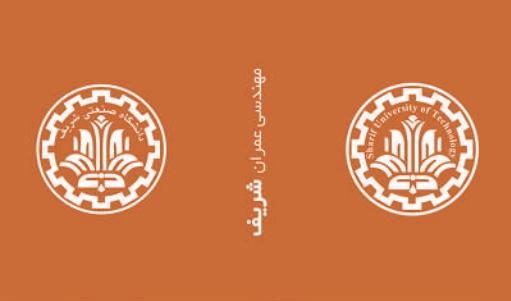


- مقالات پژوهشی:
- بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پل‌های به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها
  - مجید بیزان دوست و آناتاز بهرامی بلقه تموری
  - بهینه‌سازی هندسه دیوارهای ساحلی وزنی بلوكی گوژپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش نادگیری ماشین ناظارت شده
  - بابک ابراهیمیان و امیررضا زرنوشه فراهانی
  - تاثیر طول و ترکیب الیاف در مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن
  - علی همتی، داوود نظری و مؤمن آبادی
  - ارزیابی اثر الیاف بازیافتی بر مقاومت ماسه تثبیت شده با سیمان در برابر چرخه‌های بخ زدن - آب شدن
  - آزاده دادفروان، بیزان شمس ملکی و مهدی اثنی عشری
  - اندازه‌گیری حجم نفوذ آب به بتن و مقاومت فشاری تحت شرایط حاد دمایی بدون نیاز به شکستن نمونه با استفاده از آزمون‌های در جای نوبت
  - محمود نادری، علی صابری ورزنه و سردار ولی دین
  - استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی با بهبود لرزه‌ای روش نمود مدل با ابعاد بالا
  - پیام اسدی و حسن عباسی
  - بررسی اثر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های میان مرتبه‌ی ترکیبی در ارتفاع
  - آرین کیانی، علی خیرالدین، محمدعلی کافی و حسن نادرپور
  - بررسی رفتار مکانیکی فوم‌های الومینیومی تحت آزمون تک محوری با به‌کارگیری روش شبکه‌بندی ورونوی
  - امیر رضائی سامتی
  - مطالعه‌ی عددی بر روی دیوار برشی فولادی کامپوزیت نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری دور و نزدیک گسل
  - سینا مؤمنی، نوید سیاپلو و علیرضا جهان‌پور

یادداشت فنی

- مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متواالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا
- مجید قلهکی و محسن تاجیک
- مقاومت کششی دویم شدن ماسه پیش‌بینی شده با سیمان و مسلح شده با الیاف ماسک صورت جرای
- حسن ماععیانی
- بررسی آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی
- مجید بیزان دوست، رضا ملایی و محمد رضا سبا
- بررسی رفتار استاتیکی و دوره‌ای زهکشی نشده مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک
- مسعود روشنی و رضا نورزاد
- بررسی رفتار مکانیکی بتن حاوی مصالح بازیافتی بتن و لاستیک به عنوان بی جداساز
- فاطمه آینه‌چی و هاشم شریعت‌مدرس



ARTICLES:

- Investigation on the Behavior of Two-Tiered Mse Walls as Bridge Abutments  
M. Yazdandoust and A. Bahrami Balfeh Taimouri
- 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. Zarnoush Farahani
- The Effect of Fiber Length and Composition on the Compressive and Flexural Strength of Concrete  
A. Hemmati, D. Nazari and A. Momenabadi
- 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
- 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. Walli Din
- Fragility Curves Production for Steel Structures by Seismic Improvement of the High-Dimensional Model Representation Method  
P. Asadi and H. Abbas
- 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
- Investigation of Mechanical Behavior of Aluminum Foam Under Uniaxial Tests Using Voronoi Tessellation Method  
A. Rezaei Sameti
- Numerical Study of 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:

- Seismic Evaluation of Self-Centering Thin Steel Plate Shear Walls, Subjected to Seismic Sequences  
M. Gholhaki and M. Tajik
- Splitting Tensile Strength of Cement-Stabilized and Surgical Face Mask Fiber-Reinforced Sand  
H. Mola Abasi
- Experimental Investigation on the Seismic Behavior of Helical-Soil Nailed Walls  
M. Yazdandoust, R. Mollaei and H.R. Saba
- Investigating the Static and Cyclic Undrained Behavior of the Tire-Sand Mixture  
M. Ravesi and R. Noorzad
- Investigating the Mechanical Behavior of Concrete Containing Recycled Concrete and Rubber Materials as a Foundation Isolator  
F. Ayenehchi and H. Shariatmadar

## دکتر بیتا آبیتی

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 امیر رضا خوبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

## دکتر محمد دلواز

دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

## دکتر حسین رحامي

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 قائیمیان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

## دکتر هوشنگ کاتسی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

## دکتر محمد تقی 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 میرابزرگ

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی

## دکتر علی نورزاد

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

## دکتر جواد واثقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

## دکتر ابوالحسن وفائی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

## مهندسی عمران

## تئوریف

دوره ۴۰

شماره ۱

بهار

۱۴۰۳

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف

مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی

مدیر نشریه: دکتر رضا نقدآبادی

سردبیر: دکتر میرمصدق جمالی

سردبیر هیات تحریریه: دکتر سعید سهراب پور

ویرایش: رزیتا رستخیز پایدار

حروف چینی: سانا نادری، راضیه قربانی

صفحه‌آرایی و امور گرافیکی: غزل احمدی میر قائد

امور اجرایی: شیما آل اسدالله، مریم پورابراهیمی باوفا

مجله‌ی مهندسی عمران شریف در پایگاه‌های **J**, **DOAJ** و **SID** نمایه می‌شود.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵

دفتر مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۰۵۴۹-۶۶۱۶۴۰۹۳

نمبر: ۶۶۰۱۲۹۸۳

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

ریاضات: 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



## هیأت تحریریه‌ی تخصصی

- سردبیر تخصصی: دکتر ابوالحسن وفایی
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر احمد ابریشم‌چی
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر همایون استکانچی
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر عیاس افسار
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران
- دکتر محمدعلی برخورداری
- دانشیار داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران
- دکتر حسین بورزاهدی
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر مسعود تجریشی
- دانشیار داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر ایوب ترکیان
- دانشیار مرکز تحقیقات آب و ارزی - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر عباسعلی تسینی
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس
- دکتر حسن حاجی کاظمی
- استاد داشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد
- دکتر سیدمحسن حائری
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر امیرضا خوبی
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر فیاض رحیم‌زاده
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر علی اکبر رمضانیانپور
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر
- دکتر سیدمهدي زهرابي
- دانشیار داشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران
- دکتر محمدمهدي سعادتپور
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان
- دکتر عيسى سلاجقه
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان
- دکتر ناصر طالب بیدختی
- استاد داشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیزاد
- دکتر ارسلان قهرمانی
- استاد داشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیزاد
- دکتر محمد کارآموز
- استاد داشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران
- دکتر محمد تقی کاظمی
- دانشیار داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر محمد کرمانشاه
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر علی کاوه
- استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

- دکتر سید مجید الدین میرمحمد حسینی**  
دانشیار داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر
- دکتر سید شهاب الدین یثربی**  
دانشیار داشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس
- هیأت مشاوران**
- دکتر بابک احمدی**  
بخش فناوری بتن - مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
- دکتر احمد اوریا**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اردبیلی
- دکتر عباس پور دیلمی**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه دامغان
- دکتر علی حیدری**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهرکرد
- دکتر حامد حمیدی**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه نوشهریوانی بابل
- دکتر محمدرضا حمیدیان**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان
- دکتر علی درخشانی**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شاهد
- دکتر مصطفی زمانیان**  
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران - دانشگاه اراک
- دکتر مصطفی رضوانی شریف**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
- دکتر جعفر سیحانی**  
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
- دکتر علیرضا سلوچوقیان**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
- دکتر پیغمبر طباطبائی**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه اصفهان
- دکتر علی شیرازی**  
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 روحاei**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان
- دکتر مجتبی لبیب زاده**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید چمران اهواز
- دکتر محمود ملکوتی علون آبادی**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه خلیج فارس
- دکتر امیر جواد مرادلو**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان
- دکتر موسی محمودی صاحبی**  
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

**مقالات پژوهشی:**

- ۳ بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پله‌ای به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها  
مجید یزدان دوست و آناناز بهرامی بلند تیموری
- ۱۷ بهینه‌سازی هندسه دیوارهای ساحلی وزنی بلوكی گوژپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی  
و روش یادگیری ماشین نظارت شده  
بابک ابراهیمیان و امیرضا زرنشه فراهانی
- ۳۳ تأثیر طول و ترکیب الیاف در مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن  
علی همتی، داوود نظری و مؤمن‌آبادی
- ۴۳ ارزیابی اثر الیاف بازیافتی بر مقاومت ماسه تثبیت شده با سیمان در برابر چرخه‌های یخ زدن - آب شدن  
ازاده دادفرين، يزدان شمس ملکي و مهدى اثنى عشرى
- ۵۵ اندازگیری حجم نفوذ آب به بتن و مقاومت فشاری تحت شرایط حد 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 تک محوری با بهکارگیری روش شبکه‌بندی و رونویسی  
امیر رضائی صامتی
- ۹۹ مطالعه‌ی عددی بر روی دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری دور و نزدیک گسل  
سینا مؤمنی، نوید سیاهپاپ و علیرضا چهانپور

**یادداشت فنی:**

- ۱۱۳ مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متوالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا  
مجید قلهکی 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 به عنوان پی جداساز  
فاطمه آینه‌چی و هاشم شریعتمدار

**ضمائی:**

- ۱۷۸ چکیده مقالات به انگلیسی

# بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پله‌ای به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها

مجید بزدان دوست<sup>\*</sup> (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

آناناز بهرامی بلطفه تیموری (کارشناسی ارشد)

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

علیرغم آنکه امروزه از دیوارهای خاک مسلح با پیکربندی پلهای بطور گسترده در احداث تکیه‌گاه پل‌ها استفاده می‌شود، اما هنوز تأثیر فاکتورهایی نظیر نوع المان تسلیح، نوع اصاله عرضه پلهای دیوار و محل قرارگیری آن بر عملکرد این این نوع تکیه‌گاه‌ها ناشناخته باقی مانده است. در مطالعه حاضر، با شبیه‌سازی محل استقرار عرضه پلهای 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 تکیه‌گاه 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 نشار جانبی ناشی از فونداسیون بازی می‌کنند. از سوی دیگر، ایجاد شرایط لازم برای چرخش آزادانه عرضه 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.

## ۱. مقدمه

ساخت دیوارهای بلند، علاوه بر تسهیل فرایند ساخت، فشار جانبی وارد بر رویه را نیز کاهش می‌دهد.<sup>[۱]</sup> این کاهش فشار می‌تواند نقش قابل توجهی در کاهش حجم مورد نیاز توده مسلح شده و در نتیجه کاهش هزینه‌های اجرا داشته باشد. از سوی دیگر، کاهش تنش قائم ناشی از اجرای پلهای دیوار می‌تواند نیاز به اجرای فونداسیون مستقل و یا بهسازی خاک بستر را به طور کامل مرتفع سازد. با وجود تمامی این مزایا، از دست دادن بخشنی از فضای مفید به دلیل اجرای فاصله‌دار پلهای، از معایب اصلی پیکربندی پلهای است. تخصیص این فاصله که نیازمند فضای اضافی برای ساخت دیوارهای پلهای است، از معضلات اساسی در مناطق شهری متراکم محسوب می‌شود.<sup>[۲]</sup>

در پیکربندی پلهای، فاصله میان دیوارهای مجاور (D) نقش مهمی در رفتار دیوارهای پلهای ایفا می‌کند. از این‌رو، بخش زیادی از مطالعات بر روی نقش این

امروزه استفاده از دیوارهای خاک مسلح<sup>۱</sup> به عنوان تکیه‌گاه پلهای، 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.<sup>[۳]</sup> 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 ۱۱/۱/۱۴۰۱، اصلاحیه ۱۷/۵/۱۴۰۲، پذیرش ۲۸/۶/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

بزدان دوست، مجید و بهرامی بلطفه تیموری، آناناز، ۳، ۱۴۰۳. بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پلهای ای به عنوان تکیه‌گاه پلهای. مهندسی عمران شریف، ۱۴۰، صص. ۳۱۹۴.

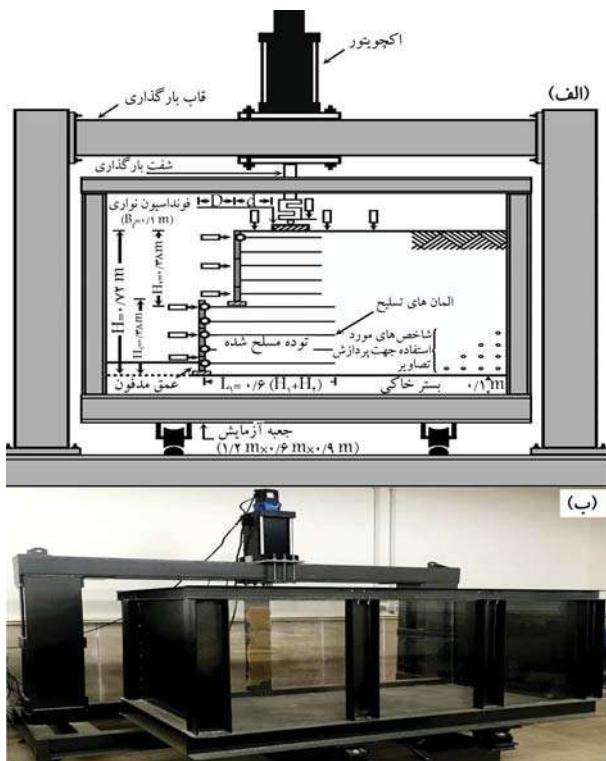
DOI: 10.24200/J30.2023.61741

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.<sup>[۱۳، ۱۲]</sup>

## ۲.۲. تجهیزات آزمایش

برای ساخت مدل‌ها و انجام آزمایشات، از یک دستگاه بارگذاری سطحی با ظرفیت ۴۰ کیلونیوت استفاده شد. این دستگاه شامل یک جعبه آزمایش به ابعاد ۱/۲ متر (طول)  $\times$  ۹/۰ متر (ارتفاع)  $\times$  ۶/۰ متر (عرض) برای ساخت مدل، یک اکچویتور 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 دیوارهای جعبه و بدنه مدل با قرار دادن ورقه‌های نازک پوشیده شده با گریس به حداقل رسید. علاوه بر این، برای کاهش تغییر شکل جانی 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 ۱۰:۱ 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  $H_1 + H_2$ /۲۰ (الی  $H_1 + H_2$ )<sup>[۱۰]</sup> در این مطالعه نشان داده شد که فونداسیون در نزدیکی تاج دیوار قرار داشته باشد.<sup>[۱۱]</sup> بررسی پیشینه تحقیق نشان می‌دهد که تقریباً تمامی مطالعات بر تأثیر عرض پله‌ها متوجه شده‌اند و توجه اندکی به سایر پارامترهای سازه‌ای نظریه 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 تاشناخته باقی مانده است. با توجه به تنوع المان‌های تسلیح به کار رفته در دیوارهای خاک مسلح و انواع اتصال عرشه به تکیه‌گاه‌های پلهای تحت بار ناشی از عرشه پل مورد بررسی دو فاکتور بر رفتار تکیه‌گاه‌های پلهای تحت بار ناشی از عرشه پل فونداسیون نواری، در قرار گیرد. برای این منظور در مطالعه حاضر، سه دیوار خاک مسلح دو پلهای قرار گیرد. برای این منظور در مطالعه تکیه‌گاه‌های پلهای تحت بار ناشی از عرشه پل مورد بررسی (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 ممانعت 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 بدست 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.



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

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.<sup>[۲]</sup> این یافته توسط یو و جونگ با ساخت و ابزارگذاری یک دیوار دو طبقه در مقیاس نیز کاملاً تأیید شد.<sup>[۱]</sup> 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 دیوارهای با طول المان‌های کمتر از  $7H$ .<sup>[۵، ۴]</sup> یو و کیم با استفاده از تحقیقات میدانی و عددی نشان دادند که دستورالعمل طراحی FHLWA، نیروهای بسیج شده در المان‌های تسلیح را بیش از حد برآورده می‌کند.<sup>[۶]</sup> این تخمین بیش از حد توسط یانگ و همکاران نیز گزارش شده است.<sup>[۷]</sup> همچنین یو و همکاران نشان دادند که با افزایش فاصله میان دیوارهای مجاور از مرز  $7/۰$  ارتفاع پله تحتانی، سطوح شکست به طور مستقل در هر یک از پله‌ها توسعه می‌یابند.<sup>[۸]</sup> 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.<sup>[۹]</sup>

مطالعه عددی انجام شده توسط یو و همکاران در سال ۲۰۲۰ یکی از محدود مطالعاتی است که در آن به بررسی اثرات سایر عوامل پرداخته شده است. در این مطالعه نشان داده شد که میزان سختی مسلح‌کننده‌ها تاج دیوار قرار داشته باشد.<sup>[۱۰]</sup> بررسی پیشینه تحقیق نشان می‌دهد که تقریباً تمامی مطالعات بر تأثیر عرض پله‌ها متوجه شده‌اند و توجه اندکی به سایر پارامترهای سازه‌ای نظریه 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 تاشناخته باقی مانده است. با توجه به تنوع المان‌های تسلیح به کار رفته در دیوارهای خاک مسلح و انواع اتصال عرشه به تکیه‌گاه‌های پلهای تحت بار ناشی از عرشه پل مورد بررسی دو فاکتور بر رفتار تکیه‌گاه‌های پلهای تحت بار ناشی از عرشه پل فونداسیون (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 ممانعت 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 بدست 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 براساس قوانین تشابه معتبر و رفتار مدل واقعی تا حد قابل قبولی مرتقب می‌گردد. بنابراین، در این مطالعه تلاش شد تا محدودیت مدل‌های کوچک مقیاس با انتخاب قوانین تشابه معتبر و در نظر گرفتند

جدول ۱. پارامترهای مکانیکی خاک.

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



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

گرفتن روابط تشابه حاکم بر این دو معیار، المان‌هایی مناسب به عنوان نمایندگان تسمه فلزی، تسمه پلیمری و زئوگرید در مدل‌های دیوار کوچک مقیاس انتخاب شوند. علاوه بر سختی کششی و مقاومت بیرون‌کشیدگی، ابعاد چشممه زئوگرید نیز به عنوان سومین معیار جهت انتخاب المان زئوگرید کوچک مقیاس در نظر گرفته شد. برای این منظور، از معیار یوشیدا و تاتسوکا در سال ۱۹۹۰ پیشنهاد کردند که نسبت فاصله میان نواحی عرضی زئوگرید به اندازه متوسط دانه‌های خاک باید بزرگتر از ۱۰ باشد.<sup>[۱۲]</sup> پارامترهای المان‌های تسلیح انتخاب شده در مقیاس واقعی و مدل در جدول ۲ آرائه شده است.

### ۳.۳.۲ رویه دیوار

اگرچه انتخاب نوع رویه دیوار معمولاً بر اساس نوع المان تسلیح انجام می‌شود، اما برای کلیه مدل‌ها از یک رویه پکسان استفاده شد تا اثر آن بر روی نتایج حذف شود. از این رو، با استفاده از اتصال طراحی شده توسط با ترسیت جهت نصب المان‌های تسلیح صفحه‌ای به پانل‌های پیش‌ساخته بتنی، از پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۱ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۱۳]</sup> پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۱۴]</sup> پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۱۵]</sup> پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۱۶]</sup> پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۱۷]</sup> پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۱۸]</sup> پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۱۹]</sup> پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۲۰]</sup> پانل‌هایی که در مقیاس ۱:۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.<sup>[۲۱]</sup> از آن بر اساس معیار ظرفیت خمی انتخاب شد. بر اساس معیار ظرفیت خمی ارائه شده توسط وود ( $M_{Prototype} = N^* \times M_{Model}$ ) طرح اختلاف این ملات به گونه‌ای انتخاب شد که ظرفیت خمی پانل‌های کوچک مقیاس ۱:۰۰۰ برابر ظرفیت خمی پانل‌های واقعی باشد. همچنین، مطابق با دستورالعمل‌های FHWA مبنی بر رعایت فواصل مناسب میان المان‌های تسلیح، از ۴ پانل فلزی با فواصل افقی و قائم یکسان ۷۵ (۰/۰ 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 ۳۸/۰ متری با فاصله ۱۱/۰ متر از یکدیگر بود. جهت نصب اولین ردیف پانل‌های رویه در هر طبقه، از یک نوار سیمانی پیش‌ساخته با عرض ۰/۳ متر و ضخامت ۱۵/۰ متر به عنوان فونداسیون تنظیم استفاده شد. همچنین، مطابق با توصیه‌های FHWA جهت به حداقل رساندن لغزش احتمالی پاشنه دیوار، عمق مدفونی برابر با ۰/۰۶ متر به ترتیب برای طبقه‌های پایینی و بالائی در نظر گرفته شد. این اعماق به طور طبیعی با ایجاد حالت مقاوم<sup>۲</sup> در جلوی پاشنه دیوار منجر به کاهش لغزش دیوار می‌شود. از سوی دیگر، با احداث یک بستر خاکی به ضخامت ۱/۰ متر در زیر مدل‌ها، شرایط واقعی برای شستت 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 بالائی مدل‌ها مطابق با توصیه‌های FHWA به ترتیب  $(H_1 + H_2)/6$  (۰/۷ متر) 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 مریوط به پایداری خارجی بوده و مدل‌های دیوار از پایداری قابل قبولی برخوردار هستند.

## ۳.۲ اجزای مدل ۳.۲.۱ مصالح خاکی

برای ساخت بخش‌های مختلف مدل‌ها از یک ماسه لای‌دار با رطوبت ۶ درصد استفاده شد. این خاک با اندازه متوسط ذرات ۲/۲۸۵ میلی‌متر، ضریب یکنواختی ۲/۶۵۵ و ضریب انحنای ۱/۱۴۷ 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 آین نامه FHWA، نواحی خاکریز و بخش مسلح شده با تراکم نسبی ۸۵ درصد اجرا شدند. پارامترهای مقاومت بر شی خاک مورد استفاده در تراکم‌های نسبی ۶۵ درصد و ۸۵ درصد در جدول ۱ آرائه شده است.

## ۳.۲.۲ المان‌های تسلیح

ساختی محوری المان تسلیح و اندرکنش آن با خاک دو عامل تأثیرگذار بر رفتار توده خاک مسلح شده بوده که اثربخشی هر یک بر توده مسلح شده وابسته به دیگری می‌باشد. این وابستگی متقابل، تابعی از جنسی المان تسلیح (فلزی یا پلیمری) و هندسه آن (دیوار شبکه یا ورق پیوسته) است.<sup>[۱۴]</sup> به منظور بررسی تأثیراتین دو عامل بر عملکرد دیوارهای پله‌ای، از سه المان تسلیح مختلف (تسمه پلیمری به عنوان المان تسلیح مرتع و نوار فلزی و صفحه زئوگرید نیز به عنوان المان 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 ( $J_{metal strip} \sim 18 \cdot J_{geosynthetic strap}$ ) اثر سختی محوری دیوارهای پله‌ای مورد بررسی قرار گرفت. همچنین، با مقایسه تسمه‌های پلیمری و زئوگرید با سختی یکسان و ظرفیت بیرون‌کشیدگی متفاوت ( $J_{R(geogrid)} \sim 18 \cdot P_{R(geosynthetic strap)}$ )، تأثیر ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان تسلیح بررسی شد.

به منظور شبیه‌سازی المان‌های تسلیح در مقیاس ۱:۱، سختی کششی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی به عنوان دو معیار اصلی انتخاب شدند.<sup>[۱۵]</sup> 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.

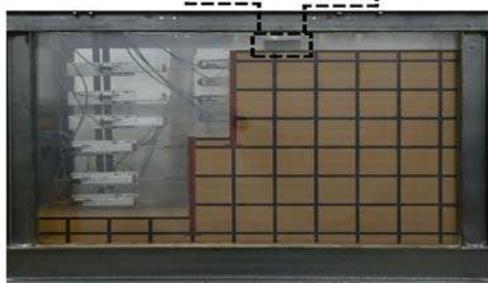
تسمه فلزی		تسمه پلیمری		ژئوگرید		پارامتر
مدل	پرتوتاپ	مدل	پرتوتاپ	مدل	الیاف پلی استر	
پلی پروپیلن	پوشیده شده با پلی کربنات	پلی پروپیلن	پوشیده شده با فسفر برنز	فولاد	الیاف پلی استر	ماده سازنده
بی‌وی‌سی	بی‌وی‌سی	بی‌وی‌سی	بی‌وی‌سی	بی‌وی‌سی	بی‌وی‌سی	
۴	۰/۴	۴/۵	۰/۸	۲	۰/۹	ضخامت (mm)
۵۰, ---	۵, ---	۵۰, ---	۵, ---	۱۱, ۲/۵	۰/۹, ۰/۶	عرض نوارهای طولی و عرضی [mm]
---	---	---	---	۲۵ × ۲۵	۷/۵ × ۷/۵	ابعاد عرضی و طولی چشممه‌ها [mm]
۰/۳۷	۰/۴۶	۵/۵۳	۷/۳۶	۶/۰۸	۶/۲۸	کرنش طولی در بار نهایی [%]
۳۶۲۱۶	۳۵۶/۸	۱۹۴۲/۳	۲۰/۱۱	۲۰/۱۸/۱	۱۹/۵۶	سختی کششی در بار نهایی، J [kN/m]
۹/۵۸	۰/۹۳	۹/۲۸	۰/۸۰	۱۵۵/۸۵	۱۴/۷۵	مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ ۷۰ کیلوپاسکال، P <sub>R</sub> [kN/m/m]
۱۱/۹۳	۱/۲۰	۱۳/۰۳	۱/۱۹	۲۱۹/۶	۲۱/۳۷	مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ ۱۴۰ کیلوپاسکال، P <sub>R</sub> [kN/m/m]
۴/۷۵	۰/۰۷	۷۰/۹	۵/۷۵	۱۴/۲	۲/۹۰	جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ ۷۰ کیلوپاسکال، d <sub>pullout</sub> [mm]
۳/۵۵	۰/۴۳	۶۹/۱	۵/۳۰	۱۴/۵	۲/۶۷	جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ ۱۴۰ کیلوپاسکال، d <sub>pullout</sub> [mm]



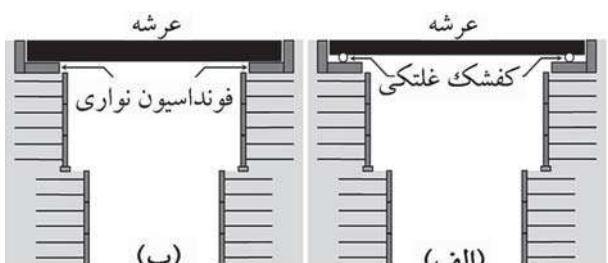
واقعی با المان‌هایی به فواصل ۷۵/۰ متر باشند. جزئیات کامل در خصوص این پانل‌های صلیبی در مطالعه انجام شده توسط یزدان دوست در دسترس می‌باشد.<sup>[۲۱]</sup>

#### ۴.۲. روش ساخت مدل

از آنجاکه 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 آماده سازی 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 دومنی ردیف المان‌های تسلیح و اجرای خاکریز نظیر آن و سپس ردیف‌های بعدی تا تکمیل پله اول آمده یافت. پس از تکمیل پله اول، فرایند اجرای پله درم 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.



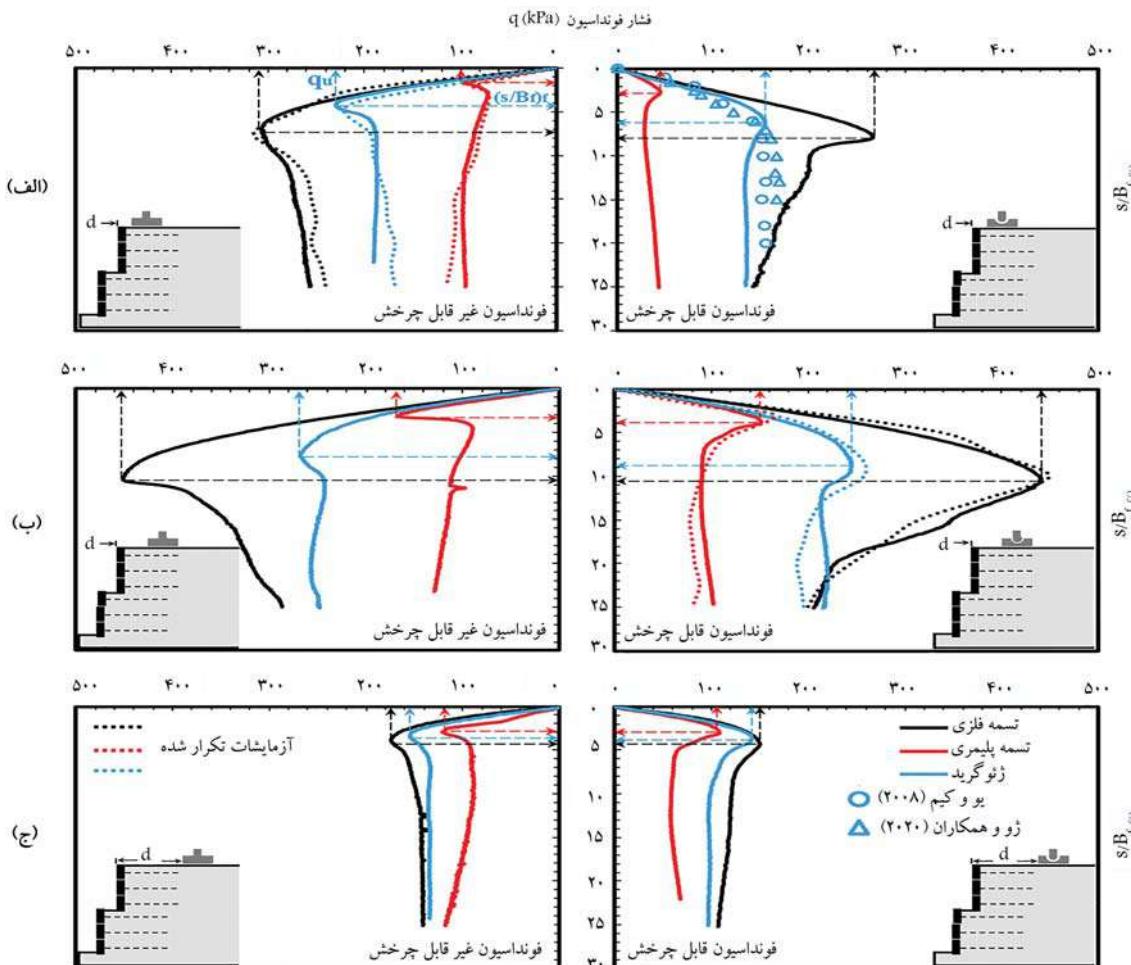
شکل ۳. مدل دیوار خاک مسلح پله‌ای.



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

Fondasiyon نواری به عرض ۱ متر در مقیاس واقعی بود. از سوی دیگر، با توجه به تأثیر فاصله Fondasiyon تا تاج دیوار بر میزان ظرفیت باربری و چرخش آن<sup>[۲۲]</sup>، از چهار فاصله مختلف (۱, ۱H, ۰/۸H, ۰/۵H, ۰/۲H, ۰/۰H) برای قرارگیری مدل Fondasiyon استفاده شد.

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 کفشهای غلتکی (اتصال مفصلی) و یا بدون استفاده از آن‌ها (اتصال گیردار) تأمین می‌شود. بنابراین، نوع اتصال عرشه به Fondasiyon نواری باید در طراحی آن در نظر گرفته شود.<sup>[۲۳]</sup> از این رو، با انتخاب یک پروفیل فولادی به عرض ۱/۰ و ضخامت ۵/۰ متر به عنوان مدل یک Fondasiyon نواری، امکان و عدم امکان دوران آن به ترتیب با استفاده از پین و اتصال گیردار شفت بازگذاری به Fondasiyon شبیه سازی شد. این پروفیل فولادی معادل یک



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

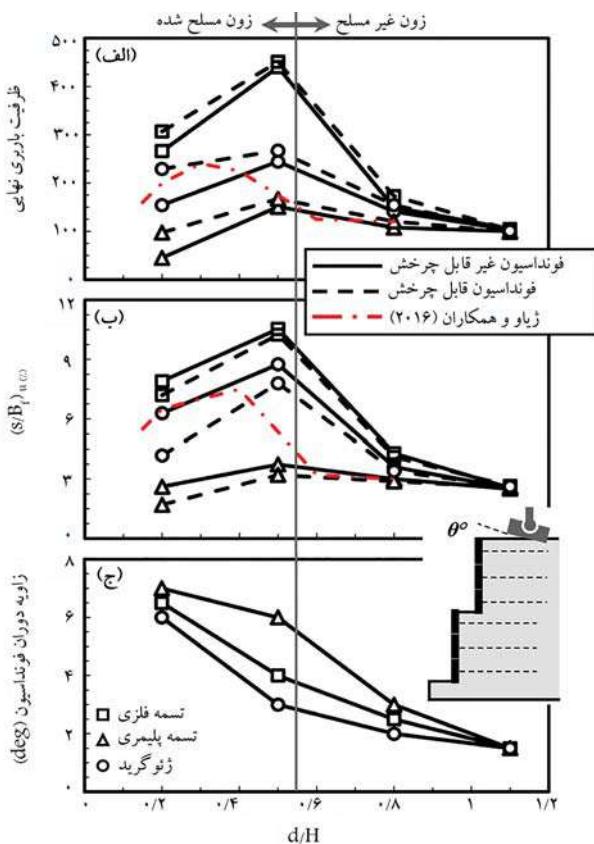
جدول ۳. برنامه آزمایشات.

تعداد آزمایش	نوع فونداسیون از نواری	نوع المان فاصله فونداسیون از تاج دیوار تسلیح
۴ + ۱*	مانعث 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*	مانعث 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*	مانعث 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 جابه‌جایی سنج (LVDT) با  
ظرفیت  $\pm 50$  میلی‌متر و دقت  $\pm 0.5$  درصد در ارتفاع‌های مختلف هر پله برای  
اندازه‌گیری جابه‌جایی افقی آن استفاده شد. همچین،  $10^\circ$  فشارسنج با  
درصد  $\pm 1\%$  کیلوپاسکال و دقت  $10^\circ$  درصد به پشت رویه‌ها در سطوح مختلف برای

Fondasiyon با سرعت ۶ میلی‌متر بر دقیقه توسط اکچوپیتور تا رسیدن به فشار حداقل 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 کم رنگ شده تا جایی که ظرفیت باربری نهایی تنها توسط خاک غیر مسلح 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 کم رنگ و در  $d/H > 0.8$  کاملاً محو شد. این پدیده توسط گرگرهای هارت نیز گزارش شده است.<sup>[۲۷]</sup> کاهش ظرفیت باربری نهایی به دلیل استفاده از یک پیکربندی بدون پله، نکته مهم دیگری بود که با مقایسه نتایج به دست آمده از مدل‌های مسلح شده با ژئوگرید و نتایج گزارش شده توسط ژیاو و همکاران حاصل شد.<sup>[۲۵]</sup> 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 اندرکشش 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 بی بعد 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 غیرنهاجمی 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 وايت و تیک در سال ۲۰۰۳ و به منظور شناسایی سطح شکست بحرانی در توده خاک استفاده شد.<sup>[۲۲]</sup> 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 پیچهای ۳۲ پیکسلی استفاده شد که در فواصل ۸ پیکسلی هم پوشانی داشتند. این هم‌پوشانی برابر با  $2D_h$  انتخاب شد تا در صورت ایجاد جابه‌جایی‌های بزرگ، امکان شناسایی باندهای برشی با جزئیات کافی فراهم شود.<sup>[۲۴]</sup> 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

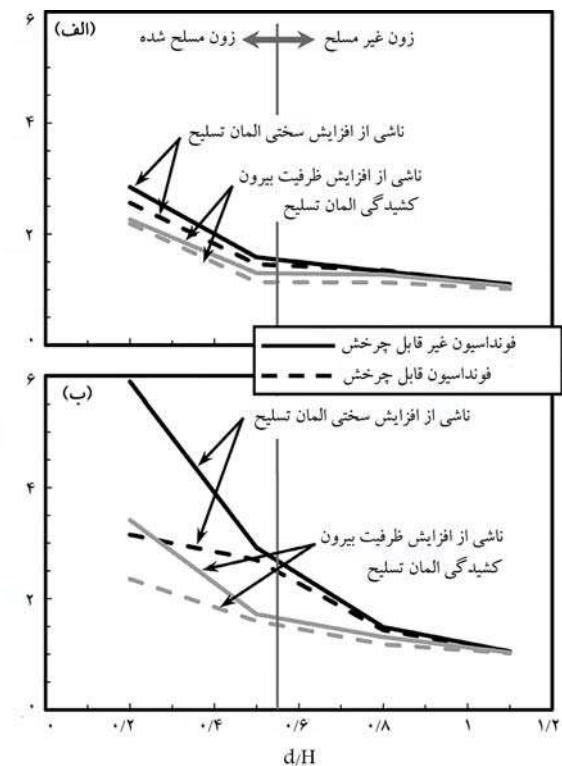
#### ۱. رفتار بار - نشست فونداسیون

در شکل ۵ منحنی‌های بار - نشست به دست 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 ژیاو و همکاران در سال ۲۰۲۰ گزارش شده است، اولین موضوعی است که در شکل ۵ جلب توجه نموده و نشان دهنده نشست مدل‌سازی می‌باشد. همانطور که در تمامی منحنی‌های بار - نشست مشاهده می‌شود، فعل شدن مکانیسم اندرکشش المان تسلیح با خاک، به یک جابه‌جایی نسبی میان المان و خاک نیاز است که این جابه‌جایی در نشستی 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 نمی‌کند. این پدیده که پیش از این نیز توسط سایر محققین گزارش شده بود،<sup>[۲۶, ۲۵]</sup> 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  $H = 0.5H$  پررنگ و پس از آن به تدریج کم رنگ شد. این پدیده در نمودارهای ارائه شده در شکل ۶ قسمت الف و ب نیز به واضح دیده می‌شود. همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، ظرفیت باربری نهایی فونداسیون ( $q_u$ ) و نشست مورد نیاز برای دستیابی به آن ( $(q_u)/Bf$ )، تابع موقعیت فونداسیون بوده به طوری که با افزایش  $d/H$ ، افزایش یافته و در  $d/H = 0.5$  به حداقل 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 تسلیح 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 پائینی نسبت داد.<sup>[۲۵]</sup> از آنجا که توسعه 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  $H/d$  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 عرضه پل در مجاورت تاج تکیه‌گاه‌های پل قرار می‌گیرد، این یافته راه حلی 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  $d/H$  برای هر سه نوع المان تسلیح‌گذاری 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 به عنوان دو روش غیرسازه‌ای برای کاهش کج شدن گفته باشند. 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 تمايل فونداسیون به کج شدن در  $d/H > 0.8$ ، میزان دوران آن مستقل از نوع المان تسلیح می‌شود.



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

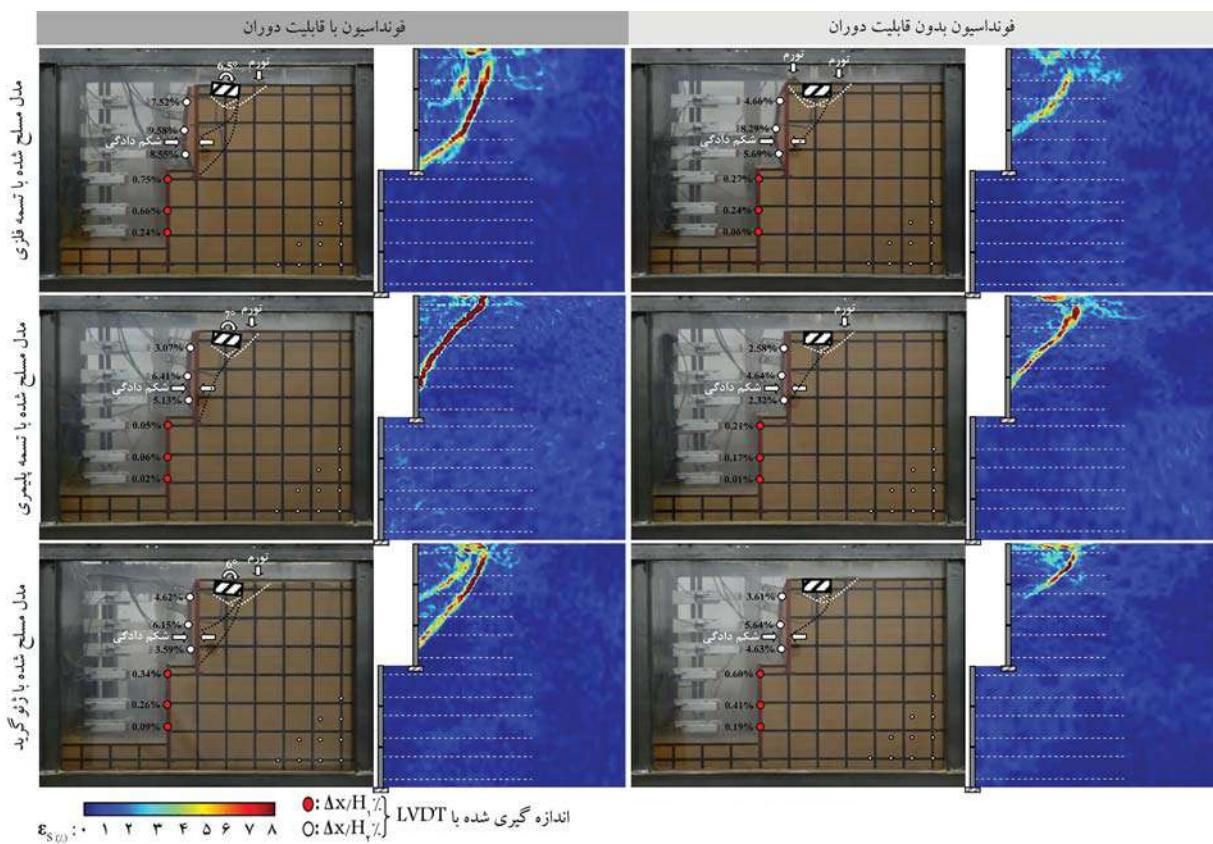
تعریف است:

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

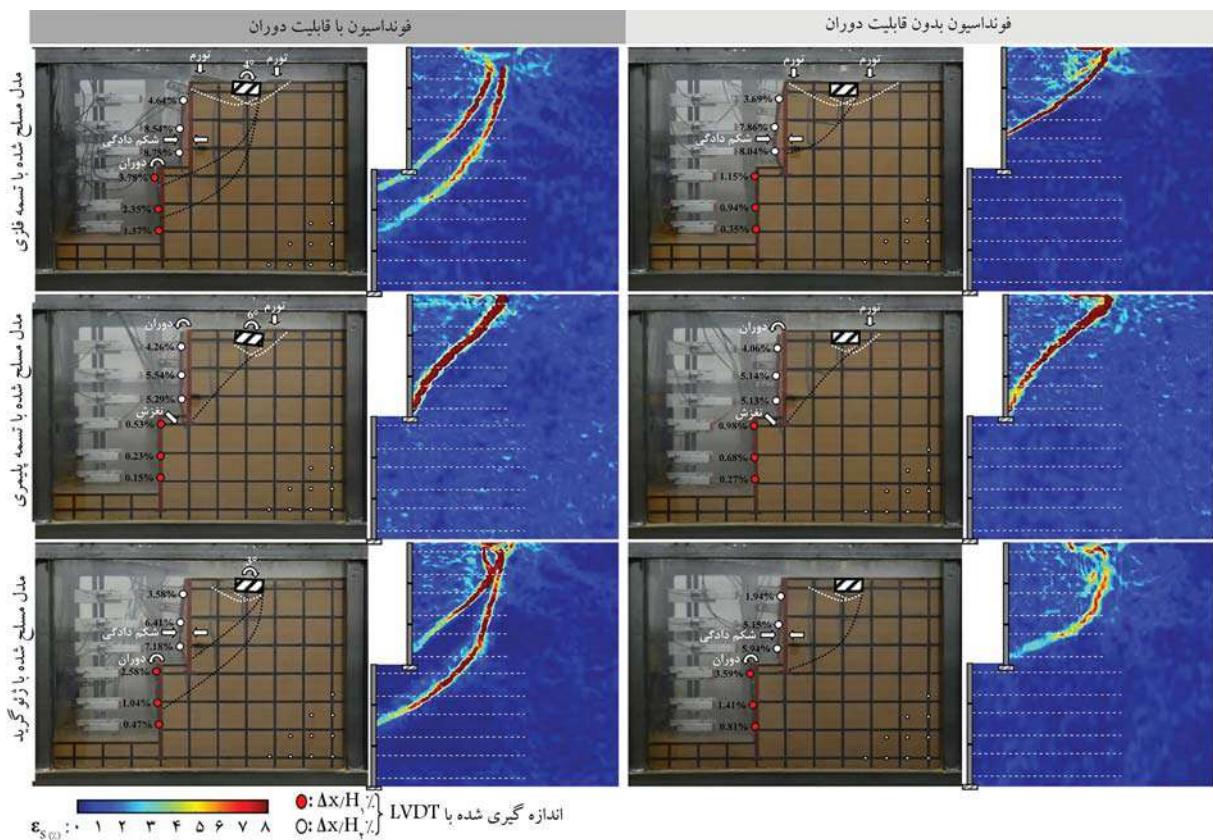
$$I_{f(u)} = \frac{q_u(\text{models reinforced by metal strip or geogrid})}{q_u(\text{models reinforced by geosynthetic strap})} \quad (2)$$

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 ریدایبی باندهای برشی و در روش دوم از تکنیک پردازش تصاویر برای شناسایی دقیق تر مناطق برشی در بدنه مدل‌ها استفاده شد. شکل‌های ۸ تا ۱۰ انتشار کرنش برشی تجمعی (ε<sub>c</sub>) را که توسط تکنیک PIV بدست آمده و همچنین سطوح گسیختگی شناسایی شده را که از اعوجاج لایه‌های ماسه رنگی ریدایبی شده است را نشان می‌دهند. همانطور که در تصاویر مشاهده می‌شود و ژو و همکاران نیز به آن اشاره نمودند،<sup>[۱۱]</sup> دو سطح شکست مجرزا (کم عمق و عمیق) در تمامی مدل‌ها شکل می‌گیرند. سطوح شکست کم عمق که با نقطه‌چین سفید مشخص می‌شوند، از لیه‌های فونداسیون به سمت سطح خاکریز توسعه یافته و منجر به تغییر شکل سطح آن (تورم خاکریز) می‌شوند. سطوح شکست عیقی نیز از لبه یک طرف فونداسیون آغاز شده و از میان ریفهای المان‌های تسلیح به سمت دیوارکشترین 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 تقویت شده با تسمه فلزی که تحت بارگذاری فونداسیون غیرقابل چرخش قرار دارند، سطح گسیختگی کم عمق تها در سمت خاکریز ایجاد می‌شود. در ادامه، افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار به میزان  $0.5H$  سبب معکوس شدن مسیر توسعه سطح گسیختگی کم عمق در مدل‌های تقویت شده با ژئوگرد و ایجاد سطح گسیختگی کم عمق در طرف فونداسیون در دیوارهای مسلح شده با تسمه فلزی شد. با افزایش بیشتر فاصله فونداسیون تا تاج دیوار و قرار گرفتن آن در

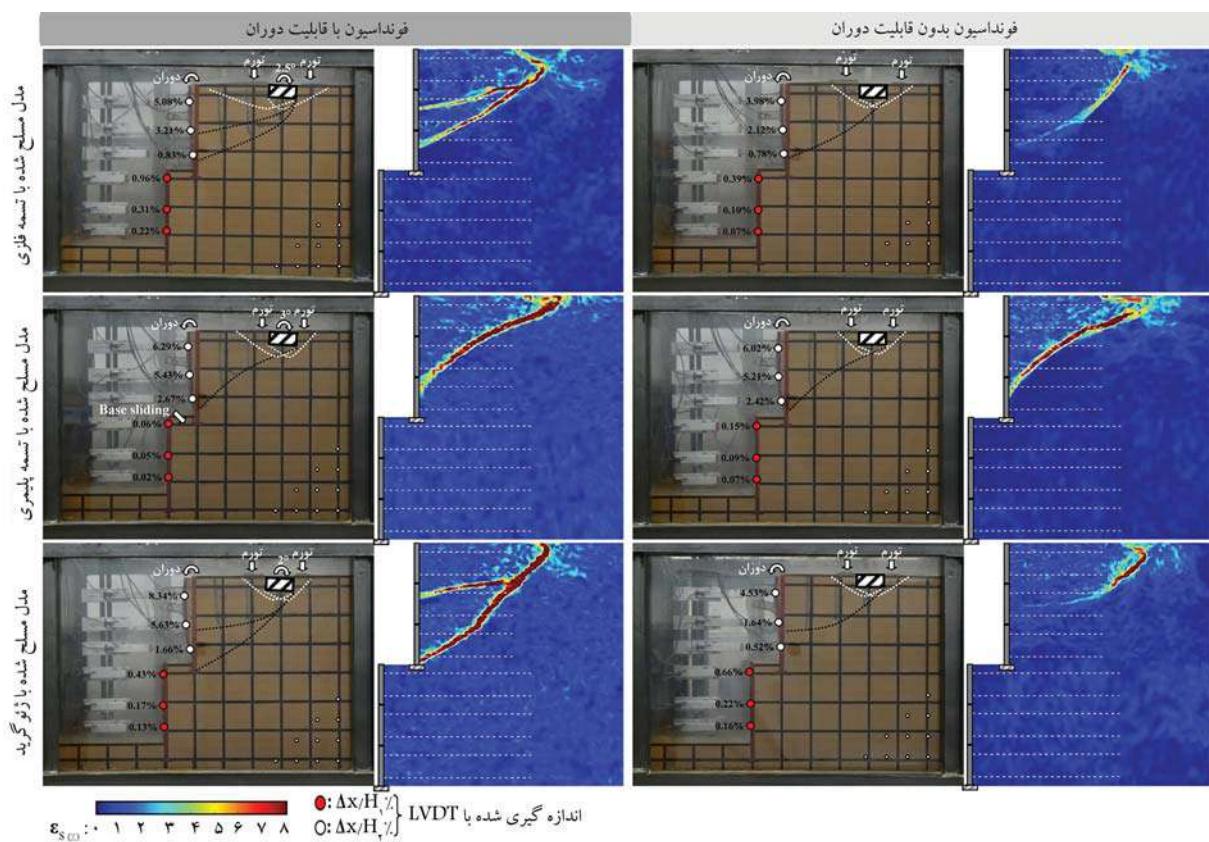
که در آن  $I_f(u)$  و  $I_f(s)$  به ترتیب ضرایب بهبود ظرفیت باربری متناظر با ظرفیت باربری نهایی ( $q_u$ ) و ظرفیت باربری در یک نشست معین ( $q_s$ ) است. از آنجا که نشستی برابر با ۳ درصد عرض فونداسیون هم شرایط شکل‌گیری سازوکار اندرکرنش المان‌های تسلیح با خاک را فراهم می‌کند و هم دارای توجیه عملی است، این 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 باززیست. این را می‌توان به حضور المان‌های تسلیح بیشتر در منطقه گسیختگی زیر فونداسیون در  $d < 2H$  نسبت داد. کاهش حضور المان‌های تسلیح در در منطقه گسیختگی زیر فونداسیون نسبت داد. کاهش حضور المان‌های تسلیح در دیوار سبب کاهش تأثیرپذیری ظرفیت باربری خاک به دلیل دور شدن فونداسیون از دیوار سبب کاهش افزایش ظرفیت باربری می‌شود. از المان‌های تسلیح می‌شود. علاوه بر آن، در شکل ۷ مشاهده شد که اثر افزایش سختی المان‌های تسلیح بر آن، در شکل ۷ مشاهده شد که اثر افزایش سطح خاکریز توسعه یافته و منجر به تغییر شکل آن می‌شود. این را می‌توان به حضور المان‌های تسلیح بیشتر در منطقه گسیختگی زیر فونداسیون در  $d < 2H$  نسبت داد. کاهش حضور المان‌های تسلیح در 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، به ویژه 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، در حالی که افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌ها یک رشد ۳/۵ برابری را در  $q_u$  به همراه دارد. این تفاوت در فونداسیون‌های منع شده از



شکل ۸. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییرشکل دیوارهای پلهای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله  $2H/0^\circ$  از تاج دیوار.



شکل ۹. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییرشکل دیوارهای پلهای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله  $5H/0^\circ$  از تاج دیوار.



شکل ۱۰. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییرشکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله  $H/8^{\circ}$  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.<sup>[۲۶]</sup> 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 چهار گسیختگی می‌کند. این امر سبب می‌شود که هندسه سطح لغزش در فونداسیون‌ها با و بدون قابلیت دوران متفاوت باشد و ظرفیت برابر نیز در فونداسیون‌ها غیرقابل دوران بیشتر شود. علاوه بر این، در شکل‌های ۱۰ تا ۱۵ مشاهده شد که اجازه دادن به فونداسیون برای دوران سبب تشکیل دو سطح لغزش عمیق مجزا در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرد شد. این پدیده با افزایش درجه انعطاف‌پذیری المان‌های تسلیح و نیز کاهش ظرفیت بیرون‌کشیدگی در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری کاملاً متفق 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 به طور کامل به پله فوقانی واگذار می‌شود. چیدمان مناسب

خارج از محدوده مسلح شده، امکان ایجاد سطح گسیختگی کم عمق در دو طرف فونداسیون برای تمام المان‌های تسلیح فراهم شد. با این نتیجه 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 سطح گسیختگی کم عمق ناتائقان 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 سطح گسیختگی کم عمق را کاهش دهد.

الگوی توسعه کرنش برشی در مدل‌ها نشان داد که فاگع از موقعیت و نوع فونداسیون، هندسه سطح گسیختگی عمیق از یک منحنی محدب در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرد به یک منحنی مقعر در مدل‌های مسلح شده 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. توفنگچیان 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.<sup>[۲۷]</sup> بنابراین، در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری که ظرفیت بیرون‌کشیدگی و سختی محوری تسمه‌ها کمتر از تسمه فلزی و ژئوگرد است، جایه‌جایی 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 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 ژئوگرد کاملاً معکوس بود، به طوری که افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی

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 ولو نشان دادند که کاهش سختی المان تسلیح و کاهش میزان اندرکش آن با خاک، امکان حرکت ذرات خاک را در مقابل یکدیگر افزایش داده و متعاقباً سبب افزایش درجه بسیج مقاومت در توده خاک می‌شود.<sup>[۲۳]</sup> 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 افزایش سختی المان تسلیح، افزایش اندرکش آن با خاک و کاهش فاصله میان المان‌ها پیش از این توسط لیو گزارش شده بود.<sup>[۲۴]</sup> مقایسه اثرات استفاده از تسممه‌های پلیمری به جای ژئوگریدها و استفاده از تسممه‌های پلیمری به جای تسممه‌های فلزی نشان داد که کاهش ظرفیت بیرون‌کشیدگی نقش موثرتری در کاهش فشار جانبی ایفا می‌کند.

به منظور مقایسه نتایج به دست آمده با روش‌های تحلیلی پیشنهاد شده برای محاسبه فشار جانبی ناشی از بار فونداسیون‌های نواری، از رابطه پیشنهادی توسط FHLA استفاده شد. این رابطه به صورت 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 خاکریز،  $B_f$  عرض فونداسیون نواری و  $d$  فاصله فونداسیون تا تاج دیوار می‌باشدند. مقایسه نتایج به دست آمده با روش پیشنهادی توسط FHLA در شکل ۱۱ نشان می‌دهد که این روش مقدار  $\Delta_{\sigma h/q}$  را در نیمه بالایی پله فوکانی بیش برآورد 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 دست بالایی 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 بیش برآورد باشد. این در حالی است که در پله تھاتی دیوارها، پروفیل‌های  $\Delta_{\sigma h/q}$  تطابق قابل قبولی با روش پیشنهادی FHLA 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 فوکانی تابعی از عمق می‌باشد، درحالی‌که مقدار آن در پله تھاتی  $10/0$  تا  $0/06$  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 فوکانی می‌شود، درحالی‌که در پله تھاتی، مقدار  $R$  مستقل از این عوامل بوده و در محدوده  $0/05$  قرار می‌گیرد. از سوی دیگر، مقایسه مقدار  $R$  با مقادیر پیشنهاد شده توسط FHLA نشان داد که استفاده از این روش برای محاسبه موقعیت نقطه اثر نیرو در پله فوکانی می‌تواند منجر به طراحی بیش

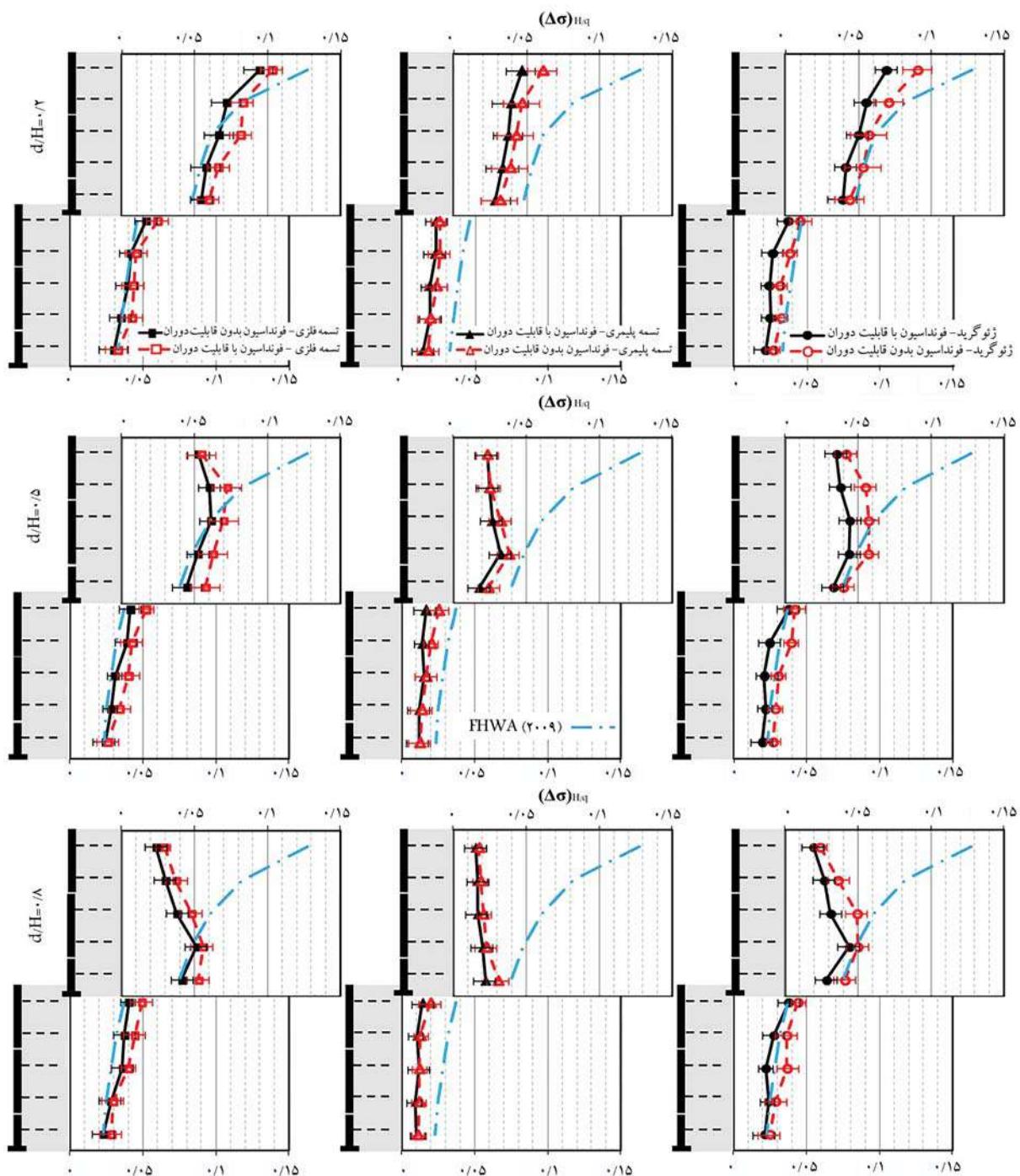
المان‌های تسلیح‌کننده در پله تھاتی می‌تواند دلیل دیگری برای به حداقل رساندن نفوذ سطح گسیختگی به این قسمت از دیوارهای پلهای باشد. افزایش عمق نفوذ سطح لغزش و رسیدن آن به پله تھاتی نکته دیگری بود که در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید هنگام قوارگیری فونداسیون در فاصله  $0,5H$  از تاج دیوار مشاهده شد. این افزایش نفوذ که با استفاده از تسممه‌های پلیمری از آن ممانعت شد، نشان‌دهنده افزایش یکپارچگی پلهای تھاتی و فوکانی 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 تھاتی بود. این یافته که با مقایسه مدل‌ها با دیوارهای یکپارچه در مطالعات ژیاو و همکاران و اسکچیک و همکاران حاصل شد، تاکیدی است بر مزیت استفاده از پیکربندی پلهای در دیوارهای خاک مسلح.<sup>[۲۵]</sup>

تفاوت میان مدد تغییر شکل پلهای تھاتی و فوکانی مدل‌ها نکته مهم دیگری است که در تصاویر اخذشده از مدل‌ها در بیان بارگذاری دیده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود، مدد تغییر شکل پلهای تھاتی و فوکانی کاملاً مستقل از یکدیگر می‌باشند، به طوری که با تغییر نسبت  $H/d$ ، ضمن ثابت ماندن مدد تغییر شکل پله تھاتی، مدد تغییر شکل پله فوکانی تغییر می‌کند. شکل ۸ نشان می‌دهد که با قوارگیری فونداسیون در مجاورت تاج دیوار  $0,2/d$ ، شکم دادگی به عنوان مدد 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 مسلح شده با ژئوگرید است.<sup>[۱۶]</sup> با افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار، مدد شکم دادگی به ترتیب محو شده و چرخش حول پیچه دیوار (واژگونی) به عنوان مدد غالب نمایان می‌شود (شکل‌های ۹ و ۱۰). از سوی دیگر، واژگونی به عنوان تنها مدد تغییر شکل پله تھاتی در تمامی موقعیت‌های فونداسیون های مشاهده شد. این مدد تغییر شکل که بیشتر هنگام بارگذاری دیوار با فونداسیون‌های قابل چرخش مشاهده می‌شود، در  $0,5/d$  محسوس تر بود.

### ۳.۳. توزیع فشار جانبی

محاسبه فشار جانبی ناشی از قوارگیری 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 کمون هیچ رابطه جامعی برای محاسبه فشار جانبی در دیوارهای خاک مسلح ارائه شده است و روش‌های موجود نیز تنها به چند رابطه ساده محدود می‌شوند.<sup>[۲۶]</sup>

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 اندازه‌گیری شده 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 آوردن شرایط لازم برای دوران فونداسیون و همچنین استفاده از المان‌های تسلیح انعطاف‌پذیر با ظرفیت بیرون‌کشیدگی انک به طور چشمگیری کاهش داد. دلیل



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

از حد محافظه‌کارانه و شناسایی نادرست ردیف‌های بحرانی المان‌های تسلیح دادن به آن جهت دوران آزادانه، اثرات موقعیت فونداسیون و درجه آزادی آن نیز مورد بررسی قرار گرفت. یافته‌ها حاکی از آن است که اگرچه 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 بازتر بود. علاوه بر این، فراهم آورن شرایط لازم جهت دوران آزادانه فونداسیون به عنوان یک راه حل موثر جهت به حداقل رساندن فشار جانبی ناشی از فونداسیون

دارد. این نتایج نشان می‌دهند که در مقایسه با سه المان تسلیح مختلف، اگرچه کاهش سختی المان تسلیح باعث افزایش ظرفیت باربری فونداسیون می‌شود، اما این اثر نسبتاً کمی است.

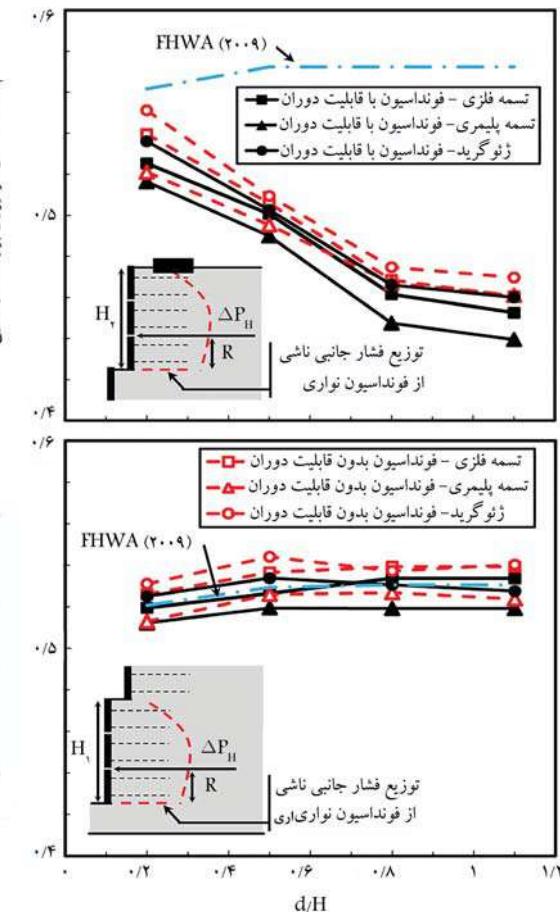
**۴. نتیجه‌گیری**  
در مطالعه حاضر، عملکرد دیوارهای پلهای مسلح شده با سه المان تسلیح مختلف تحت بار ناشی از فونداسیون نواری مورد ارزیابی قرار گرفت. با اعمال بار قائم در دیوار بازتر بود. علاوه بر این، فراهم آورن شرایط لازم جهت دوران آزادانه فونداسیون چهار فاصله مختلف از تاج دیوار و همچنین ممانعت از دوران فونداسیون و اجازه

شکم دادگی به عنوان مَد غالب تغییر شکل پله فوقانی هنگام قرارگیری فونداسیون در مجاورت تاج دیوار مشاهده شد که با دور شدن فونداسیون از تاج دیوار این مَد محول جای خود را به دوران حول پنجه (واژگونی) داد. این در حالی بود که واژگونی به عنوان تنها مَد تغییر شکل در پله تحتانی، تحت تمامی شرایط اندرزکاری 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 اندرزکش خاک با المان تسليح و همچنین کاهش سختی المان‌ها بر جسته‌تر 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 تسليح 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 دقیق با مدل‌های واقعی داشته باشند. این نقص می‌تواند با ارائه نتایج در قالب پارامترهای هم‌سنجد شده تا حد قابل قبولی مرتفع گردد.<sup>[۲۱] و [۲۰]</sup> با تکیه بر این رویکرد، تفسیر نتایج به دست آمده در این تحقیق بر پایه پارامترهای هم‌سنجد شده نظری  $f_f$ ،  $R/H$ ،  $d/H$ ،  $\Delta\sigma_h/q$  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 ناک‌گریس میان بدنه مدل و جعبه آزمایش به حداقل برسد.<sup>[۲۱] و [۲۰]</sup> از سوی دیگر، از آنجایی که حرکت نسبی مورد نیاز میان المان تسليح و خاک برای تشکیل اندرزکش میان آن‌ها به بعد ذرات خاک و المان تسليح بستگی ندارد،<sup>[۲۱]</sup> میزان نشست مورد نیاز برای شروع این اندرزکش 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 هم‌سنجد شده بر عرض فونداسیون ( $B_f/s$ ) تا حد قابل توجهی مرتفع گردد.



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

شناخته 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.

## پانوشت‌ها

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-

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 multilayered walls. *J. Geotech. Geoenvir. 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. 447518. 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. Seyed 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., Mamaghanian, 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 Mamaghanian, 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.soildyn.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. Geoenvir. 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. Geoenvir. 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 گوژپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش یادگیری ماشین ناظارت شده

مهمنگی عمران شریف، (همار ۳۶۰) دری ۵۰، شماره ۱، صفحه ۱۷-۳۱، (پژوهشی)

بابک ابراهیمیان\* (استاد بار)

امیررضا زرنوشه فراهانی (کارشناسی ارشد)

گروه هندسه زوتکنیک و حمل و نقل، دانشکده هندسه عمران، آب و محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی گوژپشتی مستقر بر ستر مترکم غیر روانگرا با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به روش مقاصل محصور صریح لگرزنی 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 گوژپشتی ایجاد و پاسخ لرزه‌ای آن بر مبنای مشاهدات آزمایشگاهی مقاطر اعتبارسنجی می‌شود. سپس، با انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی بر روی زاویه گوژ دیوار، زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوژ به ارتفاع دیوار، زاویه‌های گوژ بهینه منتظر با تغییر مکان افقی حداقل و دوران صفر دیوار ساحلی بلوکی گوژپشتی برآورد می‌شوند. در ادامه، با استفاده از رگرسیون غیرخطی چندگانه می‌توان گوژ دیوار را با روش یادگیری ماشین ناظارت شده، روابط اماراتی برای تخمین زاویه گوژ بهینه دیوارها ارائه می‌شوند. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهند که با تغییرات زاویه گوژ سازوکار حرکتی و الگوی تغییرشکلی دیوار و پاسخ لرزه‌ای آن به طور قابل توجه تغییر می‌کنند. با افزایش زاویه گوژ دوران دیوار به سمت دریا به واژگونی به سمت خاکریز تغییر می‌کند. برای تامی مقادیر بررسی شده نسبت ارتفاع گوژ به ارتفاع دیوار و زاویه اصطکاک خاکریز در زاویه گوژهای بین ۳۵ تا ۵۰ درجه، اثر افزایش زاویه گوژ بر کاهش قابل توجه تغییر شکل دیوار کمتر است. برای زاویه گوژهای بزرگتر از ۵۰ درجه، افزایش زاویه گوژ اثر معکوسی بر بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوار ساحلی بلوکی گوژپشتی دارد و موجب افزایش تغییر شکل های لرزه‌ای دیوار می‌شود. علاوه بر این، در نسبت ارتفاع گوژ به ارتفاع دیوار برابر با  $7/7$ ، با افزایش زاویه گوژهای اصطکاک خاکریز از ۱۵ به ۴۵ درجه، زاویه گوژ بهینه منتظر با دوران دیوار برابر صفر و حداقل کاهش در تغییر مکان افقی دیوار به ترتیب از  $7/7$  به  $23/9$ ،  $42/4$  و از  $53/5$  به  $34/5$  کاهش می‌یابد.

**واژگان کلیدی:** بهینه‌سازی هندسه، تحلیل دینامیکی غیرخطی، دیوار ساحلی وزنی، هندسه پیش‌شکسته، یادگیری ماشین ناظارت شده.

## ۱. مقدمه

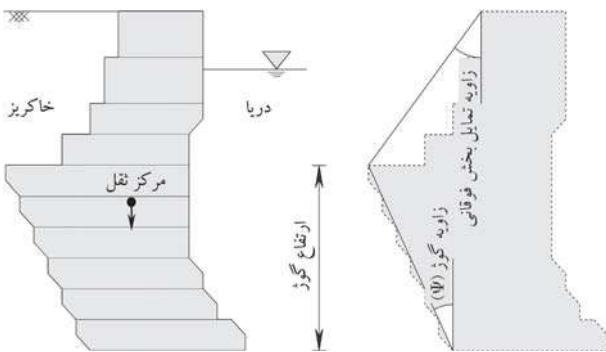
امروزه هزاران متر طول اسکله در سراسر جهان وجود دارد. در طی رویدادهای لرزه‌ای گذشته، دیوارهای ساحلی که از اجزای سازه‌ای اصلی در اسکله‌ها هستند، به واسطه روان‌گرایی مصالح زوتکنیکی خاکریز باست، دچار لغزش افقی، واژگونی به سمت دریا و گسیختگی های فراوانی شده‌اند.<sup>[۱-۵]</sup> مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام شده بر روی دیوارهای ساحلی، آسیب‌پذیری لرزه‌ای بالای آنها را نشان می‌دهند.<sup>[۶-۱۷]</sup> دیوارهای ساحلی وزنی که پایداری خود را از وزنشان می‌گیرند، به

\* نویسنده مسئول

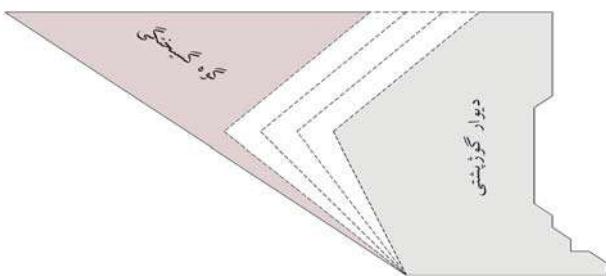
تاریخ: دریافت ۲۳/۷/۱۴۰۱، اصلاحیه ۲۳/۱۲/۱۴۰۱، پذیرش ۱۳/۲/۱۴۰۲.

استاد به این مقاله:

ابراهیمیان، بابک و زرنوشه فراهانی، امیررضا، ۱۴۰۳. بهینه‌سازی هندسه دیوارهای ساحلی وزنی بلوکی گوژپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش یادگیری ماشین ناظارت شده. مهندسی عمران شریف، (۱۴۰)، صفحه ۱۷-۳۱. DOI:10.24200/J30.2023.61126.3150.



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



شکل ۲. تغییر ابعاد گوه گسیختگی خاکریز با افزایش زاویه گوژ دیوار ساحلی وزنی بلوكی گوژپشتی.

تخمین زاویه گوژ بهینه دیوارهای ساحلی بلوكی گوژپشتی 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 بلوكی به عنوان یک سازه حائل با درجه اهمیت بالا است. این روش به دلیل کاربری گسترشده‌اش 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 به عنوان ابزارهای محسوساتی به روز و قدرتمند استفاده می‌شود که می‌تواند یکی از نوآوری‌های اصلی پژوهش حاضر باشد. همچنین، به عنوان یکی از نتایج مهم و کاربردی این پژوهش، الگوریتم‌های طبقه‌بندی متفاوتی در فرایند یادگیری ماشین به کار گرفته می‌شوند و دقت و کیفیت پیش‌بینی آنها در تخمین پاسخ سیستم مقایسه و رتبه‌بندی می‌شود.

## ۲. شبیه‌سازی عددی رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی وزنی

### بلوكی گوژپشتی

مبناًی توسعه مدل عددی پایه در این پژوهش، دیوار بلوكی گوژپشتی مطالعه شده در یک آزمون میز لرزه ۱۶ با مقیاس ۱ به ۲۵ است.<sup>[۱۶]</sup> همچنین، مدل فیزیکی مقیاس شده در آزمایشگاه مربوط به دیوار ساحلی بلوكی گوژپشتی 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.<sup>[۱۷]</sup> 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، به ویژه در بسترهای متیشکل از مصالح ژئوتکنیکی با تراکم متوسط تا بالا بوده‌اند.<sup>[۱۸]</sup> دیوارهای ساحلی بلوكی احتمالاً قدیمی‌ترین نوع دیوارهای وزنی هستند.<sup>[۱۹]</sup> این نوع سازه‌های حائل از بلوك‌های بتُنی 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 بلوكی به نام دیوار ساحلی پشت‌شکسته یا گوژپشتی 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 خاکریز 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.<sup>[۲۰]</sup> علاوه بر این، در این نوع هندسه، مرکز نقل دیوار به سمت خاکریز متمایل می‌شود و پابندی دیوار در برابر واژگونی به سمت دریا به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد.<sup>[۲۱]</sup> مطابق شکل ۱، زاویه تمایل بخش پایینی دیوار به سمت خاکریز نسبت به راستای قائم که (زاویه گوژ) ( $\Psi$ ) نامیده می‌شود و ارتفاع نقطه شکسته یا تغییر راستای هندسه پشت دیوار نسبت به کف آن که (ارتفاع گوژ)  $\Delta$  گفته می‌شود، مهم‌ترین پارامترهای هندسی دیوار ساحلی بلوكی گوژپشتی به شمار می‌روند. بر اساس نظریه‌های کولمپ<sup>[۲۲]</sup> و مونوبه<sup>[۲۳]</sup> - اوکابه<sup>[۲۴]</sup>، با افزایش زاویه گوژ دیوار ساحلی گوژپشتی، فشار جانبی استاتیکی و شبیه‌استاتیکی وارد بر بخش پایینی دیوار کاهش می‌یابند.<sup>[۲۵]</sup> مطابق این نظریه‌ها، در شرایطی که زاویه تمایل بخش فوقانی دیوار ثابت باشد، با افزایش زاویه گوژ به واسطه کوچک شدن گوه گسیختگی تشکیل شده در خاکریز نیروی افقی وارد بر دیوار در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای کاهش پیدا می‌کند (شکل ۲). همچنین، با افزایش زاویه گوژ دیوار گوژپشتی، مرکز نقل 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 جابه جای 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 گوژپشتی تا چه زاویه گوژی ادامه می‌یابد و زاویه گوژ بهینه که موجب حداقل بهبود در رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی گوژپشتی می‌شود، چه مقدار است؟ شرایط مصالح ژئوتکنیکی خاکریز و ارتفاع گوژ دیوار چه تأثیری بر زاویه گوژ بهینه دیوار ساحلی بلوكی گوژپشتی دارند؟

در پژوهش حاضر، با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به روش تفاضل محدود صریح لاگرانژی با بهکارگیری نرم افزار FLAC دو بعدی و پیرایش ۸/۱<sup>[۲۶]</sup> و استفاده از فرایند یادگیری ماشین نظارت شده، پاسخ لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی بلوكی گوژپشتی با هندسه‌های مختلف مطالعه و هندسه بهینه برای آنها پیشنهاد می‌شود. در این خصوص، ابتدا یک مدل عددی پایه از دیوار ساحلی بلوكی گوژپشتی مستقر بر ستر دانه‌ای متراکم غیر روان‌گرا ایجاد و پاسخ لرزه‌ای آن بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی متاظر موجود در ادبیات فنی<sup>[۲۷]</sup> اعتبارسنجی می‌شود. سپس، با انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی بر روی زاویه گوژ دیوار، زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوژ به ارتفاع دیوار، اثر هر یک از این عوامل بر رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی بلوكی گوژپشتی و تغییرات تغییر مکان افقی و زاویه دوران دیوار برآورد می‌شود. در نهایت، با استفاده از روش یادگیری ماشین نظارت شده<sup>[۲۸]</sup>، کتابخانه یادگیری ماشین برای پایتون (سای کیت لرن<sup>(۱)</sup>)<sup>[۲۹]</sup> و زبان برنامه‌نویسی پایتون<sup>۳</sup><sup>[۳۰]</sup>، روابط آماری برای

جدول ۱. مشخصات مصالح ژئوتکنیکی در مدل‌های عددی.

خاکریز	بسط دریا	دیوار	پنجه	شالوده
وزن مخصوص اشبع (کیلوگرم بر مترمکعب)	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۱۹۰۰
زاویه اصطکاک ( $\phi'$ ) (درجه)	۳۵	۳۶	۳۶	۳۰
زاویه اتساع ( $\psi'$ ) (درجه)	۰	۳	۳	۰
مدول حجمی ( $k$ ) (مگاپاسکال)	۱۲۵	۱۷۰	۱۷۵	۱۲۰
مدول برشی ( $G$ ) (مگاپاسکال)	۶۰	۸۰	۸۰	۵۵

$$G_{\max} = 6,6 \frac{(2/17 - e)^2}{1+e} (\sigma'_c)^{0,52}, \sigma'_c < 9,8 kPa \quad (1)$$

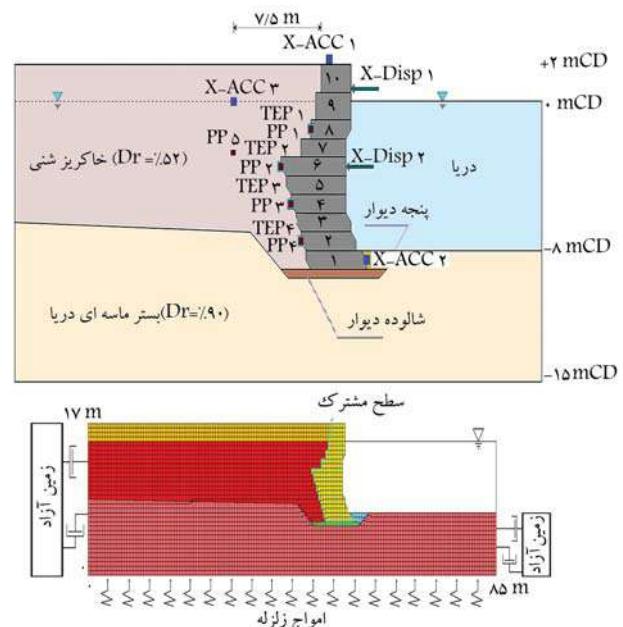
$$G_{\max} = 8,2 \frac{(2/17 - e)^2}{1+e} (\sigma'_c)^{0,52}, \sigma'_c > 9,8 kPa$$

در این روابط،  $e$  خلاء و  $\sigma'_c$  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.<sup>[۲۳, ۲۴]</sup>

$$G_{\max} = G_b e^{-1/3} \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right)^n \quad (2)$$

که در آن کیلوپاسکال  $= 10^6$  مگاپاسکال  $= 10^9$  و  $[G_b] = 74$  و  $n = 0/675$ <sup>[۲۴]</sup> هستند. مدول حجمی مصالح بر اساس مدول برشی مقدار متوسط برای شن‌ها<sup>[۲۵]</sup> هستند. مدول حجمی مصالح بر اساس مدول برشی محاسبه شده از روابط فوق و نسبت پواسون  $/3$  محاسبه شده است. زاویه اصطکاک مصالح بستر و خاکریز بر اساس نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی به ترتیب برای ۳۶ و ۳۰ درجه در نظر گرفته شده‌اند.<sup>[۲۴]</sup> مشخصات مورد استفاده برای مصالح ژئوتکنیکی مختلف در شبیه‌سازی‌های عددی در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

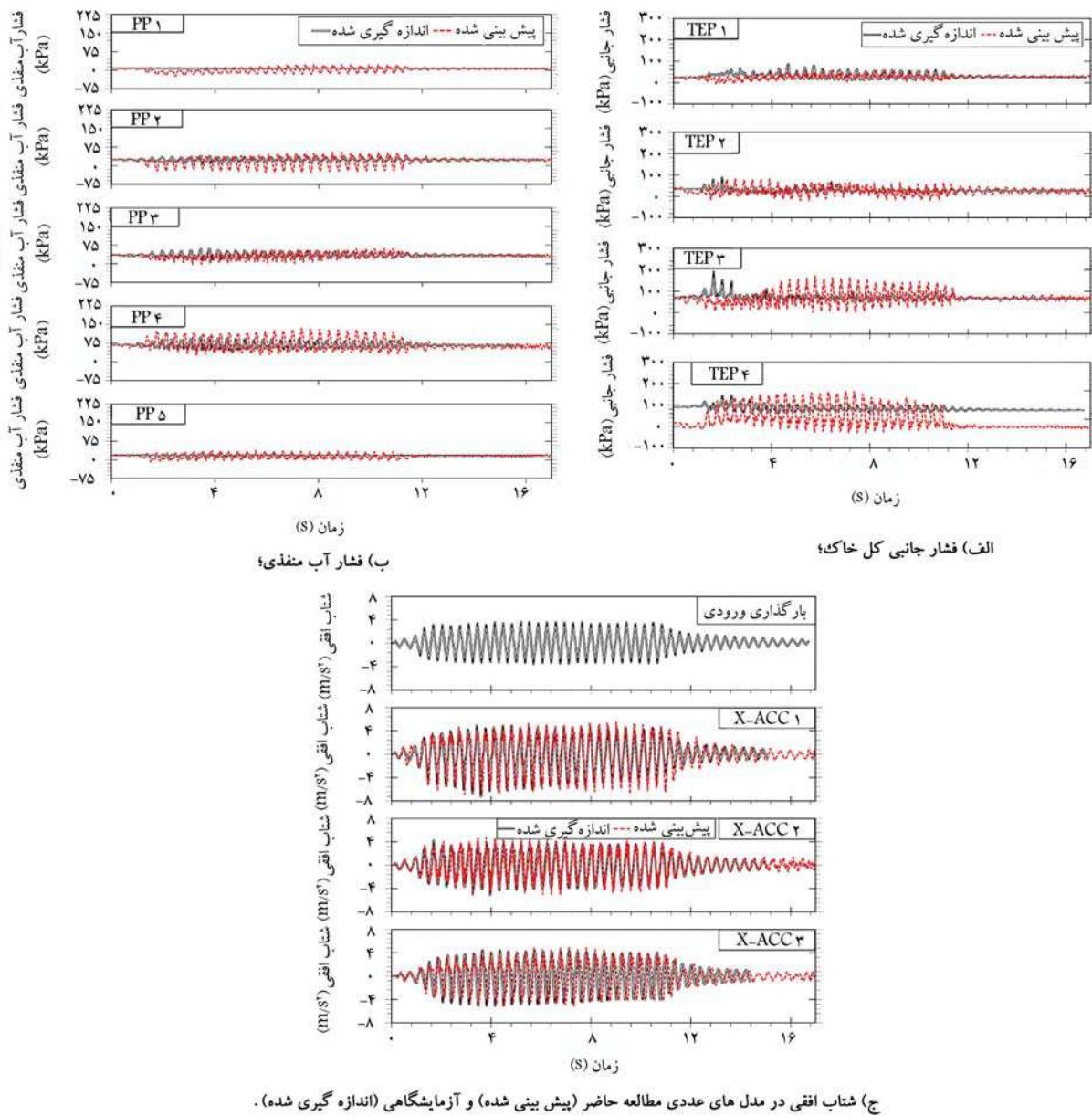
در روش تقاضل محدود، شکل و ابعاد شبکه در دقت نتایج تأثیر زیادی دارد.<sup>[۲۶]</sup> به طورکلی، هر چه ابعاد زون‌های شبکه ریزتر باشند، نتایج از دقت بالاتری برخوردار خواهند بود. همچنین، به لحاظ هندسی، بیشترین دقت برای مدلی با زون‌های مرتعش‌شکل حاصل می‌شود.<sup>[۲۵]</sup> برای انتشار دقیق موج لرزه‌ای در مدل، اندازه کوچک‌ترین زون باید کوچک‌تر از  $1/5$  طول موج مرتبط با بالاترین مولفه فرکانس موج وروودی که حاوی انرژی قابل ملاحظه‌ای است، در نظر گرفته شود.<sup>[۲۵]</sup> علاوه بر این، در خصوص دیوار ساحلی وزنی بلوكی گوژپشتی، به‌واسطه هندسه پیچیده و جزئیات هندسی فراوان به‌سبب ابعاد و شبکه محدود شکل پشت شکسته دیوار باید از یک شبکه با ابعاد زون ریز استفاده شود تا بتوان هندسه دیوار را با دقیقی مطلوب شبیه‌سازی نمود. برای اساس، در پژوهش حاضر از یک شبکه با زون‌های مرتعی با بعد  $5/5$  متر استفاده شده است تا ضمن امکان شبیه‌سازی دقیق هندسه دیوار پاسخ لرزه‌ای مدل از دقت مطلوبی برخوردار باشد. در طی تحلیل‌های استاتیکی، مربزه‌ای جانبه مدل عددی در راستای افقی و مرز تختانی در هر دو راستای افقی و قائم مقید می‌شوند. در هنگام تحلیل‌های دینامیکی، برای حذف اثرات ناشی از برخورد امواج به مربزه‌ای جانبه و انعکاس آن‌ها به داخل مدل، از مربزه‌ای زمین آزاد<sup>۳</sup> برای جوانب مدل عددی استفاده می‌شود. مربزه‌ای زمین آزاد در مدل‌سازی‌های دینامیکی شامل یک ستون خاک به عرض واحد هستند که رفتار محیط جانبه بی‌نهایت خارج از مدل را شبیه‌سازی می‌نمایند. برای شبیه‌سازی مربزه‌ای زمین آزاد در قسمت‌های جانبه مدل از میراگرهای ویسکوز<sup>۴</sup> استفاده می‌شود.<sup>[۲۵]</sup> برای لحاظ نمودن اندرکنش دیوار ساحلی گوژپشتی و مصالح ژئوتکنیکی بستر و 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 جانبه خاک (TEP)، فشار آب منفذی (PP)، شتاب افقی (X-ACC) و تغییر مکان افقی (X-Disp) و (ب) شبکه‌بندی تفاضل محدود در مدل عددی.

