



مقالات پژوهشی:

- هزاری ازیسگاهی عملکرد اتصال گیردار با قالبیت تعویض پذیری

بیهدم طریق، محمدعلی کافی و رضا وهدانی

• مطالعه ازیسگاهی ضرب شتاب لرزه‌ای مورد استفاده در تحلیل شبکه‌ای دیوارهای خاک مسلح پیمودی در مجاور ساختگاه‌های سیگی

محمد سید رضانی و علی کشکنده

• مطالعه ازیسگاهی رفتار زینگاهی سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مرکب در راستای طراحی بر مبنای عملکرد

مجید حسینی معتمد و علی کشکنده

• کدام اندین قادر به اطمینان نظر در مورد استفاده از خودروی خودران برای سفر تجسسی فرزندشان هستند؟ امطالعه‌ی موردي شهر کرمان

سالحه کاتیاب و امیرا سمندوس

• تحلیل رذای آب ای و خاکستری ساخت سازده‌های بومی با تأکید بر مناطق مختلف ایران: یک مطالعه‌ی مقایسی

سید مهدی حسینیان، علی سیروی فوجان هنری و مهران کریمی بور

• تأثیر شرایط زلزله بر پارامترهای دینامیکی گاچه‌های رسی

رضا ابراری، مجید پروران دوست و محمدرضا شاهورده

• تخفیف پایانی از روش فرآبی خمینی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی

رضا اسماپیار زاده شهر و ساسان عشقی

• مطالعه ازیسگاهی رفتار چرخه‌ای دیوارهای بنایی غیرباربر تقویت شده با استفاده از میگرد پست و میش الاف

وحید رازی، مژده رزگان، علی نیکخواه، نادر خواجه احمد علیاری و ترکیز از دور

• شناخت‌پذلی‌ای اکلولزیکی اطمینان پذیر و بهره‌گیری از آن در ساختارهای معماری

علی احمدیان، شیمی صالحی و روزبه تقی‌نژاد

• پرسی قابلیت اطمینان روش‌های شناسایی زیرفناوری تصادفی و تعزیزه حوزه فرکانسی در تخمین پارامترهای مودال سازه تحریک شده توسط نیروی زلزله

امیرا اشتفانی، حسین کارگر و علی مکحوم

• پرسی رفتار پرشی زمکنی شنیده میمانه شده با پیمایی بی‌تکن و مسلح شده با ایاف شایمانی نخ تایپ

علیرضا خلیلی، محمود حسنانوار و علیرضا ازدانی

پاداشت فنی:

- مدل سازی عددی رفتار شمع - ماسه روگنگا در زلزله حوزه نزدیک

سعید عباسی کرافتانی و رضا پورحسینی ازدانی

ARTICLES:

- Experimental Investigation of the Performance of a Replaceable-Rigid Connection
P. Tarighi, M.A. Kafi and R. Vahdani
- Analysis of Polymeric-Strip Reinforced-Soil Walls Adjacent to the Rock Foundations
M.S. Ramezani and A. KomakPanah
- Experimental Investigation of the Dynamic Behavior of Slender Structures Supported on Combined Pile-Raft Foundation:
Towards of Performance-Based Design
M.H.Motamed and A. KomakPanah
Which Parents are Able to Comment on Using Autonomous Vehicles for Their Child's School Trip?
(A Case Study of Kerman City)
S. Kamyab and A.R. Mamdoohi
- Analysis of Blue and Grey Water Footprints of Traditional Construction with Emphasis on Different Climatic Regions of Iran:
A Comparative Study
S.M. Hosseiniyan, A. Sabouri G.A. and M. Karimpoor
- The Effect of Waste Leachate on the Dynamic Parameters of Clay Soils
R. Irani, M. Yazdandoust and M.R. Shahverdi
- Seismic Response Estimation of Mid-Rise Steel Moment Frame Buildings Using a New Energy-Based Methodology
R. Esmalizadeh-Shahri and S. Eshghi
- Experimental Investigation on Cyclic Behavior of Non-Structural Masonry Walls Strengthened with Bed Joint
Reinforcement and Textile-Reinforced Concrete
V. Razeghi, M. Zargaran, A. Nikhoo, N.K.A. Attari and N. Azadvar
- Recognize Adaptive Ecologies and Their Applications in Architectural Structures
A. Ahmadian, Sh. Salehi and R. Naghshineh
- Reliability Evaluation of Stochastic Subspace Identification and Frequency Domain Decomposition Methods in
Estimating Modal Parameters of a Structure Excited by the Earthquake
E. Shemshaki, H. Karegar and A. Nikhoo
- Investigating the Undrained Shear Behavior of Sand Cemented With PAYTEX NL25 Polymer and Reinforced with Tire Thread Waste Fibers
A.R. Khalili, M. Hassanlourad and A.R. Ardakani

RESEARCH NOTE:

- Numerical Study of the Liquefiable Sand-Pile Behavior Under the Effect of Near-Field Ground Motions
S. Abbasi Karafshani and R. Pourhosseini Ardakani



دکتر بیتا آبی	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 نصیرالدین 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

دوره ۳۹
شماره ۴
زمستان
۱۴۰۴

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف
مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی
مدیر نشریه: دکتر رضا نقدآبادی
سردیب: دکتر میرمصدق جمالی
سردیب هیات تحریریه: دکتر سعید سهراب پور

مدیر داخی: پوران خیرمندی
مسئول روابط عمومی: محمدرضا یوسف خان

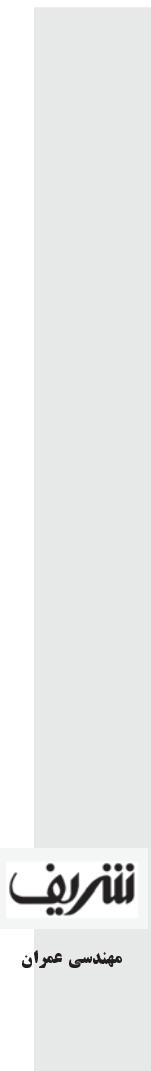
دیریش: گروه ویراستاری ویرافر
حروفچینی: سانا زنادری، راضیه قربانی
صفحه‌آرایی و امور گرافیکی: غزل احمدی میرقاد
امور اجرایی: شیما آل اسدالله، مریم پورابراهیمی باوفا

مجله‌ی مهندسی عمران شریف در پایگاه‌های AJ, DOAJ, ISC و SID نمایه می‌شود.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵
دفتر مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف
تلفن: ۰۶۰۰۵۴۹۱-۶۶۱۶۴۰۹۳
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



مهندسی عمران

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 عیباس افشار

استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی برخورداری

دانشیار داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

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 سیدحسن 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 سیدمهدی زهراei

دانشیار داشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدمهدی سعادت‌پور

استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان

دکتر مجید صادق آذر

استاد داشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر ناصر طالب بیدختی

استاد داشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر ارسلان قهرمانی

استاد داشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

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 دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران
دکتر سیدمهدی‌الدین میرمحمد‌حسینی
دانشیار داشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر
دکتر سیدشهاب الدین یثربی
دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

هیأت مشاوران

دکتر سعید اصیل قره‌باغی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی
دکتر احمد اوریا
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه محقق اردبیلی
دکتر عطا آقایی آرایی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
دکتر حمید بایسته
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید بهشتی
دکتر امین بهمن‌پور
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران
دکتر عباس پوردیلمی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه دامغان
دکتر محمد جواد حیدری
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید بهشتی
دکتر شاهین دبیریان
دانشکده‌ی مهندسی عمران و شهرسازی - دانشگاه هنر اصفهان
دکتر امیرعباس رضانی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)
دکتر مسعود رابطی مقدم
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه یاسوج
دکتر مصطفی رضوانی شریف
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی
دکتر عباس سیوندی پور
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تحصیلات تکمیلی و فناوری پیشرفت کرمان
دکتر فرج‌اله عسگری
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
دکتر جعفر عسگری
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مازندران
دکتر میثم ذنابی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات
دکتر سید سینا کوره‌لی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید‌مدنی آذربایجان
دکتر علی لکی روحانی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان
دکتر مجتبی مغربی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد
دکتر محمد ملائکی پور
دانشکده‌ی مهندسی و فناوری - دانشگاه مازندران

مطلوب این شماره

مقالات پژوهشی:

- ۳ ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد اتصال گیردار با قابلیت تعویض پذیری پیام طریقی، محمدعلی کافی و رضا وهانی
- ۱۹ مطالعه آزمایشگاهی ضریب شتاب لرزه‌ای مورد استفاده در تحلیل شبیه‌استاتیک دیوارهای خاک مسلح پلیمری در مجاورت ساختگاه‌های سنگی محمد سعید رضانی و علی کیکپناه
- ۳۱ مطالعه آزمایشگاهی رفتار دینامیکی سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مركب در راستای طراحی بر مبنای عملکرد مجید حسینی معتمد و علی کیکپناه
- ۴۳ کدام والدین قادر به اظهار نظر در مورد استفاده از خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندشان هستند؟ (مطالعه‌ی موردی شهر کرمان) صالحه کامیاب و امیرضا ممدوحی
- ۵۳ تحلیل ردپای آب آبی و خاکسازی ساخت سازه‌های بومی با تأکید بر مناطق مختلف آب‌وهای ایران: یک مطالعه‌ی مقایسه‌ای سید مهدی حسینیان، علی صبوری قوچان عتیق و مهران کریمی پور
- ۶۵ تأثیر شیرابه زباله بر پارامترهای دینامیکی خاک‌های رسی رضا ایرانی، مجید یزدان دوست و محمدرضا شاهوری
- ۷۵ تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های خمی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی رضا اسماعیل‌زاده شهری، سasan عشقی
- ۸۹ مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای دیوارهای بنایی غیرباربر تقویت شده با استفاده از میلگرد بسته و مش الیاف وحید رازقی، مژده زرگران، علی نیکخو، نادر خواجه احمد عطاری و نرگس آزادوار
- ۱۰۱ شناخت عامل‌های اکولوژیکی تطبیق‌پذیر و بهره‌گیری از آن در ساختارهای معماری علی احمدیان، شبنم صالحی و روزبه نقشینه
- ۱۱۱ بررسی قابلیت اطمینان روش‌های شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در تخمین پارامترهای مودال سازه تحریک شده توسط نیروی زلزله المیرا شمشکی، حسین کارکر و علی نیکخو
- ۱۲۳ بررسی رفتار برشی زهکشی نشده‌ی ماسه‌ی سیمانه شده با پلیمر پی‌تکس و مسلح شده با الیاف ضایعاتی نخ تاییر علیرضا خلیلی، محمود حسنوارد و علیرضا اردکانی

یادداشت فنی:

- ۱۳۷ مدل سازی عددی رفتار شمع - ماسه روانگرا در زلزله حوزه نزدیک سعید عباسی کرافشانی و رضا پورحسینی اردکانی

ضمایم:

- ۱۵۶ چکیده مقالات به انگلیسی

ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد اتصال گیردار با قابلیت تعویض پذیری

پیام طریقی (دانشجوی دکتری)

محمدعلی کافی * (دانشیار)

رضا وهدانی (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهمنیسی عمران شرف، (اصفهان ۱۴۰۲)، شماره ۴، صص ۳-۱۰، پژوهشی

در قاب‌های خمیشی به دلیل تشکیل مفصل‌های خمیری در تیرها، تعییر سازه‌ها پس از وقوف زلزله نیازمند صرف هزینه‌های گرفتار و زمان زیادی خواهد بود و در برخی موارد نیاز است تا سازه تخریب شود. در این راستا، اتصال‌هایی با عنوان قابلیت تعویض‌پذیری مطرح شده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر به بررسی آزمایشگاهی ۴ نمونه با مقیاس کامل از یک اتصال گیردار با قابلیت تعویض‌پذیری تحت بارگذاری چرخه‌ی پرداخته شده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان داد که در اتصال پیشنهادی، مفصل خمیری در ورق‌های فیوز با قابلیت تعویض‌پذیری تشکیل شده است. با وجود این، کماش زودهنگام ورق‌های فیوز بال تیر موجب از دست رفتن ۲۲٪ از ظرفیت خمیشی طراحی فیوز شده است. از طرفی، سختی اتصال با تعویض ورق‌های فیوز با کاهش ۸/۶۱ درصدی همراه بوده است. همچنین نتایج نشان داد با فراتر رفتن از حد در نظر گرفته شده در آینه‌های طراحی، تعویض‌پذیری اتصال امکان‌پذیر بوده و عملکرد آن بهبود یافته است.

p.tarighi@semnan.ac.ir
mkafi@semnan.ac.ir
rvahdani@semnan.ac.ir

واژگان کلیدی: اتصال‌های گیردار، قابلیت تعویض‌پذیری، فیوز، بارگذاری چرخه‌ی، اتصال‌های از پیش تأیید شده.

۱. مقدمه

در آینه‌های طراحی بین‌المللی، قاب‌های خمیشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی معرفی شده‌اند. در این راستا، طراحی اتصال‌ها و در نظر گرفتن ضوابط خاص در سیستم ذکر شده، به منظور تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا، اهمیت بسزایی دارد. تا قبل از زلزله نورثربیج^۱ (۱۹۹۴)، تصور بر آن بود که جزئیات ارائه شده در آینه‌های طراحی در ارتباط با اتصال‌های صلب، به نحوی است که اتصال‌های تیر به ستون می‌توانند سطوح بالانی از شکل‌پذیری را از خود نشان دهند. وقوع زمین‌لرزه‌ی اخیر و مشاهده‌ی خرابی‌های گستردگی پس از آن در اتصال‌های تیر به ستون در قاب‌های خمیشی فولادی، حاکی از نیاز اساسی به بازنگری بین‌المللی در روند طراحی اتصال‌ها در سیستم قاب‌های خمیشی فولادی بوده است. در این راستا، به منظور بهبود عملکرد لرزه‌یی قاب‌های خمیشی با شکل‌پذیری ویژه، اتصال‌هایی با عنوان اتصال‌های از پیش تأیید شده در آینه‌های طراحی مطرح شده است.

در اتصال‌های از پیش تأیید شده، ۲ رویکرد تقویت اتصال در بر ستون

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۷/۸/۱، اصلاحیه ۱/۱۱، پذیرش ۱/۱۲، ۱۴۰۱/۱۱۰/۱، رویکرد

استناد به این مقاله:

طریقی، پیام، کافی، محمدعلی، وهدانی، رضا، ۱۴۰۲. ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد اتصال گیردار با قابلیت تعویض‌پذیری. مهندسی عمران شریف، ۴(۳۹)، صص. ۱۷-۳.

DOI:10.24200/J30.2023.61361.3166

از وقوع زلزله های متوجه شده و شدید و تشکیل مقاصل خمیری در تیرها، تعمیر پذیری سازه بسیار سخت و حتی غیرممکن خواهد بود. در صورت امکان تعمیر نیازمند صرف هزینه های گراف و زمان طولانی است. به منظور برطرف کردن مشکل اخیر اتصال هایی با عنوان اتصال های گیردار با قابلیت تعمیر پذیری مطرح شده است. در این نوع از اتصال ها، مفصل های خمیری در المان هایی از پیش تعیین شده به نام فیوز، که توسط پیچ های پر مقاومت به تیر متصل شده اند، تشکیل می شوند و پس از قوع زلزله، با باز کردن پیچ ها و تعویض المان های مذکور، سازه مجدد قابلیت بهره برداری خواهد داشت. در ادامه، به برخی از مطالعاتی که در سال های اخیر در این زمینه انجام شده، پرداخته شده است.

در مطالعه هی ^۲ و همکاران (۲۰۱۸)،^[۲۲] به بررسی آزمایشگاهی استفاده از نبیشی به عنوان فیوز تعویض پذیر پرداخته شده است. همچنین در مطالعه ای ایشان هدف بر آن بوده است که مفصل خمیری در فیوز بال تحتانی تیر متمرکز شود، تا از خرابی دال بتی م وجود در بال فوکانی تیر ممانعت به عمل آید. نتایج مطالعه ای آنها نشان داده است که در اتصال پیشنهادی، بیشتر خرابی ها در نبیشی تحتانی متمرکز شده و المان های اصلی در حالت کشسان باقی مانده اند. همچنین دال بتی با کمترین خرابی در طول آزمایش مواجه بوده است.

در مطالعه هی ^۳ و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۳] در ارائه ای اتصالی با قابلیت تعویض پذیر برای مطالعه ای المان فیوز، از تیری با سطح مقطع کاهاش یافته، که توسط ورق انتهایی به بال ستون و توسط ورق های وصله به قسمت اصلی تیر متصل شده بود، استفاده کردن و دریافتند که مفصل خمیری در قسمت کاهاش یافته ای المان فیوز تشکیل شده و اتصال مذکور قابلیت تعویض پذیری داشته است.

همچنین کلیک و توپکایا ^۴ (۲۰۲۱)،^[۲۴] به ارائه ای جزئیات اتصال تیر پیوند در قاب های مهاربندی و اگل با قابلیت تعویض پذیری پرداختند و دریافتند که صفحه های انتهایی تیر بیوند، که مطابق با ضوابط آینه نامه طراحی شده بودند، توانسته اند عملکرد قابل قبولی از خود نشان دهند و تعویض پذیری نیز در آنها امکان پذیر بوده است.

لو ^۵ و همکاران (۲۰۲۲)،^[۲۵] در بررسی آزمایشگاهی عملکرد اتصالی همراه با فیوز محدود شده در برابر کمانش، از ورق های وصله همراه با سوراخ های لوپیایی استفاده کرده اند، که در این قسمت نیز از ورق پوششی به منظور جلوگیری از کمانش ورق های وصله تشکیل و امکان لغزش پیچ منجر به استهلاک بیشتر از ری اتصال شده است.

گودا ^۶ و همکاران (۲۰۲۲)،^[۲۶] با استفاده از ناودانی پیچ شده به جان تیر به عنوان المان فیوز به ارزیابی تأثیر پارامترهایی، از قبیل: ارتفاع ناودانی و بهنای بال آن در عملکرد اتصال پیشنهادی به صورت عددی پرداختند و دریافتند زمانی که نسبت ارتفاع ناودانی به ارتفاع تیر برابر با ۸۸٪ در نظر گرفته شده است، بیشترین جذب ارزی در اتصال رخ داده است.

اتصال های ذکر شده به سازه های فولادی محدود نشده و پیشنهاد استفاده از المان های فولادی با قابلیت تعویض پذیری در اتصال های سازه های بتن آرمه نیز در سال های اخیر مطرح شده ^۷ و در آنها پس از اعمال بارگذاری چرخه بی، مفصل خمیری در المان فیوز فولادی متمرکز شده و قابلیت تعویض پذیری وجود داشته است. در مطالعه های حاضر به بررسی آزمایشگاهی عملکرد یک اتصال گیردار با قابلیت تعویض پذیری، تحت بارگذاری چرخه بی پرداخته شده است. در اتصال پیشنهادی ورق های فیوز توسط پیچ های پر مقاومت به بال ها و جان تیر متصل شده و فرض بر آن بوده است که پس از قوع زلزله و تشکیل مفصل خمیری در ورق های فیوز، امکان تعویض آن وجود داشته و سازه قابلیت بهره برداری مجدد خواهد داشت. در مطالعات آزمایشگاهی، نمونه از اتصال پیشنهادی با مقیاس کامل بررسی شده

در مطالعه هی ^۲ و همکاران (۲۰۱۸)،^[۲۲] به بررسی آزمایشگاهی استفاده از نبیشی به عنوان فیوز تعویض پذیر پرداخته شده است. همچنین در مطالعه ای ایشان هدف بر آن بوده است که مفصل خمیری در فیوز بال تحتانی تیر متمرکز شود، تا از خرابی دال بتی موجود در بال فوکانی تیر ممانعت به عمل آید. نتایج مطالعه ای آنها نشان داده است که در اتصال پیشنهادی، بیشتر خرابی ها در نبیشی تحتانی متمرکز شده و المان های اصلی در حالت کشسان باقی مانده اند. همچنین دال بتی با کمترین خرابی در طول آزمایش مواجه بوده است.

سلطان آبادی و بهنام فر (۲۰۱۸)،^[۲۳] در بررسی استفاده از نوع جدیدی از میراگرها در محل اتصال تیر به ستون که المان های اصلی آن، شامل لایه ای لاستیکی و پیچ های فولادی بوده و پیچ های فولادی به عنوان فیوز تعویض پذیر در نظر گرفته شده اند؛ دریافتند که تمامی نمونه ها تحت بارگذاری چرخه بی، رفتاری پایدار و بدون کاهاش مقاومت در تعییر شکل های بزرگ داشته اند.

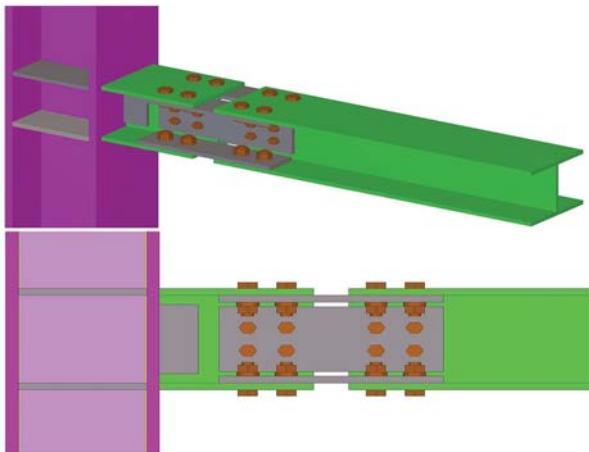
گروسوی و همکاران (۲۰۱۸ و ۲۰۲۰)،^[۲۴] در بررسی عددی و آزمایشگاهی ^۴ نمونه ای اتصال همراه با فیوز تعویض پذیر با سطح مقطع کاهاش یافته و با مفهوم استفاده از سطح مقطع کاهاش یافته در فیوز های تعویض پذیر دریافتند که مفصل خمیری در قسمت فیوز با سطح مقطع کاهاش یافته تشکیل شده و سایر المان های اتصال در حالت کشسان باقی مانده اند. همچنین پس از اعمال بارگذاری چرخه بی به نمونه ها، امکان تعویض آنها و اعمال بارگذاری مجدد وجود داشته است.

ریچارد ^۵ (۲۰۱۹)، با استفاده از ^۴ نمونه با ابعاد کامل همراه با فیوز بررسی تعییر پذیری، به بررسی اتصال ورق های فیوز توسط پیچ های پر مقاومت به بال های تیر و ورق های تعییه شده در ستون پرداخته و دریافتند که اتصال های پیشنهادی، قابلیت تعویض پذیری پس از قوع زلزله را داشته و سختی آنها فراتر از حدود تعیین شده برای اتصال های گیردار بوده است.^[۲۵]

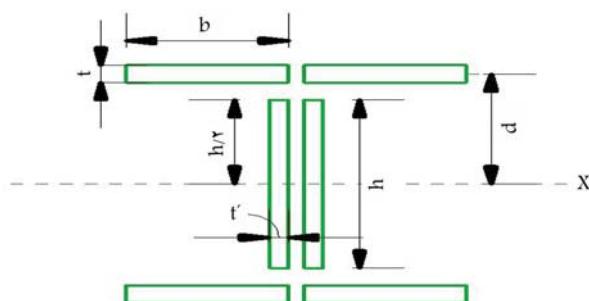
کانیلماز ^۶ و همکاران (۲۰۱۹)،^[۲۶] به بررسی نوع جدیدی از قاب های کامپوزیتی فولادی - بتی پرداخته اند، که نسبت به قاب های متداول، در برابر نیروی های لرزه بی مقاوم تر و مقرون به صرفه تر بوده اند. ایشان از وصله های پیچ و مهره که به تیر متصل کرده بودند و با استهلاک ارزی لرزه بی به عنوان «فیوز های سازه بی» رفتار می کردند، استفاده کردن و دریافتند که مفصل های خمیری در قسمت ورق وصله ای تیر متمرکز شده و سایر المان های اتصال در حالت کشسان باقی مانده اند.

وانگ ^۷ و همکاران (۲۰۲۰ و ۲۰۲۲)،^[۲۷] در بررسی عددی اتصال صلب همراه با فیوز T شکل تعویض پذیر، که از فولاد با مقاومت پایین ساخته شده بودند، دریافتند که در اتصال پیشنهادی، بدون افزودن تجهیزات و قطعات اضافی به اتصال های معمول تیر به ستون، که نیازمند صرف ارزی و هزینه بوده است، به اتصالی با اهداف عملکردی مورد نیاز دست پیدا کرده اند، که استفاده از آن را برای تمامی سازندگان مقنور ساخته است.

وانگ ^۸ و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۸] به منظور بهبود عملکرد لرزه بی سازه های



شکل ۱. اتصال پیشنهادی.



شکل ۲. نمایی از هندسه‌ی فیوز در اتصال پیشنهادی.

مقطع خمیری حول محور x هستند. با توجه به هندسه‌ی فیوز شکل ۲ در اتصال پیشنهادی، اساس مقطع خمیری آن مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$Z_x = 4btd + \frac{h^3 t'}{2} \quad (2)$$

گام ۲. محاسبه‌ی نیروی برشی در محل تشكیل مفصل خمیری مطابق (رابطه‌ی ۳):

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2} \quad (3)$$

گام ۳. محاسبه‌ی بیشینه‌ی لنگر خمیشی محتمل در برستون (مطابق رابطه‌ی ۴):

$$M_f = M_{pr} + V_{pr} S_h \quad (4)$$

گام ۴. کتربل لنگر خمیری تیر براساس تنش تسليم مورد انتظار با بیشینه‌ی لنگر خمیشی محتمل در برستون (مطابق رابطه‌ی ۵):

$$M_f \leq \phi_d M_{p-beam} (\phi_d = 1) \quad (5)$$

در روابط اخیر، W_u بار ثقلی ضریب دار، I_h فاصله‌ی بین مفاصل خمیری، M_f لنگر در برستون، M_{p-beam} ظرفیت خمیشی تیر، V_{pr} برش در محل مفصل خمیری و S_h فاصله‌ی برستون تا محل مفصل خمیری هستند. پارامترهای مذکور در شکل ۳ نمایش داده شده‌اند. پس از به دست آمدن ضخامت ورق‌های فیوز بال و جان تیر، تعداد و قطر بیچ‌های مورد نیاز برای اتصال ورق‌های مذکور به تیر محاسبه شده و براساس محدودیت‌های مربوط به کمیته‌ی فوایل بین بیچ‌ها و فاصله‌ی آنها تا لبه‌ی ورق‌های اتصال، طول ورق‌های فیوز به دست آمده است.

جدول ۱. معرفی نمونه‌های آزمایش شده.

نمونه	توضیحات
P ۱۲-۰ ۱	اتصال با ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۲ میلی‌متر
P ۱۲-۰ ۲	مدل ۱ پس از تعویض ورق‌های فیوز
P ۱۵-۰ ۱	اتصال با ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۵ میلی‌متر
P ۱۵-۰ ۲	مدل ۱ پس از تعویض ورق‌های فیوز

است. سپس به کمک نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس به راستی آزمایی نتایج به دست آمده در آزمایشگاه پرداخته شده است. در جدول ۱، نمونه‌های آزمایش شده معرفی شده‌اند.

۲. معرفی اتصال پیشنهادی

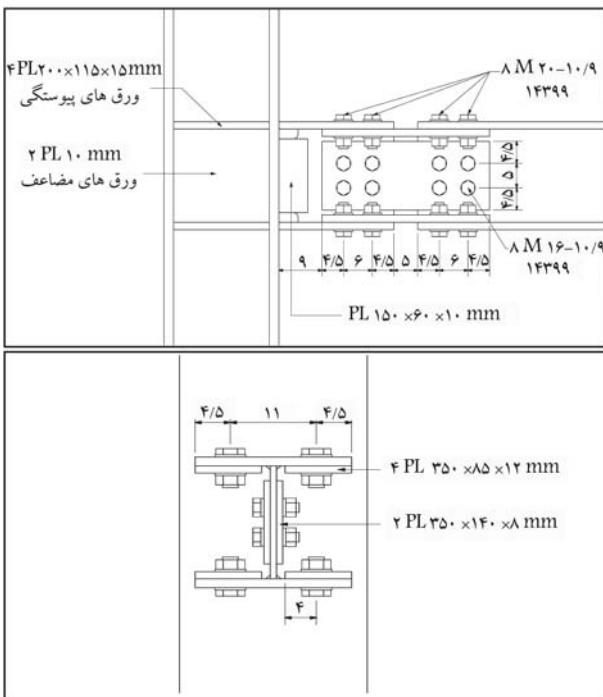
در مطالعه‌ی حاضر، به بررسی عملکرد اتصال با قابلیت تعویض پذیری پرداخته شده است. در اتصال پیشنهادی از ورق به عنوان المان فیوز استفاده شده است. نحوه اتصال ورق‌های به جان و بال‌های تیر به وسیله‌ی بیچ‌های پیچ‌های پر مقاومت ۹ و ۱۰ انجام پذیرفته و اتصال از نوع پیش‌تینیده در نظر گرفته شده است. در اتصال اخیر، تیر به ۲ قسمت تقسیم شده است: قسمت کوتاه، که توسط جوش شیاری با نفوذ کامل به ستون اتصال یافته و قسمت اصلی، که توسط المان فیوز و به کمک بیچ‌های پر مقاومت به مجموعه اضافه شده است. در اتصال اخیر فرض بر آن بوده است که به دلیل کاهش ارتفاع مقطع المان فیوز نسبت به ارتفاع تیر و در نتیجه کاهش ممان اینرسی آن حول محور قوی، مفصل خمیری در فیوز تشکیل شود و اتصال تیر به ستون از هرگونه شکست و خرابی مصون بماند؛ که این امر یکی از معیارهای اصلی مطرح شده در آین نامه‌های بین‌المللی،^[۱] در طراحی لزوه‌ی اتصال‌های از پیش تأیید شده است. از طرف دیگر، اتصال فیوز به بال‌های تیر موجب می‌شود که تیر در ناحیه‌ی مذکور تقویت شود و مفصل خمیری را به سمت فیوز در ناحیه‌ی که هیچ‌گونه اتصالی با بال‌ها و جان تیر ندارند، هدایت کند. همان‌طور که پیشتر نیز مطرح شده است، تقویت اتصال در برستون یا تضعیف ناحیه‌ی از تیر در فاصله‌ی بین مشخص از برستون، روش‌هایی بوده است که تاکنون در اتصال‌های از پیش تأیید شده، استفاده شده است. در این راستا، اتصال پیشنهادی در مطالعه‌ی حاضر نیز به دلیل کاهش ارتفاع مقطع در فاصله‌ی مشخص از برستون، می‌تواند در دسته‌بندی اتصال‌های تیر با سطح مقطع کاهش یافته قرار گیرد. در اتصال پیشنهادی فرض بر آن بوده است که پس از وقوع زلزله، المان‌های تیر و ستون کاملاً در حالت کشسان باقی بمانند و به وسیله‌ی بازکردن بیچ‌های المان فیوز و تعویض آنها، سازه مجدد قابلیت بهره‌برداری داشته باشد. جزئیات اتصال پیشنهادی در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

۳. طراحی اتصال پیشنهادی

در بخش حاضر، طراحی اتصال پیشنهادی به صورت گام به گام ارائه شده است: گام ۱. محاسبه‌ی بیشینه‌ی لنگر خمیشی محتمل در محل تشكیل مفصل خمیری (M_{pr}) مطابق با آین نامه‌ی AISCE358-16 (رابطه‌ی ۱).

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_x \quad (1)$$

که در آن، C_{pr} ضریب سخت شدگی کرنشی، R_y نسبت تنش تسليم مورد انتظار به کمینه‌ی تنش تسليم تعیین شده‌ی مصالح، F_y تنش تسليم فولاد و Z_x اساس

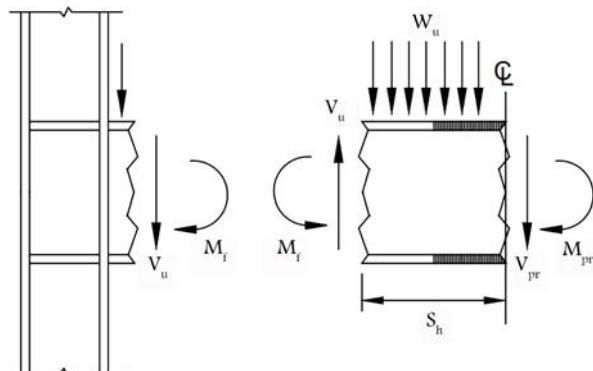


شکل ۴. جزئیات اتصال پیشنهادی (P ۱۲).

توجه به روند طراحی مطرح شده، جزئیات اتصال (P12) در شکل ۴ مشاهده می شود.

۴. پیکربندی آزمایش

در برپایش نمونه‌ها، ستون به حالت افقی و تیر به صورت عمودی در نظر گرفته شده است. میزان تغییر مکان مورد نظر با توجه به پروتکل بارگذاری توسط جک هیدرولیکی ۱۵۰ تن به انتهای تیر وارد شده است. با توجه به ظرفیت خمی محاسباتی تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار (M_{pe}) که در جدول ۳ ارائه شده است، بیشینه‌ی نیروی مورد نیاز برای اعمال جابه‌جایی بیشینه در حدود ۱۷ تن بوده است، که کفایت ظرفیت جک را تأمین می‌کند. در مطالعه‌ی حاضر فرض شده است که تیر و ستون در یک قاب خمی که فقط تحت بارگذاری جانی بوده و از بارهای ثقلی صرف نظر شده است، قرار گرفته‌اند؛ که در این حالت لنگرهای ایجاد شده در وسط ارتفاع طبقات و در قسمت میانی طول تیر برابر با صفر در نظر گرفته شده‌اند. در این راستا، در آزمایشگاه در دو انتهای ستون از دو صفحه‌ی فولادی که توسط شفت به یکدیگر متصل شده بودند و صفحه‌ی فوکانی آن آزادانه حول محور عرضی خود دوران می‌کرد، به عنوان تکیه‌گاه مفصلی استفاده شده است. در این حالت، ستون توسط پیچ‌های پر مقاومت به تکیه‌گاه‌ها و تکیه‌گاه‌ها نیز توسط پیچ‌های پر مقاومت به کف صلب متصل شده‌اند. به منظور اعمال یکنواخت تغییر مکان به تیر توسط جک هیدرولیکی، از دو صفحه‌ی صلب که توسط میل مهارهای رزو شده به یکدیگر متصل شده بودند، استفاده شده است. همچنین به منظور عدم جابه‌جایی صفحه‌های صلب در راستای قائم از ۲ عدد نیشی متصل به تیر در زیر آنها و نیز عدم جابه‌جایی تیر در راستای خارج صفحه، از دو تیر فولادی در دو طرف تیر اصلی به عنوان مهار جانی استفاده شده است. به منظور جلوگیری از خطاهای محتمل در اندمازه‌گیری، ابتدا توسط جک هیدرولیکی، جابه‌جایی، مشخص به سر تیر اعمال



شکل ۳. دیاگرام آزاد نیروها در محل تشکیل مفصل خمیری.

جدول ٢. ابعاد مقاطع تیر و ستون.

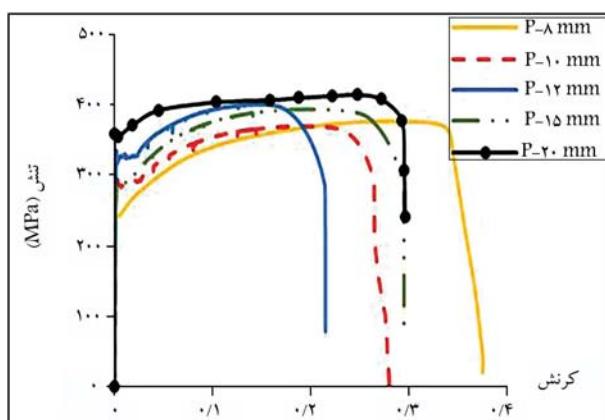
جان (mm)	بال (mm)	
١٩٠ × ٨	٢٠٠ × ١٥	تير
٢٠٠ × ١٠	٢٤٠ × ٢٠	ستون

در تمامی نمونه‌ها، طول ستون برابر با 2000 میلی‌متر و طول تیر از مرکز ستون تا محل اعمال بار برابر با 1445 میلی‌متر در نظر گرفته شده است. از آنجایی که هدف در طبقه‌ای حاضر، بررسی شکست در تیر بوده است، در این راستا ابعاد مقطع ستون و مشخصات چشمی اتصال به نحوی انتخاب شده است که در رفتار کلی اتصال، تأثیری نداشته باشد.^[۲۰] بدین منظور در چشمی اتصال از ورق‌های پیوستگی و مضاعف استفاده شده است، به طوری که مدول مقطع ستون بیشتر از 2 برابر مقطع تیر بوده است؛ تا اطمینان حاصل شود که مفصل خمیری در تیر تشکیل خواهد شد.^[۱۵] پس از انتخاب مقاطع تیر و ستون براساس ضابطه‌ی ستون قوی - تیر ضعیف، طراحی اتصال پیشنهادی براساس آینین‌نامه‌ی 16 -AISC^[۱] برای قاب خمی و یه انجام شده است. نکته‌ی حائز اهمیت در طراحی اتصال پیشنهادی، کنترل مقاومت اتکابی ورق‌های اتصال بوده است؛ به دلیل آنکه در صورت ایجاد سرخوردگی بین ورق‌های فیوز و تیر و ایجاد تنش بین پیچ و جداره‌ی سوراخ، این امر موجب لهیدگی ورق در ناحیه‌ی مذکور نشود. در غیر این صورت، قابلیت تعویض پذیری اتصال با خطر رویه رو خواهد شد. ابعاد تیر و ستون که از نوع فشرده‌ی لرزه‌بی هستند، در جدول 2 آرایه شده است.

در اتصال پیشنهادی، ابعاد ورق فیوز براساس محدودیت‌های کمینه‌ی فواصل بین سوراخ پیچ‌ها و کمینه‌ی فاصله بین سوراخ پیچ و لبه‌ی ورق فیوز یا تیر انتخاب شده است. با توجه به کاهش ارتفاع مقطع کاهش تیر در حد فاصله بین دو لبه‌ی تیر و در نتیجه کاهش ممان اینرسی مقطع در فاصله‌ی مذکور می‌توان اتصال پیشنهادی را جزء اتصال‌های تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته فرض کرد. در این راستا، طول قسمت کاهش‌یافته برابر با فاصله‌ی بین مرکز پیچ‌های نزدیک به لبه‌ی تیر در نظر گرفته شده است.^[۱۳] از طرفی دیگر، با توجه به اینکه هر مقدار طول آزاد کمانش ورق‌های فیوز بال تیر (فاصله‌ی بین دو لبه‌ی تیر) افزایش یابد، ظرفیت خمی آنها به دلیل کمانش زوده‌نگام کاهش می‌یابد؛ لذا فاصله‌ی اخیر برابر با کمینه‌ی میزان تعیین شده در اتصال‌های تیر با سطح مقطع کاهش‌یافته در نظر گرفته شده است. در نتیجه، این فاصله برابر با 140 میلی‌متر در نظر گرفته شده است، که در این حالت فاصله‌ی میان دو تیر برابر با 55 میلی‌متر به دست آمده است. با

جدول ۳. نتایج آزمایش کشش بر روی نمونه ورق‌های فولادی.

کرنش شکست (%)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسليم (MPa)	مدول کشسانی (GPa)	ضخامت ورق mm
۲۵/۶۹	۴۱۲/۸۲	۳۵۴/۳۲	۱۹۸/۱۲	۲۰
۲۲/۹۶	۳۹۳/۷۲	۲۸۸/۷۰	۱۹۳/۳۶	۱۵
۱۶/۸۵	۴۰۰/۷۳	۳۲۴/۶۴	۲۰۳/۷۱	۱۲
۲۲/۷۷	۳۷۳/۱۲	۲۹۹/۵۰	۱۹۰/۰۱	۱۰
۲۹/۶۳	۳۷۲/۱۰	۲۴۱/۰۱	۱۹۲/۱۱	۸
۱۱/۶۳	۱۱۷۳/۹۸	۱۰۱۷/۷۰	۲۱۰/۹۲	اتصال دهنده‌ها



شکل ۶. نمودار تنش - گرنش نمونه‌های فولادی.



Diagram illustrating a bridge crane system. The crane is supported by two tall lattice-boom towers. A horizontal beam connects the towers, with a 100-ton hydrodynamic jack (چک هیدرولیکی) mounted on top. A 125-ton side shear device (مهار جانبی تیر) is shown on the left side. The crane's main beam is supported by two 100-ton side girders (نکه گاه مفصلي). The entire structure is supported by a thick steel base (کف صلب). The diagram includes dimensions: 100m for the span between the towers and 100m for the side girder length.

شکل ۵. پیکر پندی آزمایش.

در مطالعه‌ی حاضر، به منظور بررسی عملکرد چرخه‌ی اتصال پیشنهادی از پروتکل بارگذاری ارائه شده در آینه‌ی نامه‌ی FEMA-۳۵۰^[۲۱] استفاده شده است. از پروتکل بارگذاری ذکر شده در مطالعات بسیاری به منظور بررسی رفتار اتصال تیر به ستون فولادی استفاده شده است.^[۲۲-۲۳] در بارگذاری ذکر شده، برای نسبت تغییرمکان نسبی ۳۷۵/۰ و ۷۵۰/۰ و ۵۰۰۵/۰ و ۰/۰۰۵ رادیان^[۶] چرخه، برای نسبت تغییرمکان نسبی ۱۵/۰ و ۰۲/۰ و ۰/۰۱۵ رادیان به ترتیب:^[۴] ۲ و ۲ چرخه در نظر گرفته شده و در مراحل بعد با اضافه شدن ۱/۰ رادیان در هر مرحله و عمال ۲ چرخه، بارگذاری تا شکست کامل اتصال ادامه یافته است. در مطالعه‌ی حاضر، اعمال بارگذاری به انتهای تیر صورت پذیرفته و برای نمونه‌های ۱۲۰-۰۱ P1۵-۰۱ P1۵-۰۲ P1۲۰-۰۲ رادیان نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪ را ایجاد کرده‌اند. نتایج آزمایشات نشان می‌دهند که اعمال شده و تأثیرات آنها بر رفتار اتصال تیر مطالعه شده مطابق با نتایج آن مطالعه می‌شود.

۷. نتایج آزمایش

در مطالعات آزمایشگاهی پس از بارگذاری نمونه‌ی مورد نظر تا تغییر مکان مشخص، ورق‌های فیزی تعویض شده و نمونه مجدداً تحت بارگذاری قرار گرفته است. با توجه به روند طراحی اتصال پیشنهادی، ضخامت ورق‌های فیزی بال تیر برابر با ۱۲ میلی‌متر به دست آمده است، که در نمونه‌ی اخیر نسبت مقاومت خمشی، مورد

و سپس با مقدار ثبت شده در سیستم ریانه‌ی، که از جایه‌جایی سنج نصب شده در آن قسمت به دست آمده بود، مقایسه شده است. همچنین با توجه به نتایج آزمایش کشش، کرنش‌های تسلیم به دست آمده در ورق‌های با ضخامت‌های مختلف با نتایج به دست آمده از کرنش‌سنجی‌های نصب شده بر روی ورق‌های فولادی بررسی و ارزیابی شده است. در شکل ۵، پیکربندی آزمایش مشاهده می‌شود.

٥. مشخصات مصالح

برای تمامی ورقهای استفاده شده در تیر، ستون، ورقهای فیوز بال و جان تیر، سختکنندها و همچنین اتصال دهندها، آزمون کشش مطابق با استاندارد ASTM A370^[۳۱] انجام شده است. مدول کشسانی، تنش تسلیم، تنش نهایی و کرنش شکست مصالح در جدول ۳ آورده شده است. همچنین نمودار تنش - کرنش ورقهای فولادی نیز در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

جدول ۴. خلاصه‌بی از نتایج طراحی اتصال پیشنهادی.

M_{pr} (kN.m)	M_f/M_{pe}	M_{pe} (kN.m)	M_f (kN.m)	$Z_{x,fuze}$ (cm ³)	t (mm)	مدل
۱۴۴/۲۰	۰/۹۹	۱۸۹/۶۸	۱۸۸/۳۸	۴۳۵/۴۰	۱۲	P ۱۲
۱۷۳/۷۶	۱/۱۹	۱۸۹/۶۸	۲۲۷/۰۰	۵۲۴/۸۵	۱۵	P ۱۵

t : ضخامت ورق فیوز بال تیر

$Z_{x,fuze}$: اساس مقطع خمیری فیوز

M_f : بیشینه‌ی لنگر خمیری متحمل در بر ستون

M_{pe} : لنگر خمیری تیر بر حسب تنش تسلیم مورد انتظار

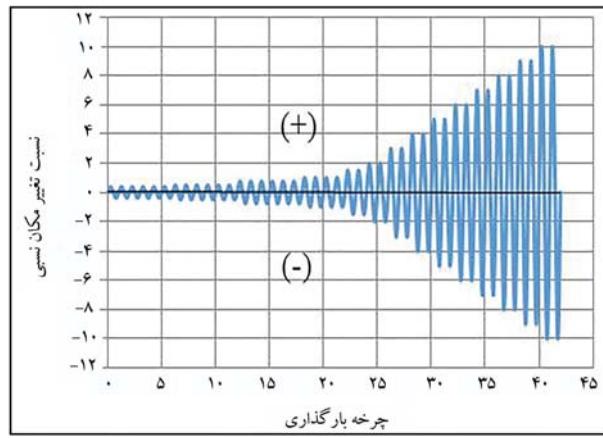
M_{pr} : بیشینه‌ی لنگر خمیری در محل تشکیل فیوز

در چرخه‌ی اول نسبت تغییرمکان نسبی ۱٪، ورق‌های فیوز بال تیر وارد ناحیه‌ی غیرخطی شدند. در این حالت، سرخوردگی و جداشدنی در ورق‌های مذکور مشاهده نشد. همچنین ورق‌های فیوز جان تیر در حالت کشسان بوده و هیچ‌گونه کمانش موضعی در آنها مشاهده نشده است. این حالت تا انتهای چرخه‌ی چهارم نسبت تغییرمکان نسبی ۱٪ ادامه یافته است.

در چرخه‌ی اول نسبت تغییرمکان نسبی ۱/۵٪، به میزان ۵/۰ میلی‌متر سرخوردگی در ورق‌های فیوز بال تیر مشاهده شد. همچنین میزان کرنش‌های خمیری نیز در ورق‌های اخیر به صورت افزایشی بوده است.

از نسبت تغییرمکان نسبی ۲ الی ۷ درصد، میزان کرنش‌های خمیری ایجاد شده در ورق‌های فیوز بال تیر افزایشی بوده است، که این موضوع در تغییرشکل آنها نیز کاملاً مشاهده می‌شود. همچنین میزان سرخوردگی میان ورق‌های فیوز بال و سطح بال تیر با افزایش تغییرمکان، افزایش داشته است؛ به نحوی که در انتهای نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪، میزان سرخوردگی مذکور به ۵ میلی‌متر افزایش یافته است. با توجه به اطلاعات به دست آمده از کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی ورق‌های فیوز جان تیر، این ورق‌ها در انتهای نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪ در حالت کشسان باقی مانده‌اند. همچنین در انتهای بارگذاری، هیچ‌گونه شکست در جوش‌های اتصال تیر به ستون و جوش‌های اتصال بال به جان تیر و ستون و نیز تغییرشکل‌های فراکشسان در چشممه‌ی اتصال مشاهده نشده است. پس از باز کردن ورق‌های فیوز بال تیر، سوراخ‌های تعییه شده بر روی آنها، کمی دچار تغییرشکل شده و آثار سرخوردگی ورق‌ها بر روی یکدیگر کاملاً مشهود بوده است. این در حالی است که تغییری در سوراخ‌های موجود بر روی بال‌های تیر در طی فرایند بارگذاری مشاهده نشده است. این امر نشان می‌دهد که تعویض پذیری اتصال مقوب و به همین سبب با تعویض فقط ورق‌های فیوز بال تیر، مجدد آزمایش تکرار شده است. عملکرد نمونه‌ی ۱۲۰۲ P نیز بسیار مشابه با نمونه‌ی ۱۲۰۱ P بوده و با تعویض ورق‌های فیوز مجددًا تغییرشکل‌های خمیری در ورق‌های فیوز بال تیر تشکیل و با افزایش میزان نسبت تغییرمکان نسبی، میزان کمانش و تغییرشکل ایجاد شده در ورق‌های فیوز بال تیر تشدید شده است. در پایان نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪، تیر و ستون در حالت کشسان باقی ماندند و هیچ‌گونه شکست در جوش‌های اتصال و تغییرشکل در چشممه‌ی اتصال مشاهده نشده است. میزان سرخوردگی بین ورق‌های فیوز بال و سطح بال تیر نیز در نمونه‌ی اخیر از ۵/۰ میلی‌متر در نسبت تغییرمکان نسبی ۱/۵٪ آغاز شده و در نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪ به میزان ۸ میلی‌متر رسیده است. میزان سرخوردگی در تمامی چرخه‌های بارگذاری، که در دو نمونه تقریباً یکسان بوده، در جدول ۵ ارائه شده است.

در انتهای بارگذاری و باز کردن ورق‌های فیوز بال تیر، سوراخ‌های تعییه شده بر



شکل ۷. تاریخچه‌ی بارگذاری FEMA-۳۵۰ [۲۶].

نیاز در بر ستون به لنگر قابل تحمل توسط تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار کوچک‌تر از ۱ بوده است. در نتیجه، در نمونه‌های اول و دوم (نمونه‌ی اول پس از تعویض ورق‌های فیوز)، به بررسی رفتار چرخه‌ی اتصال پیشنهادی همراه با ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۲ میلی‌متر پرداخته شده است. از آنجایی که انتظار می‌رود به دلیل کمانش زودهنگام ورق‌های فیوز بال تیر اتصال پیشنهادی به ظرفیت در نظر گرفته شده در طراحی نرسد؛ در این راستا در نمونه‌های سوم و چهارم (نمونه‌ی سوم پس از تعویض ورق‌های فیوز) به بررسی آزمایشگاهی اتصال مذکور با ضخامت ورق فیوز بال تیر برابر با ۱۵ میلی‌متر پرداخته شده است. در مدل اخیر، نسبت مقاومت خمیری مورد نیاز در بر ستون به لنگر خمیری قابل تحمل توسط تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار فلتر از ۱ بوده است. اما با توجه به عدم انتقال کامل لنگر از تیر به ستون، به دلیل کمانش ورق‌های فیوز بال تیر از رسیدن به ظرفیت خود، انتظار می‌رود که قابلیت تعویض پذیری در مدل مذکور نیز برقرار باشد. در جدول ۴، خلاصه‌بی از نتایج طراحی ارائه شده است.

۱.۷. نمونه‌ی P ۱۲۰۱ و P ۱۲۰۲

در نمونه‌ی ۱۲۰۱ P، در پایان تغییرمکان‌های نسبی ۰/۳۷۵، ۰/۵۰ و ۰/۷۵ درصد، هیچ‌گونه کمانش موضعی، سرخوردگی و جدا شدنی در ورق‌های فیوز مشاهده نشده است. همچنین در مراحل اخیر، شکست در جوش‌های اتصال، پیچش در تیر و کمانش موضعی در هیچ‌یک از قسمت‌های تیر و چشممه‌ی اتصال مشاهده نشده است.

جدول ۵. میزان سُرخوردگی ورق های فیوز بال تیر در نمونه های ۱ P۱۲-۰۲ و ۲ P۱۵-۰۲

میزان سُرخوردگی (mm)	نسبت تغییر مکان نسبی (%)
۱/۵	۰/۵۰
۲	۱/۰۰
۳	۱/۵۰
۴	۲/۰۰
۵	۲/۵۰
۶	۳/۰۰
۷	۵/۰۰
۸	۵/۵۰
۹	۸/۰۰



شکل ۹. نتایج آزمایش نمونه های ۱ P۱۲-۰۲ و ۲ P۱۵-۰۲.



شکل ۸. نتایج آزمایش نمونه های ۱ P۱۲-۰۱.

روی آنها دچار تغییر شکل شده و آثار سُرخوردگی ورق ها در یکدیگر کاملاً مشهود بوده است. با وجود این، سوراخ های موجود بر روی بال و جان تیر تقریباً بدون تغییر باقی مانده اند؛ که این موضوع تأییدی بر کنترل صحیح مقاومت اتکابی ورق های اتصال در فرایند طراحی بوده است. همچنین با توجه به نتایج ثبت شده توسط کرنش سنج های نصب شده بر روی ورق های فیوز جان تیر، ورق های مذکور در پایان با رکارهای در حالت کشسان بوده و تغییر شکلی در سوراخ های موجود بر روی آنها ایجاد نشده است. شایان ذکر است که سوراخ های تعییه شده بر روی بال ها و جان تیر در انتهای آزمایش بدون تغییر باقی مانده و مجدداً امکان تعویض ورق های فیوز و بهره برداری از اتصال پیشنهادی وجود داشته است. در شکل های ۸ و ۹، به ترتیب تصاویری از نتایج آزمایش در نمونه های ۱ P۱۲-۰۱ و ۲ P۱۲-۰۲ مشاهده می شود.

با توجه به توضیحات مطرح شده در ابتدای مطالعه‌ی حاضر و همچنین نتایج به دست آمده از ۲ آزمایش قبل، همان‌طور که انتظار می‌رفت، به جهت کمانش ورق های فیوز بال تیر قبل از رسیدن به ظرفیت در نظر گرفته شده در طراحی و همچنین عدم انتقال لنگر پیش‌بینی شده به برستون، فراتر رفتن از حد تعیین شده در ضوابط طراحی لرزه‌ای در اتصال پیشنهادی، قاعده‌ای نباید مشکلی را برای اتصال به وجود آورد. به منظور بررسی این امر در بخش حاضر به آزمایش اتصال پیشنهادی ورق های فیوز بال تیر با ضخامت ۱۵ میلی‌متر پرداخته شده است؛ که در نمونه ای خیلی لنگر مورد نیاز در برستون، ۸٪ از ظرفیت خمیشی تیر براساس نتیج سلسیم مورد انتظار بیشتر در نظر گرفته شده است.

در نمونه‌ی ذکر شده، پس از اعمال تغییر مکان های نسبی ۵/۰، ۵/۵۰، ۷/۵ و ۱ درصد رادیان، شکست در جوش ها اتصال، پیچش در تیر، تغییر شکل و یا سُرخوردگی و جداسدگی در ورق های فیوز بال تیر مشاهده نشده و تمام المان های اتصال در حالت کشسان باقی مانده اند. در انتهای چرخه‌ی نسبت تغییر مکان نسبی ۱/۵، ورق های فیوز بال تیر کمی دچار تغییر شکل شده اند؛ که نشان دهنده‌ی ورود ورق های مذکور به ناحیه‌ی غیر خطی بوده است. همچنین در جایه‌جایی صورت گرفته، سُرخوردگی در ورق های فیوز بال تیر مشاهده نشده است. چشممه‌ی اتصال نیز در انتهای این مرحله از بارگذاری در حالت کشسان بوده و تغییر شکلی در آن مشاهده نشده است. در چرخه‌ی اول نسبت تغییر مکان نسبی ۲٪، سُرخوردگی در حدود ۵۰٪ میلی‌متر در ورق های فیوز بال تیر مشاهده شده و این میزان با افزایش نسبت تغییر مکان



شکل ۱۰. نتایج آزمایش نمونه‌ی P۱۵-۰۲.

