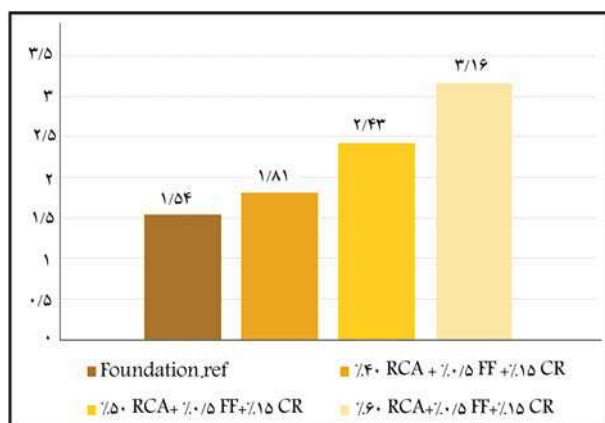
که در آن، مقدار مقاومت برشی بر حسب مگاپاسکال (MPa)؛ PM_{ax} نیروی تحمل شده توسط نمونه بر حسب نیوتن (N)؛ A مساحت مؤثر صفحه‌ی برشی در هر طرف نمونه بر حسب میلی‌متر مربع (mm^2) است؛ که با توجه به ایجاد بریدگی در محل برش، سطح برش بعد از آزمون باید دقیقاً اندازه‌گیری شود.

۳. نتایج آزمایشگاه

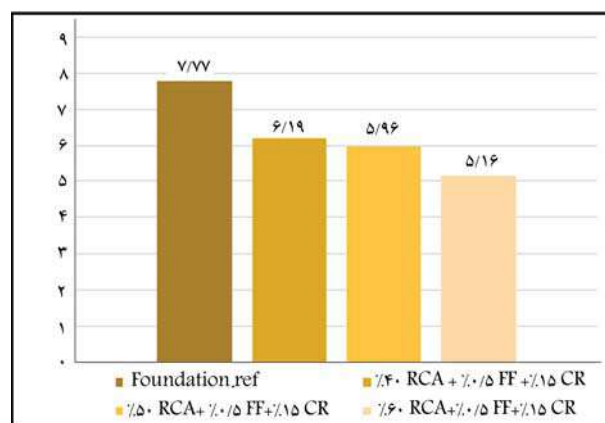
۳.۱. مقاومت فشاری

نمونه‌ی بتنی درون دستگاه جک هیدرولیکی در شکل ۲ و نتایج حاصل از آزمایش مقاومت فشاری در شکل ۳ مشاهده می‌شوند.

مشاهده می‌شود با افزایش میزان سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی از ۰ به ۴۰ درصد،



شکل ۷. مقایسه‌ی مقاومت برشی نمونه‌های بررسی شده بر حسب مگاپاسکال.



شکل ۵. نمودار مقاومت خمشی نمونه‌های بررسی شده بر حسب مگاپاسکال.



شکل ۶. نمونه‌ی بتنی تحت اعمال نیروی برشی.

بتن بازیافتی به نمونه، میزان تنش برشی نمونه به‌طور متوسط ۱۰۵٪ افزایش یافته است. که علت آن، وارد شدن عملکرد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی قبل از ایجاد میکروتورها در بتن و در نتیجه‌ی آن، افزایش مقاومت برشی نمونه بوده است. نتایج حاصل از آزمایش مقاومت برشی، افزایش تنش برشی به ازاء افزایش هر چه بیشتر سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به نمونه‌ی بتنی را نشان می‌دهد.

همچنین می‌توان دریافت که نرخ افزایش تنش برشی با افزودن سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، یکسان نبوده و با افزایش سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی از ۴۰ به ۵۰ درصد، نرخ افزایش تنش برشی به‌صورت تصاعدی و با افزایش سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی از ۵۰ به ۶۰ درصد، نرخ افزایش تنش برشی نسبت به حالت قبل نزولی بوده است. از این مهم می‌توان نتیجه گرفت که افزایش سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی تا حد معینی به صرفه است؛ به نحوی که افزودن آن بیش از حد به‌دست آمده برای افزایش تنش برشی، صرفه‌ی اقتصادی ندارد. به این ترتیب در پژوهش حاضر، نمونه‌ی بتنی با ۵۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، نمونه‌ی بهینه است و افزودن سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی کمتر از ۵۰٪، منجر به تنش برشی پایین می‌شود و افزودن سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی بیش از ۵۰٪، به نسبت افزایش تنش برشی آن، صرفه‌ی اقتصادی ندارد.

۴. نتیجه‌گیری

نتایج آزمایش‌ها به‌طورخلاصه به این شرح است:

- نتایج آزمایش مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه نشان داد که افزودن سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، گرانول لاستیک، و الیاف فورتافور باعث کاهش چشمگیر مقدار مقاومت فشاری شده است؛

- نتایج آزمایش مقاومت خمشی در سن ۲۸ روزه برای پی جداساز نشان داد که افزودنی‌ها کاهش قابل ملاحظه‌ی در مقاومت خمشی ایجاد می‌کنند و با تغییر درصد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، میزان کاهش آن شدت می‌یابد؛

- نتایج آزمایش مقاومت برشی در سن ۲۸ روزه‌ی طرح حاضر، افزایش چشمگیری را با افزایش درصد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به‌صورت صعودی نشان داده است.

لازم به‌ذکر است که جهت استفاده از جداساز لرزه‌ی ذکرشده به‌عنوان پی گسترده، که موضوع اصلی پژوهش حاضر است، باید مقاومت و رفتار برشی مطلوبی کسب شود؛ لذا آزمایش‌های انجام‌شده نشان داد که مقاومت برشی کسب‌شده با استفاده از

نمونه‌ی بتنی با ۶۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به ۵٫۱۶ مگاپاسکال کاهش یافته است. از طرفی نتایج نشان می‌دهند که افزایش ۴۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به نمونه‌ی بتنی، موجب کاهش مقاومت خمشی به میزان ۲۰٪ شده است. همچنین با افزایش ۵۰ و ۶۰ درصد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به نمونه‌ی بتنی، مقاومت خمشی به میزان ۲۳ و ۳۳ درصد کاهش یافته است؛ که علت آن کیفیت کمتر بتن ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی نسبت به بتن ساخته شده با سنگ‌دانه‌های طبیعی است. چرا که سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی، حاصل بازیافت ضایعات ناشی از تخریب و استفاده‌ی مجدد از آن است. بنابراین نمونه‌ی بتنی با سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی، طاقت خمشی کمتری نسبت به نمونه‌ی شاهد دارد.

۳.۳. مقاومت برشی

آزمایش مقاومت برشی طبق شکل ۶، با هدف محاسبه‌ی بیشینه‌ی تنش برشی نمونه‌های بتنی با درصد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی متفاوت انجام شده است.