قسمت الف نشان داده شده است. مطابق این شکل، دیوار بلوكی گوژپشتی از  $10$  عدد بلوك بتقاضل با هندسه‌های متفاوت تشکیل شده است. ارتفاع بلوك‌های یک تا هشت برابر  $1$  متر و ارتفاع دو بلوك فوكانی 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 مدفن است. همانگونه که در شکل ۳ قسمت الف مشاهده می‌شود، بلوك‌ها به نحوی بر روی یکدیگر چیده شده‌اند تا هندسه گوژپشتی یا پشت‌شکسته برای دیوار ایجاد شود.

برای شبیه‌سازی رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی وزنی بلوكی گوژپشتی، یک مدل عددی کرنش مسطح تفاضل محدود با استفاده از نرم‌افزار FLAC دو بعدی ویرايش ۱/۸ توسعه داده شده است.<sup>[۲۵]</sup> برای حل مسئله مورد مطالعه، تعدادی کد عددی جانبه کمکی شامل کدهای محاسبه فرکانس غالب، تغییر مکان‌های افقی و قائم لرزه‌ای، کرنش برشی و فشار آب حفره‌ای اضافی سیستم به زبان برنامه‌نویسی فیش<sup>۲</sup> در نرم‌افزار ایجاد و پیاده‌سازی شده است. شبکه تقاضل محدود مدل عددی ساخته شده در شکل ۳ قسمت ب نشان داده شده است. در مدل عددی مورد مطالعه، بستر و خاکریز دیوار از خاک‌های دانه‌ای به ترتیب با چگالی نسبی ( $D_s$ )  $90$  و  $52$  درصد تشکیل شده‌اند. همچنین، مطابق با شرایط واقعی احداث دیوار لایه‌هایی از جنس سنگریزه به ارتفاع  $1/5$  متر به ترتیب در جلوی پنجه و زیر دیوار به عنوان شالوده ایجاد شده‌اند. از آنجا که مصالح خاکی تشکیل دهنده بخش‌های مختلف مدل عددی مورد بررسی در پژوهش حاضر از مصالح دانه‌ای غیرروان‌گرا هستند، به منظور توصیف رفتار آن‌ها از مدل رفتاری موهر - کولمب استفاده شده است. علاوه بر این، مدل الاستیک خطی برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی بلوك‌های بتقاضل دیوار ساحلی گوژپشتی به کار گرفته می‌شود. مدول برشی ( $G_{\max}$ ) بستر ماسه‌ای بر اساس توصیه مرجع<sup>[۲۱]</sup> با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود.<sup>[۲۲]</sup>



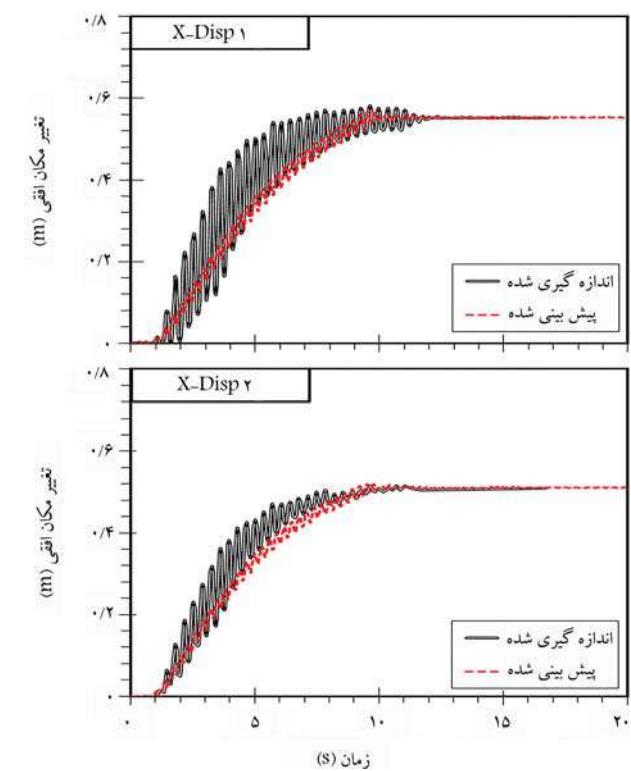
شکل ۴. تاریخچه های زمانی الف) فشار جانبی کل خاک و ب) فشار آب منفذی و ج) شتاب افقی در مدل های عددی مطالعه حاضر (پیش بینی شده) و آزمایشگاهی (اندازه گیری شده). [۲۶]

کلیدهای پرشی تعییه شده بر روی آن ها، تغییر شکل نسبی میان بلاک ها ناچیز است و می توان رفتار دیوار را یکپارچه در نظر گرفت.<sup>[۲۴]</sup> زاویه اصطکاک مصالح ژئوتکنیکی در این بخش ها در نظر گرفته می شود. هم چنین، منحنی میرایی - کرشن چرخه ای در مدل موهر کولمب به صورت یک منحنی ایده آل با میرایی صفر در کرشن های نرمال کوچک تراز ۱ است.<sup>[۲۵]</sup> به عبارت دیگر، این مدل میرایی، مصالح را در کرشن های کوچک برابر صفر در نظر می گیرد. این در حالی است که نمودار میرایی مصالح به صورت یک نمودار غیرخطی افزایشی است و مصالح در کرشن های کوچک نیز دارای قابلیت استهلاک انرژی و خاصیت میرایی هستند.<sup>[۲۶]</sup> بنابراین، برای جلوگیری از نوسانات ناخواسته در تغییر شکل های بسیار کوچک و فرکانس های بالا، ۵ درصد میرایی ریلی متمرکز در فرکانس حدود ۲ هرتز (نزدیک به فرکانس پایه سیستم) در طی تحلیل های دینامیکی در مدل اعمال می شود.<sup>[۲۵]</sup>

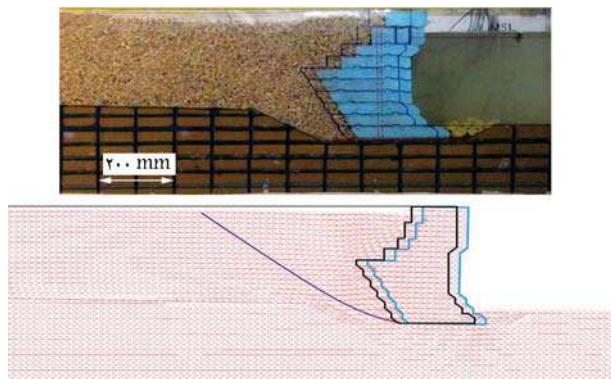
منظور، زاویه اصطکاک المان سطح مشترک مطابق با توصیه مرجع<sup>[۲۷]</sup> برابر با  $60^\circ$  زاویه اصطکاک مصالح ژئوتکنیکی در این بخش ها در نظر گرفته می شود. هم چنین، سختی نرمال ( $k_n$ ) و برشی ( $k_s$ ) برای سطح مشترک میان دیوار و خاکریز و دیوار و بستر بر اساس معادله ۳ به ترتیب برابر با  $5 \times 10^9$  و  $7 \times 10^9$  منظور می شوند.<sup>[۲۵]</sup>

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

که  $K$  و  $G$  به ترتیب مدول های حجمی و برشی و  $\Delta z_{\min}$  کوچک ترین 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 بلاک های طویل بتنه تشکیل دهنده دیوار گوژپشتی 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).<sup>[۲۶]</sup>



شکل ۶. پیکربندی تغییر شکل دیوار پس از اعمال تحرك ورودی در مدل‌های (الف) آزمایشگاهی<sup>[۲۶]</sup> و (ب) عددی مطالعه حاضر.

**۳. تحلیل حساسیت بر روی زاویه گوژ دیوار، زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوژ به ارتفاع دیوار**  
در این بخش، اثر زاویه گوژ بر رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی گوژ پشتی بررسی می‌شود. این بررسی با استفاده از تحلیل‌های حساسیت‌سنجی و در نظر گرفتن مقادیر مختلف زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت‌های مختلف ارتفاع گوژ 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 گوژ پشتی بر میزان تغییر مکان افقی و دوران دیوار اثرگذار خواهد بود. بنابراین، برای بررسی اثر زاویه گوژ در زاویه اصطکاک‌های مختلف خاکریز و نسبت‌های ارتفاع گوژ به ارتفاع دیوار متفاوت، سایر پارامترهای هندسی

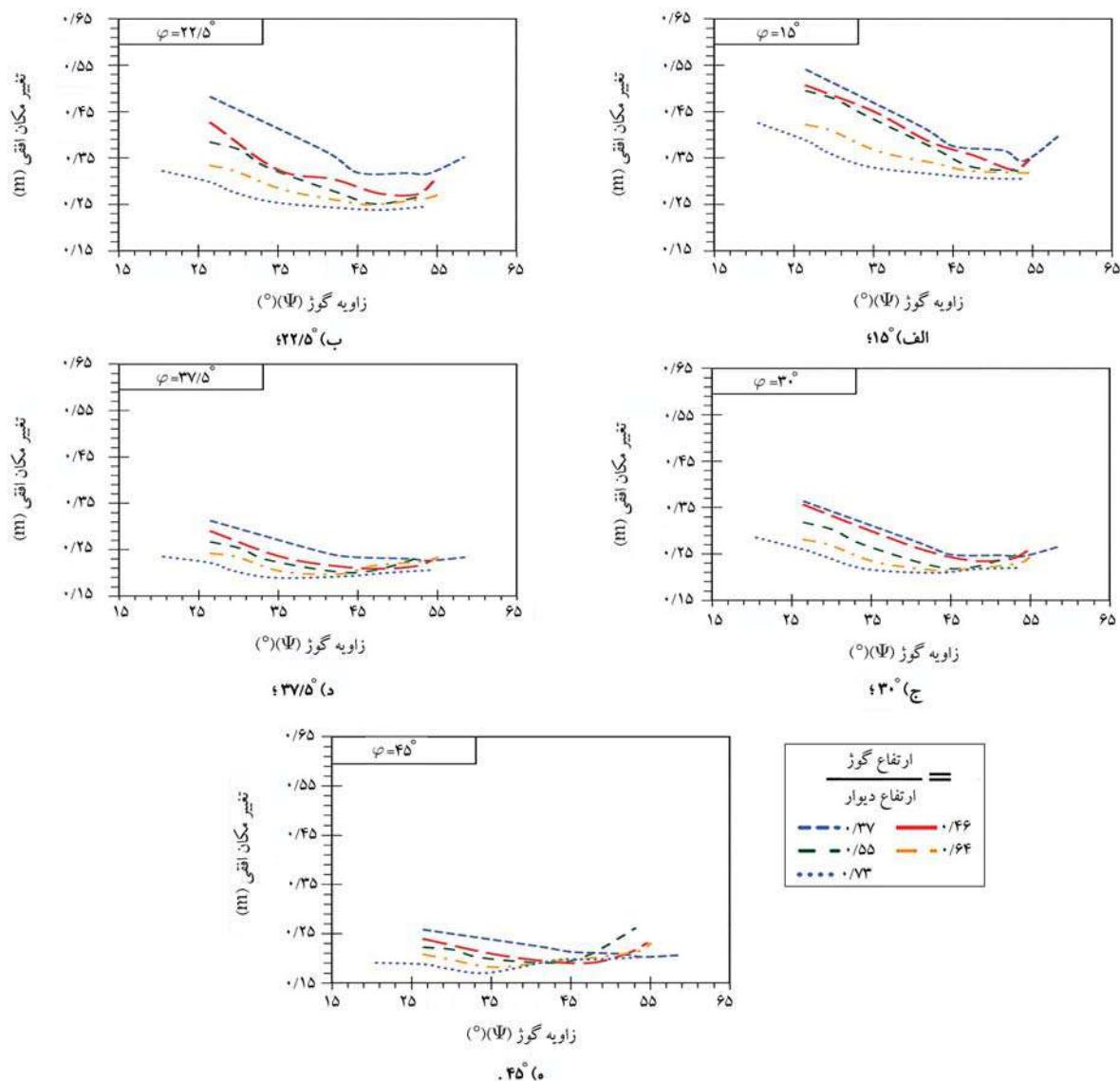
در نرم افزار به کار گرفته شده، بارگذاری دینامیکی وارد می‌تواند به صورت تاریخچه شتاب، سرعت، تنش، فشار یا نیرو به مدل اعمال شود.<sup>[۲۵]</sup> بر این اساس، بارگذاری ورودی مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی پژوهش حاضر، متناظر با مدل آزمایشگاهی مرجع، یک تاریخچه شتاب افقی مطابق شکل ۴ قسمت ج با حداقل شتاب  $g/4^\circ$  و فرکانس  $2/8$  هرتز است که به مرز تحملی مدل عددی اعمال شده است. پیش از انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی بر روی پارامترهای هندسی تأثیرگذار دیوار، مدل عددی توسعه یافته با نتایج آزمایشگاهی حاصل از آزمون میز لرزه  $1g$  با مقیاس ۱ به  $25$  موجود در ادبیات فنی<sup>[۲۶]</sup> اعتبارسنجی می‌شود. برای این منظور، تاریخچه‌های زمانی فشار جانبی کل وارد می‌شود. فشار آب منفذی، شتاب افقی و تغییر مکان افقی ثبت شده در نقاط مشخص شده در شکل ۳ قسمت الف با مشاهدات آزمایشگاهی متناظر<sup>[۲۶]</sup> 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 وارد 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 تغییرشکلی 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، مقادیر تقاویت 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  $1$  درجه) به سمت دریا دوران می‌کند. حال آنکه در مدل آزمایشگاهی، در ابتدای بارگذاری دینامیکی، دیوار به میزان جزئی (کمتر از  $1$  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 گوژ پشتی 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 هم خوانی مناسبی با یکدیگر دارند. در شکل ۵ مشاهده می‌شود که تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی در بالا و میانه ارتفاع دیوار در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی به لحاظ روند و مقادیر نهایی هم خوانی مناسبی با یکدیگر دارند. با بررسی مقادیر نهایی تغییر مکان افقی در هر دو موقعیت ارتفاعی دیوار که اختلاف ناچیز کم تر از  $2^\circ$  درصد با یکدیگر دارند، مجددًا مشخص می‌شود الگوی تغییرشکلی 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 حساسیت‌سنجی انجام شده نشان می‌دهند که مدل عددی توسعه یافته قادر است رفتار لرزه‌ای دیوار را از نظر کمی، سازوکار تغییر شکل و الگوی حرکتی شبیه سازی 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.

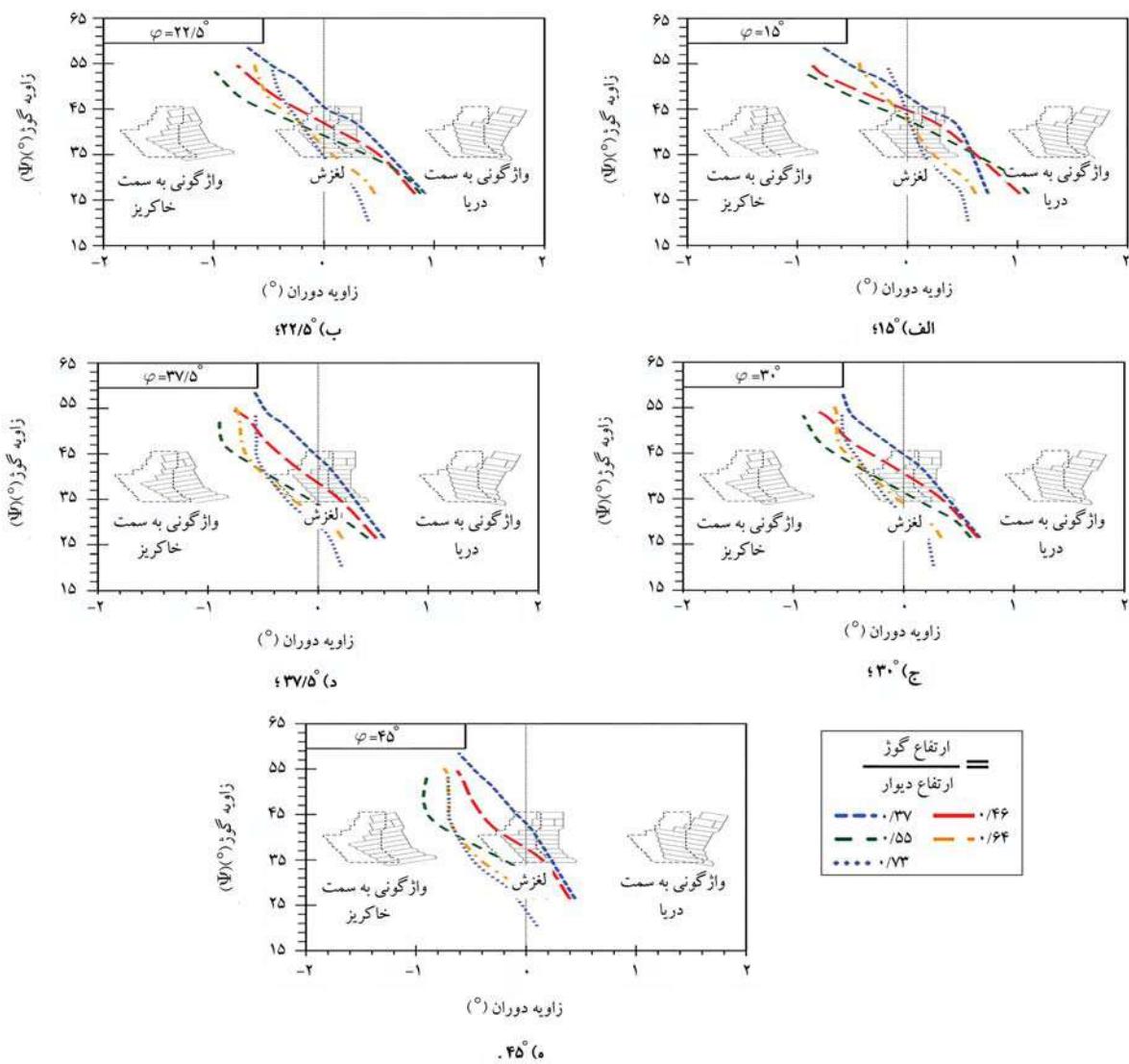
غیرفعال شدن سازوکار کاهش فشار جانبی بخشن پایینی دیوار در زوایای گوز بالا باشد. مطابق شکل ۹ قسمت الف، در زاویه گوزهای پایین تا متوسط (حدود ۳۵ درجه)، بهواسطه کوچک بودن زاویه گوز و دوران دیوار به سمت دریا، گوز پشت دیوار صفحه گسیختگی تشکیل شده در خاکریز را قطع نماید و با افزایش زاویه گوز دیوار و بهدنیال آن کوچک شدن مساحت گوه گسیختگی، نیروی افقی وارد بر دیوار و تغییر مکان افقی آن کاهش می‌یابد. اما در زاویه گوزهای بزرگ بهواسطه بزرگ بودن زاویه گوز و دوران دیوار به سمت خاکریز، گوز پشت دیوار راستای صفحه گسیختگی اولیه تشکیل شده در خاکریز را قطع نماید و صفحه گسیختگی جدیدی در پشت گوز پشتی شده است. اما در ادامه، در زاویه گوزهای بزرگ‌تر (بزرگ‌تر از ۳۵ درجه و تا حدود ۵۰ درجه)، افزایش زاویه گوز کاهش کمتری بر تغییر مکان افقی دیوار ایجاد کرده و شبیه تغییرات تغییر مکان افقی نسبت به زاویه گوز دیوار به سمت افقی شدن متمایل شده است. با افزایش زاویه گوز دیوار به مقادیر بزرگ‌تر از حدود ۵۰ درجه، افزایش زاویه گوز تأثیر معکوس بر بهبود پاسخ لرزه‌ای دیوار گوز پشتی داشته و موجب افزایش تغییر مکان افقی دیوار شده است. این فرایند می‌تواند به علت

دیگر دیوار گوز پشتی و وزن دیوار در تمامی مدل‌ها ثابت نگه داشته می‌شوند. تغییرات اصطکاک‌های مختلف خاکریز و نسبت‌های ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار در زاویه به ترتیب در شکل‌های ۷ و ۸ ارائه شده‌اند.

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



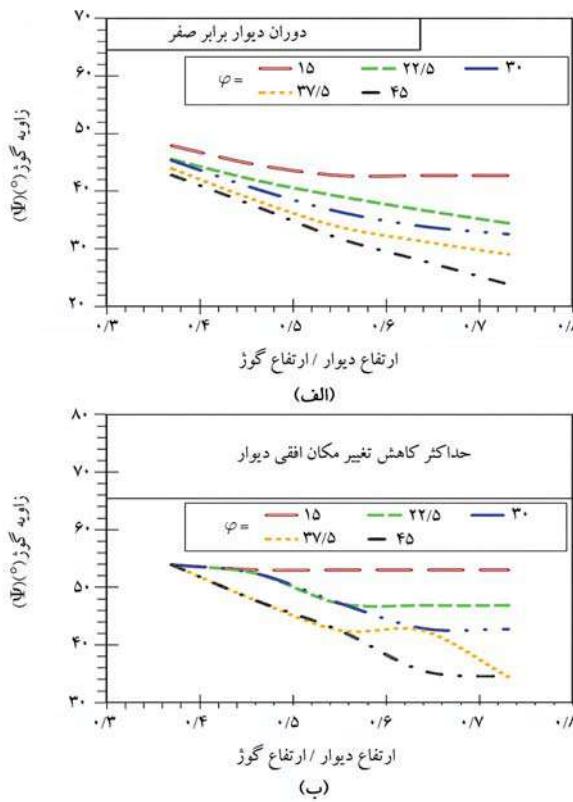
شکل ۷. تغییرات تغییر مکان افقی دیوار ساحلی بلوکی گوز پشتی نسبت به زاویه گوز برای نسبت‌های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار و زاویه اصطکاک‌های متفاوت خاکریز.



شکل ۸. تغییرات زاویه دوران دیوار ساحلی بلوکی گوز پشتی نسبت به زاویه گوز دیوار برای مختلف ارتفاعات گوز به ارتفاع دیوار و زاویه اصطکاک های متفاوت خاکریز.

ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار  $4/64^{\circ}$  و زاویه اصطکاک خاکریز  $15^{\circ}$  درجه برابر  $53^{\circ}$  درجه است، درحالی که این زاویه گوز برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار  $4/64^{\circ}$  و زاویه اصطکاک خاکریز  $45^{\circ}$  درجه برابر  $35/5^{\circ}$  درجه است. این مسئله در خصوص زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار نیز معتبر است. مطابق شکل ۸، زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار  $37/0^{\circ}$  و زاویه اصطکاک خاکریز  $45^{\circ}$  درجه، برابر  $42/8^{\circ}$  درجه است، درحالی که این زاویه گوز برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار  $4/64^{\circ}$  و زاویه اصطکاک خاکریز  $45^{\circ}$  درجه برابر  $27/9^{\circ}$  درجه است. همچنین، زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار  $55/0^{\circ}$  و زاویه اصطکاک خاکریز  $15^{\circ}$  درجه، برابر  $42/7^{\circ}$  درجه است. درحالی که با افزایش زاویه اصطکاک خاکریز از  $15^{\circ}$  درجه، این زاویه گوز به  $31/8^{\circ}$  درجه کاهش می‌یابد. مقادیر زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار برای نسبت های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار و زاویه های 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 می‌بین آن است که به طورکلی با افزایش زاویه گوز دیوار، الگوی تغییر شکل دیوار ساحلی گوز پشتی از واژگونی به سمت دریا به واژگونی به سمت خاکریز متمایل می‌شود. فرایند شرح داده شده، برای زاویه اصطکاک های مختلف خاکریز و نسبت های 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 زاویه های گوز بهینه برای دیوار گوز پشتی به شمار می‌روند، بر حسب زاویه های مختلف اصطکاک خاکریز و نسبت های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار متغیر هستند. به عنوان مثال، مطابق شکل ۷ زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار  $37/0^{\circ}$  و زاویه اصطکاک خاکریز  $45^{\circ}$  درجه، برابر با  $53/9^{\circ}$  درجه است، درحالی که این زاویه برای نسبت ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار  $73/0^{\circ}$  و زاویه اصطکاک خاکریز  $45^{\circ}$  درجه، برابر با  $34/5^{\circ}$  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 بلکی گوز پشتی در نسبت های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار و زاویه اصطکاک های متناظر خاکریز.

که در آن،  $T$  نمایانگر تراهنده است، به طوری که  $x^T \beta$  حاصل ضرب داخلی میان  $x$  و  $\beta$  است.

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

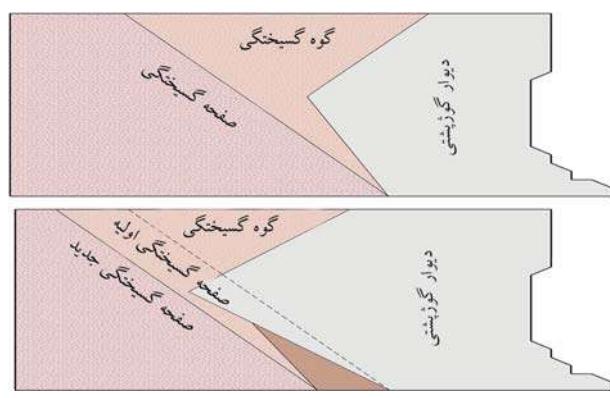
$$\Psi_{ZR} = 68 - 34,5r_h - 0,35\phi^{10,3} \quad (5)$$

$$\Psi_{MDR} = 72,5 - 33r_h - 0,35\phi^{0,8} \quad (6)$$

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

از آنجایی که تجاوز زاویه گوز دیوار ساحلی گوز پشتی از مقادیر حداکثر نشان داده شده در شکل ۱۰ قسمت ب، موجب افزایش جابه جایی افقی و دوران دیوار می شود، رابطه توسعه داده شده برای تخمین زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ( $\Psi_{MDR}$ ) 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 ( $\Psi_{MSR}$ ) در نظر گرفته شده‌اند.

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



شکل ۹. گوه گسختگی تشکیل شده در خاکریز پشت دیوار ساحلی بلکی گوز پشتی 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 بلکی گوز پشتی 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، زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوز پشتی و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی آن کاهش می‌یابند. بنابراین، با توجه به کاهشی و شبیه 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

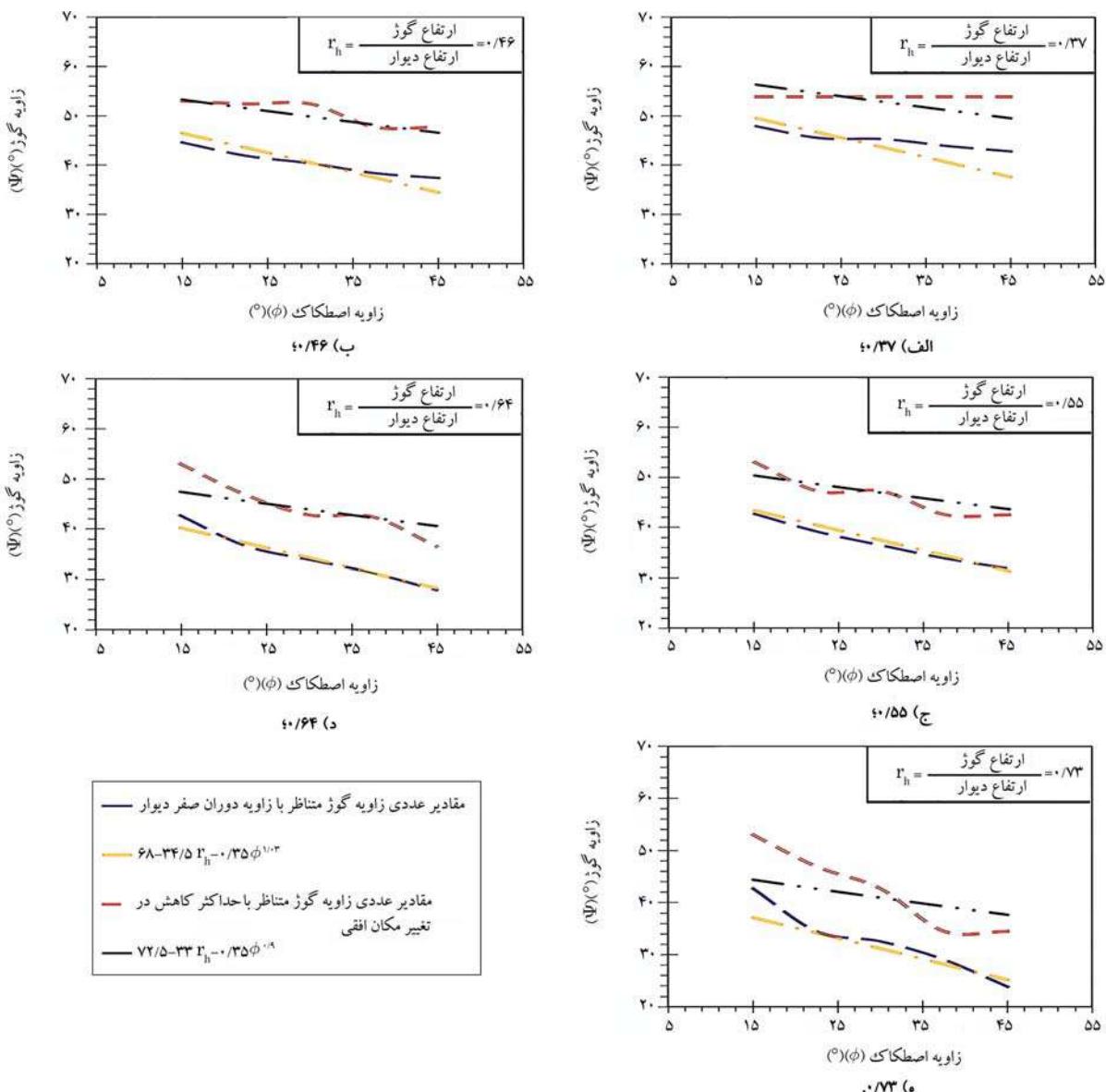
به کارگیری فرایند یادگیری ماشین نظارت شده

در این بخش، با به کارگیری نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی بخش قبل و رگرسیون چندگانه مبتنی بر فرایند یادگیری ماشین نظارت شده [۲۷، ۲۸] و به کمک برنامه‌نویسی به زبان پایتون ۳ [۲۸]، روابطی برای تخمین زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوز پشتی 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 بزنند. این تخمین با استفاده از الگوریتم‌های تکراری انجام می‌شود. [۲۹] در رگرسیون چندگانه غیرخطی، پارامترهای یک مدل به کمک یکتابع هدف و مقادیر متغیرها برآورده می‌شوند. در این روش، مدل در نظر گرفته شده، یک رابطه غیرخطی بررسی 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. [۲۰]

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

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



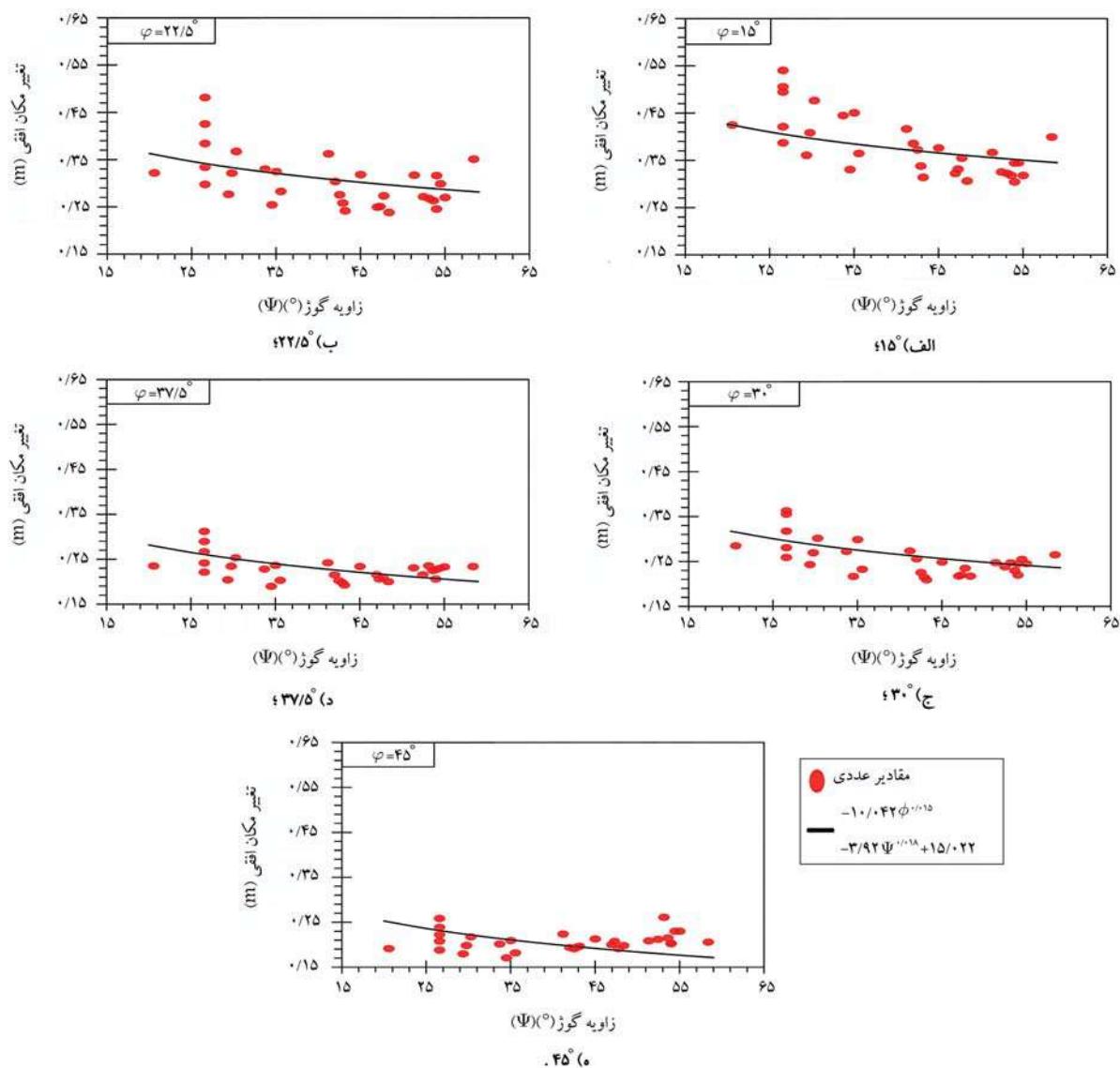
شکل ۱۱. مقادیر زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی بلوکی گوز پشتی ( $\Psi_{MDR}$ ) و زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی بلوکی گوز پشتی ( $\Psi_{ZR}$ ) برای زاویه اصطکاک های مختلف خاکریز و نسبت های مختلف ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار.

۲/۵ درجه بزرگ تر از مقادیر به دست آمده از شبیه سازی عددی نیست و میانگین اختلاف میان زاویه گوز های بهینه با زاویه رابطه ۷ و شبیه سازی عددی  $2/3$  درجه است. همچنین در خصوص  $\Psi_{ZR}$ ، زاویه گوز تخمین زده شده با استفاده از رابطه ۶ در تمامی نسبت های ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار، از تطابق مناسبی با مقادیر به دست آمده از شبیه سازی عددی برخوردار است و میانگین اختلاف میان زاویه گوز های رابطه ۶ و مقادیر عددی تنها  $1/5$  درجه است.

رابطه توسعه داده شده برای زاویه گوز بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوز پشتی ( $\Psi_{ZR}$ ) می تواند به عنوان یک تخمین محافظه کارانه از زاویه گوز بهینه، برای دیوارهای مستقر بر روی بستر های در رابطه 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 گوز پشتی ( $\Psi_{MDR}$ ) می تواند برای تخمین کاران بالای زاویه گوز بهینه دیوار در بستر های متراکم مورد استفاده شود و بدکار گیری آن

متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوز پشتی ( $\Psi_{ZR}$ )، 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 جایه جایی افقی دیوار می شود و تأثیر مخرب قابل توجهی بر رفتار دیوار ساحلی گوز پشتی 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.

روایای گوز بهینه تخمین زده شده با استفاده از روابط ۶ و ۷ و مقادیر زاویه گوز بهینه به دست آمده از شبیه سازی های عددی در شکل ۱۱ مقایسه شده اند. مشاهده می شود که روابط پیشنهادی زاویه های گوز بهینه  $\Psi_{MDR}$  با دقت نسبتاً مناسبی برآورد شده اند. مطابق شکل ۱۱ مشاهده می شود که  $\Psi_{MDR}$  در هیچ یک از نسبت های ارتفاع گوز به ارتفاع دیوار مورد بررسی، زاویه گوز بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ( $\Psi_{MDR}$ ) 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.

توانی چند جمله‌ای برای برآورد تغییر مکان افقی دیوار (HDisp<sub>Est</sub>) و زاویه دوران درسترهای با تراکم نسبی متوسط که دیوارها دوران بیشتری دارند، توصیه نمی‌شود. آن (Rot<sub>Est</sub>) مطابق با معادلات ۸ و ۹ استفاده می‌شود:

$$HDisp_{Est} = -10/042\phi^{1/15} - 3/92\Psi^{1/18} + 15/022 \quad (8)$$

$$Rot_{Est} = -0/761\phi^{1/125} + 2/925 \quad (9)$$

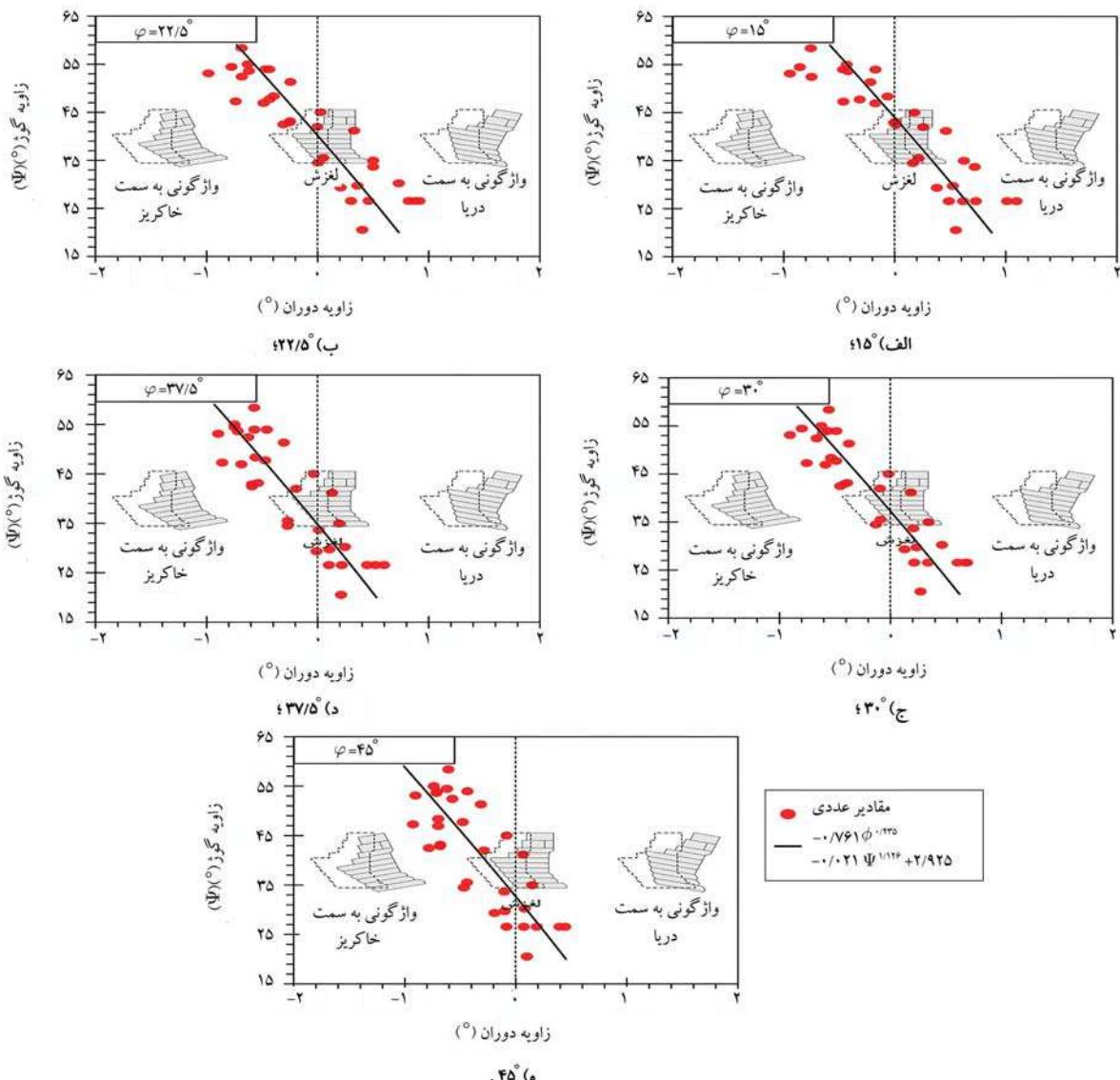
تغییر مکان‌های افقی و زاویه دوران‌های تخمینی حاصل از روابط ۹ و ۱۰ مربوط به زلزله با شتاب حداکثر  $g/4$  (بارگذاری ورودی پژوهش حاضرا) است. تغییر مکان‌های افقی و زاویه دوران‌های تخمین زده شده با روابط ۹ و ۱۰ به ترتیب در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ با مقادیر عددی متناظر مقایسه شده‌اند. مطابق شکل‌های ۱۲ و ۱۳، روابط به دست آمده از تحلیل رگرسیون برای تخمین تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار گوژپشتی، قادر به برآورد تغییر مکان افقی مانندگار 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 عمدۀ مواد عملي، هندسه دیوار بالوکي گوژپشتی بر مبنای شرایط اجرائي 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 تعیینتابع براساس تغییرات پارامترها و یافتن ضرایب می‌شود. با توجه به تغییرات تغییر مکان افقی دیوار و زاویه دوران آن نسبت به زاویه و ارتفاع گوز دیوار و همچنین زاویه اصطکاک خاکریز از روابط



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

با دقت میلی‌متر و دهم درجه، آن‌ها را به عنوان 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 (بایزی یا چندحالته) متفاوت است.<sup>[۴۲]</sup> سازوکار مرسوم در حل مسائل به کمک روش یادگیری ماشین، پیش‌بینی متغیر وابسته با استفاده از الگوریتم‌های مختلف و مقایسه دقت الگوریتم‌ها است.<sup>[۴۲]</sup> در پژوهش حاضر، از سه الگوریتم طبقه‌بندی درخت تصمیم<sup>۸</sup>, K نزدیک‌ترین همسایه<sup>۹</sup> و ماشین بردار پشتیبان<sup>۱۰</sup> برای پیش‌بینی تغییر مکان افقی و زاویه دوران دیوار ساحلی بلوكی گوپشتی استفاده شده است.

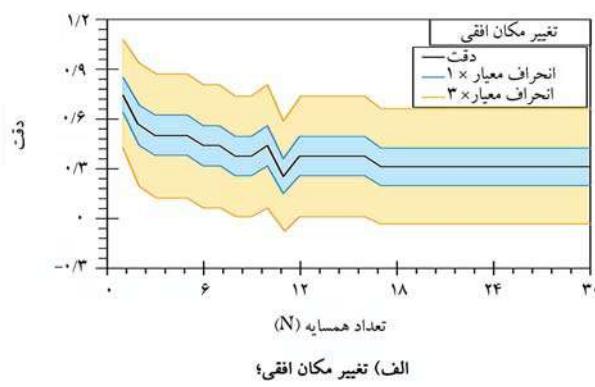
#### ۱.۲.۵ درخت تصمیم

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

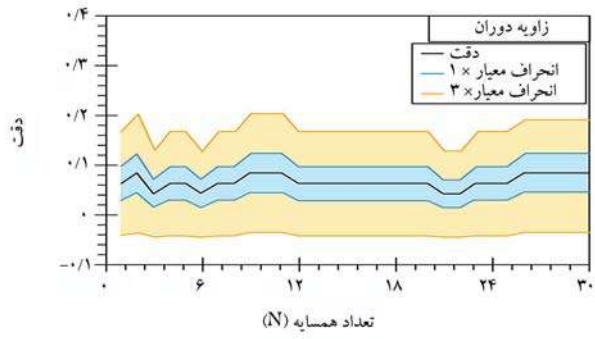
تحلیل رگرسیون و مدل عددی ۵/۰ و ۰/۲ درجه است. همچنین، خطای جذر میانگین مربعات (RMSD)<sup>۶</sup> روابط ۸ و ۹ به ترتیب برابر ۳۸/۰ و ۲۳۹/۰ درجه است. خطای جذر میانگین مربعات تفاوت میان مقدار پیش‌بینی شده توسط مدل یا برآوردگر آماری و مقدار واقعی است.<sup>[۴۱]</sup> بنابراین، از روابط ارائه شده می‌توان برای برآورد اولیه تغییرشکل‌های لرزه‌ای دیوارهای بلوكی گوپشتی در طراحی استفاده کرد.

#### ۲.۵ الگوریتم‌های طبقه‌بندی<sup>۷</sup>

الگوریتم‌های طبقه‌بندی برای پیش‌بینی متغیرهای وابسته گسسته و برچسب‌گذاری شده (مانند نوع خاک) به کار می‌روند. الگوریتم‌های دسته‌بندی، دسته‌های موجود در مجموعه داده‌ها را تشخیص می‌دهند و پیش‌بینی می‌کنند.<sup>[۴۲]</sup> در خصوص مولفه‌های رفتار سازه‌های ریوتکنیکی نظری 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

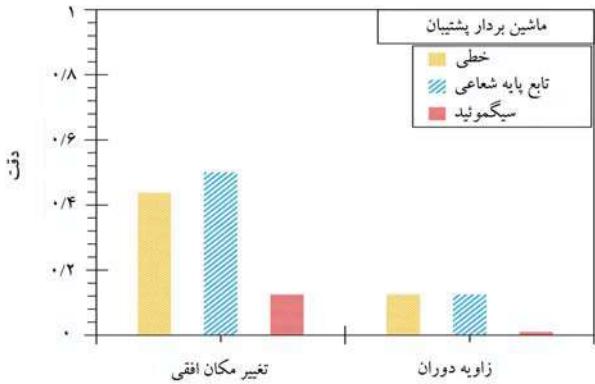


الف) تغيير مكان افقي؛



ب) زاويه دوران بلوکی گوژپشتی بر حسب k های مختلف.

شكل ۱۵. دقت الگوریتم K نزدیک‌ترین همسایه در پیش‌بینی.

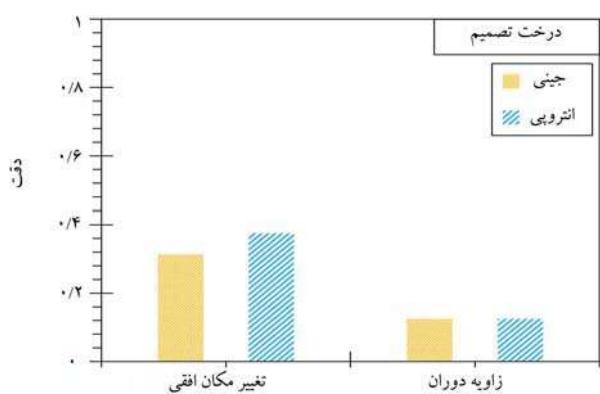


شكل ۱۶. دقت الگوریتم ماشین بردار پشتیبان در پیش‌بینی تغييرمكان افقي و زاويه دوران لرزه‌ای دیوار بلوکی گوژپشتی.

### ۳.۲.۵. ماشین بردار پشتیبان

مبناهای عملکرد ماشین بردار پشتیبان، طبقه‌بندی خطی داده‌ها و یافتن ابرصفحه‌های با پیشترین حاشیه اطمینان است. این الگوریتم در مسائل طبقه‌بندی و رگرسیون به کار گرفته می‌شود. حل معادله پیدا کردن خط بهینه برای داده‌ها با استفاده از روش‌های برنامه‌سازی غیرخطی، که معمولاً به عنوان روش‌های معتبر در حل مسائل محدودیت‌دار شناخته می‌شوند، انجام می‌شود. پیش از تقسیم خطی، به منظور ایجاد امکان طبقه‌بندی داده‌های پیچیده توسط ماشین، داده‌ها به‌وسیله تابع  $f^*$ <sup>۱۳</sup> به فضای با ابعاد بسیار بالاتر<sup>۱۴</sup> برده می‌شوند. از توابع هسته مختلفی از جمله هسته‌های خطی، پایه شعاعی<sup>۱۵</sup> سیگموئید می‌توان استفاده نمود.<sup>[۱۶]</sup> 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 تغيير مكان افقي و زاويه دوران لرزه‌ای به ترتیب  $50^\circ$  و  $12/5$  درصد است که



شکل ۱۶. دقت الگوریتم درخت تصمیم در پیش‌بینی تغيير مكان افقي و زاويه دوران لرزه‌ای دیوار بلوکی گوژپشتی.

است. به طور دقیق‌تر سعی براین است که در هر زیرمجموعه 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، به صورتی که داده‌های موجود در هر زیرمجموعه کمترین ناخالصی را داشته باشند. از توابع ناخالصی مختلفی نظری جینی<sup>۱۱</sup> و انتروپی<sup>۱۲</sup> برای طبقه‌بندی داده‌ها به‌کمک درخت تصمیم استفاده می‌شود.<sup>[۲۱]</sup> مشاهده با تحلیل رگرسیون، متغیرهای مستقل شامل زاویه و ارتفاع گوژپشتی دیوار و زاویه اصطکاک خاکریز هستند. به منظور ارزیابی دقت الگوریتم‌های مورد بررسی و توانایی آن‌ها در پیش‌بینی متغیرهای وابسته خارج از فضای نمونه، مقادیر تغيير مكان افقي و زاويه دوران لرزه‌ای به دست آمده از شبیه‌سازی‌های عددی بر حسب مقادیر مختلف زاویه و ارتفاع گوژپشتی و زاویه اصطکاک خاکریز با نسبت ۹۰ به ۱۰ (۹۰ درصد برای یادگیری ماشین و ۱۰ درصد برای بررسی دقت پیش‌بینی الگوریتم درخت تصمیم تصادفی تقییک می‌شوند. دقت پیش‌بینی الگوریتم درخت تصمیم برای توابع ناخالصی مختلف در شکل ۱۶ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که هیچ یک از توابع مورد استفاده قادر به پیش‌بینی تغيير مكان افقي و زاويه دوران لرزه‌ای دیوار گوژپشتی با دقت بالا نیستند. مطابق شکل ۱۴، بالاترین دقت پیش‌بینی تغيير مكان افقي و زاويه دوران لرزه‌ای دیوار با استفاده از الگوریتم درخت تصمیم به ترتیب  $31/31$  و  $31/31$  درصد (۰/۱۳ درصد) است که مناسب نیست. دقت پیش‌بینی برابر نسبت مقادیر درست پیش‌بینی شده به تعداد کل مقادیر آزمایش شده است.

### ۲.۲.۵. 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 به دست آمده از K است.<sup>[۲۲]</sup> 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 تغيير مكان افقي دیوار با دقتی نسبتاً قابل قبول (۷۵ درصد) پیش‌بینی می‌شود. اما در خصوص زاويه دوران، مانند الگوریتم درخت تصمیم، پیش‌بینی ماشین دقیق نیست و بالاترین دقت که مربوط به  $K = 7$  است، تنها  $8/5$  درصد است.

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

۱. در زوایای گوژکتر از  $M_{DR}$ <sup>ψ</sup>, با افزایش زاویه گوژ، تغییر مکان افقی دیوار کاهش می‌یابد، اما در زاویه گوژهای بزرگتر از  $M_{DR}$ <sup>ψ</sup> افزایش زاویه گوژ سبب افزایش تغییر مکان افقی دیوار می‌شود. علاوه بر این، با افزایش زاویه گوژ زاویه دوران دیوار به سمت دریا کاهش می‌یابد و الگوی تغییر شکل دیوار ساحلی گوژپشتی از واژگونی به سمت دریا به واژگونی به سمت خاکریز متمایل می‌شود.

۲. با افزایش زاویه اصطکاک خاکریز و افزایش نسبت ارتفاع گوژ به ارتفاع دیوار زاویه‌های گوژ بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوژپشتی و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی آن حاصل از مدل‌سازی عددی کاهش می‌یابند و روند تغییرات زاویه گوژهای بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوژپشتی و حداکثر کاهش تغییر مکان افقی آن با استفاده از یک خط قابل تقریب است.

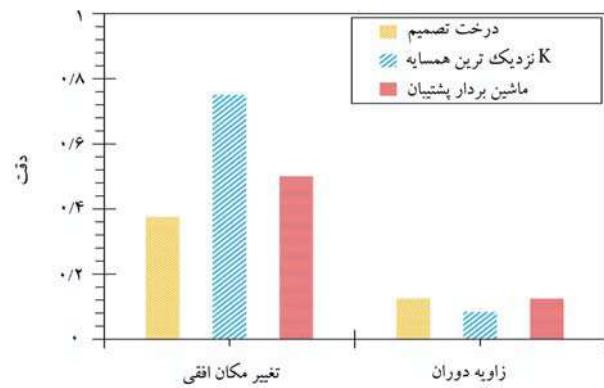
۳. مقایسه زاویه گوژ بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی گوژپشتی ( $\Psi_{MDR}$ ) و زاویه گوژ بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوژپشتی حاصل از ( $\Psi_{ZR}$ ) مدل‌سازی عددی و زاویه گوژهای بهینه تخمین زده شده با استفاده از روابط ۶ و ۷ نشان می‌دهند که این روابط قادرند  $\Psi_{MDR}$  و  $\Psi_{ZR}$  را با خطای میانگین  $2/3$  و  $1/5$  درجه برآورد نمایند.

۴.  $\Psi_{ZR}$  برآورده شده با استفاده از رابطه ۶ می‌تواند به عنوان یک تخمین محافظه‌کارانه از زاویه گوژ بهینه برای طراحی دیوارهای گوژپشتی مستقر بر سرتهای دریایی با تراکم متوسط تا متراکم استفاده شود، درحالی که در رابطه ۷، کران بالای زاویه گوژ بهینه دیوار در سرتهای متراکم را ارائه می‌نماید.

۵. مقایسه تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای تخمین زده با فرایند یادگیری ماشین نظارت شده با مقادیر عددی متناظر نشان داد که از روابط آماری به دست آمده می‌توان برای برآورد اولیه تغییر شکل‌های لرزه‌ای دیوار بلوکی گوژپشتی 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 قادر 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 به دست 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 گوژپشتی برخوردارند.



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 گوژپشتی.

دقت بالایی به شمار نمی‌رود. بالاترین دقت به دست 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 گوژپشتی 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 به عملت 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 گوژ بهینه دیوار ساحلی وزنی بلوکی گوژپشتی است. برای این منظور، در ابتدا یک مدل عددی تفاضل محدود از دیوار ساحلی گوژپشتی ایجاد و پاسخ لرزه‌ای آن بر مبنای مشاهدات آزمایشگاهی متناظر انتبارسنجی شده است. در ادامه، با انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی بر روی زاویه گوژ دیوار، زاویه اصطکاک خاکریز و نسبت ارتفاع گوژ به ارتفاع دیوار، تغییرات تغییر مکان افقی و زاویه دوران لرزه‌ای دیوار و در نهایت زاویه گوژ بهینه متناظر با حداکثر کاهش تغییر مکان افقی دیوار ساحلی گوژپشتی ( $\Psi_{MDR}$ ) و زاویه گوژ بهینه متناظر با زاویه دوران صفر دیوار ساحلی گوژپشتی ( $\Psi_{ZR}$ ) برآورده 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 را در میان دقت الگوریتم‌های مختلف طبقه‌بندی یادگیری ماشین نظارت شده شامل درخت تصمیم، K نزدیک‌ترین همسایه و ماشین

## پابند

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

## منابع (References)

13. Phi
14. High Dimensional Space
15. RBF
16. 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)*.
17. 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.
18. 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.
19. 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.
20. 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.
21. 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*.
22. 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.
23. De Gijt, J.G., and Broekken, M.L., 2013. Quay walls. SBRCURnet municipality rotterdam port of rotterdam SBRCURnet", Rotterdam, The Netherlands, an Imprint of the Taylor & Francis Group.
24. 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.
25. Coulomb, C.A., 1776. Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs, à la architecture. *Mem. Acad. Roy. Div. Sav*, 7, pp.343-387.
26. 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.
27. 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.
28. 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. Piryonesi, 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 مؤمن‌آبادی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

گروه هندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد سمنان

مهندسی عمران شریف، (همار ۳۶۰) دوری ۴۰، شماره ۱، صص ۱۳۳-۱۴۰، 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 (۰/۲۴، ۰/۲۹، ۰/۳۴) بدون الیاف و با الیاف با ۳ طول مختلف الیاف پلی‌پروپیلن میلی‌مترساخته شد. یک طرح با الیاف فازی و طرح دیگری با ترکیب الیاف فازی 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 فازی بالاترین مقاومت خمشی را داشته و نسبت به نمونه بدون الیاف ۶۰ درصد افزایش مقاومت را نشان می‌دهد. با افزایش طول الیاف پلی‌پروپیلن کارایی و مقاومت فشاری بتن کاهش یافت اما شکل‌پذیری نمونه‌های افزایش داشت و مقاومت خمشی و شکل‌پذیری نمونه‌ها افزایش یافت.

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

## ۱. مقدمه و تاریخچه‌ی پژوهش

مکانیکی بتن، آزمایش سه‌ نقطه‌ی 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.<sup>[۱]</sup> فلاح حسینی و حاجی کریمی (۲۰۱۷)، در خصوص درصدهای حجمی (۰/۵، ۱/۰ و ۱/۵) طول‌های (۱۹، ۳۵ و ۵۰ میلی‌متر) و شکل‌های هندسی الیاف (ساده و شبکه) پلی‌اولفین<sup>۱</sup> در بتن پر مقاومت به این نتیجه رسیدند که افزایش طول الیاف، اثر مشبّتی در مشخصات مکانیکی و شکست بتن داشته است.<sup>[۲]</sup> آبرتی<sup>۲</sup> 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 چقرومگی شکست بتن نسبت به نمونه با الیاف تکی افزایش می‌یابد.<sup>[۳]</sup> یو<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۱۷)، مطالعه‌ی روی مقایسه‌ی رفتار خمشی بتن توانمند با الیاف فازی ترکیبی با طول‌های مختلف (۱۳، ۱۹/۵ و ۳۵ 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، چقرومگی و رفتار ترک‌خوردگی را بهبود

بن دارای یک نقطه ضعف مهم درخصوص مقاومت کششی است، که قادر تحمل کرنش زیاد پس از رسیدن به مقاومت فشاری بیشینه است و بعد از رسیدن به مقاومت فشاری بیشینه، بتن به صورت تُرد دچار خرابی می‌شود.

هدف اصلی استفاده از الیاف در بتن، کنتل گسترش تُرد است، به گونه‌ی که مقطع پس از تشکیل اولین تُرک‌ها، توانایی تحمل تغییرشکل و نیروی بیشتری را داشته باشد. الیاف به صورت تصادفی درون مخلوط بتن توزیع می‌شود و در عرض تُرک‌ها پل می‌زند. همچنین، گسترش آنها را کنتل و از بهم پیوستن آنها جلوگیری می‌کند. در این حالت، الگوی تشکیل و رشد تُرد عامل کسیختگی، از یک تُرد بزرگ به تعدادی تُرد ریز تغییر می‌کند. پل زدن الیاف روی ریزتُرک‌ها و جلوگیری از تشکیل تُرک‌های بزرگ، باعث افزایش شکل‌پذیری و توانایی جذب انرژی بتن می‌شود.<sup>[۱]</sup>

ارسلان (۲۰۱۶)، در پژوهشی پیرامون آثار الیاف بازالت و شیشه‌ی خرد شده با نسبت‌های ۱/۵ و ۳ کیلوگرم بر مترا مکعب در انرژی شکست و ویرگی‌های

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۸/۱/۱۴۰۱، اصلاحیه ۲۳/۲/۲۵، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۲۵.

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، ۱۴۰(۱)، صص. ۴۱-۴۳.

DOI:10.24200/J30.2023.61231.3159

آسان در کشوار اجتناب ناپذیر 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 بیوهش 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.

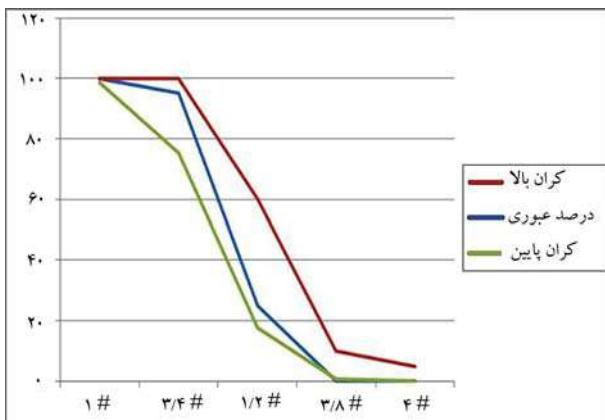
## ۲. مواد و روش‌ها

- مصالح مصرفی: درست دانه‌ی مصرفی (سنگ‌دانه‌ها) مطابق با دانه‌بندی مجاز استاندارد C۳۳،<sup>[۱۶]</sup> ASTM-C۳۳<sup>[۱۷]</sup> تا اندازه‌ی بیشینه ۲۵ میلی‌متر تهیه شده است، که مدلول نرمی آن ۳/۰۷۴ بوده است (شکل ۱).

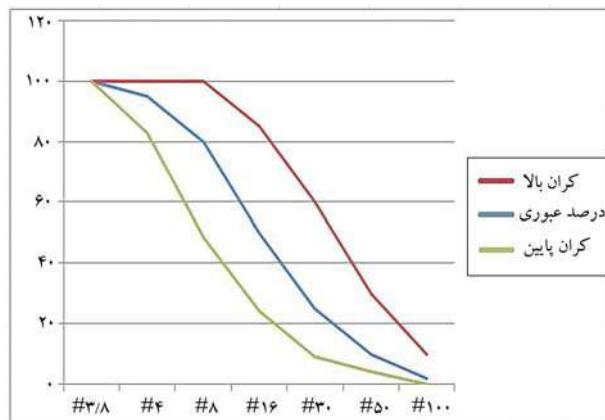
ریزدانه‌ی مصرفی نیز مطابق دانه‌بندی مجاز استاندارد C۳۳،<sup>[۱۸]</sup> ASTM-C۳۳<sup>[۱۹]</sup> تهیه شده است، که مدلول نرمی آن طبق استاندارد اخیر ۴/۳ تعیین شده است (شکل ۲).

سیمان پرتلیند تیپ II مطابق با استاندارد C۱۵۰<sup>[۲۰]</sup>، ASTM-C۱۵۰<sup>[۲۱]</sup> استفاده شده است، که ویژگی‌های آن در جدول ۱ آرایه شده است.

- زل میکروسیلیس (SF-MIX): یکی از متأسیب‌ترین افزودنی‌های بتن در مناطق همچوار با آب دریا و یا در معرض هجوم یون‌های خورنده‌ی کار و سولفات است، که به‌دلیل داشتن ترکیب پوزولانی، علاوه‌بر 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.

می‌بخشنند.<sup>[۲۲]</sup> پاکروان و همکاران (۲۰۱۷)، با بررسی ترکیب الیاف‌های فولادی، پلیمری و طبیعی کوتاه در بتن گزارش کردند که ترکیب آنها، افزایش چقرومگی و جذب انرژی بتن را به همراه دارد.<sup>[۲۳]</sup> کومار<sup>[۲۴]</sup> و همکاران (۲۰۱۳)، تأثیر افزودن الیاف پلی‌پروپیلن در رو سازی‌های بتنی را مطالعه کردند و گزارش دادند که الیاف پلی‌پروپیلن تأثیر زیادی در افزایش مقاومت سایشی و کاهش ترک خوردگی بتن رو سازی دارد.<sup>[۲۵]</sup> پستگری<sup>[۲۶]</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، با مطالعه‌ی بتن‌های حاوی الیاف پلی‌پروپیلن، اثر مثبتی در ارتقاء مشخصات مکانیکی بتن، مقاومت آن در برابر جمع‌شدنگی و آتش‌سوزی دارد. اما در خصوص مقاومت فشاری، نتایج گوناگون و گاهی مغایر با یکدیگر گزارش شده است.<sup>[۲۷]</sup> چن<sup>[۲۸]</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، با بررسی کاربرد الیاف فولادی موجود در لاستیک در گارابی و کیفیت بتن که شکل الیاف فولادی و نسبت ابعادی آنها، تأثیر زیادی در گارابی دریافتند دارد. با افزایش مقدار الیاف فولادی به میزان ۷۵٪ حجم بتن، مقاومت‌های فشاری استاتیکی و دینامیکی به طور قابل توجهی بهبود یافته و به مقدار بیشینه رسیده است.<sup>[۲۹]</sup> لیانگ<sup>[۳۰]</sup> و همکاران (۲۰۲۲)، با بررسی رو سازی‌های 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 سنین اولیه و الیاف بلند در مسلح‌سازی بتن پس از آن مؤثرتر بوده‌اند.<sup>[۳۱]</sup> 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 دامن بتن مسلح شده است.<sup>[۳۲]</sup> 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 شکل پذیری و مقاومت برشی آنها شده است.<sup>[۳۳]</sup> بهمنی و مستوفی نژاد (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 خمیشی بیش از ۸ مگاپاسکال رسیده‌اند.<sup>[۳۴]</sup> قاسمی و همکاران (۱۳۹۸)، در بررسی اثر ترکیب الیاف‌های فولادی و پلی‌پروپیلن به همراه سنگ‌دانه‌های بازیافتی در مقاومت بتن، شاهد افزایش طاقت نمونه‌ها بودند.<sup>[۳۵]</sup> دنگ<sup>[۳۶]</sup> و همکاران (۲۰۲۳)، اثر مشخصات الیاف در مقاومت سایشی بتن بازیافتی را مطالعه کردند و دریافتند که با افزایش طول الیاف پلی‌پروپیلن، مقاومت سایش بتن‌های بازیافتی نیز افزایش یافته است.<sup>[۳۷]</sup> علی و همکاران (۲۰۲۲)<sup>[۳۸]</sup> نیز نشان دادند که افزایش طول الیاف سبب افزایش انرژی شکست نمونه‌های بتن الیافی می‌شود.<sup>[۳۹]</sup> دینگ<sup>[۴۰]</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، با مطالعه بر روی الیاف پلی‌وینیل کلرول در بتن‌های بازیافتی توأم‌نموده به این نتیجه رسیدند که طول ۹ تا ۱۵ میلی‌متر، طول بهینه‌ی الیاف مذکور برای بتن‌های توأم‌نموده است.<sup>[۴۱]</sup> پهلویانی و اووزون (۲۰۲۲)<sup>[۴۲]</sup>، 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.<sup>[۴۳]</sup>

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 بیشتر شناس بر روی بتن‌های توأم‌نمود و خاص با الیاف فولادی، بازیافتی، یا پلیمری متوجه شده‌اند. در حالی که معمولاً مقاومت‌های فشاری و خمشی 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.

ویژگی های فیزیکی سیمان پرتلند نوع II		ویژگی ویژگی	
ISIRI ۳۸۹ & ASTM C - ۱۵۰		سطح مخصوص - باین (سانتی متر بر گرم)	
حداقل ۲۸۰	حداکثر ۰/۸	انبساط اتوکلاو (درصد)	
حداقل ۴۵	حداکثر ۶	ازلیه (دقیقه)	زمان گیرش
حداقل ۱۰۰	حداقل ۱۷۵	روزه ۳	مقاومت فشاری
حداقل ۱۷۵	حداقل ۳۱۵	روزه ۷	(کیلوگرم بر سانتی متر مربع)
حداقل ۳۱۵		روزه ۲۸	
ویژگی های شیمیایی سیمان پرتلند نوع II		ویژگی ویژگی	
ISIRI ۳۸۹ & ASTM C - ۱۵۰		کارخانه	
حداقل ۲۰	حداکثر ۶	۲۱/۱۱	اکسید سیلانیمیم
حداکثر ۶	حداکثر ۶	۴/۴۸	اکسید آلمونینیوم
حداکثر ۶	حداکثر ۵	۳/۹۱	اکسید آهن
حداکثر ۵	-	۱/۳۷	اکسید منیزیم
-		۶۳/۳۶	اکسید کلسیم
حداکثر ۷۵		-	باقیمانده نامحلول
حداکثر ۳		-	کسر وزن در اثر سخ شدن
حداکثر ۳		۲/۵	تری اکسید گوگرد
حداکثر ۸		۵/۱	سه کلسیم آلومینیات

#### جدول ٢. مشخصات فیزیکی و شیمیایی ژل میکروسیلیس.

نوع ژل میکروسیلیس	ژل میکروسیلیس MIX
حالت فیزیکی	ژله‌ای
رنگ	خاکستری
وزن مخصوص	$1/3 \pm 0.5 \text{ gr/cm}^3$
بیون کلر	ندارد
PH	۹ تا ۱۰
استاندارد	ASTM C۴۹۴&C۱۲۰۲
میزان مصرف	۵ الی ۱۰ درصد وزن سیمان
زمان ورشیلت نگهداری	تا یک سال در انبار مناسب دور از بیخ زدگی و تاش مستقیم آفتاب

### جدول ۳. مشخصات فیزیکی و شیمیایی فوق روان‌گننده.

PX - MIX	نوع فوق روان کشندۀ
مایع	حالت فیزیکی
زرد روش	رنگ
$1/0.3 \pm 0.1 (gr/cm^3)$	وزن مخصوص
۶ الی ۵	PH
ISIRI ۲۹۳۰ - ۲ & ASTM C۴۹۴ TYPE F	استاندارد

در نوشتار حاضر، از الیاف فولادی قلاب دار با طول ۴۰ میلی متر استفاده شدکا. (۴) و مشخصات آنها در جدول ۵ آمده شده است.

آب استفاده شده در نوشتار حاضر، از آب شرب شهر سمنان تهیه شده است،  
که از نظر کیفیت مواد قبولی بوده است.

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

- **PX-MIX روان‌کننده**: محصولی پلیمری با ترکیب‌های خاص برای پلی‌کربوکسیلات اتر است، که نقش عمده‌ی در بهبود خواص رئولوژی بتون، از جمله: روانی، مقاومت فشاری و دوام به عنوان یک افزودنی سودمند دارد و به طور چشمگیری کارایی ملات و بتون را با ثابت نگه داشتن نسبت آب به سیمان افزایش می‌دهد. محصول اخیر، فاقد یون کلر است و هیچ‌گونه تأثیر نامناسبی در بتون و آرماتورها ندارد. مشخصات فنی: نکر، و شیمیاساز، فوق، روان‌کننده در حدود ۳ ارائه شده است.

الیاف استفاده شده در نوشتار حاضر، الیاف پلی پروپیلن و فولادی قلابی موج دار است. الیاف پلی پروپیلن در طول های ۶، ۱۲ و ۱۸ میلی متر استفاده شده است، که در شکل های ۳ تا ۵ مشاهده می شود. همچنین مشخصات آن نیز در جدول ۴ آمده است.

جدول ۴. مشخصات الیاف پلی پروپیلن.

رنگ ظاهری	وزن مخصوص	سفید	درصد ازدیاد طول	%۸۰
قطر	۲۳ میکرون	۰/۹۱ (gr/cm <sup>۳</sup> )	غوطه وری در آب	۳ الی ۵ ثانیه
مقاومت کششی	۴۰۰ Mpa	۰/۹۱ (gr/cm <sup>۳</sup> )	حدوده ذوب	۱۶۵ درجه سانتی گراد
-	-	-	-	-

جدول ۵. مشخصات الیاف فولادی قلاب دار.

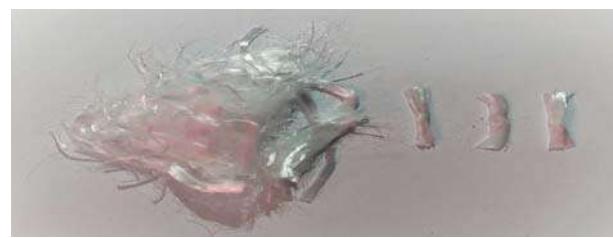
نوع جنس	فولاد کم کربن و نورد سرد
رنگ	خاکستری و مسی
وزن مخصوص	۷/۸ ± ۰/۱ (gr/cm <sup>۳</sup> )
طول	۳۵ - ۵۰ (mm)
قطر	۰/۸ - ۱/۲ (mm)
مقاومت کششی	۷۰۰ - ۱۲۰۰ (Mpa)
مقاومت خمشی	۱۸۰ - ۲۱۰ (Mpa)



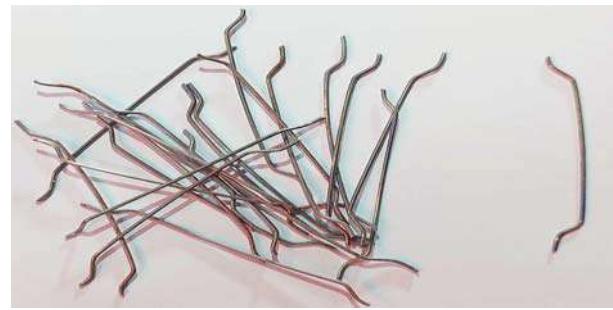
شکل ۳. الیاف به طول ۶ میلی متر.



شکل ۴. الیاف به طول ۱۲ میلی متر.



شکل ۵. الیاف به طول ۱۸ میلی متر.



شکل ۶. الیاف فلزی فولادی قلاب دار.

### ۳. شرح آزمایش‌ها

#### ۱. آزمایش مقاومت فشاری

در نوشتار حاضر، برای آزمایش مقاومت فشاری از نمونه‌های مکعبی به ابعاد  $۱۵۰ \times ۱۵۰ \times ۱۵۰$  میلی‌متر و همچنین از استاندارد ملی ایران (ISIRI ۶۰۴۸) درست شده است.

#### ۲.۳. آزمایش مقاومت خمشی

آزمایش مقاومت خمشی براساس استاندارد ASTM C ۲۹۳ [۲۲] به وسیله‌ی دستگاه SANTAM SANTAM و به صورت خمش سه نقطه‌ی بی انجام شده است.

#### ۳.۳. آزمایش اسلامپ

آزمایش اسلامپ براساس استاندارد ASTM - C ۱۴۳ [۲۳] انجام شده است. نتایج بدست آمده از آزمایش اسلامپ در نوشتار حاضر حاضر قبل از اضافه کردن فوق روان‌کننده، ژل میکروسیلیس و الیاف، در نسبت آب به سیمان  $۰/۲۴$  در طرح‌های مختلف طرح اختلاط در محدوده  $۱۰$  الی  $۲۰$  میلی‌متر و در نسبت آب به سیمان  $۰/۲۹$  در طرح‌های مختلف طرح اختلاط در محدوده  $۲۰$  الی  $۳۵$  میلی‌متر و در نسبت آب به سیمان  $۳/۴$  اسلامپ اندازه‌گیری شده در طرح‌های مختلف طرح اختلاط در محدوده  $۳۵$  الی  $۵۰$  میلی‌متر بوده است.

#### ۴. عمل آوری

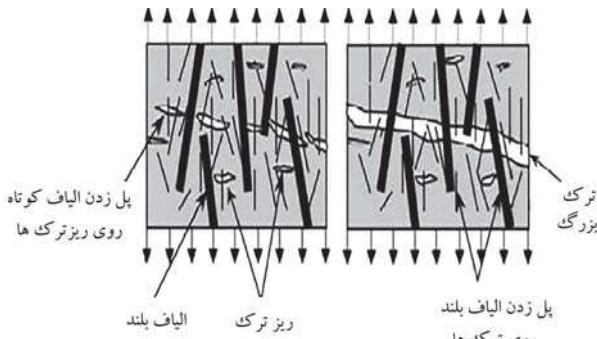
بعد از خارج کردن نمونه‌ها از قالب، با رعایت الزام‌های مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، نمونه‌ها به حوضچه‌ی آب انتقال داده شدند. سپس نمونه‌ها بعد از گذشت  $۷$  و  $۲۸$  روز از حوضچه‌ی آب خارج و آزمایش شدند.

#### 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  $۱۵ \times ۱۵ \times ۱۵$  (۱۵×۱۵×۱۵) سانتی‌متر ساخته شد. پس از عمل آوری 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 ( $۰/۲۶$ ،  $۰/۲۷$ ،  $۰/۲۸$  و  $۰/۲۹$ ) و  $۰/۳۵$  و  $۰/۳۸$  انتخاب و نمونه‌های پتنی ساخته شدند. رسیدن به مقاومت فشاری حدود  $۵۰$  مگاپاسکال به عنوان هدف اولیه‌ی پژوهش حاضر، مورد نظر بود که از میان طرح‌های اختلاط‌هایی که مقایسه شدند، یک طرح به نام طرح (T-M2) به عنوان طرح اختلاط مرجع انتخاب شد. مقاومت فشاری میانگین نمونه‌های مکعبی

جدول ۶. طرح های اختلاط بتن.

نام طرح افزودنی و مواد صالح و مواد	W/C	سیمان $kg/m^3$	$kg/m^3$		ماسه $kg/m^3$	آب $kg/m^3$	تُرک میکروسیلیس $kg/m^3$	فوق روان کشته $kg/m^3$	الیاف پلی پروپیلن $kg/m^3$	الیاف فلزی $kg/m^3$
			حداکثر اندازه 25mm	حداکثر اندازه 12/5mm						
T-M2	۲۲%	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	۲۴%	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	۲۴%	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 طول های مختلف در بتن.<sup>[۶]</sup>

ریز پل می زند و از به هم پیوستن آنها و شکل گرفتن ترک های بزرگ تر جلوگیری می کنند. این شرایط می تواند منجر به افزایش مقاومت و طاقت بتن شود. با افزایش بارگذاری و تشکیل ترک های بزرگ تر، الیاف با طول بلند وارد عمل می شوند و با گسترش آنها مقابله می کنند، که می تواند منجر به افزایش شکل یزدی بتن شود.<sup>[۶]</sup>

#### ۴. نتایج و بحث

##### ۴.۱. نتایج آزمایش مقاومت فشاری

با استفاده از نتایج بدست آمده از دستگاه آزمایش (جک بتن شکن) در پژوهش حاضر می توان اظهار داشت که طرح اختلاط بتن الیافی با الیاف تکیبی (H1) با الیاف فلزی قلاب دار به طول ۴۰ میلی متر و الیاف پلی پروپیلن به طول ۱۲ میلی متر بهترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه را در بین تمام طرح های اختلاط بتن پژوهش حاضر داشته است.

پس از شکست نمونه های مکعبی استاندارد به ابعاد  $(15 \times 15 \times 15) cm^3$  سانتی متر آشکار شدن عمق بتن به واسطه ترک های بزرگ تر مشاهده شد که الیاف های فلزی قلاب دار به طول ۴۰ میلی متر در داخل بتن بین ترک ها پل زده و باعث جلوگیری از

با طرح اختلاط (T-M2) برابر ۵۱/۸۵ مگا پاسکال و نسبت آب به سیمان در طرح اخیر، ۰/۳۴ بوده است، که منجر به بالاترین مقاومت فشاری شد. پس از انجام آزمایش های موردنیاز 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 نمونه های مرجع با نسبت آب به سیمان ۰/۲۴، ۰/۲۹ و ۰/۳۴ به ترتیب به نام های (M2, M0, M1) در ابعاد مکعبی ( $15 \times 15 \times 15 cm^3$ ) سانتی متر برای انجام آزمایش مقاومت فشاری به تعداد ۱۸ نمونه و در ابعاد  $(15 \times 15 \times 60) cm^3$  سانتی متر برای انجام آزمایش مقاومت خمیشی به تعداد ۹ نمونه ی بتقی ساخته شدند. علت انتخاب این نسبت های آب به سیمان، که با گام های کاهشی ۵٪ از نسبت مرجع، ۰/۳۴ در نظر گرفته شده اند، بررسی امکان افزایش بیشتر مقاومت های فشاری و خمیشی بتن با کاهش نسبت آب به سیمان بوده است.

مشخصات سایر طرح های اختلاط، شامل: نمونه های بتقی حاوی الیاف پلی پروپیلن با طول های مختلف ۱۲، ۶ و ۱۸ میلی متر و نسبت های متفاوت آب به سیمان  $0/24$  و  $0/29$ ، نمونه های بتقی حاوی الیاف فولادی قلاب دار به طول ۴۰ میلی متر با نسبت آب به سیمان  $0/29$ ، که میانگین سه نسبت آب به سیمان اخیر است و نیز ترکیب الیاف فولادی قلاب دار  $40$  میلی متری و الیاف پلی پروپیلن  $12$  میلی متری با نسبت آب به سیمان  $0/29$  در جدول ۶ ارائه شده است.

پس از عمل آوری تمامی نمونه های ذکر شده، آزمایش مقاومت فشاری ۷ روزه طبق استاندارد C33-ASTM<sup>[۱۹]</sup> و آزمایش مقاومت خمیشی ۲۸ روزه طبق استاندارد C293-ASTM<sup>[۲۰]</sup> انجام گرفت. ضمناً میانگین وزن مخصوص برای: بتن مرجع  $2280$  کیلوگرم بر مترمکعب، بتن با الیاف فولادی  $2358$  کیلوگرم بر مترمکعب و بتن با الیاف تکیبی  $2367$  کیلوگرم بر مترمکعب اندازه گیری شده است. همان گونه که در شکل ۷ مشاهده می شود، الیاف کوتاه معمولاً بر روی ترک های

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 مرتع (M)، بهترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه مربوط به طرح اختلاط بتن (M<sup>o</sup>) بوده است، که بتن آن، بتن بدون الیاف و مقاومت فشاری ۲۸ روزه بالای ۷۰ مگاپاسکال را داشته است، که به نظر 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 روزه‌ی 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 شکل‌بندی نشده و شکستن نمونه‌های طرح (M) بعد از آزمایش توسط دستگاه آزمایش (جک بتن شکن) به صورت کاملاً ترد به گونه‌ی بوده است که نمونه بعد از شکست کاملاً از هم فروپاشیده است.

- 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 مرتع 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.<sup>[۶]</sup> اما در بین بتن‌های الیافی با الیاف پلی‌پروپیلن، بالاترین میانگین مقاومت مربوط به طرح اختلاط - P با مقاومت فشاری ۶۳/۹۹ مگاپاسکال بوده است، اما به طور کلی مهم‌ترین نتایج بدست آمده در تمام طرح‌های مربوط به پژوهش حاضر در طرح‌های اختلاط (H<sub>۱</sub>, F<sub>۱</sub>, M<sup>o</sup>) مشاهده شده است، که میانگین مقاومت فشاری آنها بالای ۷۰ مگاپاسکال بوده است. طرح اختلاط M<sup>o</sup>، بتن بدون الیاف و نسبت آب به سیمان آن ۰/۲۴ بوده است، که به میانگین مقاومت فشاری ۷۲/۳۶ مگاپاسکال رسیده است. طرح اختلاط F<sub>۱</sub>، بتن با الیاف فلزی قلابدار به طول ۴۰ میلی‌متر و نسبت آب به سیمان ۰/۲۹ بوده و میانگین مقاومت فشاری آن به ۴۲/۷۰ مگاپاسکال رسیده است. همچنین در طرح اختلاط H<sub>۱</sub>، 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 ۷۲/۵۳ مگاپاسکال رسیده که بالاترین میانگین مقاومت فشاری در پژوهش حاضر بوده است، رسیده است. ضمن اینکه مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی طرح H<sub>۱</sub> به ۷۶/۱۶ مگاپاسکال رسیده و بالاترین مقاومت فشاری در پژوهش حاضر را از آن خود کرده است. همچنین بالاترین مقاومت فشاری طرح H<sub>۱</sub> نسبت به طرح مرتع M<sub>۱</sub> ۱۶/۴٪ رشد داشته است.

#### ۲.۴. نتایج آزمایش مقاومت خمسی

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

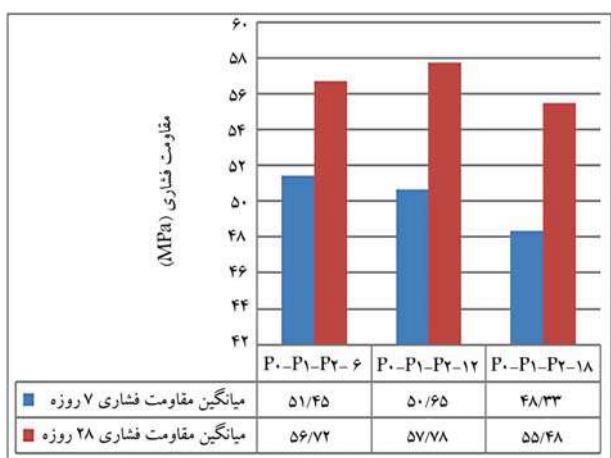
گسترش ریزترک‌ها به ترک‌های بزرگ تر شده‌اند. الیاف پلی‌پروپیلن نیز نقش جلوگیری از بوجود آمدن و گسترش ریزترک‌ها را داشته و الیاف‌ها در بین ترک‌های ریز بتن پل زده‌اند. وجود دو الیاف اخیر در کثارت هم بهترین نقش را ایفا کرده و موجب افزایش شکل‌بندی و ظرفیت باربری در بتن شده است.

در بین طرح‌های اختلاط (P) با طول‌های مختلف الیاف پلی‌پروپیلن ۱۲/۶ و ۱۸ میلی‌متر و نسبت‌های مختلف آب به سیمان ۰/۲۹، ۰/۲۶ و ۰/۳۴ میانگین مقاومت فشاری در مورد نمونه‌های با نسبت آب به سیمان ۰/۲۴ مربوط به نمونه‌ی ۰۶ - P به میزان ۶۳/۹۹ مگاپاسکال بوده است. در نسبت آب به سیمان ۰/۲۹، بالاترین میانگین مقاومت فشاری مربوط به طرح اختلاط ۱۲ - P<sub>۱</sub> به میزان ۶۰/۲۴ مگاپاسکال و در نسبت آب به سیمان ۰/۳۴ بیشینه‌ی میانگین مقاومت فشاری مربوط به طرح اختلاط ۱۲ - P<sub>۲</sub> با مقدار ۵۱/۲۷ 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.

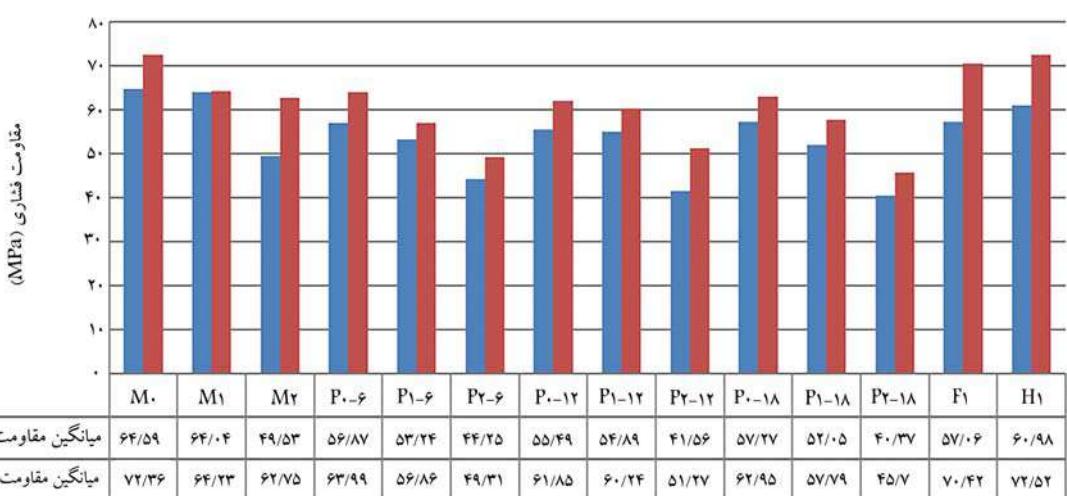
پس از شکست نمونه‌ها برای آزمایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه و مشاهده‌ی عمق ترک‌ها در بتن می‌توان اظهار داشت که الیاف پلی‌پروپیلن با طول ۱۸ میلی‌متر پل زدن بهتری را نسبت به الیاف پلی‌پروپیلن با طول‌های ۶ و ۱۲ میلی‌متر در بین ریزترک‌ها داشته و شکست نمونه‌ها هم نرم‌تر بوده است؛ اما به واسطه‌ی مقاومت پایین الیاف 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 بتونی 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 به طور میانگین بیشترین مقاومت فشاری را برای بتن در بی داشته‌اند. لذا چنین به نظر می‌رسد که الیاف ۱۲ میلی‌متری در هر دو مورد



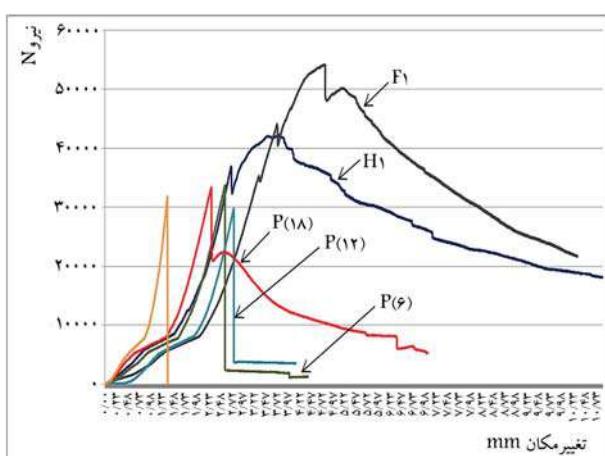
شکل ۸. میانگین مقاومت فشاری طرح‌های P به تفکیک طول الیاف.