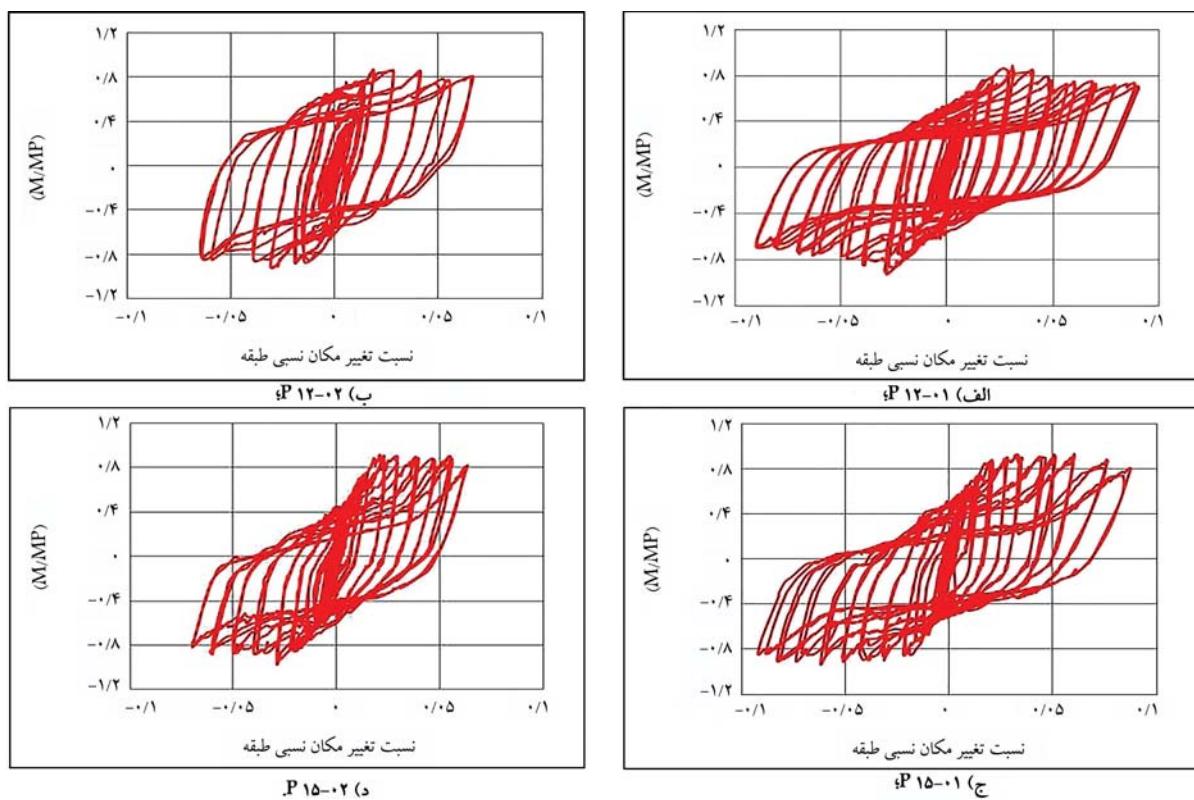


شکل ۱۱. نتایج آزمایش نمونه‌ی P۱۵-۰۲.

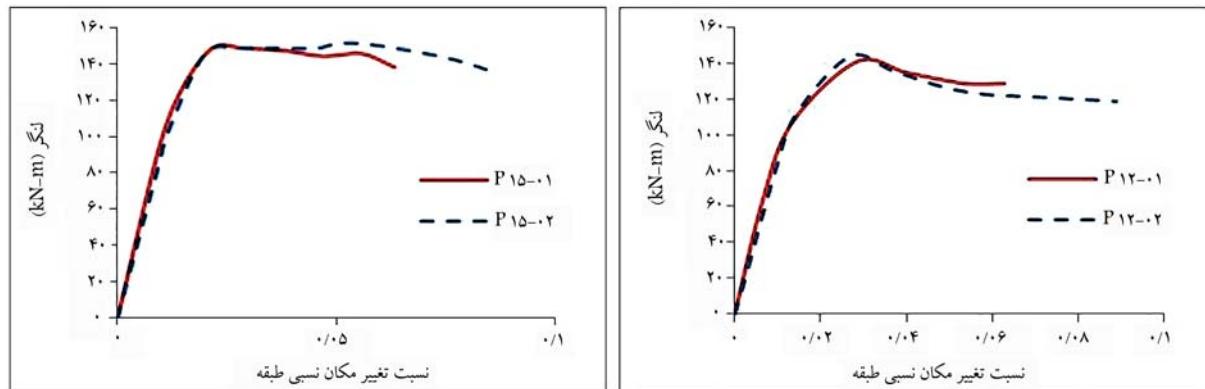
نسبی افزایش یافته است، به نهودی که در پایان نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪، در حدود ۴ میلی متر گزارش شده است؛ که در مقایسه با مدل ۱ P۱۲-۰۵، کاهش داشته است. تا پایان نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪، هیچ‌گونه شکست، پیچش و تغییر شکل در تیر و ستون مشاهده نشده است. میزان کمانش ورق‌های فیوز بال تیر نیز در انتهای بارگذاری در حالت کشسان باقی مانده‌اند. میزان کمانش ورق‌های فیوز بال تیر با افزایش میزان تغییر مکان، تشدید یافته و جداسازی آنها از سطح بال تیر نیز محسوس نبوده است. با توجه به نتایج به دست آمده از جابه‌جایی سنج نصب شده بر روی جان تیر، جابه‌جایی خارج از صفحه‌ی آن در حدود صفر بوده است. پس از باز کردن فیوز‌های بال تیر سوراخ پیچ‌های موجود بر روی آن با اندکی تغییر شکل روبه‌رو بوده است؛ با وجود این عدم تغییر شکل سوراخ‌های موجود در بال تیر، امکان تعویض پذیری اتصال را مقدور ساخته است. در این راستا، در آزمایش بعد ورق‌های فیوز بال تیر تعویض و بارگذاری مجدداً تا نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ در نمونه‌ی ۲ P۱۵-۰۵ اعمال شده است. در مدل اخیر، نیز سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال تیر در چرخه‌ی اول نسبت تغییر مکان نسبی ۲٪ رخ داده و مقدار آن در حدود ۵۰ میلی متر گزارش شده است. در چرخه‌های نسبت تغییر مکان نسبی ۳ الی ۹ درصد، فقط میزان کمانش موضعی ورق‌های فیوز بال تیر تشدید یافته است، که تبع آن جداسازی ورق‌های فیوز بال تیر از سطح بال تیر نیز با افزایش روبه‌رو بوده است؛ با وجود این، هیچ‌گونه پارگی در آنها مشاهده نشده است. میزان سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال تیر با افزایش نسبت تغییر مکان نسبی، افزایش یافته و در انتهای چرخه‌ی نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ به حدود ۶/۵ میلی متر رسیده است؛ که این میزان در مقایسه با نمونه‌ی P۱۲-۰۵ ۱۸/۷٪ کاهش داشته است. همچنین هیچ‌گونه شکست در جوش اتصال تیر به ستون، جوش اتصال بال به جان تیر و یا ستون مشاهده نشده و تمامی المان‌های اتصال، از جمله ورق‌های فیوز جان تیر و چشمی اتصال در حالت کشسان باقی مانده‌اند. پس از اتمام فرایند آزمایش و باز کردن ورق‌های فیوز، سوراخ‌های تعییه شده بر روی ورق‌های فیوز بال تیر دچار تغییر شکل شده و آثار سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال تیر نیز مانند نمونه‌ی قبل کاملاً قابل مشاهده بوده است؛ در حالی که سوراخ‌های روی بال‌ها و جان تیر و سوراخ‌های فیوز جان تیر بدون تغییر باقی مانده‌اند. این امر نشان می‌دهد که با تعویض تنها ورق‌های فیوز بال تیر، مجدداً اتصال قابل بهره‌برداری خواهد بود، که این موضوع می‌تواند جزء مزایای اتصال پیشنهادی در نظر گرفته شود. در جدول ۶، میزان سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال نسبت به سطح بال تیر در مراحل مختلف بارگذاری ارائه شده است. با توجه به نزدیک بودن میزان سُرخوردگی در هر دو نمونه‌ی ۱ P۱۵-۰۱ و ۲ P۱۵-۰۲، از تکرار آن اجتناب شده است. در ادامه، در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ به ترتیب تصاویری از مراحل آزمایش در نمونه‌های ۱ P۱۵-۰۱ و ۲ P۱۵-۰۲ مشاهده می‌شود.

جدول ۶. میزان سُرخوردگی ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های ۱ P۱۵-۰۱ و ۲ P۱۵-۰۲.

میزان سُرخوردگی (mm)	نسبت تغییر مکان نسبی (%)
۰/۵۰	۰/۵۰
۱/۵۰	۱/۵۰
۲/۰۰	۲/۰۰
۲/۵۰	۲/۵۰
۳/۰۰	۳/۰۰
۴/۰۰	۴/۰۰
۵/۰۰	۵/۰۰
۵/۵۰	۵/۵۰
۶/۰۰	۶/۰۰



شکل ۱۲. نمودارهای چرخه‌یی نمونه‌های P۱۲ و P۱۵.



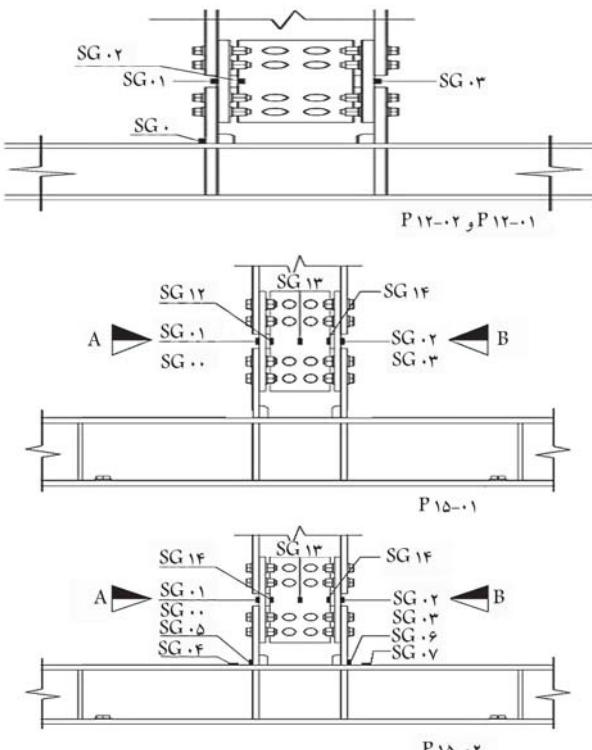
شکل ۱۳. نمودار عملکرد نمونه‌ها.

در افت مقاومت خمشی اتصال شده است؛ که این امر می‌تواند به دلیل تأخیر در کماش و همچنین کاهش در تغییرشکل ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های P15 نسبت به نمونه‌های P12 باشد. در نمونه‌های P12-۰۲ و P15-۰۲، نسبت M/M_p در نسبت تغییرمکان نسبی M/M_p نسبی ۴٪ را دیان، به ترتیب برابر با ۸۳٪ و ۸۸٪ بوده است؛ که مطابق با ضوابط طراحی لرزه‌یی اتصال‌های گیردار، به دلیل فراتر بودن این نسبت از ۵٪ است که اتصال‌های مذکور در قاب‌های خمشی ویژه بلامانع بوده است. شایان ذکر است که با توجه به نزدیک بودن نسبت M/M_p در هر دو نمونه P12-۰۱ و P12-۰۲ به نسبت ۸۰٪، پیشنهاد می‌شود که در طراحی اتصال نسبت M_p به M_{p-beam} فراتر از ۱ در نظر گرفته شود. این مقدار در بخش مطالعات عددی بررسی شده است. در ادامه، نمودارهای عملکرد اتصال‌های مذکور در شکل ۱۳

در شکل ۱۲، نیز نمودارهای چرخه‌یی حاصل از بارگذاری چرخه‌یی مشاهده می‌شود. که در آنها محور قائم، نسبت لنگر به دست آمده در برستون (M) به لنگر خمیری اسیمی مقطع تیر (M_p) و محور افقی، نسبت تغییرمکان نسبی طبقه را نشان می‌دهند. همان‌طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، نمودارهای چرخه‌یی تمامی نمونه‌ها مترادن است و باریک‌شدنگی چرخه‌ها به دلیل کماش ورق‌های فیوز بال تیر و سرخورده‌گی آنها، در تمامی نمونه‌ها مشاهده می‌شود. همچنین این امر موجب شده است که اتصال پیشنهادی به ظرفیت در نظر گرفته شده در طراحی دست پیدا نکند. در نمونه‌های P12-۰۱ و P12-۰۲، پس از اعمال نسبت تغییرمکان نسبی ۵٪ را دیان، افت مقاومت در نمونه‌ها مشاهده شده است؛ این در حالی است که در نمونه‌های P15-۰۱ و P15-۰۲، افت مقاومت در نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪ را دیده است. در نتیجه، افزایش ظرفیت خمشی فیوز، موجب تأخیر

جدول ۷. نتایج به دست آمده از نمودارهای پوش و دوخطی.

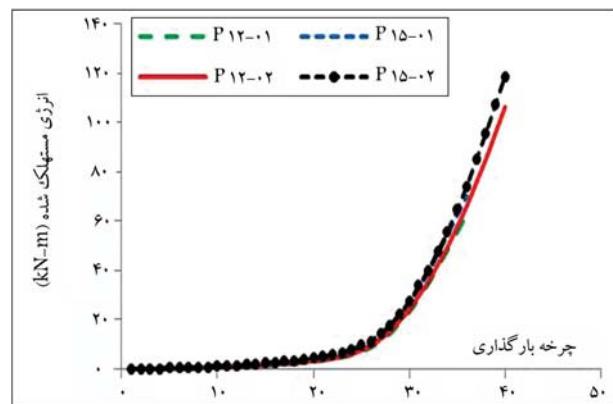
M_u/M_f	M_p (kN - m)	M_f (kN - m)	M_u (kN - m)	K_e (MN - m)	نمونه
۰/۷۸	۱۶۴/۹۰	۱۷۹/۵۴	۱۴۰/۷۲	۹/۷۵	P ۱۲-۰۱
۰/۷۹	۱۶۴/۹۰	۱۷۹/۵۴	۱۴۲/۳۵	۸/۹۱	P ۱۲-۰۲
۰/۷۲	۱۶۴/۹۰	۲۰۴/۱۵	۱۴۸/۸۲	۹/۹۳	P ۱۵-۰۱
۰/۷۲	۱۶۴/۹۰	۲۰۴/۱۵	۱۴۸/۶۱	۹/۳۲	P ۱۵-۰۲



شکل ۱۵. محل نصب کرنش سنجها.

مطابق شکل ۱۴، میزان جذب انرژی نمونه‌های P ۱۲ و P ۱۵ با تعویض فیوز تغییر چندانی نداشته است. همچنین بیشینه‌ی میزان جذب انرژی تجمعی در نمونه‌ی P ۱۵-۰۱ نسبت به نمونه‌ی P ۱۲-۰۱ ۱۲/۱۳٪ بیشتر بوده است. این مقدار افزایش در نمونه‌ی P ۱۵-۰۲ نسبت به نمونه‌ی P ۱۲-۰۲ در نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪ برابر با ۱۲/۱۶٪ به دست آمده است. بنابراین اختلاف جذب انرژی پس از تعویض فیوزها نیز در دو مدل مذکور در نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪ ثابت باقی مانده است. همچنین بیشینه‌ی جذب انرژی تجمعی در نمونه‌ی P ۱۵-۰۲ نسبت به نمونه‌ی P ۱۲-۰۲ در نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ با افزایش ۱۱/۷۶٪ همراه بوده است. در نتیجه، با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری، میزان اختلاف جذب انرژی تجمعی در دو نمونه‌ی مذکور با کاهش روبرو بوده است. شایان ذکر است که با افزایش حدود ۱۳ درصدی ظرفیت خمی فیوز (استفاده از ورق فیوز ۱۵ میلی‌متر به جای ورق ۱۲ میلی‌متر در بال تیرا، میزان بیشینه‌ی جذب انرژی تجمعی به میزان ۱۲٪ افزایش یافته است.

به منظور بررسی رفتار خطی یا غیرخطی المان‌های اتصال در طی فریند بارگذاری از کرنش سنج‌هایی در نقاط مختلف نمونه‌ها استفاده شده است. در شکل ۱۵، محل نصب کرنش سنج‌ها و همچنین در شکل ۱۶، نتایج به دست آمده از



شکل ۱۴. منحنی جذب تجمعی انرژی در نمونه‌های آزمایش.

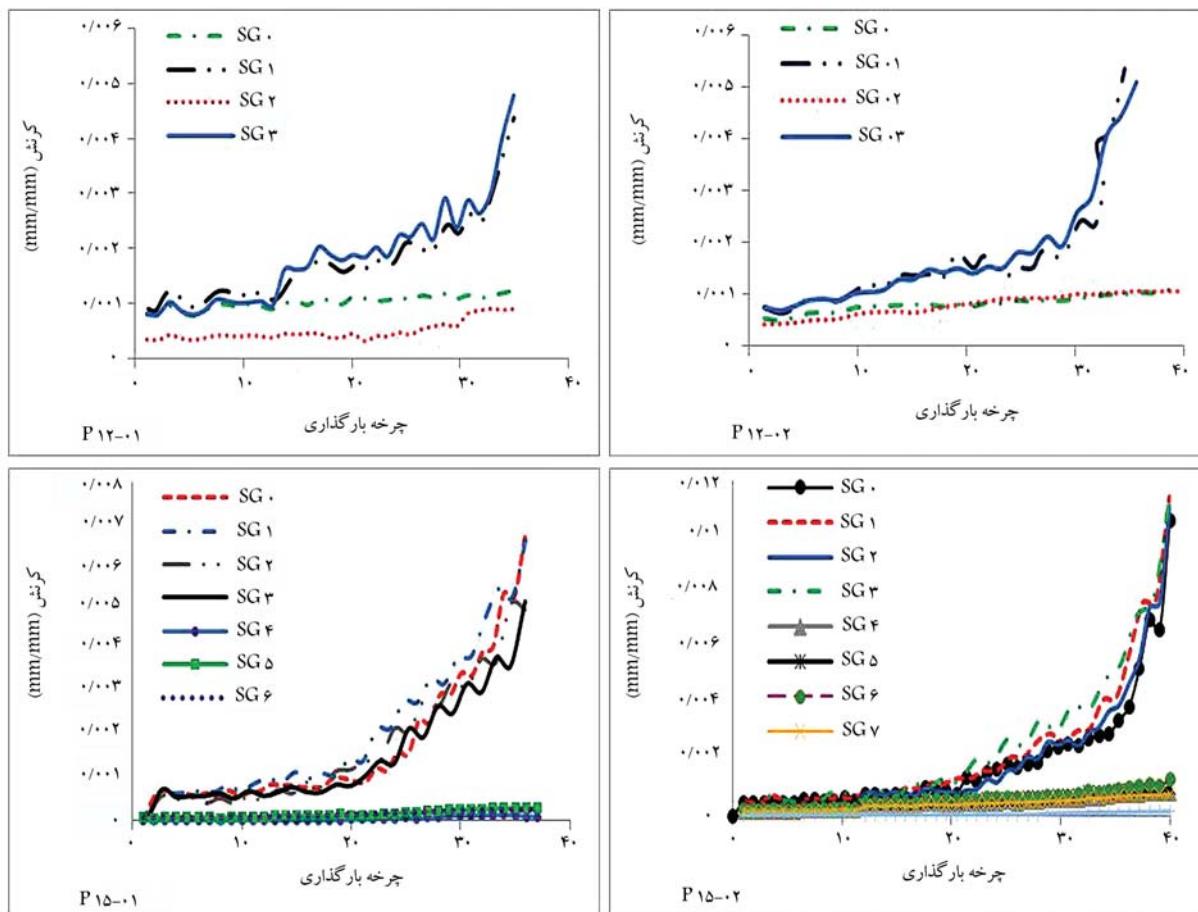
مشاهده می‌شود و نتایج مستخرج از آن در جدول ۵ ارائه شده است.

با توجه به نتایج به دست آمده از جدول ۷، در مدل P ۱۲ که ضابطه‌ی مطیع شده در طراحی لرزه‌بی ($M_f/M_{pe} < 1$) در آن برقرار بوده است، نسبت ظرفیت خمی اتصال (M_u) به بیشینه‌ی لنگر خمی محتمل در برستون (M_f) در حدود ۰/۷۸ به دست آمده است. این در حالی است که این نسبت برای مدل P ۱۵ که در آن ضابطه‌ی $1 < M_f/M_{pe} < 2$ برقرار بوده است، در حدود ۰/۷۲ گزارش شده است. این امر نشان می‌دهد که عدم رعایت ضابطه‌ی آین نامه در طراحی لرزه‌بی اتصال‌ها، منجر به اختلاف بیشتر بین ظرفیت خمی اتصال و بیشینه‌ی لنگر خمی محتمل در برستون خواهد شد. به بیان دیگر، در مدل P ۱۲ به واسطه‌ی داشتن اتصالی با قابلیت تعویض پذیری، در حدود ۲۲٪ از ظرفیت فیوز، به واسطه‌ی کمانش آنها از دست رفته است. این عدد در مدل P ۱۵ به ۲۸٪ افزایش یافته است.

همچنین در نتایج نشان داده است که با افزایش ۲۰ درصدی ظرفیت خمی فیوز، ظرفیت خمی اتصال ۵/۶٪ افزایش داشته است؛ که کم بودن تغییر اخیر را می‌توان ناشی از بیشتر بودن تنش تسیلیم ورق با ضخامت ۱۲ میلی‌متری نسبت به ورق با ضخامت ۱۵ میلی‌متری دانست (اختلاف در حدود ۱۶٪).

همان طور که در جدول ۷ مشاهده می‌شود، میزان سختی اتصال پس از تعویض فیوز در مدل‌های P ۱۲ و P ۱۵ به ترتیب با کاهش ۸/۶٪ و ۶/۱۴٪ درصدی روبرو بوده است؛ که این امر می‌تواند به دلیل تغییر شکل ناچیز سرواحه‌ای بال و جان تیر و همچنین تغییر در نیروی پیش تیزیگی پیچ های به وجود آمده باشد. در مورد ظرفیت خمی اتصال، نیز تعویض فیوز توانسته است تأثیر چندانی در آن داشته باشد.

جذب انرژی توسط اتصال، یکی از بارترهای مهم لرزه‌بی در عملکرد اتصال تحت بارگذاری چرخه‌بی به حساب می‌آید و مقدار آن برابر با مساحت زیر نمودار لنگر - دوران در هر چرخه‌ی بارگذاری در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۱۴، انرژی تجمعی مستهلك شده توسط نمونه‌ها مشاهده می‌شود.



شکل ۱۶. نتایج به دست آمده از کرنش‌سنج‌ها.

جدول ۸. مقادیر بیشینه‌ی کرنش ثبت شده در نمونه‌ها.

نمونه	P ۱۵-۰۲	P ۱۵-۰۱	P ۱۲-۰۲	P ۱۲-۰۱
بیشترین کرنش	۰/۰۱۳۶۸	۰/۰۰۶۶۹۵	۰/۰۰۵۳۵	۰/۰۰۴۷۸۵

رفتار خطی ورق‌های اخیر در طی فرایند بارگذاری بوده است.

همچنین نتایج به دست آمده از کرنش‌سنج‌ها نصب شده بر روی بال ستون نیز نشان‌دهنده رفتار کشسان ستون در ناحیه ای اتصال در طول فرایند بارگذاری در نمونه‌ی P ۱۵-۰۲ بوده است.

شایان ذکر است در نمونه‌های P ۱۲-۰۱ و P ۱۲-۰۲، به دلیل تغییر شکل بیش از حد ورق‌های فیوز بال تیر، کرنش‌سنج‌ها در نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪، از آنها جدا شده و نتایج دیگری ثبت نشده است؛ این در حالی است که در نمونه‌های P ۱۵-۰۱ و P ۱۵-۰۲ تا پایان تغییر مکان نسبی ۹٪، نتایج ثبت شده است. بیشینه‌ی کرنش‌های ثبت شده در هر نمونه، که در ورق‌های فیوز بال تیر به وجود آمده است، در جدول ۸ آرائه شده است.

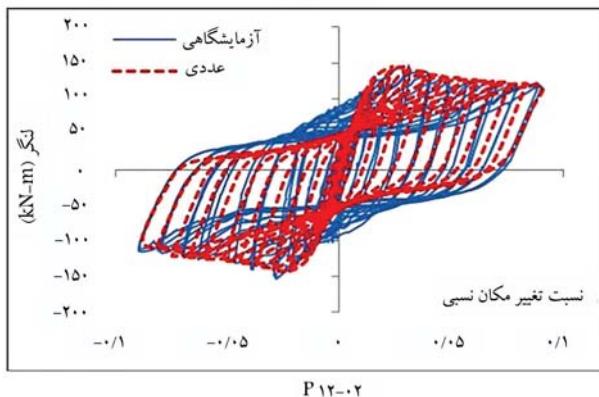
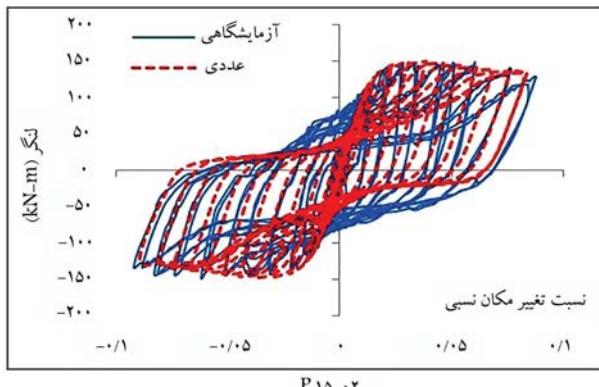
۸. توزیع تنش در اتصال

به منظور بررسی عملکرد اتصال پیشنهادی تحت بارگذاری چرخه‌یی، از نرم‌افزار جزاء محدود آباکوس استفاده شده است. در مدل‌سازی، تمامی اجزاء اتصال از

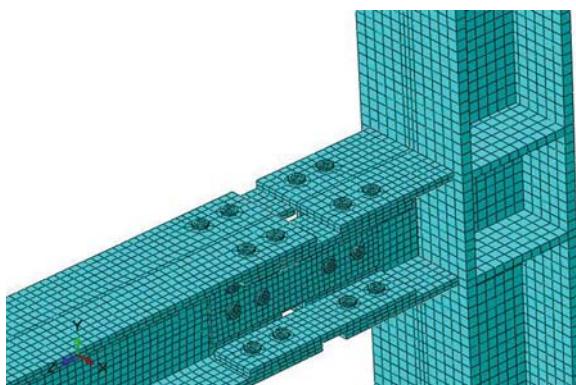
کرنش‌سنج‌ها بر روی نمودارهایی که محور قائم آن میران کرنش و محور افقی آن چرخه‌های بارگذاری است، مشاهده می‌شوند.

در نمونه‌های P ۱۲-۰۱ و P ۱۲-۰۲، کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی ورق فیوز جان تیر و همچنین محل اتصال تیر به ستون، کرنش‌هایی کمتر از ۰/۰۰۱ کمتر از نشان‌دهنده رفتار کشسان المان‌های اخیر در طی فرایند بارگذاری بوده است. با توجه به نتایج به دست آمده از کرنش‌سنج‌ها، زمانی که رفتار المان‌های اتصال خطی بوده است، کرنش‌هایی به وجود آمده در ورق‌های فیوز بال و در محل اتصال تیر به ستون تقریباً با یکدیگر برابر بوده است؛ که این امر نشان می‌دهد انتقال کامل نیرو از ورق‌های فیوز بال به محل اتصال تیر به ستون، در چرخه‌های ابتدایی بارگذاری بوده است. با ادامه‌ی فرایند بارگذاری و ایجاد تنش‌های بیشتر در ورق‌های فیوز بال تیر و ورود آنها به ناحیه‌ی غیرخطی، کرنش ایجاد شده در ناحیه‌ی اتصال تقریباً رواج ثابتی را داشته و در انتهای بارگذاری، کرنش‌هایی را در حد کشسان تحمل کرده است. این حالت در مدل‌های P ۱۵-۰۱ و P ۱۵-۰۲ نیز به همین منوال مشاهده شده است. با توجه به این موضوع که کرنش‌هایی به وجود آمده در ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های مختلف تقریباً نزدیک به یکدیگر بوده‌اند، می‌توان این امر را دلیل متقابران بودن منحنی‌های چرخه‌یی و همچنین عدم وجود پیچش در تیر دانست.

با توجه به این که در نمونه‌های P ۱۲-۰۱ و P ۱۲-۰۲، رفتار ورق‌های فیوز جان در حالت کشسان بوده است، به منظور بررسی‌های بیشتر و اطمینان از رفتار خطی آنها، در نمونه‌های P ۱۵-۰۱ و P ۱۵-۰۲، کرنش‌سنج‌ها در هر سه قسمت فوقانی، میانی و تحتانی قرار داده شدند، که نتایج به دست آمده از آنها نیز نشان‌دهنده‌ی



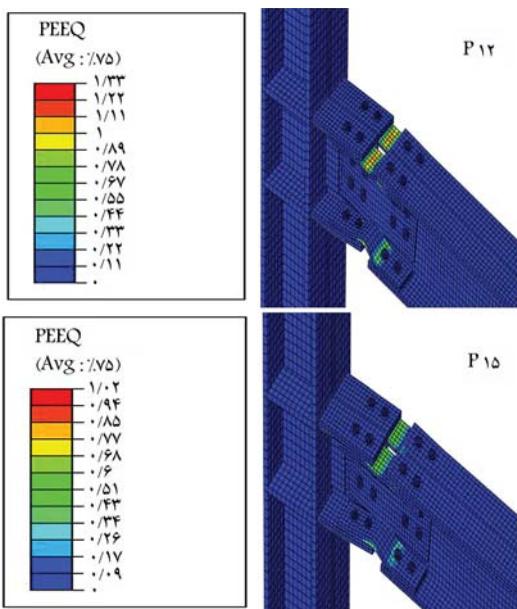
شکل ۱۸. مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و عددی.



شکل ۱۷. مشبندی نمونه‌ی عددی.

جدول ۹. مقایسه‌ی نتایج مدل عددی با نمونه‌ی آزمایشگاهی.

	جذب انرژی (kN · m)	θ_u (rad%)	M_u (kN · m)	K_e (kN/m)	P ۱۲ - ۰۲
آزمایشگاهی	۱۰/۲۴	۲/۶۷	۱۴۲/۳۵	۷/۸۳	
عددی	۹/۹۹	۲/۳۳	۱۴۴/۵۶	۷/۹۲	
اختلاف (%)	۲/۴۴	۰/۱۲	۱/۰۲	۱/۱۳	
					P ۱۵ - ۰۲
آزمایشگاهی	۱۱/۵۶	۳/۴۱	۱۴۸/۶۱	۹/۵۲	
عددی	۱۰/۷۳	۳/۸۵	۱۴۹/۰۸	۹/۸۳	
اختلاف (%)	۷/۱۸	۰/۱۱	۰/۳۱۵	۳/۱۵	



شکل ۱۹. توزیع کرنش خمیری معادل در نمونه‌های P12 و P15.

و در مدل P15-۰۲، برابر با ۲/۶۸ به دست آمده است. دلایل این اختلاف می‌توانند استفاده از دستور Tie و merge با جای استفاده از جوش، تفاوت در نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها، خطای در نتایج گزارش شده در آزمایش کشش مصالح، اختلاف بین ضرایب اصطکاک سطوح و... در مدل‌سازی عددی با نمونه‌های آزمایشگاهی باشد. در شکل ۱۹، توزیع کرنش خمیری معادل برای نمونه‌های P12 و P15 مشاهده می‌شود.

المان‌های توپر ۸ گرهی (Solid) استفاده شده است. همچنین در قسمت‌هایی که جوش شیاری با نفوذ کامل مدنظر بوده است، المان‌های مورد نظر به کمک دستورهای merge و tie با یکدیگر ادغام شده‌اند، تا بتواند عملکرد آن را کاملاً شبیه‌سازی کنند. در بین سطوحی از اتصال که با یکدیگر در تماس بودند، دستور Hard Contact به منظور اجتناب از در هم رفتن المان‌ها استفاده شده است. ضریب اصطکاک بین سطوح نیز برابر با ۳/۰ در نظر گرفته شده است. نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها از نوع Bolt load و در صفحه‌یی عمود بر امتداد محور طولی پیچ، واقع در فاصله‌ی میانی بین گل پیچ و مهره، اعمال شده است. به منظور جلوگیری از کمانش پیچشی - جانبی تیر، در محل قرارگیری مهارهای جانبی در نمونه‌های آزمایش، از تکیه‌گاه‌های فرضی در راستای عمود بر محور طولی تیر استفاده شده است. همچنین در دو انتهای ستون، مؤلفه‌های تحمل لنگر صفر در نظر گرفته شده‌اند، تا شرایط مفصلی بودن تکیه‌گاه‌های استفاده شده در آزمایش را شبیه‌سازی کنند. به منظور تحلیل مدل‌های عددی در نرم‌افزار از روش تحلیل ضمنی (Explicit) استفاده شده است. در شکل ۱۷، نحوه‌ی مشبندی مدل مشاهده می‌شود.

در بخش حاضر، با توجه به مشخصات و ویژگی‌های نمونه‌های آزمایشگاهی، به مدل‌سازی مدل‌های عددی در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس پرداخته شده است. سپس نتایج به دست آمده از نمونه‌های آزمایشگاهی (P12-۰۲ و P15-۰۲) و عددی با یکدیگر مقایسه و میزان اختلاف آنها با یکدیگر تعیین شده است. در شکل ۱۸، منحنی‌های چرخه‌یی حاصل از مدل‌سازی عددی و نمونه‌ی آزمایش بر روی یک نمودار مشاهده می‌شوند. همان‌طور که در جدول ۹ مشاهده می‌شود، مدل عددی با نمونه‌ی آزمایشگاهی مطابقت مناسبی داشته است. در مدل P12-۰۲، میانگین اختلاف برابر با ۱/۳۰٪

۹. نتایج

در مطالعه‌ی حاضر، به بررسی آزمایشگاهی عملکرد اتصالی با قابلیت تعویض پذیری تحت بارگذاری چرخه‌یی پرداخته شده است. فرایند انجام آزمایش به نحوی بوده است که پس از بارگذاری نمونه‌ها تا تغییرمکان ۷٪، ورق‌های فیوز تعویض شده و مجدداً نمونه‌ها تا نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪، تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند. نتایج مطالعه‌ی حاضر به این شرح است:

۱- نتایج آزمایش‌ها نشان داد که اتصال پیشنهادی پس از اعمال بارگذاری چرخه‌یی، قابلیت تعویض پذیری داشته و مفصل خمیری در قسمت از پیش تعیین شده تشكیل شده است. همچنین تیر و ستون پس از بارگذاری در حالت کشسان باقی مانده‌اند.

۲. کمانش زودهنگام ورق‌های فیوز بال تیر موجب شده است که نتوان از ۲۲٪ از ظرفیت خمیری فیوز استفاده کرد. در این راستا، افزایش ۲۰ درصدی ظرفیت خمیری فیوز پیشنهاد شده است، که در این حالت نیز ظرفیت خمیری اتصال فقط با افزایش ۵٪ درصدی همراه بوده است. این تغییر کم را می‌توان به بیشتر

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه سمنان برای آزمایش نمونه‌ها و همچنین شرکت ایران توحید جهت تأمین پیچ، مهره، واشر و شرکت دانا فولاد سمنان جهت ساخت نمونه‌ها فولادی، تشکر و قدردانی می‌شود.

پانوشت‌ها

1. Northridge
2. He
3. Richard
4. Kanyilmaz
5. Zhang
6. Lan
7. Ozkiliç
8. Topkaya
9. Lu
10. Gowda

منابع (References)

1. AISC 358-16., 2016. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. *American Institute of Steel Construction*, Chicago, Illinois.
2. Wilkinson, S., Hurdman, G. and Crowther, A., 2006. A moment resisting connection for earthquake resistant structures. *J. Constr. Steel Res.*, 62(3), pp.295-302. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.07.011>.
3. Mirghaderi, S.R., Torabian, Sh. and Imanpour, A., 2010. Seismic performance of the accordion-web RBS connection. *J. Constr. Steel Res.*, 66(2), pp.277-288. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.09.007>.
4. Hedayat, A.A., Saffari, H. and Eghbali, A., 2011. Behaviour of steel reduced beam web (RBW) connections with drilled voids. *Proceedings of the 5th Symposium on Advances in Science and Technology*, Mashhad, Iran.
5. Vetr, M.G.H., Miri, M. and Haddad, A., 2012. Seismic behavior of a new reduced beam section connection by drilled holes arrangement (RBS_DHA) on the beam flanges through experimental studies. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
6. Chen, Ch.Ch. and Lin, Ch.Ch., 2013. Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with tapered beam flanges. *J. Engineering Structures*, 48, pp.588-601. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.10.003>.
7. Sofias, C.E., Kalfas, C.N. and Pachoumis, D.T., 2014. Experimental and FEM analysis of reduced beam section moment endplate connections under cyclic loading. *J. Engineering Structures*, 59, pp.320-329. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.11.010>.
8. Morrison, M., Schweizer, D. and Hassan, T., 2015. An innovative seismic performance enhancement technique for steel building moment resisting connections. *J. Constr. Steel Res.*, 109, pp.34-46. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.02.010>.
9. Tahamouli Roudsari, M., Jamshidi, K.H. and Mohebi Zangeneh, M., 2016. Experimental and numerical investigation of IPE reduced beam sections with diagonal web stiffeners. *J. Earthquake Engineering*, 22(4), pp.533-552. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1234422>.
10. Morshedi, M.A., Dolatshahi, K.M. and Maleki, Sh., 2017. Double reduced beam section con-

- nection. *J. Constr. Steel Res.*, 138, pp.283-297. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.07.013>.
11. Zahrai, S.M., Mirghaderi, S.R. and Saleh, A., 2017. Tubular web reduced beam section (TW-RBS) connection, a numerical and experimental study and result comparison. *Steel and Composite Structure*, 23(5), pp.571-583. <https://dx.doi.org/10.12989/scs.2017.23.5.571>.
 12. Roudsari Tahamouli, M., Jamshidi, H. and Moradi, S.H., 2018. Experimental and numerical assessment of reduced IPE beam sections connections with box-stiffener. *International Journal of Steel Structures*, 18, pp.255-263. <http://dx.doi.org/10.1007/s13296-018-0319-0>.
 13. He, X., Chen, Y., Eatherton, R. and et al., 2018. Experimental evaluation of replaceable energy dissipation connection for moment-resisting composite steel frames. *J. Struct. Eng.*, 144(6), p.04018042. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002028](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002028).
 14. Soltanabadi, R. and Behnamfar, F., 2018. Experimental studies on a combined damper for repairable steel moment connections. *International Journal of Steel Structures*, 18(1), pp.211-224. <http://dx.doi.org/10.1007/s13296-018-0317-2>.
 15. Garoosi, A.R., Tahamouliroodsari, M. and Hosseini Hashemi, B., 2018. Experimental evaluation of rigid connection with reduced section and replaceable fuse. *Structures*, 16, pp.390-404. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.11.010>.
 16. Garoosi, A.R., Tahamouliroodsari, M. and Hosseini Hashemi, B., 2020. Experimental and numerical evaluation of rigid connection with reduced depth section. *Steel and Composite Structure*, 34(6), pp.863-875. <https://doi.org/10.12989/scs.2020.34.6.863>.
 17. Richard, P.W., 2019. A repairable connection for earthquake-resisting moment frames. *Proceedings of the 14th Nordic Steel Construction Conference*, Copenhagen, Denmark. <http://dx.doi.org/10.1002/stco.201900015>.
 18. Kanyilmaz, A., Muhaxheri, M. and Castiglioni, C.A., 2019. Influence of repairable bolted dissipative beam splices (structural fuses) on reducing the seismic vulnerability of steel-concrete composite frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, pp.281-298. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.01.007>.
 19. Wang, M., Dong, K. and Liu, M., 2020. Damage control mechanism and seismic performance of a steel moment connection with replaceable low-yield-point steel double T-stub fuses. *Thin-Walled Structures*, 157, p.107143. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.107143>.
 20. Wang, M., Zhang, Ch., Sun, Y. and et al., 2022. Seismic performance of steel frame with replaceable low yield point steel connection components and the effect of structural fuses. *J. Building Engineering*, 47, p.103862.
 21. Zhang, H., Su, M., Lian, M. and et al., 2020. Experimental and numerical study on the seismic behavior of high-strength steel framed-tube structures with end-plate-connected replaceable shear links. *Engineering Structures*, 223, p.111172. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111172>.
 22. Lan, T., Li, R., Jiang, Z. and et al., 2020. Experimental study of earthquake-resilient prefabricated opening-web steel channel beam-column joint with double FCPs. *J. Constr. Steel Res.*, 175, p.106356. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106356>.
 23. Ozkiliç, Y.O., 2020. A new replaceable fuse for moment resisting frames: Replaceable bolted reduced beam section connections. *Steel and Composite Structure*, 35(3), pp.353-370. <http://dx.doi.org/10.12989/scs.2020.35.3.353>.
 24. Ozkiliç, Y.O. and Topkaya, C., 2021. Extended end-plate connections for replaceable shear links. *Engineering Structures*, 240, p.112385. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112385>.
 25. Lu, Y., Basha, S.H. and Liu, Y., 2022. Performance of steel beams with replaceable buckling restrained fuses under cyclic loading. *J. construction Steel Research*, 194, p.107310. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107310>.
 26. Gowda, Ch., Kakade, A. and Swamy, R., 2022. Influence of section properties of replaceable links on energy dissipation of cantilever steel beam. *International Journal of Mechanical Engineering*, 7(1), pp.5299-5305.
 27. Hu, G., Haung, W. and Xie, H., 2020. Mechanical behavior of a replaceable energy dissipation device for precast concrete beam-column connections. *J. Constructional Steel Research*, 164, p.105816. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105816>.
 28. Li, Y., Geng, F., Ding, Y. and et al., 2020. Experimental and numerical study of low-damage self-centering precast concrete frame connections with replaceable dampers. *Engineering Structures*, 220, p.111011. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111011>.
 29. Bai, J., He, J., Li, Ch. and et al., 2022. An RBS-based replaceable precast concrete beam-column joint: Design approach and experimental investigation. *J. Building Engineering*, 51, p.104212. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104212>.
 30. Lee, CH., Jeon, S., Kim, J. and et al., 2005. Effects of panel zone strength and beam web connection method on seismic performance of reduced beam section steel moment connections. *J. Structural Engineering*, 131(12), pp.1854-1865. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:12\(1854\).\).](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:12(1854).)
 31. ASTM A370., 2021. Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.
 32. FEMA-350., 2000. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.
 33. Mashaly E., El-Heweity M., Abou-Elfath H. and et al., 2011. Behavior of four-bolt extended end-plate connection subjected to lateral loading. *Alexandria Engineering Journal*, 50(1), pp.79-90. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2011.01.011>.
 34. Monsuori R., 2014. The infuence of gravity loads on the seismic design of RBS connections. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 8(1), pp.248-261. <http://dx.doi.org/10.2174/1874836801408010248>.

35. Abdollahzadeh Gh., Hashemi S.M., Tavakoli H. and et al., 2014. Determination of hysteretic behavior of steel end-plate beam-to-column connection with mechanical and neural network modeling. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39(11), pp.7661-7671. <http://dx.doi.org/10.1007/s13369-014-1348-4>. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.07.001>.
36. Grimsom, E.L., Clausen, A.H., Langseth, M. and et al., 2015. An experimental study of static and dynamic behaviour of bolted end-plate joints of steel. *International Journal of Impact Engineering*, 85, pp.132-145.
37. Oh, K., Lee, K., Chen, L. and et al., 2015. Seismic performance evaluation of weak axis column-tree moment connections with reduced beam section. *Journal of Constructional Steel Research*, 105, pp.28-38. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.10.005>.
38. Morshedi, M.A., Dolatshahi, K.M. and Maleki, Sh., 2017. Double reduced beam section connection. *J. Constr. Steel Res.*, 138, pp.283-297. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.07.013>.

مطالعه آزمایشگاهی ضریب شتاب لرزه‌ای مورد استفاده در تحلیل شبه‌استاتیک دیوارهای خاک مسلح پلیمری در مجاورت ساختگاه‌های سنگی

محمد سعید رمضانی (دانشجوی دکتری)

علی کمال‌بنای* (استاد)

مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهمنگی عمران شریف، (اصفهان ۱۴۰۲)،
دوری ۱۹۴، شماره ۴، صص ۱۹۰-۱۹۶، پژوهشی

طراحی لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح غالباً بر مبنای تحلیل‌های مبتنی بر رویکرد شبیه استاتیک انجام می‌شود. در این رویکرد، انتخاب مناسب پارامتر ضریب شتاب لرزه‌ای افقی (K_h) نقش مهمی را در میزان دقت نتایج ایفا می‌کند. اکثر روش‌های ارائه شده برای محاسبه ضریب شتاب لرزه‌ای مبتنی بر فرضیات تئوری هستند و تا کنون روشی بر پایه پژوهش‌های آزمایشگاهی برای محاسبه و یا صحبت‌سنجی این پارامتر مهم ارائه نشده است. در این پژوهش، ابتدا رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار خاک مسلح پلیمری در مجاورت ساختگاه سنگی با استفاده از نتایج آزمایش میز لرزان مورد بررسی قرار گرفته است. در مرحله بعد، با استفاده از دستگاه آزمایش فشار از پشت که در آزمایشگاه ژوکوکیک دانشگاه تربیت مدرس طراحی و ساخته شده است، بار افقی افزون شبه‌استاتیک به گوشه‌سیختگی لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی دیوار خاک مسلح پلیمری در مجاورت ساختگاه سنگی وارد شده است و بر این اساس، نمودارهای سختی سیستم در برابر جایگاهی ترسیم می‌شود. از تأثیر نتایج دو آزمایش فشار از پشت و میز لرزان، منحنی‌های ضریب شتاب لرزه‌ای برای سطح تغییر مکان مختلف ارائه شده است. مقایسه نتایج این مطالعه با روابط پژوهشگران پیشین و توصیه آینه آشنازی می‌دهد که در شرایط تغییر مکان مجاز محدود، مقدار ضریب شتاب لرزه‌ای بر مبنای روش پیشنهادی، نسبت به توصیه آینه آشنازی کمتر محاسبه می‌شود و در شرایطی که سیستم اجازه تغییر مکان کافی داشته باشد، مقدار ضریب شتاب لرزه‌ای بر مبنای روش پیشنهادی تقریباً معادل پیشنهاد آینه آشنازی محاسبه می‌شود.

وازگان کلیدی: تحلیل فشار از پشت، دیوار خاک مسلح، ساختگاه سنگی،
ضریب شتاب لرزه‌ای، مدل فیزیکی میز لرزان.

۱. مقدمه

با این تفاوت که چند ردیف از مسلح‌کننده‌ها به پیچ سنگ‌های تعییه شده در شیب سنگی متصل می‌شوند (شکل ۱). دلیل این امر، افزایش پایداری دیوار و محدود کردن حرکت قطعات ابتدایی رویه‌ی دیوار است.^[۱] در دیوارهای خاک مسلح معمولی نیز حرکت قطعات اول به وسیله عمق مذفون خاک محدود می‌شود.^[۲] به طورکلی انتظار می‌رود که حضور سطح سنگی منجر به کاهش فشارهای جانبی در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای شود. با این وجود، به دلیل عدم شناخت کامل

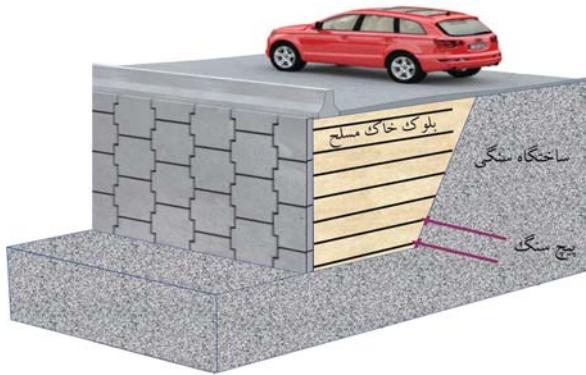
یکی از کاربردهای اصلی دیوارهای خاک مسلح، استفاده از آن‌ها به عنوان سیستم نگهدارنده راه‌ها است. در بسیاری از مواقع، در نواحی کوهستانی، این دیوارها در مجاورت پی و سطح سنگی^۱ ساخته می‌شوند. روش اجرای دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود به ساختگاه سنگی، متابه دیوارهای خاک مسلح معمولی است.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۹/۱/۹، اصلاحیه ۱۲/۱/۲۰، پذیرش ۲۰/۱/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

رمضانی، محمد سعید و کمک پناه، علی، ۱۴۰۲. مطالعه آزمایشگاهی ضریب شتاب لرزه‌ای مورد استفاده در تحلیل شبه‌استاتیک دیوارهای خاک مسلح پلیمری در مجاورت ساختگاه‌های سنگی. مهندسی عمران شریف، (اصفهان ۱۴۰۲)، صص. ۱۹-۲۹، (۴)، ۳۹. DOI:10.24200/J30.2023.61407.3171.



شکل ۱. دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود به ساختگاه سنگی.

تسمه‌های پلیمری شامل یک قسمت خطی و یک قسمت منحنی معکوس است. در سالیان اخیر، مطالعات مهم دیگری بر روی رفتار دینامیکی انواع دیوار خاک مسلح انجام شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به هوانگ در سال ۲۰۱۹^[۱۱]، تو و همکاران در سال ۲۰۲۰^[۱۲]، عسکری و همکاران در سال ۲۰۲۱^[۱۳] و یانکول و گورباز در سال ۲۰۲۲^[۱۴] اشاره نمود.

اثر مجاورت سطح سنگی بر روی رفتار استاتیکی دیوارهای خاک مسلح، توسط پژوهشگران مختلف بررسی شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به مطالعات آزمایشگاهی سانتر ریپیور در سال ۲۰۰۳^[۱۵]، لی و همکاران در سال ۲۰۱۰^[۱۶]، مطالعات عددی لچنسکی و همکاران در سال ۲۰۰۴^[۱۷] و یانگ و لیو در سال ۲۰۰۷^[۱۸] و همچنین مطالعات صحرایی ماریسون در سال ۲۰۰۷^[۱۹] اشاره نمود.

با این وجود، مطالعات اندکی برای فهم رفتار لرزه‌ای این دیوارها انجام شده است. در این ارتباط، کمک پناه و افتخاری^[۲۰] در سال ۲۰۲۲، رفتار دینامیکی دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود به شیب سنگی را بر روی میز لرزان بررسی کردند. دستاوراصلی مطالعه این پژوهشگران، ارائه الگوی تغییر شکل لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح مجاور شیب سنگی و بررسی نحوه تشکیل گوه گسیختگی بحرانی است. پژوهش حاضر، در ادامه مطالعه مذکور انجام شده است.

طراحی لرزه‌ای دیوارهای حائل از جمله دیوارهای خاک مسلح، غالباً بر مبنای تحلیل‌های مبتنی بر رویکرد شبه استاتیک انجام می‌شود. دلیل این امر، سادگی و کارآمد بودن روش شبه استاتیک است. میانی روش شبه استاتیک برای تعیین فشار جانبی خاک در حین زلزله، اولین بار توسط اوکابه در سال ۱۹۲۶ و مونوبه و ماتسو در سال ۱۹۲۹^[۲۱] ارائه شد. این روش در واقع بسط یافته تئوری ارائه شده توسط کولمب در سال ۱۷۷۶ است که در آن اثر نیروی اینرسی زلزله به صورت یک نیروی شبه استاتیکی به گوه گسیختگی اعمال می‌شود.

به طور کلی در روش‌های مبتنی بر رویکرد شبه استاتیک، دو متغیر؛ هندسه سطح لغزش بحرانی (گوه گسیختگی) و ضریب فشار شتاب لرزه‌ای (K_h)، نقش اساسی را در میزان دقت نتایج ایفا می‌کنند. بنابراین، در نظر گرفتن فرضیات مناسب برای انتخاب این دو متغیر، منجر به نتایج دقیق تر و در تیجه طراحی اقتصادی تر و این‌تر می‌شود. ضریب شتاب افقی انگکاس‌دهنده تأثیر حداکثر جنبش نیرومند زمین (PGA)^[۲] بر روی گوه گسیختگی لرزه‌ای سیستم دیوار است. روش محاسبه این متغیر مهم، مورد اختلاف پژوهشگران است. بیشتر روابط ارائه شده بارهای دیوارهای حائل معمولی هستند.^[۲۳] و پژوهش‌های محدودی در ارتباط با مقدار دقیق ضریب شتاب لرزه‌ای در دیوارهای خاک مسلح انجام شده است. در این زمینه، سگرستین و باستیک در سال ۱۹۸۸، رابطه ۱ را برای محاسبه ضریب فشار افقی زلزله وارد به دیوارهای خاک مسلح در شرایطی که مقدار شتاب بیشینه زلزله در کف دیوار (A_s) کوچک‌تر از ۴۵/۰ شتاب تقلیل است، ارائه کردند.^[۲۴]

$$K_h = \frac{A_s}{g} (1,45 - \frac{A_s}{g}) \quad (1)$$

تاسوکا و همکاران رفتار دیوارهای خاک مسلح شده با ژئوگرید را بعد از زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه (ژاپن) بررسی کردند و مقدار ضریب شتاب لرزه‌ای $K_h = ۰/۲$ را به عنوان عددی منطقی برای این دیوارها پیشنهاد نمودند.^[۲۵] چوکیر رابطه زیر را برای محاسبه ضریب شتاب لرزه‌ای در دیوارهای خاک مسلح پیشنهاد نمود که در آن اثر فرکانس زلزله نیز لحاظ شده است.^[۲۶]

$$K_h = \left[۰,۵ / ۱ - \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^{۰,۵} \right] \times \left[\frac{A_s}{g} \right] \quad (2)$$

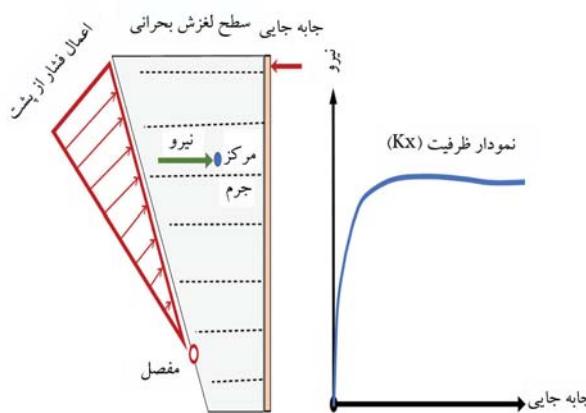
از پاسخ این سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای، طراحان برای دوری از خطر گسیختگی، همچنان تغییر شکل از استفاده از فرضیات محافظه‌کارانه دارند. بنابراین، فهم درست از رفتار و پاسخ لرزه‌ای این سیستم، منجر به ارائه یک طرح ایمن و در عین حال بهینه می‌شود.

اولین مطالعات در رابطه با عملکرد لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح در سال‌های ۱۹۷۵ و ۱۹۷۷ توسط ریچاردسون و همکاران انجام پذیرفت.^[۲۵] این پژوهشگران، مدل مقایس کاملی از دیوار خاک مسلح شش متری را تحت بار انفجار (به منظور شبیه‌سازی زلزله) مطالعه کردند. در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای دیوار در قالب متغیرهای تغییر شکل، نیروی بیشینه دینامیکی مسلح‌کننده‌ها و میزان اضافه بار دینامیکی حاصل از انفجار، بررسی شد. نتایج نشان داد که نیروهای محاسباتی به طور محسوسی کمتر از مقادیر حاصل از تئوری‌های مرسوم طراحی است.