پس از محاسبه‌ی تنش برشی برای نمونه‌های ۲۸ روزه، میانگین مقاومت برشی سه نمونه‌ی موجود محاسبه شده است، که نتایج آن در شکل ۷ مشاهده می‌شود.

با بررسی شکل اخیر مشاهده می‌شود که تنش برشی نمونه‌ی شاهد، ۱٫۵۴ مگاپاسکال بوده و پس از افزودن ۴۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، مقدار آن، ۱٫۱۷٪ افزایش یافته است. با ادامه‌ی روند افزایش سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به ۵۰٪، مقدار تنش برشی نمونه به میزان ۵٫۵۸٪ افزایش یافته و در نهایت با افزایش ۶۰٪ سنگ‌دانه‌ی

در ادامه، می‌توان توصیه‌هایی برای تکمیل و ادامه‌ی پژوهش حاضر به این شرح ارائه کرد:

۱. مقایسه‌ی رفتار پی جداساز با رفتار جداساز معمولی؛
۲. بررسی زهکشی و تراوش آب در زمین حین استفاده از پی جداساز؛
۳. مدل‌سازی لرزه‌ی پی جداساز.

پانوشته‌ها

1. Benazzouk
2. Albano
3. Tsang
4. Oikonomou & Mavridou
5. Azevedo
6. Rivas
7. Crumb Rubber Concrete
8. Strukar
9. Hansen
10. Xiao
11. Duan
12. Vieira
13. Deutscher
14. Bai
15. Wang
16. Sahu

منابع (References)

1. Naderzadeh, A., 2009. Application of seismic base isolation technology in Iran. *Menhin*, 63(2), pp.40-47. JSSI, Japan.
2. Ghodrati, G., Namiranian, P., Shams, M. (2009). Achieving higher levels using a seismic isolator. Publication No. 524. (In Persian).
3. Skinner R.L., Robinson W.H. and Kelly T.E., 2011. Robinson seismic Ltd and holmes consulting group. Seismic isolation for designers and structural engineers. Review. version. Robinson Seismic Ltd.?: Holmes Consulting Group. March 9 2024.
4. Villaverde, R. 2011. Recent advances in base isolation technology, *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 13(3,4), pp.209-218.
5. Hernández, E., Palermo, A., Granello, G., Chiaro, G. and Banasiak, L., 2020. Eco-rubber seismic-isolation foundation systems : A sustainable solution for the new zealand context. 8664, <https://doi.org/10.1080/10168664.2019.1702487>.
6. ASTM., 1998. Standard practice for the use of scrap tires in civil engineering applications. West Conshohocken. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania. www.astm.org.

گرانول لاستیک و سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی منجر به مقاومتی در حد مقاومت لازم برای پی ساختمان‌های با ارتفاع کوتاه یا متوسط شده است. به‌طورکلی می‌توان گفت استفاده از مواد بازیافتی می‌تواند توانمندی برشی و استهلاک انرژی را افزایش دهد؛ بنابراین، از بتن بازیافتی مذکور می‌توان به‌عنوان پی‌هایی که استهلاک انرژی انجام می‌دهند، استفاده کرد.

7. Benazzouk, A., Mezreb, K., Doyen, G., Goullieux, A. and Quéneudec, M. 2003. Effect of rubber aggregates on the physico-mechanical behaviour of cement-rubber composites-influence of the alveolar texture of rubber aggregates. *Cement and Concrete Composites*, 25(7), pp.711-720. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00067-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00067-7).
8. Albano, C., Camacho, N., Reyes, J., Feliu, J.L. and Hernández, M. 2005. Influence of scrap rubber addition to Portland I concrete composites: Destructive and non-destructive testing. *Composite Structures*, 71(3-4), pp.439-446. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2005.09.037>.
9. Tsang, H.H., Sheikh, M.N. and Lam, N., 2007. Rubber-soil cushion for earthquake protection. <https://ro.uow.edu.au/cgi/viewcontent.cgi?article=2435&context=engpapers>.
10. Oikonomou, N. and Mavridou, S., 2009. The use of waste tyre rubber in civil engineering works. In *Sustainability of construction materials*, (pp. 213-238). Woodhead Publishing. <https://doi.org/10.1533/9781845695842.213>.
11. Azevedo, F., Pacheco-Torgal, F., Jesus, C., De Aguiar, J. B. and Cañes, A.F. 2012. Properties and durability of HPC with tyre rubber wastes. *Construction and building materials*, 34, pp.186-191. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.02.062>.
12. Li, L., Ruan, S. and Zeng, L., 2014. Mechanical properties and constitutive equations of concrete containing a low volume of tire rubber particles. *Construction and Building Materials*, 70, pp.291-308. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.07.105>.
13. Mashiri, M.S., Vinod, J.S., Sheikh, M.N. and Tsang, H., 2015. Shear strength and dilatancy behaviour of sand-tyre chip mixtures. *Soils Found*, 55, pp.517-528. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.04.004>.
14. Rivas-Vázquez, L.P., Suárez-Orduña, R., Hernández-Torres, J. and Aquino-Bolaños, E. 2015. Effect of the surface treatment of recycled rubber on the mechanical strength of composite concrete/rubber. *Materials and Structures*, 48(9), 2809-2814. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0355-y>.
15. Youssf, O., ElGawady, M.A. and Mills, J.E., 2015. Experimental investigation of crumb rubber concrete columns under seismic loading. In *Structures*, 3, pp.13-27. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2015.02.005>.

16. Strukar, K., Šipoš, T.K., Miličević, I. and Bušić, R. 2019. Potential use of rubber as aggregate in structural reinforced concrete element: A review. *Engineering Structures*, 188, pp.452-468. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.031>.
17. Li, Y., Chai, J., Wang, R., Zhou, Y. and Tong, X., 2022. A review of the durability-related features of waste tyre rubber as a partial substitute for natural aggregate in concrete. *Buildings*, 12, 1975. <https://doi.org/10.3390/buildings12111975>.
18. Hansen, T.C., 1986. Recycled aggregates and recycled aggregate concrete second state-of-the-art report developments (1945-1985). *Materials and Structures*, 19(3), pp.201-246. <https://doi.org/10.1007/BF02472036>.
19. Xiao, J., Li, W., Fan, Y. and Huang, X., 2012. An overview of study on recycled aggregate concrete in China (1996-2011). *Construction And Building materials* 31, pp.364-383. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.074>.
20. Duan, Z.H. and Poon, C.S. 2014. Properties of recycled aggregate concrete made with recycled aggregates with different amounts of old adhered mortars. *Materials Design*, 58, pp.19-29. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.01.044>.
21. Vieira, T., Alves, A., De Brito, J., Correia, J.R. and Silva, R.V., 2016. Durability-related performance of concrete containing fine recycled aggregates from crushed bricks and sanitary ware. *Materials and Design*, 90, pp.767-776. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2015.11.023>.
22. Verein Deutscher, Zementwerk., 2019. Global cement production from 1990 to (inmillionmetrictons)[07.Mar] Available from. 2030 <https://www.statista.com/statistics/373845/global-cement-production-forecast>.
23. Bai, G., Zhu, C., Liu, C. and Liu, B., 2020. An evaluation of the recycled aggregate characteristics and the recycled aggregate concrete mechanical properties. *Construction and Building Materials*, 240, 117978. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117978>.
24. Wang, B., Yan, L., Fu, Q. and Kasal, B. 2021. A comprehensive review on recycled aggregate and recycled aggregate concrete. *Resources, Conservation and Recycling*, 171, p.105565. <http://dx.doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105565>.
25. Sahu, A., Kumar, S. and Srivastava, A.K.L., 2022. Comparative study on natural and recycled concrete aggregate in sustainable concrete: A Review. *Recent Advances in Sustainable Environment, Lecture Notes in Civil Engineering*, 285, https://doi.org/10.1007/978-981-19-5077-3_12.
26. Assistant for the strategic supervision of the executive technical system office., 2010. Guideline for design and practice of base isolation systems in buildings code. 523.[In Persian]. <https://tec.mprog.ir>.
27. Vivian W.Y. Tam. and C.M. Tam. 2007. Assessment of durability of recycled aggregate concrete produced by two-stage mixing approach. 2007, pp. 3592-3602, 2010, <https://doi.org/10.1007/s10853-006-0379-y>.
28. Mostafazadeh, M. and Abolmaali, A., 2016. Shear behavior of synthetic fiber reinforced concrete. *Advances in Civil Engineering Materials*, 5(1), pp.371-386. <http://dx.doi.org/10.1520/ACEM20160005>