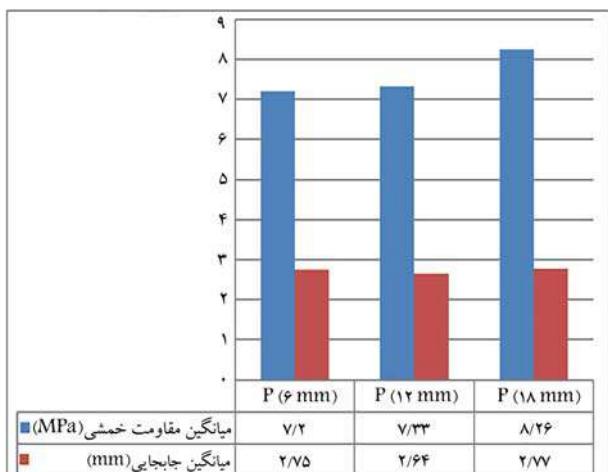
شکل ۹. نمودار میانگین مقاومت فشاری تمام طرح‌ها.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی انهدام نمونه‌های با نسبت آب به سیمان  $W/c = 0/34$ .



شکل ۱۰. نمودار نیرو - تغییرمکان مقایسه‌ی طرح‌های ۱۸ - ۱۲ - ۶ و F1 نمونه‌ی بدون الیاف.



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

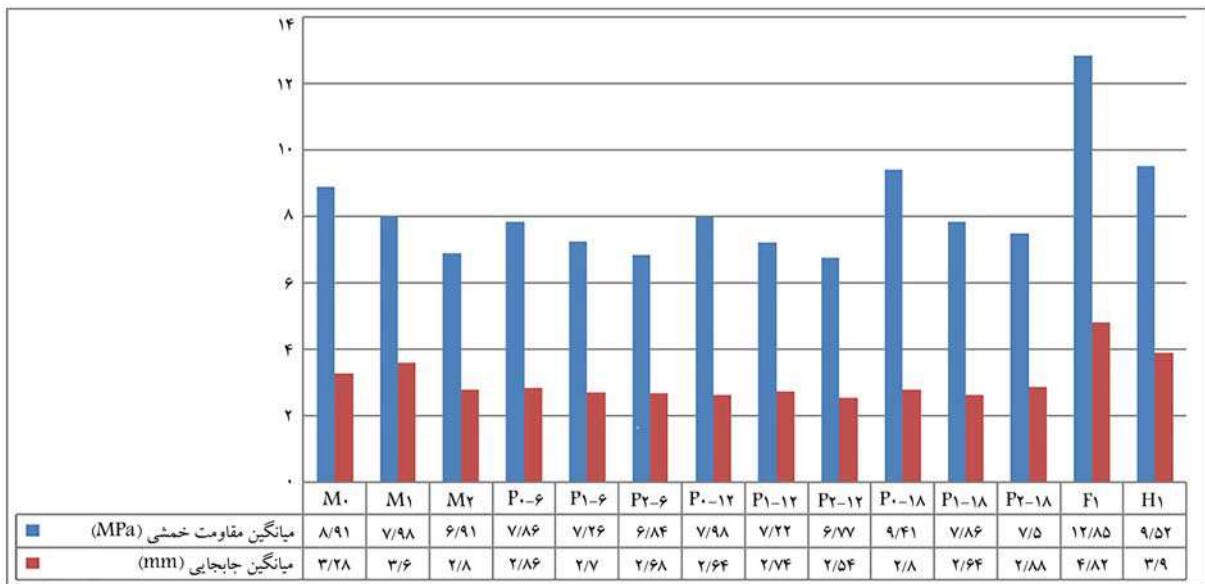
الی (۱۳) در پژوهش حاضر می‌توان اظهار داشت که بتن الیافی (F1) با الیاف فلزی قلابدار به طول ۴۰ میلی‌متر با میانگین مقاومت خمشی  $12/85$  مگاپاسکال بیشترین مقاومت خمشی ۲۸ روزه را در بین تمام طرح‌ها داشته است، که به نظر می‌رسد مقاومت کششی بالاتر الیاف فلزی نسبت به الیاف پلی‌پروپیلن و طول بلندتر آنها سبب شده است که الیاف فلزی، عملکرد پل زدن بهتری بر روی ترک‌های بزرگ داشته باشند، که افزایش مقاومت خمشی را نیز به دنبال داشته است. پس



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 شکل پذیری نشده و شکست نمونه‌های طرح‌های مرجع بعد از آزمایش توسط دستگاه (جک یونیورسال) به صورت کاملاً ترد بوده است، به‌گونه‌یی 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<sup>۰</sup> با میانگین مقاومت خمشی ۹/۴۱ مگاپاسکال بوده است. به طورکلی بالاترین نتایج به دست آمده مربوط به طرح F1 با میانگین مقاومت خمشی ۱۲/۸۵ مگاپاسکال بوده 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 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 کثا رهم بهترین نتیجه را ایفا کرده و موجب افزایش شکل پذیری در بین 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 - تغییرمکان طرح‌های اختلاط، طرح H1 شکل پذیری فوق العاده بهتری 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<sup>۰</sup> 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 مشاهده‌ی 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 نرم تر 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<sup>۰</sup> در بین طرح‌های بتن الیافی با الیاف پلی‌پروپیلن، شکل پذیری بهتر و شکستی فوق العاده نرم تر از خود نشان داده است (شکل ۱۶). در بین طرح‌های اختلاط بتن مرتع (M)، بهترین مقاومت خمشی ۲۸ روزه مربوط به طرح M<sup>۰</sup> 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 روزه‌ی بتن در طرح M<sup>۰</sup> شده است. استفاده

**۵. نتیجه‌گیری**  
به طورکلی 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، شکل پذیری 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 شکل پذیری و ظرفیت خمشی در بتن شده است.

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

## (References) مراجع

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/macr.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., Boukendakdj, O., Kadri, E.H., Ngo, T.T. and Soualhi, H., 2020. Rheological and tribological behaviors of polypropylene fiberre inforced 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 1 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 شمس ملکی\* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی کرمانشاه

مهدی افندی عشری (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا

مهننسی عمران شریف، (همار ۳۶۰) دری ۴۰ شماره ۱، صص ۳۳-۳۷، (پژوهشی)

این تحقیق به بررسی اثر هم زمان تثبیت خاک ماسه‌ای با سیمان و تسلیح آن با الیاف بر مقاومت خاک در برابر چرخه‌های یخ زدن و آب شدن می‌پردازد. مطالعات آزمایشگاهی 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 تایر است. درصد های ۲، ۴ و ۶ برای سیمان و ۰/۵ و ۱ برای الیاف به طول های ۱/۰ و ۱/۵ سانتی متر استفاده شده است. نمونه‌های استوانه‌ای با زمان های عمل آوری ۷ و ۲۸ روزه و اعمال ۱، ۰ 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 هم زمان، موجب بهبود مقاومت خاک قبل و بعد از اعمال چرخه‌های یخ زدن و آب شدن می‌شود.

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

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

## ۱. مقدمه

سیمان و مسلح کننده‌هایی مانند الیاف به صورت مجزا بیشتر از اثر توامان 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.<sup>[۱]</sup> لیو و همکاران گزارش کردند که پس از تسلیح خاک با الیاف پلی بروپیلنی مجزا، افزایش قابل توجهی در مقاومت برشی، طاقت و شکل‌بزیری خاک‌های چسبنده به وجود می‌آید.<sup>[۲]</sup> 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 اواهشی فریتگ اشاره کرد.<sup>[۳]</sup> نتایج نشان‌دهنده اثر بهبود مقاومت فشاری، مقاومت برشی، CBR و افزایش شکل‌بزیری خاک است.

امروزه مطالعات زیادی توسط محققان مختلف پیرامون تأثیر انواع مختلف الیاف و کاربرد آن در مسلح سازی انواع خاک‌ها صورت گرفته است. بیشتر این تحقیقات بر روی خاک‌های ماسه‌ای بوده و الیاف مورد استفاده نیز بیشتر از نوع مصنوعی

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 آب و هوایی 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 مسلح کننده، از روش‌های اصلی مقابله با اثرات یخ‌زدگی - آب شدگی است. تحقیقات نشان می‌دهد که بررسی‌های صورت گرفته بر تثبیت‌کننده‌هایی مانند

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۱/۱۰/۱۱، اصلاحیه ۹/۲/۱۴۰۲، پذیرش ۳۰/۶/۱۴۰۲.

استاد به این مقاله:

دادفرین، آزاده، شمس‌ملکی، یزدان، و اثنی عشری، مهدی، ۳/۱۴۰۳. ارزیابی اثر الیاف بازیافتی بر مقاومت ماسه تثبیت شده با سیمان در برابر چرخه‌های یخ زدن - آب شدن. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۴۳-۵۳.

DOI:10.24200/J30.2023.61722.3192

بررسی ضعف ایجاد شده در اثر پدیده پیخزدن در ساختار روسازی‌های در مناطق سرد پرداختن،<sup>[۲۰]</sup> کی و همکاران به بررسی تأثیر پیخزدن - آب شدن بر مشخصه‌های مهندسی خاک لای دار پرداختن و تغییرات در وزن مخصوص خشک و پارامترهای مقاومتی نشار پیش تحقیکی را مورد مطالعه قرار دادند.<sup>[۲۱]</sup>

براساس نتایج حاصل شده از آزمایش‌های محققان، با اعمال چرخه‌های پیخزدن، چسبیندگی کاهش می‌باید و با کاهش دما، روند کاهش چسبیندگی و افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک ادامه پیدا می‌کند. آلتون و همکاران اثر فرایند پیخزدن - آب شدن را بر روی خاک لای دار طبیعی که با خاکستر بادی و سیمان ثبت شده بود، با استفاده از آزمایش مقاومت فشاری نامحصو (UCS)<sup>[۱]</sup> تحقیق کردند.<sup>[۲۲]</sup> در پایان در این تحقیق گزارش شده است که با افزایش تعداد چرخه‌ها، انتشار ترک‌ها و شیارها بیشتر توسعه می‌باید.

کریست و پارک در زمینه مشخصه‌های مقاومتی خاک پیخزده ماسه لای دار و قطعات لاستیک، آزمایش‌های مختلفی از قبیل تراکم، مقاومت فشاری محدود شده، مقاومت کششی مستقیم و مقاومت برشی مستقیم انجام دادند.<sup>[۲۳]</sup> براساس نتایج آن‌ها، وزن مخصوص خشک با افزایش قطعات لاستیک کاهش می‌باید. مقاومت فشاری و کششی با کاهش دما افزایش می‌باید، اما با افزایش میزان لاستیک کاهش می‌باید و با افزایش مقدار لاستیک، مقاومت کششی کاهش می‌باید. لیو و پنگ مقاومت فشاری نامحصور خاک در حال آب شدن را مورد مطالعه قرار دادند. بر اساس نتایج آن‌ها، مهم‌ترین عوامل مؤثر بر منحنی‌های تنش - کرنش و رفتار مقاومتی خاک در حال آب شدن، درصد رطوبت اولیه و دمای پیخ زدن و آب شدن در بالای نمونه است.<sup>[۲۴]</sup> اثرات افزوندن الیاف به خاک‌ها توسط محققین مختلفی ارزیابی شده است که می‌توان به مطالعات لی و همکاران<sup>[۲۵]</sup>، تاؤ و همکاران<sup>[۲۶]</sup> و ژیاون و همکاران<sup>[۲۷]</sup> اشاره کرد. مطابق مطالعات جامع صورت گرفته توسط نویسندهان پژوهش حاضر، با توجه به اینکه در زمینه اثرات پدیده پیخ زدن و آب شدن بر رفتار خاک‌های ثبت شده با سیمان و به صورت توان مسلح به الیاف، بررسی‌های 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 می‌کند، که کمک به حفظ محیط‌زیست و استفاده از مواد بازیافتی حاصل از جرم انبو لاستیک‌های فرسوده است. استفاده از اجزای مختلف لاستیک فرسوده به عنوان یک الاینده زیست محیطی تجزیه ناپذیر در دستورکار مطالعات قبلی قرار گرفته است. قطعات خرد لاستیک، سیم و الیاف داخل لاستیک فرسوده، هر کدام می‌تواند جهت پروژه‌های تقویت و بهسازی خاک مورد استفاده قرار گیرد که تمرکز عمدی این مطالعه بر ماده ضایعاتی نخ تایر است.

## ۲. مواد و روش‌های آزمایش

### ۲.۱. مواد و مصالح مورد استفاده

مصالح مورد استفاده در این تحقیق عبارت‌اند از خاک ماسه‌ای، سیمان و الیاف پلیمری حاصل از ضایعات کارخانه نخ تایر. خاک مورد استفاده از نوع ماسه بد دانه‌بندی شده است. این خاک از معدنی در حومه شهر همدان تهیه شده است. سیمان مصرفی، سیمان پرتلند تیپ ۲ کارخانه سیمان هگمتانه همدان است.

#### ۲.۱.۱. الیاف تسليح کننده نمونه‌ها

در این پژوهش، از نوعی الیاف حاصل از ضایعات کارخانه نخ تایر صبا، به عنوان مسلح‌کننده ماسه استفاده شده است. از ویژگی‌های اصلی این الیاف می‌توان به

است، برخی از این مطالعات عبارتند از بررسی رفتار خاک ماسه‌ای مسلح به الیاف پلی‌آمیدی توسط میچالوسکی و سیرماک<sup>[۲۵]</sup>، بررسی مقاومت برشی ماسه مسلح به الیاف پلی‌پروپیلنی با کمک آزمایش برش مستقیم توسط پیتم اوقلو و سالپاس<sup>[۲۶]</sup>.

بررسی ظرفیت باربری یک خاک ریز ماسه‌ای مسلح به الیاف پلیمری مجرأ با توزیع CBR توسط پیتم اوقلو و همکاران<sup>[۲۷]</sup>، بررسی رفتار ماسه مسلح به الیاف پلی‌پروپیلنی توسط ایبرایم و فورمنت<sup>[۲۸]</sup> و مطالعه تجربی رفتار خاک تورم‌پذیر هنگامی که به الیاف پلیمری مسلح شده است توسط ویسوندهام و همکاران<sup>[۲۹]</sup> از جمله این مطالعات ارزان‌نده است.

دوپاس و پکر با مطالعه خواص استاتیکی و مکانیکی ماسه - سیمان به منظور بهسازی ماسه و اجتناب از خطر روانگاری نشان دادند که با افزایش مقدار ماده سیمانی کننده بر چسبیندگی خاک افزوده می‌شود و افزودن ۵ درصد سیمان پرتلند ۳۰۰ - ۳۵۰ کیلوپاسکال چسبیندگی در خاک ماسه‌ای به وجود می‌آورد.<sup>[۱۰]</sup> کلاف و همکاران اثر سیمانی شدن مصنوعی و طبیعی را در کالیفرنیا بررسی کردند. در این تحقیق مقاومت نهایی نمونه‌ها با سیمانی شدن افزایش یافت و با افزایش درجه سیمانی شدن، افزایش حجم در هنگام برش در محدوده کوچک‌تری کوچک‌تری ظاهر شد.<sup>[۱۱]</sup>

مشخصه‌های عمومی خاک‌های دانه‌ای مسلح شده با الیاف در پژوهش‌های مول و گور<sup>[۱۲]</sup> و هینک و همکاران<sup>[۱۳]</sup> مورد بررسی قرار گرفته است. مطالعات آن‌ها نشان می‌دهد که اضافه کردن الیاف موجب افزایش مقاومت و شکل‌پذیری مصالح خاک در حال آب شدن، درصد رطوبت اولیه و دمای پیخ زدن و آب شدن در بالای نمونه است.<sup>[۱۴]</sup> اثرات افزوندن الیاف به خاک‌ها توسط محققین مختلفی ارزیابی شده است که می‌توان به مطالعات لی و همکاران<sup>[۱۵]</sup>، تاؤ و همکاران<sup>[۱۶]</sup> و ژیاون و همکاران<sup>[۱۷]</sup> اشاره کرد. مطابق مطالعات جامع صورت گرفته توسط نویسندهان پژوهش حاضر، با توجه به اینکه در زمینه اثرات پدیده پیخ زدن و آب شدن بر رفتار خاک‌های ثبت شده با سیمان و به صورت توان مسلح به الیاف، بررسی‌های کمتری در توزیع شود، نمونه‌دارای پنج لایه الیاف نسبت به نمونه‌ی دارای یک لایه الیاف در وسط، مقاومتی ۱/۵ برابری از خود نشان می‌دهد. کنسولی و همکاران تأثیر الیاف پلی‌پروپیلنی کشسان بر مقاومت ماسه سیمانی شده به طور مصنوعی را با استفاده از یک مجموعه آزمایش‌های سه‌محوری استاندارد زهکشی شده بررسی کردند.<sup>[۱۸]</sup> نتایج نشان داد چنانچه مقدار الیاف یکسانی در کل نمونه مشابه است که اضافه کردن الیاف نسبت به نمونه‌ی دارای ۱/۵ درجه را به طور تصادفی در پینچ لایه‌از پیش تعیین شده در قالب‌های استوانه‌ای اضافه کرد. نتایج نشان داد چنانچه مقدار الیاف یکسانی در کل نمونه توزیع شود، نمونه‌دارای پنج لایه الیاف نسبت به نمونه‌ی دارای یک لایه الیاف در وسط، مقاومتی ۱/۵ برابری از خود نشان می‌دهد. کنسولی و همکاران تأثیر الیاف پلی‌پروپیلنی کشسان بر مقاومت ماسه سیمانی شده به طور مصنوعی را با استفاده از یک مجموعه آزمایش‌های سه‌محوری استاندارد زهکشی شده بررسی کردند.<sup>[۱۹]</sup> نتایج نشان داد که اضافه کردن سیمان و الیاف به صورت توان، تغییرات زاویه اصطکاکی داخلی بیشینه ۴۴ الی ۵۱/۵ درجه را در ماسه سیمانی کننده. این افزایش تقریباً مشابه مقداری به دست آمده برای ترکیب الیاف به تنها ی است. علاوه بر آن، اضافه کردن الیاف در نمونه‌های سیمانی نشده، تغییری در ساختی اولیه نشان نداد که رفتاری مشابه با رفتار مشاهده شده توسط هینک و همکاران<sup>[۲۰]</sup> داشته است.

تاکنون مطالعات آزمایشگاهی و نظری مختلفی در زمینه پدیده پیخ‌زدگی در خاک از دیدگاه رفتار مکانیکی توسط محققین مختلف صورت گرفته است. تاب و بسکو در سال ۱۹۱۸ اولین محققینی بودند که پدیده پیخ زدن خاک را بررسی کردند و اساس مطالعات پدیده تورم ناشی از پیخ زدن را به طور جامع پایگذاری کردند.<sup>[۲۱]</sup> پنر تحقیقاتی را در مورد تورم ناشی از پیخ زدن در خاک انجام داد و به این نتیجه رسید که تنها وجود پیخ زدن و آب شدن برای ایجاد تورم ناشی از پیخ زدن - آب شدن کافی نیست. شرایطی همچون دسترسی کافی به آب، دمای زیر صفر و خاک حساس به پیخ زدن که می‌تواند شرایط رشد عدسی‌های بخش را فراهم کند نیز مورد نیاز است.<sup>[۲۲]</sup>

پارامسون تأثیر تنش متناوب بر مشخصه‌های خوشی خاک‌های رسی و ماسه‌ای پیخ‌زدگی را بررسی کرد. بر اساس نتایج وی، تغییر متناوب تنش سبب خوش بیشتری نسبت به تنش استاتیکی باشد یکسانی می‌شود.<sup>[۲۳]</sup> سیمونسون و ایزاکسون به

جدول ۱. مشخصات الیاف نخ تایر تابیده شده.

آب (%)	درصد جذب	کرنش مقاومت نهایی (%)	نیروی منتها با مقاومت نهایی (N)	وزن مخصوص (N/mm <sup>2</sup> )	مدول الاستیسیته (gr/cm <sup>3</sup> )	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 <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)
SP	۲/۵	۰/۹۴	۲/۶۶	۱/۷	۱۰

جدول ۲ مشخصات کلی خاک را که متحننی دانه‌بندی آن در شکل ۲ ارائه شده است، نشان می‌دهد. مطابق انجام آزمایش استاندارد تعیین چگالی ماسه توسط میز لرزنده ASTM D ۴۲۵۳-۰۶۱، چگالی کمینه خشک خاک  $\gamma_{dmin}$   $1/45 gr/cm^3$  (مقدار  $\gamma_{dmin}$ ) و چگالی پیشینه خشک خاک  $\gamma_{dmax}$   $1/75 gr/cm^3$  اندازه‌گیری شده است که به علت وجود تفاوت در ماهیت این آزمون، اندکی با مقدار حاصل از آزمایش پروکتور استاندارد اختلاف دارد.

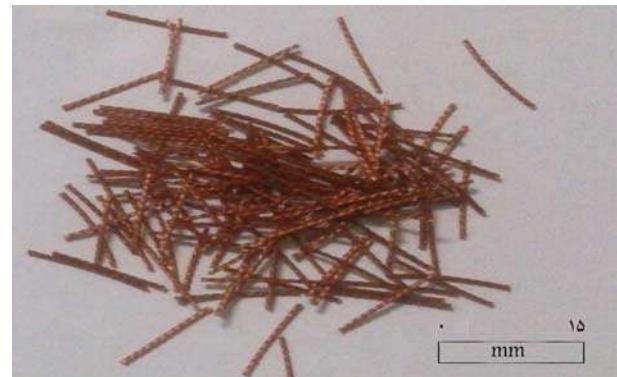
پس از انجام آزمایش تعیین چگالی ویژه  $G_s$  بر اساس استاندارد ۲۰۵۴، مقدار چگالی ویژه خاک مورد نظر برابر  $2/66$  به دست آمد. برای تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک غیرچسبنده، طبق استاندارد شماره ۴۰۵۰۸۰ASTMD ۳۰۸۰ و به روش کرنش کترل، از آزمایش برش مستقیم استفاده شد. برای ماسه مورد آزمایش، زاویه اصطکاک داخلی  $\varphi$  معادل  $33$  درجه به دست آمد.

### ۳. آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده

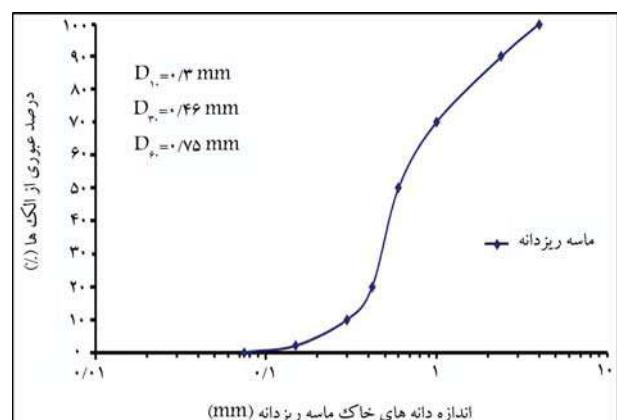
آزمایش مقاومت فشاری محدود شده (UCS) یکی از آزمایش‌هایی است که به طور گسترده در روسازی و تثبیت خاک استفاده می‌شود. از برتری‌های این آزمایش نسبت به آزمایش برش مستقیم، اعمال یکنواخت تنش و کرنش و همچنین سطح شکست غیرجباری در ضعیف‌ترین قسمت نمونه است. این آزمایش منطبق بر استاندارد ۲۱۶۶-۰۰ASTMD ۲۱۶۶-۰۰ انجام شده است. دستگاه مورد نظر قابلیت اعمال بار تا  $50$  کیلونیوتن را با سرعت‌های مختلف بارگذاری دارد. نحوه انجام آزمایش با استفاده از این دستگاه به صورت کرنش کترل است. با توجه به ابعاد نمونه تک محوری و الزامات آزمایش تک محوری، سرعت اعمال کرنش در آزمایش مقاومت فشاری محدود شده  $1$  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 تک محوری 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. آزمایش بین زدن - آب شدن

برای اعمال چرخه‌های بین زدن - آب شدن تا حد امکان سعی شده است تا الزامات استاندارد شماره ASTM D ۵۶۰-۰۳ 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 بین زدن - ذوب شدن است. به عنوان مثال، طبق این استاندارد، ایجاد خراش‌هایی به



شکل ۱. الیاف نخ تایر تابیده شده مورد استفاده جهت تسليح 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 و سایل نقلیه، تسممه نقاله، کمربند ایمنی خودروها، تور و قلاب ماهی‌گیری، شیلنگ‌های تقویت شده و ... مورد استفاده قرار می‌گیرد. الیاف مورد استفاده در این تحقیق از نوع تایر تابیده شده<sup>۲</sup> است که پس از بریده شدن به طول‌های  $۰/۵$  و  $۱/۵$  سانتی‌متر و به درصد‌های  $۰/۵$  و  $۱$  درصد، نسبت به وزن خشک خاک مورد استفاده قرار گرفته است. در شکل ۱ نمونه این الیاف که در طول‌های  $۰/۵$ ،  $۱/۵$  و  $۱$  میلی‌متری بریده شده‌اند، قابل مشاهده است. همچنین در جدول ۱ برخی خصوصیات مهم این الیاف آورده شده است.

### ۲.۲ آزمایش‌ها

آزمایش دانه‌بندی بالک به روش خشک، طبق استاندارد شماره ۲ ASTM ۴۲۲-۰۰D انجام شد. با توجه به منحنی دانه‌بندی ماسه مورد استفاده، ضریب یکنواختی  $C_u = ۲/۵$  و ضریب دانه‌بندی  $C_c = ۰/۹۴$  بوده و بر اساس سیستم طبقه‌بندی USCS استاندارد شده است. ASTM D ۲۴۸۷-۰۰، نوع خاک SP است. شکل ۲ منحنی دانه‌بندی خاک مورد استفاده در این تحقیق را نشان می‌دهد.



شکل ۴. مراحل اولیه ساخت نمونه.



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



شکل ۵. مراحل مختلف آماده‌سازی نمونه‌ها.

سپس، زیپ کیف مذکور در محیط آزمایشگاه به مدت ۲۴ ساعت نگهداری شدند. پس از گذشت این مدت زمان، نمونه‌ها 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 است.

سپس، نمونه‌ها درون ظرف آب برای مدت‌های عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه مطابق شکل ۵ قسمت الف غوطه‌ور شدند. پس از آن، نمونه‌ها بر روی موکت اشباع که در کف سبدی قرار داده شده‌اند (شکل ۵ قسمت ب). در ادامه، نمونه‌ها 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، نمونه‌ها به همراه سبد از فریزر بیرون آورده می‌شود (شکل ۵ قسمت د). ثنتی حاوی آب و نمونه‌ها 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 می‌دهند.

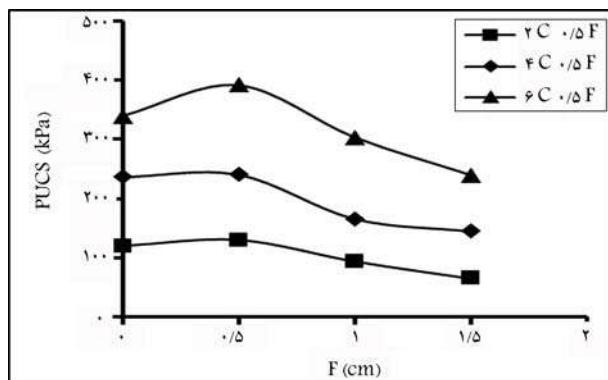
پس از اعمال هر چرخه، تعدادی از نمونه‌ها تحت آزمایش UCS قرار می‌گرفت. در این پژوهش، نمونه‌ها در چرخه‌های ۱، ۰، ۲ و ۳ مورد بررسی قرار گرفتند. در شکل ۶ حالتی از شکست برخی نمونه استوانه‌ای در زیر دستگاه سنجش دیده می‌شود.

عرض و عمق ۳ میلی‌متر و با فاصله‌های ۶ میلی‌متر ایکدیگر قید شده است که در عمل ممکن است این ابعاد به طور دقیق ایجاد نشود. همچنین، فریزر مورد استفاده در حالی که طبق استاندارد، حداقل دما برای فریزر ۲۳-۲۴ درجه سانتی‌گراد را نداشت، این، دمای آتاق 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 نمونه‌های خاک-سیمان بر اساس افت وزن ناشی از چرخه‌های یخ زدن - آب شدن بیان شده است.

### ۳. نحوه ساخت نمونه‌ها

برای تهیی نمونه از لوله PVC استفاده شد. قطر داخلی نمونه‌ها ۳/۶ سانتی‌متر و ارتفاع نمونه‌ها ۸ سانتی‌متر است. جهت ساخت نمونه‌ها، 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 دانه‌بندی 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 می‌شوند. مقدار رطوبت بهینه مورد نیاز برای ساخت نمونه‌ها از مجموع ۱۰ درصد رطوبت بهینه برای تراکم خاک و مقدار آب لازم برای سیمان ۵۰ درصد به دست 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 گرددن. مخلوط مورد نظر در قالب استوانه‌ای در چهار لایه مساوی به ارتفاع ۲۰ میلی‌متر در هر لایه ریخته شد. هر قسمت به کمک چکش و میله تفلونی که در ارتفاعات ۲۰ میلی‌متر علامت‌گذاری شده است، کوییده شد. برای اتصال و درگیری بیشتر بین لایه‌ها و جلوگیری از تبدیل فاصله میان لایه‌ها به صفحات ضعیف، عمل خراش دادن سطح هر لایه نیز انجام شد. همچنین، جهت به حداقل رساندن صدمات وارد به نمونه در هنگام بیرون آوردن توسط جک، داخل قالب‌های PVC با پوشش واژلین روغن کاری شده است.

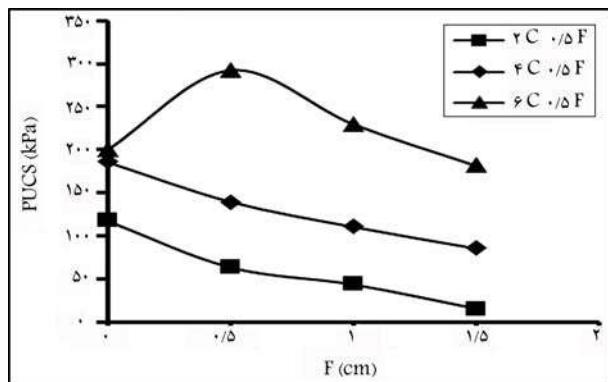
قالب حاوی نمونه توسط سلفون دور پیچی شده است و داخل زیپ کیف قرار داده شده است. به این ترتیب، از هدر رفتن رطوبت نمونه‌ها جلوگیری می‌شود.



شکل ۷. بیشینه مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و ۰/۵ درصد الیاف تحت زمان عمل آوری ۷ روزه پس از یک چرخه بین زدن - آب شدن.



شکل ۶. شکست برشی نمونه در دستگاه تک محوری.



شکل ۸. بیشینه مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و ۰/۵ درصد الیاف تحت زمان عمل آوری ۷ روزه پس از سه چرخه بین زدن - آب شدن.

کاهش می‌باید. این افزایش مقاومت در نمونه‌های حاوی ۵۰٪ درصد الیاف /۰٪ سانتی‌متر دیده می‌شود. شدت افزایش مقاومت با اضافه کردن الیاف در این حالت، در نمونه‌های حاوی ۶ درصد سیمان بیشتر است. به طوری که مقاومت فشاری نمونه حاوی ۶ درصد سیمان مسلح به ۰/۵ درصد الیاف /۰٪ سانتی‌متر، با مقدار ۳۹۱ کیلوپاسکال 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 بر حسب 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 می‌باید. می‌توان چنین نتیجه‌گیری نمود که با افزایش میزان سیمان، بسیج نیروهای اصطکاکی افزایش می‌باید 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 ۰ 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 ۴، ۲ و ۰ درصد سیمان و ۰/۵ درصد الیاف در اندازه‌های ۱، ۰/۵ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت

### 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 عمل آوری ۷ و ۲۸ و ۳۰ چرخه بین زدن و آب شدن مورد آزمایش قرار گرفتند. درصدهای مخلوط سیمان مورد استفاده در این تحقیق ۰، ۴ و ۶ درصد وزنی خاک خشک است. همچنین، از الیاف با درصدهای ۰/۵ و ۰/۰ و ۱/۵ درصد در اندازه‌های با طول ۰/۵، ۱، ۰/۵ سانتی‌متر برای ساخت نمونه‌ها استفاده شده است. ضمناً با توجه به سعی و خطاهای صورت گرفته در تعیین روش اعمال چرخه‌های بین زدن 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 اعتبارپذیری 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 حالت 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 عمل آوری مختلف ۷ و ۲۸ روزه و ۴ حالت اعمال چرخه بین زدن - آب شدن - 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 ۰/۵ درصد الیاف در اندازه‌های ۱، ۰/۵ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل آوری ۷ روزه پس از یک چرخه بین زدن - 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

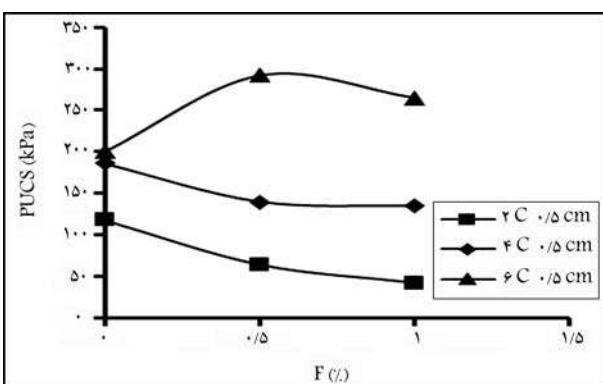
عمل آوری ۷ روزه ارائه شده است. نمودارها نشان می‌دهند که با افزایش درصد الیاف نخ تایر تا ۵٪ درصد در اندازه ۵/۰ سانتی‌متر در نمونه‌های حاوی ۶ درصد سیمان مقاومت افزایش یافته است و با بیشتر شدن درصد الیاف تا ۱ درصد، مقاومت کاهش می‌یابد. نمونه دارای ۶ درصد سیمان حاوی ۵٪ درصد الیاف ۱/۱ برابر نمونه مشابه با 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 ۱/۵ سانتی‌متری تسلیح شده‌اند، با اضافه کردن الیاف حتی تا 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٪ درصد الیاف ۵٪ سانتی‌متر است.

### ۳.۴. بررسی اثر 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 ۵/۰ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل آوری ۷ روزه پس از سه چرخه بیخ زدن - آب شدن ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که با افزایش درصد الیاف نخ تایر تا ۵٪ درصد در اندازه ۵/۰ 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٪ 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 ۱/۵ سانتی‌متری تسلیح شده‌اند، با اضافه کردن الیاف حتی تا ۵٪ درصد وزنی، مقاومت نمونه‌ها نسبت به نمونه‌های بدون الیاف بعد از اعمال سه چرخه کاهش می‌یابد. بنابراین، می‌توان گفت مقدار بهینه الیاف در نمونه‌هایی با سن ۷ روزه که سه چرخه بر آن‌ها اعمال شده است، استفاده از ۶ درصد سیمان برای تثبیت نمونه‌ها و ۵٪ درصد الیاف به طول ۵٪ سانتی‌متر است.



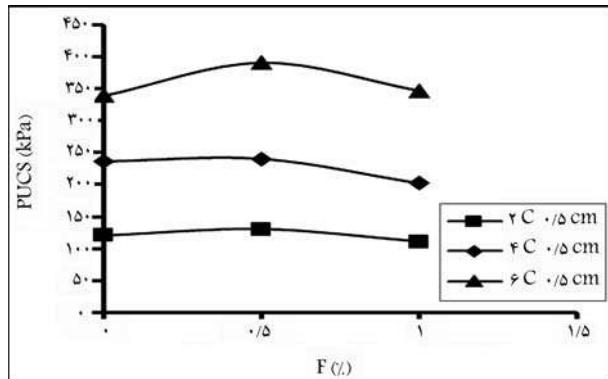
شکل ۱۱. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵٪ سانتی‌متر با زمان عمل آوری ۷ روزه و سه چرخه بیخ زدن - آب شدن.

زمان‌های عمل آوری ۷ روزه بعد از اعمال سه چرخه بیخ 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٪ درصد الیاف ۵٪ سانتی‌متر دیده می‌شود. به طوری که مقاومت فشاری نمونه حاوی ۶ درصد سیمان مسلح به ۵٪ درصد الیاف 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 ۱/۵ 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.

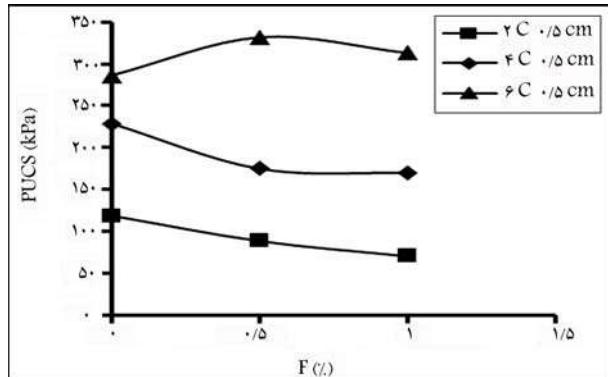
۲.۴. بررسی اثر تغییرات درصد الیاف در طول الیاف ثابت (۷ روزه)

در شکل ۹ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری محدود نشده نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و درصدهای مختلف الیاف در اندازه‌های ۵/۰ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل آوری ۷ روزه ارائه شده است.

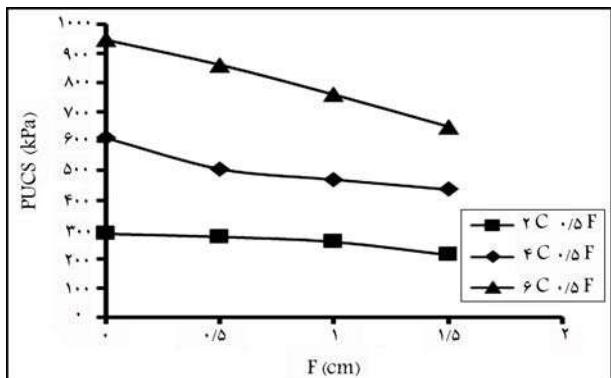
در شکل ۱۰ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و درصدهای مختلف الیاف در اندازه‌های ۵/۰ سانتی‌متر تحت زمان‌های



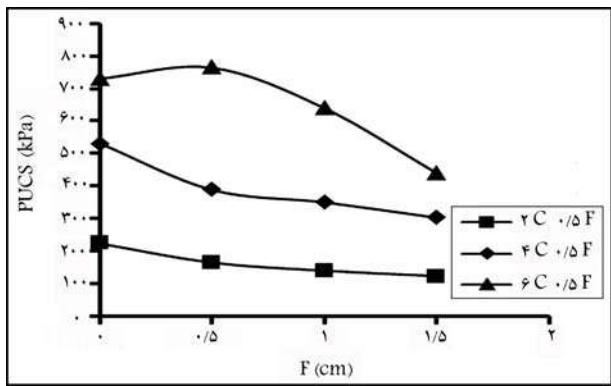
شکل ۹. بیشینه مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵٪ سانتی‌متر در زمان عمل آوری ۷ روزه پس از یک چرخه بیخ زدن - آب شدن.



شکل ۱۰. بیشینه مقاومت نمونه‌هایی با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵٪ سانتی‌متر با زمان عمل آوری ۷ روزه پس از دو چرخه بیخ زدن - آب شدن.



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



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

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

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

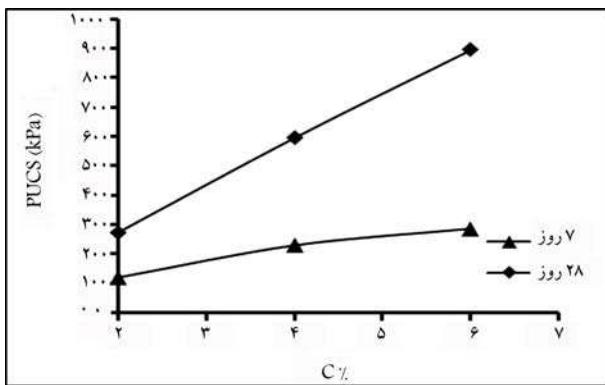
در شکل ۱۴ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی سیمان و الیاف به طول ۰/۵ سانتی‌متر در درصد‌های وزنی ۰/۵ و ۱/۰ تحت زمان‌های عمل آوری ۲۸ روزه ارائه شده است. نمودار نشان می‌دهد که با افزایش درصد الیاف در طول ثابت ۰/۵ سانتی‌متر تحت دوره عمل آوری، مقاومت کاهش می‌یابد. شدت کاهش مقاومت در تمامی درصد‌های 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 مسلح شده با الیاف به طول ۱ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل آوری ۲۸ روزه پس از اعمال سه چرخه بخ 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 ۰/۵ درصد الیاف ۰/۵ سانتی‌متر با اندازه ۷۶۵ کیلوپاسکال مقاومت کاهش یافته است.

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

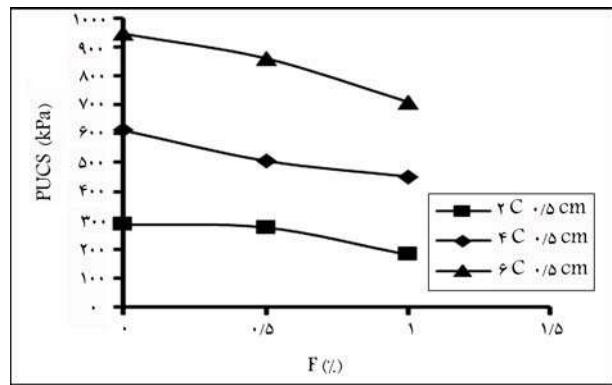
در شکل ۱۲ تغییرات مقادیر بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و ۰/۵ درصد الیاف در اندازه‌های ۰/۵، ۱ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل آوری ۲۸ روزه ارائه شده است. نمودارها نشان می‌دهند که با افزایش درصد الیاف نخ تار تا ۰/۵ درصد در اندازه ۰/۵ سانتی‌متر و در درصد‌های مختلف سیمان، مقاومت محدود نشده افزایش می‌یابد. افزودن الیاف بیش از ۰/۵ درصد نه تنها افزودن مقاومت نمونه‌ها را به دنبال ندارد، بلکه باعث کاهش بیشینه مقاومت نیز می‌گردد، به طوری که مقاومت نمونه دارای ۶ درصد سیمان حاوی ۰/۵ درصد الیاف، ۱/۳ برابر نمونه مشابه با ۱ درصد الیاف است. به این ترتیب، اثر منفی افزودن نخ تار 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 مقادار بهینه الیاف در نمونه‌هایی با سن ۷ روز که یک چرخه بر آن‌ها اعمال شده است، استفاده از ۶ درصد سیمان برای تشییت نمونه‌ها و ۰/۵ درصد الیاف به ۰/۵ سانتی‌متر است. این در حالی است که در نمونه‌هایی که با الیاف ۱ و ۰/۵ سانتی‌متری تسليح شده‌اند، با اضافه کردن الیاف حتی تا ۰/۵ درصد، مقاومت نمونه‌ها نسبت به نمونه‌های بدون الیاف بعد از اعمال یک چرخه کاهش می‌یابد. این رفتار در خاک مسلح نشان دهنده 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 کنترل کننده 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 دارند. به عبارت دیگر، در درصد سیمان مناسب‌تر، الیاف به کار گرفته می‌شود. بنابراین، با افزایش میزان سیمان در نمونه‌هایی که چرخه بخ زدن - آب شدن بر آن‌ها اعمال شده است و به این ترتیب الیاف نقش خود در رسیج نیروهای اصطکاکی را ایفا می‌کنند. توجه به نمودار در بین نمونه‌های ۲۸ روزه، بیشترین مقاومت پس از یک چرخه مربوط به نمونه با ۶ درصد سیمان مسلح شده با اندازه ۹۴۶ کیلوپاسکال است. در میان نمونه‌های مسلح به الیاف نیز بیشترین مقاومت مربوط به نمونه دارای ۶ درصد سیمان و ۰/۵ درصد الیاف ۰/۵ سانتی‌متر به اندازه ۸۲۱ کیلوپاسکال است.

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

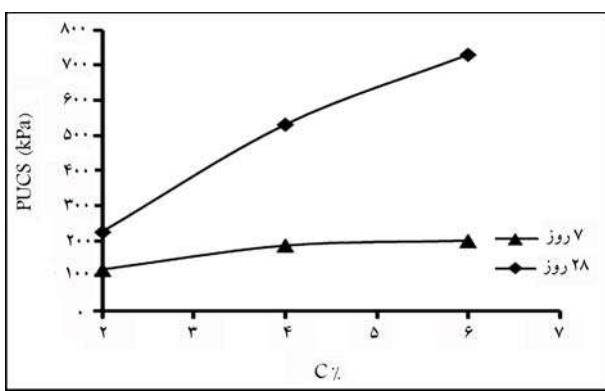
در شکل ۱۳ تغییرات مقادیر بیشینه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان و ۰/۵ درصد الیاف در اندازه‌های ۰/۵، ۱ و ۱/۵ سانتی‌متر تحت زمان‌های عمل آوری ۲۸ روزه پس از اعمال سه چرخه بخ زدن - آب شدن ارائه شده است. در میان نمونه‌های ۲۸ روزه، بیشترین مقاومت پس از سه چرخه مربوط به نمونه با ۶ درصد سیمان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



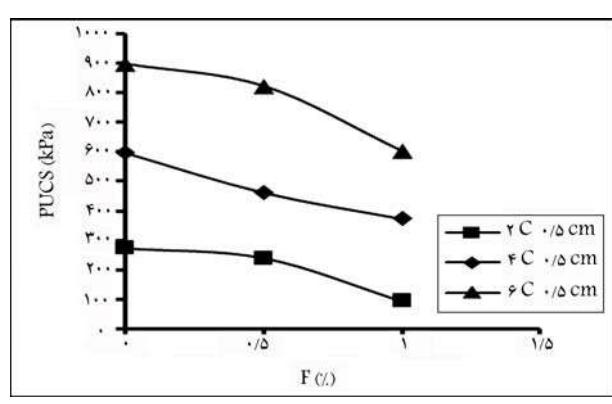
شکل ۱۷. بیشینه مقاومت نمونه هایی با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان تحت زمان عمل آوری ۲ روزه پس از دو چرخه بیخ زدن - آب شدن.



شکل ۱۴. مقاومت نمونه های تثبیت شده با ۰.۵، ۰.۵ و ۰.۵ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۰ سانتی متر در زمان عمل آوری ۲۸ روزه پس از یک چرخه بیخ زدن - آب شدن.



شکل ۱۸. بیشینه مقاومت نمونه های تثبیت شده با ۰.۵، ۰.۵ و ۰.۵ درصد سیمان با زمان عمل آوری ۲ و ۶ روزه پس از چرخه بیخ زدن - آب شدن.



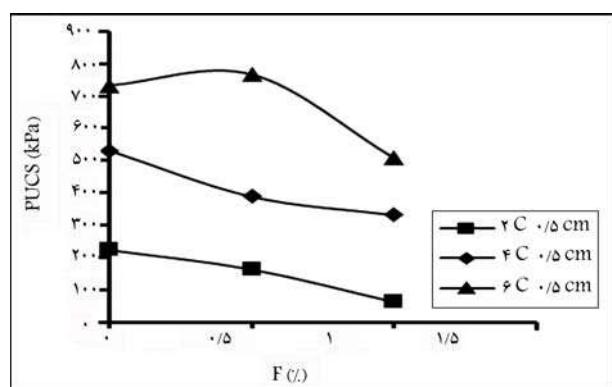
شکل ۱۵. بیشینه مقاومت نمونه هایی با ۰.۵، ۰.۵ و ۰.۵ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۵/۰ سانتی متر با زمان عمل آوری ۲۸ روزه و دو چرخه بیخ زدن - آب شدن.

عمل آوری ۲۸ روزه پس از طی سه چرخه ارائه شده است. نمودار نشان می دهد که با افزایش درصد الیاف در طول ثابت ۰.۵/۰ سانتی متر با دوره عمل آوری ۲۸ روزه، مقاومت کاهش می یابد. در نمونه های مسلح شده با الیاف ۱ و ۰.۵/۰.۵ سانتی متر نیز روندی مشابه دیده می شود.

#### ۴. بررسی مقاومت نمونه های بدون الیاف

در شکل ۱۷ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری محدود نشده نمونه های تثبیت شده با ۰.۵، ۰.۵ و ۰.۵ درصد سیمان بدون الیاف پس از اعمال دو چرخه بیخ زدن و آب شدن به نمایش درآمده است. با توجه به نمودار دیده می شود که به طور کلی افزایش میران درصد سیمان در یک زمان عمل آوری خاص و با اعمال چرخه ها موجب افزایش مقاومت می شود. همچنین، در یک درصد معلوم سیمان، با سپری شدن زمان عمل آوری و با اعمال چرخه های متالی، نمونه های مقاومت کسب می کنند. با اعمال دو چرخه همچنان بیشترین مقاومت مربوط به نمونه ۰ درصد سیمان و سن ۲۸ روزه با مقاومت ۸۹۶ کیلو پاسکال است. به طوری که نمونه های حاوی ۰ درصد سیمان با زمان عمل آوری ۷ روزه پس از دو چرخه بیخ زدن مقاومت ۱/۲۵ برابر نمونه ۰ درصد و ۲/۴ برابر نمونه ۲ درصد را دارا هستند. مقاومت نمونه های تثبیت شده با ۰ درصد سیمان با سن عمل آوری ۲۸ روزه نیز ۱/۵ برابر نمونه ۰ درصد و ۳/۲۹ برابر نمونه ۲ درصد است.

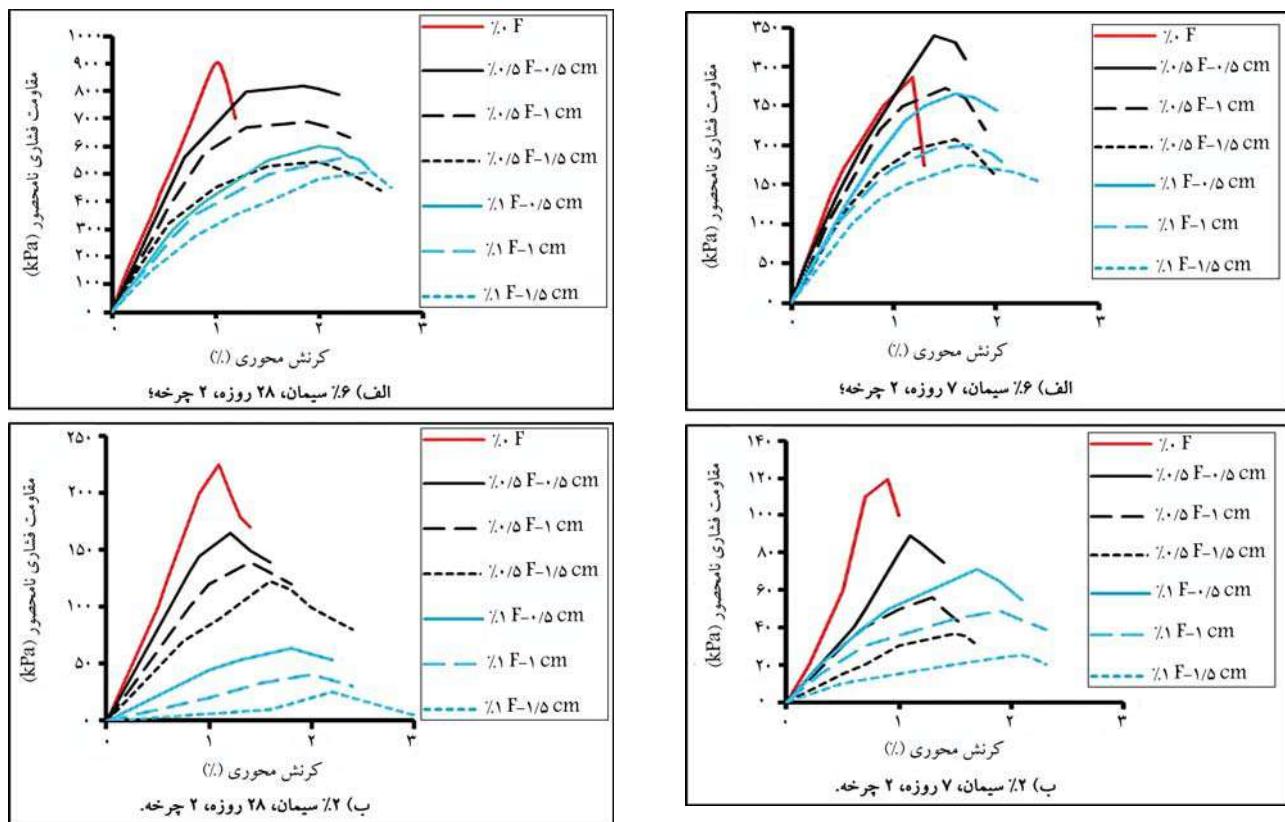
در شکل ۱۸ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری نمونه های تثبیت شده با ۰.۵، ۰.۵ و ۰.۵ درصد سیمان بدون الیاف پس از اعمال سه چرخه بیخ زدن و آب



شکل ۱۶. بیشینه مقاومت نمونه هایی با ۰.۵، ۰.۵ و ۰.۵ درصد سیمان و مسلح به الیاف ۰/۵ سانتی متر با عمل آوری ۲۸ روزه پس از سه چرخه بیخ زدن - آب شدن.

در شکل ۱۵ تغییرات بیشینه مقاومت فشاری نمونه های حاوی سیمان و الیاف به طول ۰.۵/۰ سانتی متر در درصد های ۱، ۰.۵ و ۰.۵/۰.۵ تحت زمان های عمل آوری ۲۸ روزه ارائه شده است. نمودار نشان می دهد که با افزایش درصد الیاف در طول ثابت ۰.۵/۰ سانتی متر تحت دوره عمل آوری مقاومت کاهش می یابد. در نمونه های مسلح شده با الیاف ۱ و ۰.۵/۰.۵ سانتی متر نیز روندی مشابه دیده می شود.

در شکل ۱۶ تغییرات بیشینه مقاومت نمونه های حاوی سیمان و الیاف به طول ۰.۵/۰ سانتی متر در درصد های ۱، ۰.۵ و ۰.۵/۰.۵ تحت زمان های



شکل ۱۹. مقایسه مقاومت فشاری نمونه های ثبیت شده با ۲ و ۶ درصد سیمان پس از ۲۸ روز عمل آوری و اعمال دو چرخه بخ زدن - آب شدن.

کاهش می یابد. به علاوه، از آنجا که شبیه بخش ابتدایی منحنی های تنش-کرنش نمودارهای شکل های ۱۹ و ۲۰ معادل مدول ارجاعی (مدول تغییرشکل یا تنش - کرنش (E)) نمونه های خاک است، مشاهده می شود که با افزایش طول و درصد الیاف، شبیه بخش ابتدایی نمونه ها در سنین عمل آوری اولیه ۷ روزه به طور مشهودی کاهش یافته است، اما در سنین بالاتر (۲۸ روزه)، روند کاهش مدول ارجاعی باز هم وجود دارد، اما مقدار آن محدودتر است. هر چند در نمونه های ۲۸ روزه با ۶ درصد سیمان (چسباننده بیشتر)، روند کاهش مدول ارجاعی و تغییرات تردی (شکنندگی) نمونه های دارای الیاف سریعتر و واضح تر از نمونه هایی با ۶ درصد سیمان (۷ روزه) رخ داده است.

شدن به نمایش درآمده است. چنانچه در کلیه شکل ها مشاهده می شود، روند کاهش مقاومت در نمونه ها با درصد های مختلف سیمان و در تمامی زمان های عمل آوری وجود دارد. همان طور که در نمودار دیده می شود، همانند نمونه های خشک و نمونه هایی که تحت یک و دو چرخه قرار گرفتند، پس از گذشت سه چرخه برای مدت زمان عمل آوری خاص، مقدار مقاومت متأثر از درصد سیمان است و با افزایش میزان سیمان از ۲ تا ۶ درصد، مقاومت افزایش می یابد. همچنین، با گذشت زمان عمل آوری از ۷ تا ۲۸ روز، افزایش مقاومت دیده می شود.

#### ۷.۴. بررسی روند تغییرات مقاومت، کرنش گسیختگی و مدول

##### ارتجاعی نمونه ها با سن عمل آوری نمونه ها

در شکل های ۱۹ و ۲۰ تغییرات مقاومت فشاری تک محوری نامحصور نمونه ها در مقابل کرنش های محوری برای شرایط درصد سیمان و الیاف و نیز طول الیاف مختلف برای نتایج ۲ چرخه بخ زدگی - آب شدگی ارائه شده است. مطابق نتایج ارائه شده در شکل ها، مشاهده می شود افزایش درصد سیمان و سن عمل آوری نمونه ها موجب افزایش حدود ۲ الی ۳ برابری مقاومت فشاری نمونه ها و کاهش چشمگیر کرنش شکست (کرنش نقطه اوج) نمونه ها (افزایش تردی) می شود. افزایش طول و درصد الیاف مسلح کننده، سبب کاهش شکنندگی نمونه ها و افزایش کمی مقداری کرنش محوری در لحظه شکست آن ها می شود. همچنین، با افزایش درصد و طول الیاف، مساحت ناحیه زیر نمودارها که بیانگر انرژی جذب شده توسط نمونه ها (یا طاقت نمونه ها) از شروع بارگذاری فشاری نامحصور تا لحظه شکست آنهاست،

## ۵. نتیجه گیری

در این مطالعه تأثیر چرخه های مختلف بخ زدن - آب شدن بر مقاومت فشاری نمونه های خاک ماسه ای ثبیت شده با سیمان و مسلح شده به الیاف تاییده شده بازیافتی در قالب مدل سازی آزمایشگاهی ارزیابی شد. مقاومت فشاری محدود نشده نمونه ها با ساخت نمونه های استوانه ای شکل اندازه گیری شده است. تأثیر تعداد صفر یک، دو و سه چرخه بخ زدن - آب شدن بر کاهش مقاومت نمونه های استوانه ای آزموده شده است. نمونه ها با سه میزان ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان ثبیت شده اند. علاوه بر این، تأثیر ۷ و ۲۸ روز عمل آوری در زیر آب، بر مقاومت نهایی نمونه ها بررسی شده است. نمونه هایی که با سیمان ثبیت شده اند، توسیع الیاف بازیافتی نخ تایر نیز مسلح شده اند. تأثیر همزمان سه عامل چرخه های

- 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 سینین عمل‌آوری به ازای یک سن و درصد الیاف مشخص، چه در حالت خشک و چه پس از اعمال چرخه‌های پیغ 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.

پیغ زدن - آب شدن، تثبیت با سیمان و تسلیح با الیاف، در قالب مدل‌های آزمونهای مطالعه شده است. عمدت‌ترین 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 پیغ 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 بیشینه می‌تواند مقاومت را تا حدی افزایش دهد.
۴. تأثیر الیاف در افزایش مقاومت در درصدهای بالاتر الیاف، کمتر از درصدهای

## پانوشت‌ها

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/\(ASCE\)0001-4484\(1973\)99:10\(745\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0001-4484(1973)99:10(745)).
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/\(ASCE\)0733-410X\(1983\)109:3\(335\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-410X(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/\(ASCE\)0733-410X\(1986\)112:8\(823\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-410X(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.geotexmem.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.geotexmem.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/\(ASCE\)0733-410X\(1979\)105:3\(419\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-410X(1979)105:3(419)).
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.geotexmem.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.geotexmem.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

مهمنگی عمران شریف، (همار ۳۶۰) دری ۵۰، شماره ۱، صص ۵۵-۳۴، پژوهشی

محمود نادری\* (استاد)

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

علی صابری ورزنه (دکتری)

پژوهشکده سوانح طبیعی، تهران

سیدار ولی‌دین (دانشجوی دکتری)

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

برای اندازه‌گیری مستقیم مقاومت و نفوذپذیری بتن باید مغزه‌یی از آن جدا و سپس در آزمایشگاه با روش‌های مخبر، 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 محظوظی استوانه‌یی (غیرمخرب) و انتقال اصطکاک (با خرابی جزئی)، علاوه‌بر بررسی تأثیر چرخه‌های دمایی (۴۰، ۸۰ و ۱۲۰°) 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 چک شده است. مطابق یافته‌های پژوهش، با استفاده از نمودارهای کالیبراسیون و معادله‌های بدست آمده می‌توان مقدار عمق نفوذ آب و مقاومت فشاری بتن را بدون نیاز به شکستن بتن و با ضریب همیستگی بالای ۹۶٪ بدست آورد. همچنین مشاهده شد که تعداد ۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰° چرخه باعث افزایش نفوذپذیری به مقدار ۱۲/۷، ۸/۷، ۴/۱ و ۱۶/۵ برابر شده است.

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

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

## ۱. مقدمه

مقاومت فشاری و نفوذپذیری بتن توجه بسیاری داشته و مطالعات گسترشده‌یی در این خصوص انجام داده‌اند.<sup>[۱-۴]</sup> برای اندازه‌گیری مقدار نفوذپذیری بتن در برخی کشورهای اروپایی، مانند آلمان، آزمایش نفوذپذیری آب تحت فشار، در زمان مشخص با بررسی اندازه‌یی عمق نفوذ بتن انجام می‌شود؛<sup>[۴]</sup> که در آن، نمونه‌یی بتنی تحت فشار معینی قرار می‌گیرد و متوسط عمق نفوذ آب بعد از شکستن نمونه به عنوان معیاری برای اندازه‌گیری عمق نفوذ در نظر گرفته می‌شود. در استاندارد بریتانیا، نیز نمونه‌یی بتنی ۵ بار تحت فشار آب قرار می‌گیرد و بعد از شکستن نمونه، بیشینه‌یی عمق نفوذ آب اندازه‌گیری می‌شود. روش مذکور برای تعیین نفوذپذیری بتن استفاده می‌شود.<sup>[۵]</sup> برای اندازه‌گیری نفوذپذیری با

توانایی بتن برای مقاومت در برابر حمله‌های شیمیایی، عوامل هوازدگی، سایش و یا هر فرآیندی که موجب آسیب‌دیدگی می‌شود، دوام نام دارد و بکی از عوامل مهم و مؤثر برای تعیین عمر مفید سازه‌های بتنی است. به طورکلی دوام سازه‌های بتنی، یک مسئله‌ی مهم و اقتصادی است؛ به شرطی که یک سازه‌ی بتنی بتواند ظایفی را که برای آن طراحی شده است، به خوبی 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 ۱۳/۱/۱، اصلاحیه ۹، پذیرش ۱۱/۶/۲۰۱۴، پذیرش ۱۱/۶/۲۰۱۴.

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 در جای نوین. مهندسی عمران شریف، (۴۰)، صص. ۶۳-۵۵ DOI:10.24200/J30.2023.62007.3202

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.<sup>[۲۴]</sup> دماهای بالا در بتن نیز باعث گسترش منافذ و ترک‌خوردگی و در نتیجه، افزایش نفوذپذیری و کاهش دام سازه می‌شوند، که این موضوع در سدها و دیگر سازه‌های هیدرولیکی بتئی، اهمیت پیشتری دارد.<sup>[۲۵]</sup> با توجه به یافته‌های کیم<sup>۱</sup> و همکارانش<sup>[۲۶]</sup>، می‌توان توضیح داد که پس از قرار گرفتن بتن سبک‌دانه در مععرض دماهای بالا،<sup>[۱۰۰]</sup> ۲۰۰، ۳۰۰، ۵۰۰ و ۷۰۰ سانتی‌گراد، بتن سبک‌دانه نسبت به بتن معمولی، کاهش جرم پیشتر و خواص مکانیکی باقیمانده‌ی بالاتری از خود نشان داده است.<sup>[۲۶]</sup>

دماهای نسبتاً پایین چرخه‌های حرارتی (حدود ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد)، نیز می‌تواند تأثیر منفی در خواص مکانیکی بتن داشته باشد.<sup>[۲۷]</sup> همچنین چرخه‌های حرارتی باعث ایجاد ریزترک‌هایی در داخل بتن می‌شوند که می‌تواند باعث تأثیر منفی در مشخصات بتن شود.<sup>[۲۸]</sup> هوانگ<sup>۲</sup> و همکارانش<sup>[۲۹]</sup>، با استفاده از چرخه‌های حرارتی در محدوده 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.<sup>[۲۹]</sup> در چرخه‌های مختلف دمایی، نیز تبخیر آب آزاد در بتن باعث ایجاد منافذ ریز و ترک‌های میکروسکوپی و کاهش وزن بتن شده است.<sup>[۳۰]</sup> گان<sup>۳</sup> و همکارانش<sup>[۲۳]</sup>، نشان دادند که چرخه‌های عمل انجام‌نمک، سبب می‌شود که مقاومت‌های فشاری و کششی و نیز مدول دینامیکی نسبتی نمونه‌های بتئی به طور کلی روند کاهشی را نشان دهند و خواص مکانیکی بتن به تدریج با افزایش غلظت محلول سولفات‌کاکش یابند.<sup>[۳۱]</sup> افزودنی‌ها نیز تأثیر قابل ملاحظه‌ی در مقاومت و نفوذپذیری بتن دارند؛ برای نمونه، حاجیانی بوشهریان و همکارانش<sup>[۲۰]</sup> و همکارانش<sup>[۲۱]</sup> نشان داده‌اند که استفاده از نانو دی‌اکسید‌تیتانیوم و الیاف فازی 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»، علاوه‌بر بروزی تأثیر چرخه‌های مختلف دمایی (۴۰، ۴۵، ۵۰، ۵۵، ۶۰ و ۶۵) چرخه در نفوذپذیری و مقاومت درجای بتن در سنین ۷، ۲۸ و ۲۰ درجه، اقدام به اندازه‌گیری عمق نفوذ آب و مقاومت فشاری بتن بدون نیاز به شکستن آن شده است.

## ۲. کارهای آزمایشگاهی

### ۱.۲. مصالح مصرفی

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

روش‌های مرسوم نیاز به صرف زمان زیاد تجهیزات مختلف است. همچنین بهدلیل زمان بر بودن انجام زیاد 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 بتئی استفاده شده است.<sup>[۳۷]</sup> روش محفظه‌ی استوانه‌یی، روشنی دقیق با کاربرد گسترده در تعیین میزان نفوذپذیری بتن و سایر مصالح ساختمانی چه در محیط کار و چه در محل سازه است.<sup>[۷]</sup> 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.<sup>[۸]</sup> همچنین در مطالعه‌ی نادری و همکاران (۲۰۲۰)، درخصوص مقایسه‌ی روش جدید محفظه‌ی استوانه‌یی با استاندارد بریتانیا (BS EN ۱۲۳۹۰) – ۸، یک رایطی خطی با ضریب تعیین ۹۵٪ بین نتایج حاصل از روش‌های اخیر مشاهده شده است.<sup>[۹]</sup>

در خصوص اندازه‌گیری مقاومت فشاری بتن به صورت مستقیم و درجا نیز روش‌های زیادی وجود ندارد. روش‌های موجود نیز مانند «آزمون کشیدن از سطح»،<sup>[۱۰]</sup> دارای دستگاه‌گران قیمتی است. البته مطالعات پیشین نشان می‌دهد که روش کشیدن از سطح برای ارزیابی مقاومت بتن در محل سازه، نتایج مناسبی داشته است.<sup>[۱۱]</sup> آزمون انتقال اصطکاک، از آزمون‌های نوین و درجاست، که توسط نادری (۲۰۰۵) اختراع شده است<sup>[۱۲]</sup> و در گروه آزمون‌های نیمه مخبر (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 استفاده شده به شکل مکانیکی است، به همین دلیل قابل استفاده در هر نوع شرایط محیطی و دمایی، هم خشکی و هم در آب است.<sup>[۱۳]</sup>

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.<sup>[۱۴]</sup> همچنین با مقایسه‌ی نتایج آزمون انتقال اصطکاک با مدل سازی توسط نرم‌افزار آبکوس مشخص شد که نتایج حاصل، دقت بالایی داشته است.<sup>[۱۵]</sup> برخی دیگر از پژوهشگران نیز از آزمون انتقال اصطکاک برای: ارزیابی مقاومت فشاری بتن‌ها و ملات‌های الیافی،<sup>[۱۶]</sup> چسبندگی بین بتن و لایه‌های تعمیری،<sup>[۱۷]</sup> مقاومت صخره‌سنگ‌ها،<sup>[۱۸]</sup> و رویه‌ی آسفالتی،<sup>[۱۹]</sup> استفاده کرده‌اند، که در تمامی آن‌ها نتایج حاصل از آزمون اخیر، دقت بالایی داشته است.<sup>[۲۰]</sup>

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 افروزنده‌ی های شیمیایی در بتن بستگی دارد.<sup>[۲۱]</sup> وقتی که بتن در برابر تغییرات دما قرار می‌گیرد، با افزایش

جدول ۱. مشخصات چسب اپوکسی.

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



الف) چسباندن رینگ فلزی روی نمونه؛ ب) اعمال فشار، قرائت و ثبت داده ها؛



ج) دستگاه محفظه استوانه ای.

شکل ۲. آزمون محفظه ای استوانه بی.



الف) نمونه زیر جک؛ ب) اندازه گیری ارتفاع آب نفوذ کرده.



شکل ۳. بررسی مقدار عمق نفوذ.

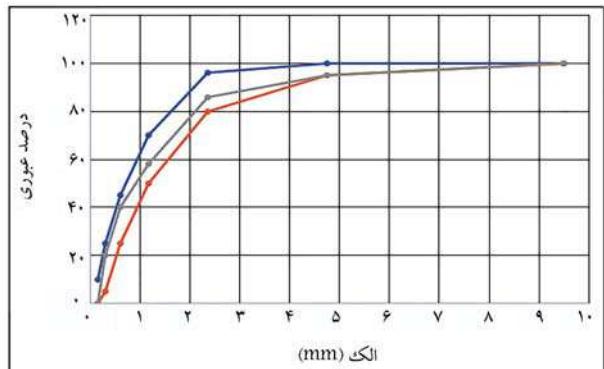
نفوذ آب، نز نفوذ آب به داخل نمونه بتونی را می توان مطابق رابطه ۲ محاسبه کرد:

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

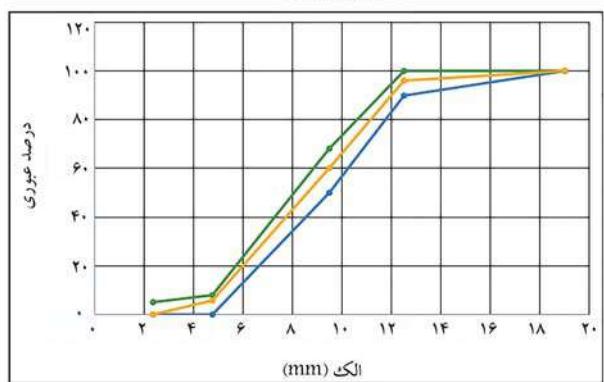
$$Q = \frac{V}{t} \quad (2)$$

که در آنها،  $V$  حجم آب نفوذ کرده به نمونه ( $ml$ ),  $h$  مقدار میکرومتر ( $mm$ ),  $A$  سطح مقطع اعمال فشار ( $mm^2$ ),  $Q$  نز نفوذ آب ( $ml/s$ ) و  $t$  مدت زمان ( $s$ ) هستند.

برای اندازه گیری عمق نفوذ آب به بتون، 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 سنگدانه ها.

## ۲.۲. معرفی آزمون ها

### ۲.۲. روش محفظه ای استوانه بی

برای انجام آزمایش، ابتدا سطح بتون کاملاً خشک و آلودگی های موجود در سطح بتون زدوده می شود. سپس رینگ فلزی توسط چسب اپوکسی بر روی سطح بتون چسبانده می شود (شکل ۲ - الف). پس از سخت شدن چسب، دستگاه نفوذ پذیری روی صفحه ای فلزی نصب می شود (شکل ۲ - ب). سپس دستگاه محفظه ای استوانه بی کاملاً با آب پر و جهت خروج هوای احتمالی موجود، یک شیر تخلیه ای هوا در دستگاه تعییه شده است. پس از پر شدن دستگاه تخلیه ای هوا بسته و با چرخاندن اهرم دستی، فشار موردنظر به آب داخل دستگاه اعمال می شود؛ که مقدار آن با استفاده از گیج تعییه شده روی دستگاه قرائت می شود (شکل ۲ - ج) همچنین مقدار نفوذ آب در بتون 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 بتون در زمان های مختلف، با انجام حاصل ضرب مقدار ثبت شده از میکرومتر در سطح مقاطعی که فشار به آن وارد می شود، توسط معادله ۱ محاسبه می شود. همچنین با استفاده از حجم آب نفوذ کرده در بتون و زمان

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

مزیت آزمون درجا	روش محفظه‌ی استوانه‌ای	BS	در خصوص ۸ – ۱۲۳۹۰ .BS EN
قابلیت در انجام درجای آزمایش هزینه‌ی انداختن دستگاه	تجهیزات آزمون BS بسیار بزرگ است و قابل حمل نیست.	×	✓
قابلیت در تکرار کردن آزمون	آزمون BS تجهیزات گرانی دارد.	×	✓
سبک بودن و قابل حمل بودن آزمونی غیرمخرب	نمونه باید شکسته شود تا عمق نفوذ براساس آزمون BS اندازه‌گیری شود.	×	✓
عدم محدودیت در ابعاد نمونه‌ی بتی	بن 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) تعییه مغزه روی نمونه؛



د) ثیت دستگاه روی نمونه؛



ج) دستگاه انتقال اصطکاک؛



ه) اعمال لنگر پیچشی.

شکل ۴. آزمون انتقال اصطکاک.

مکاپسکال). کلاً در پژوهش حاضر، ۱۱۰ نمونه با ابعاد ۱۵۰ میلی‌متر ساخته شده‌اند. همچنین برای اعمال چرخه‌های تغییرات دمایی روی نمونه‌ها، از گرمکن استفاده شده است. نخست نمونه‌های بتی در گرمکن برای مدت ۸ ساعت در دمای ۵۰ درجه

البته در پژوهش‌های پیشین نادری و همکارانش (۲۰۱۸)، برای ارزیابی راستی آزمایی آزمون محفظه‌ی استوانه‌ی، مقادیر حاصل از آن با نتایج به دست آمده از استاندارد بریتانیا BS EN ۸ – ۱۲۳۹۰ مقایسه شده است (جدول ۲). نتایج به دست آمده، بیانگر دقت بالای آزمون محفظه‌ی استوانه‌ی در اندازه‌گیری نفوذ‌پذیری بتن است.<sup>[۸]</sup>

## 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 تعییه 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 می‌گردد و با استفاده از پیچ‌های کناری، روی مغزه ثابت می‌شود. در ادامه، بهوسیله‌ی یک پیچش‌سنج معمولی به آن لینگر پیچشی وارد می‌شود تا مغزه دچار شکست شود (شکل ۴ - ه).

در این حالت مقدار بیشینه‌ی تنش برشی ایجاد شده تحت اثر پیچش مطابق رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

$$\tau_{E-\max} = \frac{\text{Tr}}{J}, J = \frac{\pi r^4}{2} \rightarrow \tau_{E-\max} = \frac{2T}{\pi r^3} \quad (۳)$$

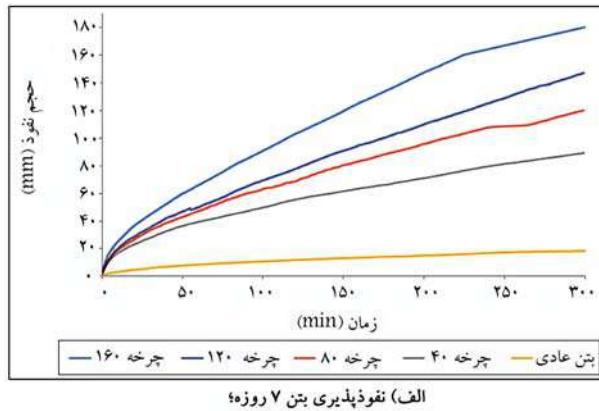
که در آن،  $r$  شاعع مغزه‌ی جزئی و  $J$  ممان اینرسی پیچشی است.

## ۳. ساخت نمونه‌ها

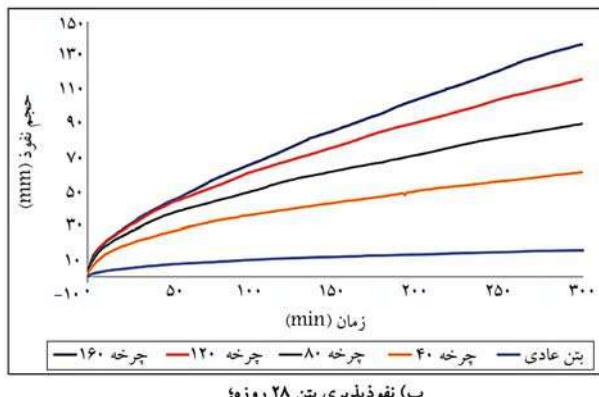
برای انجام آزمایش‌های محفظه‌ی استوانه‌ی و انتقال اصطکاک، اقدام به ساخت نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۱۵۰ میلی‌متر شده است. نمونه‌ها در سینین ۷ و ۱۲۰ و ۲۸۰ روزه آزمایش شدند و برای بررسی تأثیر چرخه‌های دمایی در نتایج آزمایش‌ها نین نمونه‌ها تحت چرخه‌های ۴۰، ۸۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه قرار گرفتند. طرح اختلاط بتن استفاده شده در پژوهش حاضر در جدول ۳ ارائه شده است (مقاومت فشاری ۳۰

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

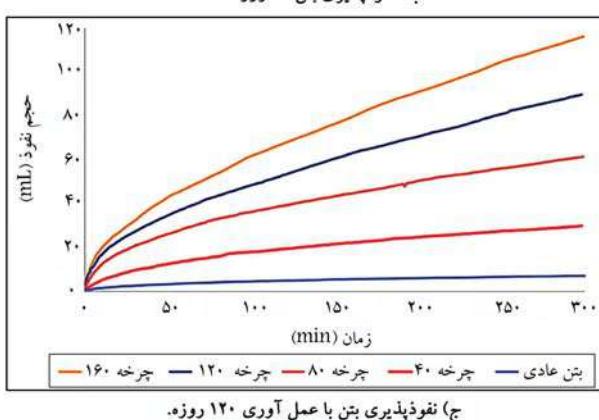
مقاومت (مگاپاسکال)	نسبت آب سیمان	آب	مسامه	شن	سیمان	۲۰۶	۸۶۳,۶۳	۴۱۵,۹۲	۰,۵	۳۰
--------------------	---------------	----	-------	----	-------	-----	--------	--------	-----	----



(الف) نفوذپذیری بتن ۷ روزه



(ب) نفوذپذیری بتن ۲۸ روزه

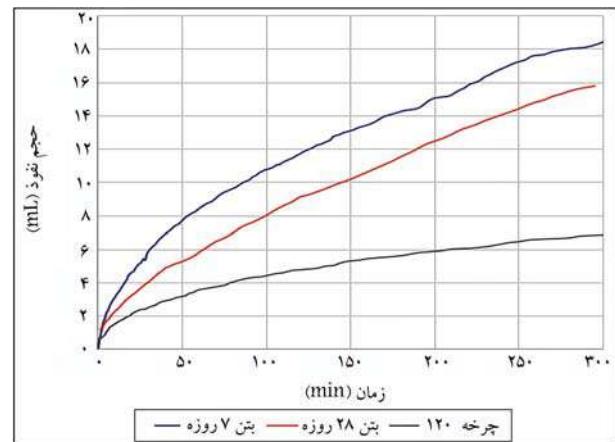


(ج) نفوذپذیری بتن با عمل آوری ۲۰ روزه

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.<sup>[۲۰]</sup>

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



شکل ۵. تغییرات حجم نفوذ نمونه‌های بتن عادی.

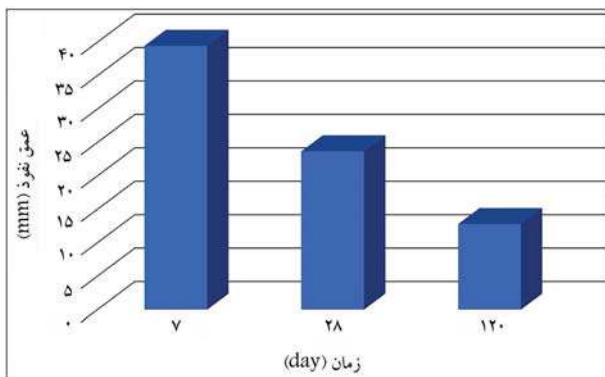
سانسیگراد قرار گرفتند و بعد، نمونه‌ها از گرمکن خارج و در فضای آزاد در دمای محیط برای مدت ۱۶ ساعت نگهداری شدند.<sup>[۳۸]</sup> با انجام روند اخیر، یک چرخه‌ی تغییرات دمایی کامل شده است.

### ۳. تحلیل و بررسی نتایج به دست آمده

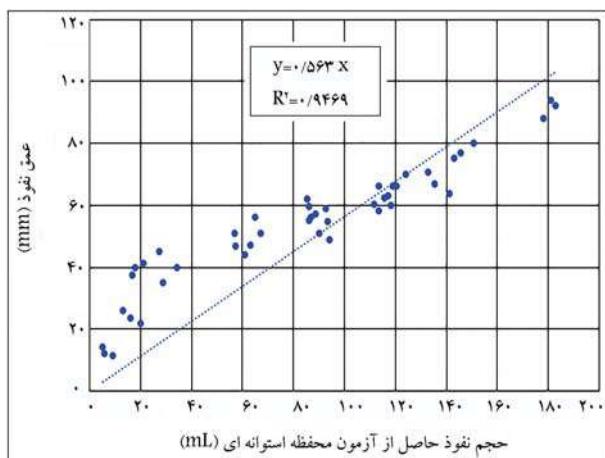
#### ۱.۳ نفوذپذیری بتن در سنین مختلف

در شکل ۵، مقدار حجم نفوذ آب به داخل نمونه‌های بتنی عادی در زمان‌های ۷، ۲۸ و ۱۲۰ روز مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در ابتدای آزمایش، آب با سرعت بیشتری در نمونه‌ها نفوذ کرده و باگذشت زمان، به دلیل پرشدن 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 ۷، ۲۸ و ۱۲۰ روز به ترتیب برابر ۶,۸۸ و ۱۶,۹۹, ۱۸,۳۷ میلی لیتر بوده است؛ که دلیل کاهش اخیر، پیشرفت فرایند هیدراسيون سیمان است، که منجر به کاهش منافذ و قطع کانال‌های موئینه شده است.

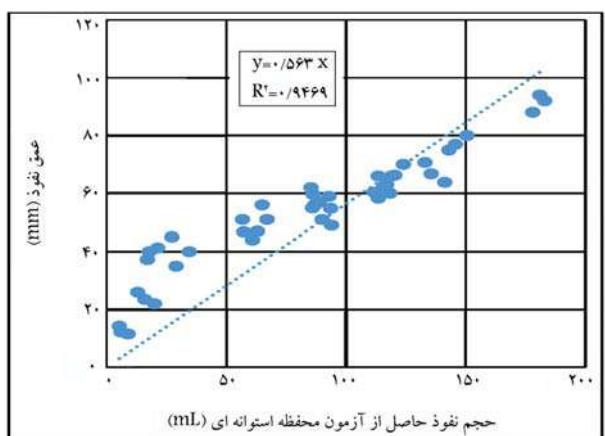
افزایش سن عمل آوری نمونه‌ها و پیشرفت واکنش هیدراسيون، موجب پرشدن فضاهای خالی و منافذ با محصولات واکنش هیدراسيون و نیز باعث کاهش مقدار نفوذپذیری بتن می‌شود. همچنان که فرایند هیدراسيون ادامه پیدا می‌کند، مقاومت نفوذپذیری بتن می‌شود. همچنان که افزایش خلخل و فرج بین ذرات در خمیره‌ی سیمان پیوند ذرات در خمیره‌ی سیمان افزایش و خلخل و فرج بین ذرات در خمیره‌ی سیمان کاهش می‌یابد. فضاهای موجود در خمیره‌ی سیمان تازه، که از همان ابتدا مملو از آب شده است، به کمک فرآورده‌های ناشی از فعل و انفعالات هیدراسيون سیمان، اشغال و پرمی شوند و لذا سبب کاهش مقدار نفوذپذیری بتن می‌شود.<sup>[۳۹]</sup> در نادری و همکاران (۲۰۱۸)،<sup>[۳۸]</sup> که با استفاده از آزمون محافظه‌ی استوانه‌بی انجام شده است، نیز نتایج تقریباً مشابهی به دست آمده است. مقدار حجم نفوذ آب به بتن در سنین ۷، ۲۸ و ۱۲۰ روز برابر ۱۳,۱۶, ۱۶,۷۴, ۲۴, ۵ و ۶,۸ میلی لیتر به دست آمده است، که مشابهت زیادی با نتایج حاصل از پژوهش حاضر (۱۸,۴ و ۶,۸ میلی لیتر) دارد. همچنین مقدار تفاوت بین نتایج به این دلیل است که بتن استفاده شده در پژوهش



شکل ۷. عمق نفوذ نمونه ها در شرایط عادی.



شکل ۸. عمق نفوذ نمونه ها در چرخه های مختلف دمایی.



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

### ۵.۳. اندازه گیری مقاومت فشاری بتن در شرایط عادی و حد بدون شکستن نمونه

برای اندازه گیری مقاومت فشاری بتن به صورت مستقیم باید از المان تنی معززه گیری انجام شود و سپس مغزه دار آزمایشی در زیر جک بتن شکستن قرار گیرد و چهار شکست شود. اما با آزمون انتقال اصطکاک بدون شکست نمونه و بدون نیاز به بردن بتن به آزمایشگاه، می توان مقادیر مقاومت فشاری بتن را با دقت بالا و مستقیماً و در هر

می شود؛ که مطابق آن، نفوذ پذیری نمونه ها تحت تأثیر چرخه های ۴۰، ۸۵، ۱۲۰، ۱۶۰ دوره در بتن روزه به ترتیب برابر ۸۹/۵، ۱۲۰، ۱۴۷، ۱۲۰ و ۱۸۰ میلی لیتر است. این مقدار برای بتن ۲۸ روزه برابر ۶۱، ۸۹، ۱۱۶، ۱۳۶ و ۱۶۰ میلی لیتر و برای بتن ۱۲۰ روزه برابر ۲۹/۶، ۶۱، ۹۰ و ۱۱۶ میلی لیتر است. همان طور که مشخص است، با افزایش تعداد چرخه های تغییرات دما، نفوذ پذیری نمونه ها نیز افزایش قابل ملاحظه بی داشته است. همچنین با مقایسه نمونه های عادی با نمونه های قرار گرفته در چرخه های مختلف مشاهده می شود که تعداد ۴۰، ۸۵، ۱۲۰ و ۱۶۰ چرخه باعث افزایش نفوذ پذیری 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، ۶/۸، ۵/۳ و ۱۲/۷ برابر برای بتن ۱۲۰ روزه به مقدار ۱، ۸/۷ و ۱۶/۵ برابر شده است.

در نمودارهای شکل ۶ مشاهده می شود که با افزایش تعداد چرخه های دمایی، حجم نفوذ آب (توسط آزمایش محفظه) استوانه بی دریافت شده) افزایش یافته است. در بتن، آب آزاد وجود دارد و تحت تأثیر چرخه های دمایی، آب آزاد از سطح بتن شروع به تبخیر می کند و با افزایش تعداد چرخه های دمایی از لایه های داخلی نیز به شکل تدریجی تبخیر می شود. هر چه به تعداد چرخه ها اضافه شود، در نفوذ پذیری بتن، افزایش بیشتری مشاهده می شود؛ که دلیل آن، تبخیر آب آزاد است که منجر به بیشتر شدن اندازه خلل و فرج در بتن می شود، لذا مقدار آب نفوذ کرده در بتن افزایش می یابد.