برترست و حاتمی در سال ۱۹۹۸ با استفاده از تحلیل‌های عددی، تأثیر متغیرهای همچون طول و سختی مسلح‌کننده‌ها و گیرداری پای دیوار را بر پاسخ دینامیکی دیوار خاکی مسلح شده با ژئوستیتیک بررسی کردند.^[۲۷] نتایج این پژوهش نشان داد که بیشینه‌ی نیرو در مسلح‌کننده‌ها برخلاف توصیه آین نامه آشتون^[۲۸]، در ارتفاع تابعی خطی نیست. هاوارد و همکاران در سال ۱۹۹۹ با استفاده از یکسری آزمایش سانتر ریپیور، رفتار دینامیکی دیوارهای خاکی مسلح شده با شبکه‌های از فولاد را تحت شتاب ۰/۸۵ شتاب گرانش، بررسی کردند.^[۲۹] دستاوراصلی این پژوهش، پیشنهاد مود گسیختگی لرزه‌ای دو خطی برای سیستم دیوارهای خاک مسلح بود.

صابر ماهانی و همکاران در سال ۲۰۰۹ به منظور بررسی مودهای تغییر شکل لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح، یکسری آزمایش‌های میز لرزه بر روی مدل‌های دیوار حائل خاک مسلح با ارتفاع یک متر انجام دادند و تأثیر پارامترهای نظری دانسته خاک، طول مسلح‌کننده و فاصله مسلح‌کننده‌ها را بر روی پاسخ دینامیکی مطالعه کردند.^[۳۰] نتایج این تحقیق نشان داد که سختی مسلح‌کننده‌ها، پارامتر اصلی در تعیین پاسخ دینامیکی و مود تغییر شکل دیوار است. آناستاپولوس و همکاران در سال ۲۰۱۰ به بررسی تجربی و تئوری عملکرد لرزه‌ای یک نوع دیوار حائل مسلح شده با شبکه میله‌های فلزی پرداختند.^[۳۱] در آزمایش‌های میز لرزه این پژوهشگران، تأثیر اعمال اتفاقی مختلف بار لرزه‌ای بر روی عملکرد دیوار ارزیابی شد.

کمک پناه و همکاران در سال ۲۰۱۵، رفتار دینامیکی دیوارهای حائل خاکی مسلح شده با تسمه‌های پلیمری را با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه بررسی نمودند.^[۳۲] در این پژوهش، تأثیر متغیرهایی نظری بیشینه شتاب ورودی، طول مسلح‌کننده‌ها، نحوه اجرای مسلح‌کننده‌ها و عمق مدفعون بر روی مودهای گسیختگی و تغییر مکان دیوار بررسی شد. نتایج نشان داد که سطح گسیختگی در دیوارهای خاکی مسلح شده با



شکل ۲. شکل کلی نحوه انجام آزمایش فشار از پشت و استخراج منحنی سختی (ظرفیت).

استفاده از رابطه ۳، منحنی های ضربی فشار لرزه ای (K_h) بر حسب شتاب خداکثربازلزله (A_s) برای سطوح عملکردی مختلف مورد انتظار از دیوار محاسبه می شود.

$$K_h = K'_h \times \frac{A_s}{g} = \frac{F}{W} \Rightarrow K_h = \frac{F}{W} \times \frac{g}{A_s} \quad (3)$$

در رابطه ۳، F نیروی شبیه استاتیک اعمال شده به مرکز جرم گوه گسیختگی، W وزن گوه گسیختگی، A_s شتاب خداکثربازلزله تحریک اعمالی و K_h ضربی شتاب لرزه ای است. همچنین K'_h ضربی رابطه و متغیر اصلی مورد بررسی در این پژوهش است.

۳. بررسی رفتار لرزه ای دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود به ساختگاه سنگی

در این پژوهش، برای درک رفتار لرزه ای سیستم دیوار خاک مسلح مجاور سطح سنگی، از نتایج آزمایش های میز لرزان استفاده شده است. برای این منظور، کمک پناه و افتخاری^[۱]، رفتار لرزه ای مدل های فیزیکی دیوار خاک مسلح پلیمری با خاکریز محدود به سطح سنگی را تحت تأثیر یک ستاربیو از رکوردهای همسار با دامنه متغیر بر روی میز لرزان مطالعه کردند. شکل ۳ هندسه مدل های فیزیکی را شناس می دهد.

همانطور که مشاهده می شود، سطح سنگی به دو صورت شیب دار و پلکانی در نظر گرفته شده است. همچنین، فاصله پاشنه دیوار (فاصله سطح سنگی تا رویه دیوار) و آرایش مسلح کننده ها متغیر های دیگر این پژوهش بوده است. خصوصیات بارگذاری اعمالی و شکل تاریخچه زمانی آن ها به ترتیب در جدول ۱ و شکل ۴ نشان داده شده است.

با استفاده از نتایج آزمایش های میز لرزان، الگوی تغییر شکل لرزه ای دیوارهای خاک مسلح مجاور شبیه سنگی و نحوه تشکیل گوه گسیختگی بحرانی در مدل های مختلف بررسی شد. براین اساس، در شکل ۵ نحوه تغییر شکل لرزه ای مدل ها پس از انجام آزمایش میز لرزه و چگونگی تشکیل سطوح لغزش بحرانی نشان داده شده است. نتایج مهم آزمایش های میز لرزان که در مطالعه حاضر از آن ها استفاده می شود، به شرح زیر است:

۱. نحوه تغییر شکل لرزه ای این نوع از دیوارها، ترکیبی از شکمدادگی و چرخش است. در صورتی که مسلح کننده ها به سطح سنگی دوخته شوند، تغییر شکل غالب از نوع چرخش است.

در رابطه بالا، A_s مقدار شتاب بیشینه زلزله در کف دیوار، w فرکانس طبیعی سیستم و s فرکانس بارگذاری است. لازارته و همکاران، رابطه $(A_s/g) \times K_h = 0,5$ برای دیوارهای خاک مسلح که امکان جابه جایی دارند، پیشنهاد کردند.^[۲۷] رویکرد آین نامه آشت و FHWA در ارتباط با طراحی شبیه استاتیک دیوارهای خاک مسلح مشابه دیوارهای معمولی است. این آین نامه ها برای حالتی که دیوار اجازه جابه جایی کافی در هنگام زلزله را دارد، بر مبنای مطالعات برقی و تراواسارو، مقدار شتاب لرزه ای را برای شرایطی $(A_s/g) \times K_h = 0,5$ که دیوار اجازه جابه جایی ندارد، پیشنهاد می کند.^[۲۸]

همانطور که شرح داده شد، اکثر روش ها و روابط ارائه شده برای محاسبه ضربی افقی فشار شبیه استاتیک (K_h) مبتنی بر فرضیات تئوری است و تاکنون روشی بر پایه پژوهش های آزمایشگاهی برای محاسبه و با صحبت سنجی این پارامتر مهم ارائه نشده است. بنابراین، در این پژوهش، یک روش آزمایشگاهی جدید برای شبیه سازی فرضیات روش شبیه استاتیک ارائه می شود. برای این منظور ابتدا رفتار لرزه ای دیوار خاک مسلح مجاور شبیه سنگی با استفاده از نتایج آزمایش های میز لرزان بررسی می شود. در مرحله بعد، با استفاده از دستگاه فشار از پشت^۲ که در آزمایشگاه زیوتکنیک دانشگاه تربیت مدرس طراحی و ساخته شده است، بر شبیه استاتیک به گوه گسیختگی لرزه ای مدل های فیزیکی اعمال می شود. در نهایت، از تلفیق نتایج حاصل از آزمایش های میز لرزان و آزمایش های فشار از پشت، فرضیات بارگذاری شبیه استاتیک با توجه به عملکرد مورد انتظار از سازه، شبیه سازی می شود و بر این اساس، نمودارهای مقدار ضربی فشار شبیه استاتیک افقی ارائه می شود.

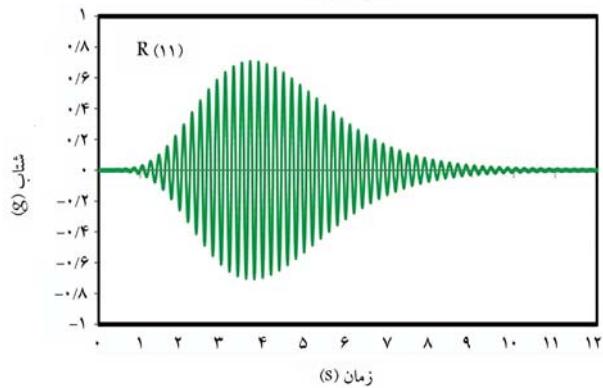
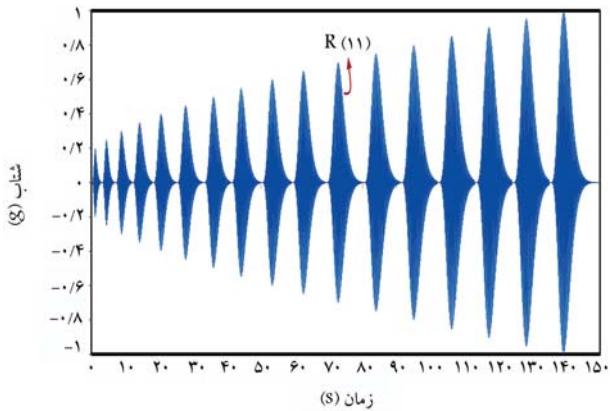
۲. روش پژوهش

در این پژوهش، ابتدا رفتار لرزه ای دیوارهای دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود به ساختگاه سنگی، بر اساس نتایج آزمایش های میز لرزان ارزیابی می شود. پارامترهای مورد ارزیابی در این مرحله شامل نحوه تغییر شکل دیوار نحوه شکل گیری گوه گسیختگی (هندسه سطح لغزش بحرانی) و خداکثربازلزله شتاب تحریک ورودی در هنگام گسیختگی است. بنابراین، در گام اول، هندسه سطح لغزش بحرانی دیوار خاک مسلح محدودیکی از نتایج آزمایش های میز لرزان محدود شده است. در مرحله بعد، با استفاده از دستگاه آزمایش اعمال فشار از پشت که در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشگاه تربیت مدرس ساخته شده است، بر افقی افزون شبیه استاتیک به گوه گسیختگی لرزه ای مدل های فیزیکی اعمال می شود. این بارگذاری در واقع نایابنده فشار افقی ناشی از بارگذاری لرزه ای است. انجام آزمایش اعمال فشار از پشت به مدل های فیزیکی، منتج به استخراج منحنی های سختی (ظرفیت)^۳ می شود که در واقع سختی سیستم در برابر جابه جایی ناشی از بارگذاری شبیه استاتیک را نشان می دهد. با استفاده از منحنی های سختی (ظرفیت)، مقدار نیروی شبیه استاتیک موردنیاز برای جابه جایی گوه گسیختگی لرزه ای در سطوح عملکردی مختلف قابل استخراج است. در شکل ۲، تصویر شماتیک چگونگی انجام آزمایش اعمال فشار از پشت و استخراج منحنی های سختی نشان داده شده است.

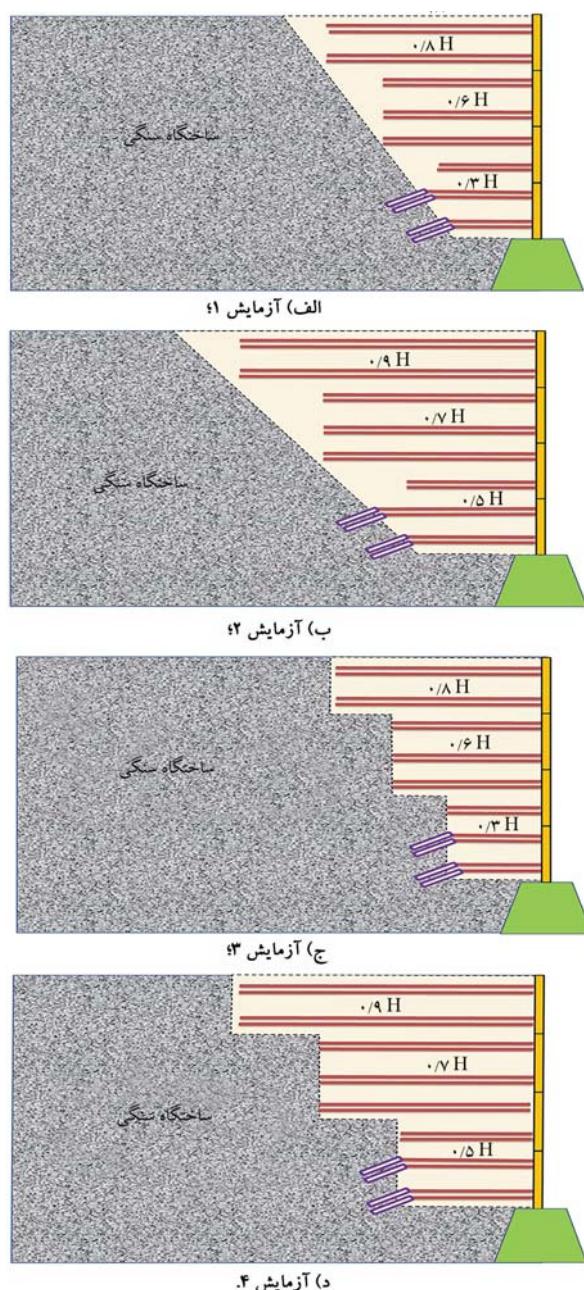
همچنین، با استفاده از نتایج آزمایش میز لرزان، عملکرد مدل های فیزیکی دیوار خاک مسلح مجاور ساختگاه سنگی تحت سلسه رکوردهایی با بیشینه شتاب های مختلف ارزیابی می شود و منحنی های مقدار جابه جایی به خداکثربازلزله اعمالی برای هر مدل استخراج می شود. در نهایت، از تلفیق نتایج دو آزمایش مذکور و با

جدول ۱. خصوصیات تحریک اعمالی به مدل فیزیکی در آزمایش میز لرزان.

ردیف	شماره رکورد	مدت زمان (ثانیه)	شتاب جداکثر ($a_{max}(g)$)
۱	R(۱)	۰/۲۰	۰
۲	R(۲)	۰/۲۵	۰
۳	R(۳)	۰/۳۰	۰
۴	R(۴)	۰/۳۵	۰
۵	R(۵)	۰/۴۰	۰
۶	R(۶)	۰/۴۵	۰
۷	R(۷)	۰/۵۰	۰
۸	R(۸)	۰/۵۵	۰
۹	R(۹)	۰/۶۰	۰
۱۰	R(۱۰)	۰/۶۵	۰
۱۱	R(۱۱)	۰/۷۰	۰
۱۲	R(۱۲)	۰/۷۵	۰
۱۳	R(۱۳)	۰/۸۰	۰
۱۴	R(۱۴)	۰/۸۵	۰
۱۵	R(۱۵)	۰/۹۰	۰
۱۶	R(۱۶)	۰/۹۵	۰
۱۷	R(۱۷)	۱/۰	۰



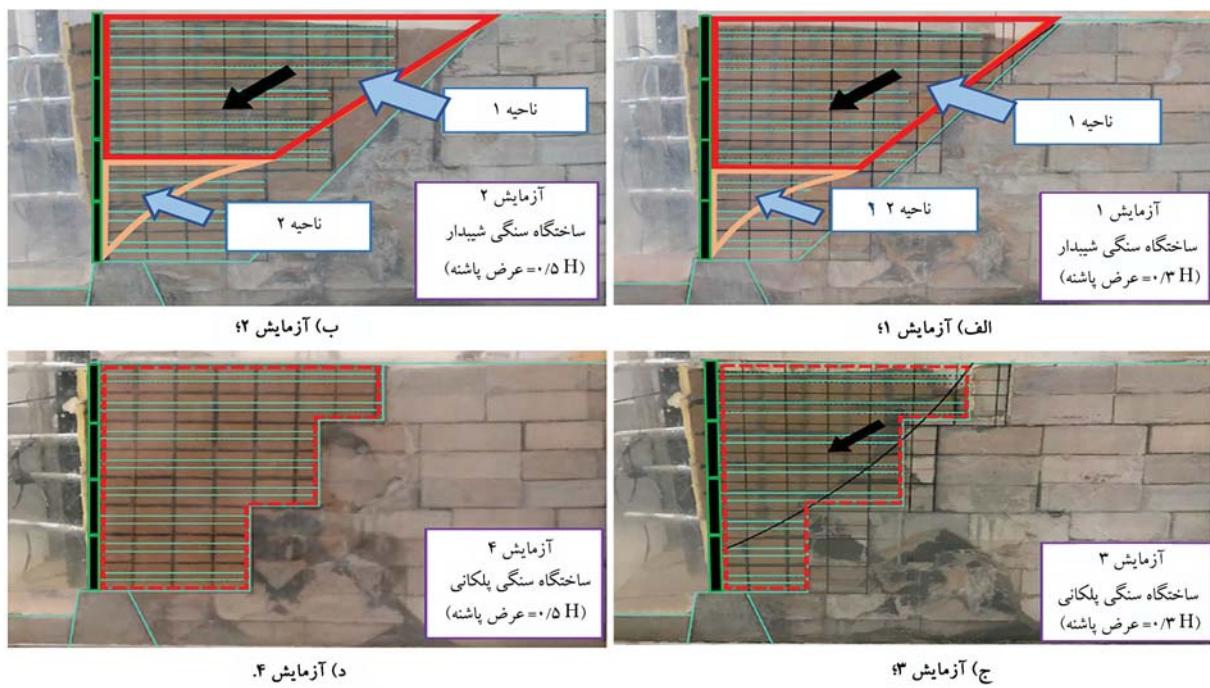
شکل ۲. نمودار تاریخچه زمانی رکوردهای اعمالی به مدل فیزیکی در آزمایش میز لرزان.



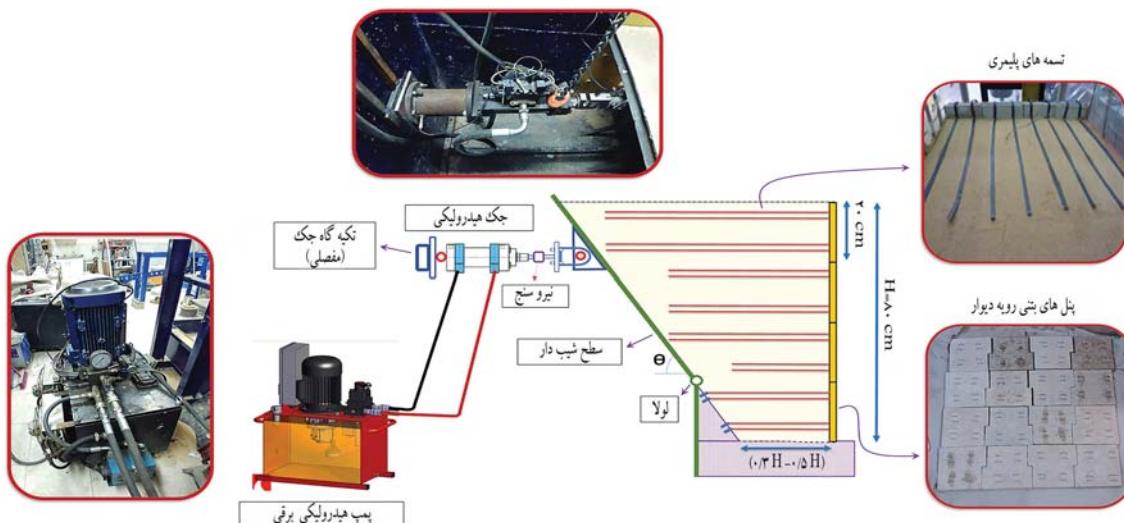
شکل ۳. هندسه مدل‌های فیزیکی در آزمایش میز لرزان.

۲. لغزش توده خاک مسلح بر روی ساختگاه سنگی، نقش به سزایی در افزایش تغییر مکان این نوع از دیوارها دارد. بر این اساس، تغییر مکان لرزه‌ای دیوار مجاور سطح سنگی پلکانی کمتر از سطح سنگی شبیه دارد است. علت این امر، کاهش پتانسیل لغزش توده خاک مسلح بر روی سطح سنگی پلکانی نسبت به سطح سنگی شبیه دارد است.

۳. مجاورت سطح سنگی با توده خاک مسلح باعث محدود شدن تشکیل گوه گسیختگی توسط محیط سنگی می‌شود. همان‌طورکه در بخش ۲ و دشکل ۵ مشاهده می‌شود، در مدل‌های مجاور سطح پلکانی، گوه گسیختگی منطبق بر هندسه توده خاک مسلح تشکیل شده است. در دیوارهای مجاور سطح شبیه دار (بخش الف و ب شکل ۵)، سطح گسیختگی بحرانی در نزدیکی سطح سنگی



شکل ۵. نحوه تغییرشکل لرزه‌ای مدل‌ها پس از انجام آزمایش میز لرزان و چگونگی تشکیل سطوح لغزش بحرانی.



شکل ۶. شکل کلی و اجزای مختلف دستگاه آزمایش فشار از پشت.

ترتیب 160×120 سانتی‌متر می‌باشد. عملکرد دستگاه به این صورت است که با افزون از طریق جک هیدرولیکی به گوشه‌گیختگی مدل‌های فیزیکی دیوار خاک مسلح با خاکریز محدود به سطح سنگی که از نتایج آزمایش میز لرزان استخراج شده است، اعمال می‌شود. مقدار نیرو به صورت تدریجی افزایش می‌یابد و این فرایند تا ناپایداری سیستم دیوار خاک مسلح ادامه می‌یابد. در هر گام از بارگذاری، مقدار نیرو و جایه‌جایی دیوار توسط نیروسنج و جایه‌جایی سنج ها ثبت می‌گردد. مشخصات مدل‌های دیوار خاک مسلح برای انجام آزمایش فشار از پشت، مشابه مدل‌های آزمایش میز لرزان در نظر گرفته شده است. بر این اساس، هندسه گوشه‌گیختگی مدل‌ها، منطبق بر نتایج آزمایش میز لرزان مدل‌سازی شده است که در شکل ۷ نمایش داده شده است. برای ارزیابی نحوه تغییرشکل دیوار سه جایه‌جایی سنج در رقوم ارتفاعی مختلف در جلوی دیوار جانمایی شد. همچنین، به منظور ارزیابی نحوه

تشکیل شده است و شامل یک قسمت خطی و یک قسمت منحنی معکوس است.

۴. انجام آزمایش فشار از پشت بر روی مدل‌های فیزیکی
همانطور که در بخش دو توضیح داده شد، در این مطالعه به منظور شبیه‌سازی فرضیات روش شبیه‌استاتیک، بارافقی شبیه‌استاتیک به گوشه‌گیختگی لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی دیوار خاک مسلح متکی بر ساختگاه سنگی اعمال می‌شود. برای این منظور دستگاه آزمایش فشار از پشت طراحی شده و در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشگاه تربیت مدرس ساخته شد. شکل کلی و اجزای مختلف دستگاه آزمایش در شکل ۶ نشان داده شده است. عرض جعبه دستگاه 80 سانتی‌متر و طول و ارتفاع آن به



شکل ۹. تصویر مسلح کننده‌های پلیمری.

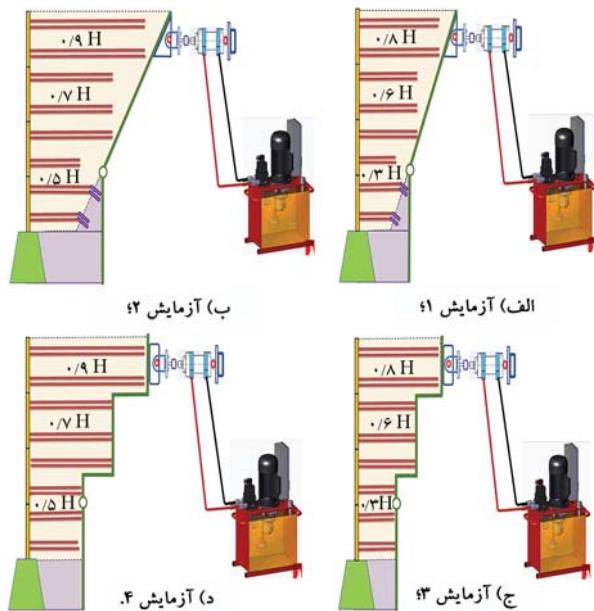
جدول ۲. مشخصات مسلح کننده‌های مورد استفاده در مدل کوچک مقیاس و مسلح کننده‌های پلیمری مدل واقعی.

مدل	نمونه واقعی	پارامتر	نوع مسلح کننده
Paragrid Grade	Grade Paraweb		
۵/۵	۷۵۲D	عرض (mm)	مسلح کننده
۱۲	۹۰	ضخامت (mm)	
۰/۹	۳/۱	سختی محوری (kN/m)	
۲۶/۶	۶۲۴	مقاومت کششی (MPa)	
۲۲۱/۳	۲۶۸/۸	مدول الاستیسیته (GPa)	
۲/۴۶	۲/۲۴	جنس هسته	
رشته‌های پلی‌استر	رشته‌های پلی‌استر	جنس رویه	
پلی‌اتیلن	پلی‌اتیلن		

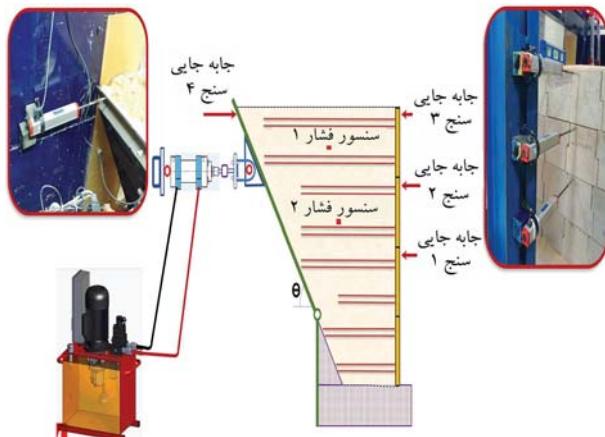
میلی‌متر و به صورت T شکل برای استفاده در مدل فیزیکی در آزمایشگاه ساخته شدند. همچنین، در داخل پنل‌ها بسته‌هایی برای اتصال مسلح‌های پلیمری تعیین شدند.

در این پژوهش، جنس مسلح کننده‌ها همانند آزمایش‌های میز لرزان از نوع پلیمری در نظر گرفته شده است. مسلح کننده‌های مورد استفاده در مدل‌های کوچک مقیاس باید بتواند رفتار مسلح کننده‌های پلیمری در مدل واقعی را شبیه‌سازی کنند. بر این اساس، کمک پناه و همکاران بیش از ۴۰ آزمایش کشش محوری (به منظور تعیین سختی محوری مسلح کننده‌ها) و حدود ۱۰۰ آزمایش بیرون کشیدن (به منظور مدل نمودن رفتار اندرکششی اجزای تسایلیج) بر روی مسلح کننده‌های با جنس‌های مشابه با تسمه پلیمری (الیاف پلی‌استر) اما با ابعاد کوچک‌تر، انجام دادند.^[۱۰] نتیجه این آزمایش‌ها نشان داد که رشته‌های طولی ژوگریدهای با شبکه ۵۰ می‌توانند بهترین شبیه‌سازی را برای رفتار کششی و اندرکششی تسمه پلیمری از جنس پاراوب در مدل واقعی را داشته باشند. بنابراین، در پژوهش حاضر نیز از همین نوع مسلح کننده‌ها با رعایت ضرب ب شتاب مقیاس ۷/۵:۱ استفاده شده است. در جدول ۲ مشخصات مسلح کننده‌های مورد استفاده در مدل فیزیکی و مسلح کننده‌های پلیمری مدل واقعی آورده شده است. در شکل ۹ تصویر مسلح کننده‌های پلیمری ارائه شده است.

خاک مورد استفاده در ساخت مدل‌های فیزیکی، ماسه ۱۶۱ فیروزکوه است. این خاک به عنوان یک خاک استاندارد توسعه محققین قبلی معرفی شده است و دارای دانه‌بندی یکنواخت و مشابه ماسه توپویرای ژاپن است.^[۱۱] در جدول ۳ مشخصات این خاک ارائه شده است.



شکل ۷. نحوه مدل‌سازی آزمایش‌های فشار از پشت.



شکل ۸. نحوه چیدمان حسگرها و ابزارگذاری مدل‌های فیزیکی در آزمایش فشار از پشت.

تغییر شکل بلوك خاک مسلح، يك جایه جایی سنچ نیز در پشت گوه گسیختگی قرار داده شده است. در حین فرایند ساخت دیوار خاک مسلح، دو عدد حسگر فشارسنچ در نزدیکی مرکز جرم توده خاک مسلح جانمایی شد تا بدین وسیله، مقادیر نیروی محاسباتی در مرکز جرم صحت سنجی شوند. نحوه چیدمان حسگرها و ابزارگذاری مدل‌های فیزیکی در شکل ۸ نشان داده شده است.

به طور کلی، برای ساخت یک مدل فیزیکی، لازم است که پارامترهای فیزیکی و مکانیکی اجزای تشکیل دهنده آن بر اساس پارامترهای مدل واقعی و با توجه به قوانین تشابه مقیاس شوند. در این پژوهش، هندسه و ابعاد مدل‌های آزمایشگاهی بر پایه معیارهای مقیاس‌سازی ارائه شده توسط یایی^[۱۲] و وود^[۱۳] مقیاس شده‌اند. بر این اساس، با در نظر گرفتن شاخص مقیاس (مقیاس مدل به واقعی) ۱:۷/۵ ارتفاع واقعی ۶ متر و ارتفاع دیوارها در مدل ۰/۸ متر در نظر گرفته شده‌اند. رویه‌های متداولی که در ساخت دیوارهای حائل مسلح شده استفاده می‌شوند، معمولاً دارای ابعاد $۱/۵ \times ۱/۵$ متر و ضخامت ۱۵ تا ۲۰ سانتی‌متر هستند. با توجه به ضرب ب شتاب مقیاس انتخاب شده، پنل رویه‌ها با ابعاد ۲۰۰×۲۰۰ میلی‌متر و با ضخامت ۲۰

به صورت یک نیروی متمرکز در مرکز جرم گوه گسیختگی است، لازم است که برآیند نیروی اعمالی به مرکز جرم انتقال یابد. بنابراین، ابتدا مرکز جرم مدل‌های آزمایش فشار از پشت که همان سطوح لغزش بحرانی آزمایش‌های میز لرزان هستند، تعیین شده و در ادامه مقدار نیرو در مرکز جرم در هر لحظه محاسبه شده است. بر این اساس، منحنی تیرو به جایه‌جایی مرتبط به هر یک از آزمایش‌ها در شکل ۱۰ ارائه شده است. این منحنی‌ها نشان‌دهنده سختی سیستم در برابر تغییر مکان ناشی از اعمال بار افقی به مرکز جرم گوه گسیختگی است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، در تمامی مدل‌ها، در ابتدا سیستم سختی نسبتاً بزرگی در برابر تغییر مکان از خود نشان می‌دهد. با افزایش سطح جایه‌جایی، از سختی سیستم کاسته شده و رفتار به سمت خمیری شدن تمایل پیدا می‌کند. به طور کلی در روش‌های محاسبه فشار وارد به دیوارها می‌بینی بر تئوری تعادل حدی (از جمله کولیب و مونوبه اوکاها)، رفتار گوه گسیختگی به صورت صلب فرض می‌شود. این فرض ساده‌کننده به طور کامل با واقعیت مطابقت ندارد. در دیوارهای خاک مسلح، به دلیل تراکم بالای خاکریز وجود مسلح‌کننده‌ها، این فرض تقویت می‌شود. در این پژوهش، به منظور ارزیابی صلابت گوه گسیختگی، با قرار دادن یک جایه‌جایی سنج در پشت بلوك خاک مسلح، نحوه جایه‌جایی سطح شیب‌دار در طول آزمایش ثبت شده است (شکل ۷). در واقع، اختلاف جایه‌جایی میان رویه دیوار با سطح شیب‌دار پشت، به نوعی نشان‌دهنده تغییر شکل نسبی گوه گسیختگی است. بر این اساس، در شکل ۱۱ نحوه جایه‌جایی سطح پشت، رویه دیوار و میزان تغییر شکل نسبی گوه گسیختگی بر مبنای نتایج آزمایش شماره دو که بزرگ‌ترین سطح گوه گسیختگی را دارد، نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در زمان شروع حرکت دیوار، جایه‌جایی نسبی بلوك گوه گسیختگی کمتر از ۱ میلی‌متر است. همچنین، حداکثر جایه‌جایی خاکریز حدود ۱ میلی‌متر محاسبه شده است. بنابراین، با توجه به عرض گوه گسیختگی، مقدار جایه‌جایی نسبی کمتر از $2/0$ درصد است که فرض صلابت را تقویت می‌نماید.

در شکل ۱۲ نمودار تغییرات نیرو به درصد جایه‌جایی ($\Delta x/H$) برای چهار مدل با یکدیگر مقایسه شده‌اند. مشاهده می‌شود که در تمامی مدل‌ها در مقدار جایه‌جایی $1/0$ درصد، رفتار سیستم به سمت خمیری تمایل پیدا کرده است. همچنین، جایه‌جایی 2 درصد، معرف حالتی است که رفتار سیستم به سمت رفتار خمیری کامل سوق پیدا می‌کند. همان‌طور که در بخش سوم توضیح داده شد، در آزمایش‌های میز لرزان، تغییر مکان لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی تحت تأثیر یک سیاریو از تحریک‌های ثابت‌بودی با دامنه متغیر (شکل ۴) ارزیابی شده است. بر مبنای نتایج آزمایش‌های میز لرزان، نمودار درصد نسبت جایه‌جایی به حداکثر شتاب اعمالی در شکل 13 ارائه شده است. نتایج نشان دادند که شروع تشکیل سطح گسیختگی بحرانی، در مدل‌های 1 تا 4 به ترتیب در حداکثر شتاب‌های $0/55$ ، $0/6$ ، $0/55$ و $0/65$ برابر شتاب گرانش روی می‌دهد.

از تلفیق نتایج دو آزمایش فشار از پشت و میز لرزان و با استفاده از رابطه 3 ، منحنی‌های ضریب شتاب لرزه‌ای افقی بر حسب شتاب حداکثر زلزله (A_4) برای سطوح تغییر مکان مختلف در شکل 14 ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش سطح تغییر مکان، از مقدار ضریب شتاب افقی کاسته می‌شود. مقایسه نتایج چهار آزمایش نشان می‌دهد که مقدار پارامتر ضریب شتاب لرزه‌ای در سیستم دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود، تابع عملکرد لرزه‌ای سیستم است. عملکرد لرزه‌ای نیز وابسته به عواملی همچون هندسه ساختگاه سنگی و ابعاد

جدول ۳. مشخصات ماسه فیروزکوه [۳۱].

نام اختصاری	SP
e_{min}	$36/8$
e_{max}	18
D_5	$14/6$
C_c	$0/548$
C_u	$0/943$
G_s	$0/27$
	$0/88$
	$1/87$
	$2/65$

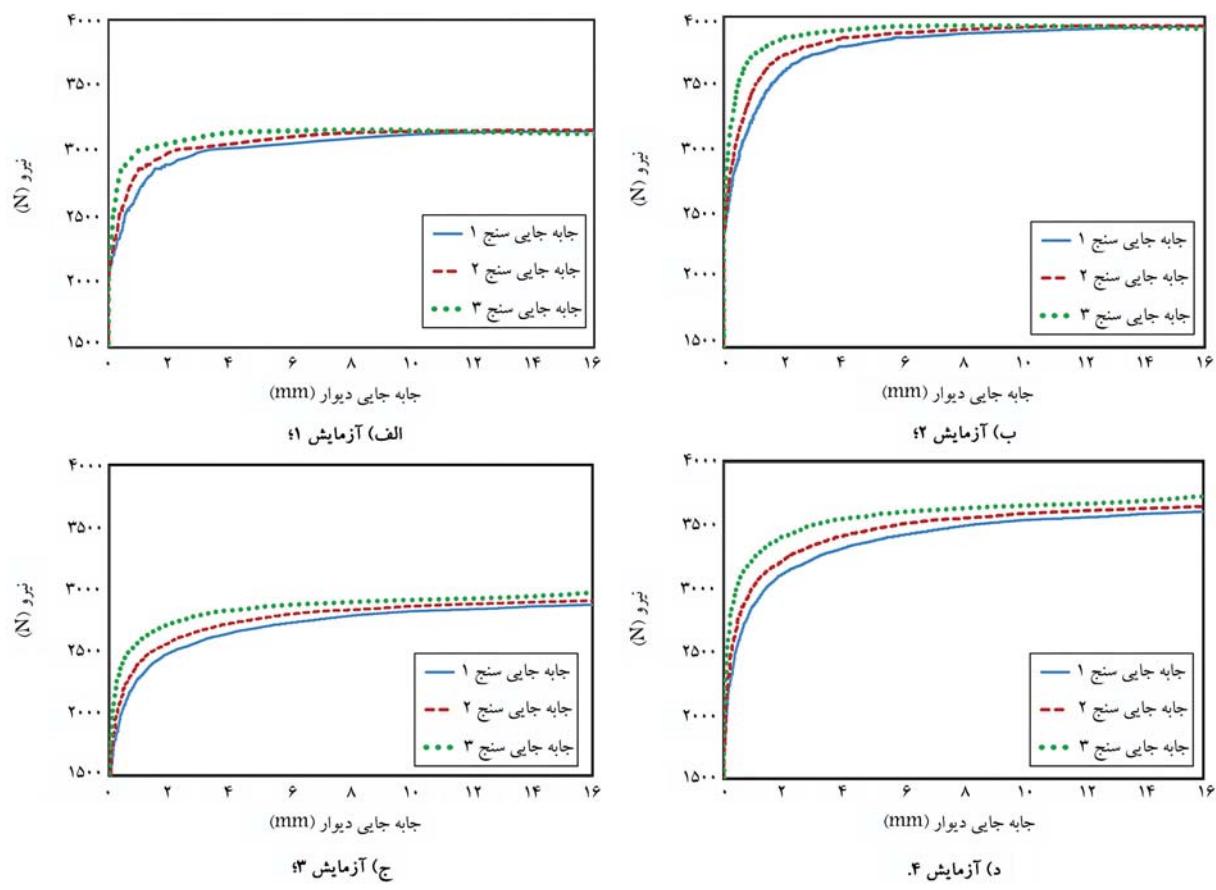
جدول ۴. مشخصات مدل‌های مورد آزمایش.

آزمایش	شماره	طول مسلح‌کننده‌ها (L/H)		هندسه
		لایه‌های ساختگاه	لایه‌های فوکانی	
۱	$0/3$	$0/6$	$0/8$	شیب‌دار
۲	$0/5$	$0/7$	$0/9$	شیب‌دار
۳	$0/3$	$0/6$	$0/8$	پلکانی
۴	$0/5$	$0/7$	$0/9$	پلکانی

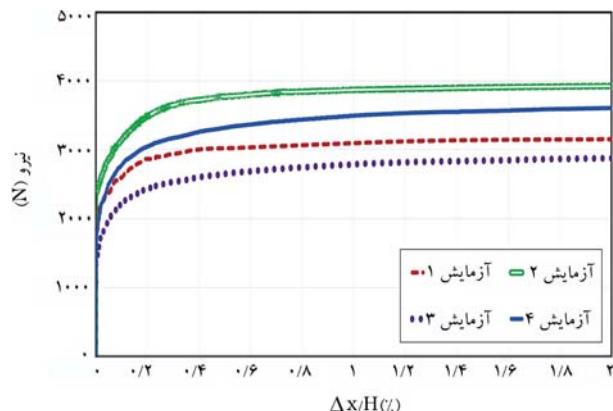
با توجه به بالا بودن مقدار تراکم نسبی در ساخت دیوارهای خاک مسلح، محدودیت‌های ساخت مدل فیزیکی با تراکم بالا و نوع خاک مورد استفاده (ماسه بد دانه‌بندی شده) وجود دارد. بالاترین تراکمی که در آزمایش‌ها می‌توان به آن دست یافته، 85 درصد است که این مقدار تراکم در این پژوهش نیز مدنظر قرار گرفته است. به منظور تراکم بهتر، میزان 5 درصد رطوبت به خاک اضافه شده است که این میزان رطوبت در حد رطوبت بهینه خاک است. فرایند تراکم خاک به صورت لایه به لایه و با استفاده از کوبه‌های دستی انجام شده است. در ساخت مدل‌های فیزیکی، سطح مشترک بین خاکریز و ساختگاه سنگی به وسیله لایه ملات ماسه - سیمان شیبیه‌سازی شده است.

۵. نتایج آزمایش‌ها

در این بخش، ابتدا نتایج مربوط به آزمایش‌های اعمال فشار از پشت ارائه می‌شود. سپس، از تلفیق نتایج آن با نتایج آزمایش‌های میز لرزان و بر مبنای روش پیشنهادی این پژوهش، مقادیر ضریب شتاب لرزه‌ای (K_h) با توجه به عملکرد مورد انتظار از دیوار خاک مسلح متکی بر ساختگاه سنگی و بر حسب شتاب حداکثر زلزله ارائه می‌شود. همان‌طور که در بخش قبل توضیح داده شد، در این مطالعه به منظور شبیه‌سازی فرضیات روش شبیه‌استاتیک، آزمایش فشار از پشت بر روی چهار مدل فیزیکی از دیوار خاک مسلح متکی بر ساختگاه سنگی انجام شده است. مشخصات مدل‌ها در جدول ۴ ذکر شده است. از آنجایی که یکی از فرضیات اصلی در روش شبیه‌استاتیک، اعمال بار زلزله



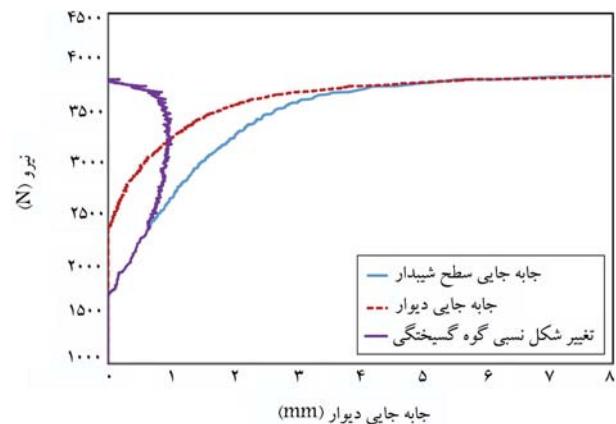
شکل ۱۰. نتایج مربوط به تحلیل‌های فشار از پشت بر روی گوه گسیختگی مدل‌های فیزیکی.



شکل ۱۲. نمودار تغییرات نیرو به درصد جایه‌جایی (مقایسه نتایج آزمایش نشار از پشت بر روی چهار مدل فیزیکی).

انتظار از سیستم دیوار حائل محدود می‌شود. بر این اساس، درصد تغییر مکان مجاز لرزه‌ای سیستم‌های حائل در محدوده‌ای در بازه $0 \text{ to } 2$ درصد قابل پذیرش است و جایه‌جایی‌های بیش از این مقدار، به عنوان خرابی دیوار تلقی می‌شود.^[۶] با توجه به معیار ارائه شده در آین نامه آشتتو^[۶]، سطوح عملکردی در این مطالعه به سه سطح تقسیم می‌شود:

۱. دیوار با تغییر مکان محدود؛
۲. دیوار نیمه منعطف؛



شکل ۱۱. نحوه جایه‌جایی سطح پشت، رویه دیوار و میزان تغییر‌شکل نسبی گوه گسیختگی بر مبنای نتایج آزمایش شماره ۲.

بلوک خاک مسلح است. به عنوان مثال، در دیوارهای خاک مسلح مجاور سطح سنگی پلکانی که عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به سطح شیبدار ساده دارند، مقدار شتاب لرزه‌ای با ضریب کمتری به گوه گسیختگی اعمال می‌شود. با افزایش ابعاد و سختی بلوک خاک مسلح، آستانه تحمل پذیری سیستم در برابر تغییر مکان ناشی از افزایش شتاب ورودی افزایش یافته و در نتیجه ضریب شتاب اعمالی کاهش یافته است. به طور کلی در طراحی دیوارهای حائل، سطح عملکرد بر مبنای مقدار تغییر مکان مجاز سیستم تعریف می‌شود. تغییر مکان نیز با توجه به کاربری مورد

جدول ۵. ضریب شتاب لرزه‌ای برای سطوح عمکرد مختلف و مقایسه با روابط پژوهشگران دیگر و آیین نامه آشتتو.

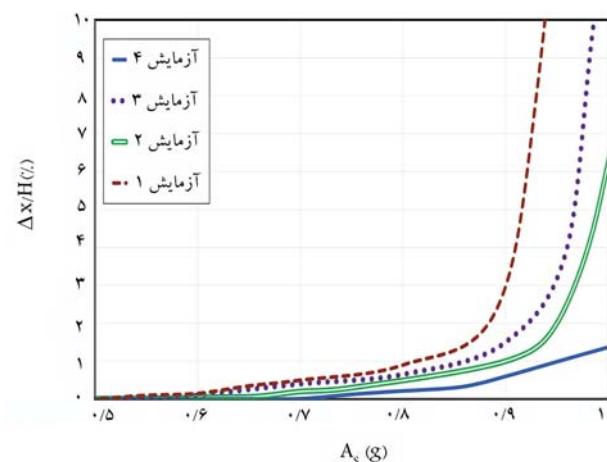
نوع ساختگاه	ابعاد بلوک	سطح عملکرد مورد انتظار از دیوار
سنگی	خاک مسلح	تغییر مکان محدود نیمه منعطف انعطاف پذیر
شیب دار	کوچک	◦ / ۵۷ (A _s / g)
شیب دار	بزرگ	◦ / ۵۰ (A _s / g)
پلکانی	کوچک	◦ / ۵۴ (A _s / g)
پلکانی	بزرگ	◦ / ۴۵ (A _s / g)
روش پیشنهادی [۲۳]	-	◦ / ۷۲ (A _s / g)
	-	-
	-	-
	-	-
لازرته و همکاران [۲۴]	-	◦ / ۵۰ (A _s / g)
آشتوانی [۵]	-	۱ / ◦ (A _s / g)

فقی برای سطح عملکرد مختلف ارائه شده و با روابط پیشنهادی پژوهشگران دیگر و آین نامه آشتو مقایسه شده است. نتایج این مقایسه نشان می دهد که در شرایط تغییر مکان محدود، مقدار ضریب شتاب لرزه ای بر مبنای روش پیشنهادی نسبت به توصیه آین نامه کمتر است. در شرایطی که سیستم اجازه تغییر مکان کافی داشته باشد (سیستم انعطاف پذیر)، مقدار ضریب شتاب لرزه ای بر مبنای روش پیشنهادی معادل پیشنهاد آین نامه محاسبه می شود.

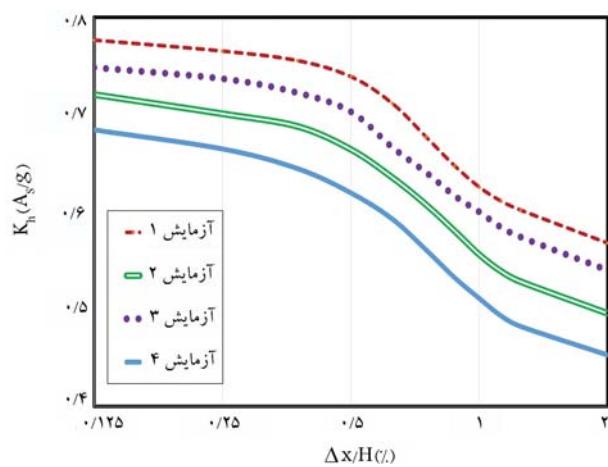
۶. نتیجہ گیری

در این پژوهش، اثر حضور ساختگاه سنگی بر روی ضریب شتاب لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح بررسی شد. ابتدا، رفتار لرزه‌ای چهار مدل مختلف از دیوار خاک مسلح با خاکریز محدود به ساختگاه سنگی با استفاده از نتایج آزمایش‌های میز ارزان ارزیابی شد. نتایج این ارزیابی نشان داد که شکل غالب تغییر مکان لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح متکی بر شیب سنگی از نوع چرخش است. در شرایطی که شیب سنگی در نزدیکی دیوار قرار دارد، تشکیل گوه گسیختگی توسط محیط سنگی محدود می‌شود. بر این اساس، در مدل‌های مجاور سطح پلکانی، گوه گسیختگی منطبق بر هندسه پلک خاک مسلح تشکیل می‌شود و در دیوارهای مجاور سطح سنگی شیبدار، سطح گسیختگی بحرانی شامل یک قسمت خطی و یک قسمت منحنی معکوس است.

در مرحله بعد، با استفاده از دستگاه آزمایش اعمال فشار از پشت، بار قفقی افزون شبه استاتیک به گوه گسیختگی لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی دیوار خاک مسلح متکی بر ساختگاه سنگی اعمال شد و نمودارهای سختی سیستم در برابر جابه‌جایی ترسیم شد. از تلفیق نتایج دو آزمایش فشار از پشت و میز لرزان، منحنی‌های ضریب شتاب لرزه‌ای برای سطوح تغییر مکان مختلف ارائه شد. نتایجین پژوهش نشان می‌دهد که مقدار پارامتر ضریب شتاب لرزه‌ای در سیستم دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود، تابع عملکرد لرزه‌ای سیستم است. به عنوان مثال، در دیوارهای خاک مسلح مجاور سطح سنگی پلکانی که عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به سطح شیب‌دار ساده دارند، مقدار شتاب لرزه‌ای با ضریب کمتری به گوه گسیختگی اعمال می‌شود. همچنین، با افزایش ابعاد و سختی بلوک خاک مسلح، آستانه تحمل پذیری سیستم در برابر تغییر مکان ناشی از افزایش شتاب رکورد ورودی افزایش یافته و در نتیجه ضریب شتاب اعمالی کاهش پادمیم،



شكل ۱۳. نمودار درصد جایه‌جایی به حداکثر شتاب اعمالی.



شکل ۱۴. منحنی های ضریب شتاب حداکثر افقی بر حسب شتاب حداکثر لرزه ای (As) برای سطوح تغییر مکان مختلف.

٣. دیوار انعطاف پذیر.

در دیوارهای با تغییر مکان محدود، مقدار جایه جایی مجاز بسیار کم است و در دیوارهای انعطاف‌پذیر، امکان جایه جایی کافی (تا جایی که کاربری آن‌ها دچار آسیب نشود) وجود دارد. تغییر مکان مجاز در این سه سطح به ترتیب $1/5$ ، $1/5$ و 2 درصد فرض شده است. در حدود 5 محدوده شیشه‌ای ضریب شتاب لرزه‌ای

و توصیه آین نامه آشتون شان می‌دهد که در شرایط تغییر مکان محدود، مقدار ضریب شتاب لرزه‌ای بر مبنای روش پیشنهادی نسبت به توصیه آین نامه، کمتر مجاز دیوار است. برای این اساس، در دیوارهای با تغییر مکان محدود که سطح جابه‌جایی مجاز بسیار کم است، مقدار ضریب شتاب لرزه‌ای در محدوده $(A_s/g) / 78$ ° تا $(A_s/g) / 45$ ° محاسبه شد. مقایسه نتایج این مطالعه با روابط پژوهشگران پیشنهاد آین نامه محاسبه می‌شود.

پانوشت‌ها

1. Rock Foundation
2. Pick Ground Acceleration (PGA)
3. Push-Back Pressure
4. Capacity Curve

منابع (References)

1. Morrison, K.F., Harrison, F.E., Collin, P., Dodds, P. and Ben Arndt, P., 2006. Shored mechanically stabilized earth (SMSE) wall systems Design Guidelines. FHWA-Cfl/Td-06-001.
2. FHWA., 2009. Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes-Volume I, vol. I. DOI: FHWA-NHI-10-024 & FHWA-NHI-10-025.
3. Richardson, G.N. and Lee, K.L., 1975. Seismic design of reinforced earth walls. *Geotech. Eng. Div*, 101(2), pp.167-188.
4. Richardson, G.N., Feger, D., Fong, A. and Lee, K.L., 1977. Seismic testing of reinforced earth walls. *ASCE J Geotech Eng Div*, 103(1). DOI: 10.1061/ajgeb6.0000364.
5. Bathurst, R.J. and Hatami, K., 1998. Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall. *Geosynth. Int*, 5, pp.1-2. DOI: 10.1680/gein.5.0117.
6. AASHTO., 2014. Aashto LRFD Bridge Design Specifications, 7th ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
7. Howard, R.W.A., Kutter, B.L. and Siddharthan, R., 1999. Seismic deformation of reinforced soil centrifuge models. in *3rd International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Dynamics Conference*, pp.446-457.
8. Sabermahani, M., Ghalandarzadeh, A. and Fakher, A., 2009. Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls Geotext. *Geomembranes*, 27(2). DOI: 10.1016/j.geotexmem.2008.09.009.
9. Anastasopoulos, I., Georgarakos, V. Georgiannou, V. Drosos, V. and Kourkoulis, R., 2010. Seismic performance of bar-mat reinforced-soil retaining wall: Shaking table testing versus numerical analysis with modified kinematic hardening constitutive model. *Soil Dyn. Earthq. Eng*, 30(10). DOI: 10.1016/j.soildyn.2010.04.020.
10. Komak Panah, A., Yazdi, M. and Ghalandarzadeh, A., 2015. Shaking table tests on soil retaining walls reinforced by polymeric strips Geotext. *Geomembranes*, 43(2). DOI: 10.1016/j.geotexmem.2015.01.001.
11. Huang, C.C., 2019. Seismic responses of vertical-faced wrap-around reinforced soil walls. *Geosynth. Int*, 26(2). DOI: 10.1680/gein.18.00044.
12. Xu, P., Hatami, K. and Jiang, G., 2020. Study on seismic stability and performance of reinforced soil walls using shaking table tests. *Geotext. Geomembranes*, 48(1). DOI: 10.1016/j.geotexmem.2019.103507.
13. Askari, M., Razeghi, H.R. and Mamaghanian, J., 2021. Numerical study of geosynthetic reinforced soil bridge abutment performance under static and seismic loading considering effects of bridge deck Geotext. *Geomembranes*, 49(5). DOI: 10.1016/j.geotexmem.2021.05.007.
14. Yunkul, K. and Gurbuz, A., 2022. Shaking table study on seismic behavior of MSE wall with inclined backfill soils reinforced by polymeric geostrips. *Geotext. Geomembranes*, 50(1). DOI: 10.1016/j.geotexmem.2021.09.005.
15. Woodruff, R., 2003. Centrifuge modeling of MSE-shoring composite walls. University of Colorado.
16. Lee, Y.B., Ko, H.Y. and McCartney, J.S., 2010. Deformation response of shored MSE walls under surcharge loading in the centrifuge. *Geosynth. Int*, 17(6). DOI: 10.1680/gein.2010.17.6.389.
17. Leshchinsky, D., Hu, Y. and Han, J., 2004. Limited reinforced space in segmental retaining walls. *Geotext. Geomembranes*, 22(6), pp.543-553. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2004.04.002.
18. Yang, K.H. and Liu, C.N., 2007. Finite element analysis of earth pressures for narrow retaining walls. *J. Geoenviron*, 2(2). DOI: 10.6310/jog.2007.2(2).1.
19. Morrison, K.F., Harrison, F.E., Collin, J.G. and Anderson, S.A., 2007. Full-scale testing of a shored mechanically-stabilized earth (SMSE) wall employing short reinforcements. DOI: 10.1061/40909(228)6.
20. Komak Panah, A. and Eftekhari, Z., 2021. Shaking table tests on polymeric-strip reinforced-soil walls adjacent to a rock slope. *Geotext. Geomembranes*, 49(3). DOI: 10.1016/j.geotexmem.2020.12.005.
21. Mononobe, N. and Matsuo, H., (1929). On the determination of earth pressure during earthquake. in *Proceedings of the World Engineering Conference*.