* مشخصات مقالات ارسالی:

مقاله به صورت دوتونی (طول سطر ۸/۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تمامی معادلات، علائم ریاضی، رابطه ها الزاماً فقط در محیط Mathtype ارائه شود) و منضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنما به نشانی سایت مجله <http://journal.sharif.ir> به دفتر مجله ارسال شود.

* ضمن معرفی نویسنده مسئول مقاله، نشانی پست الکترونیکی کلیه نویسندگان قید شود.

* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندگان و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندگان، نشانی پست الکترونیکی ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه، چکیده انگلیسی در حد یک صفحه A4 کامل (قلم Times فونت ۱۲) و کلمات کلیدی فارسی و انگلیسی ارائه شود.

* سایر اجزای اصلی مقاله، نظیر مقدمه، عناوین بخش های اصلی و زیربخش ها، نتیجه گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه -- با احتساب شکل و نمودار -- باشد.

* کلیه عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

نکته: از آنجا که مطالب مجله در ستون های ۸/۵ سانتی متری آراسته می شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی متر با ضخامت کادر Apx و خط نمودار ۶ px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 یا پسوند JPG یا Tif امکان پذیر است.

* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متداول فارسی می باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه های لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

یادآوری مهم و ضروری: با توجه به یکسان سازی شکل های کلیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کانتور (فشار، سرعت، تنش و...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

* کلیه منابع مورد استفاده، شماره بندی (از شماره یک و به طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه منابع مورد استفاده به زبان انگلیسی ارائه شود. با توجه به مثال های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه ای (In Persian) داخل پرانتز قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples:

Journals:

Mirghafoori, S.H., Sadeghi Arani, Z. and Jafarnejad, A. "Forecasting success of commercialization of innovative ideas using artificial neural networks; the case of inventors and innovations in Yazd province", *Journal of Science and Technology Policy*, 4(1), pp. 63-76 (In Persian) (2011).

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G. "The preformation of circular plat with four sided pyramidally - headed square-section punches", *Int. J. of Mech. Sci.*, 20 (3), pp.801-820 (1990).

Books:

Hindmarsh, J. "The electrical-circuit viewpoint", *In Electrical Machines and their Applications*, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp. 57-130, Pergamon Press, Oxford, UK (1975).

Proceedings and reports:

Walker, L.K. and Morgan, J.R. "Field performance of firm silty clay", *9th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, 1, Tokyo, Japan, pp.341-346 (1977).

Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. "Design and construction of stone columns", Report SCEGIT 83-10, Georgia Inst. of Tech., Atlanta, GA, submitted to Fed. Highway Admin (1983).

Bhandari, R.K.M. "Behavior of tank founded on soil reinforced with stone columns", *VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Helsinki (1983).

راهنمای نگارش مقالات مجله علمی و پژوهشی

شریف

مجله علمی و پژوهشی «شریف»، از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه های پژوهش های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتلای سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه مجموعه ای مفید است. چاپ مقالات در مجله شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدیع در زمینه های علمی و فنی بوده و در مجله دیگری به چاپ نرسیده باشند؛ مقاله های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات، ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می رسند.

۲. مقالات مبتنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفته، دارای یکی از مشخصات زیر:

۱.۲. با نقد و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به نتایج تازه ای دست یافته باشند.

۲.۲. به اختصار و در زمینه های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.

۳.۲. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار برجسته علمی و فنی باشند.

nificantly reduced the compressive strength value. The results of the flexural strength test indicated that the additives cause a noticeable reduction in flexural strength, and this reduction intensifies with the change in recycled concrete aggregate percentage. The results of the shear strength test represented a considerable increase with the increase in the percentage of recycled concrete

aggregate. Based on the test results, it is concluded that this type of composition material can be used as a foundation isolator, which showed a favorable shear behavior.

Key Words: Concrete, foundation isolator, crumb rubber, recycled concrete aggregate, mechanical strength.

R. Noorzad(corresponding author)

rnoorzad@nit.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Babol Noshirvani University of Technology

DOI:10.24200/J30.2023.62453.3226

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 149-158, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 28 May 2023; received in revised form 1 July 2023; accepted 6 August 2023.

Abstract

In recent years, the mixture of sand and rubber particles has been used in various fields of civil engineering, such as the stability of roofs, retaining walls, and drainage materials in landfills due to its durability, cost-effectiveness, and solving environmental problems. The purpose of this study is to investigate the effect of tire crumb on the shear strength and dilation in a static state and the liquefaction resistance in a dynamic state. In this regard, in this research, a static and dynamic undrained triaxial test was performed on a mixture of Babolsar sand and tire crumb (size between 1 and 8 mm) under constant confining pressure. The effect of parameters such as the amount of different tires' crumbs (0, 5, 10, 20, and 30% by weight) and different relative densities on the static and dynamic behavior of the mixture of sand and rubber crumb and the created pore water pressure was investigated. In the static (consolidated-undrained) triaxial test, the relative densities of the sand-tire mixtures were 45, 60, and 80 percent. The tests were carried out on the specimens at 100 kPa cell pressure. Also, the specimen was loaded at a strain rate of 0.30% per minute for all the tests until the axial strain reached 20%. In cyclic triaxial tests, the relative density of the sand-tire mixtures was 45 percent, and the confining pressure of 100 kPa was used in the experiments. The sinusoidal waveform was applied to the specimen with a frequency of 0.5 Hz. For accuracy evaluation, the behavior of the sand-tire mixture, as well as corrections such as membrane penetration corrections, membrane force, and cross-sectional area, were applied. The results showed that adding tire crumb to sand reduces the shear strength and dilation of sand. Also, the ratio of the mean diameter of tire particles to the mean diameter of sand particles affects the behavior of shear resistance and dilation of the sand-tire mixture. As the ratio of the mean diameter of tire particles to the mean diameter of sand particles increases, the shear strength and dilation of the sand-tire mixture increases. Also, increasing the amount of tire crumb in sand reduces the excess pore water pressure and, as a result, reduces liquefaction potential in cyclic loading. This behavior can be attributed to the compressible nature due to the low elastic modulus of the tire crumb.