### ۳. عمق نفوذ بتن در سنین و شرایط مختلف

با شکستن بتن ها و اندازه گیری مقدار عمق نفوذ آب به بتن، مقدار عمق نفوذ آنها در شکل ۷ مشاهده می شود؛ که مطابق آن، مقدار عمق نفوذ آب در بتن های با سنین ۷، ۲۸ و ۱۲۰ روزه به ترتیب برابر ۲۳/۷، ۳۹/۵ و ۱۲/۸ میلی متر به دست آمده است. به عبارتی، با گذشت ۱۲۰ روز، مقدار عمق نفوذ نمونه ها حدود ۶/۸ کاشه شدته است. در شکل اخیر، عمق نفوذ نمونه های قرار گرفته در شرایط عادی نشان داده شده است. طبق نتایج به دست آمده، نمونه هایی که تحت تأثیر چرخه های دمایی قرار گرفته اند، در مقدار عمق نفوذ آنها افزایش فراوان مشاهده می شود؛ زیرا زمانی که آب آزاد تحت تأثیر دما از لایه های بتن تبخیر می شود، مقدار منافذ افزایش پیدا می کنند، که با افزایش تعداد چرخه ها، این روند نیز افزایش می یابد و در مقابل، در آزمایش نفوذ پذیری، مقدار زیادی از آب تحت فشاری دستگاه استوانه بی داخل بتن می شود و عمق نفوذ را افزایش می دهد (شکل ۸).

### ۴. رابطه عمق نفوذ با حجم نفوذ

همان طور که ذکر شد، طبق استانداردهای آلمانی و بریتانیایی برای اندازه گیری نفوذ پذیری (عمق نفوذ) نمونه ها، باید پس از انجام آزمایش، بتن به دو نیم تقسیم شود. در پژوهش حاضر، با استفاده از آزمون محفظه استوانه بی بدون شکست نمونه، مقدار حجم نفوذ به دست آمده است. سپس مطابق شکل ۹، با رسم نمودار کالیبراسیون می توان بدون شکستن نمونه، مقدار عمق نفوذ آب به بتن را با دقت بالا اندازه گیری کرد.

نمودار کالیبراسیون در شکل ۹، می توان با استفاده از معادله ۴ و جای گذاری نتایج حاصل از آزمون محفظه استوانه بی به جای عبارت  $x$ ، مقدار عمق نفوذ آب به بتن را با ضریب تعیین حدود ۹۵٪ و بدون شکست آن اندازه گیری کرد.

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

با توجه به نمودار شکل ۹ مشاهده می شود که در بین نفوذ پذیری و عمق نفوذ، یک رابطه میانگین برقراست، 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 سینه 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 ترتیب باعث کاهش رطوبت داخل بتن و تبخیر آب از منافذ آن می‌شود. با وجود آمدن چنین فضاهای خالی بین 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  $96/6$  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.

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

#### ۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از آزمون‌های درجای ابداعی، علاوه بر بررسی تأثیر چرخه‌های مختلف دمایی ( $40^\circ$ ,  $80^\circ$ ,  $120^\circ$  و  $160^\circ$  چرخه) در نفوذپذیری و مقاومت سطحی بتن در سینه مختلف، اقدام به اندازه‌گیری عمق نفوذ آب و مقاومت فشاری بتن بدون نیاز به شکستن آن شده و این نتایج به دست آمده است:

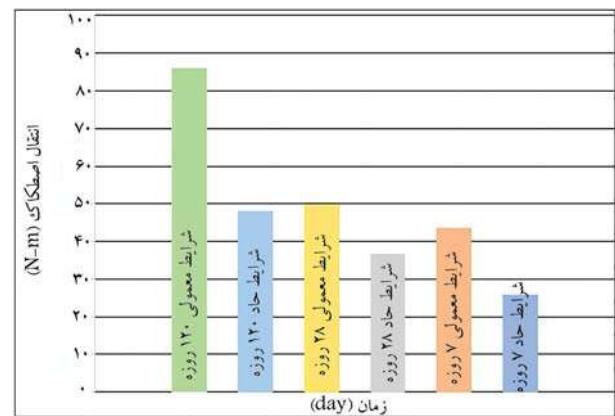
— مطابق نمودار کالیبراسیون به دست آمده می‌توان با استفاده از معادله‌ی  $y = 2/56x^{66}$  و با جای‌گذاری نتایج حاصل از آزمون محفظه‌ی استوانه‌یی به جای عبارت  $x$ ، مقدار عمق نفوذ آب به بتن در شرایط عادی و حاد را با ضریب تعیین حدود  $95\%$  و بدون شکستن آن اندازه‌گیری کرد.

— مطابق نمودار کالیبراسیون به دست آمده می‌توان با استفاده از معادله‌ی  $y = 2/38x^{66}$  و با جای‌گذاری نتایج حاصل از آزمون انتقال اصطکاک به جای عبارت  $x$ ، مقدار مقاومت فشاری بتن را با ضریب همبستگی  $96/6\%$  و بدون شکستن آن اندازه‌گیری کرد.

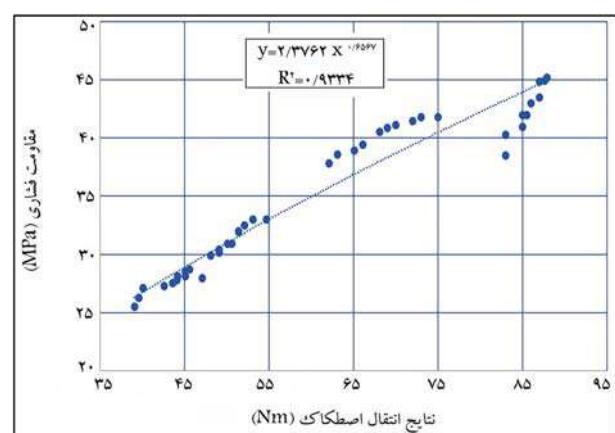
— با افزایش مقاومت درجای بتن، مقدار حجم نفوذ آب به بتن کاهش پیدا کرده است. با افزایش مقدار مقاومت درجای بتن به میزان  $15\%$ ، مقدار حجم نفوذ آب به داخل بتن حدود  $140\%$  کاهش داشته است؛

— با مقایسه‌ی نمونه‌های عادی با نمونه‌های قرارگرفته در چرخه‌های مختلف تغییرات دمایی، مشاهده می‌شود که تعداد  $40^\circ$ ,  $80^\circ$ ,  $120^\circ$  و  $160^\circ$  چرخه باعث افزایش نفوذپذیری بتن به مقدار  $1/41$ ,  $1/7$ ,  $1/27$ ,  $1/5$  برابر شده است؛

— شرایط حاد تغییرات دمایی، آثار منفی در مقاومت درجای بتن دارد، به گونه‌یی که مقاومت بتن تحت تحریک  $160^\circ$  چرخه‌ی تغییرات دمایی، بیش از  $44\%$  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 سینه  $28^\circ$ ,  $28^\circ$  و  $120^\circ$  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  $28^\circ$  روزه نسبت به نمونه‌های  $7^\circ$  روزه به  $14\%$  و در نمونه‌های  $120^\circ$  روزه نسبت به نمونه‌های  $28^\circ$  روزه، به  $42\%$  می‌رسد. علت افزایش مقاومت درجای بتن با گذشت زمان، تشکیل بیشتر محصولات هیدرولوژیکی است، که سبب یک ساختار متراکم‌تر و افزایش مقاومت می‌شود.<sup>[21]</sup>

مطابق شکل ۱۰، مقاومت درجای بتن در سن  $7^\circ$  روزه تحت چرخه  $160^\circ$  سیکل برابر  $26$  نیوتون‌متر است، در صورتی که برای نمونه‌ی معمولی  $43$  نیوتون‌متر بوده است. این مورد در سینه  $28^\circ$  و  $120^\circ$  روزه نیز برای بتن‌های تحت شرایط حاد به ترتیب برابر  $36/6$  و  $48$  نیوتون‌متر است، در صورتی که برای بتن‌های معمولی برابر  $50$  و  $86$  نیوتون‌متر به دست آمده است.

#### پاپوشه‌ها

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 Ozbaikoglu, 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/macss.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 Etxeberria, 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.jobe.2023.106469.
33. Esmaeili, 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\* (دانشجو)

حسین عباسی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

مهمنگی عمران شریف، (همار ۳۶۰) دری ۵۰، شماره ۱، صص ۶۷-۶۵، (پژوهشی)

منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها تحت خطر لرزه‌ای کاربرد دارند. تولید اعداد تصادفی با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای محاسبه‌ی منحنی شکنندگی، مستلزم تحلیل‌های فراوان است. تاکنون روش‌های مختلفی برای استخراج منحنی شکنندگی با تعداد تحلیل‌های کمتر پیشنهاد شده است. در مطالعه‌ی حاضر، روش 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 درنتیجه، با انجام تحلیل‌های بسیار کمتر، منحنی شکنندگی با دقت بالا برای سازه‌های فولادی تحت خطر زلزله تولید می‌کند. منحنی‌های شکنندگی برای سه سازه ۹، ۱۲ و طبقه‌ی فولادی با روش پیشنهادی محاسبه و بدست 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.

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

## ۱. مقدمه و تاریخچه‌ی پژوهش

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 پخشی (۲۰۱۲)،<sup>[۱]</sup> منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌ی بتنی مسلح برای ارزیابی تأثیر متغیرهای تصادفی، مانند: عدم قطعیت A، ضریب اهمیت ساختمان‌ها و ظرفیت شکل‌پذیری بدست آورده و نشان داده‌اند که قابلیت انعطاف‌پذیری ویره می‌تواند احتمال افزایش بیش از حد خرابی را کاهش دهد. اربریک<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۰۵)،<sup>[۲]</sup> 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 فشردگی 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<sup>۳</sup> برای تولید اعداد تصادفی کاربرد دارد، که در آن،

منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها تحت خطر زلزله و براورد 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 محدوده‌ی خسارت موردنظر برحسب پارامتر شدت زلزله مانند A<sup>۱</sup> نشان می‌دهند.<sup>[۴]</sup>

تاکنون مطالعات بسیاری از منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی لرزه‌ای آثار پارامترهای مختلف در رفتار احتمالاتی سازه‌ها تحت زلزله استفاده کرده‌اند. رین‌هورن<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۰۱)،<sup>[۵]</sup> اثر تغییرات پارامترهای سختی، مقاومت و میرایی را در منحنی شکنندگی ساختمان ۴ طبقه‌ی بتن مسلح با دیوار برشی تحت زلزله ارزیابی کرده و دریافت‌های افرایش اندک در سختی اعضا، احتمال خرابی را کاهش می‌دهند. تغییرات

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۰/۱/۱، اصلاحیه ۱۰/۴/۲، پذیرش ۲۵/۴/۱۴۰۲.

استاد 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، ۱(۴۰).

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

پیشنهاد دادند و گزارش کردند که روش HDMR برای سازه‌ی ساده‌ی جرم و فنر و برای سیستم قاب خمشی بتقی ۶ طبقه، هزینه‌های محاسباتی را حدوداً ۹۸٪ کاهش داده است. رحمن [۲۲] و همکاران [۲۰۱۹] در ارزیابی خطر لرزه‌ای، منحنی‌های شکنندگی را برای قاب فولادی با روش HDMR تولید کردند و نشان دادند که استفاده از روش اخیر برای استخراج منحنی‌های شکنندگی باعث کاهش هزاران تحلیل دینامیکی افزایشی شده است. تاچامپوریام [۲۳]، [۲۰۱۴] روش‌های هزاران تحلیل دینامیکی افزایشی شده است. همکاران [۲۵] روش‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو، کرنل و HDMR را برای استخراج منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی بتقی خمشی از نظر تعداد و زمان تحلیل مقایسه کرد و دریافت که کارایی روش‌های کرنل و HDMR در کاهش زمان و هزینه محاسبات است. همچنین نتایج نشان داد که منحنی‌های شکنندگی تولید شده به روش پایه‌ای مونت‌کارلو ندارد. هر چند به دلیل تعداد محدود نقاط انتخاب شده با روش پایه‌ای مونت‌کارلو ندارد، 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 شکنندگی را کاهش داده است.

اسدی و سورانی [۲۰۲۰] پس از بررسی نقاط ضعف و قوت روش‌های مونت‌کارلو، کرنل و HDMR برای استخراج منحنی‌های شکنندگی، روش نمود مدل ۲۴ SI-HDMR نامیدند. از الگوریتم پیشنهادی برای استخراج منحنی‌های شکنندگی یک سیستم دینامیکی یک درجه‌ی آزادی و یک قاب بتقی 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 ذکرشده برای استخراج منحنی‌های شکنندگی دارد.

جمع‌بندی مطالعات پیشین نشان می‌دهد که منحنی‌های شکنندگی، اباری مناسب برای ارزیابی لرزه‌ای انواع سازه‌ها تحت تغییرات پارامترهای مختلف هستند. همچنین با توجه به زمان برآورده و پرهزینه بودن روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مطالعات زیادی بر روی ارائه روش‌هایی مانند: کرنل، HDMR و SI-HDMR برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با دقت بالا، اما تعداد کمتر تحلیل متمرکز شده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر، روش پیشنهادی SI-HDMR، که قبل از قاب‌های بتقی مطرح شده بود، برای سازه‌های فولادی و به صورت سه‌بعدی توسعه یافته و پس از ارائه آن، روش SI-HDMR بر روی سه نمونه سازه‌ی فولادی ۹ و ۱۲ طبقه آزموده شده است. روش‌های پیشنهادی 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 شکنندگی

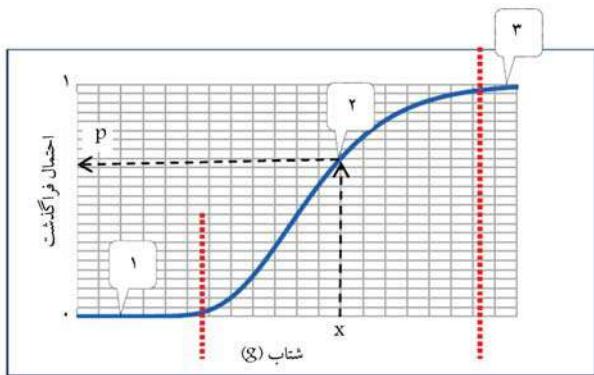
با فرض احتمال لوگ نرمال برای احتمال خرابی سازه، احتمال فزونی تقاضا از یک مقدار خرابی مشخص (۶)، که معرف تابع شکنندگی است، به صورت رابطه‌ی ۱ است:

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

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 زمان برآورده و پرهزینه است. [۵] تاتلا [۵] و همکاران [۲]، [۶] برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بلند، منحنی‌های شکنندگی را با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو به دست آورده‌اند. کارانتزی [۶] و همکاران [۷]، [۸] 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 زو [۷] و همکاران [۸]، [۹] زو و همکاران [۱۰]، [۱۱] و زی و همکاران [۱۰]، [۱۱] از روش فاصله‌ی زمانی برای تخمین میدان پاسخ دینامیکی سیستم لوفینگ [۸] جرثقیل با پارامترهای تصادفی استفاده کرده و دریافت‌های 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 [۱۰]، [۱۱] روش جدیدی را برای تحلیل دینامیکی تصادفی سازه‌های غیرخطی پیشنهاد کرده‌اند که روش اخیر در مقایسه با روش انتخاب نقطه در تحلیل پاسخ لرزه‌ای تصادفی سازه‌ها ارائه دادند و دریافتند که روش مذکور، عملکرد خوبی برای استفاده دارد. واموتاسیکوس و فراگیاداکس [۱۰]، [۱۱] 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 کرده‌اند. همچنین برای ارزیابی پارامتر تصادفی عملکرد لرزه‌ای از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، برآورده نقطه‌ای، و روش‌های ممان دوم مرتبه‌ی اول استفاده کرده‌اند و دریافتند که روش برآورده نقطه‌ای و روش ممان دوم مرتبه‌ی اول به هزینه‌ی محاسباتی کمتری نیاز دارد. در صورتی که 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. [۱۲] از سایر روش‌های پیشنهادی، کریک [۱۲] و همکاران [۱۰]، [۱۱] از تحلیل دینامیکی پیچیده انجام شود، و نوچ [۱۳] و سنسوی [۱۰] در صورتی که شبیه‌سازی مونت‌کارلو بر روی یک تابع سطح پاسخ [۱۰] و نه در الگوریتم کوکو [۱۴] را برای استخراج منحنی‌های شکنندگی پیشنهاد دادند. سودرت [۱۵] و چو [۱۳]، [۱۴] روش شبیه‌سازی GPC [۱۶] را پیشنهاد دادند تا تعداد تحلیل‌های با شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی را کاهش دهند. در مطالعه‌ی دیگری، ساها [۱۷] و همکاران [۱۸] با استفاده از شبیه‌سازی GPC تأثیر پارامترهای تصادفی مشخصات مخازن ذخیره‌سازی مایع با پایه‌ی جدا شده را به کمک منحنی‌های شکنندگی ارزیابی کرده‌اند و نشان دادند که زمان تحلیل‌ها تا ۷۵٪ می‌یابد.

در سال‌های اخیر، برای ارزیابی لرزه‌ای با استخراج منحنی‌های شکنندگی 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 شکنندگی تولید می‌شود. بدین ترتیب، تعداد تحلیل‌ها کاهش می‌یابد، هر چند خطای محاسباتی نیز به همراه دارند. [۱۶]، [۱۷] نیلسون [۲۰] و همکاران [۲۰]، [۲۱] منحنی‌های شکنندگی 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. یونیکریشتان [۲۱] و همکاران [۲۰]، [۲۱] برای استخراج منحنی‌های شکنندگی، روش HDMR را



شکل ۱. شکل کلی منحنی شکنندگی.<sup>[۱]</sup>

در ناحیه‌ی اول، احتمال رخداد خرابی نزدیک به  $0^{\circ}$  و بیشینه‌ی برابر با  $0^{\circ}/0^{\circ} ۲$  در ناحیه‌ی سوم نزدیک به ۱ و دستکم  $0^{\circ}/۹۸$  است و در میانی دوم، بین  $0^{\circ}/۰۲$  تا  $0^{\circ}/۹۸$  است. مطابق روابط ۳ و ۴، با استفاده از تابع معکوس توزیع تجمعی، مقادیر پاسخ میانگین سازه به ازاء احتمال‌های  $0^{\circ}/۰۲$  و  $0^{\circ}/۹۸$  در هر سطح عملکرد با مقدار خرابی ۵ محاسبه می‌شوند:

$$\begin{aligned} P(\Delta_D < \delta) &= 0^{\circ}/۰۲ \\ \rightarrow \ln(\lambda_{D,0^{\circ}/0^{\circ} ۲}) &= \ln(\delta) + \beta_D + \\ &\Phi^{-1}(0^{\circ}/۰۲) \end{aligned} \quad (۳)$$

$$\begin{aligned} P(\Delta_D < \delta) &= 0^{\circ}/۹۸ \\ \rightarrow \ln(\lambda_{D,0^{\circ}/۹۸}) &= \ln(\delta) + \beta_D + \\ &\Phi^{-1}(0^{\circ}/۹۸) \end{aligned} \quad (۴)$$

که در آنها،  $\beta_D$  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  $\lambda_{D,0^{\circ}/۰۲}$  و  $\lambda_{D,0^{\circ}/۹۸}$  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 مستقل تولید می‌شوند. لذا، شکل کلی توابع پاسخ به صورت رابطه‌ی ۵ است:

$$f(X) = f_0 + \sum_{i=1}^N f_i(X) \quad (۵)$$

که در آن،  $f_i$  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  $f_i$  تابع 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:

$$ax_i^2 + bx_i + c = y_i \quad (۶)$$

جدول ۱. مقادیر بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقات در هر سطح عملکرد برای سازه‌های فولادی.<sup>[۲۶]</sup>

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

که در آن،  $\Phi$  تابع توزیع تجمعی نرم‌افزار استاندارد،  $\lambda_D$  لگاریتم طبیعی میانگین تقاضای زلزله به عنوان تابع بزرگی زلزله،  $\beta_D$  انحراف استاندارد توزیع نرم‌افزار برای تقاضای زلزله مورد نظر و IM معرف پارامتر شدت زلزله هستند.

در پژوهش حاضر، شاخص خرابی  $\delta$ ، بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای انتخاب شده است. در جدول ۱، مطابق با استاندارد FEMA – P058 حدود جابجایی نسبی طبیعی برای ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی ارائه شده است. دو پارامتر  $\lambda_D$  و  $\beta_D$  در تابع شکنندگی بسیار مهم هستند و روش پایه‌ای برای محاسبه‌ی آنها، استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو است؛ که در آن، به کمک الگوریتم مانند رابطه‌ی ۲، تعداد زیادی مقدار برای متغیرهای تصادفی با در اختیار داشتن مقدار میانگین و انحراف استاندارد هر متغیر تولید می‌شود.<sup>[۲۷]</sup>

$$Get \ ۰ < I_i < ۶۰۷۵$$

$$\begin{aligned} I_{i+1} &= (106I_i + 1283) \bmod 6075 \\ \rightarrow r_{i+1} &= I_{i+1}/6075 \\ \rightarrow x_{i+1} &= F^{-1}(r_{i+1}) \end{aligned} \quad (۲)$$

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 مونت‌کارلوست؛ که چون در گام بعدی، الگوریتم متناظر با احتمال رخداد پدیده کوچک‌تر یا مساوی  $x_i$  است، الگوریتم مونت‌کارلو 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  $(\lambda_D)$  و انحراف استاندارد  $\beta_D$  به دست می‌آیند. فرایند تولید متغیر تصادفی با شبیه‌سازی مونت‌کارلو 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 مونت‌کارلو بسیار زیاد هستند، در مطالعه‌ی حاضر، روشی پیشنهاد شده است که برای سازه‌های فولادی دو مقدار  $\lambda_D$  و  $\beta_D$  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:

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

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

که در آنها،  $d_i$ : مقادیر پاسخ بدست آمده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی،  $a$ : مقادیر میانگین پاسخ در هرگام پیش‌روندگی شتاب با توجه به ضرایب  $b$  و  $b$  بدست آمده از منحنی برازش رابطه‌ی توانی،  $N$ : تعداد شتاب‌نگاشت‌ها و  $\beta_c^r$ : انحراف استاندارد مرتبه‌ی  $r$  با هر سطح عملکرد است، که مقدار  $25^\circ$  برای آن پیشنهاد شده است.

گام ۶. پس از محاسبه‌ی مقادیر 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 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.

$$\begin{bmatrix} x_1^r & x_1 & 1 \\ x_2^r & x_2 & 1 \\ x_3^r & x_3 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} \quad (7)$$

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

که در آنها،  $x_1$  تا  $x_3$  مقادیر مختلف متغیر تصادفی و  $y_1$  تا  $y_3$  پاسخ‌های بدست آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای ترکیب‌های مختلف تحت شدت‌های زلزله به دست 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 تابع 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.

پ) پس از تهیه‌ی تابع پاسخ در هر سطح عملکرد، به کمک روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مقادیر مختلف برای متغیرهای  $x_j$  تولید و به اجزاء ترکیب‌های مختلف  $x$ ، یک مقدار پاسخ برای هر شتاب‌نگاشت و یک مقدار انحراف استاندارد برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها تخمین زده شده است. الگوریتم استفاده شده برای توزیع مونت‌کارلو طبق با رابطه‌ی ۲ بوده است. کمینه‌ی تعداد عدد تصادفی تولید شده  $500$  و شرط همگرایی عدم تغییر نتایج بیش از  $5\%$  در عدد تولید شده‌ی متوالی بوده است. مقدار میانگین و منحنی‌های شکنندگی برای هر سطح عملکرد به دست آمده‌اند. در شکل ۲، مراحل ذکر شده‌ی روش پیشنهادی برای استخراج منحنی شکنندگی مشاهده می‌شود.

### ۳.۲. روش‌های کرنل و HDMR

تاکنون روش‌های مختلفی برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با تعداد تحلیل‌های کمتر از ارائه شده است، که دو روش کرنل و HDMR از مطرح ترین آنها هستند. در روش کرنل، برای هر سطح عملکرد خاص، یک تابع شکنندگی به منظور 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 به صورت 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.<sup>[۶]</sup>

طبقه	مشخصات تیر	مشخصات ستون
۱	$W 40 X 183$	$W 14 X 550$
۲	$W 40 X 183$	$W 14 X 550$
۳	$W 36 X 150$	$W 14 X 550$
۴	$W 36 X 150$	$W 14 X 455$
۵	$W 36 X 150$	$W 14 X 455$
۶	$W 33 X 118$	$W 14 X 398$
۷	$W 33 X 118$	$W 14 X 398$
۸	$W 27 X 94$	$W 14 X 342$
۹	$W 21 X 62$	$W 14 X 342$

دانشمند، 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  $W 16 \times 50$  بوده است.

### ۲.۳ مدل سازی در نرم‌افزار OpenSees

نرم‌افزار <sup>[۲۱]</sup>، <sup>[۲۲]</sup> یک نرم‌افزار تحلیل ماکروسیست، که رایگان و متن باز است و در حوزه‌ی تحلیل و پژوهش ساختارهای سازه‌ای و ژئوتکنیکی قابلیت دارد. در پژوهش حاضر، سازه‌ها به صورت غیرخطی برای انجام تحلیل در نرم‌افزار OpenSees مدل سازی شده‌اند. برای مدل سازی چشم‌های اتصال از روش‌های مدل سازی گپتا<sup>[۲۳]</sup> و کراوینکلر<sup>[۲۴]</sup> استفاده شده است. اتصال چشم‌های اتصال به تیرهای مجاور از نوع صلب بوده و در محل اتصال آن به ستون‌های فوکانی و تحتانی، مفاصل خمیری تعریف شده است. در مدل سازی با مدل مفصل خمیری برای مدل سازی اعضا، نقاط ابتدا و انتهایی عضو که احتمالاً در زلزله، رفتار غیرخطی خواهد داشت به صورت یک مفصل متمرکز غیرخطی مدل سازی شده‌اند. در روش اخیر، امکان مدل سازی نرم‌شدگی اعضا و زوال سازه نیز وجود دارد. مدل سازی اعضاء تیر و ستون سازه در روش مفصل متمرکز به صورت کشسان بوده و رفتار غیرخطی سازه‌ها در مفصل‌های خمیری در انتهای تیر یا ستون تعریف شده است. در نتیجه، سختی مفاصل خمیری ستون‌ها، میزان صلابت اتصال چشم‌های اتصال به ستون‌ها را مشخص خواهد کرد. مدل سازی مفاصل خمیری تیرها و ستون‌ها، رفتار ممان انحنای مفاصل خمیری مذکور، منطقی بر مدل زوال ایارا<sup>[۲۵]</sup> کراوینکلر بوده است. <sup>[۲۶]</sup> که در مدل اشاره شده، برای تعریف رفتار لنگر-انحنای، مطابق با مصالح تک محوری Bilin بوده است، که توسط لیگنوس و کراوینکلر<sup>[۲۶]</sup> گسترش یافته است. <sup>[۲۷]</sup> مفاصل خمیری با المانی با طول صفر (Zero length) ایجاد و سپس رفتار المان مذکور در جهت دورانی مطابق بر رفتار لنگر - انحنای مصالح Bilin تعریف شده است. اثر P-Delta بر روی قاب‌های خمیشی نیز لحاظ شده است.

زمان تناوب‌های سازه در نرم‌افزار OpenSees برای سازه‌های <sup>[۴]</sup>، <sup>[۹]</sup> و <sup>[۱۲]</sup> طبقه به ترتیب برابر با  $1/3$ ،  $1/7$  و  $2/3$  تانیه بوده است. برای راستی آزمایی، منحنی پوش آور یک نمونه سازه‌ی ساده‌ی <sup>[۳۱]</sup> طبقه از مطالعه‌ی شی<sup>[۳۵]</sup> و همکاران (<sup>[۲۰]</sup>)، <sup>[۲۰]</sup> میانگین و انحراف استاندارد پاسخ سازه‌ها به ازاء شتاب‌نگاشت مختلف بدست می‌آید؛

سپس هر ترکیب، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی می‌شود و سپس مقدار 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 بدست آمده، امكان 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 بدست می‌آید تا با جایگذاری در تابع شکنندگی، منحنی شکنندگی تولید شود. برتری روش SI-HDMR به این شرح است:

۱. در روش SI-HDMR، محدوده‌ی متغیرهای تصادفی براساس حدود واقعی تنظیم می‌شود؛ اما در روش HDMR، حدایه‌ای بالا و پایین، اختلاف دو برابر انحراف استاندارد با مقدار میانگین دارند، که ممکن است که حدود ذکر شده 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 خطأ می‌شود؛

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

### ۳. مدل سازی و تحلیل سازه‌ها

در بخش کمونی، مشخصات سازه‌های فولادی بررسی و همچنین مدل سازی آنها در نرم‌افزار تشریح شده است. همچنین راستی آزمایی رفتار غیرخطی در نرم‌افزار تشریح شده است.

#### ۳.۱.۳ مشخصات سازه‌های فولادی بررسی شده

سه سازه‌ی <sup>[۷]</sup>، <sup>[۹]</sup> و <sup>[۱۲]</sup> طبقه‌ی فولادی به ترتیب از مطالعات کازانتزی<sup>[۲۰]</sup>، <sup>[۲۱]</sup>، <sup>[۲۲]</sup> وامواتسیکوس و فرگیاداکیس<sup>[۲۳]</sup>، <sup>[۲۴]</sup> و جیانگ<sup>[۲۵]</sup> و همکاران<sup>[۲۰]</sup>، <sup>[۲۸]</sup> برای پژوهش حاضر انتخاب شده‌اند. سازه‌ها شکل‌بذری و بیزه‌ای داشتند. سازه‌ی <sup>[۴]</sup> طیقه، <sup>[۴]</sup> دهانه در سمت شمالی - جنوبی و <sup>[۳]</sup> دهانه در سمت شرقی - غربی داشت، که طول هر دهانه  $9/1$  متر و ارتفاع طبقه‌ی اول آن  $4/6$  متر و بقیه‌ی طبقات <sup>[۷]</sup>  $3/7$  متر بوده است. سازه‌ی مذکور، براساس آینین نامه‌های IBC<sup>[۲۶]</sup>، <sup>[۲۷]</sup> AISC<sup>[۲۸]</sup> در شهر لس آنجلس طراحی شده است. خاک سه سازه‌ی اخیر، مطابق طبقه‌بندی زلزله‌ی آینین نامه‌ی ASCE<sup>[۲۹]</sup> از طبقه‌ی D بوده است. مقاطع تیرهای سازه‌ی <sup>[۴]</sup> طبقه در دو طبقه‌ی اول  $10/2$   $W 27 \times 93$  و در دو طبقه‌ی بعدی  $W 21 \times 93$  و نیز  $W 24 \times 117$   $W 24 \times 117$  و در طبقه‌ی آخر  $W 24 \times 76$  بوده‌اند. مشخصات مقاطع قاب سازه‌ی <sup>[۹]</sup> طبقه در جدول ۲ ارائه شده است. ارتفاع طبقات سازه‌ی <sup>[۱۲]</sup> طبقه برابر با  $3$  متر با  $6$  دهانه به طول  $6$  متر بوده است. ستون‌های سازه‌ی <sup>[۱۲]</sup> طبقه، مقاطعی به صورت قوطی مربع شکل با عرض  $500$  میلی‌متر

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده.<sup>[۲۷]</sup>

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 ۱۲۵۲۰	۱۹۹۴	۰/۶۹
۶	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۰/۳۸
۷	Imperial Valley	El Centro Array # ۱۱	۱۹۷۹	۰/۲۴
۸	Kobe	Shin - Osaka	۱۹۹۰	۰/۳۶
۹	Kobe	Nishi - Akashi	۱۹۹۰	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

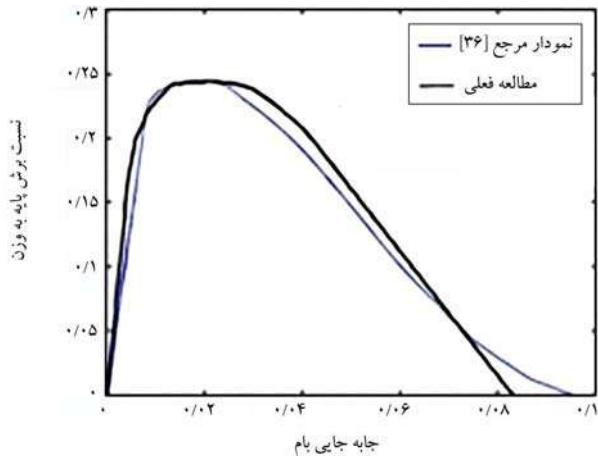
روش تحلیل دینامیکی فریزیند (IDA)، یک روش تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها براساس عملکرد است، که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند.<sup>[۲۶]</sup> طبق آین نامه<sup>[۲۷]</sup> -۰۷ ASCE، دست کم ۱۱ زوج شتاب‌نگاشت افقی برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی موردنیاز است. در پژوهش حاضر، از ۱۵ شتاب‌نگاشت از مطالعات<sup>[۲۸]</sup> ngawest<sup>[۲۹]</sup> با بزرگی بین ۶/۵ تا ۷/۰ ریشت، ثبت شده بر روی خاک D و با فاصله‌ی بیشتر از ۱۰ کیلومتر به عنوان شتاب‌نگاشت دور از گسل مستخرج شده است. در جدول ۳، شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده ارائه شده است. همچنین طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها مطابق با ضوابط طیف مندرج در آین نامه<sup>[۲۷]</sup> -۰۷ ASCE،<sup>[۲۱]</sup> 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<sup>[۳۰]</sup> 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 به دست آمده از روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه و بر روی نتایج بحث شده است.



شکل ۳. مقایسه‌ی منحنی پوش آور مطالعه‌ی Shi و همکاران (۲۰۲۰)،<sup>[۳۵]</sup> با مطالعه‌ی حاضر.

به دست آمده و با منحنی پوش آور راستی آزمایی شده مطالعه‌ی اخیر<sup>[۳۵]</sup> 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.

سپس برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش HDMR، در هرگام پیش‌روندهای شدت زلزله با کمک روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مقادیر زیاد تنش تسلیم تولید شده و میانگین پاسخ‌های به دست آمده با کمک توانع پاسخ به دست آمده است. منحنی‌های شکنندگی در هر سطح خواری، با مقادیر میانگین و انحراف استانداردهای به دست آمده‌ی اخیر تولید شده‌اند.

**۵.۴. استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش SI-HDMR**

مقدار میانگین بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای سازه‌های فولادی تحت شتاب‌نگاشت یاد شده با مقدار تنش تسلیم متوسط به ازاء شدت‌های مختلف زلزله به دست آمده است. با توجه به آین نامه‌ی FEMA-P695p<sup>[۱۰]</sup>، انحراف استاندارد پاسخ‌ها برای سازه‌های با کیفیت عالی و خوب طراحی شده برابر ۲٪ و ۳٪ بوده است، که برای درنظرگرفتن در رابطه‌ی معکوس تابع شکنندگی (روابط ۳ و ۴) مقدار ۲۵٪ 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، به دست آمده است. بدین ترتیب، ترکیب‌های تولید شده با روش SI-HDMR برای سطوح مختلف عملکردی به دست آمده است.

در ادامه، تحلیل IDA بر روی ترکیب‌های به دست آمده 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 به دست آمده است. ضرایب ثابت معادلات اخیر به صورت درجه دوم بوده است. با به دست آمدن توابع مذکور در هر سطح شتاب با کمک شبیه‌سازی مونت‌کارلو، تعداد زیادی مقدار برای تنش تسلیم تولید شده و سپس پاسخ میانگین به دست آمده است. با جایگذاری مقادیر میانگین و انحراف استاندارد به دست آمده در توابع شکنندگی، منحنی‌های شکنندگی با روش SI-HDMR تولید شده است.

**۵.۵. مقایسه منحنی‌های شکنندگی تولید شده با روش‌های مختلف**

در بخش حاضر، منحنی‌های شکنندگی تولید شده 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 تولید شده 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

**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 تاریخچه‌ی زمانی افزایشی در چندین Sa قرار گرفته و پاسخ‌های سازه (بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای سازه‌ها) در هر Sa به دست آمده است. براساس مقادیر میانگین و انحراف استاندارد لگاریتم طبیعی پاسخ‌های به دست آمده 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 پیش‌روندهای شدت زلزله، اعداد تصادفی به روش مونت‌کارلو تولید می‌شود. سازه‌های تولید شده مختلف، هر یک تحت شدت زلزله متناظر خود قرار می‌گیرند. سپس تابع توانی به پاسخ‌های به دست آمده برآش می‌شود. روابط ۱۲ الی ۱۴، روابط برازش شده به پاسخ‌های به دست آمده به ترتیب برای سازه‌های ۴، ۹ و ۱۲ طبیعه هستند.

$$\widehat{EDP} = 0/0335(IM)^{0.9922} \quad (12)$$

$$\widehat{EDP} = 0/0254(IM)^{0.9522} \quad (13)$$

$$\widehat{EDP} = 0/0677(IM)^{1/2039} \quad (14)$$

که در آنها، پارامتر موردنظر تقاضای مهندسی است، که در مطالعه‌ی حاضر، برای میانگین بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای است. با احتیاط‌دار شدن ذکر شده و مقادیر انحراف استاندارد، منحنی شکنندگی برای سازه‌ها تولید می‌شود.

### ۳.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش HDMR

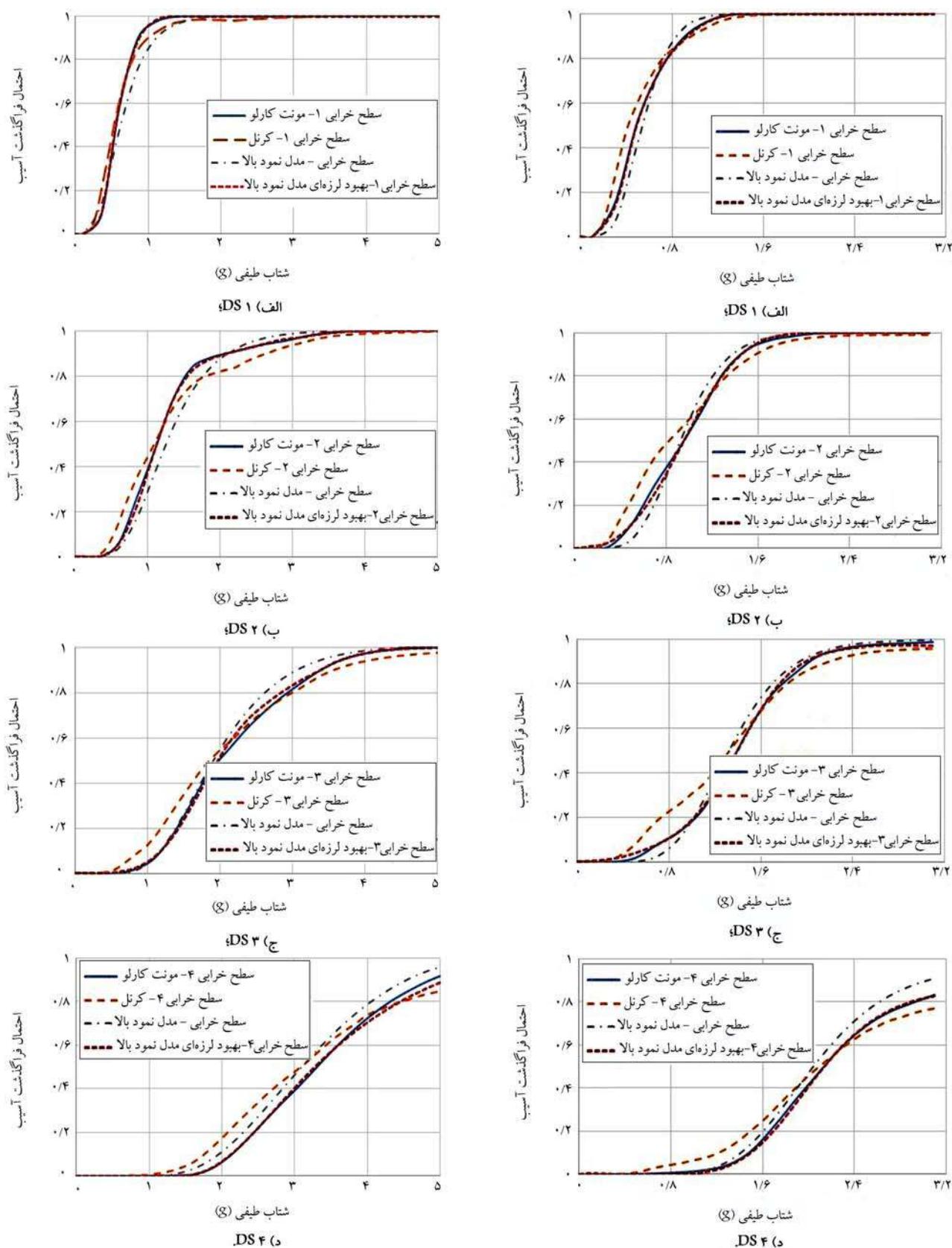
برای استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش HDMR، مقادیر میانگین، مجموع میانگین و دو برابر انحراف استاندارد و همچنین تفاضل مقادیر میانگین و دو برابر انحراف استاندارد پارامتر تصادفی تنش تسلیم برای سه سازه‌ی ۴، ۹ و ۱۲ طبیعه ترکیب شده‌اند.

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

$$\mu_y(\text{or} \sigma_y) = f_0 + f(f_y) + f(f_{Sa}) \quad (15)$$

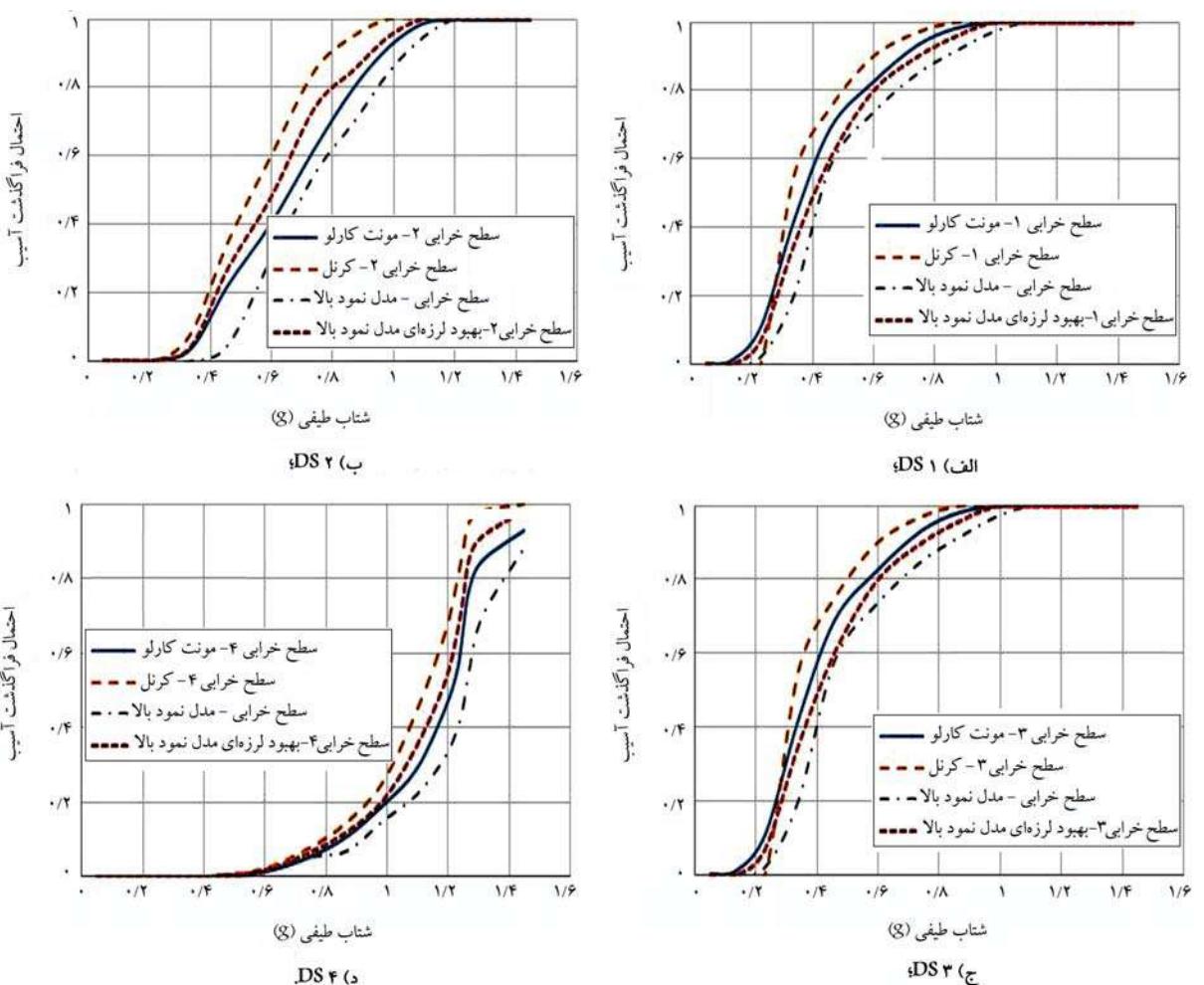
$$f(x) = ax^r + bx + c \quad (16)$$

که در آنها،  $y$  معرف پاسخ سازه،  $\mu$  معرف میانگین پاسخ‌ها،  $\sigma$  معرف انحراف استاندارد پاسخ‌ها، ضرایب  $a$ ،  $b$  و  $c$  ضرایب ثابت برازش شده و  $f$  معرف مقدار میانگین یا انحراف استاندارد پاسخ‌ها به ازاء مقادیر میانگین پارامترهای تصادفی هستند.



شکل ۴. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی تولید شده‌ی روش‌های متداول برای سازه‌ی ۹ طبقه در سطوح عملکردی.

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



شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی تولیدشده 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 به دست 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 HDMR (SI-HDMR) ۳۰۰ تحلیل برای هر سازه نسبت به روش ۷۵ تحلیل برای هر سازه (SI-HDMR) نسبت افزایش چشم‌گیر نبوده است. همان‌طور که روش پیشنهادی روش پیشنهادی SI-HDMR در حدود ۳٪ تعداد تحلیل کمتر از روش کرنل (465 تحلیل برای هر سازه) دارد؛

روش پیشنهادی SI-HDMR نسبت به روش پایه‌ای مونت‌کارلو کمترین خطای را داشته است. بیشینه‌ی مقدار خطای در روش SI-HDMR ۲۷٪ بوده است (برای سازه‌ی ۱۲ طبقه در سطح عملکردی)، در حالی که بیشینه‌ی خطای روش‌های کرنل و HDMR به ترتیب تا ۸۰ و ۶۰ درصد (برای سازه‌ی ۹ طبقه در سطح عملکردی) 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 خطای با روش مونت‌کارلو مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که میزان خطای 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<sup>4</sup>) بیشتر است، ولی میزان خطای در روش SI-HDMR، نفاوتی با تغییر سطوح عملکردی افزایشی، مانند سایر روش‌ها ندارد. افزایش اندک زمان محاسبات برای روش SI-HDMR مقایسه با روش HDMR با توجه به کاهش قابل ملاحظه‌ی مقادیر خطای 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 ۹، ۱۲ و ۱۴ طبقه آزموده شده است. برای ارزیابی کارایی روش پیشنهادی،

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

خطا (%)				زمان تحلیل	تعداد تحلیل	روش
DS۴	DS۳	DS۲	DS۱			
-	-	-	-	۷۹۲ ساعت	$۱۶ \times ۳۰۰ \times ۱۵$	مونتکارلو
۶۰	۵۲	۳۵	۱۶	۳ ساعت	$۳۱ \times ۱۵$	کرنل
۲۰	۱۷	۸/۵	۲	۳۰ دقیقه	$۵ \times ۱۵$	HDMR
۲۱	۹	۱/۵	۰/۱	۲ ساعت	$۴ \times ۵ \times ۱۵$	SI-HDMR

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

خطا (%)				زمان تحلیل	تعداد تحلیل	روش
DS۴	DS۳	DS۲	DS۱			
-	-	-	-	۹۰۰ ساعت	$۱۶ \times ۳۰۰ \times ۱۵$	مونتکارلو
۸۰	۳۵	۲۵	۹	۶ ساعت	$۳۱ \times ۱۵$	کرنل
۶۰	۱۰	۷/۵	۳	۱ ساعت	$۵ \times ۱۵$	HDMR
۲۲	۷	۱	۰/۳	۴ ساعت	$۴ \times ۵ \times ۱۵$	SI-HDMR

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

خطا (%)				زمان تحلیل	تعداد تحلیل	روش
DS۴	DS۳	DS۲	DS۱			
-	-	-	-	۱۰۰۰ ساعت	$۱۶ \times ۳۰۰ \times ۱۵$	مونتکارلو
۴۰	۵۸	۳۵	۲۰	۸ ساعت	$۳۱ \times ۱۵$	کرنل
۳۳	۴۰	۳۴	۲۴	۱ ساعت	$۵ \times ۱۵$	HDMR
۲۷	۲۱	۱۶	۱۵	۴ ساعت	$۴ \times ۵ \times ۱۵$	SI-HDMR

-- با توجه به اینکه تغییرشکل‌های خمیری و آسیب‌های رخداده در سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه نسبت به سازه‌ی ۴ طبقه بیشتر بوده است، 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؛

## پانوشت‌ها

- Peak Ground Acceleration
- Reinbhorn
- Erberik
- Monte Carlo
- Tantala
- Kazantzi
- Zhou & Zi
- luffing system
- Chen
- Vamvatsikos & Fragiadakis
- Response Surface Function
- Craig
- Jough & Sensoy
- Cuckoo algorithm
- Generalized Polynomial Chaos
- Sudret & Chu
- Saha
- Cornell
- High Dimensional Model Representation
- Nielson
- Unnikrishnan
- Rahman
- 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

## مراجع (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-Corvera, 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 Geostructures, MAE Center CD Release 07-17.
15. Jough FKG., sensoy, 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). Eidgenö ssische 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 لرزه‌یی ساختمان‌های میان‌مرتبه‌یی ترکیبی در ارتفاع

آرین کیانی\* (کارشناس ارشد)

علی خیرالدین (استاد ممتاز)

محمدعلی کافی (دانشیار)

حسین نادرپور (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهمنگی: عمان شریف، (همار ۳۶۰) دری ۵۰، شماره ۱، صفحه ۷۷-۸۹، (پژوهشی)

ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، رفتار پیچیده‌یی در برابر زلزله دارند. در پژوهش حاضر، به مدل سازی و بررسی رفتار غیرخطی آن‌ها در برابر زلزله واستخراج احتمال شکنندگی آن‌ها در سطح مختلف آسیب با درنظرگرفتن نسبت‌های مختلف تعداد طبقات بتی به فولادی پرداخته شده است. همچنین اتصال بخش فولادی به بخش بتی به صورت غیرخطی مدل سازی و مدل‌های ترکیبی مختلفی در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه طراحی شدند. با استفاده از کد تهیه شده، نموذارهای پیشنهادی پاسخ سازه در آستانه‌ی سطح آسیب کامل ناشی از نتایج تحلیل دینامیکی افزاینده تحت ۲۲ شتاب‌نگاشت به همراه میانگین آنها بدست آمدند. منحنی‌های شکنندگی در ۴ سطح آسیب استخراج شدند و نتایج نشان دادند که در محل انتقال از سکلت بتی به فولادی، یک تابعیتی بحرانی وجود دارد، که مقدار پاسخ در آن دچار تغییری ناگهانی شده است؛ که در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه به ترتیب تا مقادیر ۶۵/۲ و ۹۸ درصد رسیده است. با توجه به میانه‌ی ظرفیت فوربریزش حاصل از منحنی‌های شکنندگی، هر چقدر نسبت تعداد طبقات بتی به فولادی بیشتر بوده است، سازه عملکرد مطلوب‌تری داشته است.

a\_kiani@semnan.ac.ir  
kheyroddin@semnan.ac.ir  
mkafi@semnan.ac.ir  
naderpour@semnan.ac.ir

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

## 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 جانی به وجود می‌آیند، نیازمند توجه ویژه‌یی هستند. پاچورجیو و جاینت<sup>[۱]</sup>،<sup>[۲]</sup> به بررسی ضریب میرایی یکپارچه برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع پرداختند. ضریب میرایی معادل که برای کل سازه در نظر گرفته می‌شد، واسطه به نسبت مقادیر جرم و سامانه مودی دو بخش فوکانی و تحاتانی به هم بود. در ادامه، مطالعات متعددی در مورد ضریب میرایی یکپارچه برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع توسعه برخی دیگر از پژوهشگران صورت پذیرفته است.<sup>[۳]</sup><sup>[۴]</sup> همتی و خیرالدین<sup>[۵]</sup> در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع و کاربرد طبقه‌یی مرکب از بتون و فولاد به

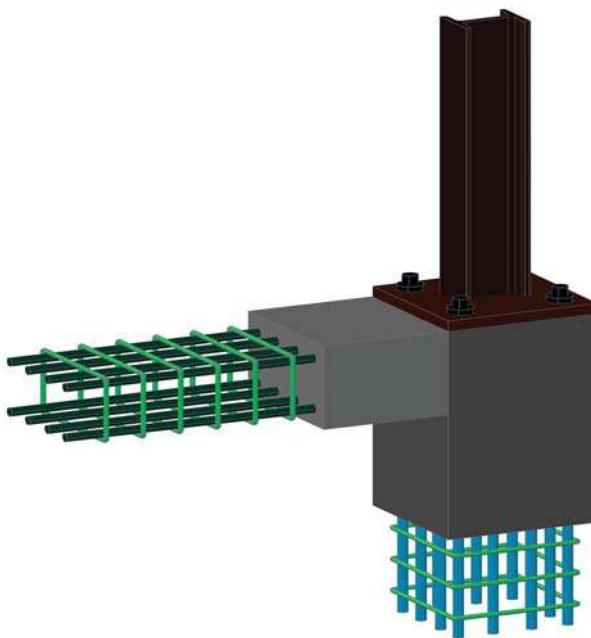
در صورت استفاده از چند سیستم باربر جانی در راستای ارتفاع ساختمان، یک سیستم ترکیبی در ارتفاع به وجود می‌آید. منظور از ساختمان ترکیبی در ارتفاع در مطالعه‌ی حاضر، ساختمانی است که در دو بخش تحتانی و فوقانی آن به ترتیب از مصالح بتی و فولادی استفاده شده است. امروزه یکی از سیستم‌های مورد توجه در صنعت ساخت‌وساز، همین ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع هستند، که از نمونه‌های اجراشده‌ی آن در جهان می‌توان به مرکز مالی جهانی شانگهای<sup>[۶]</sup>، ساختمان امنیت بین‌المللی ووهان<sup>[۷]</sup> در چین، و برج یوکوهاما<sup>[۸]</sup> در ژاپن اشاره کرد.<sup>[۹]</sup> از طرفی، در ایران نیز از سیستم ترکیبی در ارتفاع در سازه‌هایی، همچون: برج آرتیمان در تهران، هتل میان‌دور در مشهد و ساختمان فرمانداری در سمنان استفاده شده است. در شکل ۱،

\* نویسنده مسئول  
تاریخ: دریافت ۱۲/۲/۲۰۱۴، اصلاحیه ۳/۸، ۱۴۰۲/۳/۱۰، 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 لرزه‌یی ساختمان‌های میان‌مرتبه‌یی ترکیبی در ارتفاع. مهندسی عمارت شریف، (۱۴۰۰)، صص. ۷۷-۸۹.

DOI:10.24200/J30.2023.62308.3217



شکل ۲. اتصال پای ستون فولادی به ستون بتونی.

رتفاع قاب فولادی بر روی صفحه ستون هایی که بالای ستون های آخرین طبقه ای بخش بتقی قرار گرفته اند، اتصال می باشد، که در شکل ۲، نحوه اتصال مشاهده می شود. ابعاد صفحه ستون محدود به ابعاد ستون بتقی بوده و همچنین اتصال ستون فولادی به آن عملکرد مفصلی داشته است.<sup>[۱۴]</sup>

تکنون در مورد اعضاء سازه‌ی کامپوزیت، مطالعات بسیار متنوعی صورت گرفته است.<sup>[۱۵]</sup> استفاده از دیدگاه احتمالاتی برای بررسی رفتار سیستم‌های مقاومت با بر جانی در سازه‌های مختلف در برای زلزله‌ی اصلی و حتی پس از زلزله همچنین رزیابی ضرایب عملکرد لرزه‌ی در سالهای اخیر بسیار رواج یافته و مطالعات بسیار متنوعی در موضوعات مختلفی در این حوزه انجام شده است.<sup>[۲۸-۳۰]</sup> اما در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع پوشش‌های بسیار محدودی در این حوزه صورت پذیرفته است. کیانی و همکاران<sup>[۳۱]</sup> در مطالعاتی به بررسی تأثیر طبقه‌ی انتقالی در رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع و تخفیف 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 سهول‌تر است. همچنین ساختمان‌های میان مرتبه در ایران که کمتر به طبقه‌ی انتقالی نیاز دارند، رواج بیشتری دارند. در نتیجه بسیار مهم است که رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع بدون طبقه‌ی انتقالی و با اتصال مستقیم قاب فولادی به قاب پشتی به صورت جامع در سطوح مختلف آسیب، ارزیابی غیرخطی و شکنندگی شود.<sup>[۳۲]</sup>

لذا، در مطالعه‌ی حاضرها به بررسی رفتار لرزه‌ی و توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی مبتنی برگزارش فنی هزوں<sup>۶</sup> در ۴ سطح آسیب: کم، متوسط، گسترده و کامل برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع میان مرتبه با ۷ و ۱۳ طبقه و با نسبت‌های مختلف تعداد طبقات بتنی به فولادی پرداخته شده است. جهت بررسی دقیق تر و مشاهده‌ی پاسخ ساختمان‌های مذکور در طبقات متفاوت به خصوص در محل تبدیل بخش بتنی به فولادی، توسط کد تهیه شده در نرم‌افزار آین‌سیس<sup>۷</sup> نمودارهای ییشینه‌ی جبهه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی برای هر ساختمان در لحظه‌ی رسیدن به آستانه‌ی حالت



بخش فولادی (طبقه ۷ تا ۶۶)

بخش بتنی (طبقه ۱ تا ۶)

الف) ساختمان هوآن در چین؛



بخش فولادی (طبقه ۹۶ تا ۱۰۱)

بخش کامپوزیت (طبقه ۷۹ تا ۹۵)

یخش بتني (طبقه ۱ تا ۷۸)

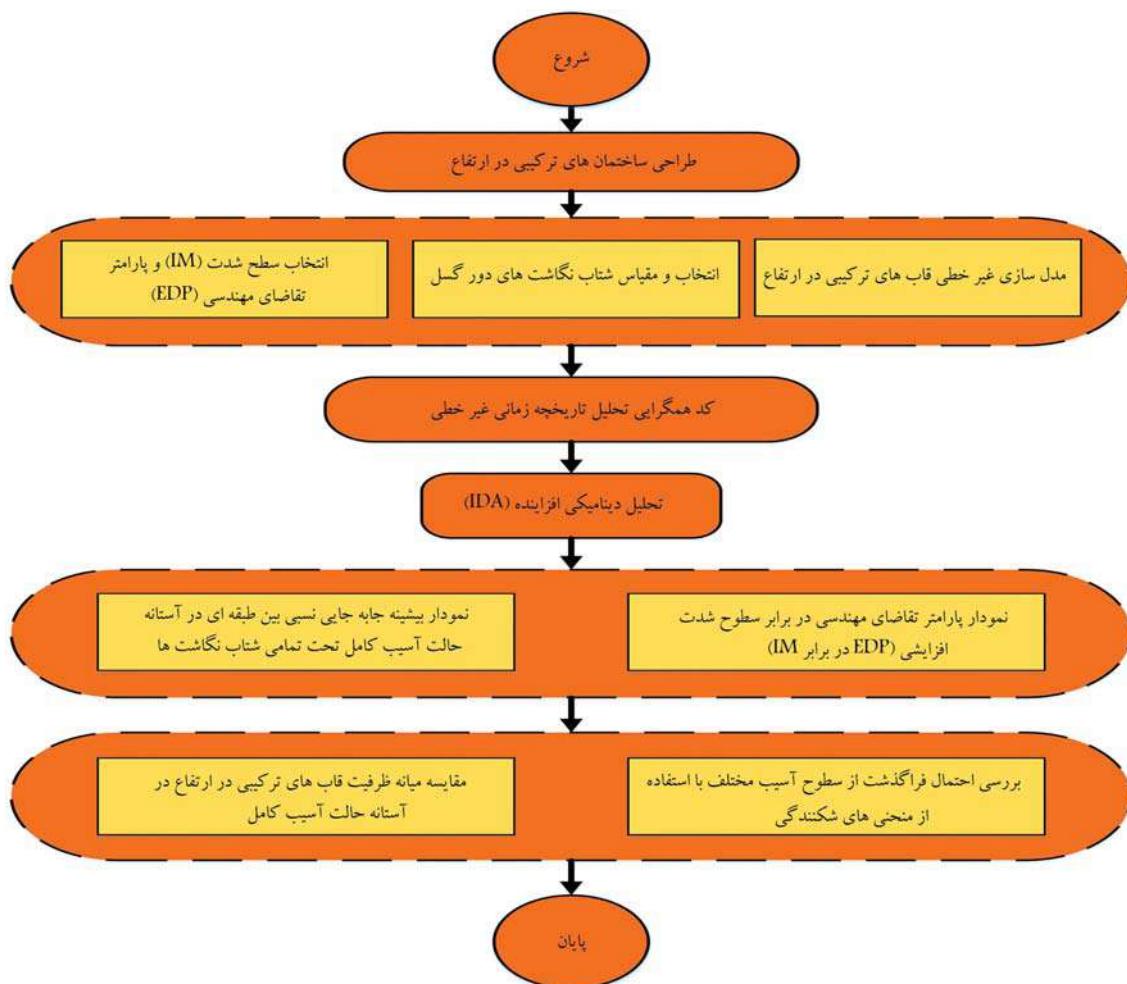
ب) برج شانگهای در چین؛



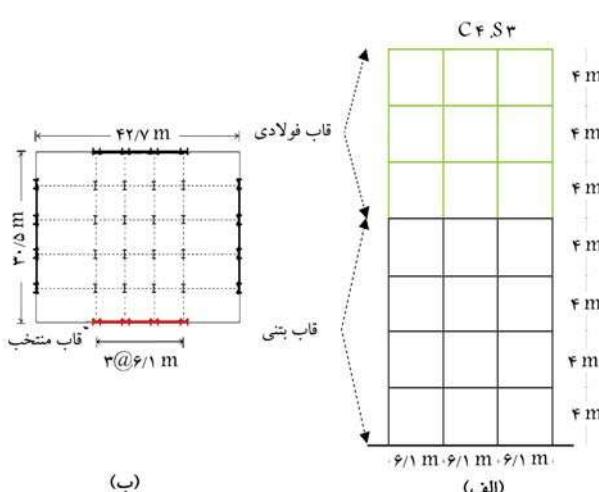
ج) ساختمانی در تهران.

شکل ۱. نمونه‌هایی از ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع.

نام طبقه‌ی انتقالی مایین دو بخش بتقی و فولادی مطالعه‌ی انجام دادند، ولی به دلیل محدودیت‌های نرم‌افزاری که در زمان پژوهش اخیر وجود داشت، نیاز به انجام مطالعات بیشتر و بهروزتری به سیله‌ی مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی در مورد پیش‌بینی رفتار لرزه‌بی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع است. مطالعاتی نیز در مورد ضریب میرایی یکپارچه با درنظرگرفتن طبقه‌ی انتقالی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع انجام و برای محاسبه‌ی آن راطیه‌ی ارائه شده است.<sup>[۷]</sup> فناوری و شامل‌تر<sup>[۸]</sup> در بررسی ضریب رفتار در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع ۱۵۰<sup>[۹]</sup>، ۲۰۰<sup>[۱۰]</sup> و ۲۵۰<sup>[۱۱]</sup> از روشنی استفاده کردند که براساس روش پیشنهادی یانگ<sup>[۱۲]</sup> و همچنین استفاده از نمودارهای تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) بود. در ادامه، طی یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی و با استفاده از میز لرزان، روش‌های مختلف به دست آوردن ضریب میرایی یکپارچه بررسی و مقایسه شد.<sup>[۱۳]</sup> در پژوهشی دیگر در سال ۱۹۹۱<sup>[۱۴]</sup> منحنی‌های شکنندگی برای یک ساختمان ترکیبی در ارتفاع ۵ طبقه، که ۳ طبقه‌ی بتقی و ۲ طبقه‌ی فولادی داشت، به دست آمد؛ اما در آن توجهی به پارامتر مهم نسبت تعداد طبقات بتقی به فولادی نشده است.<sup>[۱۵]</sup> در ساختمان‌های ترکیبی در



شکل ۳. خلاصه‌یی از مراحل پژوهش حاضر.



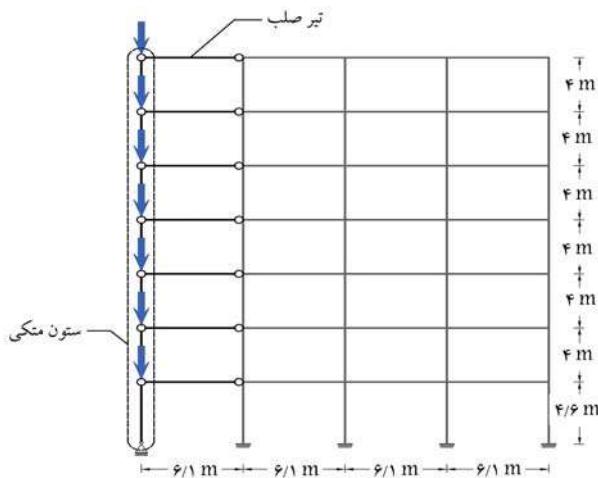
شکل ۴. (الف) نمای یکی از ساختمان های ترکیبی در ارتفاع، (ب) پلان تمامی مدل ها.<sup>[۳۱]</sup>

آسیب کامل (لحظی فروریختن) تحت تمام شتاب نگاشت های اعمالي 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 بتني به فولادی به صورت غیرخطی در نرم افزار آین سیسیس مدل سازی شده است. همچنین با توجه به تعداد تحلیل های موجود وجود هم زمان المان های بتني و فولادی در مدل جهت همگرایی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به ویژه در سطوح شدت بالای زلزله و افزایش سرعت تحلیل از کد همگرایی نوشته شده در نرم افزار آین سیسیس استفاده شد، که به صورت خودکار با تغییر در یک سری از پارامتر های حل مسئله به همگرایشدن تحلیل کمک کند. در شکل ۳، خلاصه‌یی از فرآیند انجام پژوهش حاضر ارائه شده است.

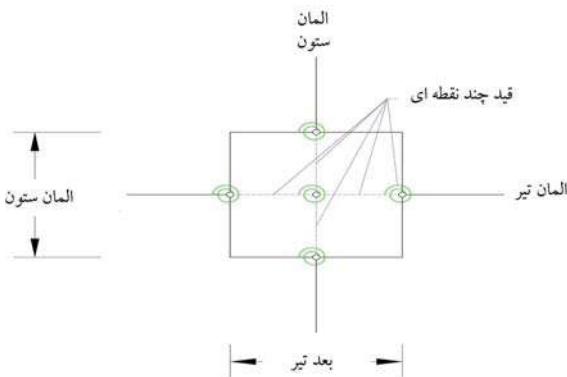
## ۲. مدل سازی ساختمان های ترکیبی در ارتفاع

### ۲.۱. مشخصات سازه و طراحی مدل ها

در بخش کنونی، به طراحی ساختمان های ترکیبی در ارتفاع در گروه های ۷ و ۱۳ طبقه پرداخته شده است. نامگذاری مدل ها بر اساس تعداد طبقات بتني و فولادی آنها بوده است. رقم مقابل حرف های C و S به ترتیب بیانگر تعداد طبقات بتني و



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



شکل ۶. المان به کاررفته در محل چشمی اتصال.

از یک قاب دو بعدی با توجه به تقارن پلان و پیرامونی بودن قاب‌های بار بار جانبه جهت مدل سازی غیر خطی استفاده شده است. برای افزایش دقیق در مدل سازی باید علاوه بر اثر پی-دلتا<sup>۱۱</sup> ناشی از قاب مدل سازی شده، اثر قاب‌های فلکی داخلی نیز لحاظ شود. لذا از ستون متکی<sup>۱۲</sup> مطابق شکل ۵ استفاده شده است. سختی خشی در ستون متکی سیار 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 مدل سازی اخیر در مطالعات مختلفی استفاده شده است.<sup>[۴۰-۴۸]</sup>

همچنین میرایی از طریق دستور رایلی به مدل اختصاص یافت و چشمی اتصال به صورت صلب در نظر گرفته شد. برای مدل سازی آن نیاز از المان Joint استفاده شده است (شکل ۶).

جهت مدل سازی اتصال مفصلی در پای ستون‌های اولین طبقه بخش فولادی، که روی ستون‌های آخرین طبقه بخش بتنی قرار گرفته‌اند، از المان با طول صفر<sup>۱۳</sup> استفاده شده است، که دو گره با مختصات کاملاً یکسان داشت و در دو درجه 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 مدل سازی اعضاء سازه‌یی، روش حالت خمیری گستردگی استفاده از المان‌های فایبر<sup>۱۴</sup> به کار گرفته شد، تا با اختصاص رفتار مصالح در نقاط انتگرال‌گیری موجود در طول آن، بتوان رفتار لرزه‌یی ساختمان تکیبی در ارتفاع را بررسی کرد.

در پژوهش‌های مختلفی استفاده شده است.<sup>[۳۳-۳۱]</sup> ارتفاع طبقه‌ی اول ۴/۶ متر و طبقات دیگر ۴ متر است. سیستم بار بار لرزه‌یی در هر دو بخش بتنی و فولادی، قاب خمی و بیزه در نظر گرفته شده است. طراحی ساختمان‌ها براساس آین نامه‌ی طراحی سازه‌های بتنی آمریکا<sup>۱۵</sup> آین نامه‌ی طراحی سازه‌های فولادی آمریکا<sup>۱۶</sup> و آین نامه‌ی بارگذاری لرزه‌یی آمریکا<sup>۱۰</sup> بوده و سطح لرزه‌خیزی (SDC)  $D_{max}$  پرض 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 تشن تسلیم آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۴۰ و ۳۴۰ مگاپاسکال است. در اعضاء فولادی از مصالح St - ۵۲ - ۲۰۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و مدول کشسانی ۴/۵ کیلو نیوتون 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 ۵/۲ کیلو نیوتون بر مترمربع هستند.<sup>[۱۰]</sup> همچنین مقدار بار زنده در طبقه‌ی بام برابر ۱/۵ کیلو نیوتون بر مترمربع در نظر گرفته شده است. وزن لرزه‌یی نیز شامل ۲۵٪ بارهای زنده به اضافه‌ی کل بار مرده‌ی ساختمان لحاظ شده است.

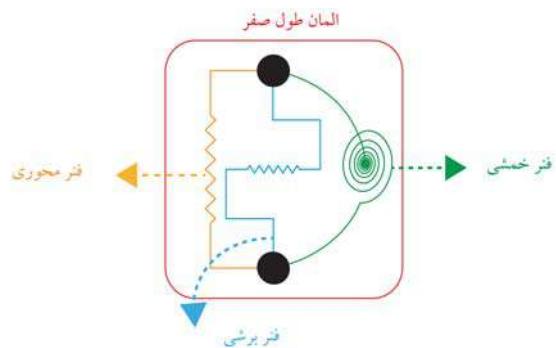
در بخش بتنی، ستون‌ها دارای مقطع مربعی و تیرها دارای مقطع مستطیلی و در بخش فولادی، تیرها و ستون‌ها دارای مقطع W بودند. ساختمان‌های مورد بررسی منظم بوده‌اند؛ البته تغییر پلان در بخش‌های بتنی و فولادی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع بسیار محتمل است، که باید در مطالعات آتی بررسی شوند. در آین نامه‌ی ASCE 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 تک مرحله‌یی معروف است. در روش دیگر، اگر ضریب رفتار قسمت پایینی کوچک‌تر از قسمت بالایی باشد، برای طراحی قسمت بالایی به عنوان یک سازه‌ی مجرأ، ضرایب عملکرد لرزه‌یی شامل ضریب رفتار ( $R$ )، ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega$ ) و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان ( $C_d$ ) آن باید در نظر گرفته شود. ضمن اینکه با استفاده از پارامترهای لرزه‌یی قسمت زیرین، قسمت پایینی نیز به صورت سازه‌یی مجرأ طراحی می‌شود. در این حالت نیروی متنقل 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 ذکرشده که روش طراحی دو مرحله‌یی نیز نامیده می‌شود، مستلزم رعایت برخی شرایط است که در متن آین نامه به تفصیل شرح داده شده است. در پژوهش حاضر، با توجه به اینکه پارامترهای لرزه‌یی  $R$ ،  $C_d$  برای قسمت‌های فوقانی و تحتانی برابر بودند، از روش تک مرحله‌یی برای طراحی ساختمان‌های مورد مطالعه‌ی ترکیبی در ارتفاع استفاده شده است. در طراحی تمامی مدل‌ها، محدودیت دریفت یا ضابطه‌ی ستون قوی و تیر ضعیف، یک عامل تعیین‌کننده بوده است؛ همان‌طور که معمولاً در یک سازه‌ی قاب خمی و بیزه با ارتفاع متوسط یا زیاد انتظار می‌رود.

## ۲. مدل سازی غیرخطی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع

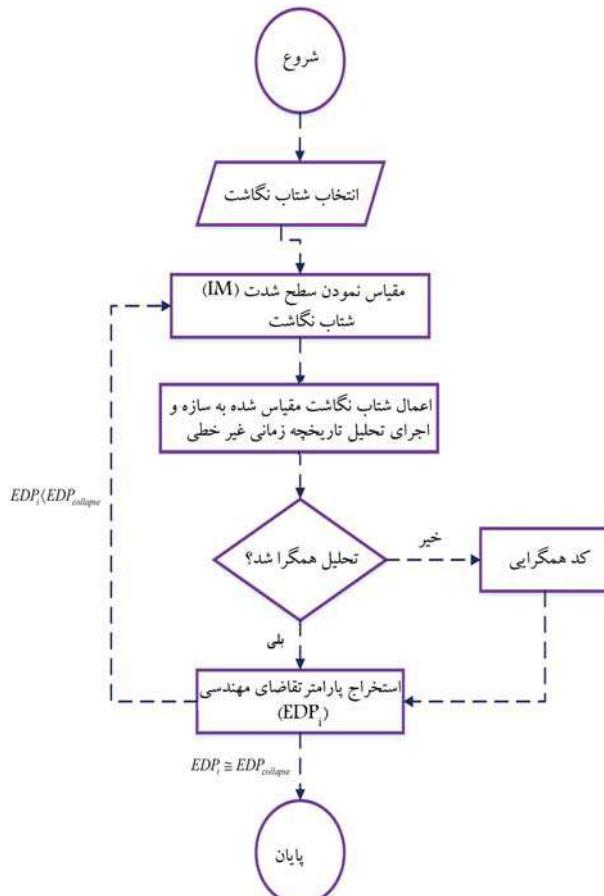
جهت مدل سازی و تحلیل غیرخطی در پژوهش حاضر، از نرم‌افزار آبن‌سیس<sup>[۳۷]</sup> نسخه‌ی ۲.۲ استفاده شده است. نرم‌افزار آبن‌سیس، متن باز بوده و طیف گسترده‌ی از انواع مصالح، مقاطع و المان‌ها در آن موجود است.

جدول ۱. مقایسه زمان تناوب ساختمان های ترکیبی در ارتفاع مدل سازی شده.

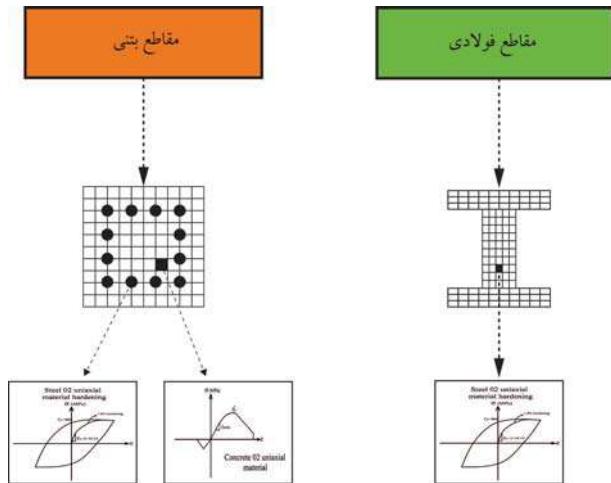
نام سازه	T1 – OpenSess (s)	T1 – Etabs (s)	درصد خطأ (%)
۱,۹۴	۲,۰۲	۲,۰۶	C۲.S۵
۳,۲۸	۱,۷۷	۱,۸۳	C۳.S۴
۴,۷۱	۱,۶۲	۱,۷	C۴.S۳
۳,۷۲	۲,۵۹	۲,۶۹	C۴.S۹
۶,۰۲	۲,۳۴	۲,۴۹	C۶.S۷
۷,۵۱	۱,۹۷	۲,۱۳	C۹.S۴



شکل ۷. المان به کار رفته جهت مدل سازی غیرخطی اتصال ستون فولادی به بتنی.



شکل ۹. فلوچارت روند کلی تحلیل دینامیکی افزاینده.



شکل ۸. مدل سازی غیرخطی مقاطع بتنی و فولادی.

جهت مدل سازی فایبرهای بتنی از مصالح آهنگردی (Concrete)، فایبرهای فولادی و آرماتورها از مصالح آهنگردی (Steel) استفاده شده است. محصور شدنگی از طریق روابط مذکور<sup>[۱۵]</sup> (۱۹۹۸)، لحاظ شده است. از طرفی دیگر، در پژوهش حاضر در اعضاء بتنی از آثاری، مانند: پوسته شدن بتن، کماش و لغزش آرماتور صرف نظر شده است. در شکل ۸، تصویری از نحوه مدل سازی غیرخطی مقاطع مشاهده می شود. اعضاء فولادی به وسیله Force-Based Beam-Column Element مدل شدند. جهت مدل سازی اعضاء بتنی نیز از Displacement-Based Beam-Column Element به صورت تقسیم بندی شده استفاده شده است.

### ۳.۲. راستی آزمایشی

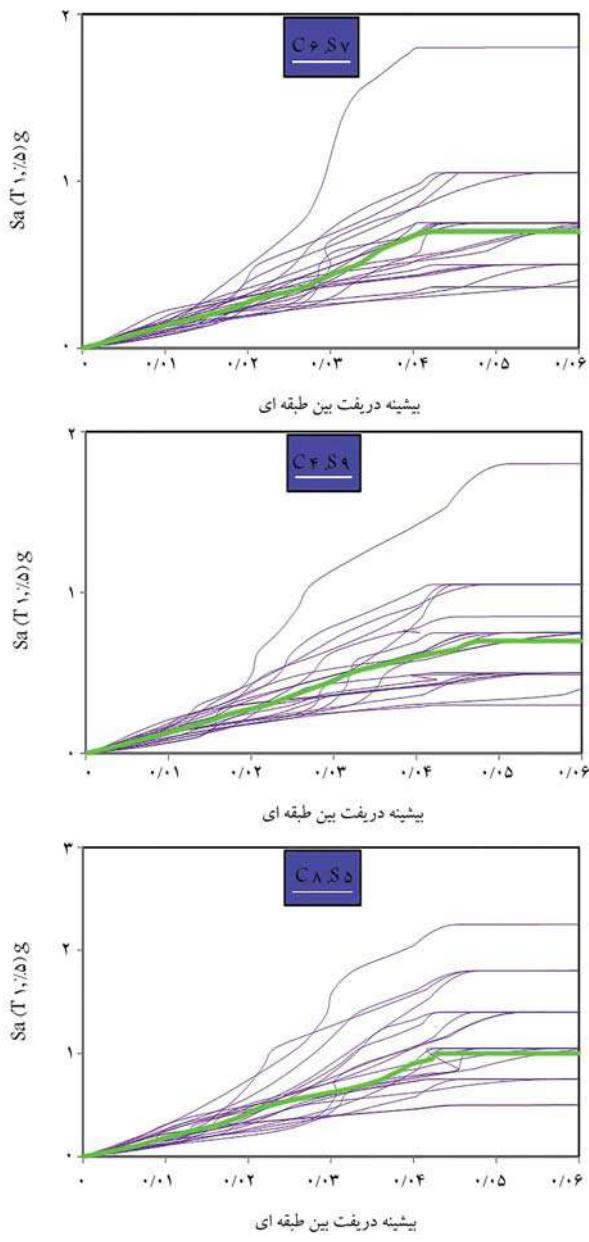
یکی از چالش های مهم در پژوهش حاضر، کمیاب مطالعات آزمایشگاهی و اطلاعات تجربی در مورد ساختمان های ترکیبی در ارتفاع است. لذا در پژوهش حاضر، جهت راستی آزمایشی، با استفاده از زمان تناوب حاصل از تحلیل مدول برای مدل ها، در دو نرم افزار ایتبس<sup>[۱۶]</sup> و آپن سیس مقایسه صورت گرفته است. با توجه به جدول ۱، در تمام ساختمان های بررسی شده ترکیبی در ارتفاع، مقدار اختلاف زمان تناوب عموماً از ۷٪ کمتر بوده است. یکسان بودن دوره ای تناوب در دو نرم افزار مذکور حاکی از درستی توزیع مدل سازی جرم و سختی است. شایان ذکر است که در دیگر مطالعات عددی انجام شده در مورد ساختمان های ترکیبی در ارتفاع، نویسندهان با چالش اخیر رو برو بوده اند.<sup>[۴۲، ۳۰، ۲۹، ۱۳، ۱۰، ۳، ۲]</sup>

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دورگشل استفاده شده.<sup>[۴۴]</sup>

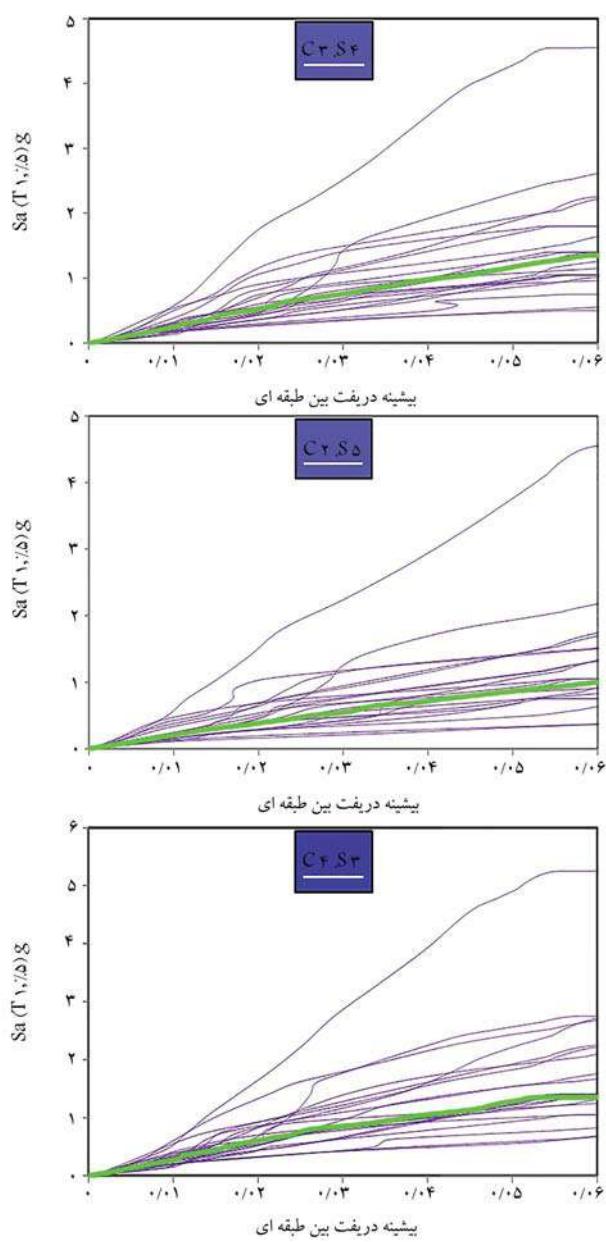
شماره	نام شتاب‌نگاشت	نام شتاب‌نگاشت	سال وقوع	بزرگا (M <sub>w</sub> )	بیشینه‌ی شتاب زمین (cm/s)	بیشینه‌ی سرعت زمین (g)
۱	Northridge	Beverly Hills-۱۴۵.۱۴ Mulholland	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۰۲	۶۳
۲	Northridge	Canyon County-W Lost Canyon	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۰۸	۴۵
۳	Duzce, Turkey	Bolu	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۰۲	۶۲
۴	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۰۳۴	۴۲
۵	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۰۲۵	۲۳
۶	Imperial Valley	El Centro Array #۱۱	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۰۳۸	۴۲
۷	Kobe, Japan	Nishi—Akashi	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۰۵۱	۳۷
۸	Kobe, Japan	Shin-Osaka	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۰۲۴	۳۸
۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۰۳۶	۵۹
۱۰	Kocaeli, Turkey	Arcelik	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۰۲۲	۴۰
۱۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۰۲۴	۵۲
۱۲	Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۰۴۲	۴۲
۱۳	Loma Prieta	Capitola	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۰۵۳	۳۵
۱۴	Loma Prieta	Gilroy Array #۲	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۰۵۶	۴۵
۱۵	Manjil, Iran	Abbar	۱۹۹۰	۷/۴	۰/۰۵۱	۵۴
۱۶	Superstition Hills	El Centro Imp.Co. Center	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۰۳۶	۴۶
۱۷	Superstition Hills	Poe Road	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۰۴۵	۳۶
۱۸	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۱۹۹۲	۷/۰	۰/۰۵۵	۴۴
۱۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY ۱۰۱	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۰۴۴	۱۱۵
۲۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU-۴۵	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۰۵۱	۳۹
۲۱	San Fernando	LA Hollywood Stor Lot	۱۹۷۱	۶/۶	۰/۰۲۱	۱۹
۲۲	Friuli, Italy	Tolmezzo	۱۹۷۶	۶/۵	۰/۰۳۵	۳۱

نمونه‌ها و شتاب‌نگاشت‌ها، جهت بهینه‌سازی زمان تحلیل‌ها و افزایش دقت از روش هانت-فیل استفاده شده است. جهت ارزیابی لرزه‌بی، ۲۲ شتاب‌نگاشت دورگشل پیشنهادی توسط دستورالعمل FEMA P6۹۵<sup>[۴۵]</sup>، به کار 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.<sup>[۴۶،۴۵]</sup> همچنین برای مقیاس‌سازی آن‌ها از روش پیشنهادی در دستورالعمل FEMA P6۹۵ استفاده شده است. طبق توصیه‌ی 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 تقدیمی مهندسی تخمین زده شود. واضح است که روش هانت-فیل نیاز به 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 میارای ۵٪ در دوره‌ی تناوب متناظر با مود اول سازه (Sa(T1, ۵٪)) به ترتیب به عنوان EDP و IM استفاده شده است. تحلیل IDA، مجموعه‌یی از چند تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی متوالی است، که جهت پیاده‌سازی آن، روش‌های گوناگونی، مانند الگوریتم گام ثابت و هانت-فیل<sup>[۴۶]</sup> وجود دارد. در روش گام ثابت، در هر مرحله برای انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی دینامیکی با گام ثابتی به صورت افزایشی، شتاب‌نگاشت مورد نظر مقیاس می‌شود. در روش هانت-فیل، در ابتدا شتاب‌نگاشت مورد نظر به صورت تصاعدی مقیاس می‌شود، تا با سرعت بیشتری به محدوده‌ی آسیب مورد بررسی برسد. در ادامه، میزان مقیاس سطح شدت زلزله به گونه‌یی تنظیم می‌شود تا با دقت بیشتری پارامتر تقاضای مهندسی تخمین زده شود. واضح است که روش هانت-فیل نیاز به کدنویسی به مرتب پیچیده‌تری نسبت به روش گام ثابت دارد، اما سرعت بیشتر و دقت متناسب‌تری در تخمین نتایج دارد. لذا در پژوهش حاضر با توجه به تعداد



شکل ۱۱. نمودارهای دینامیکی افزاینده‌ی گروه ۱۳ طبقه.