22. Hayashi, S., Noda, S. and Uwabe, T., 1977. Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quaywall. *in Natl Bur Stand Spec Publ*, 477.
23. Lee, M.G., Ha, J.G., Jo, S.B., Park, H.J. and Kim, D.S., 2017. Assessment of horizontal seismic coefficient for gravity quay walls by centrifuge tests. *Geotech. Lett*, 7 (2). DOI: 10.1680/jgele.17.00005.
24. Segrestin, P. and BASTICK, M.J., 1988. Seismic design of reinforced earth retaining walls: The contribution of finite element analysis. *in International Geotechnical Symposium*, pp.577-582.
25. Tatsuoka, F., Tateyama, M. and Koseki, J., 1995. Performance of geogrid-reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji earthquake. *in 1st International Symposium on Earthquake Geotechnical Engineering*, pp. 55-60.
26. Choukeir, M., Juran, I. and Hanna, S., 1997. Seismic design of reinforced-earth and soil-nailed structures. *Gr. Improv*, 1(4). DOI: 10.1680/gi.1997.010404.
27. Lazarte, C., Robinson, H., Gomez, J.E., Baxter, A., Cadden, A. and Berg, R.R., 2015. Geotechnical engineering circular No. 7 soil nail walls - reference manual. Federal Highway Administration and National Highway Institute, Washington, DC, FHWA-NHI-14-007, 2015.
28. Bray, J.D. and Travasarou, T., 2009. Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng*, 135(9), DOI: 0.1061/(asce)gt.1943-5606.0000012.
29. Iai, S., 1989. Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, *Soils Found*, 29 1. DOI: 10.3208/sandf1972.29.105.
30. Wood, D.M. Geotechnical Modelling. 2004. DOI: 10.4324/9780203477977.
31. Farahmand, K., Lashkari, A. and Ghalandarzadeh, A., 2016. Firoozkuh sand: Introduction of a benchmark for geomechanical studies. *Iran. J. Sci. Technol. Trans. Civ. Eng*, 40(2). DOI: 10.1007/s40996-016-0009-0.

مطالعه آزمایشگاهی رفتار دینامیکی سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مركب در راستای طراحی بر مبنای عملکرد

مجید حسینی معتمد (دانشجوی دکتری)

علی کمال‌پناه^{*} (استاد)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهمنی عمران شرف، (زمینه ۲۱۴۰) دوری ۴۹، شماره ۴، صص. ۱۳۱-۱۴۱، پژوهشی

در این تحقیق، به بررسی آزمایشگاهی اندرکش اینترسی سازه - خاک - شمع در سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مركب با تأکید بر مفهوم طراحی بر اساس عملکرد پرداخته شده است. بیشتر مطالعات انجام شده بر اساس عملکرد، معطوف به پی سطحی بوده است. در این نوع شالوده‌ها، حرکت گهواره‌ای شالوده سطحی به عنوان منبع اتلاف انرژی عمل کرده و از روسازه محافظت می‌کند. با این حال، توجه کمتری به شالوده سطحی ترکیب شده با شمع شده است. هدف پژوهش حاضر، بررسی رفتار گهواره‌ای شالوده‌های مركب به عنوان شالوده سازه‌های لاغر مورد بررسی قرار گرفته است. در این راستا، با انجام یک سری آزمایش‌های ارتعاش اجباری بر روی مدل‌های فیزیکی کوچک مقیاس، تأثیر برخی ویژگی‌های شالوده مركب مانند آرایش شمع‌ها و طول نسبی شمع‌ها بر پاسخ سازه بررسی شده است. نتایج نشان داد که در صورت بروز رفتار غیرخطی شالوده، می‌توان از مزایای آن شامل کاهش جابه‌جایی نسبی (دریفت) سازه حین بارهای دینامیکی بهره برد. بر همین اساس، رفتار دینامیکی مدل‌ها به دو فاز جداگانه تقسیم شده است. نتایج حاصل شده بیانگر موثر بودن مشخصات شالوده مركب شامل آرایش شمع‌ها و طول شمع‌ها، بر پاسخ دینامیکی سازه می‌باشد. متوجه شدن چیدمان شمع‌ها، رفتار دورانی شالوده را تغییر می‌دهد و به دنبال آن، تقاضای دینامیکی و دریفت روسازه را کاهش می‌دهد.

majid.motamed@modares.ac.ir
a-panah@modares.ac.ir

وازگان گلیدی: ارتعاش اجباری، اندرکش خاک - شمع - سازه، پاسخ غیرخطی، شالوده مركب، طراحی بر اساس عملکرد.

۱. مقدمه

مفهوم طراحی بر اساس جابه‌جایی در دهه‌های اخیر اعتبار زیادی پیدا کرده است. بر اساس این مفهوم، آسیب‌دیدگی و خرابی سازه‌ای ساختمان‌ها به طور مستقیم با کرنش‌های ایجاد شده در اجزای سازه‌ای و به عبارت دیگر، دریفت بین طبقات مرتبط می‌باشد. این مفهوم منجر به توسعه تعداد زیادی روش طراحی لرزه‌ای بر اساس جابه‌جایی (جاگایزن) روش طراحی لرزه‌ای بر اساس مقاومت) می‌شود. به صورت کلی، این روش‌ها تحت عنوان روش‌های طراحی بر اساس عملکرد^۱ شناخته می‌شوند. با مطرح شدن این نوع فلسفه طراحی، توجه بیشتری به نقش اندرکش سازه - شالوده - خاک در پاسخ کلی سیستم معطوف گردید.^[۱-۳] بر اساس این روش‌های طراحی پتانسیل گسیختگی و خرابی سازه‌ها ناشی از رفتار غیرخطی خاک نزدیک شالوده، در زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه مشاهده گردید. بنابراین، ایده بهره‌برداری از اتلاف انرژی ناشی از رفتار غیرخطی خاک نزدیک شالوده و چگونگی انتفاع روسازه از این موضوع، منجر به تحقیقات زیاد و مشاهدات آزمایشگاهی بسیاری در این زمینه

* نویسنده مستنده

تاریخ: دریافت ۱۹/۹/۱۴۰۱، اصلاحیه ۲۰/۱۲/۲۰، پذیرش ۱/۲۰/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

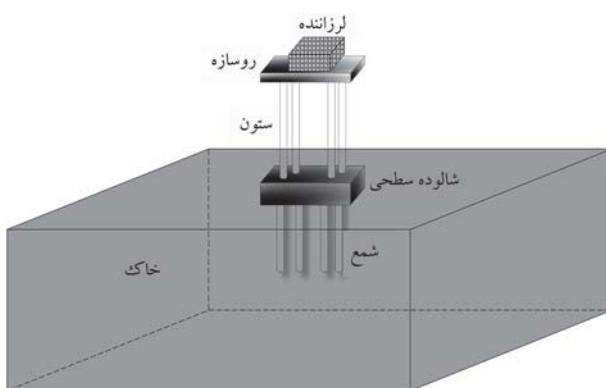
حسینی معتمد، مجید و کمال‌پناه، علی، ۱۴۰۲. مطالعه آزمایشگاهی رفتار دینامیکی سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مركب در راستای طراحی بر مبنای عملکرد. مهندسی عمران شریف، ۴(۳۹)، صص. ۴۱-۳۱. DOI:10.24200/J30.2023.61540.3181

عواملی همچون شرایط خاک بستر، آرایش بارگذاری و سطوح بار در تعیین طرح بهینه بی موثر هستند. آن‌ها همچنین نتیجه گرفتند که برای مجموع طول شمع‌های یکسان، نشست یکنواخت پی با شمع‌های بلندتر و تعداد کمتر، از نشست یکنواخت پی با شمع‌های کوتاه‌تر و تعداد بیشتر، کوچکتر می‌باشد.^[۲۶] نگوین و همکاران در سال ۲۰۱۳، به ارزیابی عملکرد آرایش متمرکز شمع‌ها را برای کاهش نشست کل و نشست غیریکنواخت پرداختند. نتایج آزمایش سانتریفیوژ انجام شده توسعه آن‌ها نشان داد که آرایش متمرکز شمع‌ها قابلیت کاهش نشست کل و غیر یکنواخت را تا تقریباً ۴۰ الی ۵۰ درصد در مقایسه با آرایش یکنواخت شمع‌ها را دارد.^[۲۷] علاوه بر موارد فوق، مطالعات زیادی در رابطه با شالوده‌های مرکب در سالیان اخیر انجام شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به کارهای ریبعی و چوبیستی^[۲۸]، بندیوپادهای و همکاران^[۲۹]، بهاریا و همکاران^[۳۰] و آصفا و همکاران^[۳۱] اشاره کرد.

در اکثر مطالعات ذکر شده، تحقیق بر روی بار قائم استاتیکی متمرکز شده است. دلیل این امر این است که بیشتر این مطالعات مربوط به سازه‌های بلند می‌باشد که مسئله اصلی بر استاتیکی محوری روسازه است. در حالی که بر لرزه‌ای با توجه به انعطاف‌پذیری این نوع سازه‌ها بحرانی نبوده است. در سازه‌های لاغر نسبتاً بلند و سنگین که در این تحقیق مدنظر می‌باشد، حين زلزله‌های قوی، لنگر اینرسی وارد به پی قابل توجه می‌باشد. این لنگر اینرسی قابل توجه وارد به شالوده منجر به پاسخ غیرخطی خاک بستر شالوده می‌گردد. بنابراین، شناخت رفتار شالوده مرکب و چگونگی تأثیر آن بر پاسخ سازه ممکنی بر آن حين زلزله بر اساس فلسفه جدید طراحی (طراحی بر اساس عملکرد) می‌تواند مشترم باشد. از آنجایی که رفتار دینامیکی شالوده مرکب و چگونگی انتفاع سازه‌های ممکنی بر این نوع پی از رفتار غیرخطی خاک بستر کمتر مورد بررسی قرار گرفته است، در این تحقیق سعی شده است تا با طراحی مدل‌های آزمایشگاهی، به بررسی دقیق رفتار سازه‌های لاغر ممکنی بر این نوع پی تحت بار دینامیکی اینرسی پرداخته شود. همچنین، عوامل موثر مانند آرایش شمع‌ها و طول نسیبی شمع‌ها بر پاسخ سازه نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

۲. مدل‌سازی در آزمایشگاه

تمامی اجزا اصلی تشکیل دهنده مدل آزمایشگاهی در تحقیق حاضر بصورت شماتیک در شکل ۱ نشان داده شده است. این اجزا عبارتند از روسازه، شالوده مرکب، دستگاه بارگذاری و خاک که در ادامه جداگانه تشریح شده‌اند. گفتنی است که مدل مذکور به صورت کوچک مقیاس و در شرایط ۱-g قرار دارد.



شکل ۱. تصویر شماتیک مدل آزمایشگاهی.

شده است.^[۱۱-۵] در همین راستا، آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای نیوزلند^[۱۲] در نظر گرفته اتفاق ارزی از دریچه دوران شالوده را منوط به انجام مطالعات خاص (مانند تحلیل تاریخچه زمانی) می‌کند. آنستاپولوس و همکاران در سال ۲۰۱۰، فلسفه‌ای نوین برای طراحی لرزه‌ای ارائه دادند که از حرکت گهواره‌ای شالوده به عنوان یک مکانیزم میراکنده برای محافظت از روسازه استفاده می‌کند. آن‌ها پیشنهاد کردند که با کاهش ابعاد شالوده، می‌توان ظرفیت باربری خاک را پیش از آسیب دیدگی روسازه بسیج کرد.^[۱۳] پاولوچی و همکاران در سال ۲۰۱۳، یک روش خطی معادل بر پایه سعی و خطای پیشنهاد کردند تا اثر رفتار غیرخطی خاک در روش مستقیم طراحی لرزه‌ای بر اساس جابه‌جایی^۳ اعمال گردد. اساس روش آن‌ها بر نمودار تجربی کاهش سختی سیستم و افزایش میرایی سیستم به عنوان تابعی از دوران شالوده استوار می‌باشد. از طریق این نمودارها، ویژگی‌های خطی معادل خاک مجموعه پی در قالب سختی سکانتی و ضریب میرایی اختصاص می‌یابد.^[۱۴] برخی از محققین با الهام‌گیری از روش ارائه شده توسعه پاولوچی و همکاران، به بررسی تأثیر رفتار غیرخطی خاک نزدیک شالوده‌های سطحی بر پاسخ سازه‌ها پرداختند.^[۱۵-۱۷] در سال‌های اخیر نیز مطالعات متعددی بر روی رفتار گهواره‌ای فونداسیون سطحی ناشی از رفتار غیرخطی خاک انجام شده است. از جمله این تحقیقات می‌توان به کارهای ریحایی نوری و همکاران^[۱۸]، یگانه و فتایی^[۱۹] و سجادی و همکاران^[۲۰] اشاره کرد. برخی محققین، بهسازی خاک را با کمک المان‌هایی مانند شمع، ستون سنگی و ... با هدف کاهش نشست فونداسیون گهواره‌ای، مورد بررسی قرار دادند. لولی و همکاران در سال ۲۰۱۵، عملکرد یک پایه پل که بر روی فونداسیون گهواره‌ای با مجموعه‌ای از شمع‌های غیرمتصل قرار دارد را ارزیابی کردند. نتایج نشان می‌دهد که سیستم گهواره‌ای ترکیبی استفاده شده، نشست و دوران کمتری را نسبت به فونداسیون بهسازی نشده تجربه می‌کند. با این حال، تغییر شکل‌های خمیشی به مقدار قابل توجهی در پایه ستون پل افزایش می‌یابند.^[۲۱] ها و همکاران در سال ۲۰۱۹، با استفاده از مدل‌سازی دینامیکی در آزمایش سانتریفیوژ به بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم گهواره‌ای واقع بر شمع‌های غیرمتصل پرداخته‌اند. نتایج آن‌ها نشان داد که بهسازی زمین با شمع منجر به کاهش نشست می‌گردد.^[۲۲] پیشتر کارهای انجام شده بر اساس مفهوم طراحی نوین (روش طراحی بر اساس عملکرد) با تکیه بر اتفاق ارزی، معطوف به پی‌های آن حرکت گهواره‌ای شالوده به عنوان منبعی برای اتفاق ارزی، معمولی و به تبع سطحی می‌باشد. این در حالی است که توجه کمتری به شالوده سطحی ترکیب شده با شمع (شالوده مرکب)^۴ به عنوان یک سیستم تکیه‌گاهی بهینه و اقتصادی برای سازه‌های بلند و سنگین شده است. در شالوده مرکب، بخش اعظم ظرفیت بازی همچنان توسعه شالوده سطحی تحمل می‌شود و شمع‌ها به عنوان المان‌های کاهنده نشست به شالوده سطحی اضافه می‌شوند. برخی محققین تأثیر ویژگی‌های مختص این نوع پی از قبیل تعداد شمع، طول شمع، نسبت سختی شالوده به خاک، ضخامت شالوده، پروفیل خاک و ... را به صورت پارامتریک مورد مطالعه قرار داده‌اند. کانها و همکاران در سال ۲۰۰۱، گزینه‌های طراحی برای شالوده مرکب را با تکیه بر یک مطالعه موردي مورد بررسی قرار دادند. نتایج آن‌ها بیانگر وابستگی توزیع بار میان شمع‌ها به صلیبیت شالوده، سختی شمع، طول نسبی شمع و سختی سازه‌ای می‌باشد. همچنین آن‌ها در راستای بهینه‌سازی مجموع طول شمع‌ها، نصب شمع‌ها زیر نواحی بارگذاری را پیشنهاد کردند.^[۲۳] پولوس در سال ۲۰۰۱ پیشنهاد کرد که با افزایش ضخامت شالوده می‌توان به طور قابل توجهی نشست غیر یکنواخت را کاهش داد. او همچنین بیان کرد که افزایش طول شمع‌ها همیشه ضامن عملکرد موثرتر بی نیست و حد بالایی برای تعداد شمع‌ها وجود دارد که فراتر از آن، مزایای اضافه شده اندک می‌باشد.^[۲۴] همچنین، طبق مطالعات پارامتریک رول و رنولف در سال ۲۰۰۴،



ب) آرایش یکنواخت شمع ها.

الف) آرایش متمرکز شمع ها.

شکل ۳. انواع مدل ها با آرایش متفاوت شمع ها.



ب) طول نسبی بلندتر با طول ۵۰ cm

الف) طول نسبی کوتاه تر با طول ۲۵ cm

شکل ۴. انواع مدل ها با طول نسبی متفاوت شمع ها.

به عنوان شمع با آرایش 3×3 استفاده شده است، به طوری که شمع ها به صورت گیردار به شالوده سطحی متصل شده اند. همانطور که در بخش مقدمه به آن اشاره گردید، نتایج مطالعات پیشین بیانگر اهمیت آرایش شمع ها و همچنین طول شمع ها در راستای طراحی بهینه تحت بارهای محوری استاتیکی می باشد. بنابراین، برای بررسی نقش این دو عامل تحت بارهای اینرسی، از سه مدل شالوده مرکب با آرایش متفاوت شمع ها و همچنین طول نسبی متفاوت شمع ها استفاده شده است. مشخصات این مدل ها در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین، تصویری از مقایسه این مدل ها بر اساس نوع آرایش شمع ها و همچنین طول نسبی شمع ها به ترتیب در شکل های ۳ و ۴ ارائه شده است. گفتنی است که طراحی شالوده مرکب به نحوی انجام شده است که پارامتر نسبت فاصله بین شمع ها به قطر شمع تأثیری قابل توجهی بر نتایج نداشته باشد. در همین راستا، این نسبت بزرگتر از ۶ در نظر گرفته شد. مراجع معتبری مانند آشتو، ضریب گروه شمع را هنگامی که پارامتر نسبت فاصله بین شمع ها به قطر شمع بزرگتر از ۶ باشد برابر یک در نظر می گیرند.

روند بارگذاری

بارگذاری مورد نظر در این تحقیق از نوع بارگذاری اینرسی است. از این رو، مدل های ساخته شده در آزمایشگاه تحت ارتعاش اجباری قرار می گیرند. ارتعاش اجباری توسط لرزاننده جرمی دوار به صورت یک نیروی هارمونیک یک جهته و با فرکانس مشخص به روسازه اعمال می گردد. دستگاه بارگذاری به عنوان جزئی از جرم فوکانی می باشد. نیروی اینرسی ایجاد شده توسط لرزاننده مطابق رابطه 1 می باشد.^[۳۳]

جدول ۱. مشخصات رو سازه مدل آزمایشگاهی.

مشخصه	مقدار
طول شالوده (سانتی متر)	۵۰
عرض شالوده (سانتی متر)	۵۰
ارتفاع سازه (سانتی متر)	۱۱۵
جرم رو سازه (کیلوگرم)	۲۱۰



شکل ۲. نما از مدل ساخته شده در آزمایشگاه.

جدول ۲. مشخصات انواع شالوده مرکب استفاده شده در مدل ها.

شمع ها	نام مدل	نوع آرایش	طول نسبی	نسبت فاصله
یکنواخت	۱	آرایش یکنواخت	۳۰	۱۳
متتمرکز	۲	آرایش متتمرکز	۳۰	۶/۵
یکنواخت	۳	آرایش یکنواخت	۱۵	۱۳

• روسازه

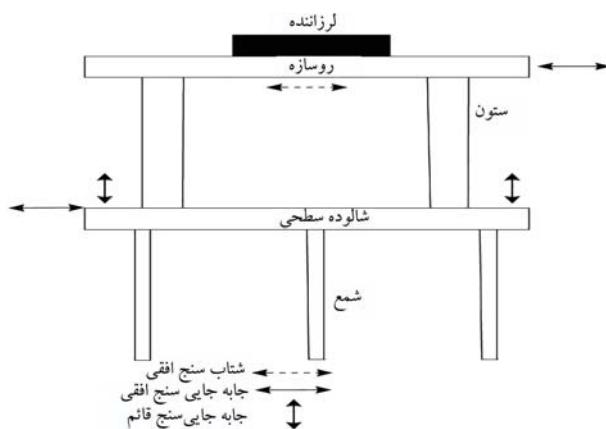
روسازه به صورت یک سیستم یک درجه آزادی در نظر گرفته شده است. از این رو، جرم فوکانی مورد نیاز از طریق ورق های فولادی و همچنین وزن دستگاه تامین شده است که بر روی چهار ستون فولادی قرار گرفته است. اتصال جرم فوکانی به ستون ها بصورت کاملاً صلب می باشد. روسازه طراحی شده که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است، تقریباً در نقش یک سازه لاغر مرتبه متکی بر شالوده مرکب در مدل آزمایشگاهی مورد نظر بر اساس سازه بلند مرتبه متکی بر شالوده مرکب بر روی ماسه سست مقیاس شده است.^[۳۲] مدل کوچک مقیاس ساخته شده در آزمایشگاه، در شکل ۲ نشان داده شده است.

• شالوده مرکب

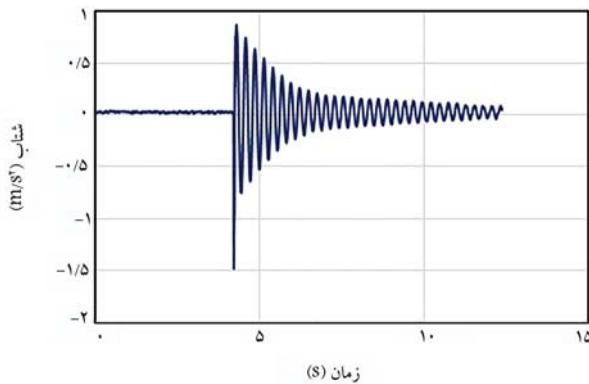
شالوده مدنظر در این تحقیق از نوع شالوده مرکب می باشد که ترکیبی از شالوده سطحی و شمع های عمیق است. از آن جایی که یکی از اهداف اصلی این تحقیق، بررسی چگونگی انتفاع سازه های لاغر مستقر بر شالوده مرکب از غیرخطی شدن خاک می باشد، بنابراین از شمع های اصطکاکی برای پهله بردن از حرکت گهواره ای شالوده استفاده شده است. همچنین، شالوده به کار گرفته شده طوری طراحی شده است که به صورت صلب رفتار کند. بنابراین، شالوده مرکب ساخته شده در آزمایشگاه از دو صفحه فولادی به عنوان شالوده و تعداد نه لوله آلومینیومی

جدول ۴. مشخصات ماسه فیروزکوه ۱۶۱.

SP	طبقه‌بندی
۳۶/۸	$\varphi(^{\circ})$
۱۸	$\gamma_{d\ max}(kN/m^3)$
۱۴/۶	$\gamma_{d\ min}(kN/m^3)$
۰/۹۴۳	e_{max}
۰/۵۴۸	e_{min}
۰/۲۷	D_5
۰/۸۸	C_c
۱/۸۷	C_u
۲/۶۵	G_s



شکل ۵. نحوه چیدمان حسگرها و ایزارتگاری مدل های فیزیکی در آزمایش های ارتعاش اجباری.



شکل ۶. نمودار شتاب - زمان به دست آمده از ارتعاش آزاد مدل ۱.

۳. نتایج آزمایش ها

قبل از شروع آزمایش های ارتعاش اجباری برای هر مدل، ابتدا آزمایش ارتعاش آزاد برای یافتن فرکانس طبیعی سیستم انجام گردید. آزمایش های ارتعاش آزاد با ضربه به روسازه اجرا گردید. یک نمونه از تاریخچه زمانی شتاب اندازه‌گیری شده روسازه ناشی از ضربه به روسازه در آزمایش ارتعاش آزاد برای مدل ۱ در شکل ۶ نشان داده شده است. در نهایت، با استفاده از نرم افزار سایزموسیگنال، فرکانس طبیعی سیستم اندازه‌گیری می شود. به همین ترتیب، برای سایر مدل ها نیز فرکانس طبیعی مطابق جدول ۵ اندازه‌گیری شد.

جدول ۳. مشخصات گام های بارگذاری.

گام بارگذاری						
۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
۳۰/۷۶	۱۵/۷۵	۸/۳۱	۴/۵۸	۲/۵۶	۱/۶۴	۹/۳
جرم دوار (کرم)						
شعاع (میلی متر)						

$$F = m_r r \omega^2 \cos \alpha + (m_r + m_b) \ddot{u} \quad (1)$$

در این رابطه، m_r جرم وزنه جرمی دوار (جرم ایجادکننده نیروی نامتعادل کننده)، r شعاع دوران (فاصله از مرکز دیسک ها تا مرکز جرمی وزنه جرمی دوار)، ω فرکانس زاویه ای ارتعاش و α موقعیت زاویه ای و وزنه جرمی دوار، m_b جرم ثابت روسازه و \ddot{u} شتاب انتقالی روسازه می باشد. ترم اول در رابطه ۱، بیانگر نیروی نامتعادل کننده ایجاد شده توسط وزنه های جرمی دوار و ترم دوم آن بیانگر نیروی اینرسی ایجاد شده در روسازه ناشی از شتاب اینرسی ایجاد شده می باشد. روند بارگذاری در هر مدل شامل مجموعه ای از گام های بارگذاری می باشد. مشخصات این گام های بارگذاری در جدول ۳ ارائه شده است.

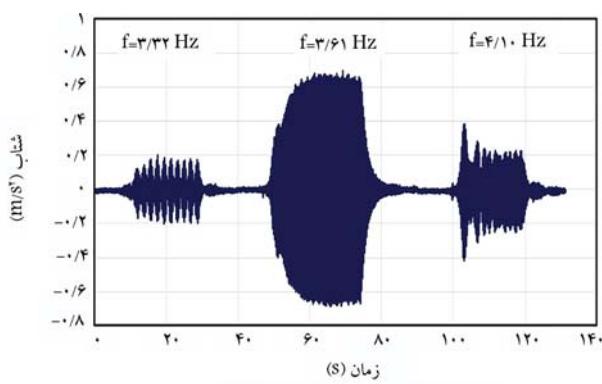
از ویژگی هر گام بارگذاری جرم وزنه دوار و شعاع دوران ثابت و فرکانس بارگذاری متغیر می باشد. جرم های دوار بصورت قطاعی از دایره در زوایای مختلف طراحی و ساخته شدند. جرم ها با این هدف تعیین شده اند که بازه بارگذاری وسیعی از دامنه بارگذاری کم تا دامنه زیاد را پوشش دهند. بطوریکه مطابق این روند، با افزایش دامنه بارگذاری ضمن حفظ پیوستگی در بارگذاری، درجه غیرخطی شدن مدل افزایش یابد. هر گام بارگذاری از یک سری آزمایش ها تشکیل شده است. در هر آزمایش فرکانس بارگذاری نیز ثابت می باشد. بدین صورت که در هر آزمایش، فرکانس ارتعاش در یک مقدار مشخص ثابت نگه داشته می شود تا سیستم به حالت پایدار برسد. هدف از انجام این آزمایش ها دستیابی به شرایط تشدید در هر گام بارگذاری می باشد. بنابراین هر گام بارگذاری شامل مجموعه ای از آزمایش ها با فرکانس های متفاوت با محوریت فرکانس تشدید می باشد. مدت زمان هر آزمایش در حدود 20 ± 2 ثانیه (۲۰ ± ۲) بوده است.

• مشخصات خاک بستر

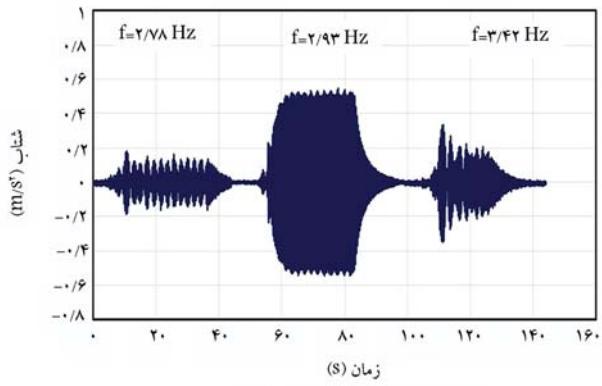
محفظه خاک با طول $2/5$ متر، عرض $1/2$ متر و ارتفاع 1 متر در آزمایشگاه ساخته شد. از ماسه ۱۶۱ فیروزکوه به عنوان خاک بستر پی در این محفوظه استفاده شده است. این خاک به عنوان یک خاک استاندارد توسط محققین قبلی معرفی گردیده است و دارای دانه بندی یکنواخت بوده و مشابه ماسه توپویار ژاپن می باشد.^[۲۴] در جدول ۴ مشخصات این خاک ارائه شده است. فرایند تراکم خاک به صورت لایه به لایه و با استفاده از کوبه های دستی انجام گذیرفت تا یک لایه یکنواخت با تراکم 80 درصد در سرتاسر جعبه ایجاد گردد.

• حسگرها

نحوه چیدمان و موقعیت حسگرها در شکل ۵ ارائه شده است. شتاب سنج درزیز جرم فوقانی برای اندازه گیری نیروی اینرسی تحت آزمایش های ارتعاش اجباری نصب شده است. تعداد دو جایه جایی سنج قائم و یک جایه جایی سنج افقی برای اندازه گیری پاسخ شالوده شامل دوران و جایه جایی افقی استفاده شده است. همچنین، از یک جایه جایی سنج افقی برای ثبت جایه جایی افقی روسازه استفاده شده است.

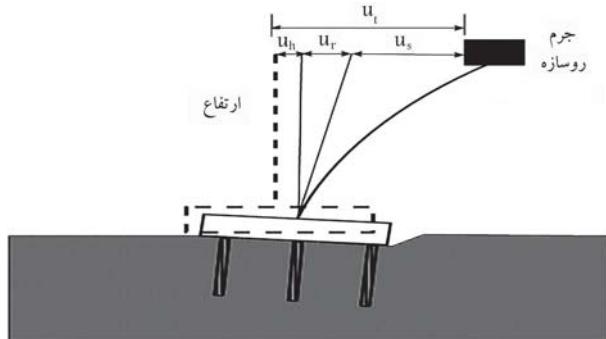


الف) برای مدل با آرایش یکنواخت؛

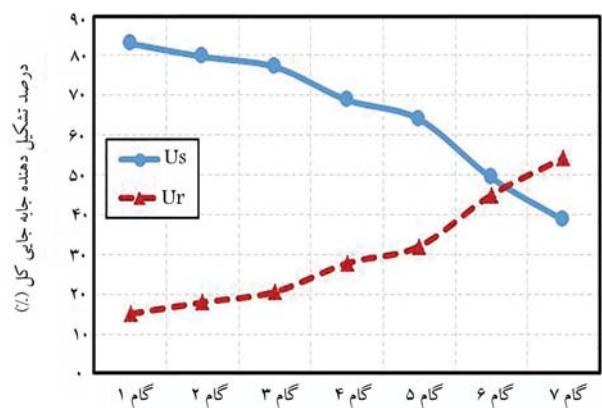


ب) برای مدل با آرایش متغیر کز.

شکل ۷. شتاب اینرسی به دست آمده از بخشی از بارگذاری در گام اول.



شکل ۸. مولفه‌های تشکیل دهنده پاسخ روسازه به صورت شماتیک با فرض حرکت افقی، روسازه.



شکل ۹. تغییرات مولفه‌های تشکیل دهنده پاسخ روسازه نسبت به پکدیگر.

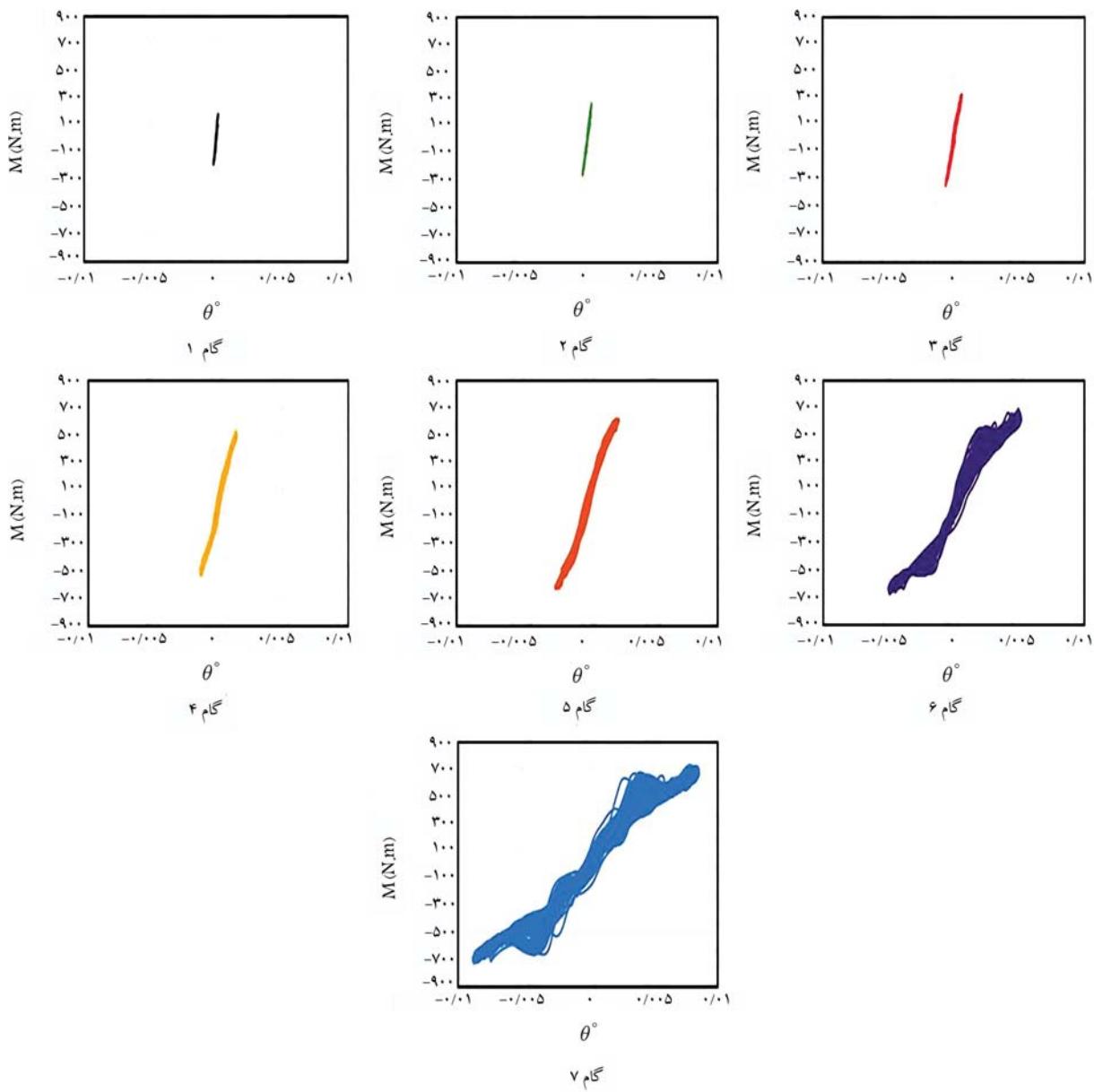
جدول ۵. فرکانس طبیعی اندازگیری شده برای مدل‌های فیزیکی از طریق آزمایش ارتعاش آزاد.

مدل ۳ هرتز ۳/۷ هرتز ۲ هرتز ۳/۷ هرتز مدل ۱ مدل ۲ مدل ۳

بر اساس این نتایج، دو مدل با آرایش یکنواخت دارای فرکانس طبیعی یکسان می‌باشند. در حالی که مدل با آرایش متمرکز دارای فرکانس طبیعی کمتر و در نتیجه نسبت به دو مدل دیگر نرم تر می‌باشد. این موضوع احتمالاً ناشی از سختی دورانی کمتر مدل با آرایش متمرکز می‌باشد. بنا بر این، آرایش شمع‌ها نقش تعیین‌کننده در تعیین فرکانس طبیعی دو مدل با طول متفاوت شمع‌ها احتمالاً ناشی از سختی دورانی فرکانس طبیعی دو مدل تحت بار ضربه‌ای اعمال شده در آزمایش ارتعاش آزاد بوده است. به یکسان دو مدل شالوده ناشی از ضربه در آزمایش ارتعاش آزاد بوده است. به نظر می‌رسد لنگرایزرسی وارده به شالوده ناشی از ضربه در آزمایش ارتعاش آزاد به حدی نبوده است که سختی دورانی فونداسیون‌ها با طول شمع‌های متفاوت را تحت تأثیر قرار دهد. به عبارت دیگر، جایه‌جایی بسیج شده در شمع‌ها کوچک می‌باشد، به طوری که در آن جایه‌جایی نیروی بسیج شده در شمع‌ها با طول متفاوت، یکسان می‌باشد. پس از انجام آزمایش ارتعاش آزاد برای هر مدل فیزیکی، آزمایش ارتعاش اجباری به ترتیب از گام اول شروع و به گام هفتم ختم می‌شود. همانطور که پیش تر بیان شد، هر گام بارگذاری شامل چندین آزمایش با فرکانس ارتعاش متغیر می‌باشد. آزمایش ابتدایی باید دارای فرکانس کمتر از فرکانس تشیدی باشد. سپس، آزمایش‌های بعدی با افزایش فرکانس ارتعاش جهت رسیدن به شرایط تشیدی ادامه می‌یابد. برای درک بهتر این موضوع، شتاب اینرسی به دست آمده در گام اول بارگذاری برای دو مدل با آرایش متفاوت و طول یکسان در شکل ۷ آراهه شده است. در این شکل، سه آزمایش انجام شده در گام اول بارگذاری برای دو مدل با آرایش متفاوت نمایش داده شده است. همانطور که مشخص است، از میان این سه آزمایش، یک آزمایش مربوط به پیش از وقوع تشیدی، یک آزمایش متناظر شرایط تشیدی و یک آزمایش برای پس از وقوع تشیدی می‌باشد. فرکانس (f) هر آزمایش در شکل مشخص شده است. این روند برای هر سه مدل فیزیکی مد نظر در این تحقیق تا گام بارگذاری انتهایی که همان گام بارگذاری هفتم می‌باشد، ادامه پیدا می‌کند. اولویت اصلی این تحقیق بررسی پاسخ سیستم حین تشیدی می‌باشد.

پاسخ روسازه با فرض حرکت افقی، متشکل از سه مولفه جابه جایی نسبی (u_s)، جابه جایی ناشی از دوران شالوده (u_r)، و جابه جایی ناشی از حرکت انتقالی شالوده (u_h) می باشد که به طور شماتیک در شکل ۸ نشان داده است. با بررسی پاسخ روسازه برای هر سه مدل فیزیکی مشخص گردید که تأثیر مولفه جابه جایی ناشی از حرکت انتقالی شالوده نسبت به دو مولفه دیگر اهمیت کمتری دارد. بنابراین، طبق انتظاری که از رفتار سازه های لاغر وجود دارد، حرکت دورانی شالوده غالب می باشد و می توان از حرکت انتقالی صرف نظر کرد. در همین راستا، مولفه جابه جایی نسبی روسازه (u_s) و جابه جایی ناشی از دوران شالوده (u_r)، دو مولفه اصلی تشکیل دهنده پاسخ روسازه می باشند. با افزایش کام بارگذاری، نیروی اینرسی بیشتری به روسازه وارد می گردد که به تبع آن پاسخ روسازه نیز افزایش می یابد. یکی از نکات مهم و قابل توجه، نسبت تغییرات دو مولفه تشکیل دهنده پاسخ روسازه نسبت به یکدیگر، مم نباشد.

در شکل ۹ نسبت تغییرات دو مولفه بر حسب درصد تشکیل دهنده جایه‌جایی کل (u_t) برای مدل آرایش یکنواخت ششم‌های بلند نشان داده شده است. همانطور که

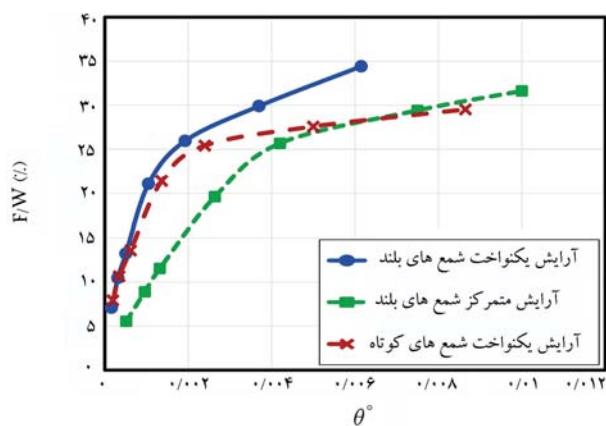


شکل ۱۰. نمودار لنگر اینرسی-دوران شالوده مدل با آرایش یکنواخت شمع‌های کوتاه‌تر برای تمامی گام‌های بارگذاری.

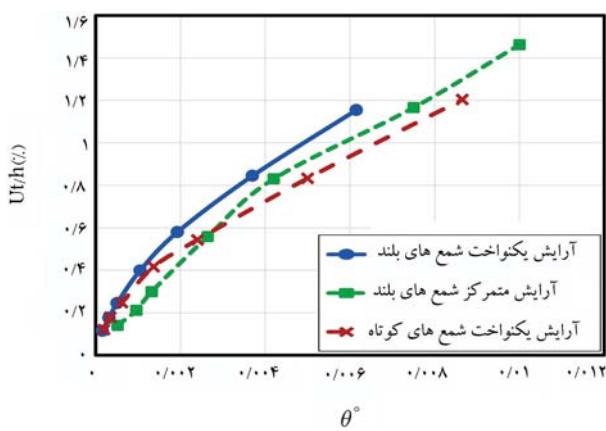
در ادامه، پاسخ سیستم سازه - شالوده مرکب - خاک اندازه‌گیری شده از نتایج آزمایشگاهی برای مدل‌های فیزیکی ساخته شده در آزمایشگاه بر حسب دوران شالوده (θ) که بیانگر حرکت گهواره‌ای سیستم می‌باشد، مورد بحث و بررسی قرار می‌گردد. نمودار ظرفیت خمی (M) مدل با آرایش یکنواخت شمع‌های کوتاه‌تر به عنوان نمونه در شکل ۱۰ با واحد نیوتون‌متر (N.m) ارائه شده است. طبق انتظار، با آرایش گام بارگذاری که به تبع آن نیروی اینرسی وارد به روسازه افزایش می‌یابد، سیستم رفتار غیرخطی بیشتری از خود نشان می‌دهد. برای درک بهتر این موضوع، منحنی‌های اصلی^۵ نمودار ظرفیت خمی تعدادی از گام‌های بارگذاری برای هر سه مدل فیزیکی در شکل ۱۱ ارائه شده است.

با پیشروعی در گام‌های بارگذاری، سختی دوران شالوده کاهش می‌یابد. در تمامی مدل‌ها و در بارگذاری‌های اولیه (تا گام بارگذاری چهارم)، منحنی اصلی نمودارهای ظرفیت خمی به صورت تکخطی رفتار می‌کنند. در حالی که پس از گام بارگذاری

مشاهده می‌شود، در گام بارگذاری اول، مولفه جابه‌جاوی نسبی روسازه بخش اصلی جابه‌جاوی را تشکیل می‌دهد. با آرایش گام بارگذاری، دوران شالوده افزایش می‌یابد، به طوری که با آرایش زاویه دوران، سهم مولفه جابه‌جاوی ناشی از دوران شالوده در پاسخ روسازه افزایش و سهم مولفه جابه‌جاوی نسبی روسازه در پاسخ روسازه کاهش می‌یابد. تغییر نسبت این دو مولفه، در پاسخ روسازه بر رفتار دینامیکی سازه تأثیرگذار می‌باشد. جابه‌جاوی نسبی روسازه یا همان دریفت میان طبقات در ساختمان موجب ایجاد تنش‌ها و کرنش‌ها در اجزای باربر سازه‌ای می‌شود، در حالی که جابه‌جاوی ناشی از دوران شالوده منجر به دریفت میان طبقات نمی‌گردد. بنابراین، انتفاع پاسخ روسازه از غیرخطی شدن خاک بستری از دو عامل کاهش جابه‌جاوی نسبی روسازه و همچنین میرایی ناشی از حرکت گهواره‌ای شالوده حاصل می‌شود. گفتنی است که میرایی سیستم ناشی از رفتار گهواره‌ای شالوده نیز با پیشروعی در گام‌های بارگذاری افزایش می‌یابد. این میرایی حاصل رفتار غیرخطی خاک بستر می‌باشد.

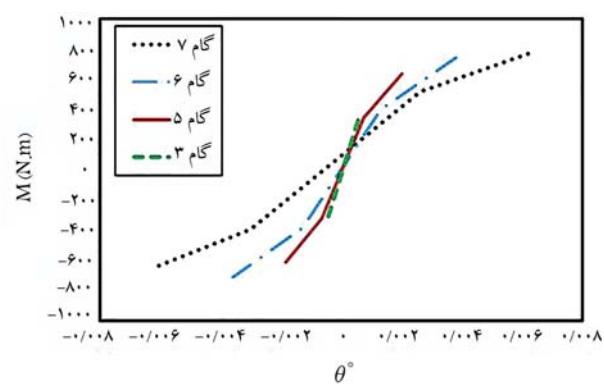


شکل ۱۲. تفاضای نیروی اینرسی در روسازه (نرمال شده با وزن سازه).

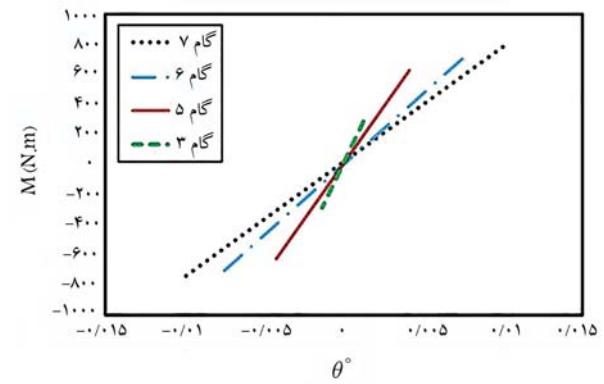


شکل ۱۳. نمودار جابه‌جایی کل روسازه نرمال شده با ارتفاع سازه.

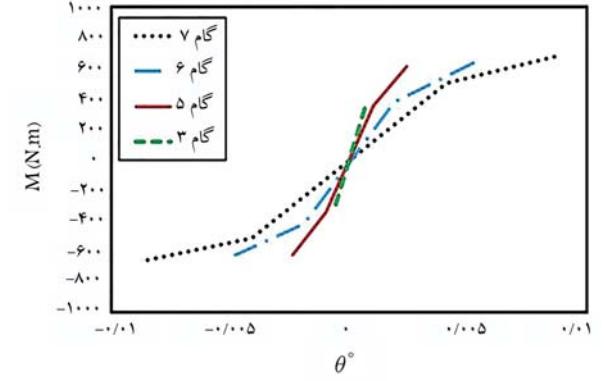
بر حسب دوران شالوده به ترتیب در شکل ۱۲، شکل ۱۳ و شکل ۱۴ ارائه شده است. نیروی اینرسی (F) بر حسب وزن روسازه (W) و نمودارهای جابه‌جایی بر حسب ارتفاع سازه (h) نرمال شده‌اند. جابه‌جایی کل به دست آمده برای روسازه، وابسته به سختی دورانی مدل و همچنین میرایی مدل می‌باشد. بنظر می‌رسد با دقت در نمودارهای نیروی اینرسی و جابه‌جایی نسبی روسازه، تفسیر نتایج حاصله و همچنین مقایسه مدل‌ها با یکدیگر از طریق تفکیک رفتار مدل‌ها به دو فاز جداگانه میسر می‌گردد. این دو فاز که در یک زاویه دوران شالوده مشخص از یکدیگر جدا می‌شوند، بر حسب این دو مولفه (نیروی اینرسی و جابه‌جایی نسبی روسازه) برای هر سه مدل فیزیکی در شکل ۱۵ ارائه شده است. ویژگی اصلی این زاویه دوران شالوده متناظر تغییر فاز، کاهش ناگهانی سختی دوران شالوده می‌باشد. این کاهش سختی احتمالاً دلیل بسیج شدن بخش اعظمی از مقاومت جدار شمع‌ها (به خصوص مقاومت کششی جدار) رخ می‌دهد. گفتنی است که در شمع‌های اصطکاکی، مقاومت جدار غالب می‌باشد و مقاومت نوک قابل توجه نیست. همچنین، یکی دیگر از ویژگی‌های اصلی فاز بندی انجام شده، عدم افزایش جابه‌جایی نسبی یا همان دریفت روسازه در فاز دوم می‌باشد. به عبارت دیگر، با ورود شالوده به فاز دوم، جابه‌جایی نسبی روسازه با افزایش نیروی اینرسی ثابت مانده و یا حتی کاهش می‌یابد. عدم افزایش یا کاهش جابه‌جایی روسازه بیانگر انتفاع روسازه از شرایط به وجود آمده است، زیرا تنش‌ها و کرنش‌های ایجاد شده در سازه ناشی از جابه‌جایی نسبی روسازه می‌باشد. زاویه دوران شالوده متناظر تغییر فاز برای مدل آرایش یکنواخت شمع‌های بلند برابر 19° درجه، برای مدل آرایش متمرکز شمع‌های بلند برابر 4° درجه و برای مدل آرایش



الف) مدل با آرایش یکنواخت شمع های بلند؛



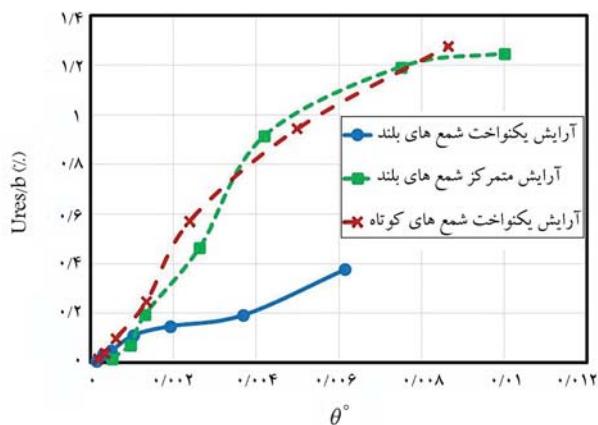
ب) مدل با آرایش متمرکز شمع های بلند؛



ج) مدل با آرایش یکنواخت شمع های کوتاه.

شکل ۱۱. منحنی اصلی نمودار لنگر اینرسی - دوران شالوده.

چهارم و بوز رفتار غیرخطی قابل توجه پی، مدل‌ها رفتار دورانی متفاوتی از خود نشان می‌دهند. اگرچه مدل با آرایش متمرکز همچنان بصورت تکخطی رفتار می‌کنند، اما مدل‌ها با آرایش یکنواخت به صورت دوخطی رفتار می‌کنند. بنابراین، تغییر در آرایش شمع‌ها ممکن است ماهیت رفتار دورانی پی را تحت تأثیر قرار دهد. در همین راستا، با تغییر مشخصات شالوده مرکب از قبیل آرایش شمع‌ها و طول شمع‌ها، شالوده چه به لحاظ ماهیت رفتاری که در اثر تغییر آرایش شمع‌ها مشاهده گردید و چه به لحاظ مقدار سختی دورانی که شامل هر سه مدل می‌گردد، رفتار دورانی متفاوت از خود نشان می‌دهد. بنابراین، این تفاوت رفتاری پی، تفاضای نیروی اینرسی در روسازه و به تبع آن پاسخ روسازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. مقنن تفاضای نیروی اینرسی در روسازه، جابه‌جایی کل روسازه و همچنین جابه‌جایی نسبی روسازه برای هر سه مدل فیزیکی

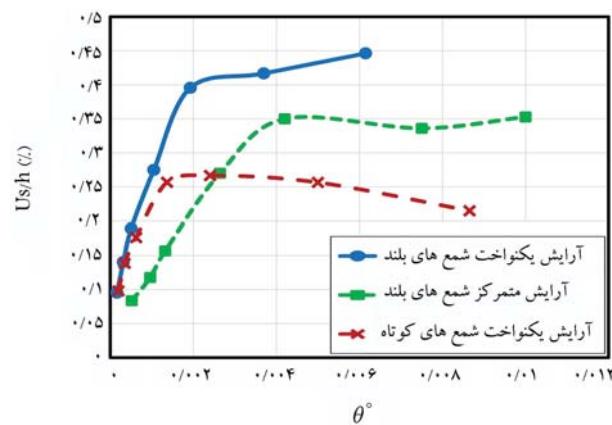


شکل ۱۶. نمودار نشست دائمی فونداسیون نرمال شده با بعد فونداسیون.

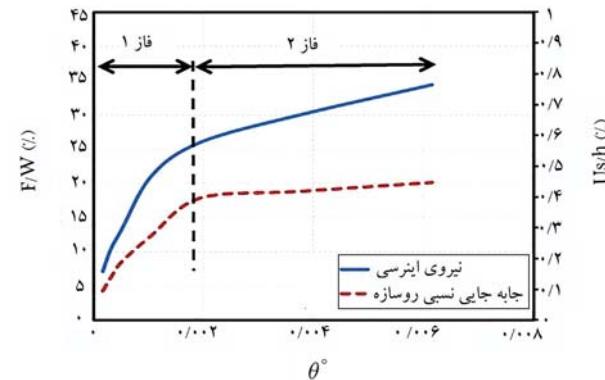
یکنواخت شمع‌های کوتاه برابر 14° درجه می‌باشد. بنابراین، خصوصیات شالوده مرکب از قبیل آرایش شمع‌ها و طول نسبی شمع‌ها بر زاویه دوران تغییر فاز تأثیرگذار می‌باشد. در مقایسه دو مدل با آرایش یکنواخت و طول متفاوت شمع‌ها، مشاهده می‌شود که مدل با طول شمع‌های کوتاه‌تر در زاویه دوران کمتر دچار تغییر فاز شده است. این امر احتمالاً به دلیل بسیج شدن مقاومت جدار در جایه‌جایی کمتر (ناشی از طول کمتر شمع‌ها) است. سختی دورانی دو مدل در فاز اول تقریباً یکسان می‌باشد. با ورود به فاز دوم، سختی دورانی مدل با طول شمع‌های کوتاه‌تر در مقایسه با مدل با طول شمع‌های بلندتر دچار کاهش بیشتری می‌شود. یکی از دلایل این موضع احتمالاً ناشی از کمتر بودن مجموع مقاومت چدار شمع‌ها (چه در فشار و چه در کشش) در این مدل نسبت به مدل با طول بلندتر شمع‌ها می‌باشد. در مقایسه جایه‌جایی نسبی روسازه در دو مدل، مدل با شمع‌های کوتاه‌تر، جایه‌جایی نسبی کمتری را نشان می‌دهد. بنابراین، از این منظر این مدل انتفاع بیشتری از رفتار غیرخطی خاک بستر می‌برد. نکته قابل توجه در این زمینه کاهشی شدن جایه‌جایی نسبی در فاز دوم در مدل با طول شمع‌های کوتاه‌تر می‌باشد.

در مقایسه دو مدل با آرایش متفاوت و طول یکسان شمع‌ها، همانگونه که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، تغییر آرایش شمع‌ها منجر به تغییر ماهیت و رفتار دورانی شالوده کاهش می‌یابد و در نتیجه تغییر فاز در این مدل نیازمند زاویه دوران بیشتر می‌باشد. بنابراین، در هر دو فاز سختی دورانی مدل با آرایش متغیر کمتر از مدل با آرایش یکنواخت می‌باشد. همچنین، جایه‌جایی نسبی روسازه در مدل با آرایش متغیر کمتر از مدل با آرایش یکنواخت شمع‌های بلند می‌باشد. بر اساس مقایسه‌های انجام شده، به نظر می‌رسد از منظر کاهش جایه‌جایی نسبی ناشی از رفتار غیرخطی پی، مدل با آرایش یکنواخت شمع‌های بلند از دو مدل دیگر انتفاع کمتری می‌برد. در ادامه، برای تکمیل مقایسه مدل‌ها با یکدیگر، ضروری است پارامترهایی از قبیل پارامتر نشست ماندگار و همچنین کج شدگی ماندگار شالوده کنترل گردد. به طوری که نشست ماندگار و یا کج شدگی ماندگار پی نباید از مقدار مجاز تجاوز کند.