Key Words: Tire crumb, triaxial test, shear strength, dilation, liquefaction.

INVESTIGATING THE MECHANICAL BEHAVIOR OF CONCRETE CONTAINING RECYCLED CONCRETE AND RUBBER MATERIALS AS A FOUNDATION ISOLATOR

F. Ayenehchi

fatemeh.ayenehchi@mail.um.ac.ir

H. Shariatmadar(corresponding author)

shariatmadar@um.ac.ir

Faculty of Engineering

Ferdowsi University of Mashhad

DOI:10.24200/J30.2023.61549.3183

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 159-167, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 30 January 2023; received in revised form 9 May 2023; accepted 18 June 2023.

Abstract

Considering the seismic conditions of Iran and the many damages that occur as a result, it is necessary to change the current performance of structural design to achieve better performance in the seismic system. On the other hand, environmental concerns have prompted civil engineers to identify appropriate methods of reusing construction waste. The purpose of this research is to investigate the behavior of concrete made with recycled materials as a wide foundation, which has the role of seismic isolation for low- or medium-height buildings. In this research, the effect of crumb rubber and recycled concrete aggregate on concrete was examined in a laboratory. The design basis of its resistance is 30 MPa. The first mixture, as a control mixture, does not contain rubber granules, Forta fibers and recycled concrete aggregate. In the other three mixtures, the difference in the amount of recycled concrete aggregate is 40%, 50%, and 60% instead of coarse aggregate. Also, the percentage of rubber granules is constant, about 15% of the total volume, and the amount of Forta fibers is about 0.5% of the total volume. Compressive strength, Flexural strength, and Shear strength tests were performed on the 4 mentioned mixtures at the age of 28 days in a laboratory. The results of the compressive strength test showed that the addition of recycled concrete aggregate, rubber granules, and Forta fibers sig-

cent years. This is due to the fact that fibers reduce the brittle behavior and improve the mechanical properties of the sandy soil samples. Since 2019, because of the coronavirus pandemic, the use of disposable surgical face masks has become increasingly popular among the public, and their burial, reproduction, and reuse have become one of the major environmental problems. Therefore, in this research, an attempt has been made to reuse the surgical face fibers in the application of cement-reinforced sands. In this regard, samples with 2, 4, 6, and 8% cement contents, reinforced with different amounts of fibers (0, 0.25, 0.5, and 0.75%) in different relative densities (35%, 50%, and 70% sand) were prepared and after 7 days of the curing period, their tensile behavior using brazilian tensile splitting tests. The results showed that the addition of cement percentage and increasing relative density have a significant effect on improving the tensile strength index of cement sands. The percentage of surgical face mask fibers 0.25% is the optimal amount of added fibers (the maximum tensile strength in this percentage of fibers). The definition of the key parameter (the ratio of porosity to cement content) and several empirical relations for estimating the tensile strength of reinforced and reinforced samples with very good accuracy are presented.

Key Words: Cemented sand, surgical face mask, tensile strength, empirical correlations.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF HELICAL-SOIL NAILED WALLS

M. Yazdandoust

M.yazdandoust@qom.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering
University of Qom**

R. Mollaei

mollaei.reza585@gmail.com

**Mostazafan Foundation of Islamic
Revolution, Real estate Properteis
Administration, Gilan**

H.R. Saba(corresponding author)

hr.saba@tafreshu.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering
Tafresh University**

DOI:10.24200/J30.2023.62328.3219

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 135-147, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 17 May 2023; received in revised form 27 June 2023; accepted 16 July 2023.

Abstract

Helical nails are a new type of reinforcement element that has been widely used during the last decade. This has caused that despite their widespread use, the seismic behavior of geotechnical structures reinforced by them is still unknown. Therefore, the present attempted study to evaluate the effects of some structural parameters on the dynamic performance of helical soil-nailed walls (HSNWs) using shaking table tests. For this purpose, eight reduced-scale wall models were constructed with different inclinations, lengths, and arrangements of helical nails and then subjected to input excitations with different durations. The response of each model to base excitation was determined in the form of fundamental frequency, acceleration amplification, facing displacement, and failure mechanism. The results showed that although a uniform increase in the nail length along the wall height significantly improved the seismic performance of the HSNWs, this improvement could also be achieved to some extent by increasing the length of the nails locally in the lower and upper halves of the walls reinforced by horizontal and inclined nails, respectively. The use of inclined nails instead of horizontal ones was an efficient solution to reduce the lateral displacement, acceleration amplification, and changes in the frequency content. The effectiveness of this solution was reduced with the use of shorter nails in the upper half of the wall and eventually minimized by reducing the length of the nails across the wall height. The nails located in the lower half of the wall were identified as having the greatest effect on the seismic performance of HSNWs when horizontal nails were used. The opposite occurred when inclined nails were used. A parabolic failure surface with a specific inflection point was observed to be the potential failure surface of the HSNW. The dimensions of the potential failure surface increased with an increase in the length and inclination of the nails. Also, a combination of overturning and base sliding was identified as the predominant deformation mode in HSNWs, although the base sliding mode faded with an increase in nail inclination.

Key Words: Helical soil-nailed wall, shaking table test, failure mechanism, seismic performance.

INVESTIGATING THE STATIC AND CYCLIC UNDRAINED BEHAVIOR OF THE TIRE-SAND MIXTURE

M. Raveshi

masoud.raveshi@st.u.nit.ac.ir

of the wall. The results showed that the addition of concrete to the SSSW model (converting the model to SSCSW) increases the initial in-plane hardness by 350%. Also, when concrete was added to the SSSW model, the ductility increased by 150% in two states near and far from the fault. Comparing the ultimate strength (peak of the cyclic diagram) also showed that regardless of the type of cyclic loading pattern, the calculated value for SSCSW is 28% higher than SSSW.

Key Words: Cyclic loading, ABAQUS, semi-supported steel composite shear wall at the edges, bearing capacity, nonlinear analysis.

SEISMIC EVALUATION OF SELF-CENTERING THIN STEEL PLATE SHEAR WALLS, SUBJECTED TO SEISMIC SEQUENCES

M. Gholhaki(corresponding author)

mgholhaki@semnan.ac.ir

M. Tajik

tajikmohsen73@gmail.com

Faculty of Civil Engineering

Semnan University, Semnan, Iran

DOI:10.24200/J30.2023.61115.3149

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 113-123, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 4 December 2022; received in revised form 18 April 2023; accepted 1 May 2023.