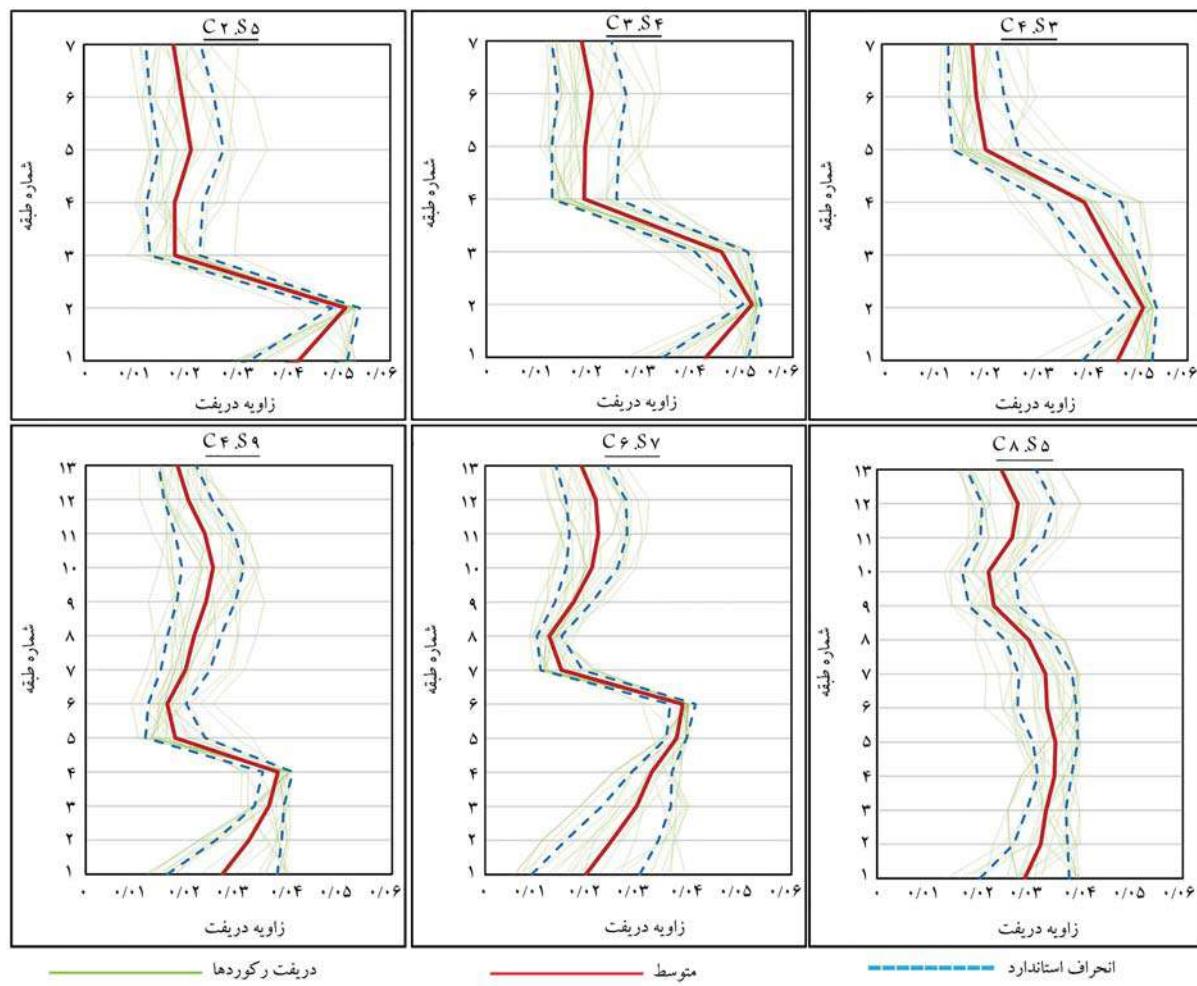


شکل ۱۰. نمودارهای دینامیکی افزاینده‌ی گروه ۷ طبقه.

در ارتفاع در نظر گرفته شده است. بر همین اساس برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع ۷ طبقه، مقادیر MISM در آستانه‌ی حالت‌های: آسیب کم، متوسط، گستردۀ و کامل به ترتیب برابر  $0.0533$ ،  $0.0503$ ،  $0.0506$  و  $0.0507$  لحظه شده است، که متناظر این مقادیر برای ساختمان‌های ۱۳ طبقه برابر  $0.025$ ،  $0.050$ ،  $0.0505$  و  $0.0515$  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 پیشنهادی دریفت میان طبقه‌یی 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 این گونه 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 به صورت مجزا دارای مقادیر آستانه‌یی در نوشتار هزووس (۲۰۱۱) [۲۷] هستند، در یک رویکرد محافظه‌کارانه، کمینه‌ی مقادیر آنها برای ساختمان‌های ترکیبی

قبل به سطح شدت پیشنهادی زلزله‌ی محتمل (MCE)  $25$  مربوط به سطح لرزه خیزی (SDC)  $D_{max}$  در دوره‌ی تناوب اساسی مدل‌های نمونه مقیاس می‌شود.

در گزارش فنی هزووس (۲۰۱۱) [۲۷] چهار سطح: کم، متوسط، گستردۀ و کامل برای خرایی ساختمان در نظر گرفته شده است و در آن، مقادیر پاسخ سازه، که همان پیشنهادی دریفت میان طبقه‌یی 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 این گونه 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 به صورت مجزا دارای مقادیر آستانه‌یی در نوشتار هزووس (۲۰۱۱) [۲۷] هستند، در یک رویکرد محافظه‌کارانه، کمینه‌ی مقادیر آنها برای ساختمان‌های ترکیبی



شکل ۱۲. توزیع بیشینه‌ی دریفت در آستانه‌ی حالت آسیب کامل به همراه مقدار میانگین ( $\pm$  انحراف استاندارد).

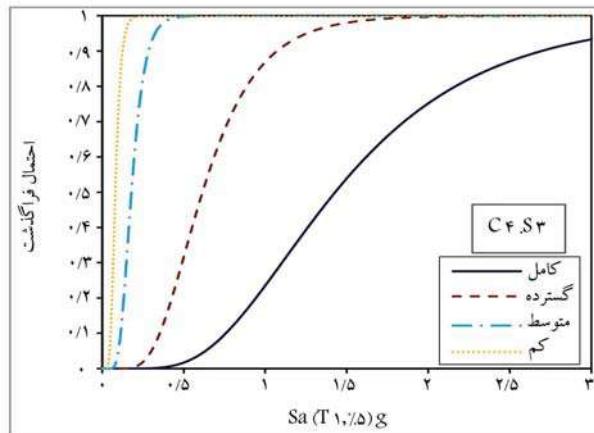
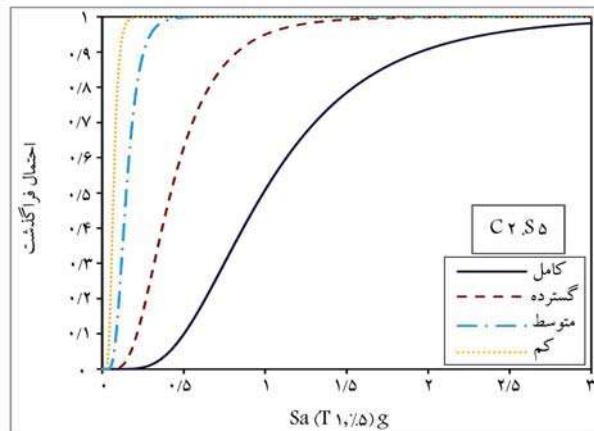
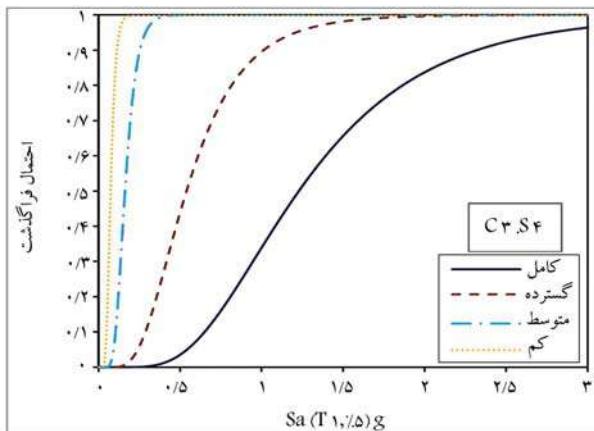
مطابق شکل‌های ۱۲ و ۱۳ در محل انتقال بخش بتی به فولادی، یک پرش ناگهانی و اختلاف محسوس در نمودارهای دریفت مشاهده می‌شود، که این اختلاف در مدل‌های C2.S5 و C4.S9 نمایان‌تر است. بنابراین، محل تغییر بخش تحثانی به فوقانی در ساختمان‌های مذکور، مستعد آسیب بیشتری بوده و یک ناحیه‌ی بحرانی به عمل وجود نامنظمی در پاسخ سازه در آنجا تشکیل شده است. در گروه ساختمانی ۷ طبقه‌ای، این تغییر محسوس در مدل‌های C2.S5 و C3.S4 به ترتیب در طبقه‌های سوم، چهارم و پنجم ایجاد شده است. همچنین در گروه ساختمانی ۱۳ طبقه در مدل‌های C2.S5 و C3.S4، این تغییر به ترتیب در طبقه‌های پنجم، هفتم، و نهم خ داده است. این اختلاف محسوس بدلیل تغییر ناگهانی سیستم باربر جانبه‌ی در راستای ارتفاع ساختمان ترکیبی خ داده است. در واقع، با انتقال از بخش بتی به بخش فولادی، سختی، میرایی، جرم و درکل رفتار لرزه‌ی سازه به طور ناگهانی تغییر می‌کند. شایان ذکر است یکی از مهم‌ترین چالش‌ها در مورد رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، در همین ناحیه‌ی انتقال از بخش بتی به بخش فولادی است. در ساختمان‌های بلند، صفحه‌ستون واقع در ناحیه‌ی بحرانی اخیر، توانایی تحمل نیروهای ایجاد شده در ناحیه‌ی انتقال از بخش بتی به بخش فولادی را ندارد و باید از طبقه‌ی یا طبقات انتقالی استفاده کرد. طبقه‌ی انتقالی، طبقه‌ی مرکب از بتن و فولاد است و در آن ستون فولادی داخل ستون بتی مددفون می‌شود. همچنین اگر سیستم باربر در بخش‌های بتی و فولادی به ترتیب دارای دیوار بشی

سطح آسیب مختلف و توزیع پاسخ در ارتفاع سازه، نتایج به دست آمده بررسی شده‌اند.

#### ۴. بررسی توزیع پاسخ در ارتفاع سازه

در این مرحله به‌وسیله خروجی‌های به دست آمده از تحلیل IDA، برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، نمودار میانگین بیشینه‌ی دریفت بین طبقه‌ی در طول مدت زمان اعمال هر شتاب نگاشت در آستانه‌ی حالت آسیب کامل در طول ارتفاع ساختمان به دست آمده است.

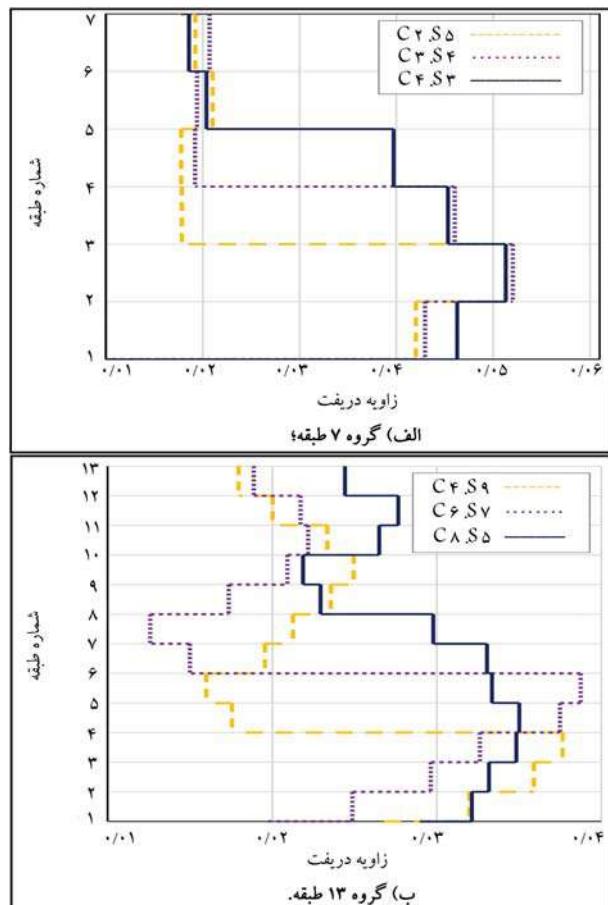
برای این منظور کدی در نرم‌افزار این سیس تهیه شده است، که توسط آن، در سطح شدتی که باعث رسیدن پاسخ سازه به مقدار متناظر آن در آستانه‌ی حالت حدی آسیب کامل (سطح شدت فروریزش) می‌شود، بیشینه‌ی دریفت بین طبقه‌ی در طول مدت زمان اعمال زلزله محاسبه می‌شود و درنهایت، مقدار میانگین آن تحت اعمال همه‌ی شتاب‌نگاشتها به دست می‌آید. در شکل ۱۲، نمودارهای بیشینه‌ی دریفت 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 بیشینه‌ی دریفت به صورت 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 جمعی لог نرمال؟ انحراف استاندارد ( $IM$ )  $\ln(IM)$  و  $\theta$  نیز مقدار میانه 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 هزووس 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 قبل 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 دریفت.

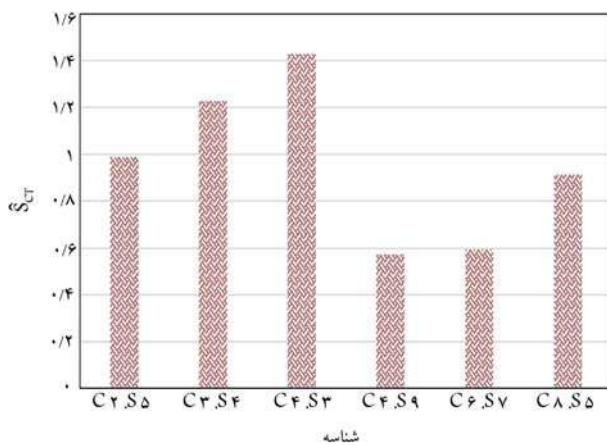
و مهاربند باشد، مهاربند داخل دیوار برپی قرار می‌گیرد. کاربرد طبقه‌ی انتقالی در ناحیه‌ی بحرانی (محل انتقال از بخش بتُنی به بخش فولادی) باعث می‌شود که تغییر سیستم بار بر جانشی به صورت ناگهانی نباشد و رفتار لرزه‌یی بهبود یابد. البته نیاز است در مطالعات دیگری به بررسی دقیق این امر و روش‌های مقاومسازی ناحیه‌ی بحرانی پرداخته شود. در مدل‌های بررسی شده، هر چقدر محل انتقال از بخش بتُنی به بخش فولادی در ارتفاع بالاتری بوده است، یعنی تعداد طبقات فولادی کمتر بوده است، به خصوص در مدل‌های C4.S3 و C8.S5 و 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 به واسطه‌ی آن، احتمال فراگذشت سازه از حالت آسیب یا عملکرد معین به عنوان تابعی از پارامتر تقاضای مهندسی نشان داده می‌شود.<sup>[۲۸]</sup> تابع شکنندگی  $P$  مطابق رابطه‌ی

۱ تعریف می‌شود:

$$P[C|IM = x] = \Phi \left[ \frac{\ln(x/\theta)}{\beta} \right] \quad (1)$$



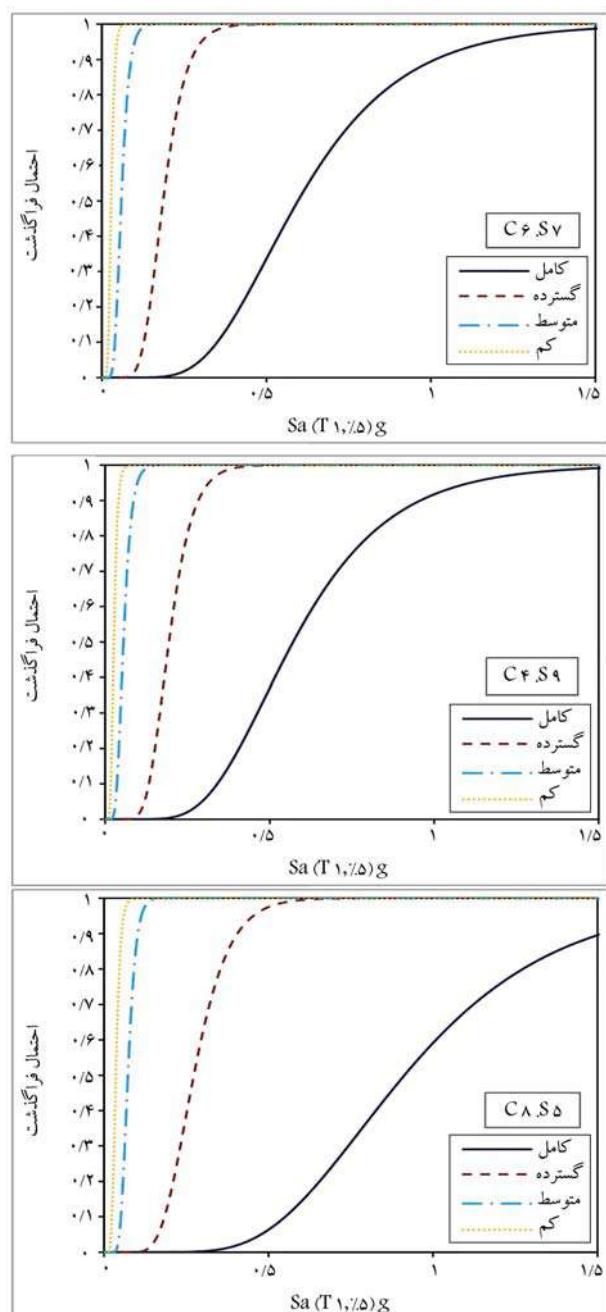
شکل ۱۶. مقایسه‌ی میانه‌ی ظرفیت فروریزش در مدل‌های مختلف.

می‌روند، که منجر به تغییرشکل جانبی قابل‌توجهی و ایجاد ترک‌های خمشی بزرگ و کمانش آرماناتورهای اصلی می‌شود. سطح آسیب کامل را می‌توان متوجه با لحظه‌ی فروریزش سازه در نظر گرفت. در این حالت، بخش قابل‌توجهی از عنصر سازه از ظرفیت خود فراتر می‌روند، قاب پایداری خود را از دست می‌دهد و در معرض فروپاشی قرار می‌گیرند. در سطح آسیب کامل، بارهای ثقلی وارد بر سازه همراه با تغییرمکان جانبی رخ‌داده باعث ایجاد گشتاور به عنوان 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 به دست آمده در سطح آسیب کامل پارامتر SCT استخراج شده است. پارامتر SCT، نشان‌دهنده‌ی سطح شدتی از زلزله است، که در آن نیمی از شتاب‌نگاشتهای اعمال شده منجر به رسیدن پاسخ سازه به سطح آسیب مورد نظر می‌شوند.<sup>[۱۴]</sup> در شکل ۱۶، مقدار پارامتر SCT در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف مشاهده می‌شود؛ که طبق آن، مقاومت ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف با یکدیگر مقایسه و تأثیر نسبت تعداد طبقات بتقی به فولادی بررسی شده است. پارامتر SCT بیان‌گر سطح شدتی از زلزله است، که در آن نیمی از شتاب‌نگاشتهای اعمال شده به سازه باعث فروریزش آن شوند. در واقع، پارامتر SCT، نشان‌دهنده‌ی سطح شدت متناظر با احتمال فروریزش %۵۰ است.

در پژوهش حاضر، منحنی‌های دریفت و پارامتر SCT در آستانه‌ی حالت آسیب کامل بررسی شده‌اند، تا مدل‌های مورد مطالعه بیشتر وارد تابعی 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 بتقی 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 بررسی شده در پژوهش حاضر، مناسب‌ترین نسبت تعداد طبقات بتقی 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. به طورکلی، با افزایش تعداد طبقات بتقی، ساختمان‌های ترکیبی موردن بررسی 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 سطح آسیب گستردۀ 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 هزوں، در سطح آسیب کم، تغییرشکل جزئی در اتصال‌های فولادی رخ می‌دهد. همچنین ترک‌های مویی در تیرها و ستون‌های بتقی نزدیک اتصال‌ها یا داخل اتصال‌ها ایجاد می‌شود. در سطح آسیب متوسط، برخی از اعضاء فولادی تسلیم می‌شوند و چرخش‌های دائمی قابل مشاهده‌ی را در اتصال‌ها نشان می‌دهند. از طرفی، در سطح آسیب متوسط، بیشتر تیر و ستون‌های بتقی، ترک مویی دارند. در سطح آسیب گستردۀ، بیشتر اعضاء سازه‌ی از ظرفیت خود فراتر

## ۶. نتیجه‌گیری

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

در ابتدا با توجه به نسبت‌های متفاوت تعداد طبقات بتی به فولادی، ساختمان‌های مختلفی طراحی شده‌اند. پس از مدل سازی غیرخطی می‌بینی بر روش حالت خمیری گستردۀ، تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) بر روی تمامی مدل‌ها صورت پذیرفته است. در ادامه، از طریق کد نوشته شده در آستانه‌ی حالت آسیب کامل، مقادیر بیشینه‌ی دریفت بین طبقه‌ی برابر طبقه در سطح شتاب نگاشته‌های اعمالی استخراج و نمودار میانگین آن رسم شده است. همچنین منحنی‌های شکنندگی براساس چهار سطح آسیب: کم، متوسط، گستردۀ، و کامل ارائه شده در گزارش فنی هزوں برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف به دست آمده و پارامتر  $SCT$  آنها در سطح آسیب کامل مقایسه شده است.

• شایان ذکر است نتایج حاصل از پژوهش حاضر فقط در محدوده مدل‌های بررسی شده در آن معتبر است و برای تعیین 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 بتی به فولادی در ساختمان‌های بلندمرتبه، در نظر گرفتن سیستم‌های باربر جانبه متفاوت در بخش‌های بتی و فولادی، و نیز تغییر پلان در دو بخش بتی و فولادی از مواردی هستند که باید در مطالعات آتی در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع به صورت جامع بررسی شوند.

## پانوشت‌ها

25. Maximum Considered Earthquake
26. Seismic Design Category

## منابع (References)

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

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/jaa.be.14.671>.
  6. Hemmati, A. and Kheyroddin., 2011. Investigation of transition story effect on behavior of vertically hybrid 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 Shamloo, 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 Pavavasileiou, 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 Ketabdar, 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.jobe.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. Kizilarslan, 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 و رونویسی

امیر رضائی صامتی (استاد بار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه پولی‌سیتا، همدان

مهمنگی عمران شریف، (همار ۳۶۰) دری ۴۰، شماره ۱، صص. ۹۱-۹۸، (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، عالی صوتی، و مقاومت در برابر خودگی، ویژگی‌های منحصر به‌فردی دارند. در مطالعه‌ی حاضر، روش میتی بر شبکه‌بندی و رونویسی برای شیوه‌سازی پیکربندی نانوفوم‌های آلومینیومی پیشنهاد شده است، که قابلیت‌های بالایی در مدل‌سازی ساختارهای متخالخل ناظم با چگالی‌ها، اندازه‌ی حفره‌ها و خاصیت دیوارهای مختلف به صورت پایدار دارند. نتایج حاصل، بیانگر سرعت و توانایی بالای روش رونویسی 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 به صورت پریودیک لحاظ و تعییرشکل شبکه‌استاتیکی 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 رونویسی در ایجاد ساختارهای متخالخل آلومینیومی است.

**واژگان کلیدی:** پانل ساندویچی، نانوفوم آلومینیوم، شبکه‌بندی و رونویسی، مدل‌سازی ساختار اتمی مواد متخالخل، آزمون تک‌محوری کشش.

a.rezaeisameti@basu.ac.ir

## ۱. مقدمه

نسبت به آلومینیوم معمولی (چگالی نسبی ۳ تا ۸۰ درصد) تولید کنند.<sup>[۱]</sup> 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، گلابادی و دامغانی<sup>[۲، ۱۷]</sup> پانل‌های ساندویچی را 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 نزدیک نوین مذکور می‌تواند نقش مؤثری در صحتی سازی 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

پانل‌های ساندویچی با هسته‌ی فوم آلومینیومی،<sup>[۱]</sup> از جمله قطعاتی هستند که می‌توانند در صنعت ساختمان به عنوان دیوارهای پیش‌ساخته، جداکننده‌ها در فضاهای اداری و سالن‌ها و همچنین در سقف‌ها استفاده شوند. به کارگیری این دسته از پانل‌های ساندویچی در صنعت ساختمان با توجه به وزن حجمی پایین، مقاومت در راستای آش‌سوزی و داشتن نسبت سختی به وزن بالای فوم‌های آلومینیومی در اجراء سبک‌سازی و کاهش نیروهای وارد بر سازه خواهد بود.<sup>[۱]</sup> از این رو، استفاده از اجراء نوین مذکور می‌تواند نقش مؤثری در صحتی سازی 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

میرایی قابل توجهی دارد. تاریخ: دریافت ۱۸/۲/۱۴۰۲، اصلاحیه ۲۳/۲/۱۴۰۲، پذیرش ۴/۶/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

رضائی صامتی، امیر، ۱۴۰۳. بررسی رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی تحت آزمون تک‌محوری با به‌کارگیری روش شبکه‌بندی و رونویسی. مهندسی عمران شریف، ۱۴۰۱، صص. ۹۸-۹۱. DOI:10.24200/J30.2023.62214.3215

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

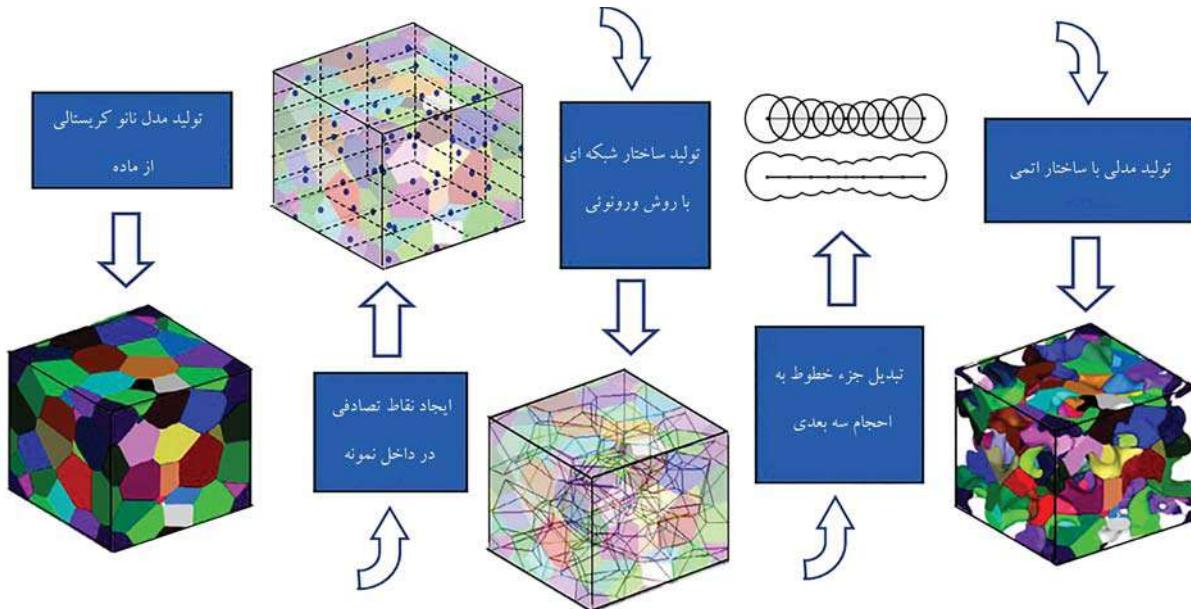
## ۲. ایجاد پیکربندی اولیه‌ی نانوفوم آلومینیومی براساس شبکه‌بندی و رونوئی

همان‌گونه که اشاره شد، برای ایجاد پیکربندی اولیه‌ی ساختارهای متخلخل فلزی، روش‌های مختلفی توسط پژوهشگران پیشنهاد شده است. به طورکلی، در روش‌های عددی تولید پیکربندی اولیه‌ی نانوفوم‌های فلزی، سرعت و دقت شیوه‌سازی 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 بر اساس آن، تولید پیکربندی آنها با استفاده از اعمال تجزیه‌ی آلیاژ دو فلزی می‌تواند هزینه‌ی محاسباتی بسیار بالایی در برداشته باشد.<sup>[۱۵]</sup> از جمله روش‌های پیشنهادی برای ایجاد پیکربندی نامنظم و متخلخل مواد نانوفوم فلزات، استفاده از روش شبکه‌بندی و رونوئی است، که توسعه پلیز و همکاران (۲۰۲۰ و ۲۰۱۷)،<sup>[۱۶]</sup> برای تولید نانوفوم طلا استفاده شده است، روشی صریح و منطقی بر دیدگاه هندسی بوده است. از این رو، سرعت بالانی برای شبیه‌سازی نانوفوم‌های فلزات دارد. برای اساس، در مطالعه‌ی حاضر، به کارگیری روش شبکه‌بندی و رونوئی برای تولید ساختار اولیه‌ی نانوفوم‌های آلومینیوم بررسی و دقت نتایج حاصل با مقایسه‌ی پیکربندی و خواص مکانیکی نمونه‌ی ایجادشده با نتایج آزمایشگاهی اعتبارسنجی شده است.

جزئیات پیاده‌سازی روش شبکه‌بندی و رونوئی برای تولید نانوفوم فلزات در شکل ۱ مشاهده می‌شود، که مطابق آن فرایند ایجاد نانوفوم فلزی براساس روش شبکه‌بندی و رونوئی 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 خبلی نزدیک به یکدیگر 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 و رونوئی بر روی نمونه ایجاد می‌شود. این شبکه‌بندی براساس شکل‌های چندوجهی محدب غیرهمپوشان صورت می‌پذیرد. در گام چهارم، خطوط مرزی در شبکه‌بندی و رونوئی به صورت احجام سه‌بعدی در نظرگرفته 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 گوشش‌های حفره‌ها در نمونه‌ی نهایی دارد. نهایتاً در گام آخر، بخش‌هایی از ساختار کامل انتخاب کرده و در داخل احجام به دست آمده از گام قبلی قرار می‌گیرد، حذف و نمونه‌ی با ساختار متخلخل اسفنجی‌شکل ایجاد می‌شود. این روش با توجه به اینکه توانایی کنترل عوامل مختلف، از جمله: ابعاد نمونه، چگالی نمونه‌ی نهایی، اندازه و زاویه‌های حفره‌ها را دارد، قابلیت پیاده‌سازی بالای دارد و می‌تواند برای بررسی نمونه‌های مختلف استفاده شود.<sup>[۱۸]</sup> همچنین همان‌گونه که مشاهده می‌شود، روش شبکه‌بندی و رونوئی صریح است و با به کارگیری مفاهیم هندسی در زمان کمی می‌تواند ساختار متخلخل را برای نمونه ایجاد کند. در مطالعه‌ی حاضر، روش شبکه‌بندی و رونوئی برای ایجاد پیکربندی اولیه‌ی نانوفوم‌های آلومینیومی

با توجه به کاربردهای گسترده‌ی فوم‌های آلومینیومی، مطالعات آزمایشگاهی متعددی برای تعیین رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی تحت شرایط بارگذاری‌های مختلف انجام شده است. در این راستا، لارزو و داویلا<sup>[۱۹]</sup> رفتار مکانیکی فوم‌های آلومینیومی را تعیین کردند. مشاهده‌های آنها شکست ناهموار در ساختار فوم آلومینیوم در طول ضربه با سرعت بالا میزان جذب انرژی در فوم آلومینیومی با استفاده از آزمایش ضربه با سرعت بالا، میزان جذب انرژی در فوم آلومینیومی را تعیین کردند. مشاهده‌های آنها شکست ناهموار در ساختار فوم آلومینیوم در 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 نیز فراهم شده است. سوارز<sup>[۲۰]</sup> و همکاران (۲۰۱۴)،<sup>[۲۱]</sup> پینا<sup>[۲۰]</sup> و همکاران (۲۰۲۱)،<sup>[۲۲]</sup> و یانگ<sup>[۲۳]</sup> و همکاران (۲۰۲۱)<sup>[۲۴]</sup> 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 به عنوان ابزاری مناسب برای درک بهتر پاسخ‌های این دسته از مواد در نظرگرفته 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 به کارگیری روش دینامیک مولکولی برای بررسی رفتار مکانیکی نانوفوم آلومینیوم، تولید پیکربندی اولیه‌ی مناسب از ساختار متخلخل این ماده بسیار حائز اهمیت است. به طورکلی، در مطالعات عددی صورت‌گرفته بر روی نانوفوم‌های فلزی، روش‌های مختلفی به منظور پیکربندی اولیه‌ی ساختار هندسی پیچیده این دسته از مواد ارائه شده است. کرونسان<sup>[۹]</sup> و همکاران (۲۰۰۷)،<sup>[۱۰]</sup> فارکس<sup>[۱۰]</sup> و همکاران (۲۰۱۶)<sup>[۱۱]</sup> و رویستس<sup>[۱۱]</sup> و همکاران (۲۰۱۶)<sup>[۱۲]</sup> از روش مبتنی بر تحلیل میدان فازی و تجزیه‌ی آلیاژ دو فلزی برای این منظور استفاده کردند. مطالعات منگپودی<sup>[۱۲]</sup> و همکاران (۲۰۱۶)<sup>[۱۳]</sup> 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<sup>[۱۳]</sup> و همکاران (۲۰۱۴)<sup>[۱۴]</sup> از حفره‌های کروی با اندازه‌های تصادفی برای تولید ساختار متخلخل استفاده کردند. مقایسه‌ی پیکربندی نمونه‌های تولید شده با روش ذکرشده با تصاویر آزمایشگاهی نانوفوم‌ها، بیانگر ناتوانی آن در تولید پیکربندی نانوفوم‌های فلزی است. سوبراسلان<sup>[۱۵]</sup> و همکاران (۲۰۱۸)<sup>[۱۶]</sup> با به کارگیری میدان تصادفی گوسین و برهمنهی امواج سینوسی ایستاده با طول موج‌های ثابت و با جهت‌های متحابه ساختار اولیه‌ی نانوفوم‌های فلزی را ایجاد کردند. پلیدیز<sup>[۱۵]</sup> و همکاران (۲۰۱۷)<sup>[۱۷]</sup> براساس روش شبکه‌بندی و رونوئی، ساختار اولیه‌ی نانوفوم طلا را ایجاد کردند و دریافتند که روش شبکه‌بندی و رونوئی برای تولید پیکربندی اولیه‌ی ساختار متخلخل نانوفوم طلا توانایی بالایی دارد. برای اساس در مطالعه‌ی حاضر، به کارگیری روش شبکه‌بندی و رونوئی 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 نحوه ایجاد پیکربندی اولیه‌ی نانوفوم براساس شبکه‌بندی و رونوئی برداخته شده است. همچنین توانایی روش شبکه‌بندی و رونوئی 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.

شکل ۱. جزئیات مدل‌سازی فوم فلزی با روش شبکه‌بندی ورونوئی.<sup>[۱۲]</sup>

که در آن، انرژی کل سیستم،  $E_{tot}$  چگالی الکترونی کل بر روی اتم  $i$ ،  $\rho_{h,i}$  چگالی الکترونی ناشی از اتم  $j$ ،  $r_{ij}$ ،  $\alpha_m$ ، بردار فاصله بین اتم‌های  $i$  و  $j$  و  $\phi$  اندرکنش دو ذره‌بی بین اتمی و  $F_i$  انرژی مدفون شده برای اتم  $i$  است. مطابق رابطه‌ی ۱، پتانسیل EAM شامل دو بخش مجزاست: بخش اول، یا انگر اندرکنش جفتی بین اتم‌های است و بخش دوم، امکان لحاظ کردن اندرکنش‌های چنداتمی را برای پتانسیل EAM فراهم می‌سازد.<sup>[۲۳]</sup> در پژوهش حاضر، از پارامترهای ارائه شده توسط پان و میشین<sup>[۲۴]</sup> (۲۰۰۹)، برای مدل‌سازی آلومینیوم براساس پتانسیل EAM استفاده شده است.

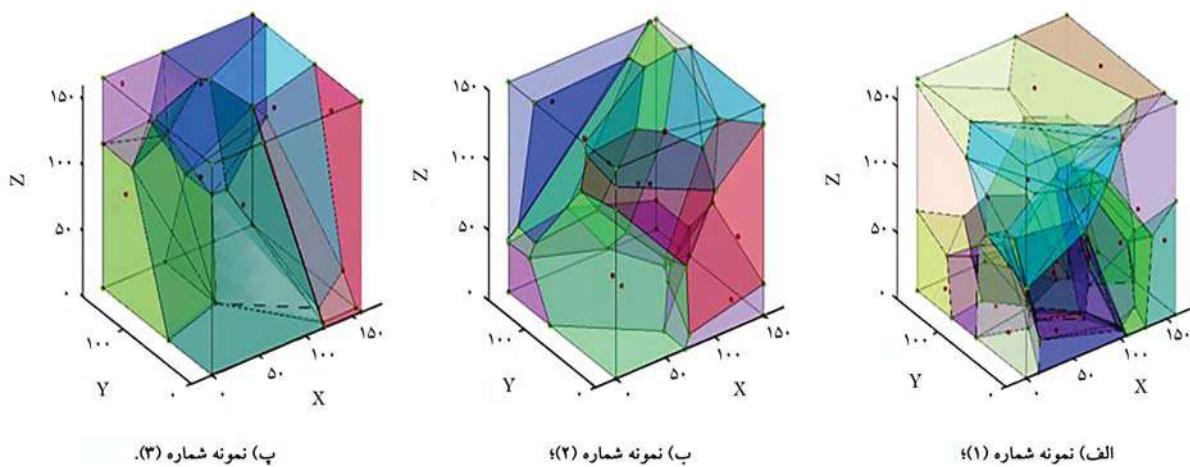
نمونه‌های اولیه به صورت مکعبی شکل با ابعاد ۱۶ نانومتر در نظر گرفته شده‌اند، که در حالت بدون تخلخل در برگیرنده‌ی حدود ۲۵۰ هزار اتم آلومینیوم با ساختار پلی‌کریستالی هستند. شرایط مرزی نمونه در هر سه جهت به صورت پریودیک در نظر گرفته شده است، تا نتایج حاصل از تحلیل نمونه، قابلیت تعیین به نمونه‌های بزرگ‌تر را داشته باشد؛ به عبارت دقیق‌تر، نمونه‌ی ایجاد شده را بتوان به صورت یک المان حجمی نمونه (RVE) از ساختار یک نانوفوم آلومینیومی در نظر گرفت. پس از ایجاد پیکربندی اولیه براساس روش شبکه‌بندی ورونوئی، ابتدا نمونه باشد تحت شرایط صحیطی به حالت پایدار قرار گرد. برای این منظور، پس از تولید ساختار متخلخل، انرژی نمونه در دمای محیط و فشار یک اتمسفر کمینه می‌شود. فرایند کمینه‌سازی انرژی با تحلیل دینامیک مولکولی در هنگردد (آنسامبل<sup>[۱۹]</sup> هم‌دمایی (NVT) به مدت ۷۵ پیکوثانیه و سپس در هنگردد هم‌دمایی - هم‌شاری (NPT) به مدت ۷۵ پیکوثانیه صورت می‌پذیرد. شرایط کمینه‌سازی انرژی به نحوی صورت می‌پذیرد که پارامترهای ترمودینامیک نمونه، از جمله: دما، فشار، و آنتروپی سیستم در پایان فرایند تقریباً به حالت پایدار بررسد. پس از اتمام فرایند پایدارسازی، تغییرشکل در هنگردد هم‌دمایی - هم‌شاری بر روی نمونه اعمال می‌شود. نحوی اعمال تغییرشکل بر روی نمونه منطبق با روش ارائه شده‌ی لی<sup>۲۰</sup> و همکاران<sup>[۲۰-۱۸]</sup> برای مدل‌سازی نانوفوم طلا صورت پذیرفته است. در این روش به منظور تأمین شرایط بارگذاری شبکه‌استاتیکی، تغییرشکل به صورت مرحله‌ی به مرحله بر نمونه اعمال می‌شود. در هر مرحله از بارگذاری، کرنشی به میزان ۰۰۰۱ در مدت زمان ۱ پیکوثانیه به نمونه اعمال می‌شود و سپس نمونه به مدت ۱ پیکوثانیه (ps)<sup>[۲۱]</sup> در دمای محیط تحت

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

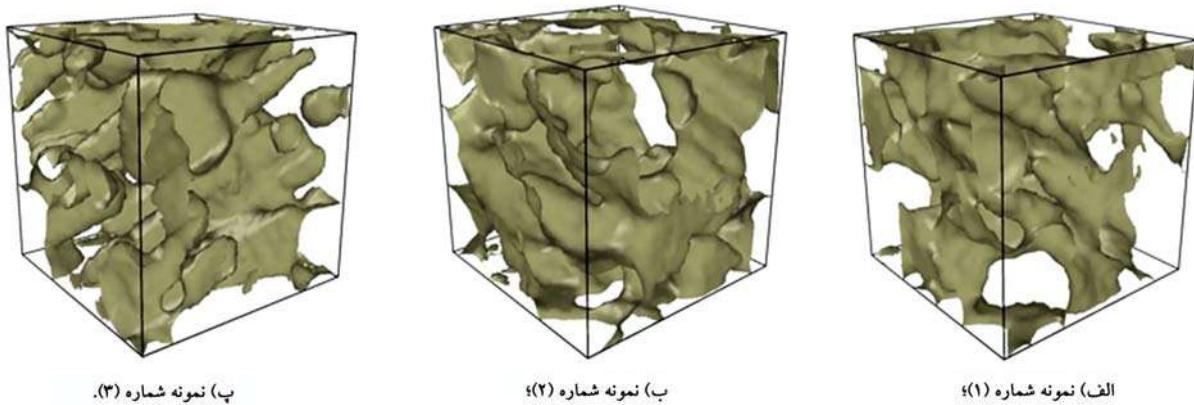
### ۳. جزئیات مدل‌سازی عددی به روش دینامیک مولکولی

به طورکلی فوم‌های آلومینیومی، از جمله مصالح نوینی هستند که در زمینه‌های مختلف، مانند پانل‌های ساندویچی، کاربردهای متعددی دارند. با توجه به ویژگی‌های منحصر به‌فرد فوم‌های آلومینیومی، شناخت و بررسی رفتار مکانیکی آنها بسیار حائز اهمیت است. با توجه به هزینه‌ی بالای مطالعات آزمایشگاهی و وجود عوامل تأثیرگذار متعدد، استفاده از روش‌های مبتنی بر مدل‌سازی عددی، می‌تواند نقش بسزایی در شناخت رفتار مکانیکی این دسته از مواد داشته باشد. روش دینامیک مولکولی، از جمله روش‌های عددی است که توانایی و دقت بالا برای شبیه‌سازی آنها با دقت اتمی دارد. در روش دینامیک مولکولی، ابتدا پیکربندی اولیه‌ی نمونه متناسب با ساختار طبیعی آن ایجاد می‌شود، سپس براساس معادله‌های تعادل حاکم بر ذرات و با روش‌های انتگرال‌گیری عددی، تغییرشکل نمونه تحت بارگذاری بررسی می‌شود. در روش اخیر، ایجاد پیکربندی اولیه و انتخاب مناسب پتانسیل بین اتمی برای توصیف دقیق تر، نمونه این دارد. همان‌گونه که اشاره شد، در مطالعه‌ی حاضر، پیکربندی ساختار متخلخل نانوفوم با روش شبکه‌بندی ورونوئی صورت پذیرفته و همچنین از پتانسیل بین اتمی EAM<sup>[۱۶]</sup> برای ارزیابی اندرکنش بین اتم‌های آلومینیوم استفاده شده است. دقت و توانایی بالای پتانسیل EAM در مدل‌سازی ساختارهای آلومینیوم در مطالعات متعددی اثبات شده است.<sup>[۱۶-۱۹]</sup> در پتانسیل EAM، اندرکنش بین ذرات براساس رابطه‌ی ۱ تعیین می‌شود:

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



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



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

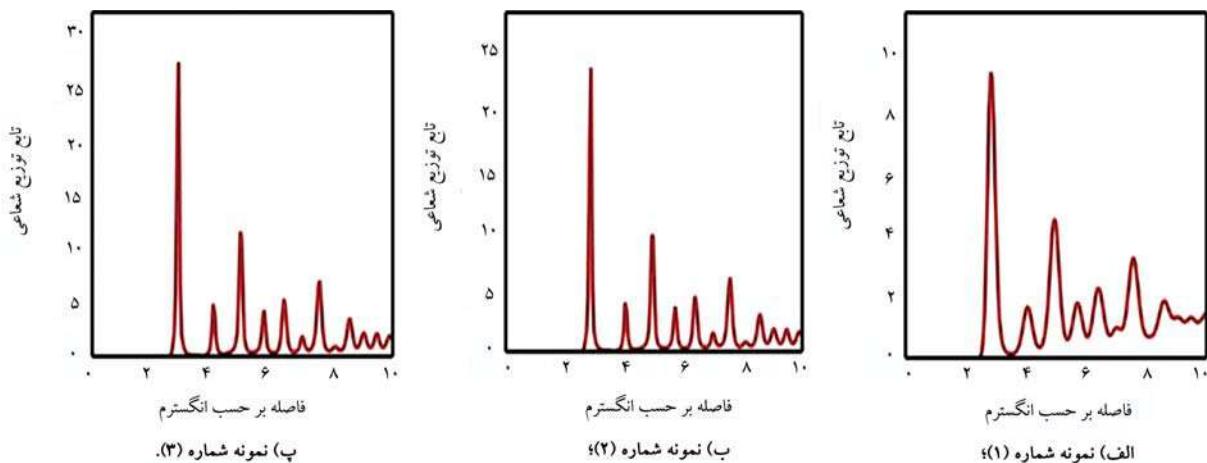
فرایند استراحت  $22^{\circ}\text{C}$  قرار می‌گیرد. این پروسه منجر به کاهش آثار دینامیکی در نمونه می‌شود و فرایند بارگذاری را نزدیک به حالت شبکه‌استاتیکی پیش می‌برد.<sup>[۲۶]</sup> این تذکر لازم است که در مطالعه‌ی حاضر، تمامی تحلیل‌های دینامیک مولکولی با گام زمانی ۱ فرمتوانیه (fs)  $22^{\circ}\text{C}$  با استفاده از نرم‌افزار متن باز ملپس<sup>[۲۴]</sup><sup>[۲۷]</sup> صورت گرفته و بررسی نتایج نیز با استفاده از نرم‌افزار متن باز اویتو<sup>۲۵</sup><sup>[۲۸]</sup> انجام پذیرفته است.

همانگونه که مشاهده می‌شود، روش اخیر، توانایی ایجاد فوم‌ها با درصد های

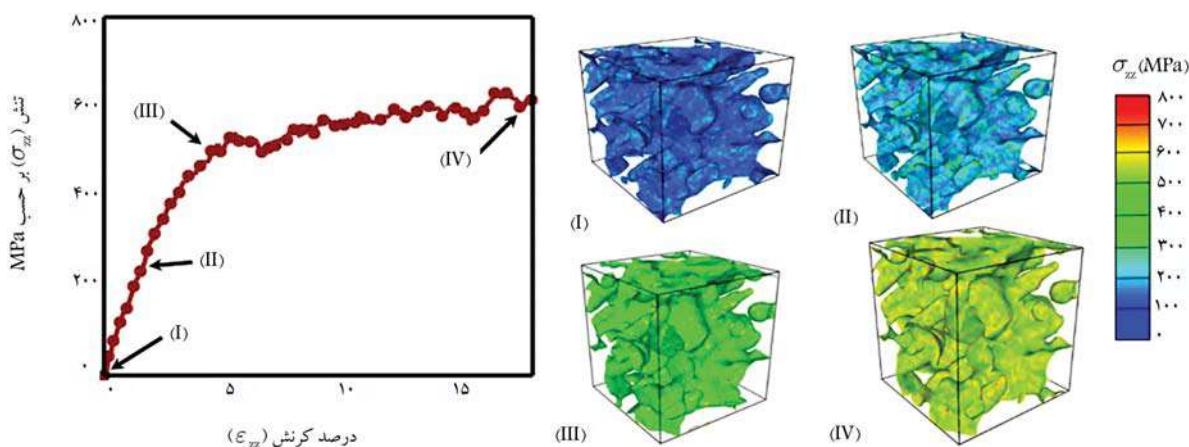
چگالی‌های مختلف را به راحتی دارد. در نمونه‌های ساخته شده، پامتر اندازه‌ی متوسط قطر حفره‌ها در تمامی نمونه‌ها برابر با  $10\text{ }\mu\text{m}$  است، که با انتخاب شعاع کره‌ها و نحوه تغییرات آنها در طول شبکه‌بندی ورونوئی محقق شده است. با توجه به اینکه چگالی نمونه و اندازه‌ی حفره‌ها از عوامل تأثیرگذار در رفتار مکانیکی نانوفوم‌های فلزی هستند، روش ورونوئی این قابلیت را دارد که می‌تواند به راحتی با تغییر شبکه‌بندی اعمال شده 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 آلمینیومی است. به طورکلی در روش شبکه‌بندی ورونوئی با کاهش فاصله‌ی کره‌ها در راستای خطوط و کاهش نرخ تغییرات قطر کره‌ها می‌توان شکستگی و زوایا را در نمونه‌ی

#### ۴. نتایج و بحث

همانگونه که اشاره شد، در مطالعه‌ی حاضر، روش شبکه‌بندی ورونوئی برای ایجاد ساختار اولیه‌ی متخلخل نانوفوم آلمینیوم استفاده شده است. در این راستا، بر روی سه نمونه‌ی مکعبی شکل با ابعاد  $16\text{ }\text{nm}$  است، 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  $10\text{ }\mu\text{m}$ ،  $15\text{ }\mu\text{m}$  و  $7\text{ }\mu\text{m}$  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 باشد دقت شود که فاصله‌ی کمینه‌یی با یکدیگر داشته باشند تا خطوط شکل‌های چندوجهی، چسبیده



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



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

نهایی کاهش داد. همچنین براساس شکل ۳ مشاهده می‌شود که ساختار متخلخل می‌تواند پس از پایدارسازی در شرایط محیطی، فرم اسفنجی شکل خود را حفظ کند. براساس تصاویر ارائه شده، به وضوح روش ورونوئی توانایی تولید ساختارهای متخلخل نامنظم برای نانوفوم آلمینیوم را دارد. نحوه پیکربندی‌های حاصل با

شکل‌های آزمایشگاهی ارائه شده از نانوفوم آلمینیوم<sup>[۱۰-۸]</sup> انتطبق کلی مناسبی دارد و براین اساس می‌توان اعتبار روش ورونوئی را از لحاظ فرم کلی پیکربندی نمونه‌ها تأیید کرد.

به منظور 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 ماد نمونه‌هاست. این تذکر لازم است که ثابت شبکه‌ی آلمینیوم، ۴/۰ انگستروم و کمترین فاصله‌ی اتم‌ها

در شبکه‌ی FCC برابر  $\frac{1}{\sqrt{2}}$  ثابت شبکه برابر با ۲,۸۵ انگستروم بوده است. بر این اساس، در نمودارهای توزیع شعاعی نیز مشاهده می‌شود که مقدار اکسترم مطلق نمودارها همگی تقریباً در فاصله‌ی ۲,۸۵ انگستروم است، که منطبق با ساختار شبکه‌ی آلمینیوم 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 آلمینیوم<sup>[۱۰-۸]</sup> است. همچنین در شکل ۴ مشاهده

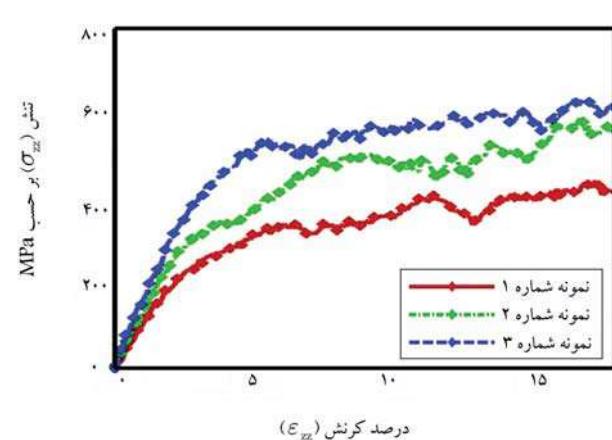
محاسباتی به شدت افزایش می‌باید، برای اساس باید ابعاد المان حجمی نمونه به نحوی باشد که ما کوچکترین اندازه، قادر به انعکاس مناسب از مشخصات مکانیکی ماده‌ی مورد نظر باشد.<sup>[۲۱]</sup> درخصوص نانوفوم‌ها، اندازه‌ی المان حجمی نمونه باید براساس اندازه‌ی حفره‌ها، به نحوی باشد که توانایی بررسی تغییرشکل در نانوفوم‌ها با ساختار متخلخل را داشته باشد.<sup>[۱۸]</sup>

در مطالعه‌ی حاضر، برای تعیین ابعاد مناسب برای المان حجمی نمونه، رفتار مکانیکی نمونه‌هایی با اندازه‌های مختلف و لی با میزان تخلخل تقریباً یکسان (چگالی نسبی حدود ۴۴٪) و اندازه‌ی حفره‌های یکسان (با قطر حدود ۱۰ انگستروم) تحت آزمون کشش بررسی شده است. نتایج حاصل در قالب نمودار تنش - کرنش در شکل ۷ مشاهده می‌شود؛ که نودارها 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 تعیین بر نمونه‌های بزرگ‌تر را دارد.

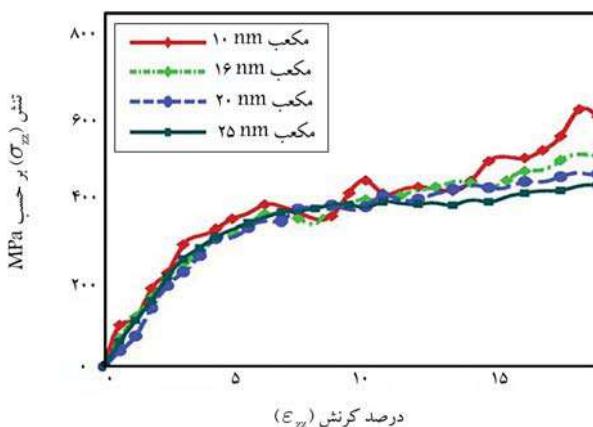
از سوی دیگر، در نمونه‌های بررسی شده در شکل ۷، تعداد نقاط تصادفی و شبکه‌بندی نمونه‌ها متفاوت است، اما بر طبق شکل اخیر، برای نمونه‌هایی با ابعاد بیشتر از ۱۶ نانومتر، نمونه‌ها رفتار تقریباً یکسانی دارند، که بیانگر عدم واستگی نتایج به شبکه‌بندی و رونوئی است. به عبارت دیگر، دو عامل اصلی و تأثیرگذار در رفتار مکانیکی نانوفوم‌های فلزی، عبارت از میزان تخلخل (و یا چگالی نسبی نانوفوم) و اندازه‌ی حفره‌هاست و تأثیر شبکه‌بندی و رونوئی 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 رونوئی ارائه و پیاده‌سازی آن بر روی فلز آلومینیوم بررسی شده است. به طورکلی پیاده‌سازی روش شبکه‌بندی و رونوئی به صورت فرایندی شامل پنج مرحله است، که عبارت اند از: ۱. ایجاد ساختار پلی‌کریستالی فلز آلومینیوم در حالت بدون تخلخل؛ ۲. تعیین تعداد نقاط تصادفی در داخل نمونه؛ ۳. ایجاد شبکه‌بندی و رونوئی بر روی نمونه براساس نقاط تصادفی تعیین شده؛ ۴. تبدیل خطوط مرزی در شبکه‌بندی و رونوئی به صورت احجام سه‌بعدی و ۵. حذف بخش‌هایی از ساختار کامل اتمی که در داخل احجام به دست آمده از گام قبلی قرار می‌گیرد. مدل‌سازی‌ها، توانایی روش شبکه‌بندی و رونوئی را در کنترل عوامل تأثیرگذار در نمونه‌ی ایجادشده، از جمله: چگالی‌ها، اندازه‌ی حفره‌ها و شکستگی‌های دیوارهای حفره‌ها را به روشنی نشان داده‌اند. با پیاده‌سازی نمونه‌های ایجاد شده براساس روش شبکه‌بندی و رونوئی 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 رونوئی است. نمودارهای تنش - کرنش بهوضوح بیانگر تأثیر بسزایی چگالی در مشخصات مکانیکی نانوفوم‌های آلومینیومی هستند.



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 به دست آمده براساس مطالعات آزمایشگاهی صورت‌گرفته بر روی نانوفوم آلومینیوم بوده است، که می‌تواند به صورت کمی درستی نمونه‌های تولید شده را اثبات کند.

براساس نتایج ارائه شده در شکل ۶، به طورکلی 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.<sup>[۲۰]</sup> براساس نمودارهای تنش - کرنش علاوه بر افزایش تخلخل، تنش حد کشسان 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.

به طورکلی در مدل‌سازی‌های عددی صورت‌گرفته، مطابق با تئوری همگن‌سازی شرایط مرزی نمونه‌ها در هر سه جهت به صورت 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

## پژوهش‌ها

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. Yıldız
16. Embedded Atom Model
17. Pun & Mishin
18. Representative Volumetric Element
19. Ensemble
20. Li
21. Pico second( $\text{V}_0 - \text{V}_s$ )
22. Relaxation
23. Femto Second (0.001 ps)
24. LAMMPS
25. OVITO

## منابع (References)

1. Hipke, T., Hohlfeld, J. and Rybant, 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., Vesenjak, 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., Declet, 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. Yıldız, 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. Yıldız, 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. Nikravesh, 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., Khajehpour, 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.jmatprotc.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

مهندسي عمران شريف، (همار ۱۶۰) دورى ۱۳۹۹-۱۱-۱۰ (پژوهشى)

سینا مؤمنی (کارشناس ارشد)

نوید سیاهپلو<sup>\*</sup> (استادیار)

دانشکده‌ی تکنیکات تکمیلی، مؤسسه‌ی آهوزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

علیرضا جهانپور (استادیار)

دانشکده‌ی عمران و معماری، دانشگاه ملایر

دیوار برشی، یکی از مهم‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان است؛ که علاوه بر کنترل تغییرمکان چانه‌ی 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 راستی آزمایی، نتیجه دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید برای انتخاب اعضاء مرزی و انتخاب دهانه‌ی بحرانی در نرم افزار ETABS مدل سازی و تحلیل شده است. سپس مدل مینا، دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی به دیوار برشی نیمه‌مقید مرکب تبدیل و در نهایت در نرم افزار آباکوس مدل سازی و بررسی شده است. از جمله متغیرهای بررسی شده، کاهش ضخامت روش بتی در دو طرف ورق فولادی دیوار، استفاده از روش بتی 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 SSSCW) سختی اولیه‌ی درون صفحه را ۳۵٪ افزایش داده است. همچنین زمانی که بتن به مدل SSSW اضافه شد، شکل پذیری در دو حالت دور و نزدیک گسل، ۱۵٪ افزایش پیدا کرد و مقایسه‌ی مقاومت نهایی (قابل نمودار چرخه‌ای) نیز نشان داد که فارغ از نوع الگوی بارگذاری چرخه‌ای، مقدار محاسبه شده برای مدل SSSCW ۲۸٪ بیشتر از مدل SSSW بوده است.

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

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

## ۱. مقدمه و تاریخچه‌ی پژوهش

سازه‌های فولادی به علت برتری شان در ارتباط با وزن و شکل پذیری در ساخت و سازهای ساختمانی به طور گسترده‌ای در مناطق زلزله خیز استفاده می‌شوند و می‌توانند نقش مؤثری در کاهش آسیب واردہ به سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای ایفا کنند. سیستم دیوار برشی فولادی، از قاب فولادی که به عنوان اجراء مرزی عمل می‌کند و ورق فولادی میان قاب، که به عنوان دستگاه جاذب انرژی عمل می‌کند، تشکیل شده است. سیستم دیوار برشی فولادی دارای سختی کشسان، رفتار چرخه‌ای پایدار، ظرفیت جذب انرژی بالا و شکل پذیری مناسبی است، که به خوبی نیاز سیستم‌های جاذب انرژی را براورد می‌سازد.<sup>[۱]</sup> به طورکلی 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 قبل انتظار نیست. دیوار برشی فولادی کامپوزیت، یک سیستم نوین باربر جانی و متشکل از یک ورق فولادی به همراه پوشش بتن آرمه است، که به یک سمت یا هر دو سمت آن توسط برش‌گیرهای متصل

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۷/۲/۱۴۰۲، اصلاحیه ۲۵/۶/۱۴۰۲، پذیرش ۱۲/۷/۱۴۰۲.

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، ۱۱۲-۹۹، صص. ۱۱۰-۱۱۲. DOI:10.24200/J30.2023.62420.3223

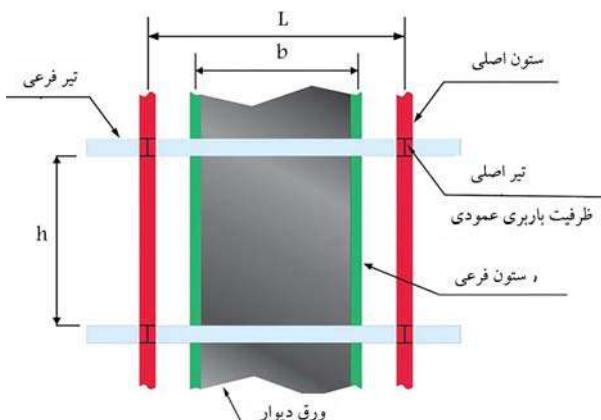
مزیت دیوار SSSW، کاهش شماره‌ی مقطع ستون مجاور دیوار و افزایش اینمی ستون از خیری شدن کامل و پرهیز از تشکیل مکانیسم در طبقه است. این در حالی است که در سیستم متناول (اتصال دیوار به ستون‌های قائم اصلی) علاوه بر آنکه مقطع ستون عددی بزرگ است، با ورود ستون به ناحیه‌ی غیرخطی و احتمال تشکیل مفصل خمیری، سلامت سازه ممکن است به مخاطره بیفتد.<sup>[۶]</sup> یک مزیت دیگر دیوارهای SSSW این است که ستون‌های فرعی در برابری جانبی مشارکت می‌کنند؛ یعنی از یک طرف در صفحه‌ی دیوار دچار خمش و از طرف دیگر از کمانش 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 نیمه مقید معرفی شده است، که دیوار آن مرکب بوده و هسته‌ی آن از ورق فولادی تشکیل و ظاهر آن با تن پوشیده شده است (SSCSW).<sup>۳</sup> همچنین، به کاربرد و استفاده‌ی آن در سازه‌های اسکلت فلزی پرداخته شده است، که در آن رفتار غیرخطی دیوار برشی مرکب نیمه مقید در لبه‌ها به صورت عددی تحت بارگذاری چرخه‌ای<sup>۴</sup> با استفاده از نرم افزار آباکوس<sup>۵</sup> تحلیل شده است. در ضمن، با بررسی رفتار غیرخطی مدل‌های SSCSW، پارامترهای همانند: ظرفیت باربری، سختی اولیه، شکل پذیری، اتلاف انرژی تجمعی، تنش فون میسز و خرابی فشاری بتن دیوار بررسی شده‌اند. تاکنون آزمایش‌های عددی و تجربی بر روی دیوار نیمه مقید مرکب انجام نشده است. لذا در نوشتار حاضر، پارامترهای ذکر شده در دیوار نیمه مقید مرکب با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود آباکوس تحت بارگذاری چرخه‌ای و یکنوا بررسی شده‌اند. استفاده از دیوار برشی نیمه مقید فولادی و یا نیمه مقید مرکب می‌تواند علاوه بر سبک‌سازی سازه نسبت به استفاده از نمونه‌ی دیوار برشی بتنی تمام مقید (CSW)،<sup>۶</sup> مقاومت بالاتری نیز نشان دهد، که در نتیجه باعث کاهش نیروی گرانشی و لزهای در ساختمان می‌شود. متغیرهای مطالعه شده شامل: افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار، کاهش ضخامت بتن استفاده شده برای پوشش ورق فولادی داخلی در مدلِ 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 تک محوری با استفاده از حالت خمیری مبتنی بر خسارت تعریف شود. تحت اثر کشش تک محوری، پاسخ تنش - کرنش تا رسیدن به تنش خرابی<sup>۷</sup> از یک رابطه‌ی خطی پیروی می‌کند.<sup>۸</sup> مدل حالت خمیری بتن می‌تواند با ساخت شدن ایزوتوپیک توصیف شود، اگرچه آسیب سیاری از موارد ایزوتوپیک نیست، اما ترجیحاً از جهاتی قابل توجه است.<sup>۹</sup>

به شکل کلی، ایجاد یک بار (اعم از جا به جایی یا نیرو) به شکل تناوبی یا در اصطلاح رفت و برگشتی در یک عضو، بارگذاری چرخه‌ای<sup>7</sup> نامیده می‌شود. مفهوم چرخه‌ای (هیسترزیس)، 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- تغییرشکل تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی، منحنی چرخه‌ای یا همان هیسترزیس نامیده می‌شود.<sup>[۱۲]</sup> داده‌های ثبت شده از زمین لرزه‌های اخیر نشان می‌دهند که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک، ویرگی‌های متفاوتی نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور دارند. در مجموع، بیشتر ویرگی‌های اخیر، در اثر پدیده‌ی مهم چهت پذیری پیشرونده در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک است.<sup>[۱۳]</sup> در نوشتار حاضر، نیز دیوارهای پرشی، نمونه‌های SSSW و SCSW تحت دو و تکالی

شده است. در دیوار برشی فولادی کامپوزیت، پوشش بتنی مسلح با مهارکردن ورق فولادی و جلوگیری از کمانش آن، باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار برشی فولادی تا حد تسلیم برش می شود.<sup>[۱]</sup> مطالعات مختلف درخصوص دیوار برشی مرکب انجام شده است، از جمله شاکری و بهنام فر (۱۳۹۸)، رفتار جانبی غیرخطی دیوارهای برشی فولادی - بتنی و اثر عواملی مانند ضخامت صفحه 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 صفحه فلزی بستگی دارد و مستقل از دیگر پارامترهاست. با افزایش ۶ برابری ضخامت ورق فولادی، سختی جانبی در حدود ۲/۵ برابر افزایش یافته. همچنین، مقاومت فشاری بتن رویه در مقاومت جانبی و شکل پذیری سیستم تقریباً بدون اثر بوده و افزایش فاصله بین برش‌گیرها به کاهش نسبی مقاومت جانبی و افزایش اندازشکل پذیری آن منجر شده است.<sup>[۲]</sup>

زانگ و همکاران (۲۰۱۶)، نیز یک دیوار برشی مرکب با مهاربندهای داخلی فولادی (ESB)<sup>[۳]</sup>، که نوع جدیدی از دیوار فولادی کامپوزیت مت Shank از یک قاب مهاربندی فولادی ساخته شده در بتون آرمه بود، را معروفی کردند. نتایج ایشان نشان داد که با پوسته پوسته شدن و خرد شدن دیوار ESB، بخش‌های بتنی آن از هم جدا و مجموعه‌ای از ترک‌های مورب و سپس کمانش مهاربند مورب ایجاد شده است، که به دلیل عدم مهار در مدد 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 صفحه فلزی (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.<sup>[۴]</sup> نوع جدیدی از دیوار برشی وجود دارد که به آن دیوار برشی نیمه محدود گفته می‌شود. برای مثال، یک دیوار برشی فولادی نیمه محدود (SSSW)<sup>[۵]</sup> 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.<sup>[۶]</sup> 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).

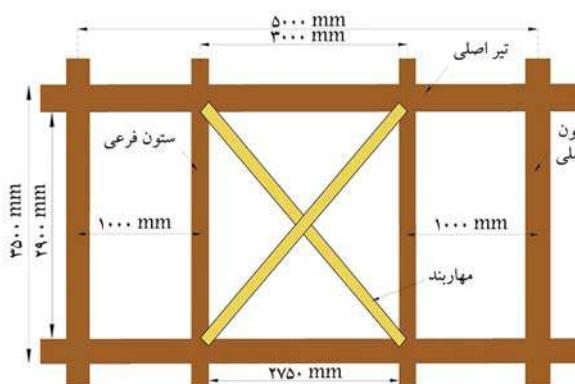


<sup>[7]</sup> شکا ۱. حزیبات دیه، پسر فولادی، نماینده مقدمه دادگاهها.

استفاده از مهاربند همگرای معادل برای تعیین ضخامت اولیه (ورق) در ETABS طراحی شد. سازه مذکور به صورت سه بعدی و ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر، طول دهانه ۵ متر، تعداد دهانه ها در جهت  $x$  و  $y$  به ترتیب ۳ و ۵ بوده است. تولید مدل و بارگذاری و کنترل های طراحی سازه اخیر منطبق با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم،<sup>[۱۹]</sup> و میثت دهم مقررات ملی ساختمان<sup>[۲۰]</sup> بوده است. از آنجایی که در استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار برای دیوار برشی فولادی (اعم از تمام مقید یا نیمه مقید) تعریف نشده است، ضریب رفتار سیستم SSSW، به کمک مقدار پیشنهادی برای دیوار برشی فولادی ارائه شده در آین نامه<sup>۷</sup> (ASCE ۲۰۱۶)،<sup>[۲۱]</sup> انتخاب شده است. در ادامه، با توجه به نسبت تنش های بدست آمده، بحرانی ترین طبقه ای مهاربندی جهت تبدیل مهاربندها به ضخامت ورق دیوار برشی انتخاب شده است. ضمناً با توجه به اینکه در استانداردها و آین نامه ها، رابطه تبدیل سطح مقطع مهاربند معادل به ضخامت ورق سیستم SSSW وجود ندارد، در نوشتار حاضر، رابطه ای را که در آین نامه<sup>۱۶</sup> (AISC ۳۴۱) استفاده شده است، نویسندهان نوشتار حاضر، به این موضوع واقع هستند که در رابطه ای متدرج در آین نامه از فرض تسییم برشی ورق فولادی استفاده شده است، که وقوع چنین مکانیسمی چندان محتمل نیست.

$$t_w = \frac{2A\Omega \sin \theta}{l \sin 2\alpha} \quad (1)$$

که در آن،  $\alpha$  زاویه بین شیب میدان کشش با ستون است، که تقریباً برابر ۴۰ درجه در نظر گرفته شده است. همچنین  $\Omega$  ضریب اضافه مقاومت برای دیوارهای برشی فولادی است، که طبق آین نامه<sup>۱۶</sup> – AISC ۳۴۱ برابر با ۱/۲ معرفی شده است، که از همین مقدار در طراحی نیز استفاده شده است، ۱ فاصله ای مرکز به مرکز دو ستون فرعی است، که ۳۰۰۰ میلی متر در نظر گرفته شده است.  $A$  مساحت مقطع مهاربند معادل است، که ۴۰۷۰ mm<sup>2</sup> در دهانه بحرانی محاسبه شد. همچنین  $\theta$  زاویه بین مهاربند و ستون در سازه مهاربندی معادل است، که ۴۵ درجه فرض شده است. در نهایت، ضخامت دیوار برشی فولادی با استفاده از مقادیر مذکور، ۳ میلی متر به دست آمد. در آین نامه<sup>۱۶</sup> – AISC ۳۴۱، کمیته ضخامت ورق دیوار ۱۰ mm در دیوار برشی فولادی مرکب تعیین شده است، اما با توجه به اینکه دیوار برشی بررسی شده در مطالعه حاضر، نیمه مقید بوده والزمی به رعایت خواص آین نامه<sup>۱۶</sup> – AISC ۳۴۱ برای آن بوده است، لذا از همان ۳ میلی متر به عنوان ضخامت ورق فولادی در سیستم مرکب هم استفاده شده است. در شکل ۲، دهانه ای مهاربندی انتخابی در مدل ETABS برای تبدیل مهاربندها به



شکل ۲. دهانه بحرانی جهت تبدیل مهاربند به ضخامت ورق دیوار برشی نیمه مقید فولادی.

بارگذاری حوزه های دور و نزدیک گسل قرار گرفته و نتایج با یکدیگر مقایسه شده اند. در نوشتار حاضر، دیوار برشی مرکب مدل ۵۰۰۴<sup>۸</sup> و آستانه اصل (۲۰۰۴)،<sup>[۱۲]</sup> تحت بارگذاری دینامیکی غیرخطی با استفاده از پروتکل بارگذاری چرخه ای دور از گسل آین نامه AISC<sup>[۱۵]</sup> در نرم افزار آباکوس، راستی آزمایی شده است، تا اطمینان حاصل شود فرایند مدل سازی عددی صحیح است. در ادامه، یک سازه سه بعدی ۸ طبقه مجهر به دیوار برشی فولادی نیمه مقید مدل سازی و طراحی شده است. برای مدل سازی ورق دیوار از ایده مهاربند معادل استفاده شده است. در نهایت، بحرانی ترین دهانه (بزرگ ترین مقطع مورد نیاز برای ورق فولادی والمان های مرزی) انتخاب و به عنوان مدل SSSW در آباکوس مدل سازی و برآسان ضوابط طراحی دیوار برشی مرکب ۱۶ – AISC ۳۴۱<sup>[۱۶]</sup> به یک سیستم SSCSW تبدیل شده است. در انتهای، مدل SSCSW در برابر پروتکل بارگذاری دور و نزدیک گسل قرار گرفته و نمودار چرخه ای مدل های SSSW و SSCSW با هم مقایسه شده اند. در نوشتار حاضر، پارامترهای ظرفیت بار باری، سختی اولیه، شکل پذیری، اتفاق انرژی تجمعی<sup>۹</sup>، تنش فون میسز<sup>۱۰</sup> و آسیب فشاری بتن دیوار برشی شده اند. شایان ذکر است که تاکنون آزمایش های عددی و تجربی بر روی دیوار نیمه مقید SSCSW انجام نشده است. استفاده از بتن و فولاد در کنار هم به همراه آرماتور بندی مناسب، در ارتفاع رفتار لرزه ای با جلوگیری از کماش های جزئی و کلی مؤثر است. بنابراین، ایده تبدیل دیوار برشی فولادی نیمه مقید (SSSW) به فولادی مرکب (SSCSW) برای اولین بار در نوشتار حاضر مطرح شده است.

## ۲. طراحی و مدل سازی

### ۱.۲. طراحی مدل SSSW

دیوار برشی فولادی کامپوزیت نیمه مقید در لبه ها (SSCSW)، نمونه ای توسعه یافته ای مدل SSSW است، که تاکنون پژوهش و آزمایش تجربی در ارتباط با آن انجام نشده است. از طرفی، با توجه به کوچک بودن ابعاد المان های مرزی و فرعی دیوار نیمه مقید فولادی در مطالعات پیشین، امکان توسعه ای آنها به نمونه ای فولادی مرکب وجود نداشته است. بنابراین هیچ مدل مبنایی برای دیوار SSSW وجود ندارد، در نتیجه قبل از بررسی و تحلیل آن تحت پروتکل های بارگذاری در نرم افزار آباکوس، ابتدا باید یک مدل مبنایی برای دیوار SSCSW، مدل سازی و مشخصات هندسی و نوع مقاطع استفاده شده در آن مشخص و سپس جهت تحلیل چرخه ای تحت پروتکل های بارگذاری در نرم افزار آباکوس ارزیابی شود. برای ساخت مدل مبنای ابتدا اعضاء مرزی فرعی و اصلی و ضخامت ورق فولادی دیوار، به کمک نرم افزار ETABS<sup>[۱۷]</sup> به دست آمد، سپس ستون های فرعی و کنترل ضخامت ورق دیوار با استفاده از نرم افزار جهان پور و محرمنی<sup>[۱۸]</sup>،<sup>[۱۹]</sup> کنترل و نهایی شد. در ادامه و با استفاده از خواص آین نامه<sup>۱۶</sup> – AISC ۳۴۱ به دیوار برشی نیمه مقید فولادی مرکب تبدیل شد. در نهایت، هم مدل فولادی و هم مدل مرکب در برابر بارگذاری چرخه ای تحلیل شدند. نکته حائز اهمیت این است که با آگاهی به اینکه در رفتار دیوار برشی نیمه مقید فولادی (SSSW) و تمام مقید تمايز وجود دارد، اما به دلیل فقدان ضوابط برای طراحی سیستم مذکور، المان های مرزی دیوار مطابق با ضوابط طراحی دیوار برشی تمام مقید مرکب در آین نامه<sup>۱۶</sup> – AISC ۳۴۱ طراحی شدند. در نتیجه، برای به دست آمدن مقاطع و هندسه ای مناسب برای اعضاء مرزی استفاده شده در دیوار SSCSW و به دست آمدن ضخامت مناسب ورق دیوار ابتدا ساختمان ۸ طبقه فولادی دارای ساختار قاب خمشی و یقه و مهاربند های همگرای و یقه (ایده ای

جدول ۱. مشخصات ورودی به نرم افزار جهان پور و محرومی [۱۷]. [۲۰ ۱۷]

ورودی	مشخصات
۲۹۰ (cm)	طول آزاد ستون
۳۰۰ (cm)	عرض دیوار
۳ (mm)	ضخامت ورق فولادی دیوار
۴۷۹۵ (KN.m)	میزان لنگر واژگونی
منصلي	نوع اتصال ستون های فرعی با تیرهای مرزی
۲UNP۲۶	نوع مقطع ستون های فرعی
۱۸۰ (MP)	تنش تسليم ورق فولادی دیوار
۲۴۰ (MP)	تنش تسليم ستون های فرعی
۰,۹۷۵	$B_c$
۰,۹۷۵	$B_t$
۶۲۳ (KN)	تخمین ظرفیت برشی دیوار

اعضاه مرزی قائم و افقی (به صورت فولادی یا با مقطع مرکب)، باید دارای نسبت پهنا به ضخامت با محدودیت  $\lambda_{hd}$  برای تأمین شکل بذیری 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 آین نامه AISC ۳۴۱ – ۱۶ در طراحی دیوار برشی مرکب، فاصله‌ای  $^{12}$  بین دیوار بتی 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 مدل سازی 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 OSC: در مدل OSC، بتن برخلاف نمونه‌ی توسعه داده شده SSSW به جای وجود بتن در دو طرف ورق فولادی دیوار فقط در یک طرف ورق دیوار وجود دارد.

• مدل CWA6: در مدل CWA6 تمام جزئیات مشابه نمونه‌ی توسعه داده شده SSSW است، با این تفاوت که ضخامت بتن موجود بر روی ورق فولادی دیوار در هر طرف ورق کاشهای پیدا کرده و به جای  $^{116}$  میلی‌متر در هر طرف در مدل مبنای  $^{86}$  میلی‌متر بوده است؛

• مدل PL7: در مدل PL7 تمام جزئیات طراحی و مدل سازی مشابه مدل SSSW است، اما ضخامت ورق فولادی مدفعون در بتن دیوار به جای  $^3$  میلی‌متر در نمونه‌ی مبنای  $^7$  میلی‌متر افزایش پیدا کرده است.

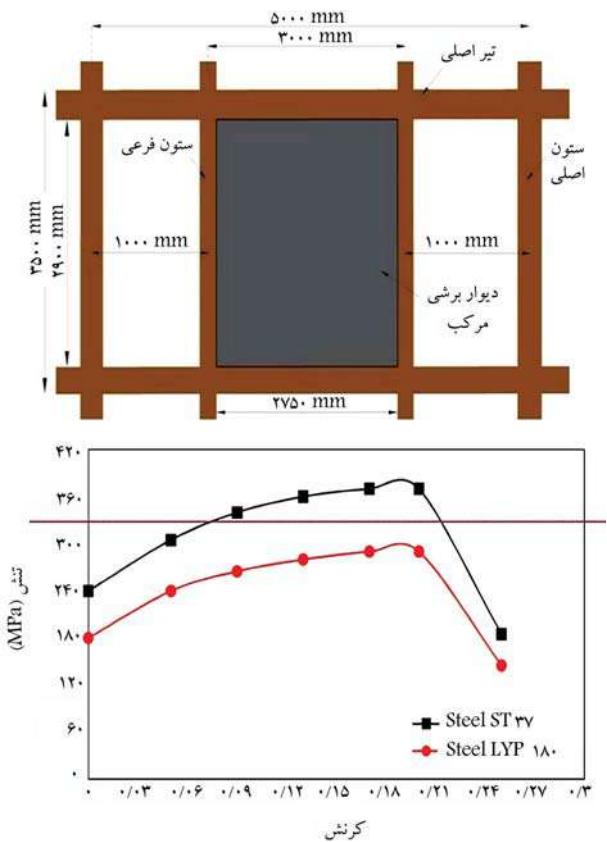
در شکل ۳، جزئیات مدل توسعه داده شده SSSW می‌شود. پس از طراحی سیستم SSSW و تبدیل آن به سیستم SSCSW، دو مدل به همراه مدل‌های متغیر تعریف شده، در نرم افزار آباکوس، مدل سازی و تحت پروتکل‌های بارگذاری مرتبط بررسی و ارزیابی شده‌اند. مقطع استفاده شده در مدل SSSW برای تیرهای آرمه ۳۰۰ × ۲۵۰، برای ستون‌های اصلی  $^{30} \times ۲۵۰$  IPE ۳۰۰ و ورق فولادی به ابعاد  $^{30} \times ۲۷۵$  ×  $۲۹۰$  است. همچنین در توسعه داده شده SSSW، مشخصات مقطع مشابه نمونه‌ی SSSW است، با این تفاوت که روکش بتی به ابعاد  $^{275} \times ۲۹۰$  و آرماتور طولی و عرضی با مشخصات  $^{150} \text{ mm}$   $^{12} @$   $^{150} \phi$  و گل میخ‌های طولی و

ضخامت ورق فولادی دیوار به صورت شماتیک مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تیرهای با مقطع  $^{300} \times ۲۵۰$  IPE ۳۰۰، ستون‌های اصلی با مقطع  $^{25} \times ۲۵$  BOX ۳۰۰ شده‌اند. یادآور می‌شود که فولاد کلیه‌ی اعضا (به جز ورق دیوار)، از نوع ST ۳۷ و ورق دیوار از فولاد کم مقاومت (LYP)  $^{11}$  با مقاومت تسلیم  $^{180}$  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 نرم افزار جهان پور و محرومی [۱۷] استفاده شده است؛ که در آن، برای طراحی ستون‌های فرعی و تعیین ظرفیت برشی سیستم SSSW توجه به ضخامت ورق دیوار بوده است. در نرم افزار ایشان، که براساس فرمول‌بندی و راه حل‌های ارائه شده در کتاب جهان پور و محرومی [۱۷]، 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 تسليم ورق فولادی دیوار، تنش تسليم ستون‌های فرعی و مقادیر  $B_c$  و  $B_t$  که مقادیر آن با توجه به راهنمای برنامه به جهت همگرایی در جواب نهایی مؤثربند، به عنوان ورودی به نرم افزار داده می‌شوند. مقطع ستون‌های فرعی در ETABS معادل  $^{25} \times ۲۵$  BOX در نظر گرفته شده‌اند، در حالی که در نرم افزار مذکور امکان تعریف مقطع جعبه‌ای وجود ندارد، لذا با معادل سازی مقطع جعبه به دوبل ناودانی، از پروفیل ۲UNP۲۶ به عنوان حدس اولیه استفاده شده است. همچنین دو مقدار لنگر واژگونی و ظرفیت برشی تخمینی برای بدست آوردن ظرفیت برشی نهایی دیوار و کتربل ستون فرعی در قسمت ورق دیوار در نظر گرفته شده است. برای محاسبه‌ی لنگر واژگونی با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ به نیروی برشی وارد 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 جانی در تراز طبقه به دست می‌آید. برای مدل طراحی شده در نوشتار حاضر، ظرفیت برشی تخمینی ( $V_s$ ) دهانه بحرانی ۶۲۳ کیلوانیون به دست آمد. در راهنمای نرم افزار 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  $1$  باشند و اختلاف آن دواز  $^{50}$ ٪ بیشتر نشود، جواب نهایی صحیح و مدل همگرایاست. با توجه به داده‌های جدول ۱ به نرم افزار دو پارامتر  $P_c$  و  $P_t$  پس از تحلیل برای مدل به ترتیب  $1$  و  $0,9999$  به دست آمدند، بدین ترتیب مدل با توجه به مقادیر ورودی، همگرا بوده و مقطع  $^{10} \times ۲۵۰$  BOX برای ستون‌های فرعی با توجه به ضخامت  $3$  میلی‌متری ورق فولادی دیوار مناسب است.

## 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 AISC ۳۴۱ – ۱۶، روکش بتی گذاشته شده است. همچنین با توجه به اینکه راهنمای آین نامه‌ای برای تبدیل نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی (SSSW) به نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی مرکب (SSCSW) وجود ندارد، لذا از ضوابط طراحی دیوار برشی تمام مقید مرکب مندرج در آین نامه ۱۶ AISC ۳۴۱ تا جایی که بندهای آن برای طراحی دیوار SSCSW محدودیت ایجاد نکنند، برای تبدیل نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی به نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی مرکب استفاده شده است. به طور نمونه،



شكل ٤. الف) نمای جانبی دیوار برشی مدل SS CSW و اعضاء مرزی آن، ب)  
منحنی تشن - کرنش فولاد ST ۳۷ و ۱۸۰ LYP.<sup>[٨]</sup>

برای مصالح استفاده شده، مدل آسیب تعریف شده است. برای تعریف مدل آسیب بتن در کشش و فشار در نرم افزار از مدل آسیب حالت خمیری بتن (CDP) استفاده شده است؛ که در نوشتار حاضر، برای تعریف مدل رفتاری آسیب بتن در فشار از رابطه‌ی هوگنستاد،<sup>۱۲</sup> مطابق رابطه‌ی ۲ استفاده شده است:

$$\sigma_c = f_c'' \left( \left( \frac{\gamma_{\varepsilon_c}}{\varepsilon_c} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c^*} \right) \right)^r \quad (\text{2})$$

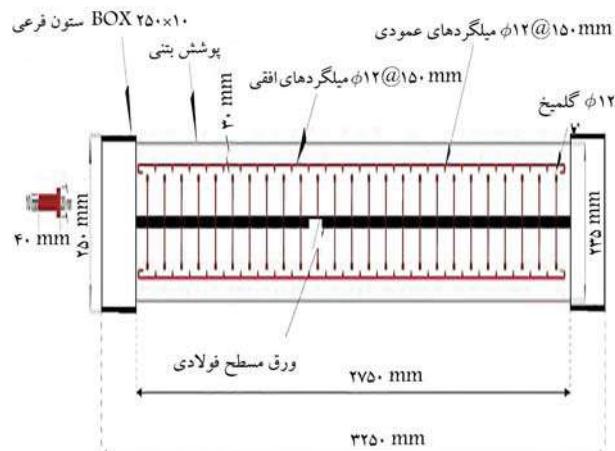
که در آن،  $\sigma$  بیشینه‌ی تنش فشاری بن،  $c$  مقادیر کرنش و  $f^c$  مقاومت فشاری بن (مطابق راطه‌ی ۳) هستند:

$$f_c'' = f_c' K_s \quad (\mathfrak{P})$$

که در آن،  $K$  ضریبی است که مقدار آن برای بتن هایی با مقادیر مختلف مقاومت فشاری، متفاوت است؛ که در نوشتار حاضر با توجه به استفاده از بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال مقدار آن  $95^{\circ}$  بوده است.<sup>۱۷</sup> نیز مقاومت فشاری بتن است. همچنین در رابطه‌ی ۲، <sup>۱۸</sup> کرنش نظریه نتش بیشینه است، که مقدار آن مطابق رابطه‌ی <sup>۱۹</sup> محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_0 = \gamma \lambda \frac{f_c''}{F_0} \quad (4)$$

که در آن،  $E$  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



شكل ۳. مقطع دیوار پوشی فولادی مرکب نسبه مقید و حزئیات آن.