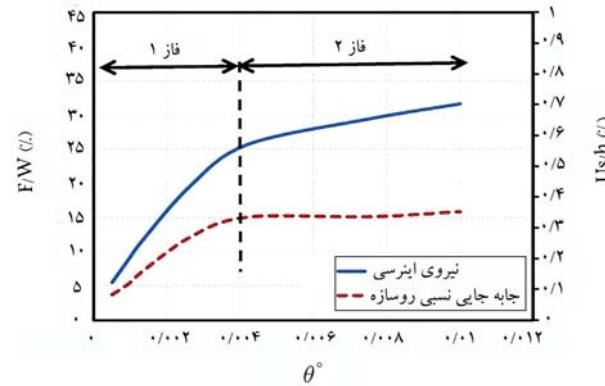
با بررسی نتایج مشخص گردید که کج شدگی ماندگار شالوده در هر سه مدل و در تمامی گام‌های بارگذاری ناچیز می‌باشد. از این رو، در شکل ۱۶ تنها نشست ماندگار به صورت تجمعی نرمال شده (U_{res}/b) برای هر سه مدل ارائه شده است. گفتنی است که نشست ماندگار به بعد شالوده (b) نرمال شده است. در این شکل



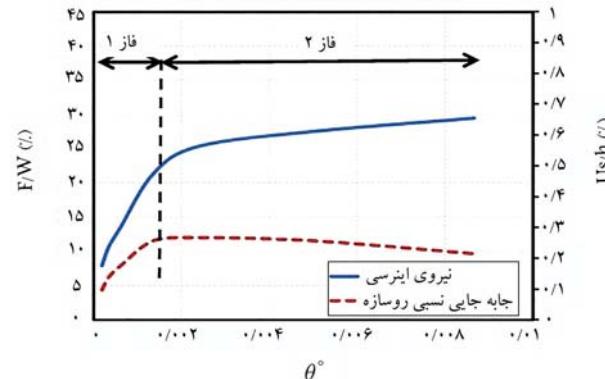
شکل ۱۴. نمودار جایه‌جایی نسبی روسازه نرمال شده با ارتفاع سازه.



الف) مدل آرایش یکنواخت شمع های بلند؛



ب) آرایش متغیر کر شمع های بلند؛



ج) آرایش یکنواخت شمع های کوتاه.

شکل ۱۵. تقسیم‌بندی رفتار مدل‌ها به دو فاز.

می باشد. در حالی که دو مدل با طول متفاوت شمع ها و آرایش یکسان، دارای فرکانس طبیعی یکسان می باشند.

۲. با افزایش دوران شالوده ناشی از رفتار غیرخطی بی، مولفه جابه جایی نسبی روسازه کاهش می یابد. کاهش جابه جایی نسبی منجر به کاهش تنش ها و کرنش های وارد به اجزای سازه ای می شود که بیانگر انتفاع روسازه از رفتار غیرخطی بی می باشد.

۳. مولفه جابه جایی نسبی روسازه و جابه جایی ناشی از دوران بی، دو مولفه اصلی تشکیل دهنده پاسخ روسازه مدل ها می باشند. با افزایش گام بارگذاری و به تبع آن افزایش زاویه دوران شالوده، سهم مولفه جابه جایی نسبی روسازه از جابه جایی کل کاهش می یابد. این موضوع بیانگر انتفاع روسازه از رفتار غیرخطی بی است، زیرا تنش ها و کرنش های ایجاد شده در اجزای سازه ای ناشی از جابه جایی نسبی طبقات روسازه می باشد.

۴. نتایج حاصل شده بیانگر موثر بودن مشخصات شالوده مرکب شامل آرایش شمع ها و طول شمع ها بر پاسخ دینامیکی سازه می باشد. به این صورت که با تغییر چیدمان شمع ها، رفتار دورانی شالوده و مدل متناظر آن تغییر می کند. این تغییر موجب کاهش تقاضای دینامیکی و دریفت در مدل با چیدمان متمرکز شمع ها می شود.

۵. رفتار مدل ها بر حسب نتایج حاصل شده برای نیروی اینرسی مورد تقاضای روسازه و جابه جایی نسبی روسازه به دو فاز جداگانه تقسیم شده است. کاهش قابل توجه سختی دورانی مدل و عدم افزایش محسوس جانبی نسبی روسازه از ویژگی های اصلی تغییر فاز از فار اول به فار دوم در هر مدل می باشد.

۶. با توجه به مقایسه های انجام شده میان مدل ها، اگرچه مدل با آرایش یکنواخت شمع های بلند از منظر کاهش جابه جایی نسبی ناشی از رفتار غیرخطی بی، از دو مدل دیگر انتفاع کمتری دارد، اما نتیجه مانندگار آن نسبت به دو مدل دیگر کمتر می باشد.

بهوضوح تأثیر نوع آرایش شمع ها و طول شمع ها بر نتیجه مانندگار پی دیده می شود. بنابراین، مدل با طول شمع بلندتر اگرچه دارای جابه جایی نسبی بیشتری می باشد، اما نتیجه مانندگار آن کمتر از نتیجه مانندگار دو مدل دیگر می باشد. در مجموع از نتایج حاصل شده این نکته دریافت می گردد که آرایش شمع ها و طول شمع ها در راستای طراحی بر مبنای عملکرد از اهمیت زیادی برخوردار می باشند. عامل کنترل کننده در چنین طراحی هایی، بررسی نتیجه مانندگار می باشد به طوری که نباید از مقدار مجاز تجاوز کند.

۴. نتیجه گیری

در این تحقیق، چگونگی تأثیر رفتار غیرخطی بی بر پاسخ دینامیکی سازه های لاغر واقع بر شالوده مرکب مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور آزمایش های ارتعاش اجباری بر روی سه مدل فیزیکی ساخته شده در آزمایشگاه انجام شد. هر مدل از یک سازه لاغر واقع بر شالوده مرکب تشکیل شده است. شالوده مرکب ساخته شده شامل یک شالوده سطحی تقریباً صلب و شمع ها از نوع اصطکاکی می باشد که بر بستر ماسه های قرار گرفته است. نتایج اصلی مدل ها در نحو چیدمان شمع ها و همچنین طول نسبی شمع های شالوده مرکب می باشد. بر مبنای روند بارگذاری ارائه شده در این تحقیق، اثر رفتار غیرخطی بی بر پاسخ روسازه اندازه گیری شده است. در این روش، بر اساس گام های بارگذاری، بر شدت رفتار غیرخطی شالوده مرکب افزوده شده است. رفتار غیرخطی خاک بستره و بلند شدن گی شالوده، دو عامل اصلی رفتار غیرخطی بی در این تحقیق می باشد. مهم ترین دستاوردهای این تحقیق عبارتند از:

۱. آزمایش های ارتعاش آزاد نشان می دهد که فرکانس طبیعی سیستم سازه - شالوده مرکب - خاک به آرایش شمع ها وابسته است. به طوری که مدل با آرایش شمع های متمرکز، دارای فرکانس طبیعی کمتری نسبت به مدل با آرایش یکنواخت شمع ها

پانوشت ها

1. Performance-Based
2. NZS 1170.5
3. Direct Displacement-Based
4. Combined Pile-Raft Foundation (CPRF)
5. Backbone Curves

منابع (References)

1. Martin, GR, Lam, IP., 2000. Earthquake resistant design of foundations-Retrofit of existing foundations. In: ISRM International Symposium.
2. Gajan, S, Raychowdhury, P, Hutchinson, TC, Kutter, BL, Stewart JP., 2010. Application and validation of practical tools for nonlinear soil-foundation interaction analysis. *Earthq Spectra*, 26(1), pp.111-29. <https://doi.org/10.1193/1.3263242>.
3. Moghaddasi, M, Carr, A, Cubrinovski, M, Pampanin, S, Chase, JG, Chatzigogos, CT, and et al., 2012. The effects of soil-foundation interface nonlinearity on seismic soil-structure interaction analysis. In: *New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference*, Christchurch, New Zealand.
4. Gazetas, G, Anastasopoulos, I, Apostolou, M., 2007. Shallow and deep foundations under fault rupture or strong seismic shaking. In: *Earthquake geotechnical engineering*. Springer, p.185-215.

5. Pecker, A., 2006. Enhanced seismic design of shallow foundations: example of the Rion Antirion bridge. *4th Athenian Lect Geotech Eng*, 1.
6. Paolucci, R, Shirato, M, Yilmaz, MT., 2008. Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling. *Earthq Eng & Struct Dyn*, 37(4), pp.577-95. <https://doi.org/10.1002/eqe.773>.
7. Gajan, S, Kutter, BL., 2008. Capacity, settlement, and energy dissipation of shallow footings subjected to rocking. *J Geotech Geoenvironmental Eng*, 134(8), pp.1129-41. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:8\(1129\).](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:8(1129).)
8. Ugalde, JA, Kutter, BL, Jeremic, B, Gajan, S., 2007. Centrifuge modeling of rocking behavior of bridges on shallow foundations. In: *Proceedings of the 4th International Conference Earthquake Geotechnical Engineering Thessaloniki, Greece, Paper*, p.25-8. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:8\(1129\).](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:8(1129).)
9. Deng, L, Kutter, BL, Kunnath, SK., 2012. Centrifuge modeling of bridge systems designed for rocking foundations. *J Geotech geoenvironmental Eng*, 138(3), pp.335-44. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000605](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000605).
10. Drosos, V, Georgarakos, T, Loli, M, Anastasopoulos, I, Zarzouras, O, Gazetas G., 2012. Soil-foundation-structure interaction with mobilization of bearing capacity: Experimental study on sand. *J Geotech Geoenvironmental Eng*, 138(11), pp.1369-86. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000705](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000705).
11. Anastasopoulos, I, Loli, M, Georgarakos, T, Drosos, V., 2013. Shaking table testing of rocking-isolated bridge pier on sand. *J Earthq Eng*, 17(1), pp.1-32. <https://doi.org/10.1080/13632469.2012.705225>.
12. Actions, SD. Part 5: Earthquake Actions, NZS1170. 5., 2004. New Zealand Stand.
13. Anastasopoulos, I, Gazetas, G, Loli, M, Apostolou, M, Gerolymos N., 2010. Soil failure can be used for seismic protection of structures. *Bull Earthq Eng*, 8(2), pp.309-26.
14. Paolucci, R, Figini, R, Petrini, L., 2013. Introducing dynamic nonlinear soil-foundation-structure interaction effects in displacement-based seismic design. *Earthq spectra*, 29(2), pp.475-96. <https://doi.org/10.1193/1.4000135>.
15. Deng, L, Kutter, BL, Kunnath, SK., 2014. Seismic design of rocking shallow foundations: displacement-based methodology. *J Bridg Eng*, 19(11), 4014043. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000616](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000616).
16. Pecker, A, Paolucci, R, Chatzigogos, C, Correia, AA, Figini, R., 2014. The role of non-linear dynamic soil-foundation interaction on the seismic response of structures. *Bull Earthq Eng*, 12(3), pp.1157-76.
17. Adamidis, O, Gazetas, G, Anastasopoulos, I, Argyrou C., 2014. Equivalent-linear stiffness and damping in rocking of circular and strip foundations. *Bull Earthq Eng*, 12(3), pp.1177-200.
18. Nouri, AR, Anastasopoulos, I, Vetr, MG, Kalantari, A., 2016. Efficiency of low-rise steel rocking frames founded on conventional and rocking foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 84, pp.190-203. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.02.002>.
19. Yeganeh, N, Fatahi, B., 2019. Effects of choice of soil constitutive model on seismic performance of moment-resisting frames experiencing foundation rocking subjected to near-field earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121, pp.442-59. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.027>.
20. Sadjadi, M, Fadaee, M, Ghannad, MA, Jahankhah, H., 2021. Numerical study of stiff diaphragm walls used to improve the performance of rocking foundation systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(13), pp.2628-50. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1631233>.
21. Sadjadi, M, Fadaee, M, Ghannad, MA, Jahankhah, H., 2022. Seismic performance of deformable rocking soil-structure systems subjected to pulse-type excitations. *Journal of Earthquake Engineering*, pp.1-29. <https://doi.org/10.1080/13632469.2022.2134232>.
22. Loli, M, Knappett, JA, Brown, MJ, Anastasopoulos I, Gazetas G., 2015. Centrifuge testing of a bridge pier on a rocking isolated foundation supported on unconnected piles. In *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, p.362.
23. Ha, JG, Ko, KW, Jo, SB, Park, HJ, Kim, DS., 2019. Investigation of seismic performances of unconnected pile foundations using dynamic centrifuge tests. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, pp.2433-58.
24. Cunha, RP, Poulos, HG, Small, JC., 2001. Investigation of design alternatives for a piled raft case history. *J Geotech geoenvironmental Eng*, 127(8), pp.635-41.
25. Poulos, HG., 2001. Piled raft foundations: Design and applications. *Geotechnique*, 51(2), pp.95-113.
26. Reul, O, Randolph, MF., 2004. Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading. *J Geotech Geoenvironmental Eng*, 130(1), pp.1-13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:1\(1\).](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:1(1).)
27. Nguyen, DDC, Kim, D-S, Jo, S-B., 2014. Parametric study for optimal design of large piled raft foundations on sand. *Comput Geotech*, 55, pp.14-26. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.07.014>.
28. Rabiei, M, Choobbasti, AJ., 2016. Piled raft design strategies for high rise buildings. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(1), pp.75-85.
29. Bandyopadhyay, S, Sengupta, A, Parulekar, YM., 2020. Behavior of a combined piled raft foundation in a multi-layered soil subjected to vertical loading. *Geomech. Eng*, 21(4), pp.379-90. <http://dx.doi.org/10.12989/gae.2020.21.4.379>.
30. Bhartiya, P, Chakraborty, T, Basu, D., 2022. Load-settlement response of piled raft foundations in sand.

- Geomechanics and Geoengineering*, 17(4), pp.1260-83.
<https://doi.org/10.1080/17486025.2021.1928767>.
31. Asefa, B, Assefa, E, Pantelidis, L, Sachpazis, C., 2022. Pile configuration optimization on the design of combined piled raft foundations. *Modeling Earth Systems and Environment*, 8(3), pp.3461-72.
 32. Katzenbach, R, Arslan, U, Reul, O., 2020. Soil-structure-interaction of a piled raft foundation of a 121 m high office building on loose sand in Berlin. InDeep Founda-
 33. Reinert, ET, Brandenberg, SJ, Stewart, JP, Moss, RE. Dynamic field test of a model levee founded on peaty organic soil using an eccentric mass shaker.
 34. Farahmand, K, Lashkari, A, Ghalandarzadeh, A., 2016. Firoozkuh sand: introduction of a benchmark for geomechanical studies. *Iran J Sci Technol Trans Civ Eng*, 40(2), pp.133-48. <http://dx.doi.org/10.1007/s40996-016-0009-0>.

کدام والدین قادر به اظهار نظر در مورد استفاده از خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندشان هستند؟ (مطالعه‌ی موردی شهر کرمان)

صالحه کامیاب (دانشجوی دکتری)

امیرضا مددوحتی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

مهننسی عمران شرف، (اصستان ۲۱۴۰) دری ۱۴۹ شماره ۴، صص ۱۳۳-۱۱۱، (پژوهشی)

مطالعات پیشین خودروی خودران (خ)، بر دیگریش این فناوری توسط کاربران بزرگ‌سال مترکز است؛ در حالی که خ یک گزینه‌ی جذاب برای سفر تحصیلی داشن آموزان است. مطالعات اندک در این زمینه بر نیاز به انجام آن تأکید می‌کند، اما در مطالعه‌ی حاضر برخلاف مطالعات پیشین، با استفاده از مدل سازی ریاضی به بررسی عوامل موثر در رفتار والدینی پرداخته شده است که قادر به اتخاذ تصمیم در این خصوص نیستند. پس از بارگذاری لینک پرسش نامه در گروه‌های آموزشی مدارس منتخب با والدین دریافت ۱۴۳۵ پاسخ مشخص شد درصد بالایی از والدین ۲۹٪ نتوانسته‌اند درباره‌ی استفاده یا عدم استفاده‌ی فرزندشان از خودروی خودران نظر بدتهند. مدل انتخاب گرسنگی‌ی لوچیت دوگانه (درصد برآورد صحیح ۷۷٪ و ضریب خوبی براش ۰/۴) نشان می‌دهد ویژگی‌های رفتاری و سابقه‌ی تصادف والدین در تصمیم ایشان موثر بوده است. والدین دارای سابقه‌ی تصادف فوتی در بستگان نزدیک و ارزیابی احساس نگرانی زیاد از شیوه‌ی خودران و احتمال تصادف زیاد در حمل و نقل عمومی، از جمله والدینی هستند که نتوانسته‌اند در خصوصی ردد یا پذیرش فناوری مذکور تصمیم بگیرند.

واژگان کلیدی: خودروی خودران، سفر تحصیلی، مدل لوچیت دوتایی، سیاست‌گذاری، تقاضا.

۱. مقدمه

انتظار می‌رود که ظهور فناوری خودران و پیشرفت چشمگیر آن در دهه‌ی اخیر، با پیامدهای مثبت، از جمله: افزایش بهره‌وری در ترافیک، کاهش دست‌کم ۴۰٪ انتخاب‌های کمتری در مورد انتخاب مقصد دارند و اغلب اجازه ندارند بدون همراهی والدین یا بزرگ‌سالان مورد اعتماد سفر کنند. آنها نمی‌توانند مسافت‌های طولانی راه بروند، آهسته‌تر حرکت می‌کنند و در برابر تهدیدهای محیطی (وسائل نقلیه یا بیگانگان) آسیب‌پذیر هستند و اغلب به والدین خود در رفت و آمد به مدرسه وابسته‌اند.^[۱] گزارش‌های آماری سازمان بهداشت جهانی (WHO)^[۲] اعلام کرده است که تصادف‌های جاده‌ی، یکی از علل اصلی مرگ و میر کودکان ۵ تا ۱۴ ساله در جهان است.^[۳] همچنین در مطالعات بسیاری نشان داده شده است که «خطاها و کمیودهای انسانی»، یک علت قطعی یا محتمل در ۹۰ تا ۹۳ درصد از حوادث بررسی شده است.^[۴]

رفتار حمل و نقل کودکان به دلایل مختلف با بزرگ‌سالان متفاوت است: داشن آموزان معمولاً انتخاب‌های کمتری در مورد انتخاب مقصد دارند و اغلب اجازه ندارند بدون همراهی والدین یا بزرگ‌سالان مورد اعتماد سفر کنند. آنها نمی‌توانند مسافت‌های طولانی راه بروند، آهسته‌تر حرکت می‌کنند و در برابر تهدیدهای محیطی (وسائل نقلیه یا بیگانگان) آسیب‌پذیر هستند و اغلب به والدین خود در رفت و آمد به مدرسه وابسته‌اند.^[۱] گزارش‌های آماری سازمان بهداشت جهانی (WHO)^[۲] اعلام کرده است که تصادف‌های جاده‌ی، یکی از علل اصلی مرگ و میر کودکان ۵ تا ۱۴ ساله در جهان است.^[۳] همچنین در مطالعات بسیاری نشان داده شده است که «خطاها و کمیودهای انسانی»، یک علت قطعی یا محتمل در ۹۰ تا ۹۳ درصد از حوادث بررسی شده است.^[۴]

* نویسنده مسئول.

تاریخ: دریافت ۱۹/۹/۱۴۰۱، اصلاحیه ۲/۱۴۰۲، پذیرش ۲/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

کامیاب، صالحه و مددوحتی، امیرضا، ۱۴۰۲. کدام والدین قادر به اظهار نظر در مورد استفاده از خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندشان هستند؟ (مطالعه‌ی موردی شهر کرمان). مهندسی عمران شریف، (۳۹)۴، صص ۴۳-۵۱. DOI:10.24200/J30.2023.61308.3160

حاضر با یک یا چند فرزند (۱۷ سال یا کمتر) زندگی می‌کنند، تکمیل شد. تقریباً یک سوم (۳۷/۹٪) از آنها تمایل داشتند که به فرزندشان اجازه دهند به تنها یی از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی استفاده کند و بیش از نیمی از پاسخ‌دهندگان (۵۷/۲٪) تمایل داشتند به فرزندشان اجازه دهند به تنها یی از وسیله‌ی نقلیه‌ی خودران استفاده کند. پاسخ‌دهندگانی که تمایل داشتند به فرزندشان اجازه دهند از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی به تنها یی استفاده کند، در مقایسه با پاسخ‌دهندگانی که تمایلی به استفاده از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی سواری نداشتند، تمایل بیشتری به استفاده از وسیله‌ی نقلیه‌ی خودران به تنها یی شنан دادند. دو مدل رگرسیون لجستیک جداگانه، شباهت‌ها و تفاوت‌های کلیدی مربوط به تمایل پاسخ‌دهندگان به اجازه دادن به فرزند بدون همراه خود را برای استفاده از هر دو حالت حمل و نقل نشان داده است. تمایل پاسخ‌دهندگان به اجازه دادن به فرزند بدون همراه خود برای استفاده از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی به طور قابل توجهی با استفاده‌ی قیلی آنها از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی همراه با فرزندشان، داشتن دیدگاه خوشبینانه از فتاوری، مسافت پیموده شده‌ی سالانه، رفتارهای ناهنجار رانندگی آنها و تمایل ایشان به کترول مسیر مرتبط بوده است. علی‌رغم پتانسیل حالت‌های مسافرتی در حال ظهور یا آینده برای ارائه‌ی گزینه‌های حمل و نقل شخصی اضافی، این نتایج شنان می‌دهد که والدین استرالیایی تمایلی به اجازه‌ی استفاده از روش‌های حمل و نقل اشاره شده به فرزند بدون همراه خود ندارند.^[۲۱]

اگرچه مطالعه‌ی انتخاب خودروی خودران برای سفر تحصیلی همچنان یک موضوع مطالعاتی تازه است، اما در جوامع در حال توسعه، کمتر به مطالعه‌ی رفتار والدین در این خصوص پرداخته شده است. اغلب مطالعات در کشورهای توسعه یافته انجام شده است، از جمله در آمریکا،^[۲۲] چین^[۱۹] و استرالیا.^[۲۳] از طرف دیگر، اغلب مطالعات پیشین، عوامل مؤثر در انتخاب میثت یا منفی والدین را مطالعه کرده‌اند؛ در حالی که در اغلب مطالعات مذکور، درصد والدینی که قادر به اتخاذ تصمیم در این خصوص نبوده‌اند، قابل بررسی است. از آن‌جا که یکی از اهداف این‌گونه مطالعات، بررسی و رفع موانع پذیرش فتاوری است، باید در نظر داشت که احتمال پذیرش فتاوری و رفع موانع، برای افرادی که گزینه‌ی «نظری ندارم» را انتخاب کرده‌اند، نسبت به افرادی که گزینه‌ی «خیر» را انتخاب کرده‌اند، بیشتر است. همچنین در مطالعه‌ی حاضر، برخلاف بیشتر مطالعات پیشین، ابتدا، یک مدل انتخاب گیسته برای بررسی اثر هم‌زمان عوامل مختلف کالیفرنیه شده است؛ در حالی که بیشتر مطالعات پیشین، تحلیل‌های خود را به تجزیه و تحلیل آمار توصیفی محدود کرده‌اند.

به منظور انجام پژوهش حاضر و پس از بررسی مطالعات مشابه، یک پرسش‌نامه در قالب ۱۰۵ سؤال طراحی و پس از طی مراحل مختلف، دریافت پاسخ‌ها و تشکیل پایگاه داده مشاهده شده است که درصد قابل توجهی از پاسخ‌دهندگان به سؤال: «در صورت عرضه‌ی اتومبیل خودران به بازار و رعایت استانداردهای بین‌المللی ایمنی و امنیت، به عنوان سفر تحصیلی فرزندم از آن استفاده خواهم کرد»، گزینه‌ی «نظری ندارم» را انتخاب کرده‌اند (بیش از ۲۹٪) پیش از ارائه‌ی هر فتاوری جدید جهت استفاده‌ی عموم، آگاهی از عوامل مؤثر در انتخاب مصرف‌کننده، حائز اهمیت بسیار است. انتخاب روش معرفی محصول، تغییر در برخی ویژگی‌ها و امکانات، رفع موانع فکری مصرف‌کننده و اقدام‌هایی از این قبیل، محصول این مرحله از مطالعات جهت موقوفیت فتاوری جدید در بازار مصرف است. بررسی عوامل مؤثر در رفتار این گروه از پاسخ‌دهندگان به منظور رفع نگرانی‌های ایشان در استفاده از خودروی خودران جهت سفر تحصیلی فرزندشان، انگیزه‌ی اصلی انجام پژوهش حاضر بوده است.

در نوشتار حاضر، برای نخستین بار، عدم توانایی والدین در پذیرش یا رد خودروی خودران برای سفر تحصیلی، با انجام پرسش‌گری در نمونه‌ی همراهی کرمان و ساخت و پرداخت مدل انتخاب گیسته از نوع لوچیت دوگانه مطالعه شده است.

جامعه‌ی مهندسان خودرو،^۲ ۶ سطح (سطح ۰ تا ۵) برای معرفی ویژگی‌ها و امکانات خودروی خودران معرفی کرده است، که در سال ۲۰۱۶، توسط اداره‌ی ایمنی ترافیکی راه‌های ملی (NHTSA)^۳ پذیرفته شده است.^[۱۷] این تقسیم بندی از سطح صفر (رانندگی کاملاً دستی) تا سطح ۵ (رانندگی کاملاً خودران) تغییر می‌کند. تفاوت سطح مذکور در میزان دخالت انسان در رانندگی و امکانات خودرو است.^[۱۸] در نوشتار حاضر، سطح ۴ خودروی خودران، که به عنوان خودرانی کامل شناخته می‌شود، مد نظر بوده است. در سطح ۴، بخش الکترونیک خودرو، تمام کارکردهای رانندگی و مشاهده‌ی مسیر را در تمام مسیر انجام می‌دهد. عمل انتخاب سطح ۴، بی‌نیازی به حضور راننده در آن است. تنها تفاوت سطح ۴ و ۵ در این است که در سطح ۵، خودروها به جای کار در یک محیط شهری، که جاده‌ها با تعداد زیادی از نشانه‌ها علامت‌گذاری شده‌اند، قادر به رانندگی در هر نظره‌ی هستند.

تاکنون مطالعات بسیار محدودی به بررسی رفتار والدین در قبال انتخاب خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندان پرداخته‌اند. آنایا^۴ و همکاران^[۲۰] (۱۸۰ نفر، ۲۷۴ زن) به مطالعه‌ی تأثیر نژاد و جنسیت مرحله با مطالعه بر روی ۶۰۰ نفر، در پذیرش یا رد خودروی خودران به عنوان سرویس مدرسه‌ی دانش‌آموزان توسط والدین پرداخته و در آن، از رویکرد دو مطالعه‌ی استفاده کرده‌اند. در مطالعه‌ی اول، مشخص شد که شرکت‌کنندگان تمایل کمتری به سوارشدن فرزندشان در اتوبوس مدرسه‌ی خودران نسبت به یک وسیله‌ی نقلیه‌ی سنتی داشته‌اند. در مطالعه‌ی دوم، یافته‌ها نشان داد که تعامل معناداری بین نوع راننده، جنسیت شرکت‌کننده و ملیت وجود دارد. زنان آمریکایی نسبت به زنان هندی و به طور کلی، آمریکایی‌ها نسبت به هندی‌های تمایل کمتری داشته‌اند.^[۱۹] لی و میرمن^۵ (۱۸۰ لی و میرمن^۵ ۲۰۱۸)، به مطالعه‌ی تأثیر استفاده از خودروی خودران در افزایش تحرک کودکان به عنوان استفاده‌کنندگان بالقوه‌ی فتاوری ذکر شده و تحلیل ادراک و احساس‌های والدین با استفاده از تحلیل توصیفی ۹۸۵ پرسش‌نامه پرداخته‌اند.^[۶] جینگ^۶ و همکاران^[۲۰] (۲۱۰۲۱)، با تحلیل متغیرهای روان‌شناسی و نگرشی در نمونه‌ی موردي چین و ساخت مدل معادله‌های ساختاری، به بررسی عوامل مؤثر در پذیرش خودروی خودران توسط والدین برای انجام سفر تحصیلی فرزندان پرداخته و در یافته‌اند که نگرش به طور قابل توجهی در قصد افراد در زمینه‌ی رفتار سفر تأثیر می‌گذارد و باید توجه ویژه‌ی به بهبود ارزیابی کلی والدین از خودروی خودران برای تشویق والدین به استفاده از آن برای انتقال کودکان به مدرسه و بازگشت از آن شود.^[۱۹]

آیالا و لی^۷ (۲۰۲۱)، در پژوهش خود نلاش کرده‌اند تا از طریق دریجه‌ی درک کاربر و پیامدهای اجتماعی، موضوع چندنوجه‌ی تأثیر بالقوه‌ی خودروی خودران در تحرک خانواده و حمل و نقل کودک را روشن کنند. نویسندهان ابتدا بر روی موانع فعلی برای تحرک کودک بحث کرده‌اند. این موضوع از دو منظر خانوادگی و مدرسه‌ی بررسی شده است. سپس مزایا و موانع برای پذیرش والدین از خودروی خودران اشتراکی به عنوان راه حل و همچنین شکل‌های اضافی اتماسیون که ممکن است توسط خانواده‌ها به کار گرفته شود، در نظر گرفته شده است. افزایش تحرک فردی، توانایی همنشینی با سایر کودکان و آزاد شدن وقت والدین در صورت سفر مستقل فرزندان و نیز فرصت صرف زمان بیشتر با فرزندان در صورت همراهی والدین به عنوان بیشترین مزایا و از طرف دیگر، مسائل مختلف در خصوص ایمنی و امنیت فرزندان از مهم‌ترین موانع بر شمرده شده‌اند.^[۲۰]

کوپل^۸ و همکاران^[۲۰] (۲۰۲۲)، در مطالعه‌ی تمایل والدین را برای اجازه دادن به فرزندان بدون همراه خود برای استفاده از حالت‌های سفر در حال ظهور و آینده (مانند وسایل نقلیه‌ی مشترک سواری و وسایل نقلیه‌ی خودران) بررسی کرده‌اند. یک نظرسنجی آنلاین توسط ۶۳۱ پاسخ‌دهنده‌ی استرالیایی که گزارش کردند در حال

جدول ۱. بخش‌های مختلف پرسش‌نامه‌ی طراحی شده برای پژوهش حاضر.

نوع	تعداد سوال	بخش
اطلاعات و نگرش‌های حمل و نقلی	۱۲	۱
تجربیات شخصی از تصادف	۶	۲
استفاده از فناوری	۹	۳
خودروی خودران	۲۳	۴
ارزیابی خطر و نگرانی	۳۵	۵
مشخصات کلی	۲۰	۶
مجموع	۱۰۵	

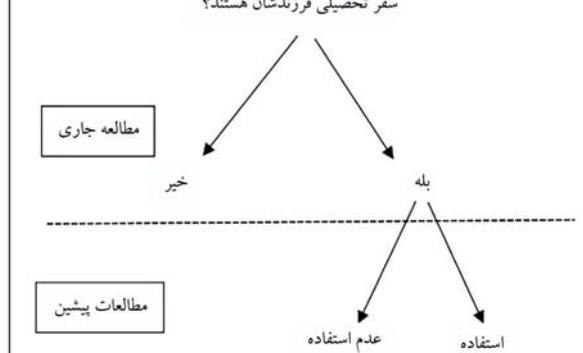
یا سرنشین در تصادف‌های خسارتی، جرحی، یا فوتی پرسش شده است. بخش سوم، میزان علاقه و استفاده‌ی فرد از فناوری را سؤال کرده است. پیشگام بودن در استفاده از تکنولوژی، معايب و مزایای تکنولوژی و علاقه به یادگیری تکنولوژی‌های جدید از این جمله است. در بخش چهارم نگرش فرد در خصوص تأثیر استفاده از خودروی خودران بر جنبه‌های مختلف زندگی مورد پرسش قرار گرفته است. از جمله تأثیر آن بر این‌منی/امنیت سفر، آسودگی هوا، ترافیک و زمان سفر. بخش پنجم، احتمال تصادف، شدت حادثه و احساس نگرانی والدین در قبال ۱۰ روش سفر به مدرسه را ارزیابی می‌کند. ده روش مذکور عبارت‌اند از: سرویس مدرسه، خودروی شخصی، موتورسیکلت پدر، پیاده‌روی (به تهایی، با والدین یا دوستان)، حمل و نقل عمومی، دوچرخه، اسپن‌یا آژانس خودروی خودران. در بخش ششم، نیز ویژگی‌های اجتماعی - اقتصادی خانوار، از جمله: اندازه خانوار، مالکیت خودرو، پایه‌ی تحصیلی دانش‌آموز، مدرک تحصیلی و وضعیت شغلی والدین پرسیده شده است.

از آنجا که معمولاً دانش‌آموزان ۱۵ تا ۱۵ ساله، تصمیم‌گیرنده‌ی تعیین شیوه‌ی سفر خود نیستند،^[۲۸] پرسش‌نامه‌ی حاضر برای پاسخگویی سرپرست کودکان طراحی شده است. پس از بررسی میدانی، پایه‌ی تحصیلی چهارم تا نهم برای انجام مطالعه انتخاب شد. به دلیل همه‌گیر نشدن استفاده از خودروی خودران و احتمال عدم آشنازی برخی والدین با آن، یک توضیح‌گویا و مختصر درباره‌ی خودرو خودران در متن پرسش‌نامه ارائه شده است.

به دلیل مشکلات ناشی از همه‌گیری و بیوس کووید ۱۹ و غیرحضوری شدن مدارس، پرسش‌نامه در قالب یک لینک مجازی توزیع و در مرحله‌ی اول به صورت آزمایشی بر روی یک نمونه‌ی ۷۰ نفری آزمایش شد. پس از اصلاح پرسش‌نامه براساس بازخوردهای نمونه‌ی آزمایشی و اخذ مجوزهای لازم، لینک پرسش‌نامه‌ی اصلاح شده از طریق اداره‌ی کل آموزش و پژوهش استان کرمان در اختیار نمونه‌ی خوشبی تصادفی از مدارس مهندسی خودرویی شد. پس از درگذشته‌ی آموزش مجازی با والدین دانش‌آموزان بارگذاری شود. پس از دریافت، بررسی و اعتبارسنجی پاسخ‌ها و حذف پاسخ‌های نامعتبر، پایگاه داده با ۱۴۳۵ ردیف تشکیل شد.

تحلیل برخی ویژگی‌های جمعیت‌شناسنگی پاسخ‌دهندگان جدول ۲ نشان می‌دهد که ۷۰٪ پرسش‌نامه‌ها توسط مادر خانوار، ۲۵٪ توسط پدر و ماقبی توسط سایر اعضا بر شده است؛ بیش از نیمی از پاسخ‌دهندگان دارای بعده خانوار ۴ نفره و دارای دو فرزند بودند؛ ۷۳٪ از خانوارها دارای دارایی کمتر یک خودرو و ۴۵٪ به عقیده‌ی خود دارای درآمد برابر با سیانگین شهر کرمان بودند؛ در نزدیک به نیمی از خانوارهای مورد مطالعه، سطح تحصیلات پدر (۴۹٪) و مادر (۴۷٪) دیپلم بیان شده است و ۶۳٪ از

آیا والدین قادر به اخذ تصمیم درباره‌ی استفاده از خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندشان هستند؟



شکل ۱. نمایش محدوده‌ی مطالعاتی پژوهش حاضر.

پژوهشگران در یافته‌اند که رگرسیون لجستیک به ویژه برای بررسی رابطه بین احتمال پاسخ دودویی یا تربیی و متغیرهای توضیحی مناسب است.^[۲۹] در مطالعات پیشین، فقط پذیرش یا رد خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندان مطالعه شده است، اما در پژوهش حاضر به طور خاص بر روی درصد بالایی از والدین (۲۹٪) قادر به اتخاذ تصمیم در این خصوص نیستند، تمرکز شده است (شکل ۱) با آگاهی از پارامترهای مؤثر در رفتار والدینی که قطعاً در خصوص استفاده از خودروی خودران در سفر تحصیلی فرزندشان نظر منفی یا مثبت نداده‌اند و اتخاذ تصمیم‌های صحیح مدیریتی در هنگام ارائه‌ی فناوری، می‌توان احتمال پذیرش آن را افزایش داد.

لینک مجازی پرسش‌نامه، در اردیبهشت سال ۱۴۰۰، از طریق اداره‌ی آموزش و پژوهش استان کرمان در اختیار مدارس و از طریق ایشان در اختیار والدین دانش‌آموزان پایه‌های چهارم تا نهم شهرستان کرمان قرار گرفت. پس از بررسی پاسخ‌ها مشاهده شد که درصد قابل توجهی از والدین (۲۹٪) توانسته‌اند در خصوص رد یا پذیرش فناوری تصمیم‌گیری کنند، که در نوشتار حاضر با ساخت مدل انتخاب گستته از نوع لوجیت دوگانه به تحلیل عوامل مرتبط با رفتار والدین پرداخته شده است. آگاهی از رفتار مصرف‌کنندگان برای سیاست‌گذاران حوزه‌ی عرضه و تقاضا نیز اهمیت بالای دارد.

ساختمار ادامه‌ی نوشتار حاضر به این شرح است: در بخش دوم، به جمع آوری و معرفی داده و بخش سوم، معرفی مدل و در بخش چهارم، به ارائه‌ی نتایج پرداخته شده است، در بخش پنجم نیز تجزیه‌گیری و ارائه‌ی پیشنهاد برای مطالعات آتی و در انتها هم متابع استفاده شده ذکر شده است.

۲. جمع‌آوری داده‌ها

پرسش‌نامه‌ی نوشتار حاضر، پس از بررسی چند پرسش‌نامه‌ی بین‌المللی در حوزه‌ی فناوری خودران و سفر تحصیلی مدارس و تطابق سؤال‌ها با شرایط خاص و بومی منطقه‌ی مطالعه شده، تهیه شده است.^[۲۷-۲۲، ۱۹، ۱۳، ۱] که شامل ۶ بخش کلی است. در جدول ۱، عنوانین بخش‌های مختلف پرسش‌نامه و تعداد سؤال‌های هر بخش ارائه شده است. بخش اول، در خصوص نگرش افراد در استفاده از وسیله‌ی نقلیه و میزان استفاده از آن است؛ از جمله، استفاده یا عدم استفاده از کمربند ایمنی برای سرنشین یا راننده، علاقه به رانندگی، توجه به نکات ایمنی حضور کودک در خودرو و سؤال‌های مشابه دیگر. بخش دوم، از تجربیات فرد به عنوان راننده

جدول ۲. نتایج تحلیل فراوانی نسبی بر روی برخی از ویژگی های جمعیت شناختی پاسخ دهندها، نمونه ای موردی مطالعه ای حاضر (درصد).

ویژگی های فردی (تعداد پاسخ دهندها ۱۴۳۵ نفر)				جنسیت دانش آموز
گواهینامه مادر		تحصیلات پدر		
۷۹	بلی	۲	بی سواد	۴۷ پسر
۲۱	خیر	۴۷	زیر دیپلم و دیپلم	۵۳ دختر
۱۰۰	جمع	۱۳	فوق دیپلم	۱۰۰ جمع
		۲۳	لیسانس	
			تحصیلات حوزوی	پایه تحصیلی
		۱		چهارم
		۱۱	فوق لیسانس و پزشک عمومی	پنجم
		۳	دکتری و پزشک متخصص	ششم
		۱۰۰	جمع	هفتم
				هشتم
				نهم
				نوع مدرسه
		۲	بی سواد	۲۱ خصوصی
		۴۲	زیر دیپلم و دیپلم	۳۸ دولتی عادی
		۱۶	فوق دیپلم	۳۷ دولتی هیئت امنی
		۲۹	لیسانس	۴ سایر
		۱	تحصیلات حوزوی	
		۸	فوق لیسانس و پزشک عمومی	
		۱	دکتری و پزشک متخصص	
		۱۰۰	جمع	جمع
				تعداد اعضای خانواده
			شغل پدر	۱ دونفر
			تمام وقت	۱۳ سه نفر
			پاره وقت	۵۵ چهار نفر
			بازنشسته	۲۶ پنج نفر
			بیکار	۵ شش نفر و بیشتر
			سایر	۱۰۰ جمع
		۱۰۰	جمع	
				تعداد فرزندان
			شغل مادر	۱ یک
			تمام وقت	۵۵ دو
			پاره وقت	۲۶ سه
			بازنشسته	۶ چهار و بیشتر
			خانه دار	۱۰۰ جمع
			سایر	
		۱۰۰	جمع	
				فرزند چندم
			گواهینامه پدر	۵۴ اول
			بلی	۳۳ دوم
			خیر	۹ سوم
		۱۰۰	جمع	۴ چهارم و بعد از آن
				۱۰۰ جمع

بسته‌ی رابطه‌ی ۲ نمایش داد. [۲۹]

$$T_{in} = \beta_i X_{in} + \varepsilon_{in} \quad (1)$$

$$p_{in} = \frac{e^{T_{in}}}{\sum_j e^{T_{jn}}} \quad (2)$$

در حالت خاص، که تنها دو حالت محتمل برای یک رخداد وجود داشته باشد (در نوشتار حاضر، توانایی فرد در تصمیم به پذیرش یا رد فتاوری)، می‌توان مدل لوچیت دوگانه^{۱۱} را به صورت رابطه‌ی ۳ نمایش داد. از معیارهای سنجش مدل، ضریب خوبی برازش مطابق رابطه‌ی ۴ است، که نشان‌دهنده‌ی بهبود مدل پرداخت شده نسبت به مدل اولیه (با فقط مقدار ثابت) است. این ضریب مقداری بین ۰ و ۱ دارد، که هر چه به ۰ نزدیک‌تر باشد، مدل، برازش بهتری دارد. در رابطه‌ی اخیر، L^0 مقدار درست‌نمایی تابع مطلوبیت تنها با ضریب ثابت و $L(model)$ مقدار درست‌نمایی تابع مطلوبیت پرداخت شده هستند.

$$P_{in} = \frac{1}{1 + e^{T_{in}}} \quad (3)$$

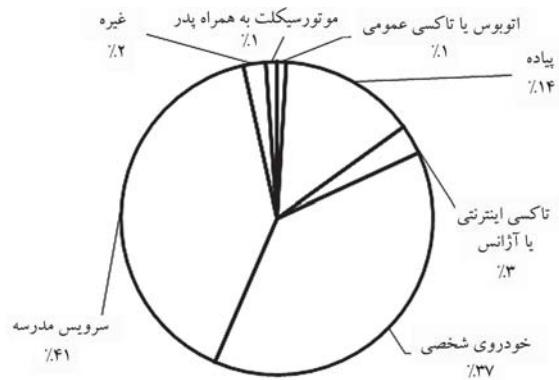
$$\rho^* = 1 - \frac{LL(model)}{LL^0} \quad (4)$$

۴. مدل‌سازی و نتایج

در جدول ۳، نتایج شیوه‌سازی مدل در قالب ضرایب، ویژگی‌ها، مقدار t آنها، مقدار تابع لوگاریتم و درصد شیوه‌سازی صحیح مدل ارائه شده است. متغیر وابسته، به صورت ۰ و ۱ (نظر والدین در انتخاب شیوه‌ی سفر تحصیلی) از پاسخ والدین به سؤال «در صورت عرضه‌ی اتوبوس خودران به بازار و رعایت استانداردهای بین‌المللی ایمنی و امنیت، به عنوان شیوه‌ی سفر تحصیلی فرزندم از آن استفاده خواهم کرد»، استخراج شده است. پاسخ سؤال اخیر در یک طیف لیکرت ۵ تایی قرار داشت: ۱- کاملاً موافق، ۲- موافق، ۳- نظری ندارم، ۴- مخالفم و ۵- کاملاً مخالفم. تمامی افرادی که گزینه‌ی ۱، ۲، ۴ و ۵ را انتخاب کرده بودند، در یک گروه و افرادی که گزینه‌ی ۳ را انتخاب کرده بودند، در گروه دیگر دسته‌بندی شده‌اند. در دسته‌بندی ذکر شده، والدینی که پاسخی در قالب «بله» یا «خیر» داده بودند، در یک گروه والدینی که گزینه‌ی «نظری ندارم» را انتخاب کرده بودند، در گروه دیگر قرار گرفته‌اند. به عبارت دیگر، والدینی که توانسته‌اند در خصوص رد پذیرش فتاوری نظر بدتهند، در برابر گروهی که توانسته‌اند اظهار نظر کنند، قرار داشتند.

علاوه بر عدد ثابت، ۱۷ متغیر معنادار در مدل حضور داشتند. متغیرهای مستقل معنادار از میان بیش از ۱۰۵ پرسش در قالب‌های لیکرت ۵، ۴ و ۷ تایی (نزدیک به ۵۰٪ متغیر) و پس از ساخت، بیش از ۱۰۰ مدل (با افزون و حذف متوالی تک تک متغیرها و آزمایش ترکیب‌های مختلف جهت دست‌یابی به بهترین مدل) به دست آمدند. علاوه بر عدد ثابت، ۱۷ متغیر معنادار در مدل حضور داشتند. مقادیر ضرایب مدل و سطح اهمیت هر یک در مدل معنادار بوده است. ضریب خوبی برازش مکافان برابر با $4/0$ و مقدار درصد برآورد صحیح برابر با $1/77$ و هر دو قابل قبول بوده است.^[۱۰] براساس نتایج مدل ذکر شده، افراد با این ویژگی‌ها نتوانسته‌اند درباره‌ی (عدم) استفاده از خودروی خودران برای سفر تحصیلی تصمیم بگیرند.

۱۱) نظر کلی بی طرف درباره‌ی استفاده از خودروی خودران.



شکل ۲. توزیع فراوانی سفرهای دانش آموزان به تکیک شیوه‌ی حمل و نقل، نمونه موردی مطالعه‌ی حاضر.

مادران خانه‌دار بودند؛ در ۹۷٪ خانوارها پدر دارای گواهینامه‌ی رانندگی و برای مادر این عدد نزدیک به ۸۰٪ بوده است و همچنین نزدیک به ۷۵٪ از خانوارها از انواع مدرسه‌ی دولتی برای فرزند خود استفاده کرده‌اند.

شیوه‌ی غالب سفر دانش آموز در وضعیت پیش از شیوع ویروس کرونا، براساس بررسی‌های میدانی، در قالب این ۹ شیوه شناسایی شده است: ۱) سرویس مدرسه، ۲) خودروی شخصی، ۳) پیاده با والدین، ۴) پیاده با دوستان، ۵) پیاده به تهای، ۶) تاکسی اینترنتی یا آزانس، ۷) آتوبوس یا تاکسی عمومی، ۸) موتورسیکلت پدر و ۹) سایر شیوه‌ها.

شیوه‌ی پیاده به دلیل اهمیت بالا در مطالعات شیوه‌ی سفر تحصیلی در سه بخش مجزاً تعریف شده است، که با توجه به سهم هر کدام، مجموع سه بخش یک شیوه با عنوان «پیاده» را تشکیل داده‌اند. در شکل ۲ مشاهده می‌شود که در زمان انجام مطالعه در شهر کرمان، سرویس مدرسه با ۴۱٪ و خودروی شخصی با ۳۷٪، پیشترین سهم سفرهای تحصیلی را به خود اختصاص داده‌اند؛ شیوه‌ی پیاده، ۱۴٪ از کل سهم را شامل بوده و سایر شیوه‌ها به دلیل سهم بسیار پایین از روند مدل‌سازی حذف شده‌اند.

۳. مدل لوچیت دوگانه

بسیاری از انتخاب‌های افراد را می‌توان در قالب یک رخداد کیفی دوتایی تعریف کرد. مدل لوچیت، یکی از روش‌های مدل‌سازی رخدادهای گسته با هدف شناسایی متغیرهای توصیفی، رابطه‌ی آنها با موقع رخداد و تخمینی از احتمال وقوع یک رخداد برای فرد خاص است. در مطالعه‌ی حاضر، یک رویداد در قالب دوتایی به صورت توانایی یا عدم توانایی افراد درخصوص تصمیم به استفاده از یک فتاوری تعریف و با توجه به قدرت بالای مدل لوچیت در بازسازی رخداد انتخاب گسته، مدل لوچیت دوگانه برای بررسی انتخاب افراد انتخاب شده است.

فرض می‌شود که T_{in} تابع مطلوبیت خطی رابطه‌ی ۱ از ویژگی‌های فرد t_{in} با احتمال وقوع رخداد نام است؛ که در آن، X_{in} برداری از ویژگی‌های قابل اندازه‌گیری فرد t_{in} و β_i برداری از ضرایب است که با استفاده از روش بیشینه‌ی درست‌نمایی^۹ محاسبه می‌شود. ε_{in} نشان‌دهنده‌ی قسمت غیرقابل مشاهده از ویژگی‌های است. مک‌فادن^{۱۰} (۱۹۸۱)، نشان داد که اگر ε_{in} از توزیع گامبل پیروی کند، آن‌گاه می‌توان احتمال وقوع رخداد نام برای فرد t_{in} را با استفاده از مدل لوچیت به صورت فرم

جدول ۳. نتایج پرداخت مدل لوجیست دوگانه‌ی توانایی والدین در رد یا پذیرش خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندان.

ردیف	توضیح متغیره	مقدار متغیر	ضریب آماره‌ی (t)	فرانی	قدرمطلق	ردیف
۱	عدد ثابت	-	-	۲/۲۴	۴/۲۰	۴/۲۰
۲	نظر کلی شما در خصوص استفاده از اتومبیل خودران چیست؟ حتی اگر پیش از شرکت در این نظرسنجی هرگز از وسائل نقلیه خودران شنیده اید، لطفاً نظر خود را بر اساس توضیحی که تازه خوانده اید به ما بگویید.	نظری ندارم	۲۵	-۰/۹۲	-۴/۹۸	-۴/۹۸
۳	شما چه نسبتی با دانش آموز دارید؟	خواهر یا برادر	۳/۰۳	-۰/۹۰	۲/۲۱	۲/۲۱
۴	در مقایسه با متوسط درآمد یک خانوار کرمانی (هر آنچه که در ذهن دارید)، درآمد خانوار خود را چطور ارزیابی می‌کنید؟	کمتر	۰/۲/۳	-۰/۸۵	۵/۱۹	۵/۱۹
۵	تعداد اتومبیل شخصی تحت تملک خانواده را بفرمایید	گیسمت	۰/۳۲	-۰/۳۲	۲/۰۶	۲/۰۶
۶	در هنگام انتخاب شیوه حمل و نقلی سفر تحصیلی فرزندان، هزینه چه اندازه برای شما حائز اهمیت است.	خیلی کم	۹	-۰/۶۵	۲/۴۳	۲/۴۳
۷	در سفر فرزند خود به مدرسه، احتمال تصادف را در هر یک از شیوه‌های حمل و نقلی زیر چقدر ارزیابی می‌کنید؟ [خودرو خودران]	زیاد	۳۵/۸	۲/۹۱	۱۲/۲۸	۱۲/۲۸
۸	در صورت استفاده از هر یک از شیوه‌های حمل و نقلی توسط فرزندان، چقدر احساس نگرانی می‌کنید؟ [خودرو خودران]	خیلی زیاد	۱/۸۱	-۱/۰۹	۵/۷۳	۵/۷۳
۹	در سفر فرزند خود به مدرسه، احتمال تصادف را در هر یک از شیوه‌های حمل و نقلی زیر چقدر ارزیابی می‌کنید؟ [پیاده روی با دوستان]	زیاد	۲۳	۰/۴۳	۲/۲۱	۲/۲۱
۱۰	در سفر فرزند خود به مدرسه، احتمال تصادف را در هر یک از شیوه‌های حمل و نقلی زیر چقدر ارزیابی می‌کنید؟ [اتوبوس یا تاکسی]	زیاد	۱۱/۲۹	-۰/۴۰	۱/۶۸	۱/۶۸
۱۱	چنانچه افرادی که برای من با اهمیت هستند استفاده از اتومبیل خودران برای سفر تحصیلی مدرسه را تایید کنند یا از آن استفاده کنند، احتمال استفاده از آن برای من بیشتر خواهد شد.	نظری ندارم	۱۷/۸	-۱/۳۶	۶/۴۵	۶/۴۵
۱۲	آیا پدر خانواده گواهینامه دارد؟	بله	۹۷	۹۷	۳/۰۵	۳/۰۵
۱۳	استفاده مشابه با سرویس مدرسه (استفاده همزمان چند کودک از خودرو در مسیرهای مشابه) از اتومبیل خودران در سفر تحصیلی مدرسه را تایید می‌کنم.	موافق	۴۵/۰۲	۰/۶۵	۳/۸۸	۳/۸۸
۱۴	استفاده از اتومبیل خودران در سفر تحصیلی فرزندم موجب آشنازی او با فناوری‌های جدید خواهد شد.	کاملاً موافقم	۳۳	۱/۲۵	۶/۵۳	۶/۵۳
۱۵	کدام یک شیوه غالب فرزند شما برای رفتن به مدرسه است؟	خودروی شخصی	۳۷	-۰/۴۵	۲/۷۶	۲/۷۶

ادامه جدول ۳

۱۶	به نظر من معايب فناوري در زندگی بيش از مزايای آن است.	نظری ندارم	۱۲	-۰/۵۲	۲/۲۲
۱۷	آيا تا به حال بستگان نزديك (درجه يك و دو) شما تصادفي داشته‌اند که منجر به فوت یا جراحت شدید خودشان یا فرد دیگری شده باشد؟	دو مورد	۹/۸۳	-۰/۸۹	۳/۳۰
۱۸	در هنگام انتخاب شيوه حمل و نقلی سفر تحصيلي فرزندتان، هر کدام از موارد زير چه اندازه برای شما حائز اهمیت است. (امنیت در طول مسیر)	خلیلی زیاد	۴۸/۰۸	-۰/۲۷	۱/۶۹

$LL(0)$
 $LL(model)$
 $McFadden \rho^2$
Percent correct

حاضر، گامی اولیه در مطالعه‌ی رفتار والدین ارائه داده و به طور قابل توجهی فراتر از مطالعه‌ی عوامل اجتماعی - اقتصادی حرکت کرده است. آگاهی از عوامل مؤثر در نظر والدین، خصوصاً زمانی که فناوري هنوز در دسترس عمومی قرار نگرفته است (در نمونه‌ی موردی مطالعه‌ی حاضر)، می‌تواند به بهبود کیفیت عرضه برای بالا بردن نرخ پذیرش فناوري کمک کند.

براساس بهترین داشن نگارندگان، مطالعه‌ی حاضر، اولین مطالعه در نوع خود است که به بررسی رفتار والدین پرداخته است که نتوانسته‌اند نظری در خصوص رد یا پذیرش استفاده‌ی فرزندشان از فناوري مذکور بدهند. پرداخت مدل انتخاب گستته از نوع لوچیت دوتایی نتایج قابل تأثیر ارائه می‌دهد. افرادی که سابقه‌ی تصادف فوتی در بستگان نزدیک خود داشته‌اند و نسبت به شیوه‌ی خودران و حمل و نقل عمومی بی‌اعتماد هستند و در امنیت فرزندشان در سفر تحصيلي اهمیت بالا در انتخاب شیوه‌ی سفر دارند، نتوانسته‌اند درباره‌ی استفاده یا عدم استفاده از خودروی خودران تضمیم بگیرند. به نظر می‌رسد بیشترین نگرانی والدین مذکور از امنیت خودروی خودران برای فرزندشان است. هر چند این موضوع می‌تواند ناشی از عدم آشنايی با فناوري اخیر باشد، اما توصیه می‌شود با تأکید بیشتر بر جوانب ایمنی و امنیت در معرفی و ارائه آن، مثلاً ارائه فیلم‌های آموزشی یا فراهم‌سازی یک محیط آزمایشی برای تجربه‌ی استفاده از فناوري، ایشان را به استفاده از آن ترغیب کرد.