Abstract

Despite the knowledge of steel shear walls for many years, not much attention was paid to it. Steel shear walls without stiffeners and with stiffeners have been used in America in recent years. This system is 50% cheaper compared to the bending frame. After the events of September 11, a number of scientists were thinking of creating resistant and impervious structures against explosive and seismic loads economically by combining this system and the concrete shear wall system. Steel shear walls are easier to implement. Also, the accuracy of the work is at the level of normal executions, and by observing it, the reliability coefficient is many times higher than that other types of systems. The execution speed of steel shear walls is high, and because of this, the execution costs are reduced. Also, the efficiency of the shear wall system is more and more suitable than all the advantages of centralized bracing systems such as X

and V shape and off-center steel bracing systems. The resistance against the overturning anchor caused by the lateral loads and the horizontal load of the floor is the most important task of the steel shear wall. The constituent members of the steel shear wall system include a steel plate wall, two boundary columns, and a floor horizontal beam. Also, the horizontal beams of the floor are used as transverse stiffeners in the sheet beam. The goal of centralizing the steel shear wall system is that the beams and columns remain in the elastic range. In this article, five-, ten-, and twenty-story buildings with steel shear walls were designed using the strip equivalent brace method in ETABS, and then seven acceleration maps far from the fault were selected, scaled, and modeled in ABAQUS software. The five-class model was compared with the non-centralized model. According to the results of the push-over analysis of the five-story steel shear wall model, the beams and columns remained in the elastic range in the self-centering model, and according to the hysteresis obtained from the push-over analysis of the steel shear wall, they have more energy consumption. The results showed that the drift, maximum drift, maximum displacement, and the ratio of the maximum acceleration value of the roof to the acceleration of the selected records in the self-centering steel shear wall have increased compared to the non-self-centering ones.

Key Words: Self-Centering steel shear wall, acceleration record, band equivalent brace method, time history analysis.

SPLITTING TENSILE STRENGTH OF CEMENT-STABILIZED AND SURGICAL FACE MASK FIBER-REINFORCED SAND

H. Mola Abasi

hma@gonbad.ac.ir

Faculty of Minoodasht Engineering

Gonbad Kavous University

DOI:10.24200/J30.2023.62194.3210

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 125-133, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 15 April 2023; received in revised form 4 June 2023; accepted 18 June 2023.

Abstract

The tendency towards reinforcement of cement-treated sands with the inclusion of fibers has increased in re-

INVESTIGATION OF MECHANICAL BEHAVIOR OF ALUMINUM FOAM UNDER UNIAXIAL TESTS USING VORONOI TESSELLATION METHOD

A. Rezaei Sameti

a.rezaeisameti@basu.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

**Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University
Hamedan**

DOI:10.24200/J30.2023.62214.3215

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 91-98, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 8 May 2023; received in revised form 14 July 2023; accepted 26 August 2023.

Abstract

Aluminum foams are among the materials that have many applications in the construction of various building elements, including sandwich panels. This category of materials has unique features due to low density, the presence of small holes, sound insulation, thermal insulation, and corrosion resistance. In this paper, the Voronoi tessellation method is proposed to simulate the porous configuration of aluminum foams, which has the high capability to generate a porous structure with different densities. It is demonstrated that the Voronoi tessellation method can generate porous structures with different densities, hole sizes, and wall thicknesses stably. Moreover, the Voronoi tessellation method has a high speed and can be used to construct different sizes of aluminum foams. A comparison of the configurations obtained from the Voronoi tessellation method and experimental tests demonstrates the capability and competence of this method in generating the porous structure of the aluminum foam. In order to investigate the mechanical behavior numerically, the uniaxial tension test is applied to the aluminum nanofoams using the molecular dynamics (MD) method. The MD analysis is performed in the LAMMPS open-access software using the embedded-atom model (EAM) interatomic potential. The periodic boundary condition is imposed in all the boundaries of the atomistic model to satisfy the essential condition of the representative volume element (RVE) based on the homogenization theory. After minimization and relaxation of RVE, the uniaxial tension test is applied in an increment manner to reduce the strain rate effect. The evolution of the stress-strain curve, along with the stress contours, are presented for the aluminum nanofoam during the uniaxial tension test. Young's modulus of nanofoam obtained by numerical analysis is compared to that of experimental data to confirm the accuracy of the computational modeling.

Moreover, the results emphasize the high dependence of the mechanical behavior of aluminum nanofoams on the density and porosity.

Key Words: Sandwich panel, aluminum foam, voronoi tessellation method, atomistic simulation, porous materials, uniaxial tension test.

NUMERICAL STUDY ON SEMI-SUPPORTED STEEL COMPOSITE SHEAR WALL AT THE EDGES UNDER NEAR AND FAR-FAULT LOADING

S. Momeni

sinamomeni936@gmail.com

N. Siahpolo(corresponding author)

siahpolo@acecr.ac.ir

**Institution for Higher Education ACECR
Khouzestan**

A.R. Jahanpour

a.jahanpour@gmail.com

**School of Civil Engineering and Architecture
Malayer University**

DOI:10.24200/J30.2023.62420.3223

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 99-112, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 28 May 2023; received in revised form 16 september 2023; accepted 4 October 2023.

Abstract

The shear wall is one of the most important systems to resist lateral loads in the building. In addition to controlling the lateral displacement of the structure and dealing with the lateral force, this system significantly increases the stiffness of the structure. The purpose of this article is to investigate the nonlinear behavior of semi-supported steel composite shear walls at the edges under monotonic and cyclic loading near- and far-fault. In this article, after verification, firstly, the semi-supported steel shear wall is modeled and analyzed using ETABS software to select the boundary members and the critical opening. Then, the base model of the semi-supported steel shear wall is converted to a semi-supported composite shear wall, and finally, it is modeled and checked using ABAQUS software. Among the investigated variables are reducing the thickness of the concrete coating on both sides of the steel plate of the wall, using concrete coating on one side of the steel plate of the wall, and increasing the thickness of the steel plate

which involves generating random numbers, is computationally expensive for calculating fragility curves. To address this issue, several methods have been proposed to produce fragility curves at a reduced computational cost. This study presents a method that enhances the seismic representation of high-dimensional models to generate accurate fragility curves for steel structures while significantly decreasing computational costs. This method selects uncertain variable values based on the results of initial incremental dynamic analyses. The fragility curves are divided into three zones, and an equation is proposed to estimate mean damage values associated with the boundaries of these zones. Additionally, polynomial response functions were generated to estimate the fragility curves. The proposed method is applied to generate the fragility curves for three steel structures, one with 4, 9, and 12 stories. Fragility curves are generated for four damage levels: non-structural damage (DS1), structural retrofitting required (DS2), intensive structural damage (DS3), and collapse (DS4). The resulting fragility curves are compared with those generated by the Monte Carlo simulation method and other existing methods. The comparison demonstrates that the proposed method achieves fragility curves with a significant decrease in computational costs compared to the Monte Carlo method while also exhibiting higher accuracy than other methods. The maximum error of the proposed method is approximately 20%, whereas Cornell's and the conventional HDMR methods exhibit errors of up to 80% and 60%, respectively. The errors of other methods increase significantly for fragility curves associated with high damage levels and 9- and 12-story steel structures, where nonlinear structural behavior is pronounced. In contrast, the increase in error is not significant in the proposed method. The findings of this study can be utilized to assess the seismic impact of various stochastic factors, such as random eccentricity or loading-related parameters, on the vulnerability of steel structures.