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

### ۳.۲. روند مدل‌سازی عددی مدل SSCSW

در مدل سازی عددی از المان پوسته‌ای برای مدل سازی اعضاء فولادی و پل بتی استفاده شده است. پس از مدل سازی اعضاء بالمان پوسته‌ای، باید ضخامت هر یک از اعضاء در بخش مشخصات مصالح تعریف شود. ورق‌های پیوستگی نیز درون چشم‌های اتصال مدل سازی شدند، که به صورت ورق‌های مستطیل شکل درون ستون‌های باکس اصلی و در امتداد دو بالا و پایین تیرها در دو سمت مدل قرار گرفته‌اند، که ضخامت آنها  $25 \times 25$  بوده است. پس از آن ضخامت به مقاطع اختصاص داده شد. پس از اختصاص ضخامت مقاطع، سطح مقطع اعضاء 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 اجراء محدود ساخته شد؛ که شامل یک دیوار مرکب نیمه‌مقید ۱ طبقه در داخل یک قاب ۱ دهانه بود، که ورق دیوار بر بشی 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 نرم افزار از قید Tie استفاده شد. همچنین برای اتصال دیوار بتنی به ورق فولادی، می‌توان گل میخ 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 مقابله بین تحلیل با رازون مدل با روش Tie و مدل دارای توپوژیات بخش ۱.۲، برای ورق دیوار از فولاد کم مقاومت LYP ۱۸۰ و برای بقیه اعضاء از فولاد ST37 استفاده شده است. در شکل ۴ - الف، مدل دیوار بر بشی نیمه‌مقید SSCSW و در شکل ۴ - ب، متحمنی تشن - کرنش فولادها مشاهده می‌شوند. این تذکر لازم است که در نوشتار حاضر، برای فولاد و بتن، مدل آسیب تعریف شده است؛ لذا در تعریف متحمنی تشن - کرنش، تشن و کرنش متناظر با ناحیه‌ی شکست تعریف شده است و نیازی به بخش خطی اولیه‌ی نمودار مذکور

برای آنکه رفتار مدل اجراء محدود به مدل آزمایشگاهی و واقعی نزدیک باشد و همچنین همانند یک مدل واقعی، زوال مقاومت حرخهای دیده شود، در نرم افزار

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

$$L = l \cdot b \cdot h \quad (8)$$

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

با توجه به توضیحات اخیر، خواهی از نوع انرژی شکست با توجه به رابطه‌ی ۷ برای هر یک از اعضاء مطابق جدول ۲ تعریف می‌شود: همچنین در تعريف مشخصات مصالح در مدل‌ها برای هر یک از فولادها و بتن تعريف شده، سه مشخصه‌ی چگالی، تنش، و کرنش در ناحیه‌های کشسان و خمیری تعريف شده است، که ضریب پواسون برای فولاد  $0.3$  و برای بتن  $0.2$  در نظر گرفته شده و کرنش نهایی برای تمام فولادها  $0.02$  بوده است. همچنین مقاومت فشاری بتن  $25$  مگاپاسکال، چگالی بتن  $10^{-9}$  و مدول کشسانی بتن  $2350$  در نظر گرفته شده است.

پس از مدل‌سازی و تعريف مصالح و شرایط مرزی، پروتکل بارگذاری تعريف می‌شود، که در نوشتار حاضر از پروتکل بارگذاری دور و نزدیک  $SAC$  [۲۴]، جهت بررسی رفتار مدل‌ها استفاده شده است، که دو پروتکل جهت تعريف در نرم افزار 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 آئین نامه‌ی مرجمع [۲۱] به صورت دریفت طبقه بودند، برای تعیین آنها به مدل‌های مطالعه شده در نوشتار حاضر یعنی تبدیل به جابجایی (سیالی‌مترا)، اعداد محور  $y$  پروتکل (دریفت طبقه) چرخه‌ی پایه، در ارتفاع مدل ضرب و سپس برای تبدیل به میلی‌متر تقسیم بر  $10^5$  شدند. همچنین در شکل ۷، جزئیاتی از اعمال شرایط مرزی مدل  $SCSW$  در محیط آباکوس مشاهده می‌شود.

پس از مدل‌سازی هندسه‌ی دیوار شرایط مرزی تعريف می‌شود. اتصال ستون‌های فرعی به دو تیر بالا و پایین با توجه به اینکه مفصلی هستند، از نوع قید کوبینگ تعريف می‌شود. در گام بعد، یک گرهی مرجمع در بالای مدل تعريف و به مدل کوبیل می‌شود. تعريف این نقطه به این دلیل است که میزان جابجایی مدل نسبت به نقطه‌ی مرجمع در نظر گرفته شود. پس از تعريف شرایط تکیه‌گاهی، شرایط مرزی تعريف می‌شود. ابتدا پای ستون‌های قاب در مدل، تمام درجه‌های آزادی بسته شدند تا از حرکت آنها جلوگیری شود. سپس در راستای عمود بر صفحه‌ی چشممه‌های 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 تعريف گرهی مرجمع در بالای مدل، محل اعمال بارکه همان پروتکل‌های بارگذاری هستند، در گرهی مرجمع تعريف شده است.

جدول ۲. انرژی شکست برای المان‌ها در مدل‌های  $SCSW$  و  $SSSW$ .

پارامتر	انرژی شکست ( $G_f$ )	مقطع
ستون اصلی	$6475$	$mJ/mm^2$
ستون فرعی	$4625$	
تیر	$5550$	
ورق دیوار	$50875$	

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

$$\sigma_t = 0.3 f_c^{1/2} \quad (5)$$

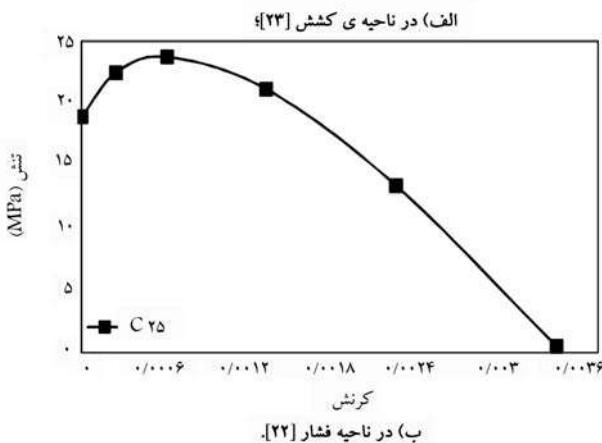
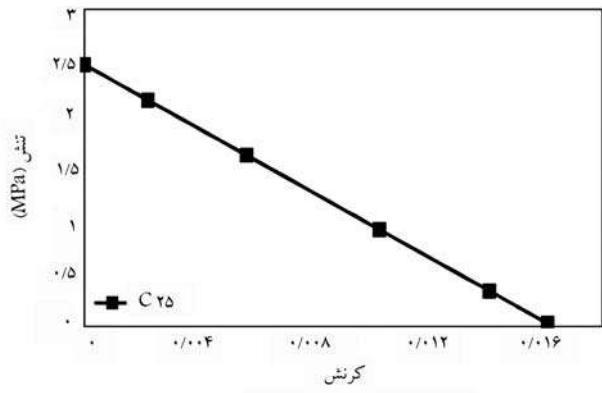
که در آن،  $\sigma_t$  بیشینه‌ی تنش کشنی است. با محاسبه و جایگذاری در روابط گفته شده، منحنی تنش - کرنش بن مطابق شکل ۵ به دست می‌آید.

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  $15$  مطابق کتابخانه‌ی آباکوس تعریف شده است، که مطابق آن ورودی‌های بدین صورت تعریف می‌شود:

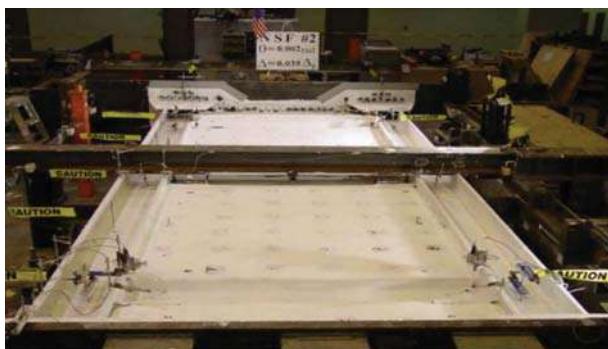
ابتدا ۳ پارامتر کرنش متناظر با تنش نهایی، تنش ۳ محوره (مطابق رابطه‌ی ۶) و نزخ کرنش.

که در آن،  $\eta$  تنش ۳ محوره،  $\sigma_{xx}$ ،  $\sigma_{yy}$  و  $\sigma_{zz}$  به ترتیب تانسور تنش در راستای  $x$ ،  $y$  و  $z$  و  $\sigma_{mises}$  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:

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



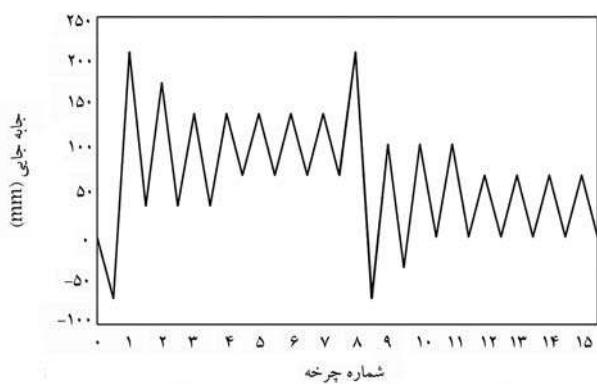
شکل ۵. رفتار بتن با مقاومت  $25$  مگاپاسکال.



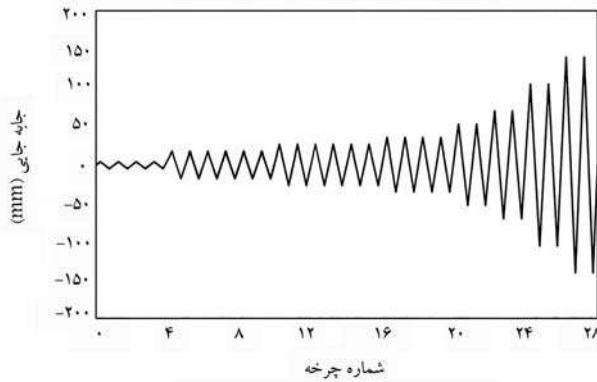
شکل ۸. نمای دیوار برشی مرکب مدل ژاآو و آستانه اصل (۲۰۰۴).<sup>[۱۴]</sup>

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

در مدل راستی آزمایی ژاآو 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 اعضاء مرزی نوع دیگر و در میلگردها نیز از نوع متفاوتی از فولاد استفاده شده است. جنس ورق فولاد دیوار مطابق استاندارد ASTM A36 و اعضاء قاب از ورق‌های با مصالح تعریف شده طبق استاندارد ASTM A572 بوده‌اند. در تعریف مشخصات مصالح در راستی آزمایی مذکور برای هر یک از فولادها و بتون تعریف شده، سه مشخصه‌ی چگالی، تنش و کرنش در ناحیه‌های کشسان و خمیری تعریف شده است. برای بتون به جای تعریف مشخصات خمیری، ۳ مشخصه‌ی چگالی، رفتار کشسانی و آسیب حالت خمیری بتون (CDP) تعریف شده است، که تعریف مشخصات آسیب حالت خمیری بتون خود شامل ۳ قسمت: رفتارهای حالت خمیری، فشاری و کششی است. برای تعریف مشخصات خمیری مواد، از دو نوع سخت‌شوندگی ایزوتروپیک<sup>[۱۵]</sup> (که در آن سطح جاری شدن در هنگام تحمل کرنش‌های خمیری گسترش می‌یابد) و کینماتیک<sup>[۱۶]</sup> (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<sup>[۱۷]</sup> 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 SR4 از دو روش را برطرف می‌کند. تمامی اعضاء با استفاده از المان‌های ۴ گره‌ای 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 ( $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ,  $\theta_z$ )، المان SR4 چرخش‌های بزرگ و کرنش‌های اجراء 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 به صورت بارگذاری چرخه‌ای دور از گسل و بار اعمالی به شکل تغییرمکانی، به صورت رفت و برگشت و براساس استاندارد AISC است. پس از مدل سازی 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

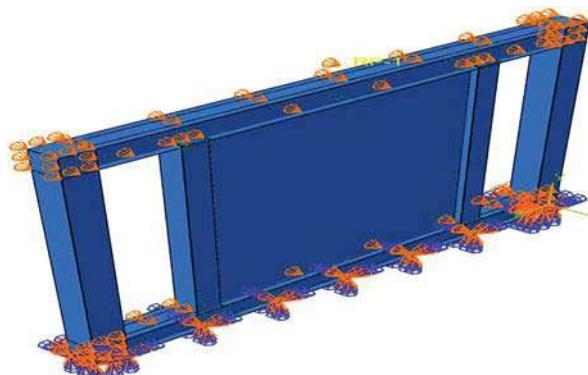


الف) پروتکل بارگذاری تردیک گسل SAC



ب) پروتکل بارگذاری دور از گسل SAC

شکل ۹. پروتکل تعیین یافته به مدل‌های مطالعه شده در نوشتار حاضر.

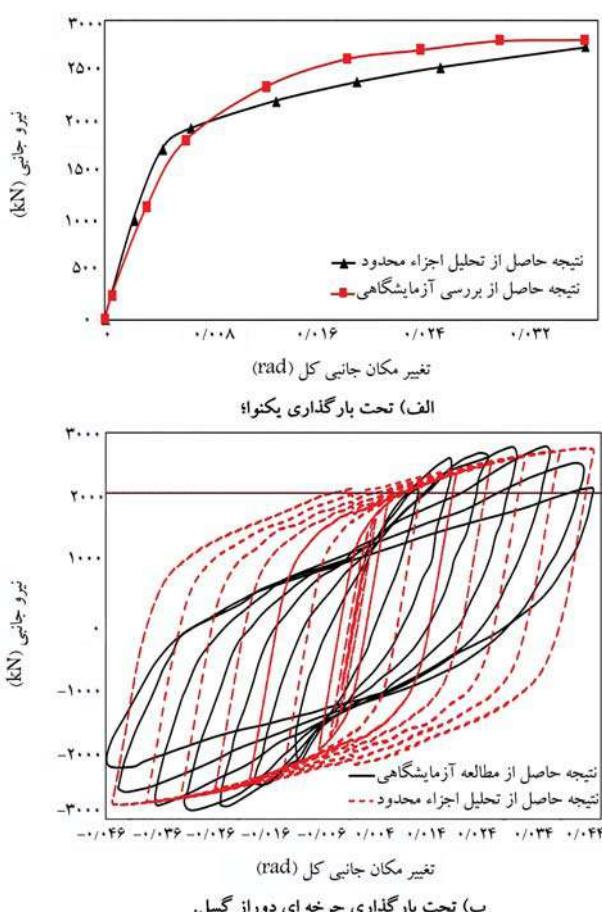


شکل ۱۰. جزئیات اعمال بارگذاری و شرایط مرزی در مدل عددی SCSW در محیط آباکوس.

### ۳. راستی آزمایی

در نوشتار حاضر، برای راستی آزمایی از مدل ۱ در نوشتار ژاآو و آستانه اصل (۲۰۰۴)<sup>[۱۴]</sup> استفاده و در نرم‌افزار آباکوس انجام شده است. در مدل سازی دیوار مذکور، به صورت ترکیبی از المان پوسته‌ای<sup>[۱۵]</sup> و المان ۳ بعدی<sup>[۱۶]</sup> استفاده شده است. بررسی پارامترهایی بررسی شده فقط در صورتی ممکن است که نتایج به دست 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 SCSW است، اما با توجه به اینکه در ارتباط با مدل SCSW هیچ‌گونه پژوهش قبلی انجام نشده است، بنابراین جهت راستی آزمایی از دیوار برشی تمام مقید کامپوزیت استفاده شده است؛ به این

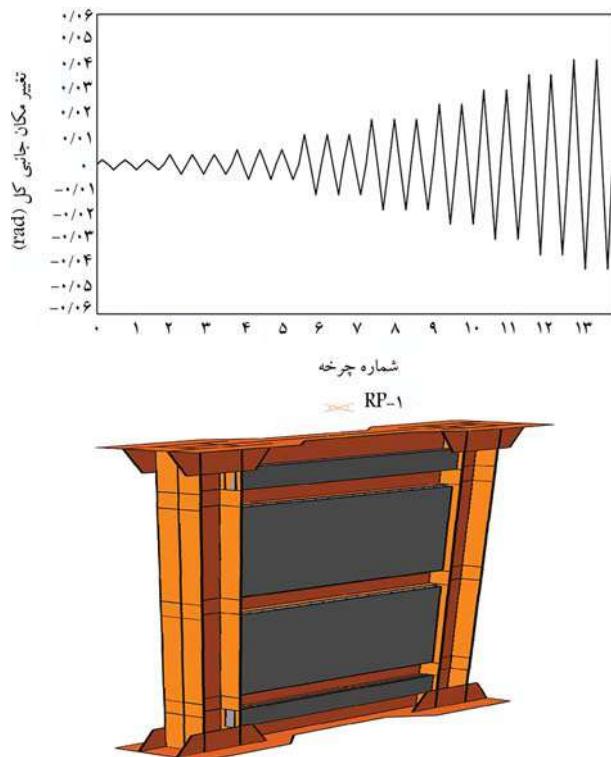
نمونه‌ی آزمایشگاهی (۲۰۴) ( $KN/mm$ ) و در نمونه‌ی عددی (۱۷۱) ( $KN/mm$ ) بوده است، که اختلاف ۱۹٪ در سختی اولیه را نشان می‌دهد. در ادامه، با افزایش بار در تحلیل چرخه‌یی، مقاومت در نمونه‌ی آزمایشگاهی نسبت به نمونه‌ی عددی بیشتر شده است، که البته این اختلاف چندان مشهود نیست. میران مقاومت نهایی در نمونه‌ی آزمایشگاهی، ( $KN$ ) ۲۷۸۰ و در نمونه‌ی عددی حدوداً (۲۷۵۰)  $KN$  براورده است، که اختلاف فقط ۳٪ بوده است. همچنین لهیگرد<sup>۲۲</sup> در چرخه‌های مدل آزمایشگاهی بیشتر بوده است، که در مقایسه با مدل عددی، می‌تواند به دلیل عدم مدل کردن گل میخ‌ها 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 گل میخ و پیچ و مهره و لغزش پیچ‌های متصل‌کننده‌ی ورق دیوار به اعضاء مرزی در نمونه‌ی آزمایشگاهی باعث آسیب شد که درین آزمایش لغزش‌ها باعث آسیب در ورق فولادی دیوار شد. این موارد باعث می‌شود که در هر چرخه، حرکت‌هایی افقی بین ورق و اعضاء مرزی ایجاد شود و همین امر باعث ایجاد اختلاف در نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی می‌شود. البته در مطالعات پیشین، وجود گل میخ در مدل عددی و عدم استفاده از قید Tie نشان داده است که تأثیر مدل سازی گل میخ ناجیز است. بنابراین می‌توان از راستی آزمایش 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 مدل سازی ذکر شده استفاده کرد. در شکل ۱۰ الف،



الف) تحت بارگذاری چرخه ای دوراز گسل.

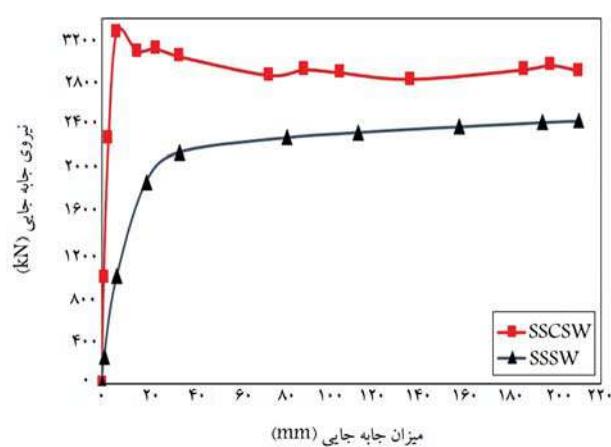
شکل ۱۰. مقایسه‌ی خروجی عددی و آزمایشگاهی مدل ۱ در نوشتار ژائو و آستانه اصل.<sup>[۱۲]</sup>

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 اعضاء مذکور از قید Tie استفاده شده است. همچنین برای اتصال پنل بتنی به ورق فولادی دیوار، می‌توان گل میخ مدل کرد و یا پنل را به دیوار با قید Tie متصل کرد، که در مدل عددی از قید Tie استفاده شده است. همچنین برای مدفعه کردن آرماتور بندی در میان پنل‌های بتنی از قید محل جاسازی<sup>۲۱</sup> استفاده شده است. در گام بعدی، یک گرهی مرجع در بالای مدل تعریف و به مدل کوپل شد. تعريف نقطه‌ی مرجع به این دلیل است که میران 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 چشم‌های اتصال در قاب به دلیل مهار جانی 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 تعريف گرهی مرجع در بالای مدل، محل اعمال بارگذاری همان پروتکل بارگذاری است، تعريف شد. توضیحات بیشتر در خصوص ابعاد هندسی مدل ذکر شده و مقاومت تسیلیم و نهایی فولادهای استفاده شده جهت راستی آزمایشی در نوشتار مرجع ژائو و آستانه ای اصل (۲۰۰۴)،<sup>[۱۳]</sup> موجود است. در مدل عددی، المکوی بارگذاری به گرهی مرجع مذکور اعمال شده است. سطح بالایی مدل و گرهی مرجع، به صورت کوپل به یکدیگر بسته شدند و نیرو و تغییرمکان گرهی مرجع برای مقایسه با نتایج آزمایشگاهی ثابت شدند. در شکل ۹ الف، پروتکل بارگذاری چرخه‌ای دوراز گسل اعمالی به مدل و در شکل ۹ ب، نمونه‌ی عددی مدل اول در نوشتار ژائو و آستانه اصل مشاهده می‌شود. پس از مدل سازی و راستی آزمایش عددی، نتایج نشان داد که میران سختی اولیه در

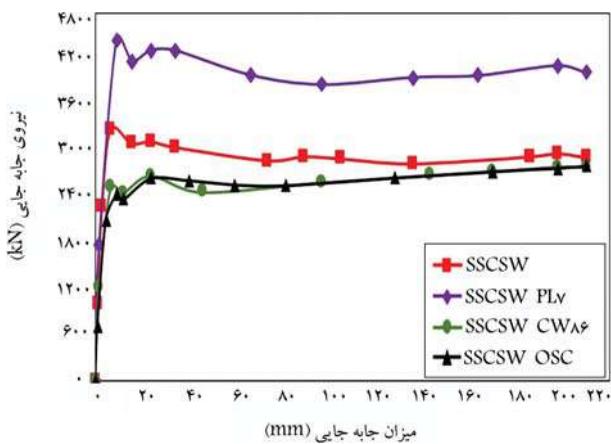


شکل ۹. الف) پروتکل بارگذاری چرخه ای دوراز گسل آبین نامه‌ی AISC<sup>[۱۵]</sup> تعیین یافته به مدل ژائو و آستانه اصل.<sup>[۱۴]</sup> ب) مدل اجزاء محدود نمونه‌ی آزمایشگاهی در آباکوس.

تئیجه‌ی حاصل از راستی آزمایی تحت بارگذاری دور از گسل مشاهده می‌شود.



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



شکل ۱۲. مقایسه‌ی منحنی 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 شده SSCSW تحت بارگذاری یکنوا مشاهده می‌شود.

#### ۲.۴. خروجی رفتار مدل SSSW و مدل‌های SSCSW تحت بارگذاری چرخه‌ای

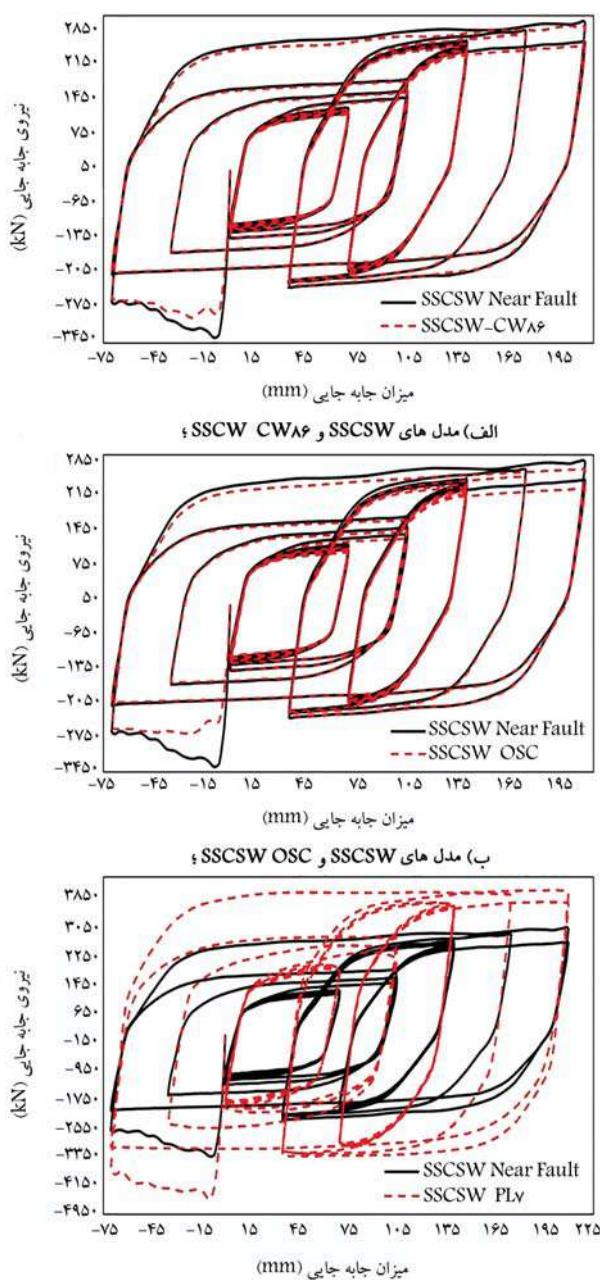
در بخش کنونی، پس از بررسی مدل‌های مینا و متغیر تحت بارگذاری یکنوا در بخش ۱.۴، مدل‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای دور و نزدیک گسل با استفاده از پروتکل بارگذاری SAC، که در انتهای بخش ۳.۲ تعریف شدند، قرار گرفتند. ابتدا نتایج مدل‌های مینا SSSW و توسعه داده شده SSCSW تحت دور بروتکل یاد شده با یکدیگر مقایسه شدند (مطابق شکل ۱۳). بررسی‌ها نشان داد در مدل SSCSW، سختی اولیه برابر با  $469 \text{ KN/mm}$  و در مدل SSSW برابر با  $104 \text{ KN/mm}$  بوده است، که این افزایش قابل توجه نیز سختی اولیه، که حدوداً ۳۵۰٪ برآورده 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 SSSW ۲۵ و در مدل SSCSW 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

#### ۴. نتایج و یافته‌ها

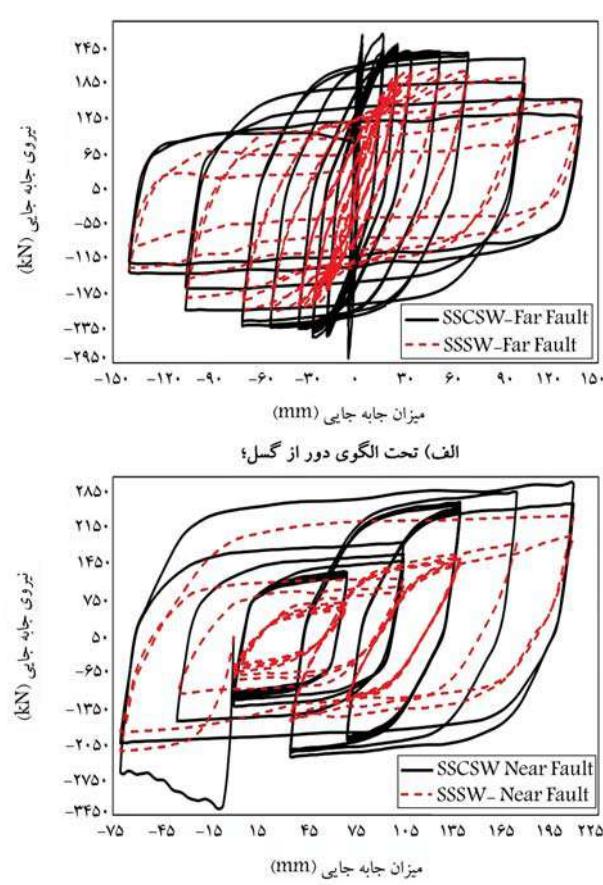
##### ۱.۴. خروجی رفتار مدل SSSW و مدل‌های SSCSW تحت بارگذاری یکنوا

پس از طراحی مدل مینای SSSW و توسعه‌ی آن به نمونه‌ی SSCSW و در نهایت راستی آزمایی مدل ۱ در نوشتار زائو و آستانه اصل در مطالعه‌ی حاضر، در بخش کنونی به مقایسه‌ی خروجی‌های مختلف برای دور اخیر به همراه مدل‌های متغیر تعریف شده در بخش ۲.۲ پرداخته شده است. مدل‌های ظرفیت شده و مدل‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس با استفاده از آینین‌نامه‌های مختلف در نوشتار حاضر، تحت تحلیل بارگذاری یکنوا<sup>۲۲</sup>، پروتکل بارگذاری نزدیک و همچنین دور از گسل SAC قرار گرفته و نتایج حاصل، از جمله خروجی هیسترزیس، پارافزون، شکل‌پذیری، اتفاق اززی، سختی اولیه، مقاومت نهایی، توزیع تنش فون میسز برای مدل SSSW و اززی، سختی اولیه، مقاومت نهایی در مدل‌های فولادی بحث و بررسی شده‌اند. هدف اصلی در نوشتار حاضر، بررسی متغیرهای یاد شده بر روی نمونه‌ی SSCSW و مقایسه‌ی دو مدل SSSW و SSCSW یکنوا 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 افزایش اولیه می‌دهد که استفاده از روش بتنی می‌تواند مؤثر باشد. نکته‌ی بسیار مهم اینکه در نمونه‌ی مرکب، با افزایش بار و تا زمانی که روش بتنی ترک نخورد است، شبیه ارجاعی مدل افزایشی است. با رسیدن به بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل نیز کاهش ۳۲۵۰ حدود (KN)، روش بتنی در مجاورت اتصال به تیرها و ستون‌ها خرد شده و در نتیجه، علاوه‌بر کاهش سختی، بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل نیز کاهش یافته است (شبیه 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 روش بتنی می‌تواند با اعمال یک فاصله نسبت به تیر و ستون اجرا شود.

در مدل متغیر OSC با توجه به وجود روش بتنی فقط در یک طرف ورق فولادی دیوار و در مدل متغیر CW ۸۶ SSCSW با توجه به کاهش ضخامت روش 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 CW ۸۶ عاملکردی مشابه داشته‌اند، یعنی سختی اولیه و مقاومت نهایی دو مدل اخیر مشابه بوده و مقاومت نهایی در دو مدل متغیر اخیر برابر با  $2795 \text{ KN}$  بوده است، که در مدل SSCSW مقاومت نهایی ( $2964 \text{ KN}$ ) بود. به طورکلی، مقاومت نهایی تحت بارگذاری یکنوا در دو مدل متغیر یادشده نسبت به نمونه‌ی SSCSW ۷٪ کاهش پیدا کرده است. در مدل متغیر PLV با توجه به افزایش ضخامت ضخامت 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 PLV به  $40 \text{ KN}$  بود، که نسبت به مقاومت نهایی مدل SSCSW حدوداً



شکل ۱۴. تحت الگوی نزدیک به گسل.



شکل ۱۳. مدل‌های SCSW و SSSW.

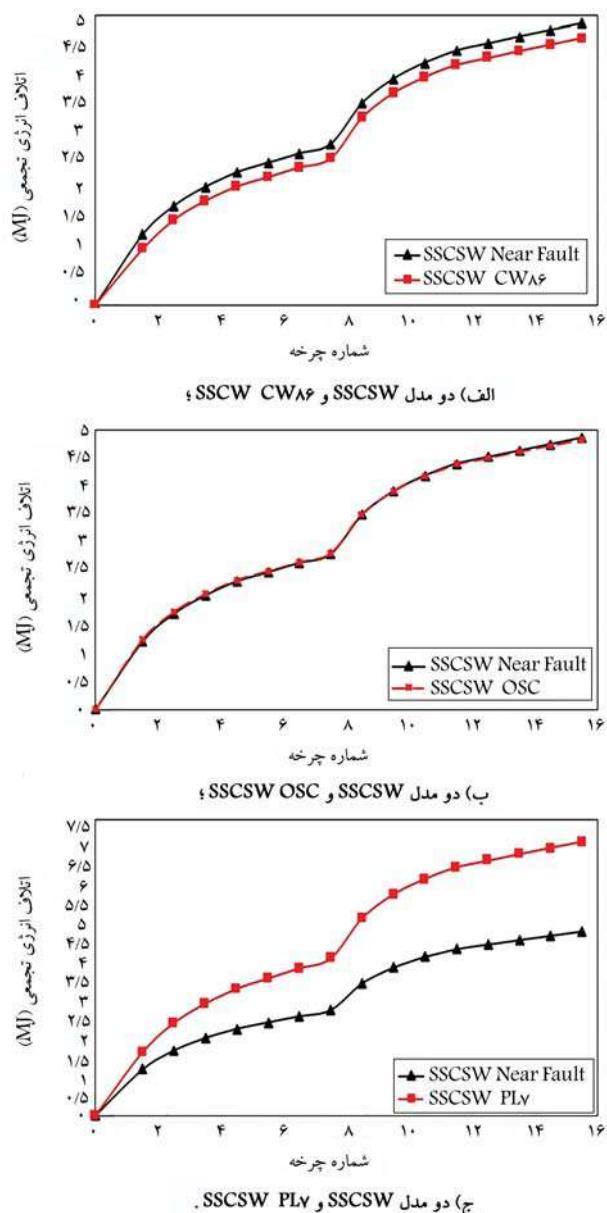
برای الگوی نزدیک گسل هم به دست آمده است. بنا بر این می‌توان گفت افزایش شکل پذیری تحت الگوهای دور و نزدیک با یکدیگر برابر و این عامل تابع الگوی پارگذاری نیست. مقاومت نهایی در مدل SSCSW، برابر  $3004(KN)$  و در مدل SSSW برابر  $2353(KN)$  به دست آمد؛ در نتیجه به دلیل وجود بن در طرف ورق فولادی دیوار در نمونه‌ی SCSW، مقاومت نهایی  $28\%$  افزایش یافته است، که در مقایسه با افزایش  $35\%$  بار یکنوا، 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 پارگذاری دچار هیچ‌گونه شکستی (پارگی) نخواهد شد، که در این صورت می‌توان استفاده کرد.

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

در نمونه‌ی SSCSW، ۵٪ کاهش مشاهده می‌شود (شکل ۱۶ - الف). مقایسه‌ی اتلاف انرژی در نمونه‌ی 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 PL7 با نمونه‌ی SSCSW PL7، نشان داد که بیشترین میزان اتلاف انرژی تجمعی چرخه‌ای در مدل ۷/۲ مگاژول بوده است، که در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW، افزایش قابل توجه ۲۹٪ در اتلاف انرژی تجمعی را نشان می‌دهد (شکل ۱۶ - ج).

#### 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



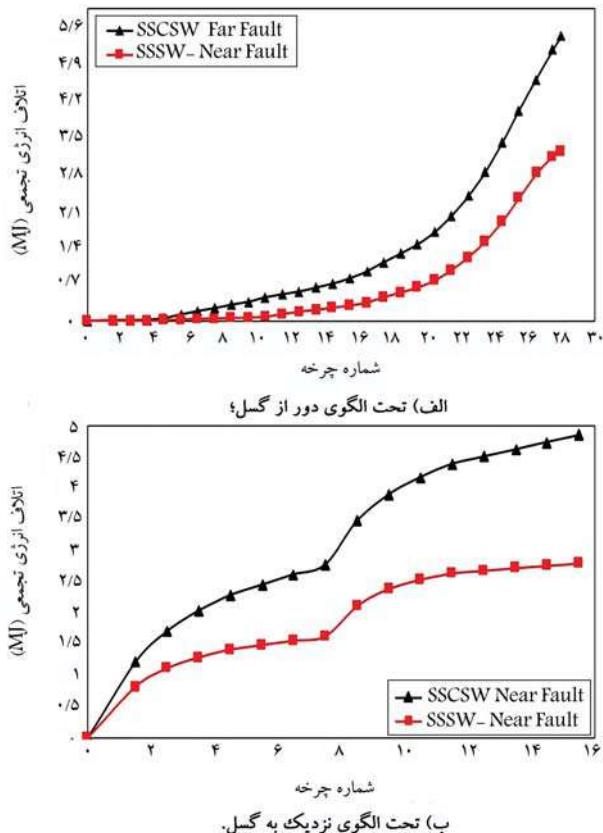
شکل ۱۶. مقایسه‌ی اتلاف انرژی تجمعی تحت الگوی نزدیک به گسل.

است، که در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW، سختی اولیه به میزان ۳۵٪ افزایش پیدا کرده است. از حیث مقاومت نهایی نیز در مدل ۴۲KN محاسبه شد، که در مقایسه با مقاومت نهایی نمونه‌ی SSCSW ۴۰٪ افزایش مشاهده می‌شود (شکل ۱۶ - ج).

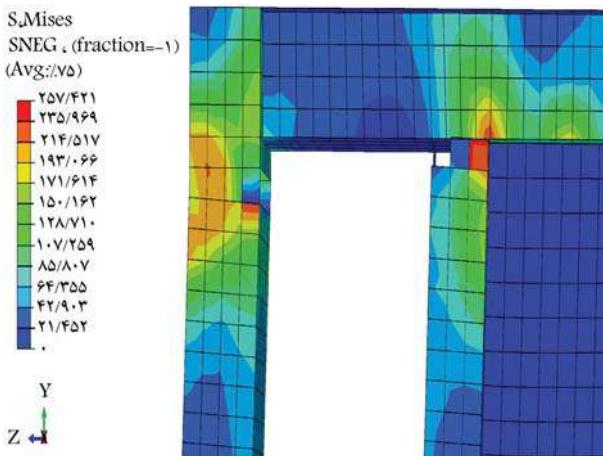
#### ۳.۴. مقایسه‌ی اتلاف انرژی در مدل‌های SSSW و SSCSW

پس از بررسی نتایج مدل‌ها در بخش ۲.۴. 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 SSSW، ۳/۳ مگاژول و در مدل 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 با مدل SSCSW CW86 مقایسه شد و نتایج نشان داد که در نمونه‌ی SSCSWCW ۸۶ بیشترین میزان انرژی تلف شده‌ی چرخه‌ای محاسبه شده است و با توجه با میزان انرژی تلف شده‌ی چرخه‌ای ۴/۸۴ مگاژول

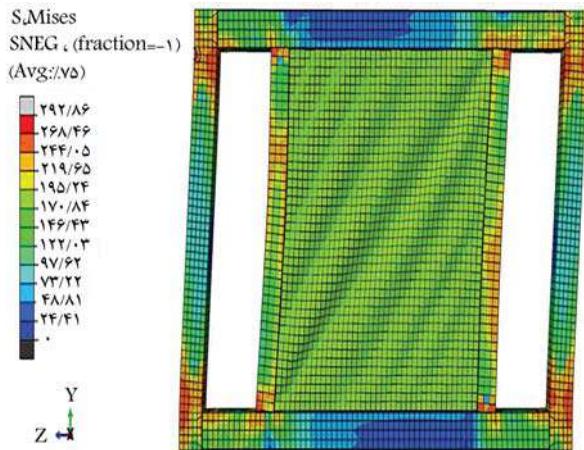


شکل ۱۵. مقایسه‌ی اتلاف انرژی تجمعی دو مدل SSSW و SSCSW.

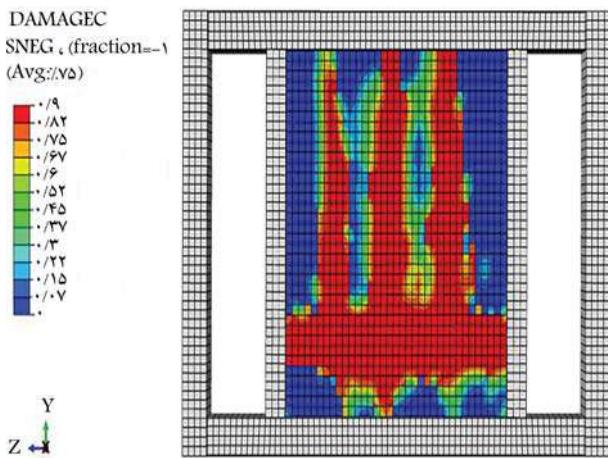


شکل ۱۶. بیشینه‌ی توزیع تنش فون میسز (مگاپاسکال) در چشممه‌ی اتصال و تیر بین ستون‌های اصلی و فرعی سمت چپ، در تیر بالا در نمونه‌ی SSCSW.

در ادامه، عملکرد تیر بین ستون اصلی و فرعی در قاب در نمونه‌ی SSCSW بررسی شده است. در شکل ۱۶، بیشینه‌ی توزیع تنش فون میسز در چشممه‌ی 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 مورد نظر حذف المان رخ داده است.



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.

## 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 صورتی که این مورد کاملاً از ستون‌ها قبل 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 نوشтар حاضر، ابتدا دیوار برشی فولادی کامپوزیت مدل زائو و آستانه اصل (۴۰۰۲)،<sup>[۱۴]</sup> جهت اطمینان از درستی مدل سازی عددی، در نرم افزار آباکوس مدل سازی شد. در ادامه، با توجه به اینکه مدل‌های فولادی نیمه‌مقید نوشترهای 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 بتن نزدیک گسل، در ادامه مدل‌های متغیر معرفی شده در نوشتر 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، شکل پذیری، مقاومت نهایی، انرژی تلف شده‌ی تجمعی و توزیع تنش فون میسز حاصل و با یکدیگر مقایسه می‌شود.

چرخه‌ای دور و نزدیک گسل تحت پروتکل SAC در بخش کنونی، ابتدا به بررسی مدهای خرابی بتن در مدل‌های SSSW و SSCSW تحت توزیع تنش فون میسز پرداخته شده است. مطابق شکل ۱۷، با توجه به اینکه مدل فولادی تحت الگوی نزدیک گسل و در اولین چرخه بزرگ‌ترین جا بجا بای قرار گرفته است، مشاهده می‌شود که بیشترین میزان تنش‌ها در محل اتصال ستون‌های اصلی به تیرهای است 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 ۶٪ 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 واردۀ بتن از 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 به طور ضعیف از چرخه‌ی ۱ آغاز، اما در چرخه‌ی ۲۱، روکش بتنی کاملاً خرب و مقاومت خود را از دست داده است. در شکل ۱۸، خرابی روکش بتنی در مدل SSCSW تحت الگوی دور از گسل مشاهده می‌شود.

داد که در مدل SCSW CW۸۶، فقط ۵٪ کاهش اتلاف انرژی رخ داده و در نمونه OSC تغییری مشاهده نشده است؛ اما در نمونه PL۷، ۴۹٪ افزایش در اتلاف انرژی نسبت به نمونه PL۷ مشاهده شده است؛

۵. نتایج حاصل از خروجی تنش فون میسر نیز نشان داد که بیشترین افزایش تنش در چشممهای 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 تحلیل های چرخه ای مقایسه ای نمونه های دارای بتن مشاهده شد که اختلاف مدل ها در همان چرخه های ابتدایی بوده است. سپس خروجی چرخه ای مدل ها تحت الگوهای دور و نزدیک مشابه و منطبق بر هم بودند؛ بدین دلیل که بتن در همان چرخه های 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. به طور کلی بررسی کلیه مدل ها در نوشتار حاضر نشان داد که وجود بتن همراه با فولاد در نمونه های SCSW باعث افزایش چشمگیری در سختی اولیه، مقاومت نهایی و اتلاف انرژی تجمعی نسبت به مدل SSSW شده است. ضریب شکل پذیری در مدل های متغیر مطالعه شده در نوشتار حاضر، اربابیتی به میزان و شدت بارگذاری و تغییر متغیرهای مختلف نداشته است. با توجه به اینکه در تمامی نمونه های مرکب، جابجایی متاظر با مقاومت تسیلیم یکسان بوده است، لذا هندسه ای مدل و در نتیجه میزان مقاومت تسیلیم مدل در ضریب شکل پذیری اثرگذار بوده است. همچنین در بین متغیرهای بررسی شده برای مدل SCSW، 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 سریع پارامترهای گفته شده در مدل SCSW شده است؛

۸. پیشنهاد می شود در پروتکل نزدیک گسل، توجه ویژه ای به المان های اصلی (ستون های قاب) توسط طراح مبدول شود. به علاوه با توجه به اینکه بخشی از تیر حد فاصل ستون فرعی تا ستون اصلی می تواند به نوعی تداعی کننده رفتار تیر پیوند باشد، ارزیابی رفتار غیرخطی این بخش از تیر در مطالعات تکمیلی آنی پیشنهاد می شود.

شدند. نتایج در حوزه دامنه مدل های ساخته شده نشان داد که:

۱. اضافه شدن بتن به مدل SSSW (تبديل مدل به SSSW)، سختی اولیه درون صفحه را ۳۵٪ افزایش داده است؛ که البته این میزان افزایش سختی به دلیل وجود بتن در دو سمت ورق فولادی دوراز انتظار نیست. سختی اولیه در دو مدل متغیر SCSW OSC و SCSW CW۸۶ در مدل کاهش و در مدل PL۷ در مقایسه با نمونه SCSW به ترتیب به میزان ۳۰ و ۳۶ درصد کاهش دارد. سختی اولیه در مدل PL۷، ۳۵٪ افزایش پیدا کرده است. نکته ای بسیار مهم اینکه با ایجاد ترک در بتن، سختی به سرعت کاهش یافته و شب ناحیه پس اسیلیم منحنی طرفیت، ابتدا منفی و سپس به علت سخت شدنی کرنشی ورق فولادی اندکی افزایش را تجربه کرده است؛

۲. زمانی که بتن به مدل SSSW اضافه شد، شکل پذیری در دو حالت دور و نزدیک گسل، ۱۵٪ افزایش پیدا کرد. البته این افزایش چندان تابع نوع الگوی بارگذاری نبود. نکته ای حائز اهمیت این است که در مدل های نوشтар حاضر، آثار پارگی ورق فولادی مدل سازی نشده بود؛ لذا شکل پذیری محاسبه شده در مطالعه ای حاضر با ظرفیت واقعی شکل پذیری اختلاف دارد و نیازمند مدل های تکمیلی دقیق تری است، تا بتوان نتایج جامع تری به دست آورد؛

۳. مقایسه ای مقاومت نهایی (قله ای نمودار چرخه ای) نشان داد که فارغ از نوع الگوی بارگذاری چرخه ای، مقدار محاسبه شده براي SCSW ۲۸٪/بیشتر از SSSW بوده است. شایان ذکر است افزایش به دست آمده در نتیجه ای بارگذاری یکنوا (مونوتونیک٪/۳۵) برآورد شده است. مقاومت نهایی تحت بارگذاری یکنوا در دو مدل متغیر SCSW OSC و SCSW CW۸۶ مشابه و به میزان ۶٪/نسبت به مدل SCSW کاهش پیدا کرده است، اما در نمونه PL۷٪/۳۶ افزایش پیدا کرده است. در بارگذاری چرخه ای مقاومت نهایی دو مدل متغیر SCSW در مقایسه با نمونه SCSW CW۸۶ ترتیب به میزان ۳٪ و درصد کاهش و در مدل PL۷ به میزان ۴٪/۳۴ افزایش پیدا کرده است؛

۴. از حیث اتلاف انرژی تجمعی تحت الگوی دور از گسل، مقایسه ای نتایج نشان داد که در مدل SCSW نسبت به مدل ۶۷٪ اتلاف انرژی بیشتر بوده است، که در الگوی نزدیک گسل، ۷۳٪/ بوده است. در مدل های متغیر که با نمونه SCSW تحت پروتکل نزدیک گسل بررسی شدند، نتایج نشان

## پانوشت ها

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

## منابع (References)

22. Pinching
23. Monotonic

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 Behnamifar, 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](http://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<sup>\*</sup> (استاد)

محسن تاجیک (کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

هدف از مرکزگرایدن 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 مدل سازی شدند. مدل پنج طبقه با مدل بدون مرکزگرایی مقایسه شد. نتایج تحلیل پوش اور نشان داد که در مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرایی، تیر و ستون‌ها در محدوده الاستیک باقی مانده‌اند و در مدل بدون مرکزگرایی استهلاک انرژی بیشتری دارند. همچنین، نتایج نشان داد که دریافت و حداکثر جابه‌جایی و نسبت بیشترین مقدار شتاب با میزان رکوردهای انتخابی در دیوار برشی فولادی مرکزگرایی نسبت به بدون مرکزگرایی بیشتر است.

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

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

## ۱. مقدمه

است که مقاومت جانبی و سختی را به وسیله اتصالات خمی پس‌تنیده به وجود می‌آورد. با وجود شناخت دیوار برشی فولادی طی سالیان متعدد، توجه چندانی به آن نمی‌شود. 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 ساخت‌کشند و با ساخت‌کشند در سال‌های اخیر در آمریکا به کار رفته‌اند. این سیستم در مقایسه با قاب خمی تا حدود ۵۰ درصد ارزان‌تر است. پس از وقوع حادثه یا زدهم 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 بنتی بودند. اجرای دیوارهای برشی فولادی نسبت به بنتی آسان‌تر است و دقت اجرای آن‌ها معمولاً بیشتر است که با رعایت آن، ضربه اطمینان به طور 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 متتمرکز مانند X و V شکل و سامانه مهاربندی فولادی خارج از مرکز بیشتر و مناسب‌تر می‌باشد.<sup>[۱]</sup>

سیستم‌های سازه‌ای برابر جانبی مختلفی برای مهار نیروهای جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرند که هرکدام دارای خصوصیاتی خاص خود هستند. انتخاب نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به عواملی مانند ترکیب بارگذاری، رفتار سازه، نحوه هدایت بارهای قللی به پایه و طرح معماری بستگی دارد. علاوه بر این موارد، ابعاد هندسی سازه، محدودیت‌های آئین‌نامه‌ای، مقدار نیروی جانبی، حداکثر تغییر مکان و ... در انتخاب نوع سیستم مقاوم نقش دارند.<sup>[۲]</sup>

سیستم‌های متعارف فولادی مقاوم در برابر نیرو جانبی از قبیل قاب خمی، 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 تسییم، آسیب دیدن المان‌ها و تغییر مکان‌های نسبی ماندگار زیاد در سازه می‌شود. تسییم اعضاي قاب و تغییر مکان‌های نسبی ماندگار زیاد، هزینه‌های تعمیر را افزایش می‌دهد و به از کار افتادگی سازه منجر می‌شود. یک دیوار برشی فولادی مرکزگرایی مشکل از یک دیوار برشی فولادی معمول

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

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 مرکزگرایی. مهندسی عمران شریف، ۱(۴۰)، صص. ۱۱۳-۱۲۳. DOI:10.24200/J30.2023.61115.3149

زيرسيستم تشکيل شده است: قاب فولادی پس تئиде (PT) و دیوار برشی چوبی با قاب سبک.<sup>[۱۲]</sup> ژانگ و همکاران در سال ۲۰۲۱ دیوارهای برشی ورق فولادی خودمحور با شکاف (SC-SPSWS) را به عنوان یک سیستم جدید مقاوم در برابر بازهای امنیتی، شکل پذیری مناسب، ظرفیت اتلاف انرژی دیوارهای برشی ورق فولادی با شکافها (SPSWS) و قابلیت‌های جدیدتر شدن خود را ترکیب می‌کنند. نتایج نشان می‌دهد که سازه با لایه‌های پیوند حمایتی بیشتر و ورق‌های فولادی ضخیم‌تر دارای ظرفیت برابری نهایی بالاتر و ظرفیت اتلاف انرژی بهتری دارد، اما قابلیت تغییر مجدد آن تضعیف می‌شود. همچنین، با کاهش ارتفاع دهانه، شکل پذیری سازه به شدت کاهش می‌یابد، درحالی‌که افزایش تعداد رشته‌های فولادی می‌تواند شکل پذیری سازه را افزایش دهد.<sup>[۱۳]</sup>

چیلین و همکاران در سال ۲۰۱۹ نوع جدیدی از دیوار برشی صفحه فولادی با مهاربندی‌های اتلاف انرژی خودمحور را توسعه دادند. نتایج نشان می‌دهد که این سیستم پاسخ هیسترتیک به شکل پرچم با سختی اولیه بالا شکل پذیری قابل توجه، قابلیت‌های خودمرکزی عالی و اتلاف انرژی به دلیل اثرات هم‌افزایی صفحه دیوار و مهاربندی‌های PS-SCED نشان می‌دهد.<sup>[۱۴]</sup> جلیلی 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، به طور موثر تقاضای شکل پذیری 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 خمیشی به وسیله پس تئیدن اعضای سازه با کابل‌ها و یا میلگرد‌های با مقاومت بالا حاصل می‌شود.

گارلک و کریستیوپولوس در سال ۲۰۰۲ راههای متفاوت قاب خمیشی مرکزگرا به وسیله اتصالات تیر به ستون پس تئید را مورد بررسی قرار دادند. در این سامانه، گهواره‌ای در اتصال تیر به ستون با مرکز دوران در بال تیر ایجاد می‌شود. این اتصال پس تئیده 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 اتلاف‌گذرنده از تغییر مکان دوخطی قابل توضیح، کاهش می‌یابد. ترکیبی از پاسخ الاستیک قاب مرزی پس تئیده و جذب انرژی غیرخطی ورق فولادی در پاسخ کلی هیسترزیس دیوار برشی فولادی مرکزگرا مشاهده می‌شود که در شکل‌های ۲ و ۳ آورده شده است. در طول یک منحنی نیرو - تغییر مکان دوخطی مشابه قاب خمیشی مرکزگرا، پاسخ قاب مرزی پس تئیده در بارگذاری و باربرداری مشاهده می‌شود. اتصال گره پس تئیده بالای گره باز شده موجب ایجاد سختی اولیه قاب می‌شود که لنگر بازگرداننده نام دارد. پاسخ هیسترزیس پرچمی شکل قاب خمیشی فولادی مرکزگرا، از ترکیب پاسخ الاستیک دوخطی قاب مرزی پس تئیده با پاسخ هیسترزیس غیرخطی المان‌های اتلاف‌گذرنده انرژی به وجود می‌آید. رفتار اتصال مرکزگرا پس تئیده 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.<sup>[۱۵]</sup>

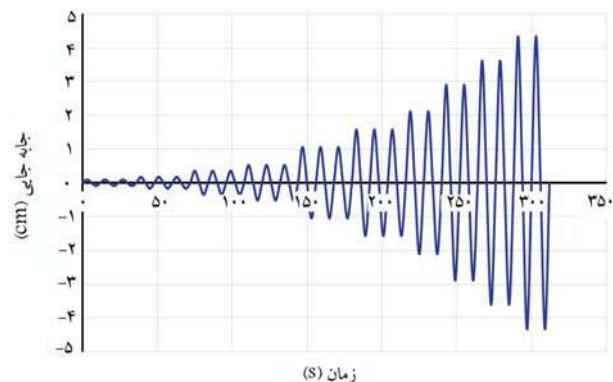
## ۲. صحبت‌سنگی مدل‌سازی در نرم‌افزار

مدل آزمایشگاهی مورد مطالعه توسط دنیل داودن و مایکل برونو<sup>۱۶</sup> که مقیاس ۱:۳ دیوار برشی فولادی مرکزگرا را دارد، جهت صحبت‌سنگی مورد استفاده قرار گرفت. شکل ۱ نشان‌دهنده مدل آزمایشگاهی است.<sup>[۱۷]</sup> 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

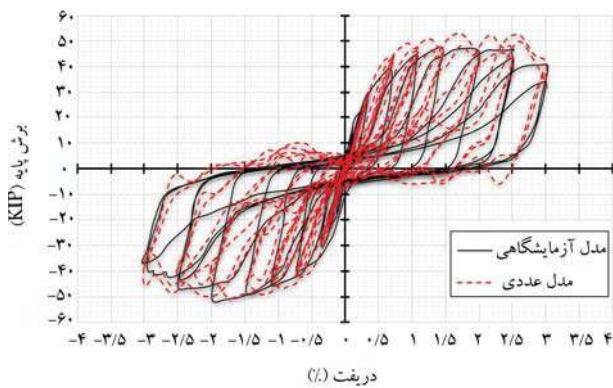
مقاومت در مقابل لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی و بار افقی طبقه، مهم ترین وظیفه دیوار برشی فولادی است. اعضای تشکیل‌دهنده سیستم دیوار برشی فولادی شامل یک دیوار صفحه‌ای فولادی، دو ستون مرزی و تیر افقی طبقه می‌باشد. همچنین، تیرهای افقی طبقه به عنوان سخت‌کننده‌های عرضی در تیر ورق می‌باشند.<sup>[۱۸]</sup> از سال ۱۹۷۰ میلادی دیوار برشی فولادی به عنوان 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.<sup>[۱۹]</sup> پس از تعدادی نتایج موقوفیت‌آمیز 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 دقیق تر دیوار برشی فولادی و به دست آوردن رفتار بهتر آن با تحقیقات آزمایشگاهی تأمین 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.<sup>[۲۰]</sup>

هیسادار و همکاران در پژوهشی با عنوان (مطالعه حرکت قائم زمین در تحلیل دینامیکی ساختمان) با مطالعه خسارت‌های زمین‌لزه‌ها به این نتیجه رسیدند که ستون‌های پیامونی نسبت به سایر ستون‌ها در معرض خرابی بیشتری می‌باشند.<sup>[۲۱]</sup> دو نمونه ارائه شده توسط رابرتسن و صبوری عبارتند از مدل الاستیک - پلاستیک کامل برای پیش‌بینی رفتار هیسترزیس ورق برشی لاغر و مدل الاستیک - پلاستیک کامل برای پیش‌بینی رفتار هیسترزیس قاب در برگیرنده ورق فولادی.<sup>[۲۲]</sup> فرض مدل معرفی شده برای قاب، تشکیل مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستون است. حلقه‌های هیسترزیس هر ورق طبق اصل جمع آثار نیروها، از مجموع حلقه‌های هیسترزیس هر ورق جان و قاب محیطی به دست می‌آید. قله‌کی در سال ۲۰۰۰ مجموع زیادی از آنالیز اجرا 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.<sup>[۲۳]</sup> 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.<sup>[۲۴]</sup> این دو نمونه بر اساس روش تعامل ورق با قاب که در سال‌های ۱۹۹۱ و ۱۹۹۲ توسط صبوری و رابرتس ارائه شده بود، طراحی شدند.<sup>[۲۵]</sup> همچنین، مفهوم فولاد پر مقاومت در ستون‌ها و فولاد جاذب انرژی در ورق‌ها استفاده شد. نتایج آزمایش نشان داد که می‌توان عمدۀ 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 جابه‌جاوی غیر‌الاستیک را مطرح نمودند.<sup>[۲۶]</sup> در این پژوهش، روش طرح پلاستیک برای سازه‌های با دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و همچنین روشی برای تعیین مقدار رانش تسليم سازه ارائه شد.

لائق هو و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک دیوار برشی صفحه فولادی با مهاربندی‌های اتلاف انرژی خودمحور (SPSW-SCEDB) را توسعه و آزمایش کردند که پیش‌ساخته و قابل تعویض است.<sup>[۲۷]</sup> ژانگ و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک سیستم دیوار برشی هیبریدی فولاد - چوب مرکزگرا ابتکاری ارائه دادند. سیستم SC-STHSW از دو



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 مژول، خروجی‌های مربوط به تغییر مکان در سطح تیر بالایی و نیز برپش پایه برای بدست آوردن منحنی هیسترزیس، 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 پس تیندگی که مقدار آن در رصد تنش تسلیم کابل می‌باشد. شکل ۳ مقایسه منحنی‌های هیسترزیس مدل تحلیلی در نرم افزار 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 نرم افزار، مدل سازی دیوار برشی فولادی مرکزگرا به روش اجرای محدود یک روش مناسب و قابل اطمینان می‌باشد.

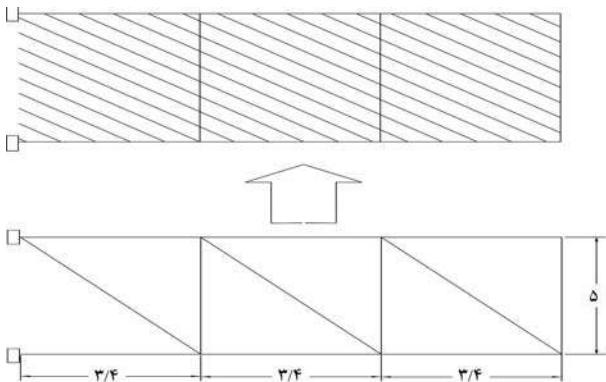
جدول ۱. مشخصات مدل آزمایشگاهی.

تیر (AISC)	عرض دهانه	ارتفاع طبقه	بعاد (in)	طبقه همکف	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم
ASTM A992	۴۲/۸۷۵	۹۰	۵۰/۷۵	۵۰/۷۵	۵۰/۷۵	۵۰/۷۵	۵۰/۷۵
	W6 x 20	طبقه اول	W8 x 18	W8 x 18	W8 x 15	W6 x 18	W6 x 25
	W6 x 25	طبقه دوم	W6 x 25	W6 x 25	W6 x 25	W6 x 25	W6 x 25
ASTM A36	۰/۰ ۲۹۹	طبقه اول	۰/۰ ۲۳۹	طبقه دوم	۰/۰ ۱۷۹	طبقه سوم	طبقه سوم
	ضخامت ورق	ضخامت ورق	ضخامت ورق	ضخامت ورق	ضخامت ورق	ضخامت ورق	ضخامت ورق
	فولادی (in)	(AISC)	(AISC)	(AISC)	(AISC)	(AISC)	(AISC)
ASTM A416	۰/۵	تسامی کابل‌ها	قطر کابل (in)				



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

جابه جایی نسبی ۳ درصد بار اعمال می‌شود. در شکل ۲ بارگذاری چرخه‌ای آورده شده است. شبکه‌بندی (مشبکه‌بندی) المان‌های پوسه‌ای با استفاده از شبکه quad/Free/Media axis در نرم افزار آباکوس جهت تعریف نوع تحلیل به کار می‌رود. در مرحله اول، با استفاده از تحلیل کماش، نقص اولیه مورد نیاز ورق فولادی به سازه وارد می‌شود. در مرحله دوم و پس از بدست آوردن مود اول کماش، 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، پس تیندگی به کابل‌ها به وسیله نیروی پیچ (بولت) اعمال می‌شود. در این مرحله، شرایط کابل‌ها حافظه می‌شود.



#### شکل ۶. مهاربند معادل نواری.

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

$$\tan^r \alpha = \frac{1 + \frac{t \cdot L}{r A_C}}{1 + t \cdot H \left( \frac{1}{A_b} + \frac{H r}{\varphi \circ I_C L} \right)} \quad (\dagger)$$

که  $A_c$  و  $I_c$  سطح مقطع و ممان ایزیسی ستون های کناری و ارتفاع ستون است. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مروب تبدیل می شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه‌ی ۳ بدست می آید:

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

در رابطه  $n$  تعداد نوارها است. تحقیقات بسیاری در رابطه با تعداد نوار مورد نیاز صورت گرفته است که نتایج آن‌ها نمایانگر کفایت  $10$  نوار مورب برای تحلیل یک دیوار پرشی فولادی با ورق نازک می‌باشد. با ملاحظه به این که امکان دارد ستون‌ها تحت تأثیر میدان کشش فظری دچار کمانش شوند، سختی ستون‌های کناری باید با توجه به رابطه  $4$  مورد کنترل قرار گیرند:

$$I_C = \frac{\circ / \circ \circ \mathfrak{v} \circ \mathfrak{v} t H^*}{L} \quad (\mathfrak{k})$$

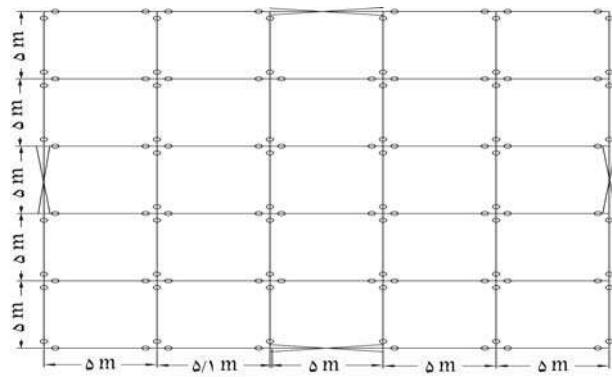
جهت جلوگیری از خمین تیر فوچانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کشش قطری نامتقارن و کنترل آن باید از رابطه ۵ استفاده کرد:

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{t,y} t L}{\Lambda} \sin^r \alpha \quad (\delta)$$

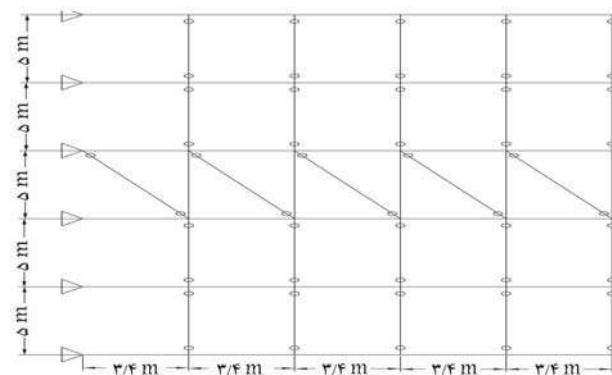
در رابطه ۵  $M_{fpb}$  لنگر پلاستيك مقطع تيرو  $s_{ty}$  تنش نهایي ميدان کشش قطري می باشد که برای ورق های نازک برابر تنش تسلیم آن ها است. کنترل این رابطه تنها برای تير انتمائي با ملاحظه به اختلاف کم شدت ميدان کشش قطري ميان دو طبقه مجاور الزامی می باشد. در صورت زياد بودن اختلاف ميان ميدان کشش قطري ميان دو طبقه مجاور، کنترل رابطه مذکور باید برای تيرهای ميانی نيز انجام شود. جهت اطمینان از ستون های محیطی که تواناني تحمل تنش های ناشی از بارهای محیطی را به همراه تشن های ناشی از اثر ميدان کششی داشته باشند، رابطه ۶ باید برای لنگر پلاستيك ستون ها مورد کنترل قرار گرد:

$$M_{fp^c} \geq \frac{\sigma_{ty} t H}{\epsilon} \cos \alpha$$
(9)

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



#### شکل ۴. 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.

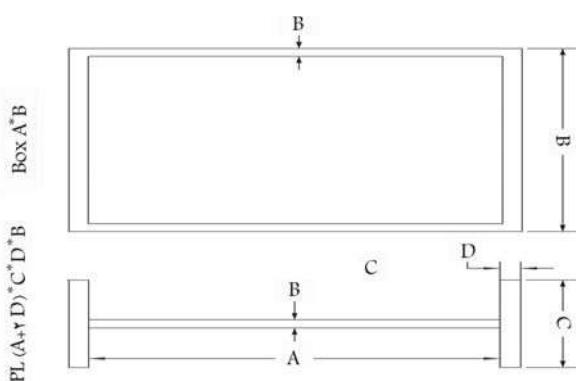
ساختهای های با کاربری مسکونی می‌باشد و بارگذاری آن‌ها به این صورت می‌باشد که ۱۵۰، ۲۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع به ترتیب برای شدت بار مرده طبقات، بار زنده طبقات، بار مرده بام و بار زنده بام استفاده شده‌اند. تیپ خاک از نوع تیپ دو است و بر اساس طبقه‌بندی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰ زلزله‌ی ایران، با ضریب اهمیت ۱، شتاب مبنای طرح ۳/۲۵ و ضریب رفتار ۷ مورد طراحی قرار گرفته‌اند. مصالح فرض شده برای مدل سازی و تحلیل، فولاد ST۵۲ برای تیر و ستنون‌ها و فولاد ST۳۷ برای مهاربند‌های صرفاً تشیی 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 مدل سازی ورق فولادی در نرم افزار ETABS، از مهاربند‌های صرفاً کششی طبق مبانی طراحی زیر استفاده می‌شود: مطابق آین نامه‌ای فولاد کانادا 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.

$$t = \frac{\gamma A_b \sin \theta \cos \theta}{L \sin \gamma \alpha} \quad (\text{v})$$

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

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

تیر دیوار برشی	ستون دیوار برشی	ضخامت ورق در	ستون دهانه‌های دیوار	ستون دهانه‌های دیوار	تیر دیوار برشی	طبقه فولادی مرکزگرا	تیر دیوار برشی	تیر دیوار برشی
فولادی مرکزگرا	فولادی مرکزگرا	تنش موجود	تنش موجود	تنش موجود	فولادی مرکزگرا	فولادی مرکزگرا	فولادی مرکزگرا	فولادی مرکزگرا
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
۱	Box ۴۵ × ۴	۰/۴	Box ۶۰ × ۱	۰/۲	PL	۰/۸۲	PL	۰/۹۵
۲	Box ۴۵ × ۴	۰/۴۵	Box ۵۰ × ۱	۰/۲۵	PL	۰/۶۹	PL	۰/۳۴
۳	Box ۴۵ × ۲/۵	۰/۳۸	Box ۵۰ × ۱	۰/۱۳	PL	۰/۴۸	PL	۰/۷۷
۴	Box ۴۵ × ۲/۵	۰/۳۱	Box ۴۰ × ۱	۰/۱۳	PL	۰/۳۹	PL	۰/۱۱
۵	Box ۴۵ × ۲/۵	۰/۲۴	Box ۴۰ × ۱	۰/۱	PL	۰/۲۲	PL	۰/۱۱



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

با استفاده از بازتاب دینامیکی نشان داده از سازه بر اثر حرکت زمین ناشی از زلزله در این روش، نیروی جانبی زلزله مشخص می‌شود. این روش‌ها عبارتند از روش تحلیل طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی. نحوه انجام تحلیل در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در سطح پایه ساختمان است. هفت زوج شتاب نگاشت بنابر موارد مذکور برای حوزه دور طبق جدول ۵ از سایت [ngawest2.berkeley.edu](http://ngawest2.berkeley.edu) انتخاب شده است.

## ۵. نتایج و بحث

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

هدف این تحقیق، بررسی باقی ماندن تیر و ستون‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا در محدوده الاستیک می‌باشد که با تحلیل پوش اور 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 تاریخچه 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 دریفت؛
- بررسی حداکثر جابه‌جایی؛
- بررسی شتاب بام.

## ۱.۳. فرضیات و مشخصات مدل‌ها

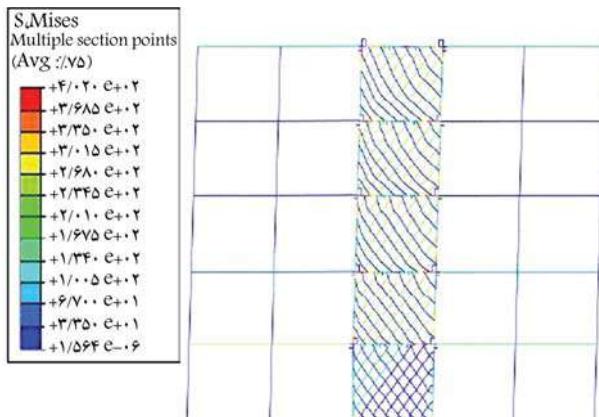
در شکل ۷ جزئیات مقاطع قوطی ستون‌ها و مقاطع تیر ورق تیرها آورده شده است. نتایج طراحی مقاطع و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی مرکزگرا سه مدل پنج، ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب در جدول ۲، ۳ و ۴ آورده شده است.

## ۴. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل‌ها

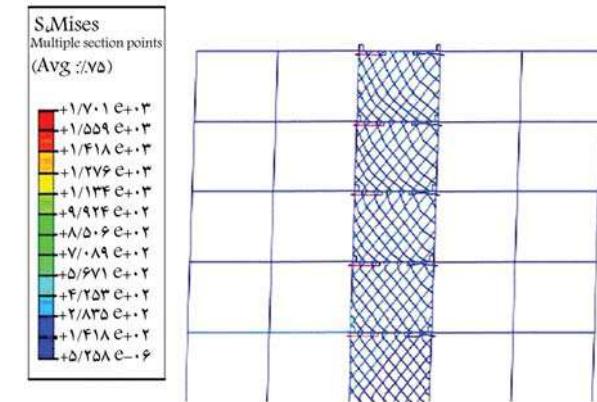
در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، رفتار سازه به این شکل است که جزئی در بازه زمانی می‌باشد و این نوع رفتار در این تحلیل نشان‌دهنده رفتار واقعی تر سازه در بازه زمانی زمین لرزه نسبت به سایر تحلیل‌ها است. روش‌های تحلیل دینامیکی مختلفی بنا بر استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران برای تحلیل سازه‌ها استفاده می‌شود.

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

طبقه	ستون	تنش	تنش	ستون	تنش	تنش	تنش	تنش	ستون	ضخامت
	دیوار	دیوار برشی	فولادی مرکزگرا	دیوار	دیوار برشی	فولادی مرکزگرا	دیوار	دیوار برشی	دیوار	ورق در
۱	Box ۷۰*۴	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	Box ۷۵*۳	۰.۱۴	Box ۷۵*۳	۰.۷۷	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۵	Box ۷۰*۴	مرکزگرا (mm)
۲	Box ۷۰*۴	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	Box ۷۵*۳	۰.۱۴	Box ۷۵*۳	۰.۶۷	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۴۳	Box ۷۰*۴	فولادی
۳	Box ۷۰*۴	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	Box ۷۰*۳	۰.۱۱	Box ۷۰*۳	۰.۶	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۳۸	Box ۷۰*۴	مرکزگرا (mm)
۴	Box ۶۵*۳,۵	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	Box ۷۰*۳	۰.۱	Box ۷۰*۳	۰.۵۵	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۴	Box ۶۵*۳,۵	فولادی
۵	Box ۶۵*۳,۵	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	Box ۶۰*۳,۵	۰.۱	Box ۶۰*۳,۵	۰.۵۳	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۲۶	Box ۶۵*۳,۵	مرکزگرا
۶	Box ۶۵*۳,۵	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	Box ۶۰*۳,۵	۰.۹	Box ۶۰*۳,۵	۰.۵	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۲۳	Box ۶۵*۳,۵	فولادی
۷	Box ۶۰*۳	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	Box ۵۰*۲,۵	۰.۱۲	Box ۵۰*۲,۵	۰.۶	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۷	Box ۶۰*۳	مرکزگرا
۸	Box ۶۰*۳	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۸	Box ۵۰*۲,۵	۰.۵۷	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۱۸	Box ۶۰*۳	فولادی
۹	Box ۵۵*۲۵	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۷	Box ۵۰*۲,۵	۰.۴۶	PL ۵۰*۳۵*۲,۵*۲	۰.۱۷	Box ۵۵*۲۵	مرکزگرا
۱۰	Box ۵۵*۲,۵	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۷	Box ۵۰*۲,۵	۰.۳۲	PL ۵۰*۳۵*۲,۵*۲	۰.۱۵	Box ۵۵*۲,۵	فولادی



شکل ۹. نمونه تنش مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا معمولی بعد از تحلیل پوش اور.



شکل ۸. نمونه تنش مدل ۵ طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا بعد از تحلیل پوش اور.

معمولی تنش تحت تحلیل پوش اور تا ۴ درصد ارتفاع قرار گرفته و مقایسه شده‌اند. در دیوار برشی فولادی مرکزگرا، تیر و ستون باشد و وارد محدوده پلاستیک شده‌اند، المان‌ها در محدوده الاستیک نمی‌باشند. با مقایسه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی فولادی معمولی را پس از تحلیل پوش اور نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، با توجه به این که المان‌های مرزی تیر و ستون از فولاد ST52 می‌باشد، المان‌ها در محدوده الاستیک می‌باشند.

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

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

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

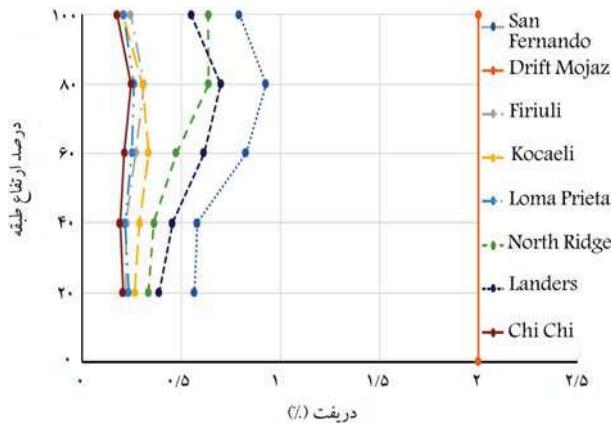
طبقه	ستون دیوار	تیر دیوار برشی (cm)	تیر دیوار برشی موجود	ستون فولادی مرکزگرا (cm)	ستون دیوار	تیر دیوار برشی موجود	ستون دیوار برشی (cm)	تیر دیوار برشی موجود	ستون مرکزگرا (mm)	ضخامت
۱	۱۴۰*۴	Box	۰.۶۸	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۱۳۰*۲	۰.۹	PL ۷۶*۶۰*۳۰*۲,۵	۰.۶۸	Box ۱۴۰*۴	۰.۵
۲	۱۴۰*۴	Box	۰.۶۳	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۱۲۵*۲	۰.۵۱	PL ۷۶*۶۰*۳۰*۲,۵	۰.۶۳	Box ۱۴۰*۴	۰.۵
۳	۱۴۰*۴	Box	۰.۶۲	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۱۲۰*۲	۰.۴۸	PL ۷۶*۶۰*۳۰*۲,۵	۰.۶۲	Box ۱۴۰*۴	۰.۴۸
۴	۱۴۰*۴	Box	۰.۶۲	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۱۲۰*۲	۰.۴۶	PL ۷۶*۶۰*۳۰*۲,۵	۰.۶۲	Box ۱۴۰*۴	۰.۴۵
۵	۱۴۰*۴	Box	۰.۶۳	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۱۱۰*۲	۰.۴۳	PL ۷۶*۶۰*۳۰*۲,۵	۰.۶۳	Box ۱۴۰*۴	۰.۴۶
۶	۱۳۰*۴	Box	۰.۶۴	PL ۴۵*۲۵*۱,۰*۱,۰	Box ۱۱۰*۲	۰.۴۱	PL ۶۵*۵۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۶۴	Box ۱۳۰*۴	۰.۴۴
۷	۱۳۰*۴	Box	۰.۵۵	PL ۴۵*۲۵*۱,۰*۱,۰	Box ۱۰۰*۲	۰.۳۸	PL ۶۵*۵۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۵۵	Box ۱۳۰*۴	۰.۳۹
۸	۱۳۰*۴	Box	۰.۴۴	PL ۴۵*۲۵*۱,۰*۱,۰	Box ۱۰۰*۲	۰.۳۵	PL ۶۵*۵۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۴۴	Box ۱۳۰*۴	۰.۴۱
۹	۱۳۰*۴	Box	۰.۴	PL ۴۵*۲۵*۱,۰*۱,۰	Box ۱۰۰*۲	۰.۳۳	PL ۶۵*۵۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۴	Box ۱۳۰*۴	۰.۳۷
۱۰	۱۳۰*۴	Box	۰.۳۷	PL ۴۵*۲۵*۱,۰*۱,۰	Box ۹۰*۲	۰.۳	PL ۶۵*۵۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۳۷	Box ۱۳۰*۴	۰.۳۵
۱۱	۱۲۰*۳	Box	۰.۳۵	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۹۰*۲	۰.۲۸	PL ۶۰*۴۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۳۵	Box ۱۲۰*۳	۰.۳۳
۱۲	۱۲۰*۳	Box	۰.۲۹	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۸۰*۲	۰.۲۵	PL ۶۰*۴۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۲۹	Box ۱۲۰*۳	۰.۳
۱۳	۱۲۰*۳	Box	۰.۲۵	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۸۰*۲	۰.۲۳	PL ۶۰*۴۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۲۵	Box ۱۲۰*۳	۰.۲۹
۱۴	۱۲۰*۳	Box	۰.۲۲	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۷۵*۲	۰.۱	PL ۶۰*۴۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۲۲	Box ۱۲۰*۳	۰.۲۹
۱۵	۱۲۰*۳	Box	۰.۱۹	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۷۵*۲	۰.۰۹	PL ۶۰*۴۰*۲۰,۵*۲,۵	۰.۱۹	Box ۱۲۰*۳	۰.۲۸
۱۶	۱۱۰*۲	Box	۰.۲	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۷۰*۱,۵	۰.۰۸	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	۰.۲	Box ۱۱۰*۲	۰.۲۶
۱۷	۱۱۰*۲	Box	۰.۱۵	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۶۵*۱	۰.۰۶	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	۰.۱۵	Box ۱۱۰*۲	۰.۲۳
۱۸	۱۱۰*۲	Box	۰.۱۳	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۶۰*۱	۰.۰۵	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	۰.۱۳	Box ۱۱۰*۲	۰.۱۹
۱۹	۱۱۰*۲	Box	۰.۱۱	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۵۵*۱	۰.۰۳	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	۰.۱۱	Box ۱۱۰*۲	۰.۱۸
۲۰	۱۱۰*۲	Box	۰.۱	PL ۴۰*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	Box ۵۰*۱	۰.۰۱	PL ۵۵*۳۰*۲۰,۵*۱,۰	۰.۱	Box ۱۱۰*۲	۰.۱۷

جدول ۵. شتاب نگاشتهای دور از گسل انتخاب شده.

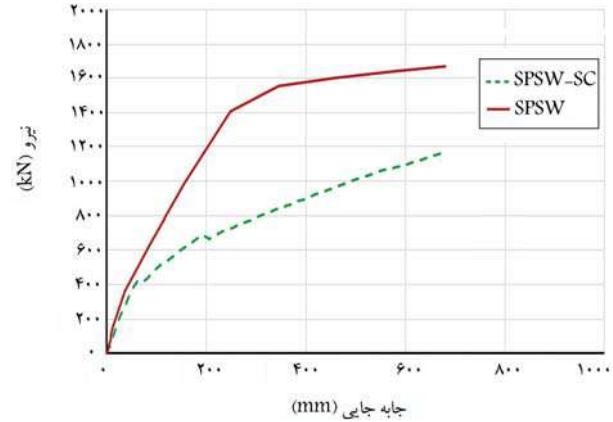
ردیف	نام زلزله	سال میلادی	شدت زلزله	بازه زمانی	فاصله از گسل	مدت زمان	سرعت برش (m/s)	تیپ خاک
۱	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶۱	۰/۰۰۵	۱۱۱/۳۷	۲۱/۶	۳۸۵/۶۹	
۲	Firiuli	۱۹۷۶	۶/۵	۰/۰۰۵	۴۹/۱۳	۱۰/۴	۴۹۶/۴۶	
۳	Kocaeli	۱۹۹۹	۷/۵۱	۰/۰۰۵	۱۴۱/۳۷	۱۸/۷	۵۸۰/۰۹	
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹۳	۰/۰۰۵	۱۱۷/۰۲	۱۳/۸	۴۱۸/۰۷	
۵	North Ridge	۱۹۹۴	۶/۸۹	۰/۰۲	۹۸/۸۳	۱۲	۳۹۸/۹۵	
۶	Landers	۱۹۹۲	۷/۲۸	۰/۰۰۵	۱۲۶/۳۳	۲۵/۸	۴۹۰/۱۴	
۷	Chi Chi	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۰۰۴	۱۰۴/۵۶	۲۷/۴	۴۶۳	

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

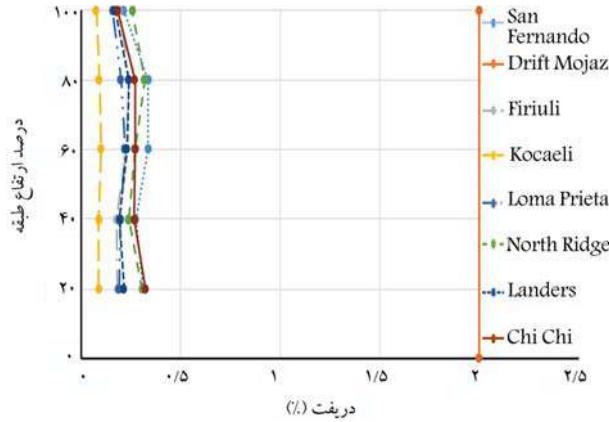
درصد تغییر (%)	افزایش / کاهش دیوار برشی	مرکزگرا نسبت به معمولی	حداکثر دریفت دیوار برشی (%)		رکورد
			معمولی	مرکزگرا	
۱/۷۳	افزایش	۰/۳۴	۰/۹۳	San Fernando	
۰/۲۹	افزایش	۰/۲۴	۰/۳۱	Firiuli	
۲/۴	افزایش	۰/۱	۰/۳۴	Kocaeli	
۰/۱۸	افزایش	۰/۲۲	۰/۲۶	Loma Prieta	
۱	افزایش	۰/۳۲	۰/۶۴	North Ridge	
۱/۹۲	افزایش	۰/۲۴	۰/۷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



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



شکل ۱۰. پاسخ تحلیل پوش اور تا ۴ درصد (نیرو-زمان) دو مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و معمولی.



شکل ۱۲. نمودار دریفت 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

معمولی بیشتر می‌باشد. رکوردهای زلزله از سایت Berkeley Peer Seismosignal است و با نرم‌افزار Rکورد 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، دریفت سازه پنج طبقه با دیوار برشی مرکزگرا و دیوار برشی معمولی آورده و مقایسه شده است. دریفت سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی مرکزگرا نیز آورده شده است.

با توجه به شکل‌های ۱۱ و ۱۲ و جدول ۶، دریفت 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، دریفت 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، دریفت مدل ۲۰ طبقه تحت تمامی رکوردها کمتر از حد مجاز می‌باشد و تحت رکورد Landers بیشترین دریفت را

جدول ۷. حداکثر جابه جایی مدل پنج طبقه تحت رکوردهای انتخابی.

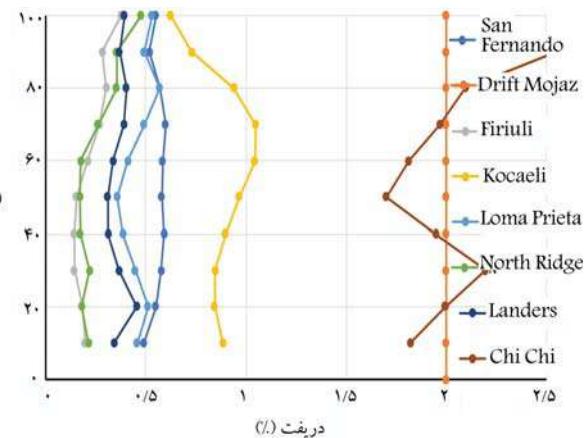
رکورد	مرکزگرا (mm)	مقدار تغییر (mm)	حداکثر جابه جایی دیوار برشی	
			افزايش به معمولي	افزايش / کاهش نسبت معمولي
San Fernando	۵۷/۲۵	۱/۰۳۴	۵۶/۲۱	افزايش
Firiuli	۲۵/۷۶	۱۴/۳۵	۱۱/۴۱	افزايش
Kocaeli	۲۷/۸۲	۶/۵۸	۲۱/۲۴	افزايش
Loma Prieta	۳۴/۹۳	۱۳/۷۹	۲۱/۱۴	افزايش
North Ridge	۲۱/۵۳	۸/۲۰	۱۳/۳۳	افزايش
Landers	۱۴/۶۴	۱۶/۳۴	۱/۷	کاهش
Chi Chi	۰/۹۳	۱۸/۴۲	۱۷/۴۹	کاهش

جدول ۸. مقدار درصد حداکثر جابه جایی نسبت به ارتفاع مدل ۱۰ طبقه.

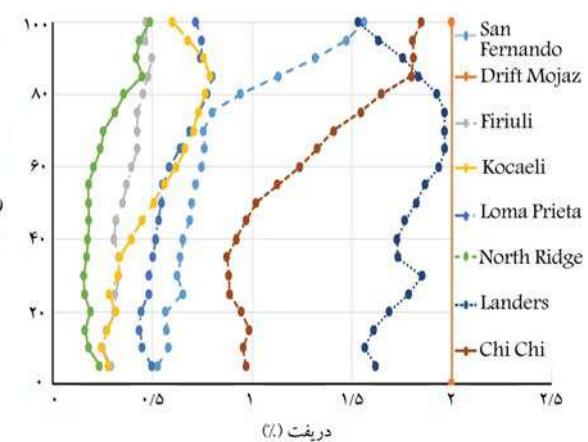
رکورد	حداکثر جابه جایی	
	مقدار درصد نسبت به ارتفاع (mm)	مقدار درصد حداکثر جابه جایی
San Fernando	۱۶/۳۸	۰/۰۵
Firiuli	۳۶/۹۶	۰/۱۱
Kocaeli	۲۱۷/۴۲	۰/۶۴
Loma Prieta	۶۶/۲۱	۰/۱۹
North Ridge	۳۴/۰۵	۰/۱
Landers	۴۱/۱۱	۰/۱۲
Chi Chi	۴۷۶/۹۴	۱/۴

جدول ۹. مقدار درصد حداکثر جابه جایی نسبت به ارتفاع مدل ۲۰ طبقه.

رکورد	حداکثر جابه جایی	
	مقدار درصد نسبت به ارتفاع (mm)	مقدار درصد حداکثر جابه جایی
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	۶۰۰/۲۳	۰/۸۸



شکل ۱۳. نمودار دریفت طبقات سازه ۱۰ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا تحت هفت رکورد انتخابی.



شکل ۱۴. نمودار دریفت طبقات سازه ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا تحت ۷ رکورد انتخابی.