هنوز فضای پژوهشی بسیار مناسبی در استفاده از خودروی خودران در سفر تحصيلي وجود دارد. لذا، پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی، این موارد مطالعه شود:

- در نظر گرفتن عامل ریسک‌پذیری والدین در توانایی تصمیم‌گیری ایشان
- تأکید بر استفاده‌ی اشتراکی یا اختصاصی از خودروی خودران برای سفر تحصيلي، با تعریف هزینه‌ی احتمالی برای هر گزینه؛
- تعریف ستارويهای زمانی و هزینه‌ی برای چند شیوه‌ی سفر تحصيلي در کثارت خودروی خودران و بررسی انتخاب افراد.

(۲) درآمد کمتر از میانگین مورد انتظار،

(۳) کم توجه به پارامتر هزینه در انتخاب شیوه‌ی سفر تحصيلي فرزند،

(۴) ارزیابی احساس نگرانی خیلی زیاد در سفر تحصيلي برای شیوه‌ی خودروی خودران،

(۵) ارزیابی احتمال تصادف زیاد در سفر تحصيلي برای شیوه‌ی اتوبوس و تاکسی،

(۶) نظر خانواده و دوستان در نظر آنها تأثیر زیادی ندارد،

(۷) شیوه‌ی غالب سفر تحصيلي فرزندشان خودروی شخصی است،

(۸) در خصوص معايب و مزايای فناوري در زندگی روزمره نظری ندارند،

(۹) داشتن سابقه‌ی دو تصادف منجر به فوت در بستگان نزدیک؛

(۱۰) بالا بودن عامل امنیت در طول مسیر در هنگام انتخاب شیوه‌ی حمل و نقلی سفر تحصيلي فرزند.

ویژگی‌های اخیر با دقت در متغیرهای معنادار، دارای ضرایب منفی در مدل به دست آمده‌اند. همچنین متغیرهای معنادار دارای ضرایب مثبت به صورت زیر تعییر می‌شوند.

از طرف دیگر، افراد با این ویژگی‌ها درباره‌ی استفاده یا عدم استفاده‌ی فرزندشان از خودروی خودران نظر داده‌اند:

(۱) سطح مالکیت خودروی بالاتر،

(۲) ارزیابی احتمال تصادف زیاد در سفر تحصيلي برای شیوه‌ی خودروی خودران،

(۳) ارزیابی احتمال تصادف زیاد در سفر تحصيلي برای شیوه‌ی پیاده‌روی با دوستان،

(۴) موافق با استفاده‌ی اشتراکی از خودروی خودران؛

(۵) معتقد به استفاده از خودروی خودران برای آشنا کردن فرزند با فناوري‌های جدید در آینده.

۵. نتیجه‌گیری و پیشنهادها

از آنجا که فراگیر شدن استفاده از خودروی خودران اجتناب‌ناپذیر به نظر می‌رسد، مطالعه‌ی تقاضا پیش از ارائه‌ی محصول به بازار مصرف، ضروری است. پژوهش

1. World Health Organization (WHO)
2. Society of Automotive Engineers
3. National Highway Traffic Safety Administration (NHTSA)
4. Anania
5. Lee & Mirman
6. Jing
7. Ayala & Lee
8. Koppel
9. Maximum Likelihood
10. McFadden
11. Binary Logit

(References) منابع

1. Mackett, R.L., 2013. Children's travel behaviour and its health implications. *Transport Policy*, 26, pp.66-72.
2. Wang, S., Wang, J., Li, J., Wang, J. and Liang, L., 2018. Policy implications for promoting the adoption of electric vehicles: Do consumer's knowledge, perceived risk and financial incentive policy matter?, *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 117, pp.58-69. <https://doi.org/10.1016/J.TRA.2018.08.014>.
3. Treat, J.R., Tumbas, N.S., McDonald, S.T., Shinar, D., Hume, R.D., Mayer, R.E., Stansifer, R.L. and Castellan, N.J., 1979. Tri-level study of the causes of traffic accidents: Final report. Executive Summary, Indiana University, Bloomington, Institute for Research in Public Safety. <https://hdl.handle.net/2027.42/64993>.
4. Cervero, R., 2017. Mobility niches: jitneys to robo-taxis, *Journal of the American Planning Association*, 83(4), pp.404-412. <https://doi.org/10.1080/01944363.2017.1353433>.
5. Legacy, C., Ashmore, D., Scheurer, J., Stone, J. and Curtis, C., 2019. Planning the driverless city. *Transport Reviews*, 39(1), pp.84-102. <http://dx.doi.org/10.1080/01441647.2018.1466835>.
6. Milakis, D., Van Arem, B., Van Wee, B., Policy and society related implications of automated driving: A review of literature and directions for future research. *Journal of Intelligent Transportation Systems*, 21(4), pp.324-348. <https://doi.org/10.1080/15472450.2017.1291351>.
7. Anderson, J.M., Nidhi, K., Stanley, K.D., Sorensen, P., Samaras, C. and Oluwatola, O.A., 2014. *Autonomous Vehicle Technology: A Guide For Policymakers*, Rand Corporation, pp.12-17.
8. Fagnant, D.J. and Kockelman, K., 2015. Preparing a nation for autonomous vehicles: Opportunities, barriers and policy recommendations. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 77, pp.167-181. <https://doi.org/10.1016/j.tra.2015.04.003>.
9. Lee, Y.C. and Mirman, J.H., 2018. Parents' perspectives on using autonomous vehicles to enhance children's mobility. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 96, pp.415-431. <https://doi.org/10.1016/j.trc.2018.10.001>.
10. Anania, E.C., Rice, S., Winter, S.R., Milner, M.N., Walters, N.W. and Pierce, M., 2018. Why people are not willing to let their children ride in driverless school buses: A gender and nationality comparison. *Social Sciences*, 7(3), 34. <https://doi.org/10.3390/socsci7030034>.
11. Merfeld, K., Wilhelms, M.P., Henkel, S. and Kreutzer, K., 2019. Carsharing with shared autonomous vehicles: Uncovering drivers, barriers and future developments-A four-stage Delphi study. *Technological Forecasting and Social Change*, 144, pp.66-81. <https://doi.org/10.1016/j.techfore.2019.03.012>.
12. Narayanan, S., Chaniotakis, E. and Antoniou, C., 2020. Shared autonomous vehicle services: A comprehensive review. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 111, pp.255-293. <https://doi.org/10.1016/j.trc.2019.12.008>.
13. Ashkrof, P., Homem de Almeida Correia, G., Cats, O. and van Arem, B., 2019. Impact of automated vehicles on travel mode preference for different trip purposes and distances. *Transportation Research Record*, 2673(5), pp.607-616. <https://doi.org/10.1177/0361198119841032>.
14. Krueger, R., Rashidi, T.H. and Rose, J.M., 2016. Preferences for shared autonomous vehicles. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 69, pp.343-355. <https://doi.org/10.1016/j.trc.2016.06.015>.
15. Yap, M., Correia, G. and van Arem, B., 2015. Valuation of travel attributes for using automated vehicles as egress transport of multimodal train trips, *Transportation Research Procedia*, 10, pp.462-471. <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2015.09.096>.
16. Bonnefon, J.F., Shariff, A. and Rahwan, I., 2016. The social dilemma of autonomous vehicles. *Science*, 352(6293), pp.1573-1576. <https://doi.org/10.1126/science.aaf2654>.
17. Stoiber, T., Schubert, I., Hoerler, R. and Burger, P., 2019. Will consumers prefer shared and pooled-use autonomous vehicles? A stated choice experiment with Swiss households. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, 71, pp.265-282. <https://doi.org/10.1016/j.trd.2018.12.019>.
18. Gruel, W., Stanford, J.M. 2016. Assessing the long-term effects of autonomous vehicles: A speculative approach. *Transportation research procedia*, 13, pp.18-29. <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.003>.
19. Jing, P., Du, L., Chen, Y., Shi, Y., Zhan, F. and Xie, J., 2021. Factors that influence parents' intentions of using autonomous vehicles to transport children to and from school. *Accident; Analysis and Prevention*, 152, 105991. <https://doi.org/10.1016/j.aap.2021.105991>.
20. Ayala, A. and Lee, Y.C., 2021. Autonomous vehicles, children's mobility, and family perspective. In: *Proceedings of the Human Factors and Ergonomics Society Annual Meeting*, SAGE Publications Sage CA: Los Angeles, CA. pp.747-751.
21. Koppel, S., McDonald, H., Peiris, S., Zou, X. and Logan, D.B., 2022. Parents' willingness to allow their unaccompanied children to use emerging and future travel modes. *Sustainability*, 14(3), 1585, <http://dx.doi.org/10.3390/su14031585>.
22. Tremoulet, P.D., Seacrist, T., Ward McIntosh, C., Loeb, H., DiPietro, A. and Tushak, S., 2020. Transporting children in autonomous vehicles: An exploratory study. *Human Factors*, 62(2), pp.278-287 <https://doi.org/10.1177/0018720819853993>.

23. Stefan, T. and Svetlozar, T., 2009. Rating and scoring techniques. Rating Based Modeling of Credit Risk; Elsevier: Amsterdam, The Netherlands.
24. Jing, P., Huang, H., Ran, B., Zhan, F. and Shi, Y., 2019. Exploring the factors affecting mode choice Intention of autonomous vehicle based on an extended theory of planned behavior-A case study in China. *Sustainability*, 11(4), 1155. <http://dx.doi.org/10.3390/su11041155>.
25. Schoettle, B. and Sivak, M., 2014. A survey of public opinion about autonomous and self-driving vehicles in the US, the UK, and Australia. University of Michigan, Ann Arbor, Transportation Research Institute. <https://hdl.handle.net/2027.42/108384>.
26. Lee, J., Lee, D., Park, Y., Lee, S. and Ha, T., 2019. Autonomous vehicles can be shared, but a feeling of ownership is important: Examination of the influential factors for intention to use autonomous vehicles. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 107, pp.411-422. <https://doi.org/10.1016/j.trc.2019.08.020>.
27. Haboucha, C.J., Ishaq, R. and Shiftan, Y., 2017. User preferences regarding autonomous vehicles. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 78, pp.37-49. <https://doi.org/10.1016/j.trc.2017.01.010>.
28. McDonald, N.C., 2008. Children's mode choice for the school trip: The role of distance and school location in walking to school, *Transportation*, 35(1), pp.23-35. <http://dx.doi.org/10.1007/s11116-007-9135-7>.
29. McFadden, D., 1981. Econometric models of probabilistic choice, Structural analysis of discrete data with econometric applications, 198272, pp.198-272.
30. Domencich, T.A. and McFadden, D. 1975. Urban travel demand-a behavioral analysis.

تحلیل ردپای آب آبی و خاکستری ساخت سازه‌های بومی با تأکید بر مناطق مختلف آب‌وهای ایران: یک مطالعه‌ی مقایسه‌ای

مهندی عموان، (اصفهان ۱۴۰۲)، شریف، (اصفهان ۳۴۰۳)، صص. ۳۰-۳۴، (پژوهشی) دوری شماره ۴، صص. ۳۰-۳۴، (پژوهشی)

سید مهدی حسینیان* (دانشیار)

علی صبوری قوچان عتیق (دانشجوی کارشناسی ارشد)

مهوان کردی‌پور (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عموان، دانشگاه بولی سپا

صنعت ساخت ایران دارای تجربه غنی در ساخت بومی است که با شرایط اقلیمی ایران سازگار و در راستای ساخت پایدار است. متأسفانه، ساخت بومی در حال فراموشی و ساخت نوین جایگزین آن شده است. با توجه به کمبود منابع آبی در ایران، ارائه راهکارهایی برای کاهش مصرف آب از اهمیت بالایی برخوردار است. با این حال، ردپای آب ساختمان‌های بومی در مطالعات گذشته بررسی شده است. این تحقیق، با جمع‌آوری داده‌های مورد نیاز از جمله ۱۱ کارخانه مصالح و ۳۴ ساختمان بومی (سنگی، چوبی، خشکی و آجری)، تحلیلی از ردپای آب خاکستری و آبی ساخت ساختمان‌های بومی در ایران با تأکید بر مناطق مختلف آب‌وهای ارائه می‌دهد و نتایج با ساختمان‌های نوین (بتنی و فولادی) مقایسه می‌شوند. ردپای آب آبی و خاکستری احداث ساختمان‌ها با استفاده از روش شبکه ردپای آب و ارزیابی چرخه حیات محاسبه می‌شوند. نتایج نشان می‌دهند که ساخت بومی الگوی مناسب برای کاهش مصرف آب و کاهش آلودگی آن است.

s.hosseini@basu.ac.ir
alisabouri5192@gmail.com
mehrankarimipoor@gmail.com

واژگان کلیدی: ارزیابی چرخه حیات، ردپای آب آبی، ردپای آب خاکستری، سازه‌های بومی.

۱. مقدمه

آن‌ها رو به کاهش است. این ساختمان‌ها به دلیل مهارت مورد نیاز ساخت و احتمال فرسایش، با ساختمان‌های نوین جایگزین می‌شوند.^[۱] تولید مصالح نوین از ریزی زیادی مصرف کرده و به محیط زیست آسیب می‌رساند. تحقیقات نشان داده‌اند که تولید یک تن فولاد و سیمان، به ترتیب ۱۳/۱۰۵ و ۱/۸۲۱ مترمکعب آب مصرف می‌کند و همچنین، از تولید این مصالح، به ترتیب ۱/۸۱ و ۰/۸۱ تن کربن تولید می‌شود.^[۲-۵] این وضعیت نگرانی‌ها در رابطه با سهم مصالح ساختمانی نوین در مشکلات پایداری صنعت ساخت را افزایش می‌دهد. افکار عمومی به دلیل تغییرات آب‌وهای خواهان پاسخگویی صنایع نسبت به عملکرد زیست محیطی خود هستند. متأسفانه، ساختمان‌های نوین بر اساس مدر روز و یا گاهی بر اساس الگوهایی از کشورهای ثروتمند در آب شکل می‌گیرند.^[۶] همچنان در صنعت ساخت، به ویژه در ایران، به مسائل تغییر اقلیم و کم‌آبی توجه چندانی نمی‌شود.

ساختمان‌های بومی، منعکس‌کننده تاریخ، فرهنگ و جامعه مناطق خود هستند. متأسفانه، ساخت بومی در حال فراموشی و ساخت نوین جایگزین آن شده است. برخلاف ساختمان‌های نوین، ساختمان‌های بومی دارای ویژگی‌های سازگار با محیط زیست هستند، از جمله:

- استفاده از مصالح طبیعی و انرژی‌های تجدیدپذیر؛^[۱] ایجاد نور طبیعی؛^[۲] سازگاری با اقلیم محلی؛^[۳] مقرنون به صرفه بودن؛^[۴] قابل بازیافت بوده و از نظر ضایعات ساختمانی عملکرد خوبی دارند.^[۵]

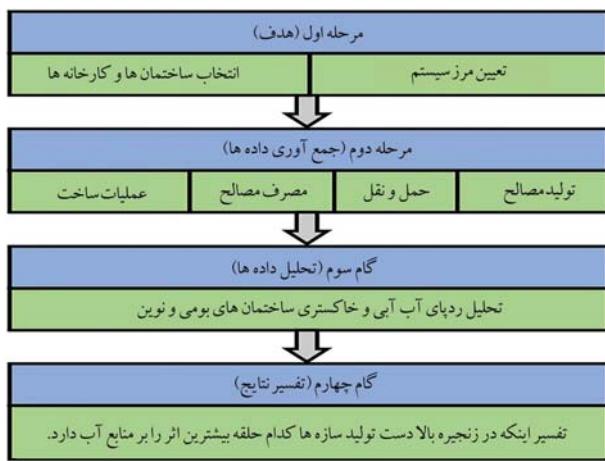
بسیاری از ساختمان‌های بومی همچنان مورد استفاده روزمره هستند، اگرچه تعداد

* نویسنده مسئول

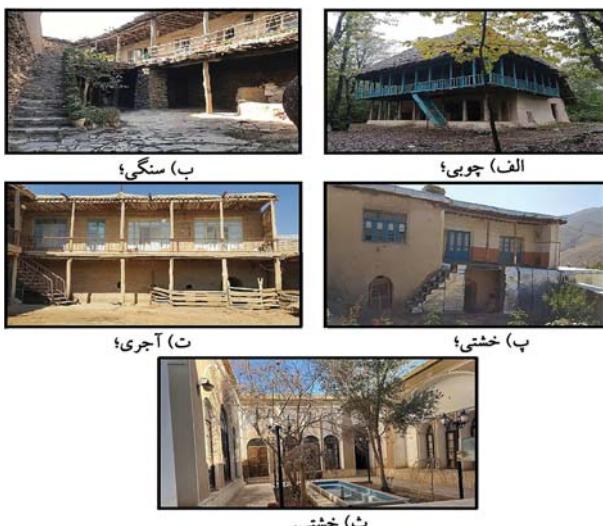
تاریخ: دریافت ۲۰/۹/۱، اصلاحیه ۲۶/۱۱/۱، پذیرش ۲۳/۱۲/۱، ۱۴۰۱/۱۱/۱، ۱۴۰۱/۱۲/۱.

استناد به این مقاله:

حسینیان، سید مهدی، صبوری قوچان عتیق، علی، و کریمی پور، مهران، ۱۴۰۲. تحلیل ردپای آب آبی و خاکستری ساخت سازه‌های بومی با تأکید بر مناطق مختلف آب‌وهای ایران: یک مطالعه‌ی مقایسه‌ای. مهندسی عموان شریف، (۴)۳۹، صص. ۶۴-۵۳. DOI:10.24200/J30.2023.61517.3177



شکل ۱. مراحل انجام تحقیق.



شکل ۲. ساختمان‌های بومی ایران.

گروه زیر دسته‌بندی کرد:

۱. ساختمان‌های چوبی در منطقه سیز و مرطوب دریای خزر؛
۲. ساختمان‌های سنگی و خشندی در منطقه کوهستانی در غرب؛
۳. ساختمان‌های آجری در منطقه خشک و نیمه‌خشک در شمال شرقی؛
۴. ساختمان‌های خشندی در منطقه گرم و کویری در مرکز ایران.

در این تحقیق، ملاک طبقه‌بندی سازه‌ها، مصالح قالب در ساخت آن‌ها است. هرچند تقسیم‌بندی‌های دیگری نیز می‌توان ارائه داد. مطالعاتی به ساختمان‌های بومی ایران توجه کرده‌اند^[۲۹-۲۸]، اما چنین تقسیم‌بندی خاصی ارائه نشده است. برای تجزیه و تحلیل ردبای آب سازه‌های بومی، نمونه‌هایی از ساختمان‌های بومی هر منطقه شامل ۸ ساختمان سنگی و ۸ ساختمان خشندی در مناطق کوهستانی غرب ایران، ۴ ساختمان خشندی در منطقه گرم و کویری مرکز ایران، ۸ ساختمان چوبی در منطقه خشک و نیمه‌خشک شمال شرق ایران و ۶ ساختمان‌های بومی در منطقه سیز و مرطوب سواحل دریای خزر انتخاب شده‌اند. این ساختمان‌ها با مشورت کارشناسان میراث فرهنگی هر منطقه و در مناطق بومی انتخاب شده‌اند تا به بهترین شکل نمایانگر ساخت بومی اقلیم‌های مختلف باشند. شکل ۲ نمونه‌هایی از ساختمان‌ها را نشان می‌دهد. جهت مقایسه، ۸ ساختمان نوین نیز به صورت تصادفی از میان کارهای

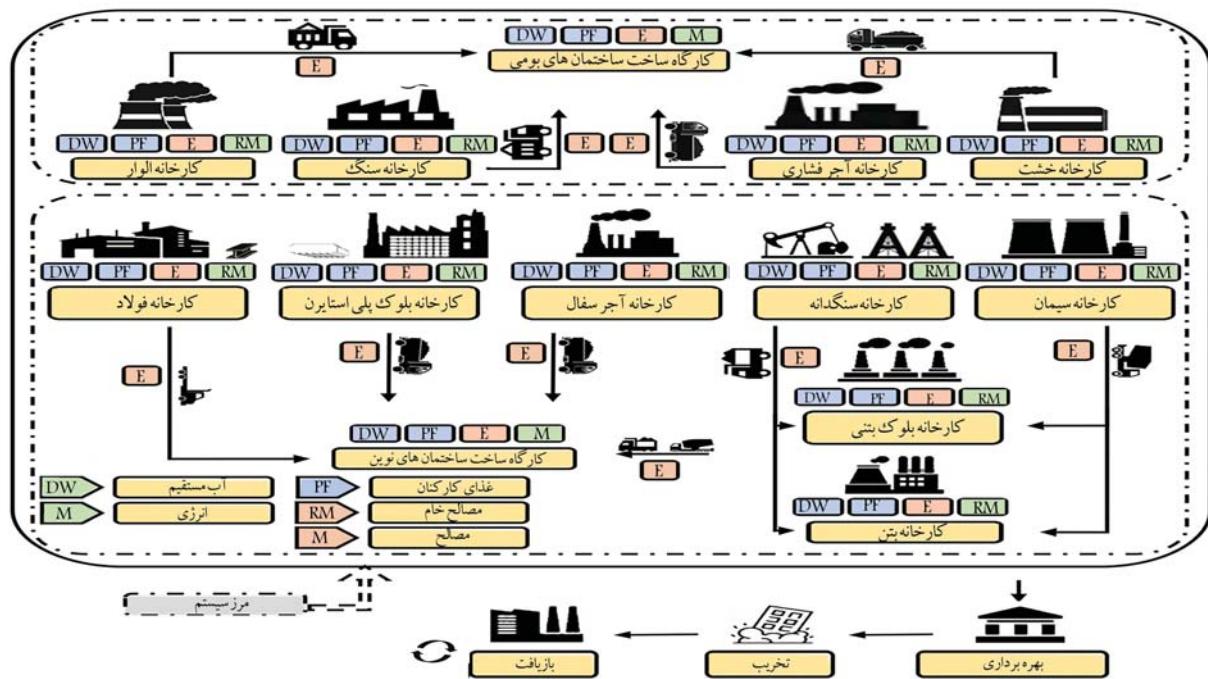
علی‌رغم کمبود آب جهانی، مصرف آب در ایران و سراسر جهان همچنان در حال افزایش است. ساختمان‌های بومی را حمل خوبی برای مشکلات زیست‌محیطی صنعت ساخت به نظر می‌رسند.^[۱۹] گذشتگان ما، در منطقه خاورمیانه سازه‌هایی را ساخته‌اند که اولویت اصلی آن‌ها جنبه‌های اجتماعی و زیست‌محیطی سازه‌ها بوده است.^[۲۰] به نظر می‌رسد قبیل از انقلاب صنعتی انسان با ایده پایداری بیشتر محیط‌زیست در ایران و شاید هم در دنیای مدرن است. این معماری با توجه به اقلیم محلی، با سازه، محیط و ساکنین تعادل ایجاد می‌کند.^[۲۱] درون‌گرایی، هدفمندی، حریم خصوصی، انطباق با محیط و استفاده از مصالح محلی، از مزیت‌های اصلی بنای‌های بومی ایران است.^[۲۲] متساقن، امروزه معماری بومی بیشتر در خانه‌های روستایی دیده می‌شود.

مطالعات خوبی در زمینه مزایای زیست‌محیطی ساختمان‌های بومی (در مقایسه با ساختمان‌های نوین) صورت گرفته است.^[۲۳] با این حال، اطلاعات کمی در زمینه ردبای آب این ساختمان‌ها وجود دارد. کاهش منابع آبی ایران موجب حساسیت عمومی و نارضایتی اجتماعی در مناطق کم آب شده است.^[۲۴] این امر باعث می‌شود که صنایع (از جمله صنعت ساخت) مسؤولیت سهم خود در منابع آب را بر عهده گرفته و اقداماتی را برای کاهش مصرف آب انجام دهند.

مجموعه‌ای از نوشته‌ها، در زمینه ردبای آب مصالح ساختمانی مانند سیمان^[۲۵]، فولاد^[۲۶] و بتون^[۲۷] وجود دارد. علاوه بر این، تلاش‌های جهانی قابل قبولی برای ارزیابی سهم صنعت ساخت در منابع آب در کشورهای مختلف مانند استرالیا^[۲۸-۲۹]، هند^[۲۰-۲۱]، چین^[۲۲]، اسپانیا^[۲۴] و ایران^[۲۶-۲۵] اختصاص داده شده است. با این حال، دانش کمی در زمینه ردبای آب آبی ساختمان‌های بومی وجود دارد.^[۲۱] همچنین، تنها در مرجع^[۲۸] در زمینه ردبای آب خاکستری صنعت ساخت تحقیقاتی صورت گرفته است. با توجه به این که درصد قابل توجهی (حدود ۱۰ تا ۴۰ درصد) از ساختمان‌های احداث شده در جهان همچنان بومی هستند^[۲۷]، توجه به ردبای آب این ساختمان‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. برخی از محققان، صرفه‌جویی در انرژی و آسایش حرارتی ساختمان‌های بومی ایرانی را بیشتر در منطقه خشک مرکزی مطالعه کرده‌اند.^[۲۸] با این حال، براساس دانش نویسندها، مطالعه‌ای ردبای آب چنین ساختمان‌هایی را به ویژه در مناطق مختلف آب و هوایی ایران تجزیه و تحلیل نکرده است. هدف از این تحقیق، ارائه تحلیلی از ردبای آب آبی و خاکستری سازه‌های بومی با تأکید بر مناطق مختلف آب و هوایی ایران است و در همین راستا، ایده‌هایی از شبکه ردبای آب و ارزیابی چرخه حیات اعمال می‌شود. نمونه‌ای از ۱۱ کارخانه تولید مصالح ساختمانی بررسی شده و ۳۴ ساختمان بومی شامل خشندی، آجری، سنگی و چوبی که هرکدام مربوط به منطقه‌ای خاص از ایران است، مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرند. نتایج با ساختمان‌های نوین (فولاد و بتون) مقایسه می‌شوند. ردبای آب خاکستری و آبی در طول زنجیره مورد بررسی قرار گرفته و حجم آب در هر مترمربع ساختمان در نظر گرفته می‌شود. ردبای آب تولید و استخراج مصالح، حمل و نقل (مربوط به مصالح و نیروی انسانی) و کارگاه ساخت ارزیابی می‌شوند. شکل ۱ ساختار این تحقیق را نشان می‌دهد.

۲. ساختمان‌های بومی

بنای‌های بومی ایران به‌طور گستردگی در سراسر کشور بسته به آب و هوای در دسترس بودن مصالح و فرهنگ محلی مورد استفاده قرار می‌گیرند. این بنای‌ها را می‌توان در چهار



شکل ۳. مرز سیستم ارزیابی آب ساختمان کارخانه.

در مقابل، شبکه ردپای آب تنها بر نحوه ارتباط تولیدکننده محصول یا مصرفکننده محصول با منابع آب شیرین متمرکز است^[۲۱] شبکه ردپای آب نیز شامل چهار مرحله از جمله تعویض هدف، تجزیه و تحلیل داده‌ها، ارزیابی زیستمحیطی و تفسیر نتایج است.^[۲۱] تمرکز این تحقیق در مرحله دوم، یعنی تجزیه و تحلیل داده‌ها است. چرخه عمر یک ساختمان شامل چهار مرحله ساخت، بهره‌برداری، تخریب و بازیافت است. تحلیل‌ها در مرحله ساخت انجام می‌گیرند.^[۱۵] تا به مالکان، طراحان و تصمیم‌گیران در ساخت پایدار کمک کنند. مرحله ساخت شامل سازه، دیوار چینی، نازک‌کاری، تاسیسات مکانیکی و برقی است. در این تحقیق، تمرکز روی سازه ساختمان‌ها و دیوارچینی است. تحقیقات گذشته^[۱۶] نشان می‌دهند که غذای کارکنان سهم قابل توجهی از کل ردپای آب تولید را در صنعت ساخت تشکیل می‌دهند. بنابراین، اثر آن در این تحقیق نیز دیده می‌شود. شکل ۳ مرز ارزیابی ردپای آب را نشان می‌دهد. کارخانه‌های مختلف مصالح مصالح ساخت (بومی و نوین) مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرند. داده‌های جمع‌آوری شده شامل میزان تولید، تعداد کارکنان، روزهای آب، مواد اولیه و حمل و نقل کارکنان است. چوب خام معمولاً به آب آبی نیاز ندارد، زیرا آب سبز مصرف می‌شود. بنابراین، ردپای آب چوب خام مورد بررسی قرار نمی‌گیرد. همچنین، ردپای آب آبی کاه (مورد استفاده در خشت) نادیده گرفته می‌شود، زیرا گندم محصول اصلی است.^[۲۲] خاک رس و سنگ در طبیعت وجود دارند. بنابراین، ردپای آب آن‌ها در نیاز نمی‌شود.

۲.۳. ردپای آب مصالح

مطالعات پیشین نشان می‌دهند که ردپای آب آبی مصالح در برخی از مطالعات مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. در این تحقیق، اولویت با مطالعات مربوط به ایران بود. داده‌های مربوط به ردپای آب آبی تولید فولاد، سیمان، سنگدانه و بتن از تحقیقات^[۱۶،۲۳] و داده‌های مربوط به تولید بلوک‌های بتونی از تحقیق^[۲۵] استخراج شدند. از این بلوک‌ها

تکمیل شده در بایگانی سال ۲۰۲۱ سازمان نظام مهندسی شهر همدان انتخاب شدند. این ساختمان‌ها نمونه‌هایی از ساخت شهری هستند. مساحت ساختمان‌ها و تعداد طبقات، مشابه با ساختمان‌های بومی انتخاب شدند تا مقایسه درستی انجام شود. سازه ساختمان‌های نوین از نوع فولادی و بتونی بودند.

برای نامگذاری ساختمان‌ها از عبارت M-A استفاده شد که M نشان‌دهنده نوع ساختمان Wo: چوبی، Br: آجری، Ad: خشتی، Co: سنگی، St: پتنی و St: فولادی و A نشان‌دهنده مساحت زیربنای کل ساختمان است. ساختمان‌های انتخاب شده به طور عمده دو طبقه با مساحت زیربنای ۱۲۹ مترمربع بودند.

۳. روش انجام پژوهش

۱.۳. محاسبه ردپای آب یک محصول

در این تحقیق، ایده‌هایی از ارزیابی چرخه حیات (Life cycle assessment) و شبکه ردپای آب (Water footprint network)^[۲۳] اعمال شد. ارزیابی چرخه حیات فراتر از شبکه ردپای آب است و تأثیرات زیستمحیطی مرتبط با خدمات و محصولات را ارزیابی می‌کند. به عبارت دیگر، ارزیابی چرخه حیات نشان می‌دهد که چگونه محصولات و خدمات بر محیط زیست تأثیر می‌گذارند.^[۲۰] رویکردهای ارزیابی چرخه حیات به طور کلی شامل چهار مرحله است.

- مرحله اول (تعریف هدف و محدوده)، موضوع مطالعه، مرزهای مدل و داده‌های مورد نیاز را مشخص می‌کند.

- مرحله دوم (سیاهه چرخه حیات)، ورودی‌ها (به عنوان مثال، مواد خام) و خروجی‌ها (به عنوان مثال، مصرف آب) را در طول حیات محصول ارزیابی می‌کند.

- مرحله سوم، ارزیابی تأثیر چرخه حیات است که شامل شناسایی، کمی کردن و ارزیابی نتایج سیاهه است.

- در مرحله چهارم، تفسیر نتایج و پیشنهادات ارائه می‌شود.^[۲۰]

می‌شود. کمپرسور حدود ۲۵۰ لیتر در روز گازوئیل مصرف می‌کند و ۴۵ روز در سال برای عملیات سوراخ‌کاری استفاده می‌شود. بیل مکانیکی و لودر حدود ۲۰۰ لیتر در روز گازوئیل مصرف می‌کنند و ۲۷۵ روز در سال کار می‌کنند. تعداد کارکنان کارخانه ۴ نفر در روز و ساعت‌های کار آنان ۸ ساعت در روز است. تعداد روزهای کاری ۳۲۰ روز در سال است که در مجموع به ۱/۲۸۰ و عده غذایی نیاز است. به دلیل بومی بودن کارکنان، مصرف آب برای حمل و نقل کارکنان در نظر گرفته نمی‌شود.

کارخانه آجر انتخابی، آجر فشاری به ابعاد $22 \times 11 \times 5$ سانتی‌متر و وزن ۷ کیلوگرم تولید می‌کند. این گونه آجرها بیشترین کاربرد را در ساختمان‌های بومی دارند، هرچند از انواع دیگر آجر نیز استفاده می‌شود. ظرفیت تولید این کارخانه ۲۲/۵ تن در سال است. مقدار آب مستقیم مصرفی در کارخانه از جمله برای ساخت گل، شستشوی تجهیزات، سرویس بهداشتی و آشامیدن کارکنان، ۲/۵ مترمکعب در سال است. میزان خاک رس مصرفی ۲۳ تن در سال است که از فاصله ۲ کیلومتری با کامیون‌هایی با ظرفیت ۱۰ تن تأمین می‌شود. مسافت طی شده کامیون‌ها (رفت و برگشت) ۹/۲ کیلومتر در سال است. مصرف گازوئیل کامیون‌ها ۳/۲۲۰ لیتر در سال است.^[۳۳] نوع انرژی مورد استفاده در کارخانه، گاز طبیعی، برق و نفت کوره، و برای ماشین‌آلات گازوئیل است. میزان گاز طبیعی مصرفی $20/42 \times 10^3$ مترمکعب، برق $290/3$ مگاوات ساعت، نفت کوره ۵۵ مترمکعب و گازوئیل ۵۷/۱ مترمکعب در سال است. تعداد کارکنان این کارخانه ۲ نفر در روز و ساعت‌های آنان ۸ ساعت در روز می‌باشد. تعداد روزهای کاری کارخانه ۳۰ روز در سال است. بنابراین، در مجموع ۶/۰۰۰ عده غذایی مورد نیاز است. برای جابجایی کارکنان از خودرویی با ظرفیت ۲۰ نفر استفاده می‌شود. فاصله کارکنان از کارخانه ۹ کیلومتر (رفت و برگشت) می‌باشد. بنابراین، میزان گازوئیل مصرفی آن ۷۵۶ لیتر در سال است.^[۳۴]

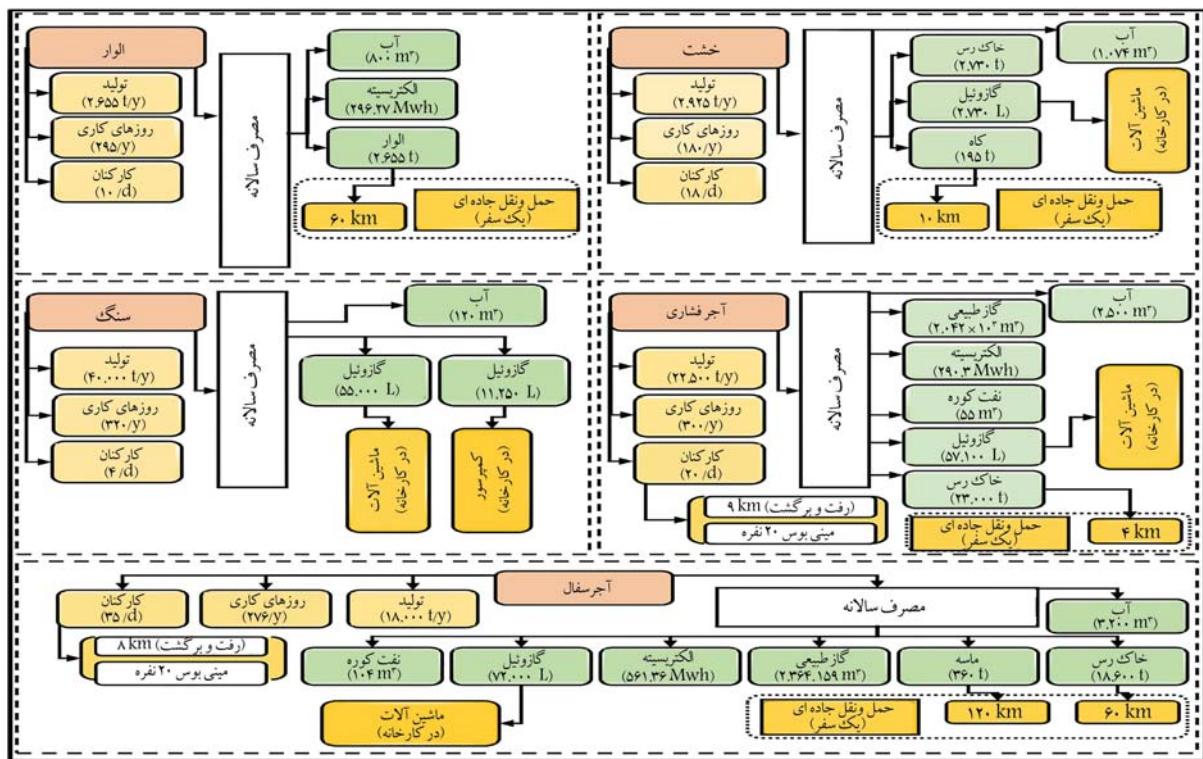
کارخانه آجر سفال، دو نوع آجر تولید می‌کند: یکی به وزن ۲/۴۳ کیلوگرم و ابعاد $19 \times 19 \times 14$ سانتی‌متر و دیگری با وزن ۱/۵۶ کیلوگرم و ابعاد $19 \times 19 \times 8$ سانتی‌متر. این کارخانه حدود ۱۰^۳ تن در سال آجر تولید می‌کند. برای تولید آجر از خاک رس و ماسه بادی استفاده می‌شود. میزان آب مصرفی در خط تولید، شستشوی تجهیزات، سرویس بهداشتی و آشامیدن کارکنان ۳/۲ مترمکعب در سال است. میزان خاک رس و ماسه مصرفی در کارخانه، به ترتیب، ۱۸/۶ و ۳۶۰ تن می‌باشد. خاک رس در اطراف تولیدی و کاه از فاصله حدود ۵ کیلومتری تأمین می‌شود. برای حمل کاه از کامیون‌هایی با ظرفیت ۱۵ تن استفاده می‌شود که هر کامیون حدود ۷ تن کاه حمل می‌کند. مسافت طی شده کامیون‌های کاه (رفت و برگشت) ۲۸۰ کیلومتر است. میزان گازوئیل مصرفی کامیون‌ها ۹۸ لیتر در سال است.^[۳۵] برای بارگیری و حمل خاک رس در کارخانه از یک لودر و یک کامیون استفاده می‌شود که حدود ۲/۷۳۰ لیتر در سال گازوئیل مصرف می‌کند. تعداد کارکنان ۱۸ نفر در روز و ساعت کاری آنان ۸ ساعت در روز می‌باشد. تعداد روزهای کاری کارخانه ۱۸۰ روز در سال است که در مجموع به ۳/۲۴۰ و عده غذایی نیاز است.

برای دیوارهای خارجی ساختمان‌های نوین استفاده می‌شود. داده‌های مربوط به تولیدی بلوک‌های یونولیتی از تحقیق [۷] گرفته شد. این بلوک‌ها به عنوان پرکننده در سقف سازه‌های بتمنی (تیرچه و بلوک) کاربرد دارند. اطلاعات مربوط به ردهای آب خاکستری تولید فولاد و سیمان از تحقیق [۱۳] گرفته شدند. از آنجایی که تحقیق [۱۳] ردهای آب خاکستری غذای کارکنان را در نظر نگرفته، تعداد کارکنان مشغول در کارخانه‌های فولاد و سیمان از تحقیقات [۱۵] گرفته شد.

برای ارزیابی ردهای آب مصالح ساخت بومی، پنج تولیدی مصالح ساخت بومی از جمله خشت، سنگ، الوار، آجر فشاری و آجر سفال مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. کارخانه‌ها چندین بار بازدید و داده‌های اولیه با صحبت با کارکنان جمع‌آوری شدند. برای تأیید اطلاعات جمع‌آوری شده، مصاحبه‌های حضوری با مدیران تولیدی‌ها انجام شد. مصاحبه‌ها چندین بار انجام و ساختاربندی شده بود تا اطمینان حاصل شود که پارامترهای مهم مربوط به ردهای آب در فرایند تولید مصالح در نظر گرفته شده‌اند. کارخانه‌ای اول انتخابی دارای ظرفیت تولید سالانه ۲/۶۵۵ تن $4/425$ کیلوگرم بر مترمکعب هستند. برای تأمین چوب مورد نیاز از کامیون‌هایی با ظرفیت ۱۰ تن استفاده می‌شود. مسافت طی شده کامیون‌ها (رفت و برگشت) حدود ۱۹/۴۴۰ کیلومتر در سال است. اگر متوسط مصرف گازوئیل در هر کیلومتر $35/0$ لیتر در نظر گرفته شود^[۳۶]، مصرف گازوئیل کامیون‌ها $5/58$ لیتر در سال برآورد می‌شود. مصرف آب برای شستشوی ماشین‌آلات، نظافت و آشامیدن کارکنان ۸۰۰ مترمکعب در سال است. از روزهای مورد نیاز توسعه برق و با مصرف ۲۹۶/۲۷ مگاوات ساعت در سال تأمین می‌شود. کارکنان محلی هستند و از همین روز مصرف آب برای حمل و نقل کارکنان در نظر گرفته نمی‌شود. تعداد روزهای کاری تولیدی ۲۹۵ روز در سال است که در مجموع به ۲/۹۵۰ و عده غذایی نیاز است. ردهای آب چوب خام نادیده گرفته می‌شود؛ زیرا مربوط به ردهای آب سبز است.

کارخانه خشت در نظر گرفته شده، یک تولیدکننده بلوک خشت خشک شده در آفتاب با ظرفیت ۲/۹۲۵ تن در سال است. در این تولیدی، میزان مصرف مستقیم آب ۱/۰۷۴ مترمکعب در سال و مصرف سالانه خاک رس و کاه به ترتیب ۲/۷۳۰ و ۱۹۵ تن می‌باشد. خاک رس در اطراف تولیدی و کاه از فاصله حدود ۵ کیلومتری تأمین می‌شود. برای حمل کاه از کامیون‌هایی با ظرفیت ۱۵ تن استفاده می‌شود که هر کامیون حدود ۷ تن کاه حمل می‌کند. مسافت طی شده کامیون‌های کاه (رفت و برگشت) ۲۸۰ کیلومتر است. میزان گازوئیل مصرفی کامیون‌ها ۹۸ لیتر در سال است.^[۳۷] برای بارگیری و حمل خاک رس در کارخانه از یک لودر و یک کامیون استفاده می‌شود که حدود ۲/۷۳۰ لیتر در سال گازوئیل مصرف می‌کند. تعداد کارکنان ۱۸ نفر در روز و ساعت کاری آنان ۸ ساعت در روز می‌باشد. تعداد روزهای کاری کارخانه ۱۸۰ روز در سال است که در مجموع به ۳/۲۴۰ و عده غذایی نیاز است.

معدن سنگ انتخابی، سنگ آهک تولید می‌کند. در میان انواع سنگ‌های طبیعی، سنگ‌های آهکی در ایران کاربرد بیشتری دارد، هرچند از گرانیت و مرمر نیز برای تزئین استفاده می‌شود. این کارخانه، حدود ۴۰ تن در سال سنگ استخراج می‌کند و حدود ۱۰ درصد از آن به ضایعات تبدیل می‌شود. مصرف آب برای شستشوی ماشین‌آلات، نظافت و آشامیدن کارکنان، ۱۲۰ مترمکعب در سال است. برای سوراخ‌کاری جهت آتشباری و شکستن سنگ‌های منفجر شده و بارگیری، به ترتیب از یک کمپرسور، یک بیل مکانیکی مجهز به پیکور و یک لودر استفاده



شکل ۴. داده‌های ردپای آب مصالح ساختمانی.

جدول ۲. شدت ردپای آب آبی انرژی‌های مختلف.

منابع	شدت ردپای آب	پارامترها
[۲۸]	۹/۲۵۱	گاز طبیعی (لیتر بر مترمکعب)
[۲۷]	۲/۸۱ - ۵/۶۲	گازوئیل (لیتر بر لیتر)
[۲۷]	۳۰/۷۵ - ۶۲/۵۰	نفت کوره (لیتر بر لیتر)
[۲۸]	۱/۸	الکتریسیته (مترمکعب بر مگاوات ساعت)

ردپای آب انرژی‌های مصرفی را نشان می‌دهد. در مواقعی که بازه وجود دارد، از میانگین استفاده شده است.

۵. تحلیل ساختمان‌ها

با بازدید از ساختمان‌های انتخابی، داده‌های مربوط به جزئیات هندسی و احداث ساختمان‌ها جمع‌آوری شد. همچنین، اطلاعات مربوط به منابع مورد نیاز (نیروی انسانی، نفر- روز و نوع ماشین‌آلات) برای هر یک از فعالیت‌های ساختمانی و تأمین مصالح نیز با مصاحبه با پیمانکاران محلی جمع‌آوری شد. پلان ساختمان‌ها نیز با استفاده از نرم‌افزار اتوکد ترسیم و به صورت دستی میران مصالح مصرفی محاسبه شد. در ساختمان‌های بومی، دیوارها باربر هستند؛ بنابراین؛ مصالح به کار رفته در دیوارهای داخلی و خارجی نیز در محاسبات لحاظ شدند. تمامی مصالح به کار رفته در سازه ساختمان‌ها شامل سنگ، الار، خشت، آجر و غیره در تحلیل‌ها در نظر گرفته شدند. شکل ۱ در پیوست، میران مصالح مصرفی در احداث ساختمان‌ها را نشان می‌دهد. علاوه بر آن، شکل ۲ در پیوست نمونه‌ای از پلان‌های ساختمان‌ها را نشان می‌دهد. اطلاعاتی در مورد بازسازی و یا ضایعات مصالح ساختمان‌های بومی وجود نداشت و بنابراین در نظر گرفته نشدند. برای ساختمان‌های نوین از ترسیمات

جدول ۱. فرضیات تجویه محاسبه ردپای آب سازه‌ها.

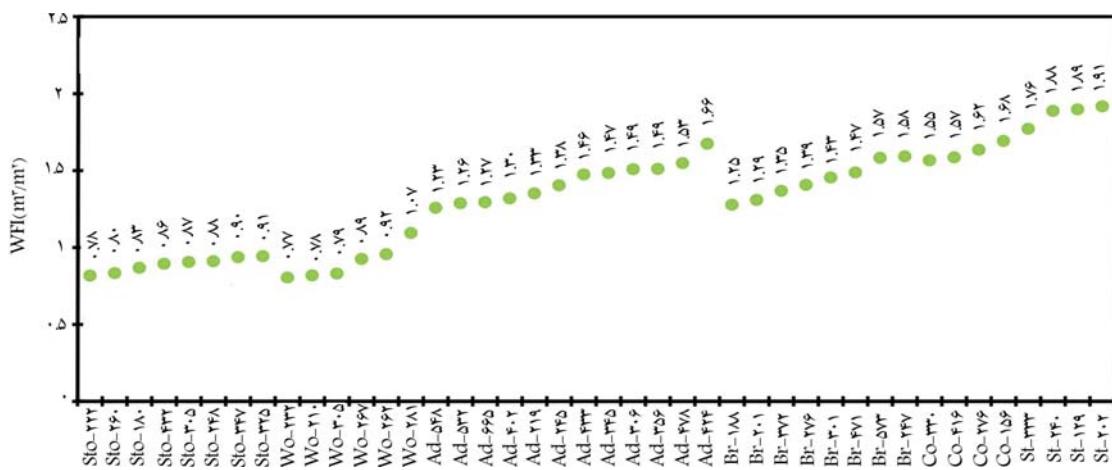
منابع	فرضیات
[۲۰]	استفاده از ایده چرخه حیات
[۲۱]	استفاده از ایده شبکه ردپای آب
[۲۵]	انجام تحلیل‌ها در مرحله ساخت
[۶]	در نظر گرفتن غذای کارکنان
[۲۲]	صرف نظر کردن از ردپای آب آبی تولید کاه به عنوان محصول جانبی گندم
[۱۲]	صرف نظر کردن از ردپای آب خاکستری حمل و نقل

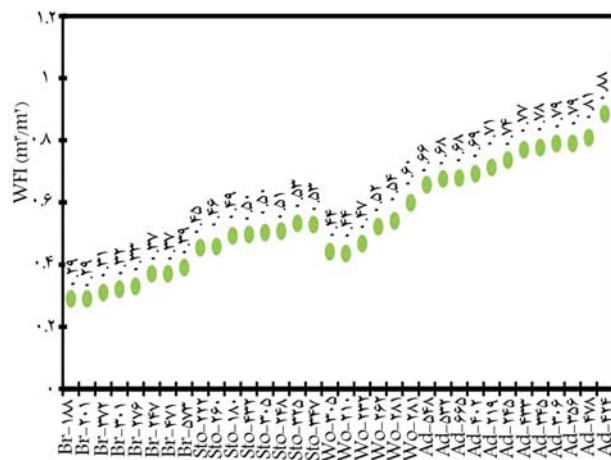
۳.۳. ردپای آب غذا

عمده ردپای آب مجازی انسان مربوط به غذا است.^[۴] ردپای آب غذای کارکنان حاوی حجم آب مصرفی برای تولید و فراوری مواد غذایی است. بخش تولید (کشاورزی) سهم بزرگی از ردپای آب مواد غذایی را به خود اختصاص می‌دهد. در حالی که بخش فراوری، سهم کوچکی دارد که می‌توان نادیده گرفت.^[۴] اطلاعات ۱۲ وعده غذایی کارکنان مشغول به کار در تولیدی‌های مصالح جمع‌آوری شدند. برای محاسبه ردپای آب یک وعده غذایی از روش ارائه شده در تحقیق^[۵] استفاده شد. ردپای آب اجزای تشکیل‌دهنده وعده‌های غذایی از مراجع^[۲۵-۳۶] گرفته شد. ردپای آب آبی و خاکستری هر وعده غذایی به طور میانگین به ترتیب ۳/۹۱ و ۳/۴۱ مترمکعب محاسبه گردید.

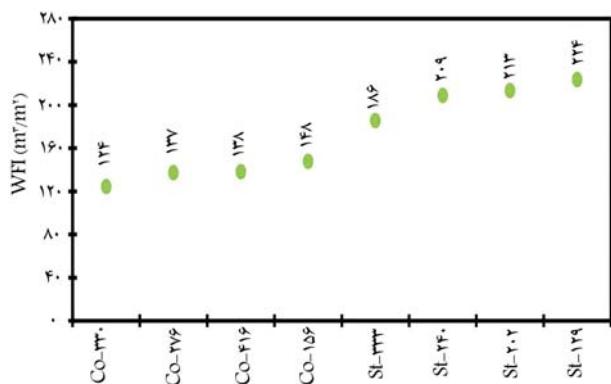
۴.۳. ردپای آب انرژی

جهت محاسبه ردپای آب انرژی از نتایج مراجع^[۳۷-۳۸] استفاده شد. جدول ۲ شدت





شکل ۸. شدت ردپای آب خاکستری ساختمان‌های بومی.



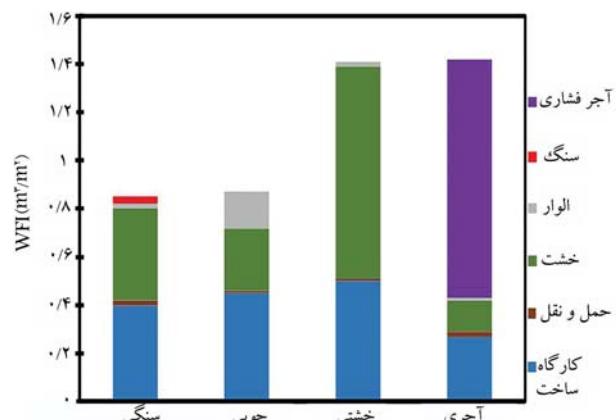
شکل ۹. شدت ردپای آب خاکستری ساختمان‌های نوین.

آب آبی کارگاه‌ساخت (۱۹ درصد) و ردپای آب آبی تولید خشت (۹/۲ درصد) است.

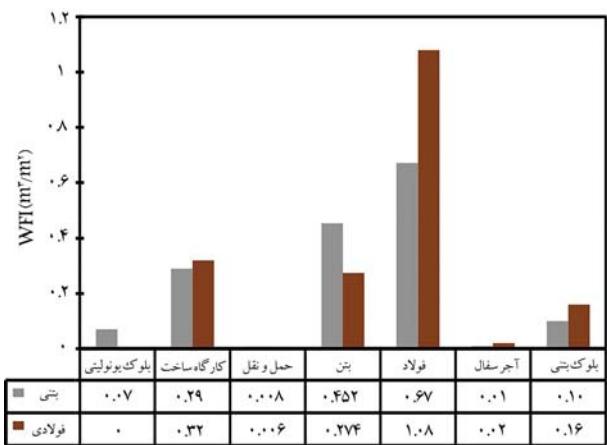
۲.۴. ردپای آب خاکستری احداث سازه‌ها

شکل‌های ۸ و ۹ به ترتیب شدت ردپای آب خاکستری سازه‌های بومی و نوین را نشان می‌دهند. بسته به نوع سازه، شدت ردپای آب خاکستری سازه‌های بومی از ۰/۲۹۰ الی ۰/۸۸۰ مترمکعب بر مترمربع و سازه‌های نوین از ۱۲۴ الی ۲۲۴ مترمکعب بر مترمربع است. گفتنی است که ردپای آب خاکستری سازه‌های بومی، ۳۲۷ برابر کوچک‌تر از ردپای آب خاکستری سازه‌های نوین است. این به دلیل ردپای آب خاکستری زیاد مصالح نوین است. ردپای آب خاکستری برای سازه‌های فولادی بزرگ‌ترین و برای سازه‌های آجری کوچک‌ترین است. ردپای آب خاکستری سازه‌های بتنی، درصد ردپای آب خاکستری سازه‌های ساخته شده از فولادی است. ردپای آب خاکستری سازه‌های فولادی و بتنی بسیار بزرگ‌تر از ردپای آب آبی است.

شکل‌های ۱۰ و ۱۱ سهم پارامترهای مختلف در شدت ردپای آب خاکستری ساختمان‌ها را نشان می‌دهند. برای سازه‌های بومی، ردپاهای آب خاکستری در بازه ۰/۲۹۰ الی ۰/۸۸۰ مترمکعب بر مترمربع است که تا حد زیادی به ردپای آب خاکستری وعده‌های غذایی کارکنان (۴۳/۲۱ - ۴۳/۲۰ درصد) و تولید مصالح (۳۷/۶ - ۳۷/۸ درصد) وابسته است. برای سازه‌های بتنی، شدت ردپای آب خاکستری ۱۳۶/۹ مترمکعب بر مترمربع و به طور عمده مربوط به ردپای آب خاکستری تولید می‌لگرد (۷۵ درصد) و پس از آن ردپای آب خاکستری سیمان مورد



شکل ۶. سهم پارامترهای مختلف در ردپای آب آبی ساختمان‌های بومی.



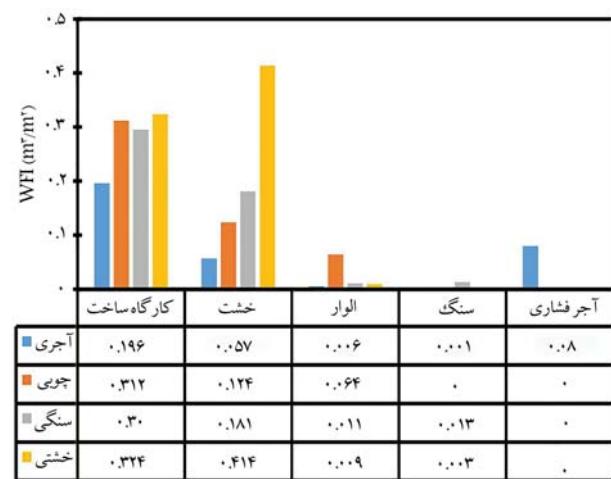
شکل ۷. سهم پارامترهای مختلف در ردپای آب آبی ساختمان‌های نوین.