Key Words: Fragility curve, monte carlo simulation, cornell's method, high-dimensional model representation, seismic assessment.

INVESTIGATION OF THE EFFECT OF FAR-FIELD GROUND MOTION RECORDS ON THE SEISMIC RESPONSE OF MID-RISE HYBRID CONCRETE-STEEL BUILDINGS

A. Kiani(corresponding author)
a_kiani@semnan.ac.ir

A. Kheyroddin

kheyroddin@semnan.ac.ir

M.A. Kafi

mkaifi@semnan.ac.ir

H. Naderpour

naderpour@semnan.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Semnan University

DOI:10.24200/J30.2023.62308.3217

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 77-89, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 2 May 2023; received in revised form 29 May 2023; accepted 31 May 2023.

Abstract

Hybrid concrete-steel buildings in height are usually referred to as buildings that have two lower and upper parts of concrete and steel materials, respectively. Due to the change in mass, stiffness, and damping in the vertical direction, these buildings have complex seismic behavior. Therefore, in this study, the seismic behavior of hybrid concrete-steel buildings at mid-rise height against far-field ground motions was considered. Initially, different models in groups of 7 and 13 stories were designed by considering different ratios of the number of concrete to steel floors. The connection of the upper steel section to the lower concrete section was considered a pin joint in nonlinear modeling in Opensees software due to its implementation. Then, incremental dynamic analysis was performed on all models using 22 different far-field records. Also, the maximum structural response diagram at the threshold of complete damage level was obtained according to the outputs of incremental dynamic analysis in different stories under all records, along with their average. Fragility curves were extracted at four damage states based on the HAZUS technical report. The results showed that there was a critical area at the junction of the steel frame with the concrete in which the structural response value underwent a sudden change and made this area inclined to much damage, which in the groups of 7 and 13 stories reached 65.2% and 98%, respectively. Finally, the median collapse capacity was obtained from fragility curves for hybrid buildings at different heights. As the number of concrete floors increased, the median collapse capacity of the model increased, which indicated the better seismic performance of the hybrid concrete-steel building. Among the investigated models, the lowest level of fragility was when the ratio of the number of concrete floors to the total floors of the Hybrid concrete-steel building was almost equal to 0.6.

Key Words: Hybrid concrete-steel buildings, fragility assessment, nonlinear analysis, incremental dynamic analysis, seismic behavior.

Key Words: Sandy soil, cement stabilization, fiber reinforcement, freezing and thawing cycle, unconfined compressive strength.

MEASURING THE VOLUME OF WATER PENETRATION INTO CONCRETE AND COMPRESSIVE STRENGTH UNDER ACUTE CONDITIONS WITHOUT BREAKAGE OF THE SAMPLE USING NEW TESTS

M. Naderi(corresponding author)

profm Mahmoodnaderi@eng.ikiu.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Imam Khomeini International University
Qazvin

A. Saberi Varzaneh

ali.saberi@edu.ikiu.ac.ir

Head of Research Group

Natural Disasters Research Institute

S. Wali Din

walidin@edu.ikiu.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Imam Khomeini International University

DOI:10.24200/J30.2023.62007.3202

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 55-63, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 4 March 2023; received in revised form 31 August 2023; accepted 2 September 2023.

Abstract

To directly measure the strength and permeability of concrete, a core should be separated from the concrete and then tested in the laboratory with destructive methods. For example, to measure the permeability of concrete by existing standards, concrete must be broken and divided into half. Also, acute conditions such as temperature cycles that concrete faces in summer can have negative effects on concrete characteristics. Therefore, in this research, by using innovative tests, in addition to investigating the effect of temperature cycles (40, 80, 120, and 160 cycles) on the permeability and surface resistance of concrete at different ages, measuring the depth of water penetration and resistance Concrete is compressed without breaking it. According to the results, by using the calibration charts and the equations obtained from the methods of the cylindrical chamber

and friction transfer, it is possible to obtain the depth of water penetration and the compressive strength of concrete without the need to break the concrete and with a correlation coefficient of over 96%. It was also observed that the cycles of temperature changes have negative effects on the durability and surface resistance of concrete in such a way that the number of 40, 80, 120, and 160 cycles of temperature changes increases the permeability of concrete by 4.1, 8.7, and 7 12.5 and 16.5 have been equaled. Also, the acute conditions of temperature changes have negative effects on the surface resistance of concrete in such a way that the surface layer resistance of concrete has decreased by more than 44% under 160 cycles of temperature changes. Considering that the surface layer of concrete has a direct relationship with the penetration of harmful substances into the concrete, it was observed that with the increase in the strength of the surface layer of concrete, the volume of water penetration into concrete has decreased. By increasing the resistance of the surface layer by 15%, the volume of water infiltration into the concrete has decreased by about 140%.

Key Words: Summer weather, resistance, permeability, regression analysis.

FRAGILITY CURVES PRODUCTION FOR STEEL STRUCTURES BY SEISMIC IMPROVEMENT OF THE HIGH-DIMENSIONAL MODEL REPRESENTATION METHOD

P. Asadi(corresponding author)

asadi@iut.ac.ir

H. Abbasi

eng.ho.abbasi@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Isfahan University of Technology

DOI:10.24200/J30.2023.62038.3203

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 65-76, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 9 April 2023; received in revised form 1 July 2023; accepted 16 July 2023.

Abstract

Fragility curves are utilized to evaluate the probability of exceeding the damage index for structures exposed to seismic hazards. The Monte Carlo simulation method,

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 1, Page 33-41, Original Article
© Sharif University of Technology

- Received 19 November 2022; received in revised form 13 May 2023; accepted 15 May 2023.