فولادی معمولی آورده و مقایسه شده است. حداکثر جابه جایی در سازه های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز آورده شده است. در جدول ۷ حداکثر جابه جایی مدل پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده شده و مقایسه شده اند. همانطور که در جدول ۷ مشاهده می شود، حداکثر جابه جایی 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 میلی متر می باشد و به این دلیل که اتصالات تیر به ستون دیوار برشی فولادی معمولی صلب است. جدول ۸ مقدار درصد حداکثر جابه جایی نسبت به ارتفاع مدل طبقه ۱۰ را نشان می دهد. همانطور که در جدول ۸ مشاهده می شود، حداکثر جابه جایی مدل طبقه تحت رکورد Chi Chi، ۴۷۶/۹۴ میلی متر می باشد که ۱/۴ درصد ارتفاع می باشد و در رکوردهای دیگر حداکثر جابه جایی بسیار کم می باشد. جدول ۹ مقدار درصد حداکثر جابه جایی نسبت به ارتفاع مدل طبقه ۲۰ را نشان می دهد. همانطور که در جدول ۹ مشاهده می شود، حداکثر جابه جایی مدل طبقه تحت رکورد Lander، ۸۵۸/۳۳ میلی متر می باشد که ۱/۲۶ درصد ارتفاع می باشد و در رکوردهای دیگر حداکثر جابه جایی بسیار کم می باشد. در این بخش، ستاب بام در سازه پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده و مقایسه شده است. ستاب بام در سازه های 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.

رکورد	مرکزگرا (%)	معمولی (%)	افزايش / کاهش برشی مرکزگرا نسبت به معمولی	شتاپ رکوردهای انتخابی دیوار برشی		نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به مدار تغییر
				مدار	شتاپ	
San Fernando	۰/۹۴	۱/۳۶	۰/۴۴	افزايش	۰/۴۴	۰/۴۴
Firiuli	۰/۴۴	۱/۳۴	۲/۰۴	افزايش	۰/۴۶	۰/۴۶
Kocaeli	۰/۲۵	۱/۴۱	۴/۶۴	افزايش	۰/۵۲	۰/۵۲
Loma Prieta	۱/۳۷	۰/۵۲	۱/۶۳	افزايش	۱/۳۹	۰/۹۸
North Rideg	۱/۳۹	۰/۷	۰/۹۸	افزايش	۱/۴۱	۰/۷۶
Landers	۱/۴۱	۰/۸	۰/۷۶	افزايش	۱/۴۵	۱/۲۳
Chi Chi	۱/۴۵	۰/۶۵	۱/۲۳	افزايش		

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	به شتاب رکوردهای انتخابی	نسبت بیشترین مقدار شتاب بام
San Fernando	۱/۹۳	۱/۹۳
Firiuli	۱/۸۹	۱/۸۹
Kocaeli	۲	۲
Loma Prieta	۱/۹۳	۱/۹۳
North Rideg	۱/۹۴	۱/۹۴
Landers	۲۰/۲	۲۰/۲
Chi Chi	۲/۱۲	۲/۱۲

جدول ۱۲. نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی مدل ۲۰ طبقه.

رکورد	به شتاب رکوردهای انتخابی	نسبت بیشترین مقدار شتاب بام
San Fernando	۲/۱۴	۲/۱۴
Firiuli	۲/۰۳	۲/۰۳
Kocaeli	۲/۲۶	۲/۲۶
Loma Prieta	۲/۱۵	۲/۱۵
North Rideg	۲/۱۳	۲/۱۳
Landers	۲/۳۵	۲/۳۵
Chi Chi	۲/۲۷	۲/۲۷

## ۵. نتیجه‌گیری

طبق نتایج تحلیل پوش اور مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و بدون مرکزگرا، تیر و ستون‌ها در مدل مرکزگرا در محدوده الاستیک باقی مانند و دیوار برشی فولادی بدون مرکزگرا استهلاک انرژی بیشتری دارد. نتایج نشان داد بیشترین مقدار تغییر دریفت تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۲/۴ درصد و بیشترین مقدار تغییر حداکثر جابه‌جایی تحت رکورد San Fernando به مقدار ۲/۲۱ 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. Investigation 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-Ghom, 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-Ghom, 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-Ghom, 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 Shoiebi, 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.
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 گنبد کاووس، گلستان

با توجه به همه‌گیری بیماری کرونا از سال ۱۳۹۸، استفاده از ماسک های صورت یکباره مصرف در میان عموم رواج یافته است، تا جایی که دفن یا استفاده مجدد از آنها به یکی از معضلات زیست محیطی تبدیل شده است. در این راستا، نمونه‌های ماسه‌ی سیمانی مسلح شده با مقادیر متفاوت الیاف ماسک صورت جراحی در تراکم نسبی های گوناگون آماده و بعد از ۷ روز عمل آوری، مقاومت کششی غیرمستقیم آنها با استفاده از آزمایش دونیم شدن برزیلی مطالعه شدند. نتایج به دست 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  $25\%$ ، مقدار بهینه‌ی الیاف اضافه شده است، که مقاومت کششی در درصد ذکر شده‌ی الیاف، بیشینه هستند. درنهایت، پارامتر کلیدی (سبت پوکی و درصد سیمان) تعریف و چند رابطه‌ی تجزیبی برای تخمین مقاومت کششی نمونه‌های تئبیت و تساییح شده با دقت بسیار خوب ارائه شده است.

واژگان کلیدی: ماسه‌ی سیمانی، الیاف ماسک صورت جراحی، مقاومت کششی، روابط تجربی.

hma@gonbad.ac.ir

مقدمة . ١

زمان عمل آوری، رفتار ترد و شکننده است. بدین ترتیب که نمونه‌ی تحت بارگذاری محروری، مقادیر افت مقاومت زیادی را بعد از مقاومت بیشینه در ازاء افزایش کرنش محروری تجربه می‌کند و به مقاومت پسماند کمتری می‌رسد. همچنین باید اشاره کرد که کرنش گسیختگی نمونه‌های مذکور در مقایسه با خاک پایه سیار پایین است.<sup>[۱۴]</sup> راه حل‌های گوناگونی برای کاهش رفتار ترد ماسه‌های تسبیت 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 تابعیه‌ی شکست در ترک‌ها باعث کاهش رفتار شکننده و تا حدودی سبب افزایش استحکام و مقاومت نمونه‌های سیمانی می‌شوند.<sup>[۱۵]</sup>

سابقاً مطالعات بسیاری در خصوص استفاده از الیاف به صورت بافته شده از جمله ژئوستیک‌ها) و مجزا برای تسليح ماسه‌های سیمانی انجام شده‌اند، که می‌توان به مطالعات مرتبط با پارامترهای مقاومت برشی،<sup>[۱۶]</sup> کششی،<sup>[۱۷]</sup> دام،<sup>[۱۸]</sup> و رفتارهای زهکشی شده و زهکشی نشده در دستگاه سه‌محوری،<sup>[۱۹]</sup> اشاره کرد. در اواخر سال ۱۳۹۸، با توجه به همگیری بیماری کرونا، الزام استفاده از لوازم

تبیت خاک با سیمان برای طیف وسیعی از خاک‌ها بهویژه خاک‌های مسئله‌دار، مانند ماسه‌ی شل اشیاع، توسط مهندس‌های زمین‌کنیک در کاربردهای گوناگون پی‌های سطحی،<sup>[۱]</sup> سستر راه‌ها،<sup>[۲]</sup> خاک ریزهای پشت دیوار حائل،<sup>[۳]</sup> تیرقی دوغاب در سیستم‌های ریزشمع<sup>[۴]</sup> و کanal‌ها،<sup>[۵]</sup> استفاده می‌شود. به‌کار بردن سیمان به عنوان تسبیت‌گننده‌ی ماسه در محل، در مقایسه با سایر روش‌های بهسازی، از جمله جایگزینی خاک با مصالح مرغوب به عنوان یکی از روش‌های مقومن به صرفه، مطرح است.<sup>[۶]</sup> رفتار ماسه‌های سیمانی متاثر از درصد و نوع ماده‌ی سیمانی، تراکم، رطوبت نمونه‌های آزمایشی، شرایط بارگذاری و همچنین زمان و نحوه عمل آوری است.<sup>[۷]</sup> با مرور ادبیات فنی مرتبط با موضوع، می‌توان دریافت که افزودن سیمان سبب بهبود خواص مکانیکی ماسه‌ها، از جمله: تراکم،<sup>[۸]</sup> مقاومت کششی،<sup>[۹]</sup> مقاومت فشاری محصور نشده،<sup>[۱۰]</sup> چرخه‌های ترو خشک،<sup>[۱۱]</sup> و رفتاه‌ای زهکشی شده و زهکشی نشده،<sup>[۱۲]</sup> می‌شود. یکی از معضلات ماسه‌های بهسازی شده با سیمان در طی

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۱/۲۶، اصلاحیه ۱۴۰۲/۳/۲۸، پذیرش ۱۴۰۲/۳/۲۸

استناد به این مقاله:

<sup>۱۴۰</sup> ملاعیابی، حسین، ۳. مقاومت کششی دونیم شدن ماسه‌ی تثبیت شده با سیمان و مسلح شدن با لایاف ماسک صورت چراجی. مهندسی عمران شریف، (۱۴۰)، ۱(۱۴)، صص. ۱۲۵-۱۲۳.

DOI:10.24200/J30.2023.62194.3210

را بررسی کردند و دریافتند که افزودن الیاف ذکر شده ماسک به مخلوط آسفالت، عملکرد آسفالت را بهبود می بخشند و الیاف ۱۲ میلی‌متری، نتایج بهتری نسبت به الیاف ۸ میلی‌متری به دست آورده است.

صمدرزاده و همکاران<sup>[۲۶]</sup> با استفاده از ۳۶ آزمایش برخی چرخه‌ی سه محوری زهکشی نشده به بررسی افزودن الیاف ماسک به خاک پرداختند و نشان دادند که افزودن الیاف ماسک به نمونه‌های ماسه‌ی سیلتی منجر به بهبودی‌های پایدار، مانند: رفتار اتساع بیشتر و اتلاف فشار آب منفذی اضافی و افزایش مقاومت در برابر روانگرایی می‌شود. همچنین، مدول برخی ماسه‌های تمیز و سیلتی با افزودن الیاف ماسک بهبود می‌یابد.

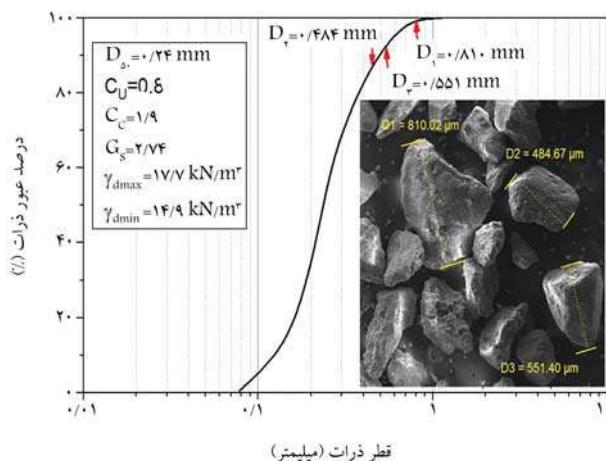
در پژوهش حاضر، هدف بر این بوده است که در ادامه‌ی بررسی‌های پیشین، از الیاف ماسک‌های صورت جراحی به صورت بهینه در ماسه‌های سیمانی استفاده شود، تا علاوه‌بر جلوگیری از انتشار آلودگی، با توجه به دفن و جامدسازی آنها، از ضایعات وزباله‌های تولید شده ماسک‌ها به نحوی امن استفاده شود. در این راستا، رفتار کششی ماسه‌های سیمانی مسلح شده با الیاف ماسک تحت آزمایش کششی غیرمستقیم دونیم شدن بزرگی بررسی شده است.

## ۲. مواد و روش‌ها

### ۲.۱. مصالح استفاده شده

ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر به عنوان خاک پایه، از ناحیه‌ی ساحلی دریاچه خزر در نزدیکی شهر بابلسر بوده است. آزمایش‌های شناسایی اولیه‌ی انجام شده بر روی ماسه نشان داد که خاک پایه، ماسه‌ی بدانه‌بندی شده براساس سیستم طبقه‌بندی متعدد<sup>[۲۰]</sup> است. سایرویزگی‌های فیزیکی خاک، شامل: چگالی‌دانه‌های جامد خاک ( $G_s = 2.74$ ) کمینه و بیشینه‌ی وزن مخصوص خشک ماسه،  $\gamma_d \text{ min} = 14/9$  و  $\gamma_d \text{ max} = 17/7$  کیلو نیوتن بر مترمکعب براساس استانداردهای به ترتیب ASTM D ۴۲۵۴<sup>[۲۱]</sup>، ASTM D ۴۲۵۳<sup>[۲۲]</sup> و ASTM D ۸۵۴<sup>[۲۳]</sup> 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 کارخانه نکا واقع در استان مازندران، نزدیک‌ترین کارخانه سیمان به محل خاک پایه (بابلسر)، به عنوان عامل تشییت‌کننده استفاده شده است.



شکل ۱. دانه‌بندی ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر به همراه عکس ریزساختاری.

بهداشتی یکباره‌صرف از جمله ماسک صورت و دستکش در میان عموم جامعه رواج یافت. بر اساس هدف اصلی استفاده از ماسک‌ها، می‌توان آنها را به چند دسته‌ی کلی تقسیم کرد: سه لایه از نوع کش دار و بند دار (معروف به ماسک جراحی)، سوپاپ دار FFP2 N95 و بدون سوپاپ FFP2 N95 به طور عمده، ماسک‌های تفسی از چند لایه‌ی نایافته، مشکل از اسپان باند و ملت بلون ساخته می‌شوند، که معمولاً جنس هر اسپان باند و ملت بلون عمدتاً از جنس الیاف نایافته‌ی پلی‌پروپیلن هستند و لایه‌ی 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 به کار می‌رود. از رایج‌ترین انواع ماسک‌ها می‌توان به ماسک جراحی اشاره کرد. یک ماسک جراحی از حدود ۱۵ گرم مواد پلاستیکی، مانند: پلی‌پروپیلن، پلی‌اتلن، پلی‌اورتان، پلی‌استایرن، پلی‌کربنات و پلی‌اکریلوفنتریل تشکیل شده است.<sup>[۲۴]</sup>

امروزه رهاسازی 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 یکباره‌صرف تولید شد، که غیرقابل تجزیه هستند و صدھا سال برای تجزیه‌ی آنها زمان صرف می‌شود.<sup>[۲۵]</sup> با توجه به اینکه تقریباً تمامی ماسک‌ها، یکباره‌صرف هستند و از الیاف غیرقابل تجزیه می‌شوند؛ لذا دفن، یا بازتولید و استفاده‌ی مجدد از آنها به یکی از مشکلات زیست‌محیطی کنونی جوامع پسری تبدیل شده است. از این‌رو، 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<sup>[۲۶]</sup> 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 ثبت با دودهای سیلیسی پیشنهاد دادند، که علاوه‌بر تسلیح خاک، بهبود خواص مهندسی خاک را نیز در برداشته است.<sup>[۲۵]</sup> درنهایت آنها اشاره داشتند که برای ساخت یک پیاده رو دوطرفه به مسافت ۱ کیلومتر حدوداً ۳ میلیون ماسک بازیافتی مصرف شده است.<sup>[۲۶]</sup>

رحمان و خلید<sup>[۲۷]</sup> 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 ثبت با دودهای سیلیسی پیشنهاد دادند، که گوش و سیم داخلی بینی به اندازه‌های گوناگون در ۵ طرح مختلف کردن 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 یکباره‌صرف منجر به افزایش خواص مقاومتی نمونه‌های بتن ساخته شده و همچنین افزایش کیفیت کلی بتن شده بود.<sup>[۲۶]</sup>

سیو<sup>۲</sup> و همکاران<sup>[۲۳]</sup> نیز به مرور روش‌های مرسوم استفاده‌ی مجدد از ماسک‌های یکباره‌صرف به عنوان راهنمایی برای به کار بردن منابع ماسک زباله با توجه به مسائل انتشار آلودگی برای طرح‌های آتی پرداختند.

گلی و صادقی<sup>[۲۸]</sup> در نوشتارشان با انجام آزمایش‌های مارشال، مدول ارجاعی، کشش غیرمستقیم و خستگی، افزودن الیاف ماسک صورت به آسفالت

## جدول ۱. مشخصات نمونه‌های پژوهش حاضر.

مشخصات	ملاحظات
حکاک پایه	ماسه‌ی بابلسر
تثبیت‌کننده	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 درصد های جایگزینی مصالح صفر، ۲۵، ۵۰ و ۷۵٪.
تراکم نمونه‌ها	معادل با تراکم نسبی ( $Dr$ ) ۳۵، ۵۰ و ۷۰ درصد خاک پایه
زمان و شرایط عمل آوری	۷ روزه در دمای حدود ۲۴ درجه و رطوبت بالای ۹۰٪
آزمایش مقاومتی	کشش غیر مستقیم دونیم شدن بزرگی

ماسه به ابعاد کوچک‌تر از ۱ میلی‌متر است، ابعاد نمونه‌سازی  $76 \times 38 \times 38$  میلی‌متر (ارتفاع  $\times$  قطر) برای تهیه نمونه‌های مناسب استفاده شده است.<sup>[۲۸]</sup> 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 ۱.۰ ارائه شده است، نسبت پوکی (e) معادل با تراکم نسبی‌های مدنظر به دست آمده و سپس وزن مخصوص خشک مربوط به هر طرح اختلاط ( $\gamma_{dmix}$ ) مطابق رابطه‌ی ۱ محاسبه شده است:

$$\gamma_{dmix} = \frac{G_{Save} \gamma_w}{1 + e} \quad (1)$$

دلیل استفاده از پارامترهای  $\gamma_{d\max}$  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،<sup>[۲۹]</sup> ASTM D ۴۲۵۴،<sup>[۳۰]</sup> روش تراکم نسبی در اولویت قرار می‌گیرد. از سویی دیگر، در مطالعات مربوط به ماسه‌ی سیمانی و سیمانی الیافی، از جمله: کنسولی و همکاران (۲۰۱۴)،<sup>[۳۱]</sup> ملاعیاسی و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۳۲]</sup> و کنسولی و همکاران (۹۰)،<sup>[۳۳]</sup> از روش تراکم نسبی استفاده شده است.

برای در نظر گرفتن اثر سیمان و الیاف در روزن مخصوص نمونه‌ها مطابق با نوشتار ملاعیاسی و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۳۴]</sup> 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  $\gamma_{dmix}$ ، وزن خشک مصالح به دست می‌آید. مقدار آب موردنیاز برای تهیه نمونه‌ها، مطابق مطالعات ملاعیاسی و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۳۵]</sup> درصد رطوبت بهینه (درصد رطوبتی که در آن بیشترین مقاومت فشاری محصور نشده به دست می‌آید) معادل ۱۰٪ در نظر گرفته شده است. شایان ذکر است که در مطالعات مشابه اسنندیاری پورو و همکاران (۱۹۷۷)،<sup>[۳۶]</sup> برای ماسه‌ی بابلسر سیمانی و مسلح شده با الیاف پروپیلن، درصد رطوبت بهینه‌ی ۱۵٪ برای نمونه‌سازی استفاده کردند.

در نهایت، به صورت خلاصه، این مراحل برای ساخت نمونه‌های همگن طی شده است:

- وزن کردن مصالح خشک (ماسه و سیمان) مطابق با طرح اختلاط ارائه شده

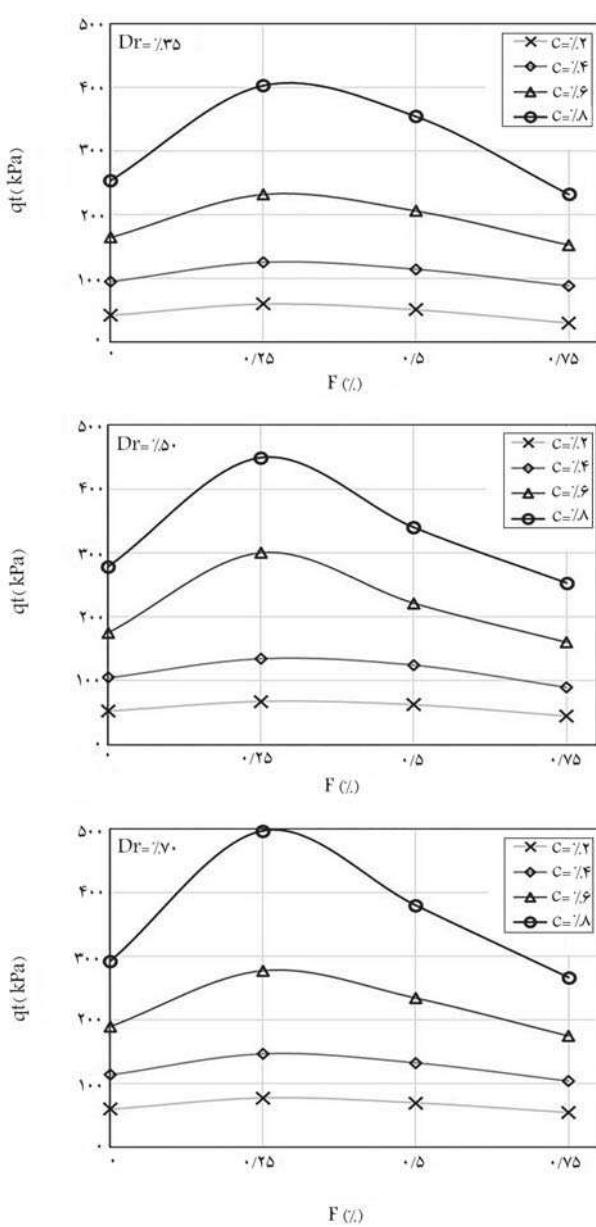
برای تسلیح ماسه‌های سیمانی از الیاف ماسک‌های صورت جراحی استفاده شده است. وزن مخصوص، مقاومت کششی و ضخامت ماسک‌های صورت به ترتیب مقادیر ۹۱،<sup>[۳۷]</sup> کیلوگرم‌کیوب بر مترمکعب، ۴۰۰ کیلوپاسکال و ۴۳ میکرون در مطالعات صابیان و همکاران (۲۰۲۱)،<sup>[۳۸]</sup> گزارش شده و در پژوهش حاضر مدنظر قرار گرفته است. شایان ذکر است که به دلیل 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 بزیده 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 خبریز و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۳۹]</sup> کنسولی (۲۰۰۹)،<sup>[۴۰]</sup> و بن صلاح (۲۰۲۰)،<sup>[۴۱]</sup> جلب می‌شود.

## ۲.۲. طرح اختلاط

زمان عمل آوری در مطالعه‌ی حاضر همانند بسیاری از مطالعات تثبیت با سیمان،<sup>۷</sup> 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 پایین تر این است که خاک ماسه‌ی بابلسر در تراکم‌های نسبی بالاتر از ۷۰٪، خصوصیات مقاومتی خوبی داشته و مضلات روانگرایی و یا انزواج ظرفیت باربری را نداشته است.<sup>[۴۲]</sup> لذا خاک متراکم نیازمند تثبیت و تسلیح نبوده و از اولویت انتخاب برای بررسی خارج شده است. درصد های سیمان ۲ تا ۸ درصد، که براساس طبقه‌بندی اسماعیل و همکاران (۲۰۰۰)،<sup>[۴۳]</sup> محدوده‌ی بین ماسه‌های سیمانی ضعیف تا متوسط است، مدنظر قرار گرفته و درصد های الیاف ماسک جراحی ریز شده‌ی صفر تا ۷۵٪ بهکار برده شده است. به صورت 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 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 ۰/۲۵٪، مقاومت کششی افزایش و سپس کاهش یافته است. بنا براین ۰/۲۵٪ الیاف ماسک جراحی، درصد بهینه بوده است، که در آن بهترین کارایی را از نظر واکنش‌های هیدرولسیونی 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 بینیشه 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 ۰/۲۵٪، امکان تجمع یا افزایش سطح مشترک الیاف بهجای برهمکشش مخلوط ماسه، سیمان، و الیاف را بیشتر می‌کند؛ لذا سبب لغزش دانه‌های سیمانی روی سطح الیاف به‌واسطه‌ی اصطکاک، کمتر می‌شود، که سبب کاهش مقاومت می‌شود.<sup>[۴۶]</sup> برای بررسی تأثیر افزودن الیاف ماسک بهینه، نرخ بیهود مقاومت (IR) به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف شده است:



شکل ۲. نحوه قرارگیری نمونه‌ها و انجام آزمایش کشش غیرمستقیم بروزیلی.

- 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 مطبق با تراکم استاتیکی نمونه‌ها در ۳ لایه با در نظر گرفتن روش تراکم کاهش یافته مطابق با مطالعات LD<sup>۳</sup> (۱۹۷۷).<sup>[۴۷]</sup>
- کنترل ظاهری ساخت نمونه‌ها و توزین مجدد نمونه به جهت اطمینان از تکرار پذیر بودن آزمایش؛

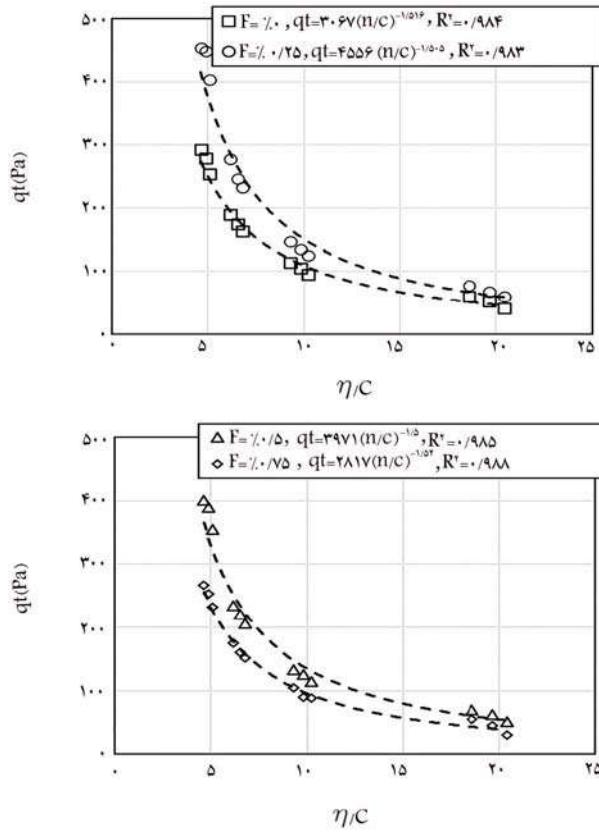
- قرار دادن نمونه‌ها در پلاستیک زیبی برای حفظ رطوبت نمونه‌ها به مدت ۷ روز برای انجام آزمایش کشش غیرمستقیم دونیم شدن بروزیلی.<sup>[۴۸]</sup> در مطالعه‌ی حاضر، تعداد ۴۸ آزمایش کشش غیرمستقیم دونیم شدن بروزیلی براساس استاندارد ASTM D ۳۹۶۷<sup>[۴۹]</sup> انجام شده است. بدین ترتیب که قبل از انجام آزمایش، نمونه‌ها بعد از ۷ روز زمان عمل آوری از پلاستیک زیبی خارج شدند تا از امکان وجود پتانسیل ماتریک در حین نمونه‌سازی جلوگیری شود.<sup>[۴۱]</sup> در نهایت، نمونه‌ها به صورت افقی در دستگاه بارگذاری قرار گرفتند (شکل ۲) و بیشینه‌ی مقاومت آن برای دونیم 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،  $Dr$ ,  $F$ ,  $C$ ,  $qt$ ، و بهترین  $Dr$  به ترتیب نماینده‌ی مقاومت کششی، درصد سیمان، درصد الیاف و تراکم نسبی هستند.

#### ۱.۳. تأثیر سیمان و درصد الیاف ماسک در مقاومت کششی

بیشینه‌ی استحکام یا همان مقاومت کششی نمونه‌های سیمانی حاوی الیاف ماسک جراحی در طی آزمایش دونیم 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.<sup>[۴۵]</sup> در نمونه‌های تثبیت شده

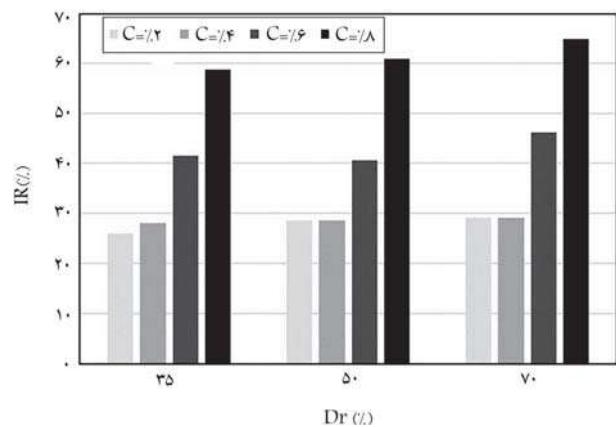


شکل ۶. مقاومت کششی در برابر ( $\eta/C$ ) به ازاء مقادیر گوناگون الیاف ماسک.

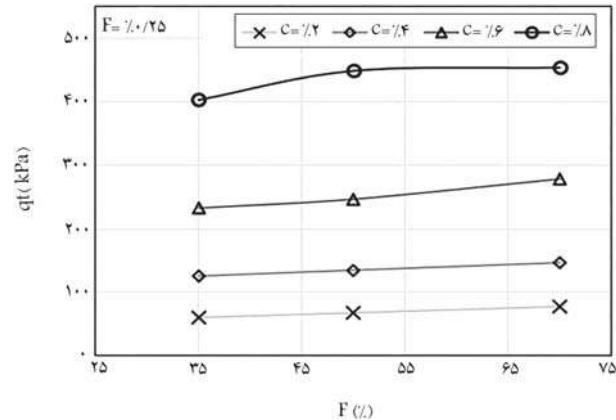
برای پیش‌بینی پارامترهای مقاومتی است، تا با استفاده از مقادیر کمینه‌ی پارامترهای مقاومتی بتوان طرح اختلاط بهینه مربوط به بهسازی خاک را پیشنهاد داد. کنسول و همکارانش (۲۰۱۲)، از پیشگامان ارائه‌ی روابط تجربی و پارامترهای کلیدی در ماسه‌های سیمانی و سیمانی الیافی هستند. ایشان و همکارانش، با معرفی پارامتر کلیدی ( $\eta/C$ ) ( $\eta$  پوکی و  $C$  درصد سیمان) و استفاده از روابط توانی (به فرم  $a(\eta/C)^b$  و  $a(\eta/C)^b$  به اعداد ثابت هستند)، توانستند مقاومت نمونه‌های سیمانی را با دقت بسیار خوب تخمین بزنند.<sup>[۲۷]</sup> کاربرد پارامترهای کلیدی به این نحو است که به عنوان مثال مقدار کمینه‌ی مقاومت فشاری محصور شده، ۱۴۵۰ کیلوپاسکال برای مقاومت لایه‌های زیراساس موردنیاز است، که با توجه به فرم توانی پارامترهای کلیدی نسبت ( $\eta/C$ ) (برابر  $(\frac{1}{b})^{(\frac{1}{a})}$ ) به دست می‌آید. در نتیجه، به ازاء مقادیر مختلف تراکم یا همان پارامتر پوکی می‌توان بهینه‌ترین درصد سیمان موردنیاز را برآورد کرد. در شکل ۶، مقادیر مقاومت کششی در برابر  $C/\eta$  به ازاء مقادیر مختلف الیاف ماسک ارائه شده است. شایان ذکر است که برای محاسبه‌ی پارامتر  $\eta$  نمونه‌های سیمانی الیافی از رابطه‌ی ۳ استفاده شده است.

$$\eta(\%) = 100 - \frac{100}{V_{spec}} \left[ \frac{\left\{ \frac{\rho_d V_{spec}}{\left[ 1 + \left( \frac{C}{100} \right) \right] \left[ 1 + \left( \frac{F}{100} \right) \right]} \right\}}{G_{Save}} + \frac{\left\{ \frac{\rho_d V_{spec}}{\left[ 1 + \left( \frac{C}{100} \right) \right] \left[ 1 + \left( \frac{F}{100} \right) \right]} \right\} \left( \frac{C}{100} \right)}{G_{S,C}} + \frac{\left\{ \frac{\rho_d V_{spec}}{\left[ 1 + \left( \frac{C}{100} \right) \right] \left[ 1 + \left( \frac{F}{100} \right) \right]} \right\} \left( \frac{F}{100} \right)}{G_{S,F}} \right] \quad (3)$$

که در آن،  $V_{spec}$  حجم نمونه و  $\rho_d$  وزن مخصوص خشک است. همان‌طور که در شکل ۶ مشخص است، با افزایش  $\eta$  و کاهش  $C/\eta$  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 ۲۵٪.

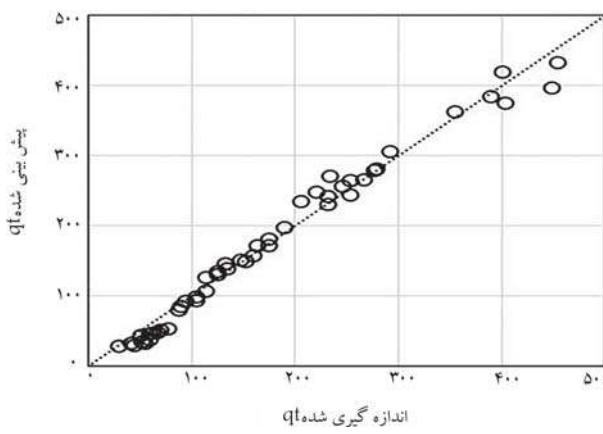
$$IR = \frac{q_{t,CF} - q_{t,C}}{q_{t,C}} \times 100 \quad (2)$$

که در آن،  $q_{t,CF}$  و  $q_{t,C}$  به ترتیب مقاومت کششی نمونه‌های ثبت شده با سیمان و نمونه‌های سیمانی حاوی 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 ۷۰٪ و سیمان 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.<sup>[۱۳]</sup>

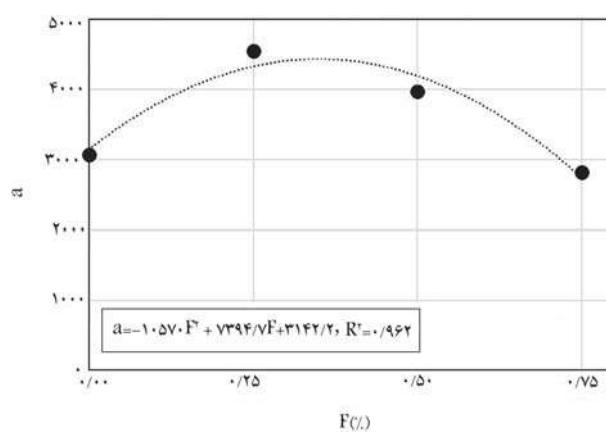
### ۲.۳. تأثیر تراکم نسبی در مقاومت کششی

مقاومت کششی نمونه‌های ثبت شده با سیمان و مسلح شده با 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.<sup>[۱۴]</sup>

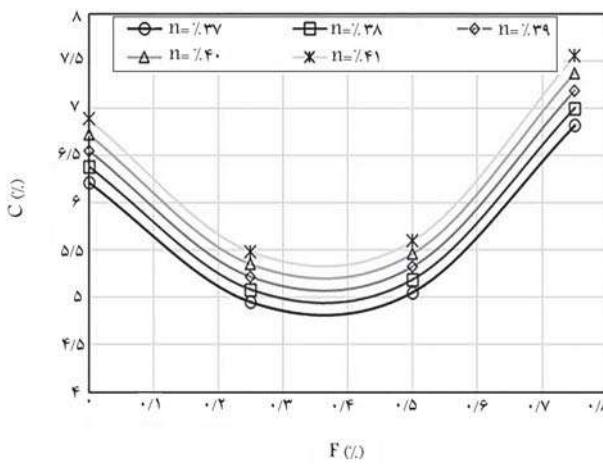
**۳.۳. روابط تجربی برای پیش‌بینی مقاومت کششی**  
یکی از موضوعات بهروز و مطح دربحث‌های بهسازی خاک، ارائه‌ی روابط تجربی



شکل ۸. مقادیر پیش بینی شده در برابر مقادیر اندازه گیری شده  $q_t$ .



شکل ۷. ضریب ثابت  $\alpha$  در برابر درصد الیاف ماسک.



شکل ۹. کمینه هی درصد سیمان موردنیاز برای بهسازی لایه زیراساس.

در شکل ۹، مقادیر کمینه هی درصد سیمان برای رسیدن به مقاومت مدنظر لایه زیراساس ( مقاومت کششی  $203 \text{ کیلوپاسکال}$  ) برای استفاده هی پژوهشگران مشاهده می شود؛ که مطابق آن، درصد الیاف  $35\%$ ، درصد بهینه هی الیاف ماسک از نقطه نظر مقاومتی و هزینه بی ایست؛ چرا که در آن درصد، به کمترین مقادیر سیمان در مخلوط نیاز است. به عبارت دیگر، برای رسیدن به مقادیر مقاومت کششی  $203 \text{ کیلوپاسکال}$  مدنظر برای مصالح زیراساس، می توان درصد الیاف بیشتری از  $25\%$  بهینه ای اشاره شده در بند ۱.۳ استفاده کرد.

#### ۴. نتیجه گیری

در نوشتار حاضر، امکان استفاده از الیاف ماسک یکبار مصرف در تسليح ماسه هی سیمانی از طریق انجام مجموعه بی از آزمایش های مقاومت کشش غیر مستقیم دو نیم شدن بزرگی با در نظر گرفتن ۷ روز زمان عمل آوری، ارزیابی صورت گرفته و این نتایج به دست آمده است:

- بهوضوح مشاهده می شود که استفاده از الیاف در تثبیت ماسه های سیمانی، آثار مثبتی در مقاومت کششی نمونه ها می گذارد؛
- درصد الیاف ماسک بهینه برای افزایش مقاومت کششی مخلوط،  $25\%$  است.
- نسبت افزایش مقاومت کششی با افزایش درصد سیمان و تراکم خاک بهسازی نمونه ها افزایش می باید؛

که حاکی از کم شدن محصولات تولید شده سیمانی و تراکم خاک تثبیت شده بوده و در نتیجه از مقاومت کششی کاسته شده است. با بررسی دقیق تر شکل ۶ مشخص است که تغییرات  $q_t$  با  $\eta/C$  به صورت توافقی (با قوان تقریبی  $-1/51$ ) با دقت بسیار خوبی تقریب زده شده است. برای ارائه رابطه های ارائه شده (a) در ازاء مقادیر مختلف درصد ماسک در شکل ۷ رسم شده و رابطه هی همبستگی به صورت رابطه هی چند جمله ای به دست آمده است. در نهایت با رگرسیون گیری مجدد، رابطه هی ۴ به عنوان یک رابطه هی بسیار مناسب برای پیش بینی مقاومت کششی ارائه شده است.

$$q_t = 17.2 \left( \frac{\eta}{C} \right)^{-1/51} (-665F^3 + 467F + 182) \quad (4)$$

در شکل ۸، مقادیر پیش بینی شده در برابر مقادیر اندازه گیری شده پژوهش حاضر مشاهده می شود؛ که مطابق آن، رابطه هی ۴ دقت بسیار خوبی برای پیش بینی  $q_t$  با دقت بالای  $98\%$  دارد.

با توجه به رابطه هی ۴ مشخص است که تغییرات الیاف ماسک مستقل از مقاومت کششی اثر می گذارد و به صورت رابطه هی چند جمله ای است. با برابر قرار دادن مقاومت نمونه های فقط سیمانی و الیاف ماسک در رابطه هی ۴ می توان دریافت که مقاومت نمونه های حاوی  $1\%$  الیاف برابر با مقاومت نمونه های سیمانی می شود. این بدین معناست که با جایگزین کردن مخلوط خاک و سیمان با وزن  $1\%$  مصالح الیافی ماسک، مقاومت کششی نمونه ها تغییری نمی کند. لذا روش ذکر شده می تواند در جامد سازی حجم زیادی از الیاف ماسک آلوده، راهگشا باشد. به عبارت دیگر، ماسک های آلوده در طرح بهسازی خاک ماسه بی با سیمان، تثبیت می شود و امکان انتشار آلودگی آنها به میزان کمینه می رسد. لذا می توان گفت که آثار منفی احتمالی مرتبط به استفاده هی مجدد الیاف ما سک های آلوده کا هش می باشد.

یکی دیگر از استفاده های رابطه هی ۴ این است که مقاومت متاظر با کمینه هی مقاومت فشاری محصور شده مصالح زیراساس،  $145 \text{ کیلوپاسکال}$  در نظر گرفته شود و مقادیر مصالح مربوط به طرح اختلاط به دست آید. ملاعیابسی و همکاران ( $2019$ )، [۲۰] با بررسی مقاومت کششی و فشاری محصور شده ماسه هی سیمانی پیشنهاد دادند که مقاومت کششی برابر با  $4\%$  مقاومت فشاری محصور نشده بوده و مستقل از درصد های سیمان و تراکم خاک بهسازی شده است. در نتیجه با توجه به مواردی که اشاره شد، کمینه هی مقاومت کششی  $203 \text{ کیلوپاسکال}$  ملاک موردنظر برای کاربرد مصالح به عنوان زیراساس در نظر گرفته شد.

تثبیت شده با سیمان، آثار متعدد مشتبی در رفتار کششی دارد. همچنین، با توجه به امکان کنترل آلودگی های ماسک ها و نیز دفن و جامد سازی آنها، شاستگی های زیادی نسبت به استفاده هی سایر روش های تثبیت خاک در مهندسی ثروت کنیک به همراه دارد. برای پژوهش های آتی، بررسی آثار درصد قطعات ماسک در تعییرات رطوبت لازم برای شروع واکنش های پوزولانی و بررسی رفتار بلندمدت نمونه های سیمانی الیافی پیشنهاد می شود.

-- پارامتر درصد پوکی به درصد سیمان ( $C/\eta$ )، پارامتر مناسبی برای تخمین مقاومت کششی نمونه هاست. با ادغام پارامتر اخیر و مدل چند جمله بی درجه دوم، رابطه بی جامع (رابطه ۴) برای محاسبه هی مقاومت کششی ماسه های سیمانی مسلح شده با الیاف ماسک با دقت بسیار زیاد به دست آمده است:

-- در نهایت، می توان دریافت که افزودن الیاف ماسک یکبار مصرف به ماسه هی

## پانوشت ها

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/AJGE6.0001152.
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.geotexmem.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.geotexmem.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 babsar 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. *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 هندسی عمران، دانشکده فنی و هندسی، دانشگاه قم

رضا ملایی (پژوهشگر)

اداره کل اموال و املاک، بنیاد مستضعفان انقلاب اسلامی، گilan، ایران

حمدیرضا صبا\* (استادیار)

دانشکده هندسی عمران، دانشگاه تفرش، ایران

مهمنگی عمران شریف، (همار ۳۶۰) دری ۱۳۵، شماره ۱، صفحه ۱۳۷-۱۴۷، پایا داشت و فی

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 به طور هم‌زمان در تمامی ردیف‌ها موجب بهبود قابل توجه رفتار لرزه‌ای سیستم می‌شود، اما می‌توان همین اثر را تنها با افزایش طول میخ‌ها در نیمه‌ی بالینی و تحتانی دیوار به ترتیب برای میخ‌های افقی و مایل به دست آورد. همچنین، مشخص شد که کاربرد میخ‌های مایل به جای میخ‌های افقی، یک راهکار مناسب برای کاهش بزرگ نایابی شتاب و تغییرات به وجود آمده در محنت‌های فرکанс می‌باشد. علاوه بر این، نتایج نشان داد که میزان اثربخشی این راهکار هنگام استفاده از میخ‌های کوتاه در نیمه‌ی فوقانی دیوار کاهش می‌یابد و نهایتاً با کاهش طول میخ‌ها در سراسر ارتفاع دیوار به حداقل می‌رسد. از سوی دیگر، میخ‌های نصب شده در نیمه‌ی 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.

M.yazdandoust@qom.ac.ir  
mollaei.reza585@gmail.com  
hr.saba@tafreshu.ac.ir

واژگان کلیدی: دیوار میخ‌کوبی شده، عملکرد لرزه‌ای، مکانیزم گسیختگی،  
میخ مارپیچی، میز لرزه.

## ۱. مقدمه

افزایش یافته که این امر سبب بهبود پایداری و کنترل تغییر شکل‌ها می‌گردد. بنا بر این، اندکشش میخ و خاک که به روش نصب میخ‌ها بستگی دارد، اثر مؤثری بر عملکرد سیستم میخ‌کوبی شده دارد.<sup>[۱-۸]</sup> دو روش اصلی نصب میخ‌ها عبارتند از: ۱. تزریق دوغاب سیمانی در سوراخ حفاری شده پیرامون یک آرما توپ 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 نفوذیت‌بری 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 پایدارسازی باشد، کارایی این روش کاهش می‌یابد.<sup>[۹-۱۰]</sup> در چنین شرایطی، از المان‌های میخ جدیدی استفاده می‌شود که نیاز به تزریق دوغاب نداشته و نوع اندکشش خاک و میخ در آن‌ها متفاوت است. این نوع

میخ‌کوبی خاک<sup>۱</sup> روشی برای تسلیح بر جای خاک است که از سیستم مهار سنگ در روش تونل‌سازی جدید اتریشی<sup>۲</sup> الهام گرفته شده است.<sup>[۱]</sup> در این روش، که برای اولین بار در سال ۱۹۷۲ برای پایدارسازی موقعت در شبیه‌ها، تراشه‌ها و عملیات حفاری معرفی گردید، المان‌های تسلیح بدون پیش‌تنیدگی در توده‌ی خاک نصب می‌گردد.<sup>[۲]</sup> عملکرد مناسب میخ‌کوبی در درازمدت و مقاومت لرزه‌ای خوب آن، باعث شده که امروزه از این روش به عنوان راه حلی دائمی برای پایدارسازی خاک استفاده شود.<sup>[۷-۱۰]</sup>

در روش میخ‌کوبی خاک، مقاومت برشی خاک مسلح شده در اثر اندکشش المان‌های تسلیح (میخ‌ها) با توده‌ی خاک و بسیج نیروی محوری در این المان‌ها

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۷/۰۲/۱۴۰۲، اصلاحیه ۶/۴/۲۵، پذیرش ۱۴۰۲/۴/۲۵.

استاد 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، ۱۴۰).  
صص. ۱۳۵-۱۴۷. DOI:10.24200/J30.2023.62328.3219

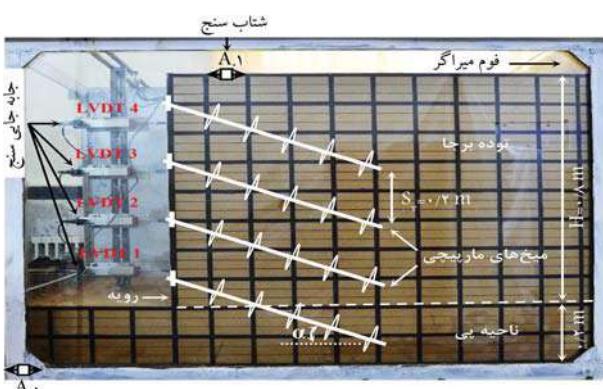
آزمایش صلب به ابعاد  $182 \times 123 \times 80$  سانتی‌متر و یک جک سرو هیدرولیک با قابلیت ارتفاع مدل تا وزن ۵۰ کیلونیوتن و فرکانس حداکثر ۱۰ هرتز بود. دیوارهای این جعبه که توسط یک قاب فلزی مهار شده بودند، از ورق شفاف پلکسی‌گلاس بود تا امکان رؤیت تغییر شکل‌های مدل فراهم شود.

## ۱.۲. مشخصات و هندسه مدل

از آنجاکه رفتار مکانیکی خاک به سطح تنفس وابسته است، باید مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی کوچک‌مقیاس براساس قوانین مقیاس در شرایط شتاب  $\text{g}_0$  تعیین گردد. در این راستا، از قوانین مقیاسی که در ابتدا توسط ایایی<sup>[۲۴]</sup> معرفی شد و بعدها توسعه ورد<sup>[۲۵]</sup> یافته، استفاده شده است. در قوانین تشابه یافته، از یک پارامتر بی‌بعد ( $\lambda$ ) استفاده می‌شود که تابعی از نوع خاک بوده و مقدار آن برای خاک‌های دانه‌ای  $1/\lambda^5$  تعیین شده است.<sup>[۲۶]</sup>

در این مطالعه از یک مدل دیوار  $8^{\circ}$  متری با مقیاس  $1:1$  به‌گونه‌ای استفاده شد که نماینده یک دیوار واقعی به ارتفاع ۸ متر باشد. همانطورکه در شکل ۱ نشان داده شده است، در زیر بدنه دیوار از یک پی به ضخامت  $2/5$  متر استفاده شد تا امکان نشسته‌ها 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 بازنگش آمواج 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  $2D$  FLAC تعیین شد.

همانطورکه 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  $L/H = 1/5$  و  $9/5$  انتخاب شدند (به ترتیب مدل‌های شماره  $1$  و  $2$ ). این نسبت‌ها به عنوان مقادیر حداقل و حداکثر در آین نامه توصیه شده‌اند.<sup>[۲۰]</sup> در چیدمان دوم از میخ‌های افقی با طول متفاوت در امتداد ارتفاع دیوار (غیریکنواخت) استفاده شد. طول میخ‌های نصب شده در نیمه بالایی و پایینی دیوار در مدل شماره  $3$  به ترتیب برابر با  $9/5H$  و  $5/5H$  بوده و در مدل  $4$  به ترتیب  $H/5$  و  $9H$  بود. در مدل‌های  $5$  تا  $8$  از همان دو نوع چیدمان اما با زاویه‌ی نصب  $30^{\circ}$  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.<sup>[۲۶]</sup> در تمامی مدل‌ها، المان‌های میخ براساس یک الگوی مربعی و با فواصل



شکل ۱. نمایی از مدل دیوار مسلح شده با میخ‌های مارپیچی.

میخ‌ها که به میخ‌های مارپیچی<sup>[۳]</sup> معروف هستند، عموماً از یک شفت (وله) 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 ۱۹۹۶ و بهمنظور پایدارسازی یک دیوار با ارتفاع  $6/7$  متر به کار رفت.<sup>[۱۵]</sup> از آن زمان تا کنون، کاربرد میخ‌های مارپیچی در پروژه‌های پایدارسازی به طور گستره‌ای افزایش یافته است.

علیرغم مصرف گستره‌ای این نوع میخ در انواع سیستم‌های خاکی، به علت کمبود مطالعات در این زمینه همچنان عملکرد سازه‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی به‌طور کامل شناخته شده نیست. مرور مطالعات گذشته نشان می‌دهد که بررسی رفتار سازه‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی انگشت‌شمار بوده و در سایر مطالعات نیز به تعیین مقاومت بیرون‌کشیدگی المان‌های میخ پرداخته شده است.<sup>[۱۶-۱۸]</sup> از محدود 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.<sup>[۱۹]</sup> آن‌ها دریافتند که سیج نیرو در میخ‌های مارپیچی در محدوده‌ای آین نامه می‌باشد.<sup>[۲۰]</sup> پژوهش انجام شده با میخ‌های مارپیچی دریافتند که با افزایش زاویه‌ی نصب میخ‌ها و نسبت گام مارپیچ‌ها به قطر آن، پایداری لرزه‌ای است که به بررسی رفتار سیستم مسلح شده با 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 مشتبث نمایان تر است.<sup>[۲۱]</sup> 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.<sup>[۲۲]</sup>

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 جامعه‌تری 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 میزلرزه  $1\sigma$  پرداخته شده است. در این راستا، هشت مدل مختلف با مقیاس  $1:1$  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 میزلرزه موجود در آزمایشگاه سازه دانشگاه بناب انجام شد. دستگاه مورد نظر شامل یک جعبه‌ی

افقی و قائم برابر با  $15/0$  و  $2/0$  متر نصب شدند. این فواصل در محدوده‌ی توسعه‌شده برای میخ‌های مارپیچی می‌باشد.<sup>[۲۶]</sup>

## ۲.۲.۱.۲.۲. خاک

این ترتیب، سختی محوری میخ توسط شفت میانی تأمین شده و قطر و فاصله‌ی صفحات مارپیچ عامل ایجاد اندرکشن لازم میان میخ و خاک است. بنابراین، در این تحقیق، سختی محوری و ظرفیت بیرون‌کشیدگی<sup>۴</sup> به عنوان دو معیار اصلی جهت شیوه‌سازی المان‌های میخ در مقیاس آزمایشگاهی انتخاب گردید. براساس رابطه‌ی مقیاس سختی محوری ( $k_{prototype} = N^t \cdot k_{model}$ )، المان میخ با قطر  $2/5$  میلی‌متر 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 ( $S_{h,w}/D_h$ ) انجام شد تا مشخصات هندسی مناسب صفحات مارپیچ تعیین گردد. نتایج آزمایش‌های بیرون‌کشیدگی بر روی میخ‌های مارپیچ با مقیاس واقعی که توسط نتیجه‌گیری از آزمایش‌های سه‌بعدی<sup>[۱۷]</sup> با توجه به قوانین مقیاس حاکم بر ظرفیت بیرون‌کشیدگی، درنهایت صفحات مارپیچ به ضخامت  $1$  میلی‌متر و قطر  $10$  میلی‌متر انتخاب شدند تا با فواصل  $33$  میلی‌متر به شفت متصل گردد. تصویری از میخ مارپیچ کوچک مقیاس و فرایند آزمایش‌های بیرون‌کشیدگی انجام شده در آزمایشگاه زوتکنیک 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 خمیشی رفتار می‌کند، در نتیجه مقاومت خمیشی آن به عنوان معیار اصلی جهت انتخاب رویه‌ی کوچک مقیاس در نظر گرفته شد. از این‌رو، 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 ۲. مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک مورد استفاده.

پارامتر	مقادیر	پارامتر	مقادیر	پارامتر
چسبندگی (kPa)	$4$	نسبت منافذ بیشینه	$0/786$	
زاویه اصطکاک بیشینه (°)	$41-45$	نسبت منافذ کمینه	$0/571$	
زاویه اصطکاک ماندگار (°)	$35-37$	اندازه متوسط (mm)	$0/285$	
زاویه اتساع (°)	$5-7$	چگالی ذرات جامد	$0/654$	
سختی سکاناتی در کرکش (%)	$1/03 - 4/89$	نسبت سیلت (%)	$6$	

از آنجا که اجرای میخ‌های مارپیچی در خاک‌های غیرچسبنده، بسیار سخت و ماسه‌های بسیار متراکم مناسب نمی‌باشد، برای ساخت بدنه مدل‌ها از یک ماسه‌ی سیلیسی (ماسه  $161$  فیروزکوه) به همراه حدود  $6$  درصد سیلت با دانسیت نسبی  $65$  درصد استفاده شد. براساس پارامترهای تخفین زده شده از مختصات دانه‌بندهی  $C_c = 1,147$  و  $C_u = 2,655$  (معادل  $16/6$  و  $14/6$  کیلوونیون بر مترمکعب قرار دارد. از سوی دیگر، با انجام آزمایش‌های سه‌بعدی تحریک‌بافته زهکشی شده تحت تنشی‌های محصورکننده‌ی معادل با تنش موجود در مدل فیزیکی ( $5$  تا  $15$  کیلوپاسکال)، مقاومت برشی و سختی خاک تعیین شد. در نتایج آزمایش سه‌بعدی مشخص شد که در تنش محصورکننده‌ی معادل با مدل فیزیکی، سختی خاک  $3/4$  تا  $2/8$  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 زوتکنیک 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  $8/9$  تا  $8/9$  سانتی‌متر تشکیل می‌شوند که صفحات مارپیچ در فاصله یکسان به آن جوش شده‌اند. به

جدول ۱. مشخصات مدل‌های دیوار.

شماره مدل	فوقانی دیوار	تحتانی دیوار	وضعیت میخ‌ها در نیمه
زاویه (°)	طول زاویه (°)	طول	زاویه (°)
$0$	$0/5H$	$0/5H$	$0/5H$
$0$	$0/9H$	$0/9H$	$0/9H$
$0$	$0/5H$	$0/9H$	$0/5H$
$0$	$0/9H$	$0/5H$	$0/5H$
$30$	$0/5H$	$30$	$0/5H$
$30$	$0/9H$	$30$	$0/9H$
$30$	$0/5H$	$30$	$0/9H$
$30$	$0/9H$	$30$	$0/5H$

روش متداول جهت ساخت مدل‌های فیزیکی به شمار می‌رود.<sup>[۲۶-۲۸]</sup> همچنین، در پشت دیوارهای شفاف محافظه، لایه‌های افقی و قائمی از ماسه‌ی سیاوه‌نگ ریخته شد تا رؤیت تغییر شکل‌ها و نحوه‌ی تشکیل ناحیه‌های برشی ساده‌تر شود. پس از اجرای خاک پشت دیوار، یک چهارم فوکانی دیوار آزاد و اوپلین 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 (ایله) راهنمای فولادی قرار داده شد تا زاویه‌کوبش میخ در حین نصب ثابت نگه داشته شود. این ریل راهنمای شامل یک پایه‌ی اصلی و یک بازوی مفصلی بود که اجازه می‌داد میخ‌ها تحت زاویه‌ی دلخواه درون خاک نصب گردد. 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 می‌شود. در دیوار با میخ‌های مایل، از قطعات گوواهی 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. ابزارگذاری و بارگذاری دینامیکی

همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، به منظور اندازه‌گیری جایه‌جایی افقی رویه از چهار سنسور شیشه‌ای سنج (LVDT) در ترازهای مختلف استفاده گردید. بر روی سطح خاکریز هر مدل و بر روی جعبه میز لرزه نیز یک شتاب‌نگار نصب شد تا به ترتیب پاسخ شتاب دیوار و شتاب ورودی اندازه‌گیری شود. به منظور تحریک مدل‌ها، از تعدادی بار هارمونیک دوکی‌شکل متواالی با دامنه‌ی ۰/۵ و مدت تداوم متفاوت جهت تحریک مدل‌ها استفاده شد. در هر گام از بازگذاری، مدت دوام بار با گام‌های ۳ ثانیه تا لحظه‌ی تأثیرگذاری افزایش یافت. این الگوی بازگذاری امکان بررسی اثر تغییرات سرعت مطلق تجمعی (CAV)<sup>۵</sup> 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. براساس آزمایش‌های ارتعاش افزاید که قبل از بازگذاری اصلی بر روی مدل‌ها انجام شد، فرکانس طبیعی مدل‌ها در محدوده‌ی ۱۶/۴ تا ۲۵/۳ هرتز برآورد شد. براساس قوانین تشابه ارائه شده برای فرکانس در خاک‌های غیرچسبنده (f)<sub>prototype</sub> = 1/N<sup>-۱/۲</sup> (f)<sub>model</sub><sup>(f)</sup>، فرکانس انتخاب شده برای تحریک ورودی متناظر با فرکانس غالب یک تحریک واقعی برابر با ۱ هرتز بود.

### ۳. نتایج و بحث

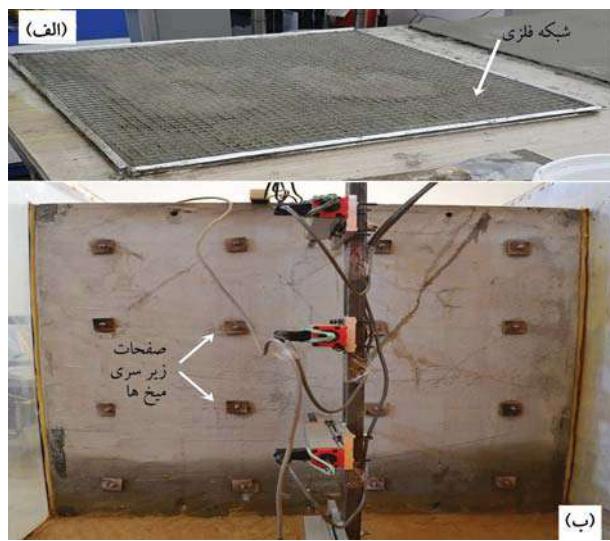
#### ۳.۱. عملکرد استناتیکی دیوار

به منظور بررسی عملکرد مدل‌ها قبل از تجربه بار لرزه‌ای، تغییر شکل‌های جانبی رویه دیوارها در پایان آخرین گام شیشه‌سازی خاکبرداری در شکل ۷ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود، افزایش شبیه‌سازی در تمامی چیدمان‌ها موجب کاهش جایه‌جایی دیوار می‌شود. این کاهش در مدل‌هایی که در آن از میخ‌های کوتاه‌های و بلندتر در تمامی ردیف‌ها استفاده شده بود به ترتیب به حداقل و حداقل مقدار خود رسید. این بدان معنی است که تأثیر نصب میخ به صورت مایل هنگامی بر جسته 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

خمشی ( $M_{prototype} = N^r \cdot M_{model}$ ) و انجام تعدادی آزمایش مقاومت خمشی بر روی رویه با مقیاس واقعی و المان‌های رویه کوچک مقیاس، از یک شبکه‌ی فلزی پوشانده شده با دوغاب سیمان به ضخامت ۱۰ میلی‌متر به عنوان رویه دیوار کوچک مقیاس اختبار شد. تصویری از این رویه و فرایند آزمایش‌های خمشی انجام شده در آزمایشگاه رئوتکنیک دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات به ترتیب در اشکال ۴ و ۵ ارائه شده اند.

#### ۳.۲. روند ساخت مدل

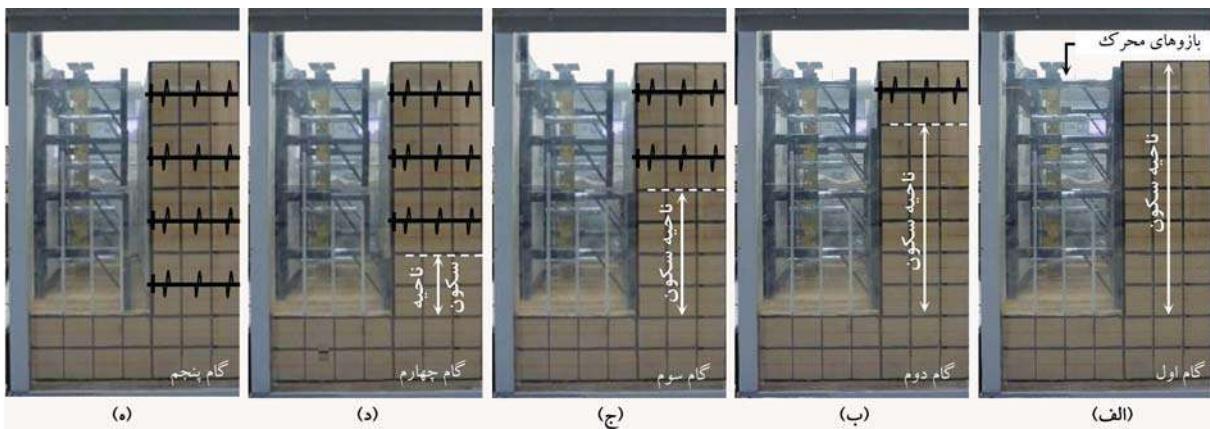
جهت شیوه‌سازی روند ساخت واقعی دیوارهای میخ‌کوبی شده که از بالا به پایین اجرا می‌شود، ابتدا رویه دیوار توسط یک سیستم مهاربند مقید شد و سپس ناحیه‌ی خاک بر جا در پشت آن ساخته شد. همانطور که در شکل ۶ نشان داده شده است، این سیستم مهاربند دارای چهار بازوی متحرك در ترازهای مختلف بوده که در ابتدا لایه‌های خاک را حین ساخت مقید کرده (شکل ۶ قسمت الف) و سپس با آزاد نمودن بازویهای مقابله لایه‌های ساخته شده از بالا به پایین به صورت مرحله به مرحله، شرایط خاکبرداری را شیوه‌سازی می‌نمود (شکل ۶ قسمت ب الی ه). به این ترتیب، شرایط سکون در ناحیه‌ی خاک بر جا قبل از خاکبرداری و همچنین حالت محرک در توده‌ی میخ‌کوبی شده در حین حفاری شیوه‌سازی می‌شود. جهت ساخت ناحیه‌ی بر جا، مصالح خاکی با رطوبت ۶ درصد در لایه‌هایی به صورت سست داخل محفظه ریخته و با استفاده از یک کوبه متراکم می‌شود 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 کوچک مقیاس و (ب) المان رویه داخل جعبه میز لرزه.



شکل ۵. تصویری از آزمایش خشن بر روی (الف) المان رویه کوچک مقیاس و (ب) المان رویه واقعی.

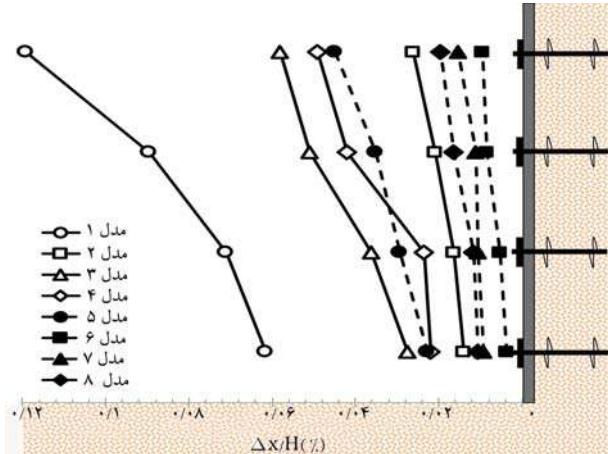


(الف) گام اول: ساخت بدنه مدل؛ (ب) گام دوم: آزادسازی لایه اول و نصب میخ های ردیف اول؛ (ج) گام سوم: آزادسازی لایه دوم و نصب میخ های ردیف دوم؛  
(د) گام چهارم: آزادسازی لایه سوم و نصب میخ های ردیف سوم؛ (ه) گام پنجم: آزادسازی لایه چهارم و نصب میخ های ردیف چهارم؛

شکل ۶. شبیه سازی فرایند خاکبرداری با استفاده از سازه مهاری.

سازه محاسب شده و می باستی بارامترهای 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 خاکبریز تخمین زده شود. علیرغم بررنگ تر بودن اهمیت این موضوع در سیستم های خاک مسلح به دلیل انعطاف پذیری بالای آنها، تا کنون توجه اندکی به آن در این سیستم ها به خصوص سازه های خاک میخ کوبی شده است. بنابراین، در این مطالعه با استفاده از اداده های ثبت شده توسط شتاب سنج قرار گرفته در سطح خاکبریز 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 خاکبریز به پیشینه شتاب ورودی که ضریب بزرگ نمایی شتاب ( $A_m$ ) نامیده می شود.<sup>[۲۵-۲۶]</sup> همچنین، تعیین نسبت فرکانس غالب شتاب نگاشت ثبت شده در سطح خاکبریز به فرکانس شتاب ورودی ( $f_r$ ) در هر مرحله از بارگذاری، تغییرات ضریب بزرگ نمایی شتاب ورودی ( $f_r$ ) در 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 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  $H/90^{\circ}$  مسلح شده بود. این کاهش که حدود  $16/5$  بود، در مدل شماره ۲ با میخ های افقی به  $33/5$  رسید. این رشد  $51/5$  درصدی در مدل هایی با طول میخ  $5H/0^{\circ}$  در حدود  $10/8$  درصد تخمین زده شد. این اختلاف نشان دهنده آن است که در هنگام نصب میخ های مارپیچی باشد، تغییرات محتوای فرکانسی بیشتر به تغییرات زاویه 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 مدل های ۳ و ۴ با مدل ۱ نشان می دهد که افزایش طول میخ افقی در نیمه بالای و پایینی دیوار به ترتیب منجر به کاهش  $5/6$  و  $9/23$  درصدی درافت در فرکانس تحریک ورودی شده است، درحالی که در مدل های ۷ و ۸، مقدار این کاهش به علم بلندتر شدن طول میخ ها در بالا و پایین دیوار به ترتیب حدود  $2/51$  و



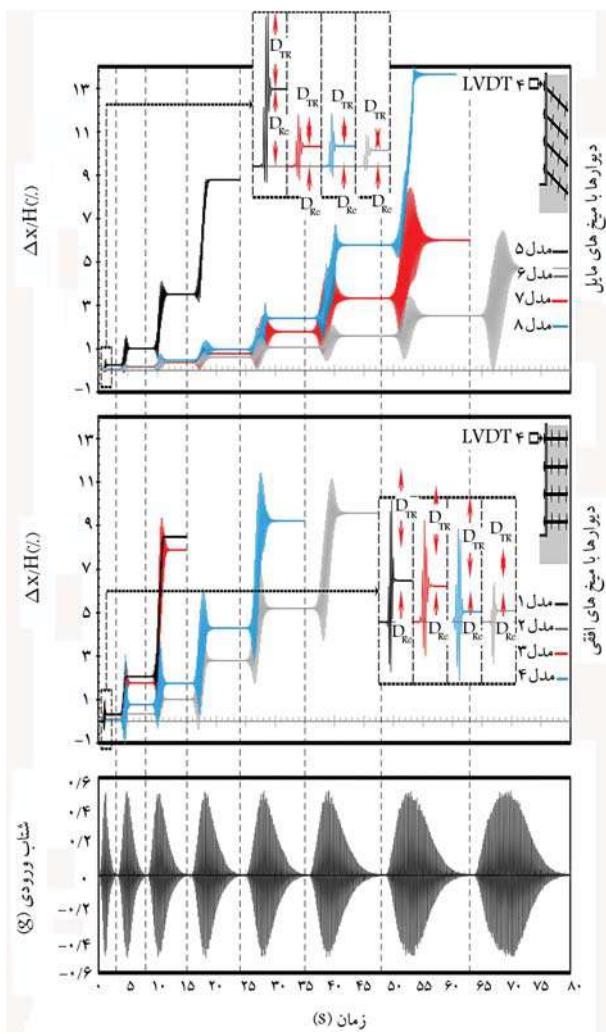
شکل ۷. پروفیل های جابه جایی افقی دیوار در مدل هایی با چیدمان مختلف میخ در پایان شبیه سازی خاکبرداری.

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 مرتبه موثرتر از افزایش طول میخ های فوقائی می باشد در حالی 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 ضعفت اندرکنش میخ های فوقائی 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 مدل 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

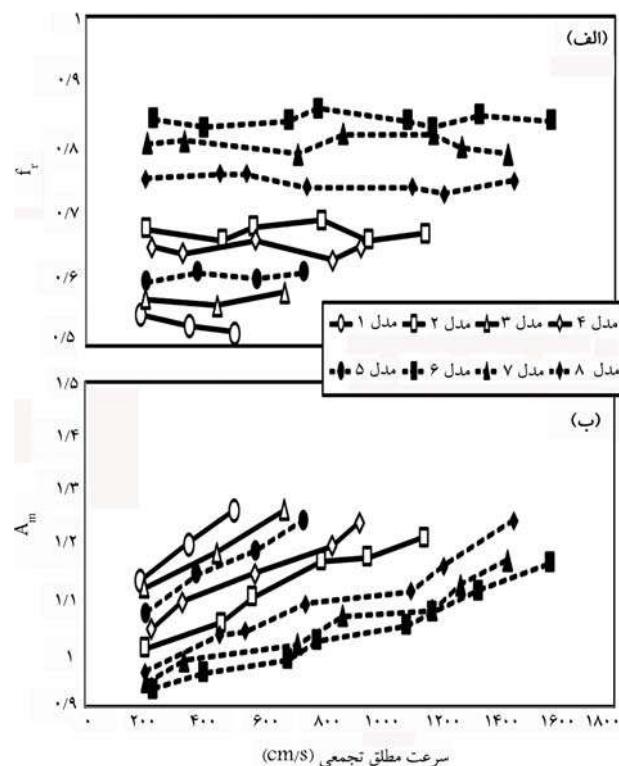


شکل ۸. تاریخچه زمانی جابه‌جایی افقی بدون بعد در تاج مدل‌ها در خلال مراحل اول تا هشتم بارگذاری.

و نهایتاً با کاهش هم زمان طول میخ در 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 به طور 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، در حالی که این موضوع در حالت نصب میخ‌های به طور مایل کاملاً بر عکس بود.

### ۲.۲.۳. جابه‌جایی روبه

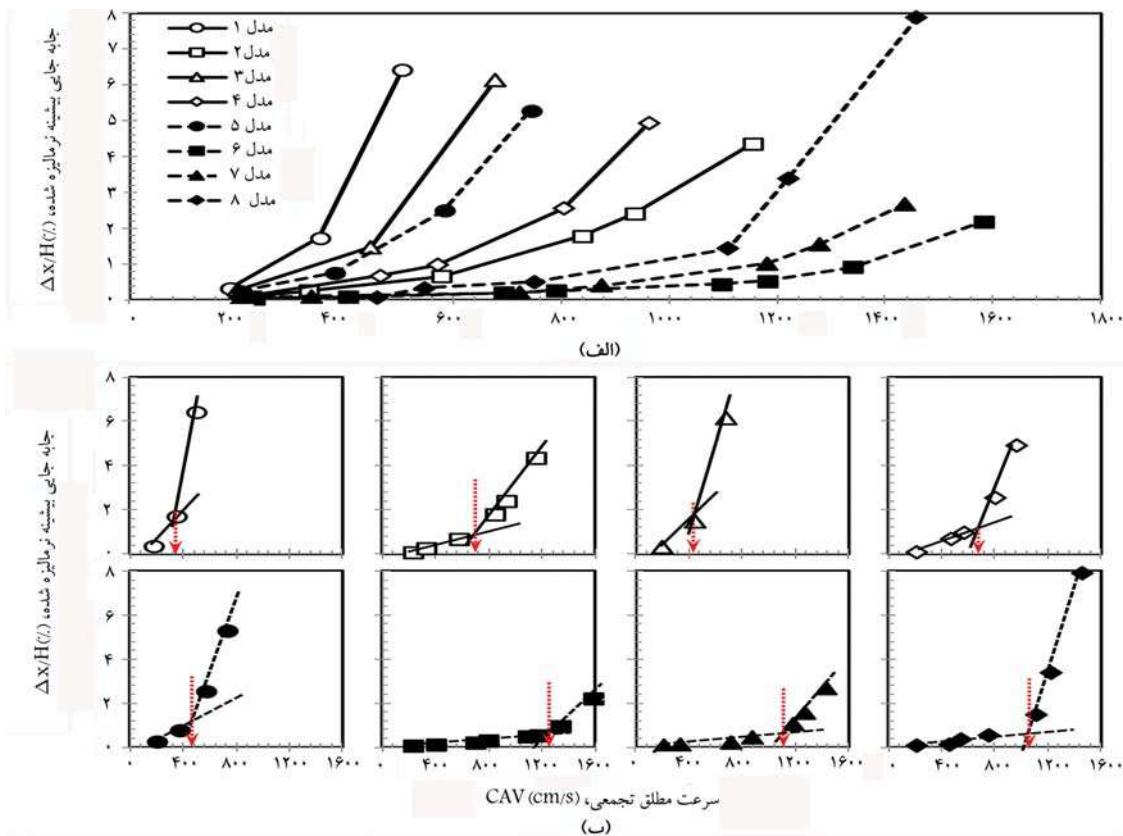
تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی در تاج دیوار در گام‌های مختلف بارگذاری در شکل ۹ نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌شود، پاسخ جابه‌جایی جانبی شامل دو بخش اصلی می‌شود: یک بخش پاسخ گذرا<sup>۶</sup> ( $D_T$ ) و یک بخش پاسخ ماندگار<sup>۷</sup> ( $D_R$ ). در گام اول بارگذاری، توزیع  $D_R$  تقریباً با  $D_T$  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  $D_R$  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 به صورت افقی در نیمه‌ی پایینی دیوار نسبت به نیمه‌ی بالایی نقش مؤثرتری بر افزایش صلابت سازه دارد. این امر که توسط یزدان‌دوست و همکاران<sup>[۳۶]</sup> 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 افزایش شتاب پایه گزارش شده است.<sup>[۳۹-۳۷, ۳۳]</sup> بنابراین می‌توان تیجه گرفت که در زلزله‌هایی با زمان تداوم 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 می‌توانند اثرات قابل توجهی بر کاهش آن داشته باشد. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، نصب میخ‌های مایل به جای میخ‌های افقی موجب شد که ضریب بزرگ‌نمایی شتاب کاهش یابد. میزان این کاهش به چیدمان میخ‌ها بستگی داشت و بیشترین کاهش در دیوارهای 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



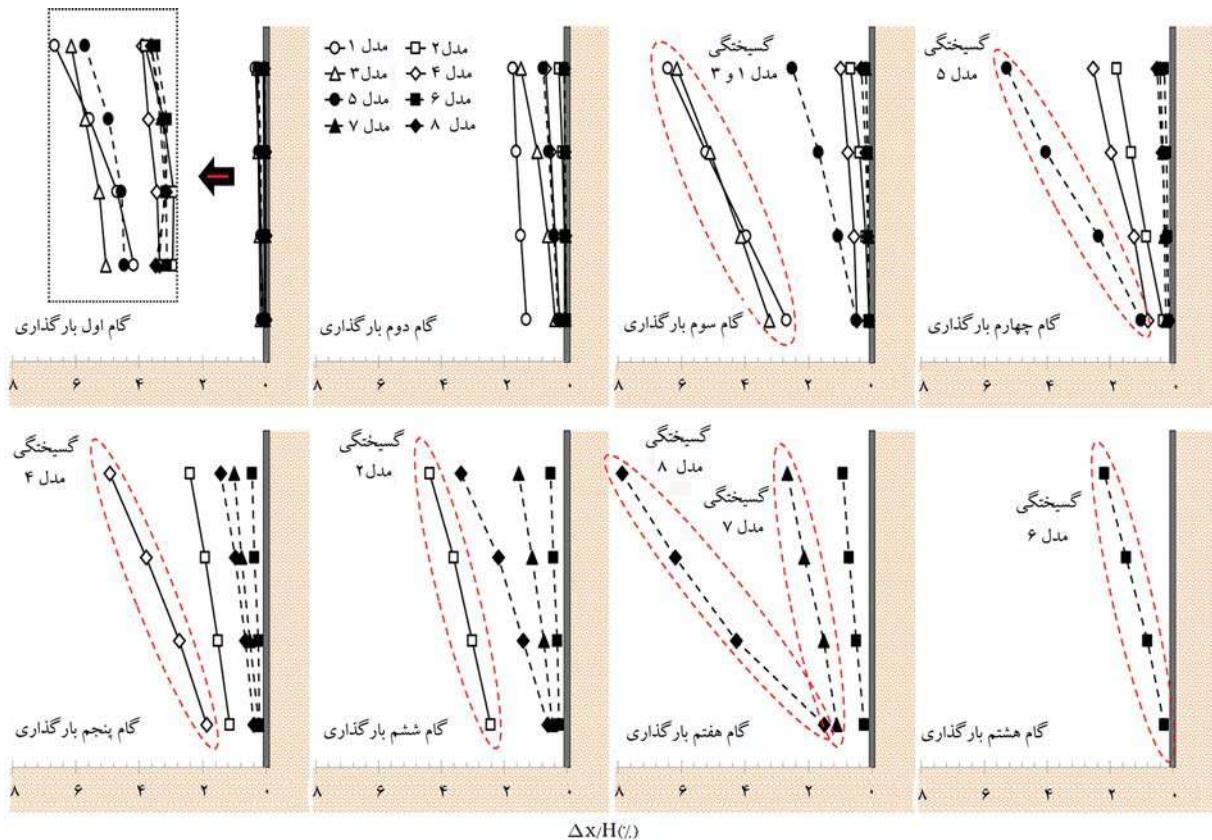
شکل ۱۵. (الف) تغییرات جابه‌جایی افقی حداکثر در مقابل سرعت مطلق تجمعی و (ب) مقادیر سرعت مطلق تجمعی متناظر با آستانه گسیختگی در هر مدل.

در حالی است که در مدل ۳ مشاهده شد که افزایش طول میخ‌های افقی در نیمه‌ی بالایی دیوار اثربخشی 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 به طور همزمان در تمام ردیف‌ها افزایش یابد. با اینکه افزایش طول میخ در تمامی ردیف‌ها نقش مهمی بر بھبود 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.<sup>[۲۰]</sup> پروفیل‌های جابه‌جایی‌های جانبی نشان می‌دهد که استفاده از میخ‌های بلندتر تنها در نیمه‌ی بالایی دیوار نیز می‌تواند راه حل مناسبی کاهش طول مورد نیاز میخ‌ها باشد، در عین حال که عملکرد مطلوب دیوار را حفظ نماید. این نوع چیدمان که به عنوان چیدمان ذوزنقه‌ای معروف است، تنها زمانی در سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی مؤثر خواهد بود که میخ‌ها به طور مایل نصب شده باشند. در حالت نصب افقی میخ‌ها، عکس این چیدمان به عنوان چیدمان بهینه مطرح است. بنابراین، می‌توان نتیجه‌گرفت 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 تسليیح گردد، درحالی که این امر در حالت نصب میخ‌های مایل کاملاً معکوس است. این یافته‌ها که برای میخ‌کوبی تزیقی نیز به دست آمده است<sup>[۲۱]</sup>، 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 میخ‌به‌طور 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 بازگذاری افزایش یافت و ورود به فاز پلاستیک و قوع باندهای برشی<sup>۸</sup> 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 کم رنگ‌تر شد. این موضوع که در (شکل ۱۵ قسمت الف) نیز به‌وضوح قابل مشاهده می‌باشد، بدان معنا است که اثر نامطلوب کاربرد میخ‌های کوتاه در عملکرد سیستم‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی را می‌توان با نصب زاویه‌دار میخ‌ها جبران نمود.

پروفیل‌های جابه‌جایی جانبی دیوار در گام‌های مختلف بازگذاری در شکل ۱۱ ارائه شده است. با مقایسه‌ی مدل‌ها مشخص شد که استفاده از رویه با سختی خمیشی کافی سبب می‌شود که توده‌ی خاک میخ‌کوبی شده به صورت یکپارچه رفتار نموده و همکاری مناسبی میان تمام ردیف‌های میخ شکل گیرد 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



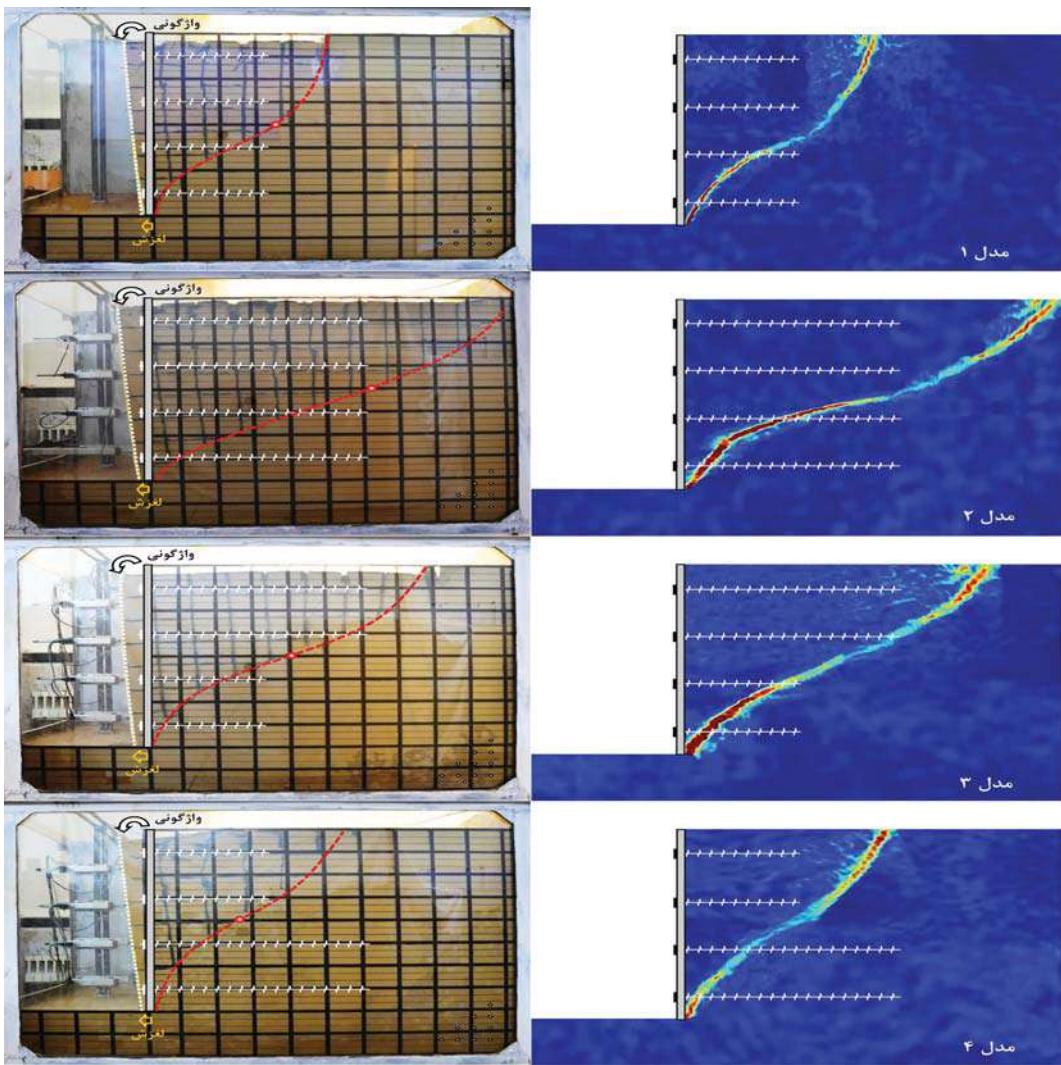
شکل ۱۱. پروفیل‌های جابه‌جایی افقی دیوار در مدل‌هایی با چیدمان مختلف میخ در گام‌های مختلف بارگذاری.

می‌دهد که کاربرد میخ‌های مارپیچی مایل یک راه حل مناسب برای افزایش مقادیر سرعت مطلق تجمعی آستانی 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 ماکریتم کاهش می‌باشد 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 به طور هم‌زمان در تمامی ردیف‌ها حاصل می‌شود، بلکه با افزایش طول میخ‌ها به صورت موضعی در برخی بخش‌های دیوار مسلح شده با میخ‌های مارپیچی نیز بدست می‌آید. اگرچه که افزایش طول میخ‌ها به صورت موضعی به هر صورتی که باشد نهایتاً پایداری دیوار را افزایش می‌دهد، اما برای دیوارها با میخ افقی، کاربرد میخ‌های بلندتر در نیمه‌ی پائینی دیوار بهترین گرینه بوده و در دیوارهایی با میخ مایل استفاده از میخ بلندتر در نیمه‌ی بالایی دیوار مؤثرتر است.