چوبی، ردپای آب آبی مصالح (۰/۴۳ مترمکعب بر مترمربع) تنها حدود یک‌چهارم ردپای آب آبی مصالح سازه‌های فولادی (۱/۵۳ مترمکعب بر مترمربع) است.

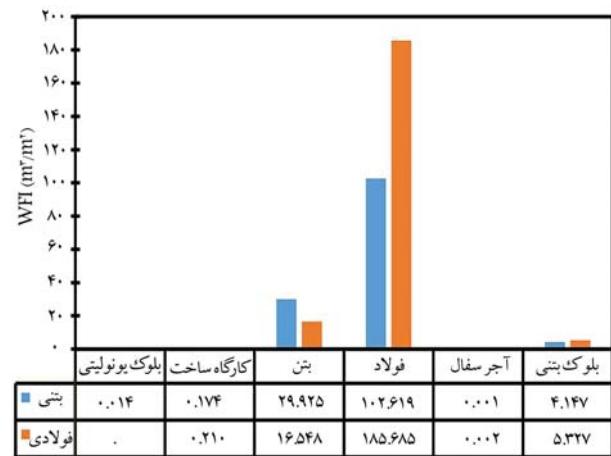
شدت ردپای آب آبی سازه‌های بتنی (۱/۶ مترمکعب بر مترمربع)، تحت اثر آب مستقیم موردنیاز برای خط تولید فولاد (۲۶/۶ درصد) و به دنبال آن ردپای آب آبی غذایی کارکنان در کارگاه‌های ساخت (۱۲/۵ درصد) است. برای سازه‌های فولادی، ردپای آب آبی (۱/۸۶ مترمکعب بر مترمربع و عمدتاً ۳۶/۹ درصد) تحت اثر آب مستقیم موردنیاز برای خط تولید کارخانه فولاد است. به دنبال آن، ردپای آب آبی ارزی مصرف شده در تولید فولاد (۱۸/۵ درصد) و ردپای آب آبی وعده‌های غذایی کارکنان کارگاه‌های ساخت (۱۲/۹ درصد) قرار می‌گیرند. برای سازه‌های سنگی، شدت ردپای آب آبی (۸۵/۰ مترمکعب بر مترمربع و عمدتاً تحت تأثیر ردپای آب آبی کارگاه ساخت (۴۷/۱ درصد) و به دنبال آن ردپای آب آبی تولید خشت (۴۴/۷ درصد) و ردپای آب آبی تولید سنگ (۳/۵ درصد) قرار دارند. برای سازه‌های چوبی، ردپای آب آبی (۸۷/۰ مترمکعب بر مترمربع، عمدتاً تحت اثر ردپای آب آبی کارگاه‌های ساخت (۵۱/۷ درصد) و به دنبال آن ردپای آب آبی تولید خشت (۲۹/۹ درصد) و ردپای آب آبی کارخانه چوب (۱۷/۲ درصد) قرار دارند. برای سازه‌های خشتی، شدت ردپای آب آبی (۱/۴۱ مترمکعب بر مترمربع، عمدتاً تحت اثر ردپای آب آبی تولید خشت (۳۵/۵ درصد) و کارخانه چوب (۱/۴۲ درصد) قرار دارند. آب آبی کارگاه ساخت (۳۷/۶ درصد) و ردپای آب آبی تولید آن را در دست دارد. برای سازه‌های آجری، ردپای آب آبی (۱/۴۲ مترمکعب بر مترمربع تا حد زیادی تحت تأثیر ردپای آب آبی کارخانه آجر (۶۹/۷ درصد) است و به دنبال آن ردپای

تحلیل ردبای آب، متفاوت است. تحقیقات میدانی بیشتری برای ایجاد یک پایگاه محلی در زمینه ردبای آب سازه‌های بومی و نوین مورد نیاز است. داده متفاوت است. ردبای آب خاکستری از رزی به دلیل نبود داده‌های قابل اعتماد محاسبه نشد. هرچند، از رزی مورد نیاز برای حمل و نقل در مقایسه با تولید مصالح ناچیز است. کارگاه‌های ساخت و کارخانه‌های مصالح، منابع مهمی برای جمع‌آوری داده‌های ردبای آب هستند. هنگام کار با داده‌های واقعی، شرایط محلی به احتمال زیاد حذف نمی‌شوند. به عنوان مثال، کارخانه فولاد منتخب بخشی از نیروی الکتریکی خود را در نیروگاه‌های گازی داخل کارخانه تولید می‌کند، اما کارخانه‌های دیگر فولاد ممکن است از انرزی‌های مختلفی برای تولید برق استفاده کنند. این ممکن است ردبای آب محاسبه شده را تحت تأثیر قرار دهد. از آنجا که چنین داده‌هایی در دسترس نیست، میانگین جهانی ردبای آب آبی انرزی از تحقیق‌های [۲۷، ۳۶] استخراج شدند. با این حال، میانگین جهانی ردبای آب برای انرزی ممکن است در یک منطقه خاص متفاوت باشد. برخی از نیروگاه‌ها از آب‌شور به جای آب شیرین برای خنکسازی استفاده می‌کنند که بر اساس تعریف، ردبای آب آن صفر در نظر گرفته می‌شود. برخی از اشکال انرزی (به عنوان مثال انرزی تجدیدپذیر نظیر خورشیدی یا بادی) دارای ردبای آب سیار پایین نسبت به سایرین (سوخت‌های فسیلی) هستند. [۲۷] داده‌های ردبای آب خاکستری برای تولید فولاد و سیمان از تحقیق [۱۳]، به دست آمد. همچنین، اطلاعات وعده‌های غذایی به دلیل کمبود داده در ایران از مراجع [۲۵، ۳۴] استخراج شدند.

فاضلاب رها شده در محیط زیست اکثر اوقات شناسایی نمی شود. بنابراین، تأثیر دپاهای آب خاکستری باید با اختیاط تفسیر شوند. برای ارزیابی ردپای آب خاکستری کارخانه های فولاد و سیمان از تحقیق^[۱۲] استفاده شد. پژوهشگران این تحقیق، نتایج را بر اساس پایگاه داده جهانی به دست آورده اند. با این حال، مشخص نیست که آب پایگاه داده جهانی آلاینده های واقعی وارد شده به محیط زیست، یعنی آلاینده فاضلاب را پس از تصفیه با قبل از تصفیه گزارش می دهد. اگر آلاینده ارائه شده توسط پایگاه داده جهانی در عمل خلیل زیاد باشد، ردپای آب خاکستری در اینجا بیش از حد برآورد شده است. علاوه بر این، استفاده از مفهوم ردپای آب خاکستری شیمان می دهد که این تحقیق حجم آب مورد نیاز برای رفیق کردن مقدار آلاینده هایی شیمیایی وارد شده به آب برای دستیابی به کیفیت آب قابل قبول را تعیین می کند. جدول ۴، نتایج ردپای آب محاسبه شده در این تحقیق را با نتایج گزارش شده در تحقیقات دیگران مقایسه می کند. مطالعات اندکی در زمینه ردپای آب سازه ها انجام شده است. تحقیق^[۱۳]، ردپای آب ۱۷ سازه در استرالیا را در محدوده ۵/۲ الی ۹ مترمکعب بر مترمربع^[۱۴] محاسبه کرده است که این مقدار بزرگ تر از مقدارهای دست آمده در این تحقیق^[۱۵]، ۱/۶۸ مترمکعب بر مترمربع است. این ممکن است به دلیل زیربنا و طبقات ساختمان های انتخاب شده (تا ۱۳۰ مترمربع و ۵۲ طبقه) و کاربری آن ها (نفریحی، صنعتی و مسکونی) باشد.^[۱۶] در مقایسه، در این تحقیق، ساختمان ها مسکونی، دوطبقه و مساحت آن ها ۶۶۵ الی ۱۲۹ مترمربع می باشد. همکاران، شدت ردپای آب سازه های مسکونی فولادی و چوبی را در چین چانگ و همکاران، شدت ردپای آب سازه های چوبی را زیبایی کردند.^[۱۷] آن ها شدت ردپای آب سازه های چوبی را ۱/۵ مترمکعب بر مترمربع و سازه های فولادی را ۲ مترمکعب بر مترمربع گزارش کردند که تطابق خوبی با نتایج این تحقیق دارد. با این حال، آن ها مصالح ساختمانی دیگری (مانند شیشه و سرامیک) را نیز در نظر گرفتند. حسینیان و قهاری، ردپای آب سازه های بتی و فولادی مسکونی سه تا هشت طبقه را در ایران بررسی کردند.^[۱۸] آن ها شدت ردپای آب سازه ها را بالاتر از نتایج به دست آمده در این تحقیق گزارش کردند. این امر به من دلیل است که آن ها مصرف آب سیز را نظر گرفتند که برای غذای کارکنان



شکل ۱۰. سهم پارامترهای مختلف در ردپای آب خاکستری ساختمانهای بومی.



شکل ۱۱. سهم پارامترهای مختلف در ردپای آب خاکستری ساختمان‌های بومی.

نیاز برای بتن (۲۱/۸ درصد) است. به طور مشابه، برای سازه‌های فولادی، ردبای آب خاکستری $20\frac{7}{8}$ مترمکعب بر مترمربع و به طور عمده مربوط به ردبای آب خاکستری تولید فولاد (۸۹/۴ درصد) و پس از آن ردبای آب خاکستری سیمان مورد نیاز برای بتن (۷/۹۶ درصد) است. غلظت جیوه، ردبای آب خاکستری سیمان را تعیین می‌کند و برای فولاد، کادمیوم الاینده مهم است.^[۱۲] برای وعده‌های غذایی، آلاینده‌ها به طورکلی شامل کودهای شیمیایی (تیترزن، فسفر و غیره)، حشره‌کش‌ها و آفتکش‌ها هستند.^[۲۵]

٤. رحمٰت

ساختمان‌های انتخاب شده دو طبقه با مساحت زیربنای در بازه ۱۲۹ الی ۶۶۵ مترمربع و در مناطق مختلف ایران قرار داشتند. بنابراین، در مورد تفسیر نتایج با در نظر گرفتن محدوده تحقیق باید احتیاط کرد. با این حال، یک تحلیل جامع برای نتیجه‌گیری کلی در مورد مزایای یک نوع ساختمان نسبت به سایرین مورد نیاز است. سایر مشخصات پروژه مانند مدیریت، برنامه‌ریزی و کنترل، مهارت‌های کارکنان و نوع ماشین‌آلات مورداستفاده نیز ممکن است بر نتایج تأثیر بگذارد. علاوه بر این، ردپای آب تولید مصالح ساختمانی، از کارخانه‌ای به کارخانه دیگر به دلیل میزان و نوع انرژی مصرف شده، فاصله تولید، فناوری‌های محلی، و حتی، روش انتخاب شده

جدول ۴. شدت ردپای آب احداث ساختمان‌ها در کشورهای مختلف.

منابع	شدت ردپای آب (m^3/m^2)			مساحت (m^2)	تعداد طبقات	کشور
	چوبی	فولادی	بتنی			
۲۱	۱/۵	۲	-	-	-	چین
۱۵	-	-	۲/۵ - ۹	۱۸۰ - ۱۳۰,۰۰۰	۵۲ - ۲	استرالیا
۲۵	-	۴/۰۸ - ۵/۶۰	۳/۳۰ - ۴/۶۹	۶۶۵ - ۲,۷۰۳	۸ - ۳	ایران
	۱/۰۷ - ۱/۷۶ - ۱/۹۱	۱/۷۶ - ۱/۹۱	۱/۵۵ - ۱/۶۸	۱۲۹ - ۶۶۵	۲	ایران
	اين تحقيق					

برابر کاهش می‌یابد. همچنین، اگر انرژی برق با انواع کم آب زمین گرمایی، بادی و خورشیدی جایگزین شود، ردپای آب سازه‌های نوین می‌تواند به میزان قابل توجهی کاهش یابد. مدیریت مؤثر متابع انسانی در کارگاه‌های ساخت و تولید مصالح می‌تواند بهره‌وری را افزایش دهد و این امر به نوبه خود می‌تواند ردپای آب مربوط به کارکنان را کاهش دهد.

این تحقیق، برای اولین بار تحلیل ردپای آب آبی و خاکستری سازه‌های بومی را ارائه و عملکرد آن‌ها را با سازه‌های نوین مقایسه کرد. چنین تحلیلی کمک می‌کند که زنجیره‌های مرتبط با بیشترین آلودگی و مصرف آب شیرین شناسایی شوند. یافته‌های حاضر حاکی از آن است که عدم احداث ساختمان‌های بومی منجر به مصرف غیرضروری آب و آلودگی آن می‌شود. امید است این تحقیق در افزایش پایداری در صنعت ساختمان سودمند باشد. می‌توان نتیجه گرفت که احداث ساختمان‌های بومی، الگوهایی را برای صنعت ساخت فراهم می‌کند تا به جای آسیب رساندن به طبیعت، با آن تعامل داشته و در نتیجه مصرف آب و آلودگی آن را به حداقل رساند. این تحقیق، به اهمیت ساخت بومی در ایران کمک می‌کند که می‌تواند به عنوان مرجعی برای توسعه و انتباطی بیشتر در طراحی ساختمان‌های نوین مورداستفاده قرار گیرد. متأسفانه، ساختمان‌های نوین در ایران بر اساس مدد روز و یا گاهی الگوهای از کشورهای ثروتمند در آب ساخته می‌شوند. ایران دارای تجربه‌ای ارزشمند در ساخت سنتی است. این موضوع به خوبی در بافت‌های قدیمی شهرهایی مانند یزد یا شمال ایران، روستاهای همدان و یا مناطق مختلف کناره خلیج فارس دیده می‌شود. ساخت بومی نسبت به نوین موجب صرفه‌جویی در مصرف متابع آب و کاهش آلودگی آن‌ها می‌شود. بنابراین، استفاده از الگوهای بومی در روستاهای نیاز است تقویت شود. در ساخت خانه‌های شهری یک یا دو طبقه می‌توان از الگوهای بومی متناسب با مصالح در دسترس منطقه استفاده کرد. همچنین، سازه‌های موجود نیاز است حفظ و از تخریب زود هنگام آن‌ها به دلیل نوسازی جلوگیری شود.

قابل توجه است. بدون در نظر گرفتن ردپای آب سین نتایج آن‌ها به ۱/۷۹ به ۱/۱ مترمکعب بر مترمربع کاهش می‌یابد که نزدیک به نتایج این تحقیق ۱/۵۵^[۱] و ۱/۹۱ مترمکعب بر مترمربع است. همچنین، آن‌ها تنها یک نوع وعده غذایی را در نظر گرفتند که باعث عدم قطعیت در محاسبه می‌شود. در این تحقیق، ۱۲ وعده غذایی مختلف در نظر گرفته شده است. برای ردپای آب خاکستری سازه‌ها، طبق داشن نویسندها، هیچ تحقیقی وجود ندارد که اجازه مقایسه نتایج را بدهد. مساحت کل ساختمان‌های تکمیل شده در ایران در سال ۱۳۹۹ برابر با $۱۰^۶ \times ۷۷/۶$ مترمربع بوده است^[۲] که $۲۰/۳ \times ۱۷/۵$ درصد آن بومی، $۶۲/۲$ درصد فولادی و باقی آن را $۱۰^۶ \times ۱۲۷/۸$ مترمکعب به دست آورد. همچنین، ردپای آب سازه‌ها در ایران را $۱۰^۶ \times ۷۶/۷۶$ مترمکعب^[۳] به دست آورد. مجموع ردپای آب آبی ایران حدود $۱۰^۶ \times ۹۱۲/۷۶$ درصد است^[۴]. بنابراین، سهم ردپای آب سازه‌ها به کل ردپای آب ایران حدود $۳۱/۰$ درصد است. در مقایسه، سهم ردپای آب تولید فولاد در چین به کل ردپای آب آبی چین حدود $۴/۰$ درصد است^[۵]. همچنین، سهم ردپای آب آبی تولید سیمان در ایران حدود $۳۹/۰$ درصد کل ردپای آب آبی ایران است^[۶]. این نشان می‌دهد که ردپای آب سازه‌های ساختمانی در مقایسه با سایر صنایع قابل توجه است.

۵. نتیجه‌گیری

ردپای آب آبی مصرف انرژی نسبت قابل توجهی از کل ردپای آب آبی سازه‌های بتنی و فولادی است. این در حالی است که برای سازه‌های سندگی، چوبی، خشتشی و آجری، غذای کارکنان مهم‌ترین پارامتر است. هنگامی که احداث ساختمان از الگوهای بومی با ردپای آب خاکستری به نسبت کوچک مصالح طبیعی پیروی می‌کند، سهم صنعت ساختمان در آلودگی آب و مصرف متابع آب به ترتیب $۱/۵۲$ و $۳۲۷/۵$ است.

منابع (References)

1. Oikonomou, A., and Bougiatioti, F., 2011. Architectural structure and environmental performance of the traditional buildings in Florina, NW Greece. *Building and Environment*, 46(3), pp.669-689.
2. Ahani, F., 2011. Natural light in traditional architecture of Iran: Lessons to remember. *Light in Engineering, Architecture and the Environment*, 121, pp.25-36.
3. Samuel, D. L., Dharmasastha, K., Nagendra, S. S., and Maiya, M.P. 2017. Thermal comfort in traditional buildings composed of local and modern construction materials. *International Journal of Sustainable Built Environment*, 6(2), pp.463-475. <https://doi.org/10.1016/j.ijsbe.2017.08.001>.
4. Picuno, P., 2016. Use of traditional material in farm buildings for a sustainable rural environment. *Interna-*

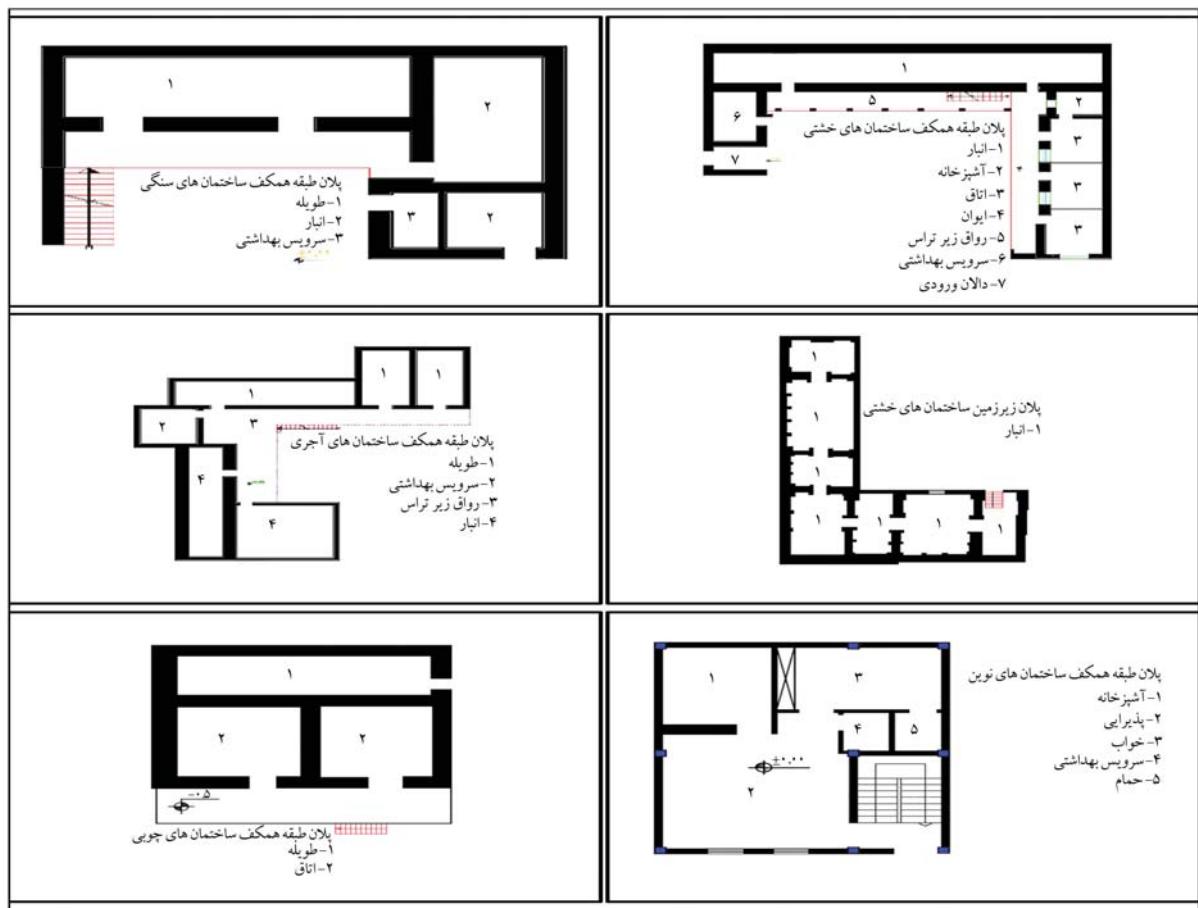
- tional Journal of Sustainable Built Environment*, 5(2), pp.451-460. <https://doi.org/10.1016/j.ijsbe.2016.05.005>.
- Hosseini, S. M., and Nezamoleslami, R., 2018. Water footprint and virtual water assessment in cement industry: A case study in Iran. *Journal of Cleaner Production*, 172, pp.2454-2463. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.11.164>.
 - Nezamoleslami, R., and Hosseini, S.M., 2020. An improved water footprint model of steel production concerning virtual water of personnel: The case of Iran. *Journal of environmental management*, 260, 110065. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2020.110065>.
 - Hosseini, S.M., and Faghani, M. 2021. Assessing the effect of structural parameters and building site in achieving low carbon building materialization using a life-cycle assessment approach. *Journal of Building Engineering*, 44, 103318, <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103318>.
 - Saljoughinejad, S., and Sharifabad, S. R. 2015. Classification of climatic strategies, used in Iranian vernacular residences based on spatial constituent elements. *Building and Environment*, 92, pp.475-493. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2015.05.005>.
 - Obafemi, A. O., and Kurt, S., 2016. Environmental impacts of adobe as a building material: The north cyprus traditional building case. *Case Studies in Construction Materials*, 4, pp. 32-41. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2015.12.001>.
 - Aram, R., and Alibaba, H.Z., 2018. Investigating sustainability of the traditional buildings in Kermanshah, Iran. *International Journal of Humanities, Arts and Social Sciences*, 4(6), 235-244. <http://dx.doi.org/10.20469/ijhss.4.10002-6>.
 - Shahamat, H., 2014. Formal sustainability in traditional architecture of Iran according to five principles of traditional architecture of Iran. *Journal of applied environmental and biological sciences*, 4(1), 100-110.
 - Aryanfar, Y., 2020. A review on the water sector in Iran: Current forecasts, scenario and sustainability issues. *Int J Progres Sci Technol*, 22, pp.13-8. <https://doi.org/10.52155/IJPSAT.V22.1.2011>.
 - Gerbens-Leenes, P.W., Hoekstra, A.Y., and Bosman, R. 2018. The blue and grey water footprint of construction materials: Steel, cement and glass. *Water Resources and Industry*, 19, 1-12, <https://doi.org/10.1016/j.wri.2017.11.002>.
 - Hosseini, S. M., and Nezamoleslami, R., 2019., An Empirical Investigation Into water Footprint of Concrete Industry in Iran. In Environmental Water Footprints. Springer, Singapore, pp.47-75.
 - McCormack, M., Treloar, G.J., Palmowski, L., and Crawford, R., 2007. Modelling direct and indirect water requirements of construction. *Building Research and Information*, 35(2), pp.156-162, <https://doi.org/10.1080/09613210601125383>.
 - Crawford, R. H., and Pullen, S., 2011. Life cycle water analysis of a residential building and its occupants. *Building Research and Information*, 39(6), pp.589-602. <https://doi.org/10.1080/09613218.2011.584212>.
 - Crawford, R., and Treloar, G., 2005. An assessment of the energy and water embodied in commercial building construction. In *Australian Life Cycle Assessment Conference (4th: 2005: Novotel, Sydney, NSW) (pp.1-10)*. Australian Life Cycle Assessment Society.
 - Bardhan, S., 2011. Assessment of water resource consumption in building construction in India. *WIT Trans. Ecol. Environ*, 144, pp.93-101. <http://dx.doi.org/10.2495/ECO110081>.
 - Bardhan, S., 2015. Baseline studies on embodied water footprint of a RC frame constructed building in urban India International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering, 5(6), pp.171-4.
 - Bardhan, S., and Choudhuri, I. R., 2016. Studies on virtual water content of urban buildings in India. *Indian Journal of Science and Technology*, 9(6), 01-08. <http://dx.doi.org/10.17485/ijst/2016/v9i6/87671>.
 - Chang, Y., Huang, Z., Ries, R. J., and Masanet, E., 2016. The embodied air pollutant emissions and water footprints of buildings in China: A quantification using disaggregated input-output life cycle inventory model. *Journal of Cleaner Production*, 113, 274-284. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.11.014>.
 - Meng, J., Chen, G.Q., Shao, L., Li, J.S., Tang, H.S., Hayat, T. and Alsaadi, F., 2013. Virtual water accounting for building: case study for E-town, Beijing. *Journal of Cleaner Production*, 68, 7-15. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2013.12.045>.
 - Han, M. Y., Chen, G. Q., Meng, J., Wu, X. D., Alsaedi, A., and Ahmad, B., 2016. Virtual water accounting for a building construction engineering project with nine sub-projects: a case in E-town, Beijing. *Journal of Cleaner Production*, 112, 4691-4700. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.07.048>.
 - Rivero-Camacho, C., and Marrero, M., 2022. Water Footprint of the Life Cycle of Buildings: Case Study in Andalusia, Spain. In *Advances of Footprint Family for Sustainable Energy and Industrial Systems* (pp. 135-165). Springer, Cham. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-030-76441-8_7.
 - Hosseini, S.M., and Ghahari, S.M., 2021. The relationship between structural parameters and water footprint of residential buildings. *Journal of Cleaner Production*, 279, 123562, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123562>.
 - Heravi, G., and Abdolvand, M. M., 2019. Assessment of water consumption during production of material and construction phases of residential building projects. *Sustainable Cities and Society*, 51, 101785. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101785>.
 - Jerman, M., Palomar, I., Koci, V., and Cerny, R., 2019. Thermal and hygric properties of biomaterials suitable for interior thermal insulation systems in historical and traditional buildings. *Building and Environment*, 154, 81-88. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2019.03.020>.
 - Maleki, B.A., 2011. Traditional sustainable solutions in Iranian desert architecture to solve the energy problem. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering (IJTPE)*, 6, pp.84-91.
 - Soflaee, F. and Shokouhian, M., 2005. Natural cooling systems in sustainable traditional architecture of Iran. In *International Conference on Passive and Low Energy Cooling for the Built Environment*.
 - International Organization for Standardization., 2006. ISO 14040. Environmental Management: Life Cycle Assessment; Principles and Framework. ISO.
 - Hoekstra, A.Y., Chapagain, A.K., Aldaya, M.M., and Mekonnen, M.M., 2011. The Water Footprint Assessment Manual: Setting the Global Standard. Routledge.

32. Zhai, Y., Tan, X., Ma, X., An, M., Zhao, Q., Shen, X., and Hong, J., 2019. Water footprint analysis of wheat production. *Ecological Indicators*, 102, pp.95-102. <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2019.02.036>.
 33. National Iranian Diesel Company., 2021. Iran Transport and Energy Information. In: Persian. http://www.ifco.ir/images/hamlonaghl/untitled/folder/untitled/folder/TransportationBook_89.pdf. (Accessed September 2021).
 34. Spiess, W.E.L., 2014. Virtual Water and Water Footprint of Food Production and Processing.
 35. Hoekstra, A.Y., Chapagain, A. K., Aldaya, M. M., and Mekonnen, M. M., 2009. Water footprint manual: State of the art. Water Footprint Network, Enschede, the Netherlands, 255.
 36. Williams, E., and Simmons, J.E., 2013. Water in the Energy Industry: An introduction. BP International Limited.
 37. Mekonnen, M.M., Gerbens-Leenes, P.W., and Hoekstra, A.Y., 2015. The consumptive water footprint of electricity and heat: A global assessment. *Environmental Science: Water Research and Technology*, 1(3), pp.285-297. <https://doi.org/10.1039/C5EW00026B>.
 38. Iran Center of Statistics., 2020. Information of Building Permits Issued by Municipalities of the Whole Country. In: Persian. <http://www.amar.org.ir/portals/0/News/1399/pars-99.pdf>. (Accessed September 2020).
 39. Gu, Y., Xu, J., Keller, A.A., Yuan, D., Li, Y., Zhang, B., and Li, F., 2015. Calculation of water footprint of the iron and steel industry: A case study in Eastern China. *Journal of Cleaner Production*, 92, pp.274-281.

پیو سمت

شکل ۱. میزان مصالح مصرفی در احداث ساختمان‌های بومی (ساختمان‌ها همه دو طبقه هستند).

نام ساختمان	خریدار			کاه (۱)			آجر فشاری (۱)			والار (m³)			سنگ (۱)			خشت (۱)		
	پی	دیوار	سقف	ملات	دیوار	سقف	دیوار	سقف	دیوار	سقف	پی	دیوار	پی	دیوار	سقف	دیوار	سقف	
Sto-۲۲۲	-	۱۶/۶	۸/۲	۲/۳	-	-	۱/۷	۸/۷	-	۲۰۴/۴	-	۵۲۰	۴۵/۱					
Sto-۴۲۲	-	۳۲/۹	۱۱/۲	۷/۴	-	-	۳/۴	۱۳/۷	-	۵۰۳/۸	-	۱۱۷/۶	۹۴/۱					
Sto-۴۴۸	-	۱۸/۳	۱۷/۸	۴/۲	-	-	۱/۰	۱۱/۷	-	۲۸۷/۱	-	۶۵/۳	۵۷/۱					
Sto-۳۲۵	-	۲۲/۳	۳۷/۳	۵/۲	-	-	۰/۹	۱۷/۵	-	۳۸۴/۹	-	۷۹/۵	۸۴/۲					
Sto-۱۸۰	-	۱۲/۴	۶/۴	۲/۸	-	-	۱/۳	۷/۹	-	۱۷۰/۱	-	۴۴/۲	۳۶/۰					
Sto-۴۶۰	-	۲۰/۴	۱۰/۴	۴/۴	-	-	۱/۸	۹/۹	-	۲۷۰/۰	-	۷۲/۹	۴۵/۲					
Sto-۳۰۵	-	۲۱/۴	۲۱/۴	۵/۰	-	-	۳/۹	۱۲/۴	-	۳۵۷/۱	-	۷۶/۵	۷۵/۰					
Sto-۴۴۷	-	۲۳/۶	۲۷/۸	۵/۵	-	-	۴/۹	۱۳/۶	-	۴۰۶/۰	-	۸۴/۴	۸۹/۹					
Ad-۵۴۸	۱۲/۵	۱۱۳/۲	۲۴/۰	۹/۵	-	-	۱/۹	۱۷/۵	۴۳/۰	۱۳۱/۰	-	۴۰۴/۱	۷۲/۲					
Ad-۴۴۵	۷/۱	۵۴/۲	۱۶/۹	۴/۸	-	-	۱/۷	۷/۴	۲۳/۱	۸۵/۲	-	۱۹۳/۷	۴۴/۹					
Ad-۴۴۵	۹/۹	۸۷/۲	۲۴/۸	۷/۷	-	-	۲/۵	۱۵/۸	۳۵/۵	۱۲۰/۴	-	۳۱۱/۳	۴۱/۱					
Ad-۴۷۸	۱۴/۴	۱۳۳/۳	۳۴/۰	۱۲/۱	-	-	۱/۸	۱۶/۷	۵۱/۲	۱۴۹/۷	-	۴۷۵/۹	۳۸/۵					
Ad-۴۰۲	۱۰/۱	۸۵/۱	۲۴/۵	۸/۴	-	-	۲/۱	۱۳/۲	۳۵/۰	۱۱۲/۵	-	۳۰۳/۸	۵۹/۵					
Ad-۲۱۹	۵/۱	۴۶/۱	۱۷/۷	۴/۹	-	-	۱/۵	۷/۸	۱۸/۱	۶۳/۶	-	۱۶۴/۷	۳۸/۲					
Ad-۲۰۶	۸/۲	۷۸/۸	۲۰/۶	۷/۷	-	-	۲/۲	۱۶/۱	۲۷/۵	۱۱۰/۴	-	۲۸۱/۴	۳۷/۱					
Ad-۴۳۳	۱۲/۱	۱۱۳/۷	۲۷/۵	۹/۰	-	-	۳/۳	۱۹/۰	۴۴/۷	۱۲۲/۷	-	۴۰۶/۱	۳۱/۱					
Ad-۳۵۶	۳/۸	۵۲/۸	۲۱/۲	۷/۲	-	-	۹/۱	-	-	-	-	۲۳/۶	۳۲۹/۹	۱۳۴/۱				
Ad-۴۲۴	۴/۸	۷۴/۳	۲۶/۲	۷/۸	-	-	۱۰/۲	-	-	-	-	۳۰۴/۶	۴۶۴/۲	۱۵۶/۱				
Ad-۵۳۲	۵/۵	۶۲/۴	۳۱/۶	۹/۴	-	-	۱۵/۷	-	-	-	-	۳۴/۱	۳۹۰/۴	۱۹۶/۲				
Ad-۶۶۵	۹/۸	۷۷/۴	۳۹/۴	۷/۷	-	-	۱۸/۵	-	-	-	-	۴۵/۲	۴۷۸/۸	۲۵۱/۲				
Br-۳۷۲	۸/۱	۵/۵	۵/۱	۴/۲	۲۷۰/۸	۲۶/۸	۱/۶	۶/۶	۲۹/۶	-	-	۱۹/۸	۳۰/۲					
Br-۵۷۳	۱۰/۱	۱۷/۲	۳۷/۶	۷/۲	۴۶۹/۲	۳۸/۷	۲/۸	۱۴/۳	۳۸/۸	-	-	۶۱/۵	۵۲/۹					
Br-۱۸۸	۴/۰	۳/۱	۲/۹	۲/۵	۱۲۴/۸	۱۵/۴	۰/۸	۴/۱	۱۵/۲	-	-	۱۱۰/۰	۱۰/۲					
Br-۴۴۷	۴/۶	۵/۴	۲/۷	۲/۱	۲۰۱/۰	۲۰/۰	۱/۶	۵/۰	۱۹/۸	-	-	۱۹/۳	۱۹/۸					
Br-۳۰۱	۴/۹	۴/۲	۱۲/۳	۳/۲	۲۲۹/۵	۲۱/۷	۱/۲	۵/۴	۱۸/۱	-	-	۱۰/۰	۲۵/۴					
Br-۴۷۱	۶/۷	۱۳/۱	۲۴/۰	۵/۸	۳۵۶/۹	۳۳/۲	۲/۲	۱۲/۵	۲۶/۰	-	-	۴۶/۹	۴۱/۹					
Br-۲۰۱	۴/۷	۳/۸	۶/۸	۲/۵	۱۳۵/۲	۲۰/۷	۱/۰	۳/۲	۱۷/۹	-	-	۱۳/۵	۸/۳					
Br-۲۷۶	۴/۲	۶/۲	۹/۱	۲/۵	۲۰۱/۰	۱۹/۰	۱/۲	۴/۶	۱۵/۲	-	-	۲۸/۵	۱۹/۲					
Wo-۳۰۵	۴/۸	۲۳/۲	۱/۹	۱/۷	-	-	۳۱/۱	۳۱/۵	-	-	-	۲۲۷/۳	۸۹/۷	-				
Wo-۴۶۲	۱/۶	۲۷/۸	۲/۳	۲/۳	-	-	۸/۱	۳۷/۴	-	-	-	۱۰۷/۲	-					
Wo-۴۶۷	۲۶/۲	۱۲/۱	۱/۵	۲/۳	-	-	۲۵/۶	۱۰۸/۲	-	-	-	۴۸/۸	-					
Wo-۲۱۰	۲/۰	۱۶/۶	۲/۱	۱/۴	-	-	۲۵/۱	۲۲۴/۴	-	-	-	۹۷/۱	-					
Wo-۲۸۱	۵/۸	۳۰/۶	۲/۶	۲/۹	-	-	۱۱/۵	۴۷۲/۲	-	-	-	۲۸/۰	۱۱۸/۶	-				
Wo-۲۲۲	۲۴/۳	۸/۳	۲/۹	۲/۲	-	-	۲۱/۱	۷۰/۲	-	-	-	۳۹/۸	-					



شکل ۲. نمونهایی از پلان طبقات همکف و زیرزمین در ساختمانهای بومی و نوبن (مقیاس ۱/۱۰۰)

تأثیر شیرابه زباله بر پارامترهای دینامیکی خاک‌های رسی

رضا ابرانی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه قم

مجید یزدان‌دشت (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه قم

محمود رضا شاهوردی* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه قم

مهمنگی عمران شرق، (قمستان ۲۱۴۰) دری ۷۴، شماره ۴، صص ۶۵-۷۴، پژوهشی

در این مطالعه، تأثیر شیرابه زباله بر مدول برشی و نسبت میرابی سه نوع خاک رس مختلف تحت فشارهای مختلف سریار مورد ارزیابی شد. برای این منظور پس از تجزیه و تحلیل شیرابه نمونه‌گیری شده از مدن زباله البرز قم، نمونه‌های خاک با سه درصد وزنی مختلف شیرابه ترکیب و تحت آزمایش برش ساده دینامیکی قرار گرفتند. از میکروسکوپ الکترونیکی نیز برای بررسی اثر شیرابه بر یافته خاک استفاده شد. بر اساس حلقه‌های هیستوزیس به دست آمده از آزمایش‌های برش ساده دینامیکی، مشخص شد که آلدگی و افزایش آن سبب افزایش مدول برشی و کاهش نسبت میرابی می‌شود. این افزایش و کاهش، تحت تأثیر نوع خاک بوده و در خاک‌هایی با دامنه خمیری کمتر، برجسته‌تر است. همچنین، مشاهده شد که بیشترین تأثیرپذیری مدول برشی خاک در سطوح کمتری از آلدگی نمایان می‌شود. افزایش تأثیرپذیری مدول برشی و نسبت میرابی خاک رس از سریار به عنوان یکی از ایزات آلدگی خاک به شیرابه شناسایی شد. این افزایش تأثیرپذیری در رس‌هایی با دامنه خمیری بالا مشهودتر بود.

rezaairani4152@gmail.com
m.yazdandoust@qom.ac.ir
shahverdi@tafreshu.ac.ir

وازگان کلیدی: خاک رس، شیرابه زباله، مدول برشی، نسبت میرابی.

۱. مقدمه

بررسی رفتار تنفس برشی و کرنش برشی تناوبی خاک برای درک بهتر پاسخ ساختگاه به بارهای برشی اعمال شده، مانند بارهای ایجاد شده توسط زلزله، حائز اهمیت است.^[۱] بارهای دینامیکی در طولانی مدت ممکن است منجر به تغییر شکل‌های عمودی بیش از حد قابل قبول شوند، به طوری که زیرساخت‌ها ممکن است قابلیت سرویس دهی خود را از دست بدهند.^[۲] اولین مطالعات آزمایشگاهی در رابطه با پاسخ دینامیکی خاک به امواج زلزله حدود ۸۳ سال پیش انجام شد.^[۳] پس از آن زمان، طیف وسیعی از مطالعات به این حوزه اختصاص داده شده است.^[۴-۵] یکی از موضوعات چالش برانگیز ژئوتکنیک لرزه‌ای و ژئوتکنیک زیست‌محیطی، بررسی اثر شیرابه زباله بر پارامترهای دینامیکی خاک است. شیرابه در اثر فرایندهای توییضنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۱/۹/۱۴۰۱، اصلاحیه ۳۰/۱۱/۱۴۰۱، پذیرش ۱۰/۲/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

ایرانی، رضا، یزدان‌دشت، مجید، و شاهوردی، محمود رضا، ۱۴۰۲. تأثیر شیرابه زباله بر پارامترهای دینامیکی خاک‌های رسی. مهندسی عمران شریف، ۴۳۹، صص ۶۵-۷۴.

DOI:10.24200/J30.2023.61511.3182

جدول ۱. خواص فیزیکی خاک‌های رسی مورد استفاده.

۱۳/۹	۱۴/۷	۱۶/۷	دامنه خمیری (درصد)
۳۲	۳۶	۵۱	حد روانی (درصد)
۱۸/۱	۲۱/۳	۳۴/۳	حد خمیری (%)
۱۳/۲	۱۴/۲	۱۷/۱	رطوبت بهینه (درصد)
۱۶/۶	۱۷/۸	۱۶	وزن مخصوص خشک (kN/m^3)
			حداکثر



شکل ۱. (الف) مdfn البرز قم و (ب) نمونه‌گیری از شیرابه.

جدول ۲. نتایج ویسکوزیته شیرابه در دماهای مختلف.

	دما (°C)	ویسکوزیته چگالی (gr/cm^3)	ویسکوزیته (cSt)	ویسکوزیته (cp)
۲۰	۰/۹۸۷	۱/۰۱	۱	
۳۰	۰/۹۸۶	۰/۸۱	۰/۸	
۴۰	۰/۹۸۵	۰/۷۱	۰/۷	
۵۰	۰/۹۸۴	۰/۶	۰/۶	

جدول ۳. نتایج آزمایش‌های شیمیایی شیرابه.

نتایج	استاندارد	نام آزمایش	آزمایش
۵۵۸۰ (mg/LO_2)	SM5۲۲°D	spectrophotometer	COD
۱۳۷۰ (mg/l)	SM۲۵۴۰C & ۲۵۱۰	Conductivity meter	TDS
۲۰۰۰ < (mg/LO_2)	SM5۲۱۰B	BOD meter	BOD
۵/۵	ASTM D- ۱۲۹۳	PH meter	PH
۲۵۸۰ ($\mu s/Cm$)	SM۲۵۴۰C & ۲۵۱۰	Conductivity meter	EC

کاهش می‌یابد. بر اثر این کاهش، حد روانی افزایش یافته، حد خمیری تغییری نمی‌کند و در مجموع دامنه خمیری افزایش می‌یابد.^[۱۲] همچنین، محققان خارجی همچون شارما، سونیل و زیانگ به کمک همکاران و دستگاه‌های مختلف بر روی رس سیلت‌دار آزمایش‌های انجام داده و دریافتند که با افزودن شیرابه، زاویه اصطکاک داخلی در تمامی نمونه‌ها و چسبندگی در بیشتر نمونه‌ها کاهش یافته است.^[۱۳-۱۵]

علیرغم آنکه تحقیقات قابل توجهی در زمینه عوامل تأثیرگذار بر پارامترهای دینامیکی صورت گرفته است، در رابطه با اثر شیرابه بر مدول برشی و نسبت میرایی اطلاعات جامعی وجود ندارد. بنابراین، در این تحقیق با استفاده از دستگاه برش ساده سیکلکی^۱ به بررسی تأثیر فشار سربار و درصد آلدگی بر پارامترهای دینامیکی رس‌ها پرداخته شده است.

۲. مصالح

۱. خاک

از آنجاکه لاپزه‌های رسی واقع در مdfn زباله یکی از حالت‌های مواد جهه شیرابه با خاک می‌باشد، بنابراین تلاش شده است تا شرایط حاکم بر آزمایش‌های این تحقیق مطابق با شرایط مdfn زباله باشد. برای این منظور، بر اساس دستورالعمل‌های ارائه شده در خصوص انتخاب مصالح به کار رفته در لاپزه‌های مdfn زباله، از دو رس با دامنه‌های خمیری ۱۴/۷ و ۱۶/۷ درصد استفاده شده است. این دو رس به گونه‌ای انتخاب شدند که دامنه خمیری آن‌ها در محدوده دستورالعمل‌های لاپزه‌های مdfn زباله باشد.^[۱۶] علاوه بر آن، با انتخاب سایت مdfn زباله البرز قم به عنوان مرجع این تحقیق، از خاک لاپز این مdfn به عنوان سومین خاک مورد مطالعه استفاده شد. دامنه خمیری رس این مdfn در حدود ۱۳/۹ درصد تعیین شد. از لحاظ شکل ظاهری، رس با دامنه خمیری بیشتر کرم رنگ و دو رس دیگر به رنگ قهوه‌ای می‌باشند. در جدول ۱ نتایج حاصله از مشخصات فیزیکی رس مورد استفاده ارائه شده است. جهت استفاده از این سه خاک در فرایند آزمایش‌ها، ابتدا خاک‌ها به مدت ۲۴ ساعت در دمای ۱۱۰ درجه سانتی‌گراد به منظور از دست دادن کامل رطوبت در گرمخانه قرار گرفتند و سپس از الک نمره ۵۰ عبور داده شدند.

۲. شیرابه

در این پژوهش، به منظور آلددهسازی خاک، از شیرابه نمونه‌برداری شده از مdfn البرز استان قم استفاده شد. همانطور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، پس از اخذ نمونه‌ها از مdfn، آن‌ها در ظروف درسته و در دمای ۱۰ درجه سانتی‌گراد نگهداری شدند تا از فعل و انفعالات شیمیایی و تغییر ماهیت آن‌ها جلوگیری شود.

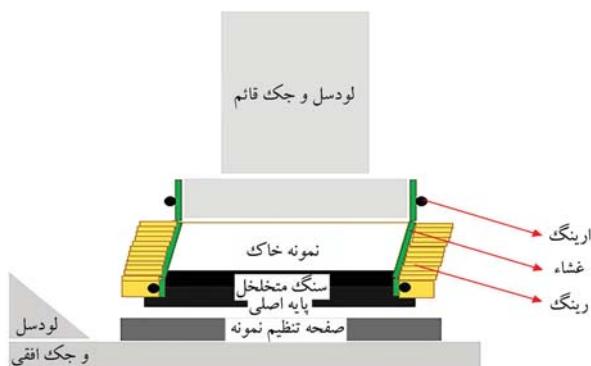
ویسکوزیته یکی از مشخصه‌های بارز شیرابه زباله است که به عنوان یک پارامتر متأثر از دما تعریف می‌شود. از این‌رو ویسکوزیته نمونه‌های اخذ شده توسط بروکفیلد AMETEK BROOKFIELD و با اسپیندل ۶۳ و ۱۰۰ دور در دقیقه در دماهای ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درجه سانتی‌گراد اندازه‌گیری شد که نتایج آن در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین، به منظور شناسایی بهتر شیرابه، پارامترهای شیمیایی و فلزات سنگین آن با استفاده از دستگاه ICP ۲ اندازه‌گیری شد. این پارامترها در جدول‌های ۳ و ۴ ارائه شده است.



شکل ۲. شمایی از دستگاه برش ساده دینامیکی.



شکل ۳. (الف) آماده‌سازی نمونه خاک با ترکیب رس، آب و شیرابه و (ب) ساخت نمونه در قالب آزمایش بر اساس روش کنترل حجم و بهره‌گیری از کوبش مرطوب.



شکل ۴. نمای شماتیک از نمونه تحت بارگذاری برش ساده.

غشا لاتکس در بین رینگ‌های تفلونی و نمونه خاک استفاده شد. جزئیات قالب آزمایش در شکل ۴ نمایش داده شده است. پس از آماده‌سازی نمونه داخل قالب آزمایش، فشار سربار مورد نظر از طریق جک قائم به نمونه اعمال شده و پس از آن نمونه تحت تنش برشی سیکلیک با دامنه ثابت $\pm 3/9$ کیلوپاسکال و فرکانس ۱ هرتز قرار گرفت. این دامنه برابر با ۵۰ درصد مقاومت برشی بیشنه رس لاینر مدنون میزبان انتخاب شد تا باز دینامیکی اعمال شده به آن بر اساس ضریب اطمینان ۲ انتخاب شده باشد. انتخاب فرکانس بارگذاری نیز بر اساس تحلیل‌های پاسخ گزارش شده از ساختگاه استان قم که توسط تقی زاده و همکاران ارائه شده است، صورت گرفت.^[۱۷] لازم به ذکر است که با توجه به عدم مشاهده تغییر در نتایج به دست آمده بعد از سیکل پنجاهم، تعداد سیکل بارگذاری به ۵۰ سیکل محدود شد.

جدول ۴. نتایج آزمایش ICP.

فلز سنگین	مقدار	واحد
روی	۵/۲	ppm
پتاسیم	۲۱۰۴/۳	
کالسیم	۵۲۸۱/۱	
آلومینیوم	۵/۳	
آهن	۴۴/۶	
منیزیم	۳۷۱	
منگنز	۹/۶	
سدیم	۱۸۵۳/۵	

۳. فرایند انجام آزمایش‌ها

۱.۳. ۱. دستگاه برش ساده دینامیکی

در این تحقیق، یک دستگاه برش ساده دو جهتی با قابلیت انجام تست بر روی نمونه استوانه‌ای به ارتفاع ۲۶ میلی‌متر و قطر ۱۵ میلی‌متر مورد استفاده قرار گرفته است که توسط شرکت مواد ساخت آزما ویستا (GLOBAL MTM) طراحی و ساخته شده است (شکل ۲). با توجه به نوع و نزدیکی برش ساده دینامیکی، این آزمایش در گروه آزمایش‌های با کرنش متوسط تا بزرگ ($10^{-7} \text{ to } 10^{-4}$ γ) طبقه‌بندی می‌شود.

در آزمایش برش ساده، با اعمال تغییر شکل برشی به نمونه، امکان اندازه‌گیری تنش و کرنش برشی در المان خاک به طور مستقیم فراهم می‌شود. این مزیت موجب می‌شود که منحنی‌های تنش برشی، کرنش برشی و سختی برشی بدون هیچ واسطه و با کمترین خطای در مقایسه با سایر آزمایش‌ها تعیین شوند. همچنین، از دیگر مزایای باز این دستگاه ایجاد شرایط سکون^۳ برای نمونه‌ها مطابق با شرایط واقعی زمین هیچ اعمال تنش‌های ناشی از زلزله است. دستگاه برش ساده مورد استفاده در این تحقیق دارای دو جک الکترومکانیک افقی و یک جک عمودی است که امکان انجام آزمایش در شرایط نیرو کنترل و جابه‌جایی کنترل را در هر سه جهت فراهم می‌کند. همچنین، این دستگاه با بهره‌گیری از سه نیروسنجه^۴ و سه جابه‌جایی سنج^۵ ضمن ثبت خودکار نتایج با نزدیکی داده برای (۱۰۰ داده بر ثانیه)، امکان اعمال انواع مسیر تنش و مسیر کرنش را به نمونه فراهم می‌سازد.

۲.۳. روش ساخت نمونه‌ها و انجام آزمایش

نمونه‌های مورد استفاده در آزمایش برش ساده روش ساده روش کنترل حجم و با استفاده از کوبش مرطوب بازسازی شدند. برای این منظور خاک لازم جهت دستیابی به وزن مخصوص ۱۷۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب در قالب آزمایش با عمق ۲۶ میلی‌متر و قطر ۱۰۰ میلی‌متر توزین شد و در دو لایه متراکم گردید. این وزن مخصوص بر اساس گزارش‌های زنگوتکنیکی موجود از مدنون الیز انتخاب شد. جهت حذف اثر درصد رطوبت و نمایان شدن اثر دقیق شیرابه، میزان آب اضافه شده به نمونه‌ها جهت تراکم به گونه‌ای انتخاب شد که میزان درصد رطوبت کلی نمونه‌ها با درصد وزنی شیرابه مختلف ثابت باقی بماند. همانطور که در شکل ۳ مشاهده نشان داده شده است، پس از همگن شدن خاک، شیرابه و آب، نمونه آماده شده به دو قسمت تقسیم شده و هر لایه در قالب استوانه‌ای و تا رسیدن به ارتفاع ۱۳ میلی‌متر کوپیده می‌شود. لازم به ذکر است که به منظور حفظ پیوستگی خاک در هنگام آزمایش، از یک

جدول ۵. مشخصات آزمایش‌های انجام شده.

شماره آزمایش	سطوح کرنش تجربه شده (%)	دامنه خمیری (%)	آلوگی (%)	سربار (kPa)
۱, ۲, ۳	۰/۱۳ - ۰/۰, ۱۹/۱۵ - ۰/۰, ۲۸/۲۰ - ۰/۳۱	۰		۰
	۰/۰۹ - ۰/۰, ۱۳/۱۲ - ۰/۰, ۱۷/۱۸ - ۰/۲۵	۱۶/۷		۶
	۰/۰۷ - ۰/۰, ۱۱/۱۰ - ۰/۰, ۱۵/۱۶ - ۰/۲۴		۱۲/۵	
۴, ۵, ۶	۰/۱۶ - ۰/۰, ۲۲/۱۸ - ۰/۰, ۳۲/۲۱ - ۰/۵۹	۰		۰
	۰/۱۲ - ۰/۰, ۱۷/۱۵ - ۰/۰, ۲۲/۱۹ - ۰/۳۷	۱۴/۷		۶
	۰/۱۰ - ۰/۰, ۱۴/۱۳ - ۰/۰, ۲۳/۱۸ - ۰/۳۵		۱۲/۵	
۷, ۸, ۹	۰/۱۸ - ۰/۰, ۲۵/۲۲ - ۰/۰, ۳۶/۳۴ - ۰/۵۶	۰		۰
	۰/۱۴ - ۰/۰, ۲۷/۲۰ - ۰/۰, ۴۶/۴۲ - ۰/۷۷	۱۳/۹		۶
	۰/۱۲ - ۰/۰, ۱۹/۱۸ - ۰/۰, ۳۳/۳۱ - ۰/۶۲		۱۲/۵	

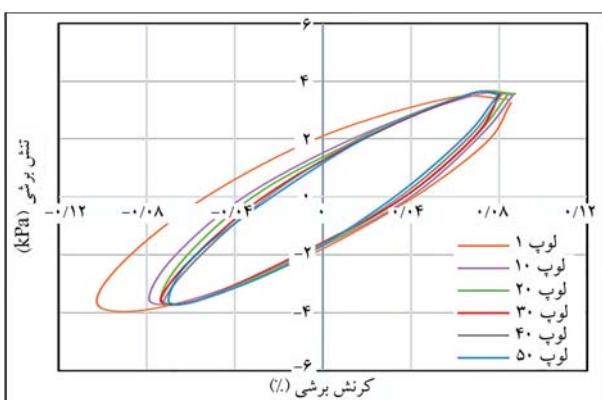
رو، با در نظر گرفتن سه آلوگی وزنی مختلف (۰, ۶ و ۱۲ درصد)، تلاش شد تأثیر میران آلوگی نیز مورد بررسی قرار گیرد. برنامه آزمایش‌ها در جدول ۵ ارائه شده است.

۴. تحلیل داده‌ها و ارائه نتایج دستگاه برش ساده

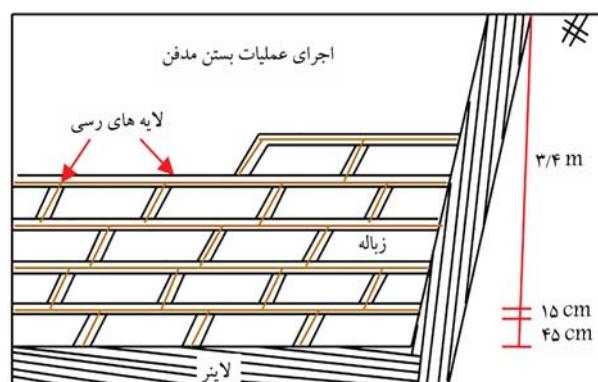
همانطور که در شکل ۶ برای آزمایش شماره ۲۰ مشاهده می‌شود، نتایج آزمایش‌های برش ساده سیکلی بر روی نمونه‌ها در قالب حلقه‌های هیسترزیس^۹ تشن برشی و کرنش برشی به دست آمده است. از آنجا که هر حلقه هیسترزیس نماینده یک سیکل بارگذاری مشخص بوده و شبیه حلقه نیز بیان‌کننده مدول برشی سکانتری نظر آن سیکل است، بنابراین تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای هر نمونه بر اساس حلقه‌های هیسترزیس به دست آمده تعیین شد. از سوی دیگر، هر نمونه بر اساس حلقه‌های هیسترزیس به دست آمده تعیین شد. از روابط ۱ و ۲ آن در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای تمامی نمونه‌ها تعیین شد. از روابط ۱ و ۲ جهت تعیین مقاییر مدول برشی و نسبت میرایی برای هر حلقه هیسترزیس استفاده شده است. محدوده سطوح کرنش برشی تجربه شده برای هر نمونه در خلال ۵۰ سیکل بارگذاری در جدول ۵ ارائه شده است.