Abstract

The use of fibers is often aimed at increasing the ductility and load-bearing capacity of the desired concrete, and controlling the spread of cracks by adding fibers to the concrete causes this. The fibers improve the behavior of the concrete after the first crack due to the bridging property on the micro-cracks. In this paper, 15 concrete mixing designs in the form of 90 cubic specimens with dimensions (15 * 15 * 15) cm for the compressive strength test and 42 specimens with dimensions (15 * 15 * 60) cm for the flexural strength test have been made. Three mixing designs were made as a reference with 3 water-to-cement ratios (0.24, 0.29, 0.34) without fibers and with fibers with 3 different lengths of polypropylene fibers with lengths of (6, 12, 18) mm, respectively. A mixing scheme with 40 mm long hook metal fibers and another mixing scheme with a combination of 40 mm hooked metal fibers and 12 mm polypropylene fibers were investigated. Microsilica gel and super-lubricant were used to increase the smoothness and efficiency of concrete. The highest average compressive strength of 28 days was related to samples with composite fibers with a resistance of 72.52 MPa, which was 12.9% higher than the reference sample. The concrete sample with metal fibers with an average bending strength of 12.85 MPa has the highest strength among all the concrete mixing designs of this research and shows a 60% increase in bending strength compared to the sample without fibers. In the concrete samples tested with polypropylene fibers, after the compressive strength test, with the increase in the length of the polypropylene fibers, the workability and compressive strength of the concrete decreased, but the plasticity of the concrete samples increased. After the flexural strength test, the flexural strength and ductility of the concrete samples increased with the increase in the length of the polypropylene fibers, but it led to a decrease in the workability of the concrete.

Key Words: Polypropylene fibers, steel fibers, compressive strength, flexural strength.

EVALUATING THE EFFECT OF ADDING RECYCLED FIBERS ON THE STRENGTH OF SANDY SOIL STABILIZED WITH CEMENT AGAINST FREEZE-THAW CYCLES

A. Dadfarin

azadehdadfarin@gmail.com

**Dept. of Civil Engineering
Bu-Ali Sina University**

Y. Shams Maleki(corresponding author)

y.shamsmaleki@kut.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering
Kermanshah University of Technology (KUT)
M. Esna-Ashari**

esna-ashari@basu.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering
Bu-Ali Sina University**

DOI:10.24200/J30.2023.61722.3192

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 1, Page 43-53, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 1 January 2023; received in revised form 29 April 2023; accepted 20 May 2023.

Abstract

In this research, the effect of soil stabilization with cement at the same time as its reinforcement with fibers has been studied on the shear strength of sandy soil exposed to freeze-thaw cycles. In order to achieve this goal, laboratory studies were carried out with the help of unconfined compressive strength tests (UCS tests) on different compounds obtained from mixing cement, fibers, and sandy soil. More than 336 cylindrical laboratory models with dimensions including 3.6cm in diameter and 8cm in length have been made. Various modes have been observed during the failure of the samples, including shear, tensile, plastic yielding, and composite failure modes. The fibers used in the present research are waste products of tire factories known as DTY. Percentages of 2, 4, and 6 for cement and 0, 0.5, and 1 for fibers with lengths of 0.5, 1, and 1.5 cm were used relative to the weight of dry sandy soil in making the samples. Uniaxial cylindrical samples were tested for unconfined compressive strength after 7 and 28 days of curing time and under 0, 1, 2, and 3 freeze-thaw cycles. The results show that the act of stabilizing the soil with cement, along with reinforcing it to a certain amount of fibers, improves the uniaxial compressive strength before and after freezing and thawing cycles. This amount depends on the percentage of cement and the curing period. Also, adding cement in a certain curing time increases the unconfined compressive strength before and after applying the cycle, increases stiffness, reduces the ductility and toughness of the sample, and brittle failure when breaking occurs in the soil. Also, the addition of fibers, to some extent, improves the weaknesses caused by soil stabilization, such as reducing the failure axial strain, decreasing the residual strength, and the toughness of the materials in the conditions before and after freezing and thawing.

the construction of MSE abutments in a two-tiered configuration reduced the lateral pressure in the upper tier. This became more noticeable with a decrease in the soil-reinforcement interaction and reinforcement tensile stiffness and an increase in the distance from the footing to the wall crest.

Key Words: Physical model test, tiered mechanically stabilized earth wall, particle image velocimetry (PIV), failure surfaces, lateral pressure.

OPTIMIZING THE GEOMETRY OF HUNCHBACKED BLOCK-TYPE GRAVITY QUAY WALLS USING NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSES AND SUPERVISED MACHINE LEARNING TECHNIQUE

B. Ebrahimian(corresponding author)

b_ebrahimian@sbu.ac.ir

A.R. Zarnousheh Farahani

a.zarnoosheh@mail.sbu.ac.ir

**Geotechnical and Transportation Engineering
Department Faculty of Civil Water and
Environmental Engineering
Shahid Beheshti University (SBU)
Tehran, Iran
DOI:10.24200/J30.2023.61126.3150**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 17-31, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 15 October 2022; received in revised form 14 March 2023; accepted 3 May 2023.

Abstract

In the present study, the seismic behavior of hunchbacked block-type gravity quay walls rested on non-liquefiable dense seabed soil layer is investigated, and the optimal geometries for these wall types are proposed by performing non-linear time history dynamic analyses using Lagrangian explicit finite difference method. For this purpose, first, a reference numerical model of the hunchbacked quay wall is developed, and its seismic response is validated against the well-documented physical model tests. Then, the optimal hunch angles corresponding to the minimum horizontal displacement and zero rotation of the hunchbacked quay wall are estimated through the sensitivity analyses on the hunch angle of the wall, the friction angle of the backfill, and the ratio

of hunch height to wall height. Subsequently, the statistical relationships are presented to predict the optimal hunch angle of the walls using multiple non-linear regressions based on the supervised machine learning technique. The results of non-linear dynamic analyses show that the deformation pattern, the movement mechanism, and, consequently, the seismic response of the hunchbacked quay wall change considerably with the variation of the hunch angle of the wall. In this regard, the rotation angle of the wall towards the seaside due to seismic loading decreases, and the deformation pattern and the movement mechanism of the hunchbacked quay wall alter from overturning towards the seaside to overturning towards the landside with an increase of the hunch angle. For all considered values of the ratio of hunch height to wall height and the backfill friction angle, increasing the hunch angle in the range of 25 to 35 degrees leads to a significant decrease in wall deformation. While increasing the hunch angle in the range of 35 to 50 degrees has less influence on reducing the wall deformation. For hunch angle values greater than 50 degrees, increasing the hunch angle has the opposite effect on improving the seismic performance of the hunchbacked quay wall and its seismic-induced deformations increase. Additionally, in the ratio of hunch height to wall height equal to 0.7, the optimal hunch angles corresponding to the zero wall rotation and the maximum reduction in the horizontal displacement of the wall decrease from 42.7 to 9.23 degrees and from 53 to 34.5 degrees, respectively, with an increase of the friction angle of the backfill soil from 15 to 45 degrees.

Key Words: Gravity quay wall, broken-back geometry, geometrical optimization, non-linear dynamic analysis, supervised machine learning.