### ۳.۲.۳. سطح 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 خراپی 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 مشبت همچنین در حالت نصب میخ‌های بلندتر افقی در پایین دیوار و میخ‌های بلندتر مایل در بالای دیوار نیز مشاهده شد (شکل ۱۵ 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 تسیلیم ( $a_{y0}$ ) یک پارامتر مهم در این روش‌ها می‌باشد که تخمین دقیق آن می‌تواند در اعتباریخسی به نتایج بسیار مؤثر باشد. این پارامتر معمولاً با استفاده از نمودار جابه‌جایی ماکریتم ( $(\Delta x/H)_{max}$ ) بر حسب شتاب بیشینه زمین (PGA) قابل تعیین است.<sup>[۲۰]</sup> در این روش، نقطه‌ی تغییر شیب منحنی جابه‌جایی حداکثر در مقابل شتاب بیشینه زمین به عنوان شتاب ورودی تسیلیم انتخاب می‌شود. مطالعات نشان داده است که شتاب ورودی تسیلیم به عواملی نظیر هندسه‌ی سازه و مشخصات خاک وابسته است. با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه که توسط هانگ و همکاران<sup>[۲۱]</sup> و بیزان دوست<sup>[۲۲]</sup> انجام گرفت، مشخص شد که کاربرد میخ‌های تزریقی مایل و بلند سبب افزایش شتاب ورودی تسیلیم می‌گردد. از آنجا که زمان تداوم برآهای لرزه‌ای یکی از عوامل اصلی خراپی سازه‌ها است، در این مطالعه تلاش شد که مقدار سرعت مطلق تجمعی ( $CAV_y$ ) متناظر با آستانه گسیختگی در هر مدل تعیین گردد. جهت تخمین مقادیر سرعت مطلق تجمعی در آستانه گسیختگی ( $CAV_y$ ) در مدل‌ها، منحنی‌های جابه‌جایی ماکریتم ( $(\Delta x/H)_{max}$ ) در مقابل سرعت مطلق تجمعی ( $CAV_y$ ) برای هر مدل به طور جداگانه ترسیم شد که در شکل ۱۵ قسمت ب) ارائه شده است. در تمامی مدل‌ها می‌توان یک رابطه‌ی دوخطی میان جابه‌جایی ماکریتم و سرعت مطلق تجمعی مشاهده نمود. بر اساس نمودارهای به دست آمده مشخص شد که مدل‌های تسیلیح شده با میخ‌های مایل، بزرگتری نسبت به مدل‌های مسلح با میخ‌های افقی دارند. این امر نشان



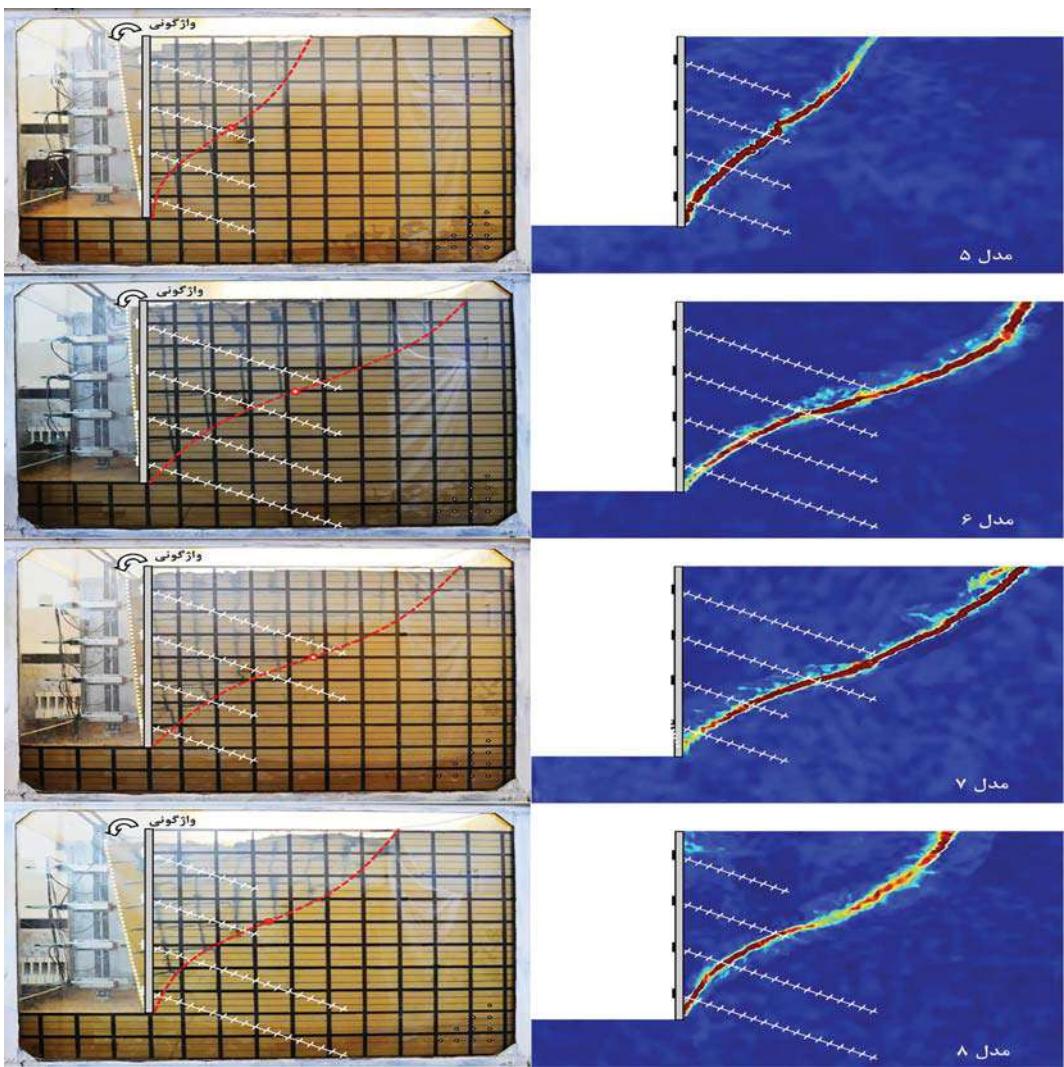
شکل ۱۲. مکانیزم گسیختگی و مدهای تغییرشکل برای مدل‌ها با میخ‌های افقی.

جانبی قابل توجهی در توده‌ی مسلح شده 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 تأمین شده توسط مکانیزم مهاری 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.

نیز برای دیوار با میخ‌های تزییقی به ترتیب تحت شرایط ۱۶ و ۲۰ و وستیک [۲۱] نیز برای دیوار با میخ‌های تزییقی در شکل ۱۴ نشان داده شده است. به منظور بررسی دقیق تر سطوح خرابی، هندسه‌ی شماتیک Ng گزارش شده است. به نیمه‌ی فوقانی سبب انسجام 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) در جهت رو به بالا عمل می‌کنند. این امر به عنوان حالت گسیختگی مقاوم با اصطکاک دیوار منفی (–۶) شناخته می‌شود و می‌تواند مشابه با آنچه که در نیمه‌ی پایین دیوارهای این مطالعه مشاهده گردید، سبب شکل‌گیری یک سطح گسیختگی محدب در خاکریز گردد.

شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان می‌دهند که هندسه مکانیزم گسیختگی در دیوار مسلح شده با میخ‌های مارپیچی یعنی موقعیت نقطه‌ی عطف سطح گسیختگی

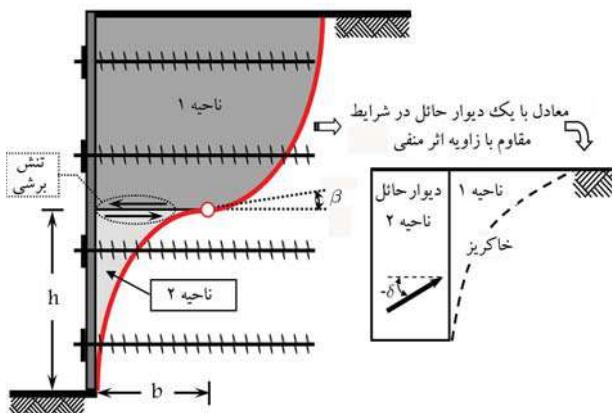
میخ‌کوبی شده مطابقت دارد.<sup>[۲۱]</sup> این امر می‌تواند به سختی خشنی کافی رویه نسبت داده شود که موجب شد توده‌ی خاک مسلح به طور یکپارچه عمل نماید و همکاری مطلوبی میان تمامی ردیف‌های میخ اتفاق افتد تا پایداری دیوار تامین گردد. مقایسه‌ی مدل‌ها نشان داد که علیرغم چیدمان‌ها و زاویه‌ی نصب مختلف میخ‌ها، الگوی گسیختگی در تمام مدل‌ها یکسان است. این الگو مشتمل از یک گوه گسیختگی می‌باشد که توسط یک سطح سهمی شکل با نقطه‌ی عطف مشخص از بخش پایدار دیوار جدا می‌گردد. چنین الگویی توسط یزدان دوست<sup>[۲۲]</sup> و توفنگچیان و وستیک<sup>[۲۱]</sup> نیز برای دیوار با میخ‌های تزییقی به ترتیب تحت شرایط ۱۶ و ۲۰ گزارش شده است. به منظور بررسی دقیق تر 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 بیرون‌کشیدگی شان در قالب یک مکانیزم مهاری<sup>۹</sup> عمل می‌کنند (ناحیه ۲). همانطور که در آخرین گام بارگذاری مشاهده شد، با ادامه‌ی بارگذاری و فرا رسیدن حد ظرفیت بیرون‌کشیدگی این میخ‌ها، جابه‌جا بی



شکل ۱۳. مکانیزم گسیختگی و مدهای تغییرشکل برای مدل‌ها با میخ‌های مایل.

(b) و کاهش زاویه‌ی  $\beta$  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 گسترش‌تر شدن سطح گسیختگی شد که البته شدت این گسترش نسبت به حالت افزایش طول میخ‌در تمامی ردیف‌ها سیار کمتر بود. جالب توجه است که در حالت افزایش زاویه‌ی نصب میخ‌ها، تغییرات هندسی کاملاً بر عکس 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 نقطه 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 تغییرشکل‌های 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 مسلح شده با میخ‌های مارپیچی تأثیرگذار است. همچنین، سختی خششی 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 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 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 نقطه 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

استفاده از میخ‌های مارپیچی می‌تواند راهکار مناسبی برای کاهش جابه‌جا‌بی دیوار باشد.

#### ۴. نتیجه‌گیری

در این مطالعه، آزمایش‌های میزبرده ۱g بر روی مدل‌های دیوارهای مسلح شده با میخ‌مارپیچی صورت گرفت تا اثرات زاویه‌ی نصب و چیدمان میخ‌ها بر عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خاک مسلح شده با میخ‌های مارپیچی ارزیابی شود. هشت مدل با مقیاس ۱:۱۰ 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 اتفاقه‌های کمی و کیفی حاصل گردد که در ادامه به بررسی‌ترین آن‌ها اشاره شده است:

۱. نتایج نشان داد که افزایش طول و زاویه نصب میخ موجب کم رنگ ترشدن تغییرات محتوا‌ی فرکانسی می‌شود. این در حالی است که در این میان، نقش زاویه نصب مشهودتر است.

۲. کاهش زاویه نصب میخ‌ها موجب پربرگ‌تر شدن افت فرکانس پاسخ گردید. با افزایش طول میخ‌ها از ۵H<sup>۰</sup>، این کاهش تقریباً دو برابر شد. این اختلاف نشان می‌دهد که در حالت استفاده از میخ‌های مارپیچی بلندتر، فرکانس طبیعی بیشتر به تغییرات زاویه نصب میخ‌ها وابسته است.

۳. مشخص شد که برخلاف دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مایل، در دیوارها با میخ‌های افقی، میخ‌های نصب شده در نیمه‌ی تحتانی نسبت به میخ‌های نیمه‌ی فوقانی نقش بررسی‌تری در بهبود صلابت سازه دارند.

#### پابنوشت‌ها

1. Soil Nailing
2. New Austrian Tunnelling Method
3. Helical Nails
4. Pull-out Resistance
5. Cumulative Absolute Velocity (CAV)
6. Transient
7. Residual
8. Shear Bands
9. Anchoring Mechanism

#### (References) منابع

1. Kovari, K., 2003. History of the sprayed concrete lining method-part II: milestones up to the 1960s. *Tunnelling and underground space technology*, 18(1), pp. 71-83. doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00006-3.
2. Rabejac, S. and Toudic, P., 1974. Construction d'un mur de soutien 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 pull-out 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 Saber-mahani, 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 Grou, 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.geotexmem.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.geotexmem.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 رووی (دانشجوی دکتری)

رضاءورزاد \* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه نوشیروانی بال

مهمنگی: مهندسی عمران شریف، (همایش ۱۴۰) دوری ۱۳۹، شماره ۱، صص. ۱۶۹-۱۸۵، پایا داشت و فی

در سال‌های اخیر، مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک در زمینه‌های مختلفی نظریه‌پایداری شیروانی‌ها، پشت ریز دیوارهای نگهبان و مواد زهکشی در لندفلیل‌ها رواج یافته است. در این پژوهش، آزمایش سه محوری زهکشی نشده استاتیکی و دوره‌ای بر روی مخلوط ماسه با بلسر و خرده‌های لاستیک (با اندازه ۱ الی ۸ میلی‌متر) انجام گردید. تأثیر پارامترهایی نظریه 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 نشار 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.

## ۱. مقدمه

یکی از علل اصلی خسارت و خرابی‌های واردہ 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.<sup>[۱]</sup> از عوامل موثر بر پدیده روانگرایی می‌توان به تراز آب زیرزمینی، نوع خاک، تراکم نسبی، شکل ذرات و ... اشاره کرد. با وجود این که عمل وقوع پدیده روانگرایی به طور کامل در جوامع علمی پرسی شده است، اما همچنان مسائل بسیاری همچون چگونگی نمود حفاظت در برابر آن وجود دارد. بسیاری از پژوهشگران در سال‌های اخیر از مدل‌سازی فیزیکی مانند میزله و آزمایش سانتریفیو 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،

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۷/۳/۱۴۰۲، اصلاحیه ۱۰/۴/۱۴۰۲، پذیرش ۱۵/۵/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

رووی، مسعود و نورزاد، رضا، ۱۴۰۳. بررسی رفتار استاتیکی و دوره‌ای زهکشی نشده مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک. مهندسی عمران شریف، ۱۱(۴۰)، صص. ۱۴۹-۱۵۸.

DOI:10.24200/J30.2023.62453.3226

به سه دسته کلی تقسیم می‌شوند:

شروعتمداری 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.<sup>[۲۱-۲۴]</sup> 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.<sup>[۲۵]</sup> 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 حفظه‌ای 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 با بلسر استفاده شده است که ویژگی‌های آن و منحنی دانه‌بندی آن طبق استاندارد D ۴۲۲ AADTM<sup>[۲۶]</sup>، به ترتیب در جدول ۱ و شکل ۱ نشان داده شده است. بر اساس سیستم رده‌بندی متحده، ماسه با بلسر از نوع ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده (SP) می‌باشد. به منظور تسلیع خاک، از خرده‌های لاستیک بازیافتی (۵، ۱۰، ۲۰، ۳۰ درصد وزنی) استفاده می‌شود. خرده‌های لاستیک، ذرات حاصل از خرد و آسیاب کردن تایرهای فرسوده اتمیل‌ها 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 ASTMD ۴۲۵۳<sup>[۲۷]</sup> و آزمایش تعیین وزن مخصوص کمینه مطابق استاندارد ASTMD ۴۲۵۴<sup>[۲۸]</sup> 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.

نمونه	وزن مخصوص (G <sub>e</sub> )	نسبت پوکی (e <sub>max</sub> )	کمینه (e <sub>min</sub> )	بیشینه (e <sub>max</sub> )
ماسه خالص	۰/۸۰۴	۰/۵۳۴	۲/۶۷	
خرده لاستیک٪۵	۰/۷۶۲	۰/۵۱۸	۲/۵۱	
خرده لاستیک٪۱۰	۰/۷۱	۰/۴۶۶	۲/۳۶	
خرده لاستیک٪۲۰	۰/۵۸۴	۰/۳۳۸	۲/۰۶	
خرده لاستیک٪۳۰	۰/۴۳۱	۰/۱۹۸	۱/۷۶	

۱. تراشه لاستیک (تکه‌های لاستیک در اندازه ۰/۰۵ تا ۲ اینچ):

۲. خرده لاستیک (تکه‌های لاستیک در اندازه ۲ تا ۱۲ اینچ):

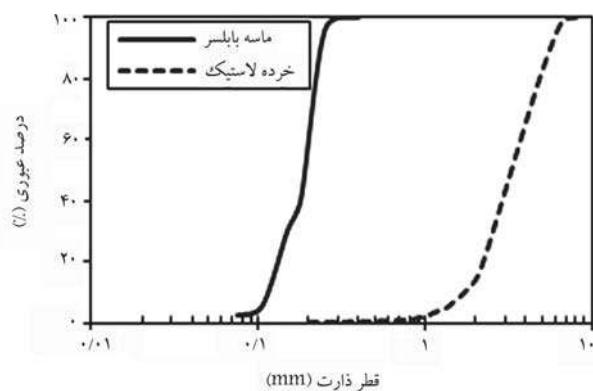
۳. مشتقات خرده لاستیک (هر درصد ترکیبی از تراشه و خرده لاستیک که در

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 انعطاف‌پذیر تغییر می‌دهد.<sup>[۷]</sup> به عنوان اولین پژوهش‌ها در زمینه استفاده از خرده لاستیک در کارهای ثروتکنیکی می‌توان به پژوهش‌های ماهر و گرای<sup>[۸]</sup>، ادیل<sup>[۹]</sup>، احمد و لاول<sup>[۱۰]</sup>، بوسچر و همکاران<sup>[۱۱]</sup>، فوز و همکاران<sup>[۱۲]</sup> 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 درصد های وزنی گوناگون مخلوط ماسه و خرده لاستیک انجام دادند که می‌توان به پژوهش‌های یانگ و همکاران<sup>[۱۳]</sup>، یوای و برگادو<sup>[۱۴]</sup>، زونبرگ و همکاران<sup>[۱۵]</sup>، گوتلند و همکاران<sup>[۱۶]</sup>، ونکاتاپا و داتا<sup>[۱۷]</sup>، آتم<sup>[۱۸]</sup> و نورزاد و روشنی<sup>[۱۹]</sup> احمد و همکاران<sup>[۲۰]</sup> اشاره کرد. در سال‌های اخیر، پژوهشگران به بررسی روانگرایی مخلوط ماسه و خرده لاستیک پرداختند (اکاموتو و همکاران<sup>[۲۱]</sup>، پروپوتانکون و همکاران<sup>[۲۲]</sup>، زو و وانگ<sup>[۲۳]</sup>، شریعتمند و همکاران<sup>[۲۴]</sup>، آماتا و همکاران<sup>[۲۵]</sup>، نیکیتاس و همکاران<sup>[۲۶]</sup>). کلاواتا 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 مقادیر کمتر از ۵۰ درصد حجمی خرده لاستیک، روانگرایی رخ می‌دهد، در صورتی که برای مخلوط ماسه و خرده لاستیک با مقادیر بالای ۵۰ درصد حجمی خرده لاستیک روانگرایی بهوضوح مشاهده نمی‌شود.<sup>[۲۷]</sup> 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 حفظه‌ای اضافه در مخلوط ماسه و خرده لاستیک می‌شود.<sup>[۲۸]</sup> سنتن 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.<sup>[۲۹]</sup> لی و همکاران به کمک آزمایش ستون تشید 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 جانبه 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.<sup>[۳۰]</sup> برخی از تحقیقات مانند تحقیق



شکل ۳. مخلوط ماسه و خردہ لاستیک.

است. در همین راستا، در پژوهش حاضر به منظور رسیدن به نمونه‌های همگن از روش کوبش مرطوب<sup>۳</sup> استفاده شد. به این منظور،<sup>۴</sup> درصد وزنی مخلوط ماسه و خردہ لاستیک، آب به نمونه‌ها اضافه گردید. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، افزودن آب موجب ایجاد نمونه‌های همگن از مخلوط ماسه و خردہ 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 جداسدگی 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. ارتقای لایه‌های متراکم شده با استفاده از کولیسی رقیمی با دقیقت 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 کج شدگی و خروج از مرکزیت نمونه، مقدار کمی مکش در حدود ۱۰ تا ۱۵ کیلوپاسکال به نمونه اعمال می‌شود. پس از پر نمودن آب داخل سولو، برای حذف خلاه اعمالی، فشار داخلی سولو تا ۱۵ کیلوپاسکال (برای تمام نمونه‌ها) افزایش می‌یابد. برای اشباع سازی نمونه‌ها، گاز دی‌اکسید کربن به مدت یک ساعت و سپس آب مقطر عاری از هوا از نمونه‌ها عبور داد می‌شود. در مرحله بعد، برای اشباع سازی 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 ۱۰۵ 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 ۱۰ کیلوپاسکال استفاده شد و بارگذاری روی تمامی نمونه‌ها از نوع کنترل تنش با ۲۵CSR = ۱ هرتز است. پس از انجام آزمایش‌های



شکل ۱. دانه‌بندی ماسه و خرده‌های لاستیک.



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<sup>۱</sup> متعلق به آزمایشگاه ژوتونکنیک لرزه‌ای دانشگاه صنعتی نوشیروانی با بل مطابق با استاندارد ASTM D۷۲۸۱<sup>[۲۵]</sup> و برای آزمایش‌های دینامیکی از دستگاه سه محوری دینامیکی متعلق به شرکت مواد ساخت آزما ویستا<sup>۲</sup> (GMTM) مطابق با استاندارد ASTM D۳۱۱<sup>[۲۶]</sup> استفاده گردید. شمای کلی دستگاه سه محوری استاتیکی و دینامیکی استفاده شده در این پژوهش به ترتیب در شکل ۲ نشان داده شده است.

## ۲.۳. نمونه‌سازی و نحوه انجام آزمایش

از آنچاکه 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 مدنظر قرار گرفت.

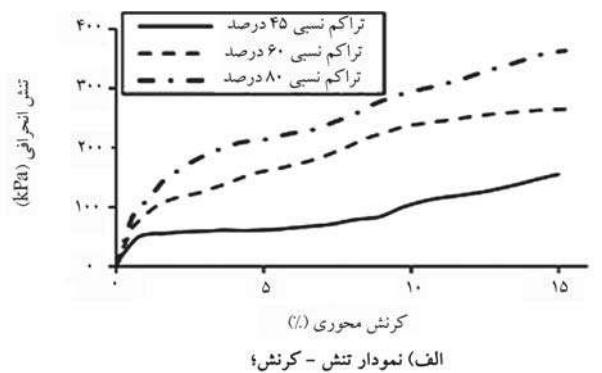
ساخت نمونه همگن در آزمایش‌های سه محوری از اهمیت ویژه‌ای برخوردار

### ۳. نتایج

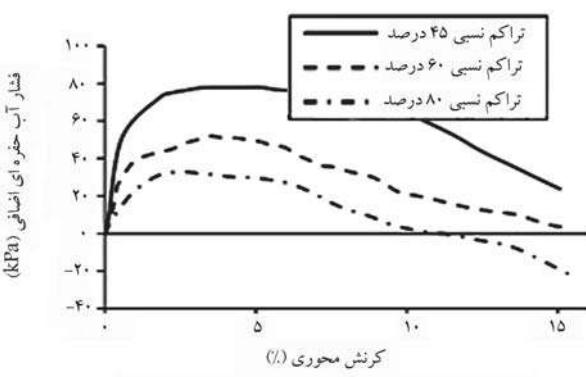
#### ۱. آزمایش سه محوری استاتیکی

به منظور بررسی میزان اثربخشی خردهای لاستیک بر رفتار ماسه و در شرایط زهکشی نشده، آزمایش‌های سه محوری استاتیکی بر روی مخلوط ماسه و خردهای لاستیک در میزان خردهای 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 با بلسر 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 خردهای لاستیک تأثیرگذار است. برای ماسه با بلسر و مخلوط ماسه با خردهای لاستیک، با افزایش تراکم نسبی، تنش انحرافی افزایش می‌یابد. همچنین، با افزایش تراکم نسبی، اتساع افزایش می‌یابد و انتقال فاز در کرنش محوری پایین تری اتفاق می‌افتد.

در شکل ۶ (قسمت الف) تأثیر افزودن خردهای لاستیک به مقاومت برشی

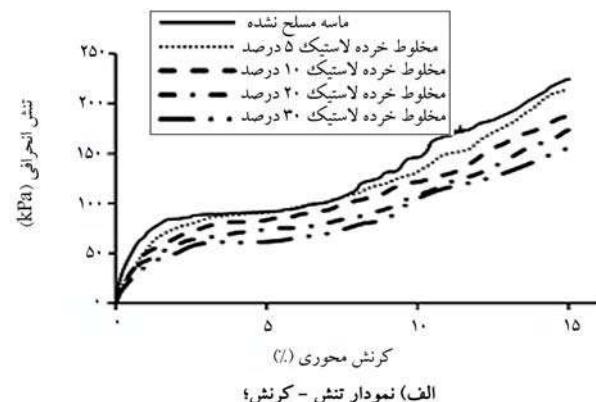


الف) نمودار تنش - کرنش؛

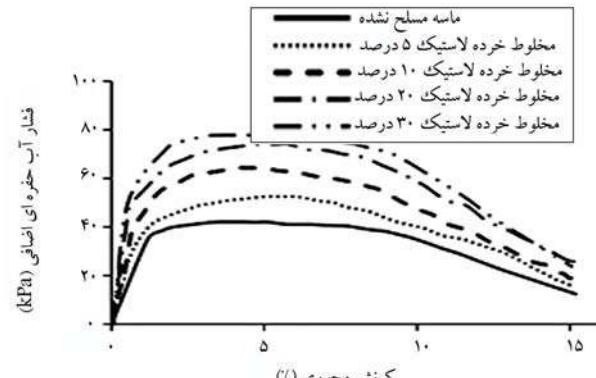


ب) نمودار فشار حفره‌ای اضافی در برابر کرنش محوری.

شکل ۵. آزمایش سه محوری استاتیکی زهکشی نشده بر روی مخلوط ماسه با ۳۰ درصد خرده لاستیک.



الف) نمودار تنش - کرنش؛



ب) نمودار فشار حفره‌ای اضافی در برابر کرنش محوری.

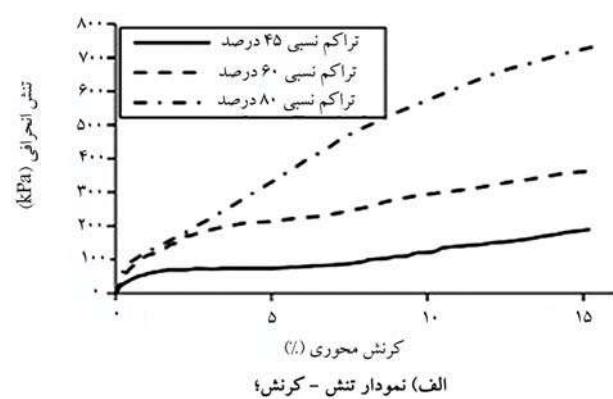
شکل ۶. آزمایش سه محوری استاتیکی زهکشی نشده بر روی مخلوط ماسه و خرده لاستیک.

استاتیکی و دوره‌ای بر روی نمونه‌ها، اصلاحات مربوط نفوذ غشا، نیرو و سطح بارگذاری در محاسبات اعمال می‌شود.

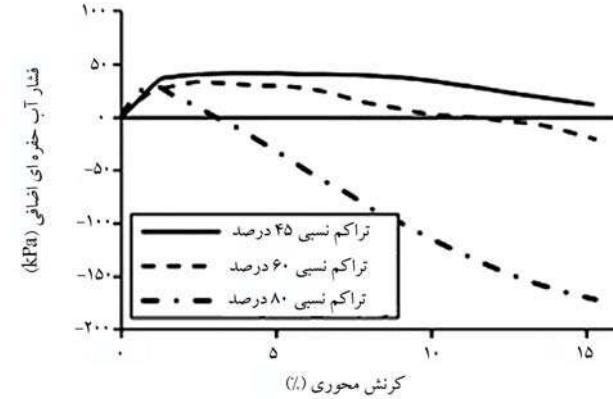
#### ۲. آزمایش سه محوری استاتیکی

به منظور بررسی میزان اثربخشی خردهای لاستیک بر رفتار ماسه و در شرایط زهکشی نشده، آزمایش‌های سه محوری استاتیکی بر روی مخلوط ماسه و خردهای لاستیک در میزان خردهای 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 با بلسر 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 خردهای لاستیک تأثیرگذار است. برای ماسه با بلسر و مخلوط ماسه با خردهای لاستیک، با افزایش تراکم نسبی، تنش انحرافی افزایش می‌یابد. همچنین، با افزایش تراکم نسبی، اتساع افزایش می‌یابد و انتقال فاز در کرنش محوری پایین تری اتفاق می‌افتد.

در شکل ۶ (قسمت الف) تأثیر افزودن خردهای لاستیک به مقاومت برشی



الف) نمودار تنش - کرنش؛



ب) نمودار فشار حفره‌ای اضافی در برابر کرنش محوری.

شکل ۴. آزمایش سه محوری استاتیکی زهکشی نشده بر روی ماسه با بلسر.

جدول ۲. خلاصه پژوهش‌های قبلی بر روی ویژگی‌های مخلوط ماسه و خرده لاستیک.

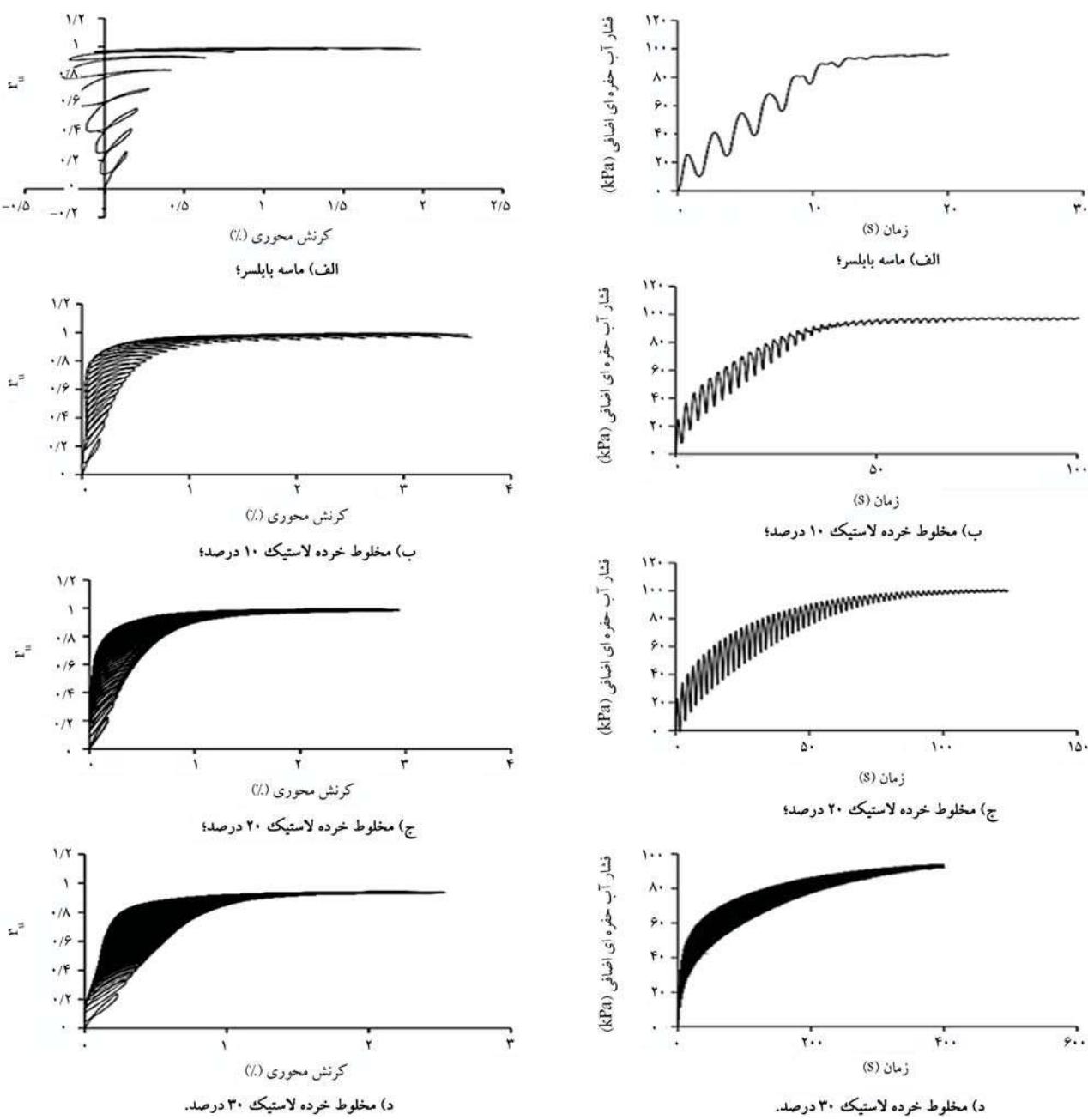
پژوهشگران	مقدار اتساع	مقدار مقاومت برشی	نحوه بیشینه	نحوه اتساع
بیوای و برگادو [۱۴]	-	۱۱/۶	کاهش	-
شیخ [۲۷]	-	۴,۶/۵	کاهش	-
کاواتا [۲۷]	-	۱/۶۵	کاهش	-
مشیری [۲۸]	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش	۲۲	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش
روزنبرگ [۱۵]	تا ۳۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۳۰ درصد کاهش	۳۱/۷۵, ۶۳/۵	کاهش	مدھوسوندھان [۳۸]
روحانی فر [۳۹]	تا ۲۰ درصد خرده لاستیک افزایش، بیشتر از ۲۰ درصد کاهش	۱۸	کاهش	-
ردی [۴۰]	-	۴۴	کاهش	ستن آمونتن [۲۹]
لی [۴۱]	کاهش	۳	کاهش	-
پژوهش حاضر	کاهش	۱۰	کاهش	-
	کاهش	۱۴	کاهش	-

می‌توان مشاهده کرد که با افزایش اندازه متوسط خرده‌های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه تا حدود ۱۸، ذرات خرده لاستیک موجب افزایش مقاومت برشی ماسه نمی‌شوند و برای اندازه خرده لاستیک‌های بزرگ‌تر از این نسبت، تا حدود نسبت وزنی ۲۵ الی ۳۰ درصد خرده‌های لاستیک به ماسه، خرده‌های لاستیک موجب افزایش مقاومت برشی و اتساع می‌شوند و با افزایش این نسبت وزنی، مقاومت برشی مخلوط ماسه و خرده لاستیک کاهش می‌یابد. عملت این امر را می‌توان به تماس ذرات ماسه با ماسه، ماسه با خرده‌های لاستیک و خرده‌های لاستیک با یکدیگر نسبت داد. با افزایش نسبت وزنی خرده‌های لاستیک در ماسه، به تدریج تماس ذرات ماسه با خرده‌های لاستیک افزایش می‌یابد، به طوری که در نسبت وزنی حدود ۲۵ الی ۳۰ درصد، تماس ذرات ماسه با خرده‌های لاستیک به مقدار حداقل خود می‌رسد و در این نسبت وزنی بیشترین مقاومت برشی را از خود نشان می‌دهد.

ماسه در تراکم نسبی ۸۰ درصد مشاهده می‌شود. همان‌طور که نشان داده شده است، مقاومت زهکشی نشده ماسه با افزودن خرده‌های لاستیک به آن کاهش می‌یابد. به عنوان مثال، در نمونه با خرده‌های لاستیک به میزان ۲۰ درصد، مقدار تشی بیشینه به میزان حدود ۲۵ درصد نسبت به ماسه خالص کاهش یافته است. همچنین، با افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه اتساع کاهش می‌یابد (شکل ۶ قسمت ب). این نتایج با پژوهش صورت گرفته توسط شریعتمداری [۴۲] انباط خوبی دارد. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که افزودن خرده‌های لاستیک به ماسه موجب نرم‌شدگی و کاهش مقاومت برشی ماسه می‌شود. کاهش در میزان اتساع مخلوط ماسه و خرده لاستیک به دلیل وجود خرده‌های لاستیک در میان ذرات ماسه می‌باشد. خرده‌های لاستیک به دلیل رفتار ارتجاعی در هنگام بازگذاری، تغییرشکل زیادی از خود نشان می‌دهند و همین موضوع موجب کاهش اتساع مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک می‌شود. همچنین، با افزودن میزان خرده‌های لاستیک در ماسه از مقدار ۵ الی ۳۰ درصد، کاهش در مقاومت و اتساع بهوضوح مشهود می‌گردد.

در جدول ۲ می‌توان نتایج پژوهش‌های قبلی با نسبت‌های گوناگون اندازه متوسط خرده‌های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه را مشاهده کرد. همان‌طور که در جدول ۲ مشاهده می‌شود، نسبت اندازه متوسط خرده‌های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه بر رفتار مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک تأثیر می‌گذارد. با افزایش نسبت اندازه متوسط خرده‌های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه، درگیری و قفل و بست ذرات خرده لاستیک با ماسه بیشتر می‌شود و خرده‌های لاستیک عملکرد بهتری به عنوان تسليح کمنده از خود نشان می‌دهند. با افزایش نسبت اندازه متوسط خرده‌های لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه، مقاومت برشی و اتساع مخلوط ماسه و خرده‌های لاستیک افزایش می‌یابد. همچنین، در جدول ۲

شکل ۷ به ترتیب فشار آب حفره‌ای اضافی بر حسب زمان را برای ماسه، مخلوط خرده لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نشان می‌دهد. همان‌طور که از شکل



شکل ۸. نسبت  $r_{uu}$  – کرنش محوری.

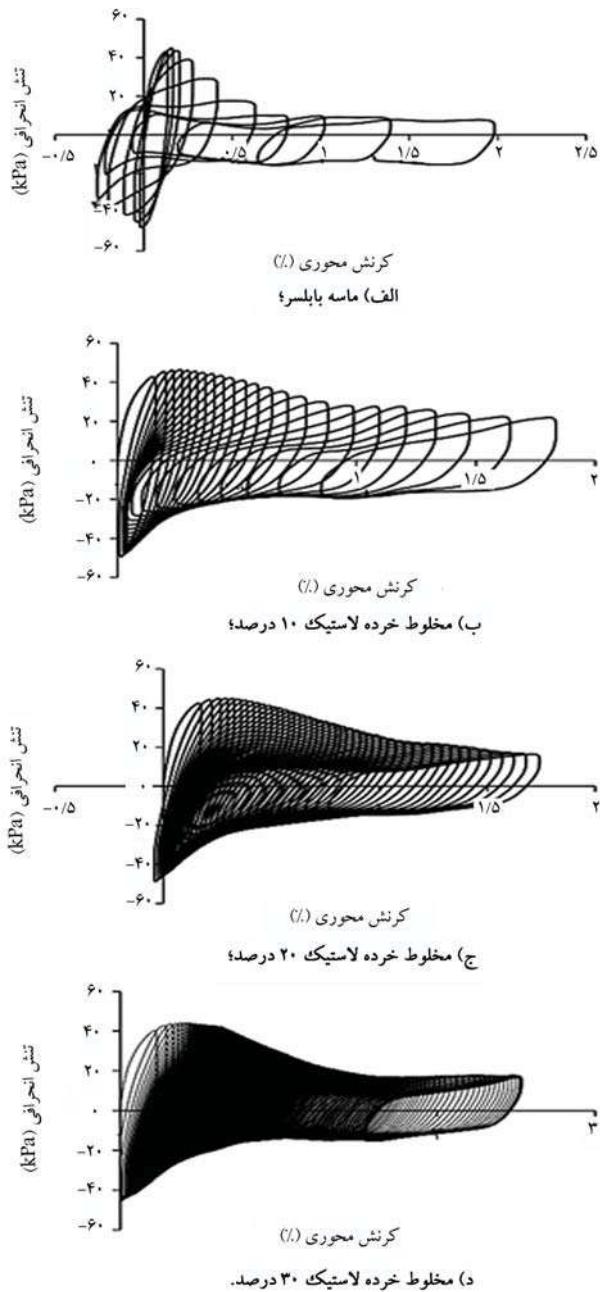
را برای ماسه، مخلوط خرد لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نشان می‌دهد. می‌توان مشاهده کرد که نسبت فشار آب حفره‌ای در ماسه بابلسر در کرنش محوری حدود ۶/۰ درصد روی می‌دهد، درحالی‌که برای مخلوط ماسه و خرد لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد در حدود ۹/۱، ۱/۱ و ۱/۳ درصد اختلاف می‌افتد. بنابراین، وجود خرده‌های لاستیک به دلیل طبیعت انعطاف‌پذیری موجب افزایش مقادیر خرد لاستیک، کرنش محوری برای شروع روانگرایی می‌شود. همچنین، با افزایش مقادیر خرد لاستیک، خرده‌های لاستیک به ماسه، تعداد سیکل‌های لازم برای وقوع روانگرایی افزایش می‌یابد.

در شکل ۹ به ترتیب مقدار  $r_u$  (نسبت فشار آب حفره‌ای) بر حسب کرنش محوری

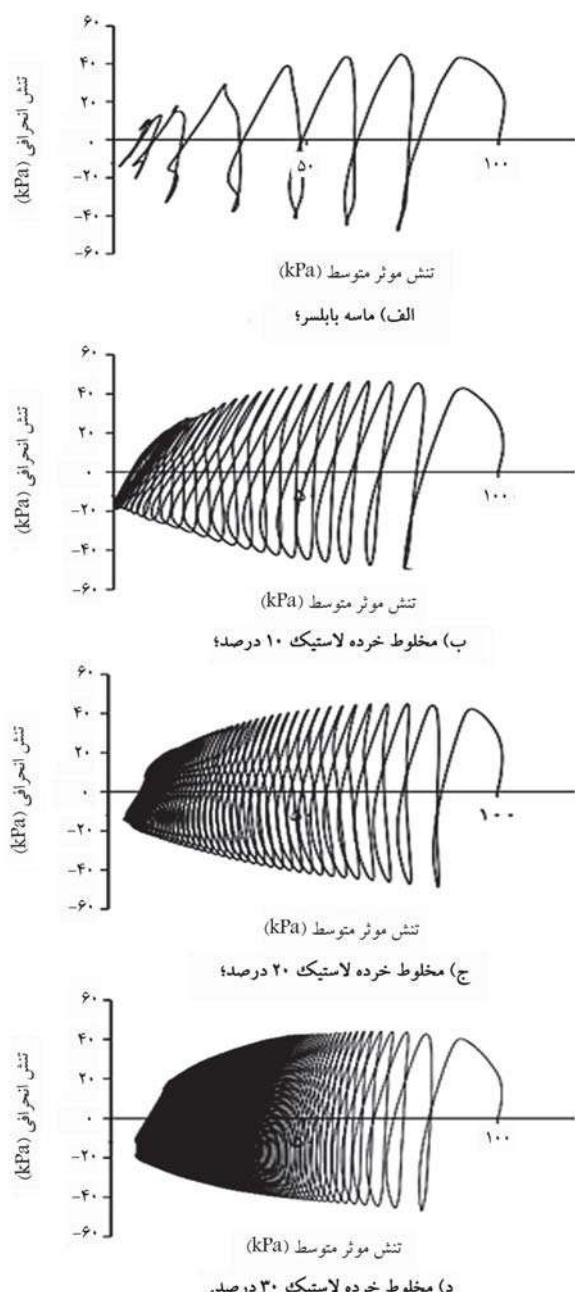
شکل ۷. نمودار فشار آب حفره‌ای اضافی - زمان.

نشان داده شده است، به طورکلی فشار آب حفره‌ای با افزایش تعداد سیکل‌ها افزایش می‌یابد. با مقایسه این شکل‌ها می‌توان مشاهده کرد که در يك 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، درحالی که برای نمونه‌های مخلوط ماسه و خرد لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ 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  $r_u$  (نسبت فشار آب حفره‌ای) بر حسب کرنش محوری



شکل ۱۰. تنش انحرافی - کرنش محوری.



با مشاهده این شکل می‌توان نتیجه گرفت که افزودن خردۀ‌های لاستیک به ماسه به دلیل تغییرشکل پذیر بودن خردۀ‌های لاستیک، موجب کاهش سختی و افزایش شکل‌پذیری ماسه می‌شود. همچنین، با افزایش میران خردۀ‌های لاستیک در ماسه، کاهش سختی بیشتری در مخلوط ماسه و خردۀ‌های لاستیک مشاهده می‌گردد. این نتایج با پژوهش‌های قضاوی<sup>[۲۱]</sup> و دینگ<sup>[۲۲]</sup> [۲۳] انباطخ خوبی دارد. این پژوهشگران دریافتند که با افزودن خردۀ‌های 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 خردۀ لاستیک به ذرات ماسه بر رفتار دوره‌ای مخلوط ماسه و خردۀ لاستیک اثر می‌گذارد. به دلیل آنکه ذرات ماسه غیر اعطاف‌پذیر و

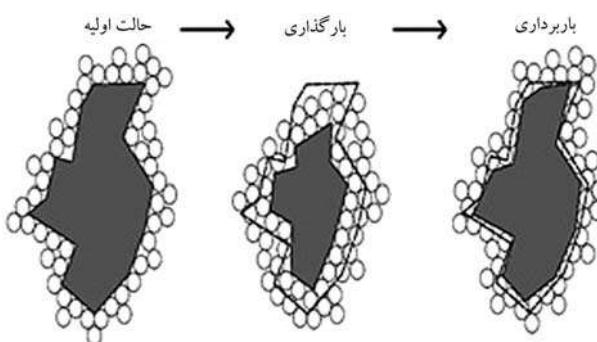
خردۀ لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد مشاهده کرد. با افزایش تعداد سیکل‌های بارگذاری، به دلیل افزایش فشار آب حفره‌ای، مقدار تنش موثر متوسط کاهش می‌یابد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، با افزودن خردۀ‌های لاستیک به ماسه، فشار آب حفره‌ای کاهش یافته و تنش موثر متوسط در تعداد سیکل‌های بالاتری کاهش می‌یابد. همچنین، با افزایش مقدار خردۀ‌های لاستیک در مخلوط ماسه و خردۀ لاستیک، فشار آب حفره‌ای کاهش بیشتری یافته و کاهش در تنش موثر متوسط به ترتیب برای مخلوط خردۀ 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 خردۀ لاستیک ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد ارائه می‌دهد.

#### ۴. نتیجه‌گیری

در این پژوهش به بررسی رفتار استاتیکی و دوره‌ای مخلوط ماسه با پلیمر و خردۀای لاستیک (۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد وزنی) پرداخته شد. تأثیر افزودن خردۀای 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 خردۀای لاستیک به اندازه متوسط ذرات ماسه بر رفتار مخلوط ماسه و خردۀای لاستیک تأثیر می‌گذارد. افزودن خردۀای لاستیک به ماسه با نسبت اندازه متوسط خردۀای 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 خردۀای لاستیک در ماسه، کاهش مقاومت برشی قابل مشاهده است.
- افزودن خردۀای لاستیک به ماسه موجب افزایش کرنش محوری در زمان و قوع روانگرایی می‌شود. با افزایش میزان خردۀای لاستیک در ماسه، مقدار کرنش محوری در زمان روانگرایی بیشتر می‌شود.
- با افزایش میزان خردۀای لاستیک در ماسه به دلیل طبیعت انعطاف‌پذیری خردۀای لاستیک، میزان سختی مخلوط ماسه با خردۀای لاستیک نسبت به ماسه خالص کاهش و تغییر شکل پذیری افزایش می‌یابد.
- وجود خردۀای لاستیک به دلیل تغییر شکل پذیری 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 خردۀ 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. درحالی که خردۀای لاستیک، طبیعت آب پذیر و انعطاف‌پذیری دارند. زمانی که ذرات خردۀای 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 ذرات ماسه خالص می‌شود. با افزایش مقدار خردۀای لاستیک در ماسه، فشار آب حفره‌ای منفی بیشتری ایجاد می‌شود و مقاومت در برابر روانگرایی در ماسه افزایش می‌یابد (شکل ۱۱).

#### پانوشت‌ها

1. ELE International
2. Global Material Testing Manufacturers (GMTM)
3. Moist Tamping

#### (References) منابع

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. 3<sup>rd</sup> 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. Strength 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. Strength 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 Environmental 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. Promputhangkoon, 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. *Mater 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

مهندسی عمران شریف، (همار ۱۶۰) دری ۱۵۹-۱۶۷، ایداشهت فی، دوری ۱۰۳، شماره ۱، صص ۱۵۹-۱۶۷، ایداشهت فی

فاطمه آینه‌چی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

هاشم شریعت‌هدار<sup>\*</sup> (استاد)

دانشکده مهندسی، دانشگاه فروسی مشهد

با توجه به شرایط لرزه‌خیز کشور ایران و خسارت‌های زیادی که در نتیجه‌های آن به وجود می‌آید، تعییر در عملکرد فعلی طراحی سازه‌ی برای دستیابی به عملکرد بهتر در سیستم لرزه‌یی ضروری است. از سوی دیگر، نگرانی‌های زیست محیطی، مهندس‌های عمران را بر آن داشته است تا روش‌های مناسب استفاده از ضایعات ساختمانی را شناسایی کنند. هدف پژوهش حاضر، بررسی آزمایشگاهی رفتار بتن ساخته شده با مصالح بازیافتی به عنوان پی کستردی است که برای ساختمان‌های با ارتقای کم یا متوسط نقش جداساز لرزه‌یی دارد. در پژوهش حاضر، تأثیر گرانول لاستیک و سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی بر روی بتن بررسی و چهار طرح اختلاط متفاوت به ترتیب قادر مصالح بازیافتی، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درصد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی جایگزین درشت‌دانه، طراحی و ساخته شده است. یافته‌ها نشان داده‌اند که تعییر درصد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی به جای درشت‌دانه، سبب کاهش مقاومت‌های فشاری و خمشی و افزایش چشمگیر مقاومت برشی شده است.

**واژگان کلیدی:** بتن، پی جداساز، لاستیک راک، سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی، مقاومت مکانیکی.

fatemeh.ayenehchi@mail.um.ac.ir  
shariat.madar@um.ac.ir

## ۱. مقدمه و تاریخچه پژوهش

ددهه نمی‌گذرد، به سه دسته‌ی کلی جداسازهای لرزه‌یی، سیستم‌های اتصال انرژی (میراگرها) و سیستم‌های کنترل لرزه‌یی فعلی و نیمه‌فعال تقسیم می‌شوند. در سیستم جداسازی لرزه‌یی با تعییه‌ی تجهیزات جداسازی لرزه‌یی در پایین ترین تراز ممکن در پای ساختمان، سازه از نیروی جانی و خسارت‌های واردہ از طرف زلزله جدا می‌شود. این امر با کاهش سختی جانی و درنتیجه افزایش زمان تناوب اصلی سازه و افزایش میراگری سازه و به عبارت دیگر، افزایش ظرفیت اتصال انرژی مجموعه میسر می‌شود.<sup>[۱]</sup>

یکی از اهداف جداساز لرزه‌یی، افزایش دوره‌ی تناوب طبیعی سازه است، که براساس طیف‌های طراحی، سبب کاهش شتاب ورودی به سازه می‌شود. از طرفی دیگر، با توجه به آنکه دوره‌ی تناوب حاکم بیشتر زلزله‌های به‌وقوع پیوسته، عددی بین ۱/۰ تا ۱ ثانیه است، سبب دور شدن سازه از میدان تشدید می‌شود. افزایش دوره‌ی تناوب طبیعی سازه بسته به انعطاف روسازه و نیاز طراحی، می‌تواند تا بیش از ۳ ثانیه نیز باشد. علت دیگر بهره‌گیری از جداسازی‌های لرزه‌یی، تأمین مکانیزمی برای افزایش میراگری سازه و استهلاک انرژی زلزله است.<sup>[۲]</sup>

جداسازی لرزه‌یی عبارت از جدا کردن کل یا بخشی از سازه از زمین یا قسمت‌های

ایران در منطقه‌یی فعال لرزه‌یی قرار دارد و اغلب تلفات و خسارت‌های سنگین ناشی از زلزله‌های ویرانگر درکشور مشاهده می‌شود. لذا مردم در طول تاریخ تلاش کرده‌اند تا با استفاده از روش‌های مختلف با خطر طبیعی مقابله کنند. کاربرد روش جداسازی در ایران به صدها سال پیش و حتی دوران باستان باز می‌گردد. استفاده از سنگ‌های تخته‌یی چندلایه و نصب الواره‌ایی از چوب بین پی و دیوارهای خانه‌ها، از جمله روش‌های 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 فتاوری جدید جداسازی لرزه‌یی در ایران استفاده نشده است؛ که یک دلیل مهم برای آن می‌تواند به این واقعیت مربوط شود که تعییر ذهنیت سازندگان از روش جاری ساخت به یک فتاوری توسعه‌یافته‌ی جدید مشکل است.<sup>[۳]</sup>

در علم مهندسی زلزله‌ی نوین، به جای افزایش ظرفیت باربری جانی، با تجهیز سازه به سیستم‌های محافظتی نیاز وارد از طرف زلزله تا یک سطح قابل قبول کاهش داده می‌شود. سیستم‌های مذکور، که از طول عمر اختراع آنها بیش از چند

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۱۱/۱۱، اصلاحیه ۱۹، پذیرش ۲۸/۳/۱۴۰۲، پذیرش ۲۸/۳/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

آینه‌چی، فاطمه و شریعت‌هدار، هاشم، ۱۴۰۳. بررسی رفتار مکانیکی بتن حاوی مصالح بازیافتی بتن و لاستیک به عنوان پی جداساز. مهندسی عمران شریف، ۱۱(۴۰)، صص. ۱۵۹-۱۶۷.

DOI:10.24200/J30.2023.61549.3183

بنزاوک<sup>۱</sup> و همکاران (۲۰۰۳)، با بررسی خواص دوام لاستیک بازیافتی دریافتند که عملکرد ضعیف ذرات لاستیکی بازیافتی سبب کاهش دوام نمونه‌های مورد بررسی شده است.<sup>[۷]</sup> پژوهشگران برای غلبه بر چالش اخیر، راه‌های مختلفی برای بهبود عملکرد پیوند ذرات لاستیکی و بهبود خواص مکانیکی و دوام بن لاستیکی امتحان کردند. مثلاً آلبانو<sup>۲</sup> 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.<sup>[۸]</sup>

برای کشورهایی که نزدیک به لبه‌های صفحه‌های تکتونیکی قرار دارند، همواره فعالیت‌های لرزه‌یی، حساس بوده است؛ چراکه باعث تخریب فاجعه‌یی آمیز ساختمان‌ها و زیرساخت‌ها می‌شود. اجراء سازه‌یی عموماً جهت حفظ پایداری سازه قرار داده می‌شوند و در آینین‌نامه‌ها و استانداردهای ساختمانی مرتبط، به صورت ضوابط و دستورالعمل مقرر شده‌اند. جهت تکمیل اجراء سازه‌یی، مطالعات درخصوص زیرساخت‌ها گسترش یافته است. در تیجه‌ی مطالعات اخیر، سیستمی به نام جداسازی لرزه‌یی معرفی شد. تسانگ<sup>۳</sup> 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 تثیت 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 لزلزله 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 ۶۵ الی ۷۰ درصدی شتاب‌های افقی و عمودی زمین را به همراه دارند.<sup>[۹]</sup>

اویکونومو و ماوریدو<sup>۱۰</sup> (۲۰۰۹) نیز اذعان داشتند که فراوانی روزافزون لاستیک‌های زباله و فقدان چارچوب پردازش بازیافت همانگ، نگرانی درخصوص مدیریت مواد اخیر را زیایش می‌دهد. با توجه به شناخت اخیر جهانی و آگاهی قوی زیست‌محیطی، 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، فرست مناسبی برای پژوهشگران فراهم شده است تا اقدام‌های پایدار و استفاده‌های جایگزین برای لاستیک‌های زباله را بررسی کنند. استفاده‌ی جایگزین زباله‌ای لاستیکی بیش از ۳۰ سال است که در مهندسی عمران بررسی شده است.<sup>[۱۰]</sup>

آزادو<sup>۱۱</sup> 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 نزدیک‌شدن خواص مکانیکی آن به لاستیک عادی، درصد سدیم هیدروکسید باید به ۴٪ محدود شود.<sup>[۱۱]</sup>

لی و همکاران (۲۰۱۴)، در بررسی تفاوت مقاومت در برابر ترک خوردن بین دو نمونه‌ی بتی ساخته شده با لاستیک بازیافتی و لاستیک طبیعی نشان دادند که هر چه عمر نمونه‌ی بتی بررسی شده بیشتر باشد، بتی 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.<sup>[۱۲]</sup>

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 برآورده‌کردن نیاز صنایع مختلف و عوام مردم، در سراسر

دیگری از سازه با مصالحی انعطاف‌پذیر 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 زمین‌لرزه‌های اخیر، از طریق مانع از ورود ارتعاش‌های زمین به سازه بنا شده است. در جداسازی لرزه‌یی، دوره‌یی 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 می‌یابند. بدلیل انعطاف‌پذیری جداسازها و تغییرمکان ناشی از آها، کاهش تغییرمکان در سازه‌های جداسازی شده امری ضروری است. در حال حاضر، جداسازی پایه، به عنوان یک روش و تکنولوژی مؤثر جهت کاهش خرابی اعضاء سازه‌یی و غیرسازه‌یی در هنگام زمین‌لرزه پذیرفته شده و تعداد رو به رشد ساختمان‌ها و پل‌های ساخته شده با استفاده از تکنولوژی جداسازی پایه بیانگر پذیرش است.<sup>[۱۳]</sup>

استفاده از جداسازهای لرزه‌یی اغلب برای ساختمان‌های مرتفع و پروژه‌های بزرگ مقرن به صرفه است، همچنین ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و یا کم، با توجه به قرارگیری در منطقه‌ی لرزه‌خیز، برای پیشگیری از خسارت جبران ناپذیر آنی نیاز به جداساز لرزه‌یی دارند.<sup>[۱۴]</sup>

از طرفی فعالیت‌های مهندسی، ضایعات زیادی را تولید می‌کنند، که منجر به آلودگی زیست‌محیطی می‌شوند و نگرانی‌هایی را برای مهندس‌ها به وجود می‌آورند. بنابراین، امروزه مهندسان تمايل 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 فتاورهای جدید قابل دسترس و مفروض 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 مقرن به صرفه باشد.

با توجه به مطالعات انجام‌گرفته، 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 جهت بوده است که بی‌بتنی ساخته شده با مصالح ذکر شده بتواند رفتار انعطاف‌پذیر و مستهلك‌کننده‌ی ارزی داشته باشد، بنابراین برای راستی آزمایی طرح موردنظر آزمایش‌های مکانیکی شامل: مقاومت‌های فشاری، خمشی، و برشی انجام و در انتها نتایج حاصل بررسی شده‌اند.

## ۱.۱. لاستیک زائد (تایرا)

لاستیک زائد، بدلیل افزایش جمعیت و به دنبال آن، افزایش استفاده از وسایط 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، بهشمار می‌رود. در سال ۱۹۹۸، پس از آنکه کاهش منابع طبیعی به دلیل گسترش صنایع مرتبط با ساخت و ساز، پرنگ شد؛ تلاش‌های پژوهشی در خصوص 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.<sup>[۱۵]</sup>

دوان<sup>۱۱</sup> و همکاران (۲۰۱۴)، در بررسی درصدهای مختلف ملات قدیمی چسبیده به سنگدانه‌ی بتن بازیافته دریافتند که درصد پایین ملات قدیمی چسبیده به سنگدانه‌ی بتن بازیافته، منجر به افزایش جذب آب، شاخص خردشگی، و شخص سایش می‌شود. درنتیجه، عملکرد بتن حاوی سنگدانه‌ی بازیافته ضعیف‌تر از بتن حاوی سنگدانه‌ی طبیعی است. همچنین ایشان یک روش نسبتاً ارزشمند، به نام طرح اختلاط دو مرحله‌یی، جهت مقویت سنگدانه‌ی بتن بازیافته ارائه دادند، که مزیت آن، مقرنون به صرفه بودن و قابلیت بالای اجرا با صرف کمترین زمان بوده و از این جهت به تأیید جامعه‌ی مهندسی رسیده است.<sup>[۱۰]</sup>

ویرا<sup>۱۲</sup> و همکاران (۲۰۱۶)، در بررسی مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی نمونه‌ی بتني با سنگدانه‌ی بتن بازیافته نشان دادند که میزان کاهش مقاومت‌های فشاری و کششی و همچنین از دست دادن مقاومت خشنی بتن در ترکیب سنگدانه‌ی طبیعی بسیار بیشتر از بتن با ترکیب سنگدانه‌ی بازیافته بوده است. ایشان همچنین دریافتند که در بتن با ترکیب سنگدانه‌ی بازیافته 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 بازیافته را بدلیل کاربرد یکسان و کیفیت مناسب‌تر اعلام کردند. مثلاً روش‌های مختلف آماده‌سازی بتن را می‌توان برای تشنهای مقاومت در فرآیند ساخت‌وساز به کار گرفت. آن‌ها همچنین دریافتند که تا محدوده‌ی خاصی با برخی فرآیندهای ساده و کم‌هزینه، مانند: تنظیم نسبت آب به سیمان، محتوای آب اضافه شده، و روش مخلوط‌کردن می‌توان درجهت بهبود بتن گام برداشت و آن را به کیفیت مطلوب رساند.<sup>[۱۱]</sup>

دچر<sup>۱۳</sup> (۲۰۱۹)، نیز به جمع‌آوری داده‌های آماری در خصوص حجم بتن تولید شده از کارخانه‌های معابر 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 آلاندنهای شده است.<sup>[۱۲]</sup>

باي<sup>۱۴</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، در بررسی روابط کمی محتوای ملات متصل به سنگدانه‌ی بتن بازیافته و تأثیر آن در عملکرد بتن پرداختند و دریافتند کدن لایه‌های متصل به سنگدانه‌ی بتن بازیافته، یک‌انه راه بهبود عملکرد بتن بازیافته نیست. با این حال، روش‌های مناسب دیگری نیز وجود دارد. مثلاً با ارزیابی برخی روش‌های ساده و اقتصادی، مانند: کشتلر نسبت آب به سیمان، تنظیم رطوبت و روش اختلاط مختلف می‌توان عملکرد بتن بازیافته را بهبود بخشید تا نیاز به کیفیت مطلوب بتن به لحاظ خواص دینامیکی و دوام آن برآورده شود.<sup>[۱۳]</sup>

وانگ<sup>۱۵</sup> و همکاران (۲۰۲۱)، به بررسی فرآیند بازیافت و استفاده‌ی مجدد بتن، روند ساخت بتن با سنگدانه‌ی بازیافته و مقاومت روند ساخت بتن با سنگدانه‌ی بازیافته 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 بازیافته به مزایای کاهش تخلخل در بتن و حذف لایه‌ی ملات قدیمی بر روی سطح بتن بی بردن. همچنین با استفاده از مدل‌های مبتنی بر رگرسیون فعلی و هوش مصنوعی به بازنگری مقاومت فشاری، مدول کشسانی و منحنی تشکریش سنگدانه‌ی بتن بازیافته پرداختند.<sup>[۱۴]</sup>

در مطالعات ساهو<sup>۱۶</sup> و همکاران (۲۰۲۲)، در مقایسه‌ی خواص مکانیکی و دوام تازه بین بتن معمولی و بتن بازیافته با جایگزینی سنگدانه‌ی بازیافته با سنگدانه‌ی طبیعی در خصوص جذب آب و خشکشگی نمونه نشان داد که سنگدانه‌ی بتن بازیافته در مقایسه با سنگدانه‌ی طبیعی، جذب آب بالاتر، مقاومت فشاری پایین‌تر و تأخیر در خشکشگی دارد.<sup>[۱۵]</sup>

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 پی در پی اشاره کرد.<sup>[۱۶]</sup>

ربواس<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۱۵) در بررسی مقاومت در برابر ضربه بین دو نمونه‌ی بتني ساخته شده با لاستیک‌های بازیافته و طبیعی نتیجه گرفتند که استفاده از لاستیک بازیافته در نمونه‌ی بتني، از نظر مقاومت در برابر ضربه نیز همانند مقاومت در برابر ترک خوردن، به صرفه‌تر از نمونه‌ی بتني ساخته شده با لاستیک عادی است.<sup>[۱۷]</sup>

یوسف و همکاران (۲۰۱۵)، برای بررسی رفتار لرزه‌یی ستون‌های بتن مسلح ساخته شده از خرده بتن لاستیکی (CRC)<sup>۷</sup>، 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 میرابی، قبل از آزمایش چرخه‌یی هر ستون، یک آزمایش برگشت سریع انجام دادند و این نتایج را به دست آورده‌اند (الف) با افزودن خرده لاستیک به نمونه، تعییر قابل توجهی در شکل‌پذیری و استحکام جانبی نهایی مشاهده شده است؛ (ب) در مقطع ستون CRC در مقایسه با ستون‌های معمولی انجنا به وجود آمده است؛ (ج) آسیب ستون‌های بتني تحت بارگذاری لرزه‌یی از طریق خرده لاستیک کاهش یافته و یا به تأخیر افتاده است.<sup>[۱۸]</sup>

استراکار<sup>۸</sup> و همکاران (۲۰۱۹) بیان کردند بدین‌جایی 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 بازیافته در بتن، باعث ایجاد عناصر ساختاری رفتار بهبود یافته، از جمله: افزایش ظرفیت تعییرشکل (شکل پذیری)، الاف بهتر انرژی و میرابی بیشتر در مقایسه با بتن استاندارد ساخته شده با سنگدانه‌ی های معمولی شده است. با این حال، افزایش محتوای لاستیک در بتن نیز آثار منفی مانند کاهش:

فشار، کشش، و مدول کشسانی یانگ دارد.<sup>[۱۹]</sup>

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. علاوه‌بر 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.<sup>[۱۷]</sup>

## ۲.۱ سنگدانه‌ی بتن بازیافته

هانسن<sup>۹</sup> (۱۹۸۶)، در بررسی مقاومت سنگدانه‌ی بتن بازیافته با سنگدانه‌ی طبیعی در خصوص جذب آب و خشکشگی نمونه نشان داد که سنگدانه‌ی بتن بازیافته در مقایسه با سنگدانه‌ی طبیعی، جذب آب بالاتر، مقاومت فشاری پایین‌تر و تأخیر در خشکشگی دارد.<sup>[۱۸]</sup>

براساس گزارش‌های ریائو<sup>۱۰</sup> و همکاران (۲۰۱۲)، در دهه‌های اخیر در مناطق شهری قدیمی چین، بازسازی گستردگی انجام شده است؛ که سبب افزایش چشمگیر میزان زباله‌های ساختمانی و تخریبی (حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد زباله‌های جامد شهرداری) شده است.<sup>[۱۹]</sup>

جدول ۱. مشخصات فیزیکی سیمان مصرفی.

آزمایش‌های فیزیکی		نتایج
وزن مخصوص خشک (gr/cm³)	مدول نرمی	درصد جذب آب
۳,۸۰	۲,۴۴	۱,۶۵
درصد آب غلظت طبیعی	گیرش اولیه (دقیقه)	زمان گیرش با سوزن ویکات
۲۵٪	۱۵۰٪	۲:۵۰
آنیسات آزمایش لوشاتلیه (mm)	گیرش نهایی (ساعت)	سلامت سیمان (انبساط)
۱,۰۰	۰,۰۳	۰,۰۲
درصد انبساط آزمایش اتوکلاو	نرمی	درصد انبساط سولفات ۱۴ روزه
۱,۰۰	۲۷۵۰٪	۰,۰۳
درصد باقیمانده روی الک ۴۵ میکرون	سطح مخصوص. بلین (cm³/gr)	درصد باقیمانده روی الک ۴۵ میکرون
آزمایش‌های فیزیکی		نتایج
وزن مخصوص (ton/m³)	درصد آب غلظت طبیعی	سلامت سیمان (انبساط)
۳,۱۸۵	۲۵٪	۰,۰۲
گیرش اولیه (دقیقه)	زمان گیرش با سوزن ویکات	آنیسات آزمایش لوشاتلیه (mm)
۱۵۰٪	۲:۵۰	۱,۰۰
گیرش نهایی (ساعت)	سلامت سیمان (انبساط)	درصد انبساط سولفات ۱۴ روزه
۰,۰۳	۲:۵۰	۰,۰۳
سطح مخصوص. بلین (cm³/gr)	نرمی	درصد باقیمانده روی الک ۴۵ میکرون
۲,۶۰	۲۷۵۰٪	۰,۰۳

جدول ۲. مشخصات فیزیکی ماسه‌های مصرفی.

وزن مخصوص خشک (gr/cm³)	مدول نرمی	درصد جذب آب
۳,۸۰	۲,۴۴	۱,۶۵

جدول ۳. مشخصات فیزیکی شن مصرفی.

درصد سایش	وزن مخصوص (gr/cm³)	درصد جذب آب
۱,۳۸	۱,۷۰	۱۰,۲۱

جدول ۴. مشخصات فیزیکی سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی.

درصد سایش	وزن مخصوص (gr/cm³)	درصد جذب آب
۲,۱۰	۲,۴۰	۲۶,۵۰

جدول ۵. خواص فیزیکی الیاف فورتاپرو.

وزن مخصوص	قطر الیاف	طول الیاف	مدول کشسانی
(kg/m³)	(mm)	(mm)	(mm)
۴,۷۰	۰,۳۴	۵۴,۰۰	۹۱۰,۰۰

همچنین، جهت ساخت و تهیه‌ی نمونه‌های بتنی، از شن موجود در محل دیوی آزمایشگاه سازه‌ی و به صورت شکسته استفاده و مشخصات فیزیکی آن در جدول ۳ آرائه شده است. تهیه‌ی سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی از باکس ضایعات آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه بوده است، که مشخصات فیزیکی آن در جدول ۴ آرائه شده است. گرانول و پور لاستیک بازیافتی با همانگی دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه و سازمان مدیریت پسماند از کارخانه مربوط به بازیافت مواد تهیه شده است. اندازه‌ی ذرات لاستیک‌های خردشده بین ۰,۰۷۵ میلی‌متر تا ۰,۰۲۵ میلی‌متر و چگالی آن ۰,۶۵ گرم بر سانتی‌متر مکعب بوده است. با توجه به اینکه الیاف فولادی بازیافتی موجود در تایر لاستیکی، توسط آهن ربا جدا شده است، گرانول‌های لاستیکی عاری از هرگونه الیاف فولادی بوده‌اند. قبل از اختلاط بتن جهت پاک شدن پور و گرانول لاستیک از هرگونه ناخالصی و گرد و غبار، ذرات لاستیک با محلول ۴٪ سدیم هیدروکسی‌سید، به منظور افزایش چسبندگی رابط لاستیک و سیمان، شسته شده‌اند.<sup>[۱]</sup>

برای جلوگیری از گسترش ترک‌ها از الیاف فورتاپرو استفاده شده است، که از کوپلیمر و پلی‌پروپیلن ۱۰٪ خالص ساخته و به شکل الیاف نازک درهم تاییده شده و به صورت الیاف شبکه‌یی استفاده شده است. الیاف فورتاپرو در محیط‌های اسیدی و قلیایی مقاومت بسیار بالایی دارد. مشخصات الیاف فورتا مصرفی در جدول ۵ آرائه شده است.

## ۲. ساخت نمونه‌های بتنی

در پژوهش حاضر، برای طراحی طرح اختلاط بتن، از روش حجمی استاندارد ACI ۲۱۱ استفاده شده است. هدف از طرح اخیر، دستیابی به یک پی‌گستردۀ به جهت جداساز لرزه‌یی بوده و در آن، برای برآورده ساختن شباته‌ی 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 ۱۵ مگاپاسکال برسد،<sup>[۲]</sup> لذا برای ساخت چنین بتن سبکی از مصالح سنگی سبک استفاده شده است. از آنجایی که گرانول لاستیک و سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی هر دو منجر به کاهش مقاومت فشاری می‌شوند، مبنای مقاومت فشاری طرح مذکور، ۳۰

## 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. مصالح مصرفی

پیش از ساخت نمونه‌های بتنی، انتخاب صحیح نوع سیمان از ملزمات است. سیمان پرتلند معمولی (نوع I) برای مصرف در کارهای ساختمانی عمومی در موقعی 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 بجزورد استفاده شده است، که مشخصات فیزیکی آن در جدول ۱ آرائه شده است.

آب مصرفی پژوهش حاضر، آب شرب (لوهکشی) بوده است. ماسه‌ی استفاده شده نیز، ماسه‌ی شسته شده در محل دیوی آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه است، که از کارخانه‌های شن‌شوی خریداری و مشخصات فیزیکی آن در جدول ۲ آرائه شده است.

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 ( $kg/m^3$ )	۳۷۱,۰۰	۴۶۶,۰۰	۵۵۹,۰۰	۷۴۳,۰۰
سنگ‌دانه‌ی بتون بازیافتی ( $kg/m^3$ )	۷۸۶,۰۰	۶۵۵,۰۰	۵۲۴,۰۰	۰,۰۰
مقدار فورتا ( $kg/m^3$ )	۵,۳۰	۵,۳۰	۵,۳۰	۰,۰۰
گرانول لاستیک ( $kg/m^3$ )	۱۱۳,۰۰	۱۱۳,۰۰	۱۱۳,۰۰	۰,۰۰

اینکه بارگذاری به‌طور یکنواخت اعمال شود، لازم بود تا سطح نمونه‌ها قبیل انجام آزمایش، کاملاً صاف شود. بیشترین تنش فشاری نمونه‌های بتون، طبق رابطه ۱ به دست می‌آید:

$$fc = \frac{F}{Ac} \quad (1)$$

که در آن،  $F$  مقدار نیروی شکست بر حسب نیوتون ( $N$ )؛  $A_c$  سطح بارگذاری بر حسب میلی‌مترمربع ( $mm^2$ ) و مقدار مقاومت فشاری نمونه‌ها بر حسب مگاپاسکال ( $MPa$ ) است.

در آزمون مقاومت فشاری، هر طرح با سه نمونه‌ی استوانه‌ی در سن ۲۸ روزه انجام و مقاومت فشاری نهایی، براساس میانگین مقاومت فشاری سه نمونه محاسبه شده است.

آزمون مقاومت خمی بتون، مطابق استاندارد ASTM C۷۸ به صورت بارگذاری بر روی یک سوم دهانه‌ی تیر ساده، بر روی نمونه‌های منشوری  $100 \times 100 \times 400$  میلی‌متر و در سن ۲۸ روزه انجام شده است. نمونه‌ها یک روز قبل از انجام آزمایش در حوضچه‌ی عمل‌آوری خارج شدند تا کاملاً خشک شوند. همچنین جهت توزیع مناسب نیرو، سطح نمونه‌ها پس از خشک شدن، ساب زده شده‌اند. در صورتی که محل شکستگی در یک سوم وسط دهانه‌ی تیر باشد، محاسبه‌ی مقاومت خمی، براساس رابطه ۲ انجام می‌شود:

$$R = \frac{PL}{bd^3} \quad (2)$$

که در آن،  $F$  مقاومت خمی بتون بر حسب مگاپاسکال ( $MPa$ )؛  $P$  نیروی وارده بر حسب نیوتون ( $N$ )؛  $L$  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 زاپن (JSCE) به دلیل نبود روش استاندارد برای آزمون مقاومت برشی در ASTM C و CSA استفاده شده است. به علت عدم دسترسی به سیستم پیشنهادی برای انجام آزمایش برشی براساس JSCEG ۵۲۳، 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 استفاده شده در پژوهش حاضر در شکل ۱ مشاهده

جدول ۷. نام طرح‌های اختلاط در بخش نتایج.

نام	نام‌گذاری در بخش نتایج	شاهد	Foundation Ref
%۴۰	%۴۰RCA + %۰/۵FF + %۱۵CR	RCA	%۴۰
%۵۰	%۵۰RCA + %۰/۵FF + %۱۵CR	RCA	%۵۰
%۶۰	%۶۰RCA + %۰/۵FF + %۱۵CR	RCA	%۶۰

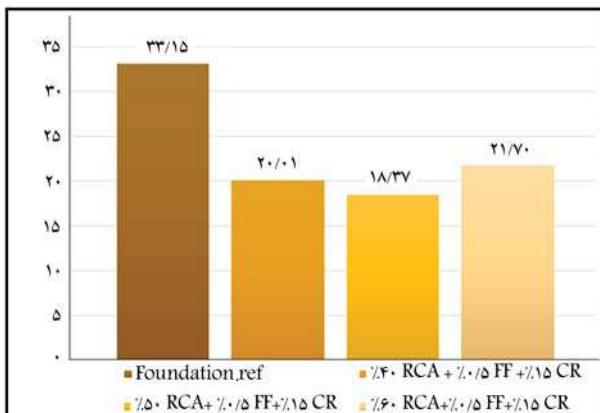
مگاپاسکال در نظر گرفته شده است، تا درنهایت به ۱۰ مگاپاسکال برسد. طراحی اخیر شامل این ۴ طرح است:

طرح نخست، طرح شاهد بتون معمولی عاری از گرانول لاستیک و الیاف فورتافور و سنگ‌دانه‌های بتون بازیافتی بوده است، که جهت مقابله با ۳ طرح دیگر بررسی شده است. سه طرح دیگر حاوی ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درصد سنگ‌دانه‌های بتون 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 فورتافور مصرفی حدود ۰,۵٪ حجم کل بوده است. در جدول ۶، طرح‌های اختلاط پی چداساز ارائه شده است.

نام‌گذاری موجود در بخش نتایج آزمایشگاه به شرح جدول ۷ بوده است:  
برای ساخت بتون از میکسربا ظرفیت ۶۰ لیتر استفاده شده است. به دلیل استفاده از سنگ‌دانه‌های بتون بازیافتی، جهت بهبود شرایط بتون از روش طرح اختلاط دو مرحله‌یی برای اختلاط استفاده شده است.<sup>[۱۷]</sup> بتون ساخته شده طی دو مرحله در قالب‌های آغازته به روغن ریخته شده و عمل تراکم، با کوبیدن ضربه‌ی میله به درون بتون 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، ۸±۲ ساعت بعد از قالب‌گیری نمونه‌ها ممکن بوده است.

### ۳.۲. خصوصیات مکانیکی

آزمون مقاومت فشاری براساس استاندارد C۳۹ ASTM، روی نمونه‌های استوانه‌یی به ابعاد  $100 \times 200$  میلی‌متر و با استفاده از دستگاه تمام اتوماتیک کالیبره شده انجام شده است. در آزمایش مقاومت فشاری، سرعت بارگذاری بر روی نمونه‌ها  $0/۵ \pm 0,25$  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 بر حسب مگاپاسکال.

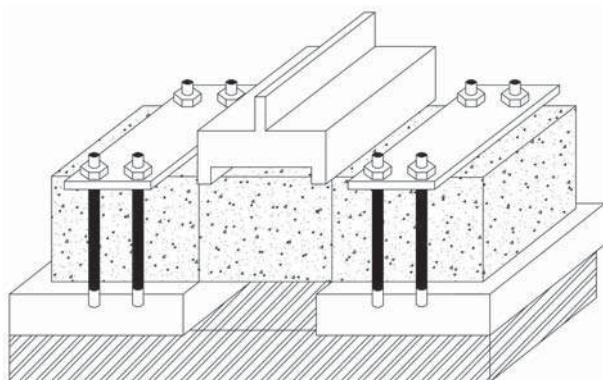


شکل ۴. نمونه‌ی بتنی تحت خمش.

روند مقاومت فشاری کاهشی شده است، که علت آن را می‌توان ناهماهنگی ابعاد سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی و ایجاد فضای خالی در ماتریس بتن دانست. با افزودن سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی از ۵۰ تا ۶۰ درصد، همچنان روند افزایشی 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 سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی نشان داده است. چراکه اسلام‌آب در بتن حاوی ۶۰٪ سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی نسبت به دو حالت قبل کمتر بوده و در واقع بتن، روانی کمتری داشته است. بدیهی است اسلام‌آب 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 نقطه‌ی بی پهکارگیری با لوک تکیه‌گاهی به صورت بارگذاری بر روی یک سوم دهانه‌ی تیر ساده، مقدار بار بیشینه از دستگاه قدرت 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.<sup>[۲۸]</sup> 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:

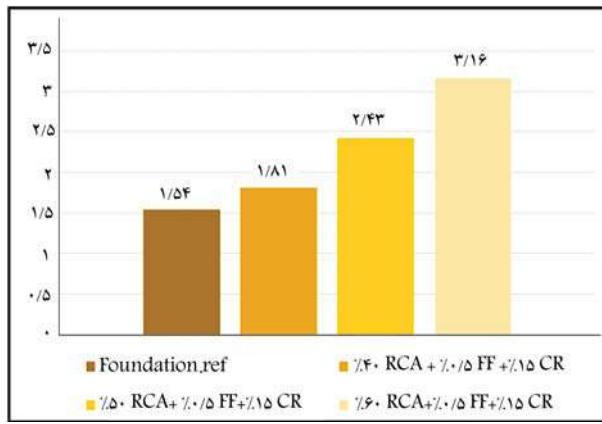
$$\tau_{Max} = \frac{PMax}{2A} \quad (3)$$

که در آن،  $\tau_{Max}$  مقدار مقاومت برشی بر حسب مگاپاسکال (MPa)؛  $P_{Max}$  نیروی تحمل شده توسط نمونه بر حسب نیوتون (N)؛  $A$  مساحت مؤثر صفحه‌ی برشی در هر طرف نمونه بر حسب میلی‌مترمربع ( $mm^2$ ) است؛ که با توجه به ایجاد بریدگی در محل برش، سطح برش بعد از آزمون باید دقیقاً اندازه‌گیری شود.

## ۳. نتایج آزمایشگاه

### ۱.۳. 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 میران سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی از ۰ به ۴۰ درصد،



شکل ۷. مقایسه‌ی مقاومت برشی نمونه‌های بررسی شده بر حسب مگاپاسکال.

بن بازیافتی به نمونه، میران تنش برشی نمونه به طور متوسط  $10.5 \text{ MPa}$  افزایش یافته است. که علت آن، وارد شدن عملکرد سنگدانه‌ی بتن بازیافتی قبل از ایجاد میکروترک‌ها در بتن و درنتیجه‌ی 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 بتی 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  $40 \text{ MPa}$  به  $50 \text{ MPa}$ ، نرخ افزایش تنش برشی به صورت تصاعدی و با افزایش سنگدانه‌ی بتن بازیافتی از  $50 \text{ MPa}$  به  $60 \text{ MPa}$  نرخ افزایش تنش برشی نسبت به حالت قبل نزولی بوده است. از این مهم می‌توان تبیجه گرفت که افزایش سنگدانه‌ی بتن بازیافتی تا حد معینی به صرفه است؛ به نحوی که افزودن آن بیش از حد به دست آمده برای افزایش تنش برشی، صرفی اقتصادی ندارد. به این ترتیب در پژوهش حاضر، نمونه‌ی بتی با  $50\%$  سنگدانه‌ی بتن بازیافتی، نمونه‌ی بهینه است و افزودن سنگدانه‌ی بتن بازیافتی کمتر از  $50\%$  منجر به تنش برشی پایین می‌شود و افزودن سنگدانه‌ی بتی بازیافتی بیش از  $50\%$ ، به نسبت افزایش تنش برشی آن، صرفی اقتصادی ندارد.

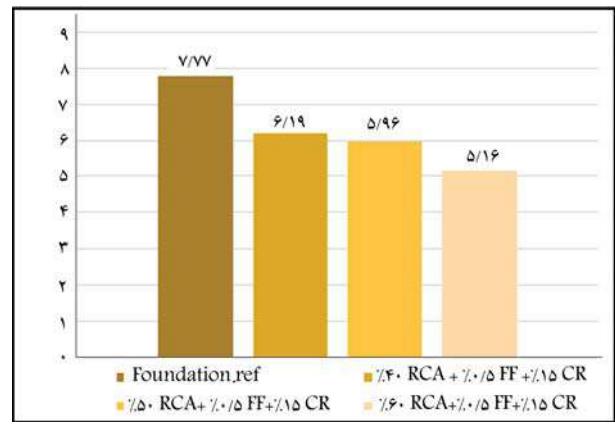
#### ۴. نتیجه‌گیری

نتایج آزمایش‌ها به طور خلاصه به این شرح است:

- نتایج آزمایش مقاومت فشاری در سن  $28$  روزه نشان داد که افزودن سنگدانه‌ی بتن بازیافتی، گرانول لاستیک، و الیاف فورتافور باعث کاهش چشمگیر مقادیر مقاومت فشاری شده است.

• نتایج آزمایش مقاومت خمیشی در سن  $28$  روزه برای پی جداساز نشان داد که افزودنی‌ها کاهش قابل ملاحظه‌ی در مقاومت خمیشی ایجاد می‌کنند و با تغییر درصد سنگدانه‌ی بتن بازیافتی، میران کاهش آن شدت می‌یابد؛

- نتایج آزمایش مقاومت برشی در سن  $28$  روزه‌ی طرح حاضر، افزایش چشمگیری را با افزایش درصد سنگدانه‌ی بتن بازیافتی به صورت صعودی نشان داده است. لازم به ذکر است که جهت استفاده از جداساز لرزه‌یی ذکرشده به عنوان بی‌گستره، که موضوع اصلی پژوهش حاضر است، باید مقاومت و رفتار برشی مطلوبی کسب شود؛ لذا آزمایش‌های انجام شده نشان داد که مقاومت برشی کسب شده با استفاده از



شکل ۵. نمودار مقاومت خمیشی نمونه‌های بررسی شده بر حسب مگاپاسکال.



شکل ۶. نمونه‌ی بتی تحت اعمال نیروی برشی.

نمونه‌ی بتی با  $60\%$  سنگدانه‌ی بتن بازیافتی به  $5/16 \text{ MPa}$  مگاپاسکال کاهش یافته است. از طرفی نتایج نشان می‌دهند که افزایش  $40\%$  سنگدانه‌ی بتن بازیافتی به نمونه‌ی بتی، موجب کاهش مقاومت خمیشی به میران  $20\%$  شده است. همچنین با افزایش  $50\%$  و  $60\%$  درصد سنگدانه‌ی بتن بازیافتی به نمونه‌ی بتی، مقاومت خمیشی به میران  $22$  و  $33 \text{ MPa}$  درصد کاهش یافته است؛ که علت آن کیفیت کمتر بتن ساخته شده 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 بتی با سنگدانه‌های بتن بازیافتی، طاقت خمیشی کمتری نسبت به نمونه‌ی شاهد دارد.

#### ۳.۳ مقاومت برشی

آزمایش مقاومت برشی طبق شکل ۶، با هدف محاسبه‌ی بیشینه‌ی تنش برشی نمونه‌های بتی با درصد سنگدانه‌ی بتن بازیافتی متفاوت انجام شده است. پس از محاسبه‌ی تنش برشی برای نمونه‌های  $28$  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،  $1/54$  مگاپاسکال بوده و پس از افزودن  $40\%$  سنگدانه‌ی بتن بازیافتی، مقدار آن،  $1/17$  افزایش یافته است. با ادامه‌ی روند افزایش سنگدانه‌ی بتن بازیافتی به  $50\%$ ، مقدار تنش برشی نمونه به میران  $58/58$  افزایش یافته و درنهایت با افزایش  $60\%$  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 لرزه‌بی پی جداساز.

گرانول لاستیک و سنگ‌دانه‌ی بتن بازیافتی منجر به مقاومتی در حد مقاومت لازم برای پی ساختمان‌های با ارتفاع کوتاه یا متوسط شده است. به طورکلی می‌توان گفت استفاده از مواد بازیافتی می‌تواند توانمندی برشی و استهلاک انرژی را افزایش دهد؛ بنابراین، از بتن بازیافتی مذکور می‌توان به عنوان پی‌هایی که استهلاک انرژی انجام می‌دهند، استفاده کرد.

## پانوشت‌ها

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. *Mehrin*, 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.I., 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](http://www.astm.org).
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 Caímes, 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 (in millionmetrictons)[07.Mar] Available from: <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](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 دوستونی (طول سطر ۸/۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تسامی معادلات، علامت ریاضی، رابطه‌ها الزاماً فقط در محیط Mathtype) ارائه شود و منضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنمایی سایت مجله ایمپکت http://journal.sharif.ir به دفتر مجله ارسال شود.

\* ضمن معرفی نویسنده مسؤول مقاله، نشانی پست الکترونیکی کالیه نویسنده‌گان قید شود.

\* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسمی نویسنده‌گان و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کالیه نویسنده‌گان، 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، نظری مقدمه، عنوانی بخش‌های اصلی و زیربخش‌ها، نتیجه‌گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه - با احتساب شکل و نمودار - باشد.

\* کلیه‌ی عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل‌ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل‌ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

**نکته:** از آنجاکه مطالب مجله در ستون‌های ۸/۵ سانتی‌متری آراسته می‌شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی‌متر با خصامت کادر ۸px و خط نمودار ۶px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل‌ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 با پسوند Tif یا JPG است.

\* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متدالو فارسی می‌باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه‌ی لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

**یادآوری مهم و ضروری:** با توجه به یکسان سازی شکل‌های کالیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کاترور (فشار، سرعت، تنفس...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل‌های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

\* کلیه‌ی منابع مورد استفاده، شماره‌بندی (از شماره یک و به طور مسلسل)، و در متن مقاله در داخل کروشه [ ] مشخص شود. در بعض مراجع کالیه منابع مورد استفاده به زبان انگلیسی ارائه شود. با توجه به مثال‌های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انها واژه‌ی (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. "Forcasting 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 perforation of circular plat with four sided pyramidal - 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 مجله‌ی علمی و پژوهشی



مجله‌ی علمی و پژوهشی «شریف» از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه‌ی پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعیان سطح داشن نظری و علمی آنان و نیز تهیه‌ی مجموعه‌ی مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدین در زمینه‌ی های علمی و فنی بوده و در مجله‌ی دیگری به چاپ نرسیده باشند؛  
مقالات‌های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می‌رسند.

۲. مقالات مبنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفته، دارای یکی از مشخصات زیر:

- ۱.۲. با تقدیم و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به تابع تازیمی دست یافته باشند.
- ۲.۲. به اختصار و در زمینه‌های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.
- ۳.۲. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار بر جسته‌ی 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 Properties 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@stu.nit.ac.ir

of the wall. The results showed that the addition of concrete to the SSSW model (converting the model to SCSW) 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 SCSW 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  
Khuzestan

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.

**A. Kheyroddin**

kheyroddin@semnan.ac.ir

**M.A. Kafi**

mkafi@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.

## 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

**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)

profmahmoodnaderi@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. Abbasí**

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,

- 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.zarnoush@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 hunch-backed 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 hunch-backed 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

**Sharif**

1

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>**

**E-mail: [pajouhesh@sharif.edu](mailto: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. Zarnoush 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 STUDY OF 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. Ghohaki 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