THE EFFECT OF FIBER LENGTH AND COMPOSITION ON THE COMPRESSIVE AND FLEXURAL STRENGTH OF CONCRETE

A. Hemmati(corresponding author)

ali.hemmati@semnaniau.ac.ir

D. Nazari

davoudnazari7073@gmail.com

A. Momenabadi

alireza.mo5515@gmail.com

**Dept. of Civil Engineering
Semnan Branch**

Islamic Azad University

DOI:10.24200/J30.2023.61231.3159

Abstracts of Papers in English

INVESTIGATION ON THE BEHAVIOR OF TWO-TIERED MSE WALLS AS BRIDGE ABUTMENTS

M. Yazdandoust(corresponding author)

M.yazdandoust@qom.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering
University of Qom**

A. Bahrami Balfeh Taimouri

atanaz.bahrami@srbiau.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering
Science and Research Branch
Islamic Azad University**

DOI:10.24200/J30.2023.61741.3194

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 1, Page 3-16, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 22 January 2023; received in revised form 8 August 2023; accepted 19 September 2023.

Abstract

Mechanically stabilized earth (MSE) walls are commonly used as bridge abutments to support bridge deck loads. In this type of abutment, the use of a tiered configuration can play a prominent role in reducing induced horizontal stress, reducing lateral deformation, and, consequently,

improving the performance of bridge abutments. Despite the importance of this issue, the influence of various factors on the performance of tiered MSE abutments under deck loads is not yet fully understood. Therefore, by simulating a bridge deck on a tiered MSE abutment in the form of a strip footing, the effects of the reinforcement type, the connection type of the deck to the abutment, and the deck location were investigated. For this purpose, three two-tiered mechanically stabilized earth walls (T-TMSEWs) were constructed using three different reinforcements and then loaded with strip footings at three different distances from the wall crest. By preventing and allowing the footings to tilt, the influence of the degree of footing freedom was also examined as the third variable. Particle image velocimetry showed that the use of a two-tiered configuration in MSE abutments and a decrease in the soil-reinforcement interaction and stiffness changed the slip surface geometry and prevented the development of deep slip surfaces in the lower tier. It was found that although the decrease in reinforcement stiffness and its interaction with soil decreased the bearing capacity of the strip footings on two-tiered MSE abutments, they also reduced the lateral pressure induced in T-TMSEWs by strip footing. Also, allowing the footing to tilt was found to be an effective solution for minimizing the deformation of the backfill surface and the induced lateral pressure. Moreover, a comparison of the results with analytical methods showed that

Civil Engineering

The logo for Sharif University of Technology, featuring the word "Sharif" in a bold, stylized, black font.

Spring
2024

Editor-in-Chief: Mirmosadegh Jamali

This Journal is published under the auspices of Sharif University of technology, Office of the Vice-Chancellor-in-Charge of Research.

The Journal is published quarterly in Farsi language, aims at establishing a relationship between scientists active in different branches of science and technology and, in particular, at providing a forum for exchange of knowledge between scientists and technologists related to scientific problems prevailing in contemporary society. The journal also strives to present practical and theoretical analyses of these issues and facilitates the circulation of modern scientific findings by scientists and researchers for practical application. In addition, “**Sharif**” publishes original papers focusing on issues of specific concern to universities, including research, technological advancements, and topics related to matters of higher education.

P.O.BOX 11155-8639 AZADI AVENUE, TEHRAN, I.R. IRAN

Phone: (98-21) 66005419 - 66164093 Fax: (98-21) 66012983

Web: <http://journal.sharif.ir/>

[http:// www. globalsciencejournals.com](http://www.globalsciencejournals.com)

E-mail: pajouhesh@sharif.edu

CONTENTS

- 3 **INVESTIGATION ON THE BEHAVIOR OF TWO-TIERED MSE WALLS AS BRIDGE ABUTMENTS**
M. Yazdandoust and A. Bahrami Balfeh Taimouri
- 17 **OPTIMIZING THE GEOMETRY OF HUNCHBACKED BLOCK-TYPE GRAVITY QUAY WALLS USING NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSES AND SUPERVISED MACHINE LEARNING TECHNIQUE**
B. Ebrahimian and A.R. Zarnousheh Farahani
- 33 **THE EFFECT OF FIBER LENGTH AND COMPOSITION ON THE COMPRESSIVE AND FLEXURAL STRENGTH OF CONCRETE**
A. Hemmati, D. Nazari and A. Momenabadi
- 43 **EVALUATING THE EFFECT OF ADDING RECYCLED FIBERS ON THE STRENGTH OF SANDY SOIL STABILIZED WITH CEMENT AGAINST FREEZE-THAW CYCLES**
A. Dadfarin, Y. Shams Maleki and M. Esna-Ashari
- 55 **MEASURING THE VOLUME OF WATER PENETRATION INTO CONCRETE AND COMPRESSIVE STRENGTH UNDER ACUTE CONDITIONS WITHOUT BREAKAGE OF THE SAMPLE USING NEW TESTS**
M. Naderi, A. Saberi Varzaneh and S. Wali Din
- 65 **FRAGILITY CURVES PRODUCTION FOR STEEL STRUCTURES BY SEISMIC IMPROVEMENT OF THE HIGH-DIMENSIONAL MODEL REPRESENTATION METHOD**
P. Asadi and H. Abbasi
- 77 **INVESTIGATION OF THE EFFECT OF FAR-FIELD GROUND MOTION RECORDS ON THE SEISMIC RESPONSE OF MID-RISE HYBRID CONCRETE-STEEL BUILDINGS**
A. Kiani, A. Kheyroddin, M.A. Kafi and H. Naderpour
- 91 **INVESTIGATION OF MECHANICAL BEHAVIOR OF ALUMINUM FOAM UNDER UNIAXIAL TESTS USING VORONOI TESSELLATION METHOD**
A. Rezaei Sameti
- 99 **NUMERICAL STUDYO SEMI-SUPPORTED STEEL COMPOSITE SHEAR WALL AT THE EDGES UNDER NEAR AND FAR-FAULT LOADING**
S. Momeni, N. Siahpolo and A.R. Jahanpour

RESEARCH NOTES:

- 113 **SEISMIC EVALUATION OF SELF-CENTERING THIN STEEL PLATE SHEAR WALLS, SUBJECTED TO SEISMIC SEQUENCES**
M. Gholhaki and M. Tajik
- 125 **SPLITTING TENSILE STRENGTH OF CEMENT-STABILIZED AND SURGICAL FACE MASK FIBER-REINFORCED SAND**
H. Mola Abasi
- 135 **EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF HELICAL-SOIL NAILED WALLS**
M. Yazdandoust, R. Mollaei and H.R. Saba
- 149 **INVESTIGATING THE STATIC AND CYCLIC UNDRAINED BEHAVIOR OF THE TIRE-SAND MIXTURE**
M. Raveshi and R. Noorzad
- 159 **INVESTIGATING THE MECHANICAL BEHAVIOR OF CONCRETE CONTAINING RECYCLED CONCRETE AND RUBBER MATERIALS AS A FOUNDATION ISOLATOR**
F. Ayenehchi and H. Shariatmadar

APPENDIX

- 178 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**