۳.۳. برنامه آزمایش‌ها

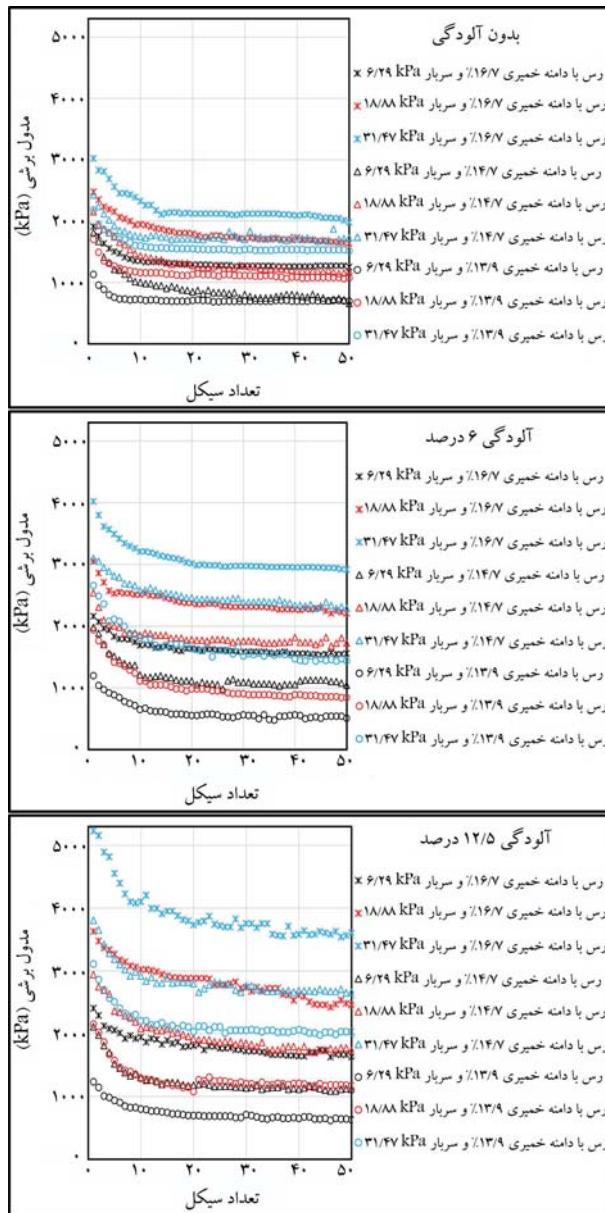
همانطور که در شکل ۵ نشان داده شده است، یک م Raf زباله از تراکم متواالی لایه‌های زباله و لایه جداگانه رسی تشکیل می‌شود. در نهایت، هر م Raf پس از تکمیل فرایند دفن زباله، با اجرای یک لایه مصالح خاکی به عنوان پوشش نهایی و قراردادن تجهیزات کنترل گازو شیرابه بسته می‌شود. ضخامت هر یک از لایه‌های مذکور متناسب با شرایط م Raf زباله می‌تواند متغیر باشد که در مورد سایت م Raf زباله البرز، این ضخامت ها حدود ۴۵ سانتی‌متر برای لایه زباله (با وزن مخصوص حدود ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب)، ۱۵ سانتی‌متر برای لایه رسی جداگانه (با وزن مخصوص حدود ۱۷۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب) و ۱ متر برای پوشش نهایی (با وزن مخصوص حدود ۱۷۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب) گزارش شده است. بنابراین، فشار قائم وارد بر لایز رسی یک م Raf حاوی ۵ لایه زباله حدود ۳۱/۴۷ کیلوپاسکال می‌باشد. چنین م Raf به عنوان عمیق‌ترین م Raf در سایت البرز گزارش شده است. با توجه به این موضوع، با انتخاب فشارهای قائم ۳۱/۴۷ و ۱۸/۸۸ و ۶/۲۹ کیلوپاسکال جهت استفاده در آزمایش‌های برش ساده تلاش شد تا شرایط عمیق‌ترین و کم‌عمق‌ترین تراشه در آزمایش‌ها شبیه‌سازی گردد. از سوی دیگر، گزارش‌های موجود در سایت م Raf زباله البرز نشان داده که نز آلوگی لایز رسی تحتانی بسیار متغیر بوده و در برخی قسمت‌ها آلوگی به ۱۲/۵ درصد و در برخی مناطق عاری از نفوذ شیرابه گزارش شده است. از این



شکل ۶. حلقه‌های ۱ تا ۵۰ آزمایش شماره ۲۰.



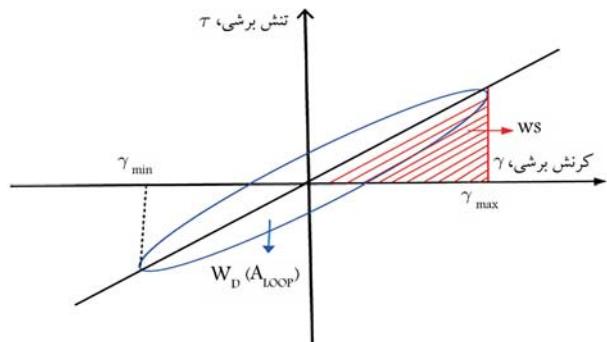
شکل ۵. نمای شماتیک از سلول م Raf زباله.



شکل ۸. تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای خاک با سریار مختلف به نفعیکی درصد آلدگی.

افزایش سریار از $18/88$ به $31/47$ کیلوپاسکال نشان می‌دهد که در خاک‌های بدون آلدگی، درصد حدود 21 درصد می‌باشد، در حالی که در رس‌ها با دامنه خمیری $14/7$ و $13/9$ درصد، رشد مدول برشی به 33 و 38 درصد رسید. این در حالی بود که با آلدگی خاک به 6 درصد شیرابه، مقادیر رشد مدول برشی در این خاک‌ها به ترتیب به 37 ، 29 و 65 درصد و سپس با افزایش آلدگی به میزان $12/5$ درصد، به 38 ، 40 و 69 درصد رسید.

به منظور درک بهتر رابطه بین آلدگی، دامنه خمیری و مدول برشی خاک، تغییرات مدول برشی در مقابل سیکل بارگذاری برای نمونه‌های مختلف به نفعیکی سریار در شکل ۹ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، آلدگی و افزایش آن سبب رشد مدول برشی درکلیه نمونه‌ها شده است، اما با این تفاوت که این رشد متأثر از نوع خاک بوده و در خاک‌هایی با دامنه خمیری بیشتر پرزنگتر است. همانطور



شکل ۷. نمای شماتیک از حلقه هیسترزیس.

$$G = (\tau_{\max} - \tau_{\min}) / (\gamma_{\max} - \gamma_{\min}) \quad (1)$$

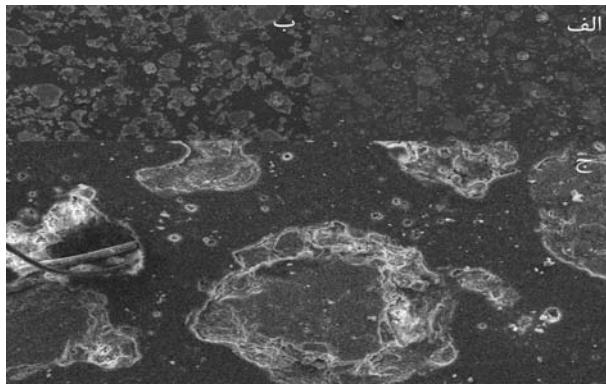
$$D = A_{loop} / 2\pi G [(\gamma_{\max} - \gamma_{\min}) / 2]^2 \quad (2)$$

۱.۴. اثر سریار و آلدگی بر مدول برشی رس‌ها

به منظور بررسی تأثیر سریار بر مقادیر مدول برشی نمونه‌ها با نسبت آلدگی مختلف، تغییرات مدول برشی در برابر تعداد سیکل بارگذاری در شکل ۸ ارائه شده است. اولین نکته‌ای که در شکل ۸ جلب توجه می‌کند، رشد مدول برشی ناشی از افزایش سریار است. این رشد که با کاهش دامنه خمیری پرزنگتر می‌شود، می‌تواند به افزایش تراکم و به دنبال آن سختی نمونه‌ها در فشار همه جانبه بالا نسبت داده شود. تأثیر پذیری بیشتر رس‌ها با دامنه خمیری کمتر از تغییر فشار همه جانبه توسط معجزی و همکاران نیز گاراش شده است.^[۱۸]

همانطور که در کلیه نمونه‌ها مشاهده می‌شود، روند کاهش مدول برشی در مقابل سیکل بارگذاری ابتدا با یک شیب تند آغاز می‌شود و پس از عبور از سیکل دهم با یک شیب ملایم دنبال می‌شود. با افزایش تعداد سیکل، این روند کاهشی رفته رفته کم‌رنگ شده به طوری که پس از عبور از سیکل چهلم می‌توان از تغییرات ایجاد شده در مدول برشی صرف نظر نمود. این بدان معنی است که عدمه کاهش به وجود آمده در مدول برشی رس‌ها در خلال تجربه یک بار دینامیکی تنها در سیکل‌های ابتدایی رخ می‌دهد و آلدگی آن‌ها به شیرابه نیز تأثیری بر این روند ندارد. از این رو می‌توان تنتجه گرفت که در تحلیل دینامیکی این نوع خاک‌ها، اثر مدت دوام بارهای دینامیکی می‌تواند نادیده گرفته شود.

مقایسه روند تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری در سریارهای $6/29$ و $18/88$ و $31/47$ کیلوپاسکال نشان می‌دهد که در خاک‌های بدون آلدگی، رشد مدول برشی در رس‌ها با دامنه خمیری $16/7$ درصد حدود 36 درصد می‌باشد، در حالی که در رس‌ها با دامنه خمیری $14/7$ درصد حدود 36 درصد، رشد مدول برشی به 50 و 59 درصد می‌رسد. این مقادیر رشد مدول برشی که در خاک‌های آلدده شده به 6 درصد شیرابه باری با 45 ، 56 و 69 درصد اندازه‌گیری شد و با افزایش آلدگی به میزان $12/5$ درصد به 56 ، 59 و 75 درصد رسید. این روند نشان می‌دهد که آلدگی به شیرابه سبب افزایش تأثیر پذیری مدول برشی رس از سریار می‌شود، بطوری که این افزایش در رس‌ها با دامنه خمیری کمتر پرزنگتر است. با افزایش سریار از $18/88$ به $31/47$ کیلوپاسکال، رشد مدول برشی همچنان ادامه داشت، اما با این تفاوت که این رشد با رخ کمتری دنبال شد. همانطور که در شکل ۸ برای خاک‌های بدون آلدگی مشاهده می‌شود، رشد مدول برشی ناشی از



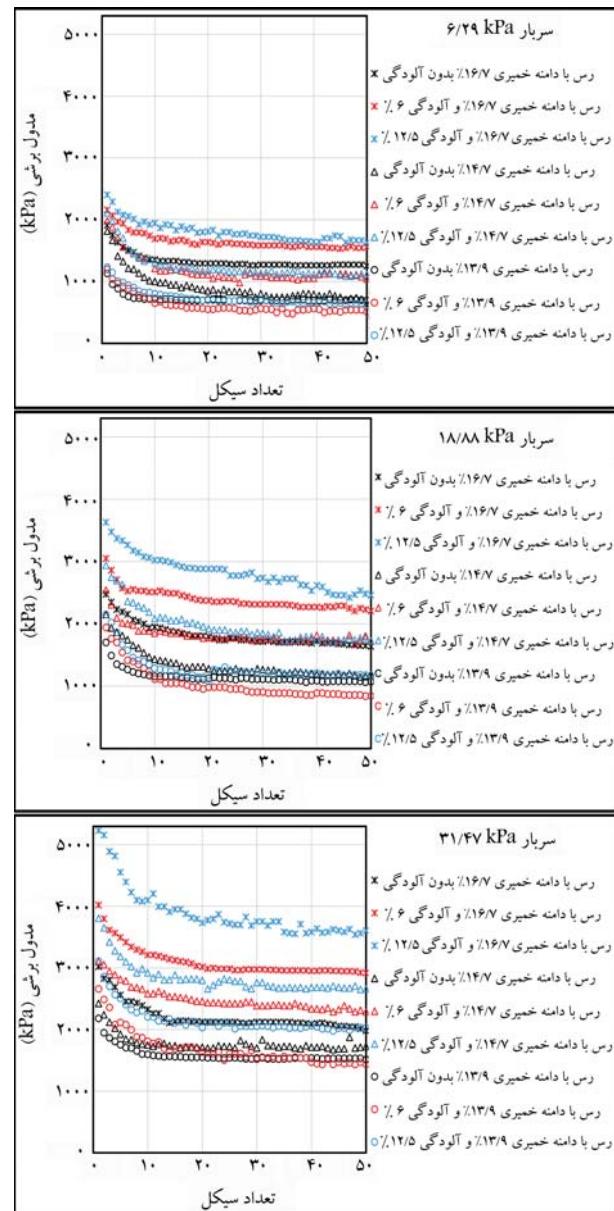
شکل ۱۰. تصاویر میکروسکوپ الکترونی از رس با دامنه خمیری ۱۴/۷ درصد.

حد فلزات سنگین در میان ذرات خاک نسبت داد که موجب کم رنگ شدن باند بین آنها می شود.

همانطور که در شکل ۹ مشاهده می شود، رشد مدول برشی ناشی از افزایش آلودگی در سربارهای ۱۸/۸۸ و ۳۱/۴۷ کیلوپاسکال نیز مشاهده می شود. این رشد در نمونه ها با دامنه خمیری بیشتر، پررنگر است. این بدان معنا است که در مدنف های عمیق، هنگامی می توان افزایش سختی لایه های رسی را ناشی از نفوذ شیرابه در طراحی در نظر گرفت که از رس با دامنه خمیری بالا در ساخت در لایه ها استفاده شود. نکته مهم دیگری که در نمودارهای شکل ۹ مشاهده می شود، نقش دامنه خمیری در میزان رشد مدول برشی ناشی از نفوذ شیرابه است. همانطور که مشاهده می شود، رشد مدول برشی ناشی از نفوذ شیرابه با کاهش دامنه خمیری پررنگتر می شود. این بدان معنی است که نوع کانی رس در میزان تأثیرگذاری آلاندنه بر خواص خاک آلوده نقش تعیین کننده ایفا می کند. افزایش دامنه خمیری، هرچند اندک، نشان از غفالیت بیشتر کانی های رس و تمایل بیشتر آنها جهت انجام واکنش شیمیایی با شیرابه است. بنابراین، می توان انتظار وقوع فعل و انفعالات شیمیایی فراگیرتر و متعاقب آن، تشکیل باند های قوی تر در نمونه هایی با دامنه خمیری بیشتر را داشت. همانطور که در نتایج نیز مشاهده می شود. لازم به ذکر است که اگر چه اختلاف بین دامنه خمیری نمونه ها پررنگ نیست، اما این اختلاف حاکی از تغییر نوع کانی رس می باشد. بنابراین، تفاوت بین کانی های سه نمونه رس مورد استفاده در این تحقیق را می توان در کنار دامنه خمیری، عامل دوم بروز تغییرات در پارامترهای خاک حین آلودگی دانست.

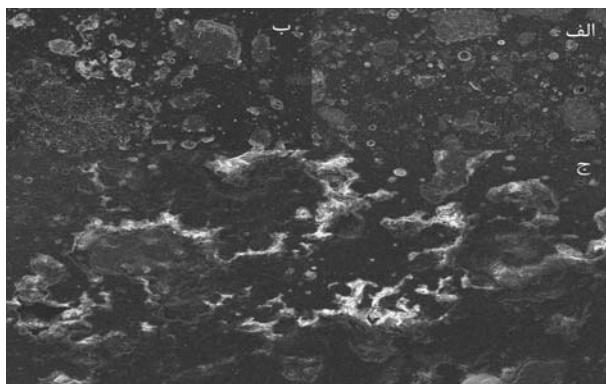
۲.۴. آنالیز SEM

به منظور بررسی تأثیرات شیرابه بر بافت خاک رس، نمونه ها پس از آغشته شدن به شیرابه، با میکروسکوپ الکترونی روشی مورد عکس برداری قرار گرفتند و سپس از لحاظ پستی، پمپی و شروع واکنش ها، با استفاده از نرم افزار J Image ارزیابی شدند. تصاویر به دست آمده از نمونه رس با دامنه خمیری ۱۴/۷ درصد با درصد آلودگی مختلف در شکل ۱۰ نشان داده شده است. به منظور درک بهتر روند واکنش شیرابه با دانه های رس، نمای سه بعدی از این خاک (رس با دامنه خمیری ۱۴/۷ درصد) با درصد آلودگی ۱۲/۵ درصد با استفاده از نرم افزار J Image تعیین و در شکل ۱۱ ارائه شده است. همانطور که در شکل ۱۱ ب مشاهده می شود، نفاطی از این نمونه خاک شروع به واکنش با شیرابه کرده اند. به علت زیاد بودن غلظت شیرابه و تجمع فلزات سنگین، سطح وسیع تری از نمونه با گذشت زمان دچار واکنش شده است. این گسترش آلودگی در شکل

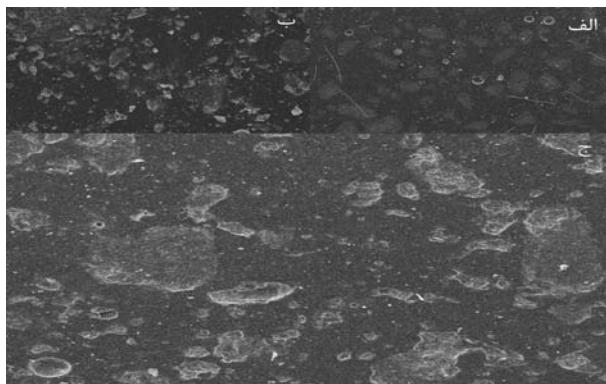


شکل ۹. تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای خاک با درصد آلودگی مختلف به تفکیک سربار.

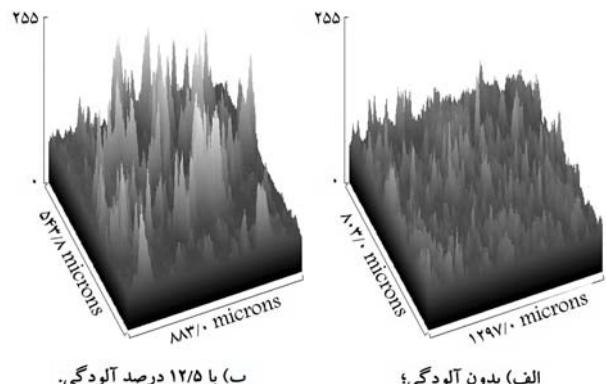
که در شکل ۹ برای سربار ۶/۲۹ کیلوپاسکال مشاهده می شود، آلودگی نمونه رسی با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد به ۶ درصد شیرابه منجر به رشد ۱۳ درصدی مدول برشی شد، در حالی که این رشد در رس ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ و ۱۳/۹ درصد ۹ و ۶ درصد مشاهده شد. این پدیده را می توان به افزایش چسبندگی بین دانه ها در اثر حضور شیرابه و قرارگیری فلزات سنگین با مقاومت بالا در بین ذرات خاک نسبت داد. این امر سبب ایجاد ترکیب هایی قوی در نمونه ها و افزایش مقاومت خاک افزایش می شود. با افزایش آلودگی به میزان ۱۲/۵ درصد، رشد مدول برشی همچنان مشاهده شد، با این رشد با نزدیکی ظاهر شد و در رس ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ و ۱۳/۹ درصد به ترتیب به حدود ۱۱، ۷ و ۳ درصد رسید. این بدان معنا است که بیشترین تأثیر شیرابه بر بهبود مدول برشی خاک، در سطوح کمتری از آلودگی نمایان می شود. دلیل این پدیده را می توان به تجمع بیش از



شکل ۱۲. تصاویر میکروسکوپ الکترونی از رس با دامنه خمیری ۱۳/۹ درصد
الف) بدون آلوگی، ب) با ۶٪ آلوگی و ج) با ۱۲/۵٪ آلوگی.

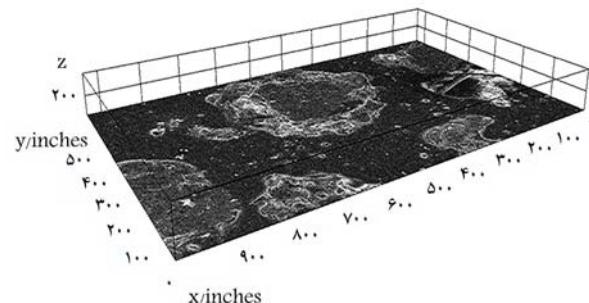


شکل ۱۳. تصاویر میکروسکوپ الکترونی از رس با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد
الف) بدون آلوگی، ب) با ۶٪ آلوگی و ج) با ۱۲/۵٪ آلوگی.

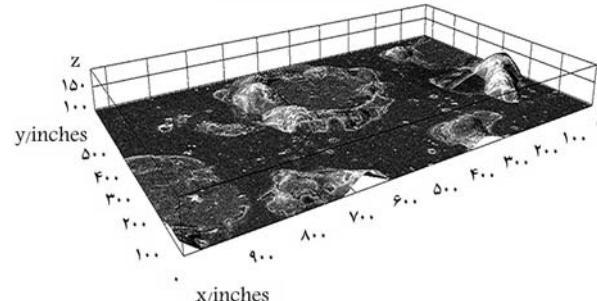


شکل ۱۴. میزان پستی و بلندی سطح نمونه رس با دامنه خمیری ۱۳/۹ درصد.

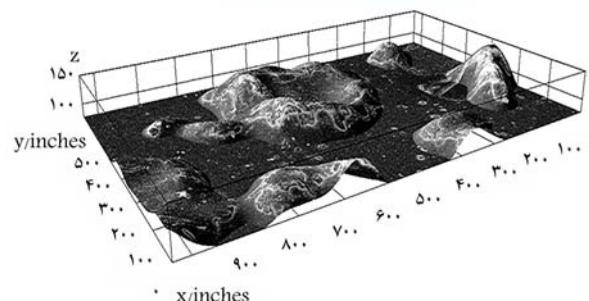
کاهش که با کاهش دامنه خمیری پرزنگتر می‌شود، می‌تواند به افزایش قفل و بست دانه‌ها و کاهش حرکت نسبی آن‌ها نسبت به هم و به دنبال آن افزایش استهلاک انرژی در فشار همه‌جانبه بالا نسبت داده شود. مشابه با آنچه در مورد روند تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل مشاهده شد، عدمه تغییرات به وجود آمده در نسبت میرابی در ۱۰ سیکل اول بارگذاری رخ داد. روند افزایش نسبت میرابی در مقابل سیکل بارگذاری ابتداء با یک شیب تند آغاز و پس از عبور از سیکل دهم، با یک شیب ملایم دنبال شد. با افزایش تعداد سیکل، این روند افزایشی رفته رفته کمرنگ شده به طوری که پس از عبور از سیکل چهلم می‌توان از تغییرات ایجاد شده در نسبت میرابی صرف نظر نمود. بتابلین، مشابه با آنچه در رابطه با مدول برشی



الف) بلا فاصله بعد از آلوگی؛



ب) ۱۲ ساعت پس از آلوگی؛



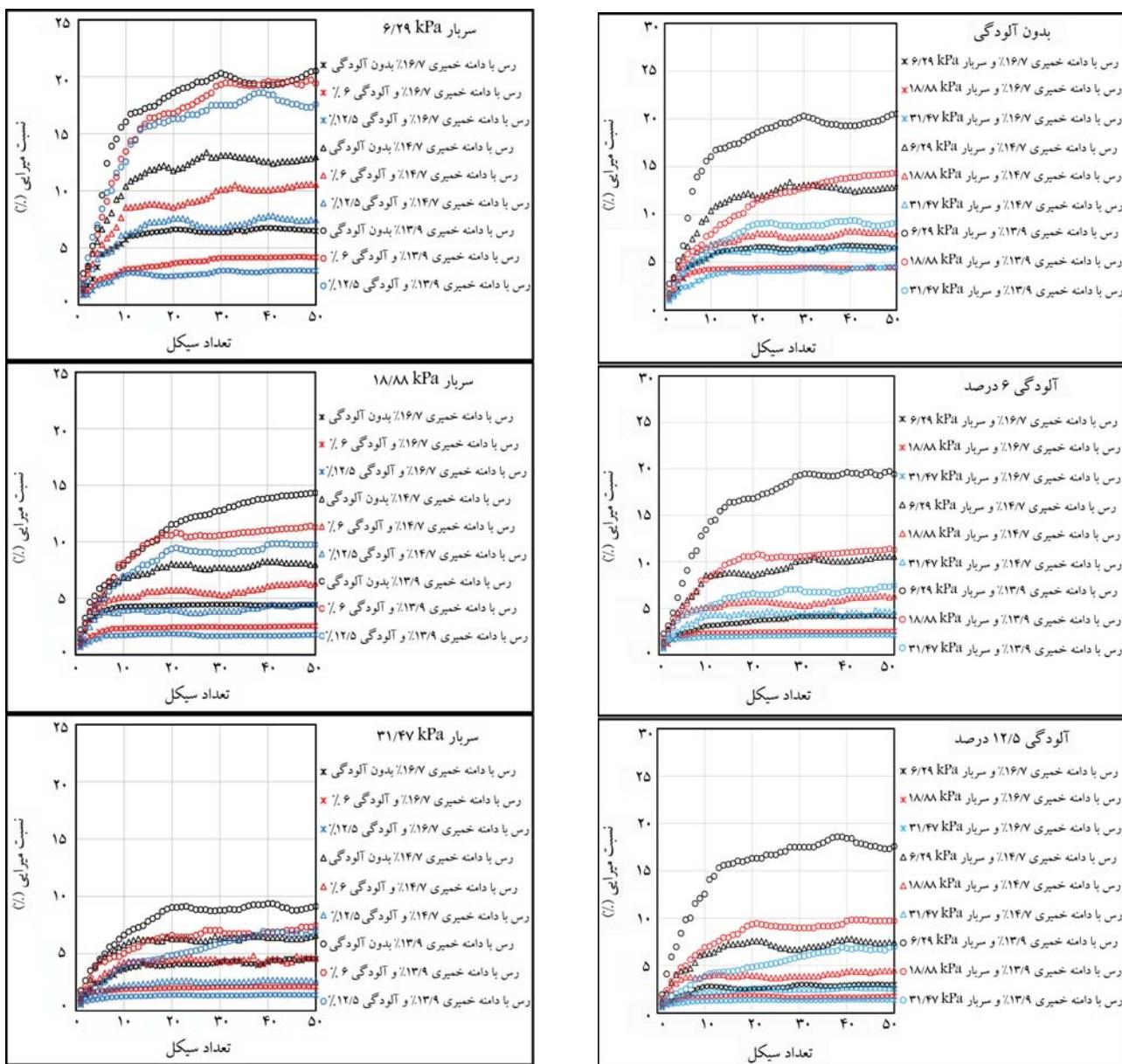
ج) ۲۴ ساعت پس از آلوگی.

شکل ۱۱. روند انجام واکنش در نمونه رس با دامنه خمیری ۱۴/۷ درصد و آلوگی ۱۲/۵ درصد.

۱۱) مشاهده می‌شود. در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نیز تصاویر به دست آمده از نمونه رس با دامنه خمیری ۱۳/۹ و ۱۶/۷ درصد با درصد آلوگی مختلف نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، بر اثر اضافه شدن شیرابه به نمونه‌ها، ساختارهایی در خاک تشکیل شده‌اند که عامل اصلی افزایش سختی خاک می‌باشد. میزان تجمع این ساختارها و زیری آن‌ها در شکل ۱۴ برای خاک با دامنه خمیری ۱۳/۹ درصد نشان داده شده است. همانطور که به وضوح دیده می‌شود، حضور شیرابه سبب تشکیل ساختارهایی زبر و مجمع در سطح خاک رسی می‌شود. این سطح زبر سبب قفل و بست بیشتر و به دنبال آن سبب سختی خاک می‌شود. این امر پیش از این نیز در بخش ۴-۱ مشاهده شده است.

۳.۴ اثر سربار و آلوگی بر نسبت میرابی رس‌ها

برای بررسی تأثیر سربار بر نسبت میرابی نمونه‌ها با نسبت آلوگی مختلف، تغییرات نسبت میرابی در برابر تعداد سیکل بارگذاری در شکل ۱۵ ارائه شده است. اولین نکته قابل توجه در شکل ۱۵، کاهش نسبت میرابی ناشی از افزایش سربار است. این



شکل ۱۶. تغییرات نسبت میرایی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای خاک با درصد آلوگی مختلف به تفکیک سربار.

کاهش نسبت میرایی همچنان ادامه داشت، اما با نزدیکتری دنبال شد. همانطور که در شکل ۱۵ برای خاک های بدون آلوگی مشاهده می شود، کاهش نسبت میرایی ناشی از افزایش سربار از ۱۸/۸۸ به ۳۱/۴۷ کیلوپاسکال در رس با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد حدود ۹ درصد می باشد. این کاهش در رس ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ درصد حدود ۶ درصد می باشد. این در حالی بود که با آلوگی خاک به ۶ درصد شیرابه، مقادیر کاهش نسبت میرایی در این خاک ها به ترتیب به ۱۵، ۲۳ و ۳۴ درصد و سپس با افزایش آلوگی به میزان ۱۲/۵ درصد، به ۲۲، ۳۷ و ۳۹ درصد رسید. برای تعیین رابطه بین آلوگی، دامنه خمیری و میرایی خاک، تغییرات نسبت میرایی در مقابل سیکل بارگذاری برای نمونه های مختلف به تفکیک سربار در شکل ۱۶ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می شود، آلوگی و آلوگی درصد افزایش آن سبب کاهش نسبت میرایی در کلیه نمونه های رسی می شود. این کاهش

شکل ۱۵. تغییرات نسبت میرایی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای خاک با سربار مختلف به تفکیک درصد آلوگی.

نتیجه گیری شده، این بدان معنا است که اثر مدت دوام بارهای دینامیکی در انتخاب نسبت میرایی می تواند نا دیده گرفته شود. همانطور که در شکل ۱۵ برای خاک های بدون آلوگی مشاهده می شود، کاهش نسبت میرایی در رس با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد در اثر افزایش سربار از ۱۸/۸۸ کیلوپاسکال حدود ۲۷ درصد می باشد. این کاهش در رس ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ و ۱۳/۹ درصد به ترتیب به ۳۳ و ۳۵ درصد می رسید. این مقادیر کاهش نسبت میرایی که در خاک های آلوگ شده به ۶ درصد شیرابه برابر با ۳۶، ۲۲ و ۳۹ درصد اندازه گیری شد و با افزایش آلوگی به میزان ۱۲/۵ درصد، نسبت میرایی به ۳۴، ۴۰ و ۴۶ درصد رسید. این روند نشان می دهد که آلوگی به شیرابه سبب افزایش تأثیر پذیری نسبت میرایی رس از سربار می شود. این افزایش در رس ها با دامنه خمیری کمتر، پررنگ تر است. با افزایش سربار از ۱۸/۸۸ به ۳۱/۴۷ کیلوپاسکال،

هنگامی می‌توان کاهش نسبت میرایی لاینرها رسمی را ناشی از نفوذ شیرابه در طراحی در نظر گرفت که از رس با دامنه خمیری بالا در ساخت در لاینرها استفاده شود.

۵. نتیجه‌گیری

در این تحقیق، با استفاده از آزمایش برش ساده سیکلی، رفتار دینامیکی خاک رس آلوهه به شیرابه زباله در فشار سربار مختلف بررسی شد. نتایج به دست آمده نشان داد که عمدۀ کاهش به وجود آمده در مدول برشی و افزایش به وجود آمده در نسبت میرایی خاک‌های رسی در خلال تجربه یک بار دینامیکی تنها در سیکل‌های ابتدایی رخ می‌دهد و آلوهگی به شیرابه نیز تأثیری بر این روند ندارد. همچنین، مشاهده شد که آلوهگی به شیرابه سبب افزایش تأثیرپذیری مدول برشی و نسبت میرایی رس از سربار می‌شود. این افزایش در رس‌ها با دامنه خمیری کمتر پررنگ‌تر است.

نتایج نشان داد که آلوهگی و افزایش آن سبب رشد مدول برشی و همچنین کاهش نسبت میرایی خاک می‌شود. میران رشد و کاهش این دو پارامتر متأثر از نوع خاک بوده و در خاک‌هایی با دامنه خمیری بیشتر، برجسته‌تر است. از سوی دیگر مشخص شد که بیشترین تأثیر شیرابه بر بهبود مدول برشی و کاهش نسبت میرایی خاک، در سطوح کمتری از آلوهگی اتفاق می‌افتد. دلیل این پدیده را می‌توان به تجمع بیش از حد فلزات سنگین در میان ذرات خاک نسبت داد که موجب کمرنگ شدن باند میان آن‌ها می‌شود.

متأثر از نوع خاک بوده و در خاک‌هایی با دامنه خمیری بیشتر، پررنگ‌تر است. همانطور که در شکل ۱۶ برای سربار ۶/۲۹ کیلوپاسکال مشاهده می‌شود، آلوهگی نمونه رسی با دامنه خمیری ۷/۶ درصد شیرابه منجر به ۱۴/۷ درصد نسبت میرایی شد. این کاهش در رس‌ها با دامنه خمیری ۹/۱۳ درصد به حدود ۲۶ و ۴ درصد تنزل یافت. این پدیده را می‌توان به کاهش حرکت نسبی دانه‌های خاک نسبت به یکدیگر نسبت داد که در اثر افزایش چسبندگی بین دانه‌ها در اثر حضور شیرابه و قرارگیری فلزات سنگین با مقاومت بالا در میان ذرات خاک ایجاد می‌شود. کاهش حرکت نسبی دانه‌های خاک، کاهش استهلاک انرژی و به دنبال آن کاهش میرایی را به دنبال خواهد داشت. با افزایش آلوهگی به میران ۵/۱۲ درصد، کاهش نسبت میرایی همچنان مشاهده شد، اما این کاهش با نزد کمتری ظاهر شد. در رس‌ها با دامنه خمیری ۷/۱۶ و ۷/۲۲ درصد رسید. این بدان معنا است که بیشترین تأثیر شیرابه بر کاهش نسبت میرایی خاک در سطوح کمتری از آلوهگی نمایان می‌شود. تجمع بیش از حد فلزات سنگین در میان ذرات خاک که موجب کمرنگ شدن باند میان آن‌ها می‌شود، می‌تواند دلیل این پدیده باشد. با کاهش باند میان ذرات، امکان جابه‌جایی برای ذرات مجدد فراهم شده که این امر وقوع استهلاک بیشتر در خاک را به ارمغان می‌آورد. همانطور که در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود، کاهش نسبت میرایی ناشی از افزایش آلوهگی در سربارهای ۸/۸۸ و ۷/۴۱ کیلوپاسکال نیز مشاهده می‌شود. این کاهش در نمونه‌ها با دامنه خمیری بیشتر، پررنگ‌تر است. این بدان معنا است که در مدافن‌های عمیق،

پانوشت‌ها

1. Simple Shear Test
2. Inductively Coupled Plasma
3. at Rest
4. Load Cell
5. Linear Variable Differential Transformer
6. Hysteresis Loop

منابع (References)

1. Brennan, A., Thusyanthan, N.I. and. Madabhushi, S.P.G., 2005. Evaluation of shear modulus and of damping in dynamic centrifuge tests. *Journal Geotechnical and Geotechnical and Geoenviromental Engineering*, 131(12), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:12\(1488\).](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:12(1488).)
2. Liu, F., zhou, Z., Ma, W., Zhang, S. and Sun, Z., 2021. Dynamic parameters and hysteresis loop characteristics of frozen silt clay under different cyclic stress paths. Hindawi. *Advance in Materials Science and Engineering*, 2021.22, <https://doi.org/10.1155/2021/3763181>.
3. Iida, K., 1938. The velocity of elastic waves in sand. *Bulletin Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University* Vol16, pp.131-144.
4. Iida, K., 1940. On the elastic properties of soil, particularly in relation to its water content. *Bulletin, Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University*, Vpl.18, pp.657-690
5. Tofigh Tabrizi, M., Keramati, M. and Ramesh, A., 2021. Evaluation of the dynamic behavior of Anzali extractive port sand soil improved with waste polydiene terephthalate. *Journal of Marine Engineering*. [In Persian].
6. Karimi, S. and Sharifpour, M., 2021. Characterizing the shear modulus variations of crude oil contaminated clay on small-strain range. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 8(2), pp.23-36. <https://doi.org/10.48303/bese.2021.243725>. [In persian].
7. Facciorusso, J., 2021. An archive of data from resonant and cyclic torsional shear tests performed on Italian clays. *Earthquake Spectra*, 37(1), <https://doi.org/10.1177/8755293020936692>
8. Hassanzadeh, A.R., Bighlari Fadafan, A., Mousavi, Y. and Tabarsa, A., 2019. Evaluation of the impact of urban waste leachate on the mechanical properties of fine-grained soil. *Iran Water and Soil Research*, <https://doi.org/10.22059/ijswr.2020.293941.668427>. [In Persian].
9. Negahdar, A.R., Sultan Qais, E. and Mukhtarian Asl, S., 2016. In vestigation the impact of Tabriz waste landfill leachate pollution on soil mechanical parameters. *The*

- First International Conference on Water, Environment and Sustainable Development. [In Persian].
10. Asghari laski, B. and Mehedad, M.A., 2013. Investigating the influence of municipal waste leachate on the shear strength of clay. [In Persian].
 11. Khodary, S.M., Fath, H., Negm, A. and Tawfik, A., 2021. Measuring the engineering properties of landfill leachate-contaminated soil in Egypt. *Euro-Mediterranean Journal for Environmental Integration*, 6(1), pp.6-23. <http://dx.doi.org/10.1007/s41207-020-00232-5>.
 12. Yousefi kebriya, D., Taghizadeh, M. and Darvishi, Gh., The effect of leachate infiltration on the physical and chemical characteristics of the landfill soil (case study: Tonkabon landfill).
 13. Sharma, P., Joia, P.S. and Singh, A., 2021. An experimental study to understand the effects of leachate on geotechnical characteristics of silty soil.
 14. Sunil, B.M., Shrihari, S. and Nayak, S., 2009. Shear strength characteristics and chemical characteristics of leachate-contaminated lateritic soil. *Engineering Geology*, 106(1-2), pp.20-25. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.12.011>
 15. Jiang-shan, Li. Qiang, Xue. and Ping, wanglei.liu., 2013. Influence of leachate pollution on mechanical properties of compacted clay A case study on behavior sand mechanisms. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.10.013>.
 16. Jonidi Jafari, A. and Talaiekhozani, A., 2010. Solid waste management. Ebadifar Publishers. [In Persian].
 17. Taghi zadeh, F., Eskandari, M., Afsari, N. and Gheyatanchi, M.R. Studying seismotectonics and seismicity of Qom province. *Earth Journal*, 3(3), pp.59-70. 1387. [In Persian].
 18. Mojezi, M., Biglari, M. and Jafari, M.K., Cyclic parameters of high plasticity clay in normally consolidated unsaturated condition. *MCEJ 2017*, 17 (5), pp.209-216. [In Persian].

تخمین پاسخ‌های لزهای قاب‌های خمی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی

رضا اسماعیل‌زاده شهری (دانشجوی دکتری)

سasan عشقی* (دانشیار)

پژوهشکده‌ی مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

وازگان کلیدی: ارزیابی لزهای، تحلیل بار افزون، روش انرژی، آثار مدهای بالاتر، قاب‌های فولادی.

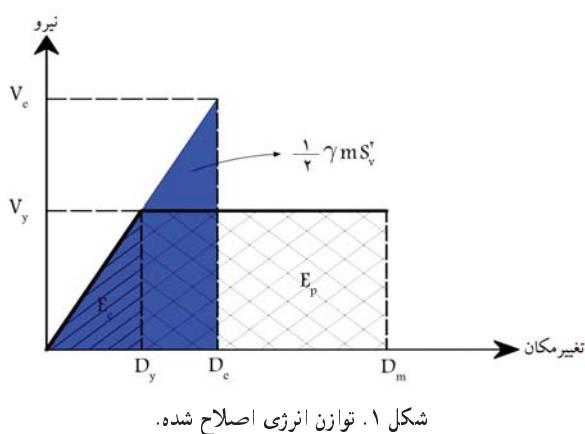
۱. مقدمه

ارزیابی لزهای دقیق ساختمان‌ها برای تحلیل عملکردی و دست‌یابی به پاسخ‌های آن، نیازمند تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NTHA)^۱ است، اما به‌کارگیری آن، یک فرایند پیچیده و سخت برای مهندسان است. به‌منظور حل مشکل اخیر، پژوهش‌های پیشین و آینین‌نامه‌ای لزهای، روش‌های مختلفی را ارائه کرده‌اند، که غالباً بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)^۲ تعریف شده‌اند. دستورالعمل ATC^۳،^۴ روش طیف ظرفیت و دستورالعمل FEMA ۳۵۶^۵ و استاندارد

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۲۵/۱۰/۱۴۰۱، اصلاحیه ۲۶/۱/۱۴۰۲، پذیرش ۱۰/۲/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

اسماعیل‌زاده شهری، رضا و عشقی، سasan، ۱۴۰۲. تخمین پاسخ‌های لزهای قاب‌های خمی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی. مهندسی عمران شریف، ۴(۳۹)، صص. ۷۵-۸۷. DOI:10.24200/J30.2023.61672.3189



شکل ۱. توازن انرژی اصلاح شده.

که در آن:

$$\gamma = \frac{E_e + E_p}{mS_v^2/2} = \frac{V_y D_y/2 + V_e (D_m - D_y)}{V_e D_e/2} = \frac{2\mu - 1}{R_y^2} \quad (4)$$

که در آن، D_y تغییر مکان تسلیم، D_m بیشینه‌ی تغییر مکان غیرکشسان، D_e بیشینه‌ی تغییر مکان کشسان، V_y مقاومت تسلیم، V_e بیشینه‌ی مقاومت کشسان، μ شکل‌پذیری و R_y ضریب کاهش مقاومت هستند. در شکل ۱، ضمن نمایش توازن انرژی اصلاح شده، پارامترهای فوق نشان داده است. این تذکر لازم است که برای محاسبه‌ی R_y می‌توان از رابطه‌ی ۵ استفاده کرد:

$$R_y = \begin{cases} 1 & T < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_b \leq T < T_c \\ \mu & T > T_c \end{cases} \quad (5)$$

که در آن، T دوره‌ی تناوب سازه، μ شکل‌پذیری و T_a ، T_b و T_c دوره‌های تناوب مرزی هستند، که به مشخصات شتاب نگاشته‌های زلزله بستگی دارند. در نوشترار حاضر، رابطه‌ی ۳ به عنوان معادله‌ی توازن انرژی در نظر گرفته شده و روش پیشنهادی بر اساس آن پایه‌ریزی شده است. با توجه به اینکه روش پیشنهادی برای سازه‌های چند درجه آزادی معروفی شده است، لازم است رابطه‌ی ۳ برای سازه‌های مذکور تعمیم داده شود. بدین منظور، برای محاسبه‌ی تقاوی از γ (سمت چپ رابطه‌ی ۳)، باید هر یک از متغیرهای آن بر اساس مدهای سازه‌ی چند درجه‌ی آزادی تعریف شود. همچنین برای محاسبه‌ی ظرفیت انرژی (سمت راست رابطه‌ی ۳) می‌توان از منحنی بار افزون متناسب با هر مده استفاده کرد. نحوه‌ی دقیق محاسبه‌ی مؤلفه‌های ذکر شده در بخش ۲.۲ بیان شده است.

۲. روش ارزیابی لرزه‌ای مبتنی بر انرژی

۲.۱. نظریه‌ی توازن انرژی

به طور کلی، رابطه‌ی توازن انرژی در سازه‌ها به صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود:

$$E_{demand} = E_{capacity} \quad (1)$$

که در آن، $E_{capacity}$ مجموع ظرفیت انرژی‌های کشسان (E_e) و خمیری (E_p) است ($E_{capacity} = E_e + E_p$). برای تعریف تقاوی از γ (E_{demand})، هاوسترس^۹ (۱۹۵۶)،^{۱۰} رابطه‌ی ۲ را برای سازه‌های یک درجه آزادی (SDOF) معرفی کرده است:

$$E_{demand} = \frac{1}{2} m S_v^2 \quad (2)$$

که در آن، m جرم سازه و S_v سرعت طیفی سامانه‌ی SDOF در سطح خطر دلخواه هستند. هاوسترس از اصل برابری سطح زیر نمودار نیرو - تغییر مکان سامانه‌های کشسان و غیرکشسان استفاده کرده است. با وجود این، مطالعات متعددی اثبات کرده‌اند،^{۱۱} که رابطه‌ی ۲، فقط برای سازه‌هایی با دوره‌ی تناوب کوتاه برقرار است. از این رو، لی و گوئل^{۱۰} (۲۰۰۱)،^{۱۱} از یک ضریب اصلاحی با نام ضریب انرژی (γ) استفاده و بر اساس آن، رابطه‌ی توازن انرژی را مطابق رابطه‌ی ۳ بازنویسی کرده‌اند:

$$\gamma \frac{1}{2} m S_v^2 = E_e + E_p \quad (3)$$

پژوهش حاضر قصد دارد به منظور تخمین پاسخهای ساختمان‌ها و با استفاده از نظریه‌ی توازن انرژی، روشی را بر مبنای تحلیل بار افزون توسعه دهد. لیلاتاویات و همکاران^{۱۲} یک روش مبتنی بر انرژی را برای محاسبه‌ی پاسخهای سازه‌ای ارائه کرده‌اند، که در آن آثار مدهای بالاتر در نظر گرفته نشده است. از این رو در بخش حاضر، یک روش توسعه‌یافته برای منظور کردن آثار مدهای بالاتر پیشنهاد شده است، که در این گام‌ها، خلاصه شده است:

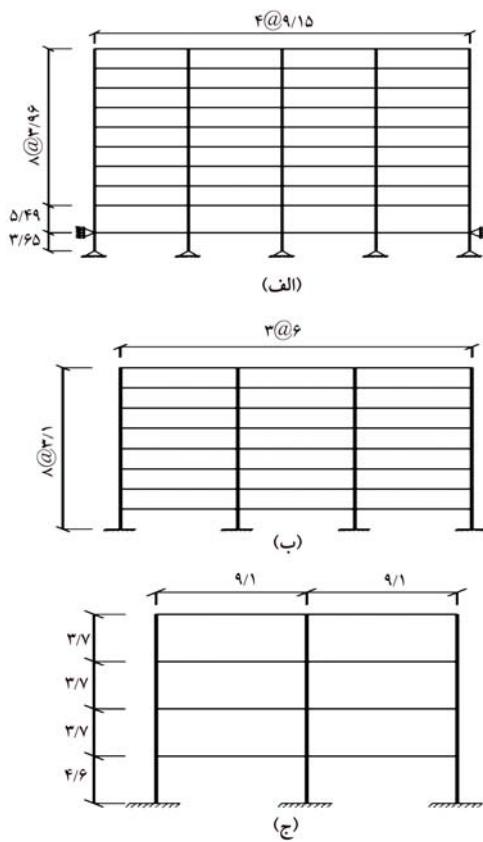
۱. تحلیل بار افزون ساختمان با استفاده از الگوی بارگذاری جانبی مشابه با مد ۳ام.

از اصل جذر مجموع مربعات (SRSS) ^{۱۳} ترکیب می‌شوند. علاوه‌بر این، روش‌های دیگری همچون: CMP^{۱۴} و SPA^{۱۵} ارائه شدند، که می‌توانستند پاسخهای غیرخطی سازه را تخمین بزنند.

در تحلیل بار افزون، تغییر مکان بام در کنار برش پایه به عنوان شاخص ظرفیت سازه استفاده می‌شود، در حالی که ممکن است شاخص اخیر در شرایطی همچون بازگشت تغییر مکان در منحنی ظرفیت بواسطه‌ی آثار مدهای بالاتر گرایه کنند. از طرفی دیگر، برای محاسبه‌ی تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها در روش‌های بر پایه‌ی تحلیل بار افزون،^{۱۶-۱۷} از شتاب طیفی استفاده و از سایر پارامترهای مؤثر در تقاضا، همچون رفتار غیرخطی سازه و شکل‌پذیری آن، صرف نظر می‌شود.

رویکرد از ریزی می‌تواند نتایج ممکن موجود در مفهوم روش‌های رایج را رفع کند. از ریزی، آثار هم‌زمان نیرو و تغییر شکل را شامل می‌شود و شاخص‌های مبتنی بر آن قادر هستند خسارت تجمعی ناشی از تسامی مؤلفه‌های مؤثر را در قالب یک سنجه‌ی مناسب بیان کنند. استفاده از رویکرد از ریزی برای ارزیابی سازه‌ها در پژوهش‌های مختلفی بحث شده است.^{۱۸-۱۹} از طرف دیگر، رویکرد از ریزی را می‌توان به منظور محاسبه‌ی تقاضا و ظرفیت سازه‌ها استفاده کرد.^{۱۶-۱۷}

نوشتار حاضر قصد دارد یک روش توسعه‌یافته‌ی مبتنی بر انرژی را برای ارزیابی پاسخهای لرزه‌ای ساختمان‌های دارای قاب خمشی فولادی با استفاده از مطالعات لیلاتاویات^۷ و همکاران^{۱۰} (۲۰۰۹)،^{۲۰} معرفی کند. در روش مذکور، از آثار مدهای بالاتر صرف نظر شده است، در حالی که آثار اشاره شده به جهت اهمیت قابل ملاحظه‌ی آنها، در پژوهش حاضر در نظر گرفته شده‌اند. برای این منظور، سه قاب خمشی فولادی^۴ و ۸ و ۹ طبقه انتخاب و در نرم‌افزار OpenSEES^۸ مدل شده‌اند. علاوه بر این، نتایج روش پیشنهادی با نتایج NTHA و MPA راستی آزمایی و مقایسه شده است.



شکل ۲. (الف) قاب ۹ طبقه، (ب) قاب ۸ طبقه و (ج) قاب ۴ طبقه (ابعاد بر حسب متر).

فرمول توزیع بار جانبی مطابق رابطه‌ی ۶ است:

$$F_i = \alpha_i \varphi_i^T M \quad (6)$$

که در آن، F_i نیروی جانبی طبقات حاصل از مددام، α_i ضریب افزایشی بار جانبی در مددام، φ_i بردار شکل مددام و M ماتریس جرم سازه هستند. این تذکر لازم است که باید مقدار بردار شکل مددی در تراز بام، در همه مدها، به عدد ۱ مقیاس شود.

۲. تبدیل منحنی بار افزون به منحنی ظرفیت انرژی در برابر تغییرمکان بام برای هر مدد. برای انجام این کار، لازم است سطح زیر منحنی ظرفیت بار افزون برای هر گام تغییرمکان و برای هر مدد محاسبه شود؛

۳. محاسبه‌ی منحنی تقاضای انرژی در برابر تغییرمکان بام با استفاده از رابطه‌ی ۷:

$$E_{demand} = \frac{1}{2} \gamma_i m_i^* S_{vi} \quad (7)$$

که در آن، γ_i ضریب انرژی برای مددام، m_i^* جرم مؤثر مددی $(\varphi_i^T M \varphi_i)$ و S_{vi} سرعت طیفی متناظر با مددام در سطح خطر دلخواه هستند.

برای محاسبه‌ی γ_i می‌توان رابطه‌ی ۴ را استفاده کرد، که در آن، نحوی محاسبه‌ی μ و R_y اهمیت دارد. برای محاسبه‌ی μ ، باید تغییرمکان بام را بر تغییرمکان تسلیم متناظر با منحنی ظرفیت دوخطی ایده‌آل حاصل از گام ۱، تقسیم کرد. نتایج مطالعات پیشین، [۲۳ و ۲۴] نشان می‌دهند که تغییرشکل سازه‌های کشسان و غیرکشسان برای سازه‌های با دوره‌ی تناوب بزرگ تراز ۱ ثانیه تقریباً برابر است. لذا، می‌توان از یک ساده‌سازی برای محاسبه‌ی R_y استفاده کرد؛ اگر دوره‌ی تناوب مددام بزرگ تراز ۱ باشد، R_y و μ با هم برابر هستند، اما اگر دوره‌ی تناوب مددام از ۱ کمتر باشد، $1 - R_y = 2\mu$ که در این مورد $\gamma = 1$ است. همچنین باید در نظر داشت که برای تغییرمکان‌های کمتر از تغییرمکان تسلیم، مقدار γ برابر با ۱ است.

۴. ترسیم منحنی‌های ظرفیت و تقاضای انرژی در یک نمودار برای هر مدد و تعیین نقطه‌ی برخورد دو منحنی اخیر. نقطه‌ی برخورد آنها، نشان‌دهنده‌ی پاسخ هدف در مددام است (تغییرمکان بام هدف و پرش پایه‌ی هدف). اکنون می‌توان پاسخ‌های متناظر با نقطه‌ی هدف را در هر مدد با استفاده از منحنی بار افزون آن مدد بدست آورد. پاسخ‌های نهایی (۳) ناشی از ترکیب مددی را می‌توان از طریق رابطه‌ی ۸ محاسبه کرد:

$$r_u = \left(\sum_{i=1}^n (\Gamma_i r_i) \right)^{1/5} \quad (8)$$

که در آن، Γ_i ضریب مشارکت مددی، r_i مقدار پاسخ در مددام و n آخرین مدد مشارکت‌کننده در پاسخ هستند.

روش پیشنهادی مبتنی بر انرژی سه مزیت اصلی دارد: ۱- می‌تواند آثار مدهای بالاتر را با بهکارگیری ظرفیت و تقاضای انرژی سازه‌ها در پاسخ‌ها منظور کند. ۲- می‌تواند برای محاسبه‌ی ظرفیت انرژی، مستقیماً از منحنی ظرفیت سازه‌های چند درجه آزادی (MDOF) استفاده کند و نیازی به تبدیل منحنی ظرفیت سازه‌ی MDOF به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل (ESDOF) نیست. ۳- برای تعیین تقاضای انرژی سازه‌ی حاصل از یک مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت، می‌توان از مقدار طیفی میانگین تمام شتاب‌نگاشت‌ها استفاده کرد. لذا، نیازی به محاسبه‌ی جداگانه پاسخ‌ها برای هر شتاب‌نگاشت زلزله نیست، که این موارد منجر به کاهش عملیات محاسباتی در روش پیشنهادی می‌شود.

۳. ارزیابی دقت روش پیشنهادی و مقایسه‌ی نتایج با روش‌های رایج

۳.۱. مشخصات سازه‌ها

با توجه به این‌که در دستورالعمل ۳۵۵۰، FEMA [۲۴] تعداد طبقات ساختمان‌های میان‌مرتبه بین ۴ تا ۹ طبقه در نظرگرفته می‌شود، در مطالعه‌ی حاضر، یک ساختمان ۹ طبقه‌ی فولادی از پروژه‌ی SAC [۲۵] یک ساختمان ۸ طبقه‌ی فولادی [۲۶] و یک ساختمان ۴ طبقه‌ی فولادی [۲۷] برای بررسی روش پیشنهادی ارزیابی لرزه‌ای انتخاب شده است. کاربری ساختمان ۹ طبقه از نوع اداری بوده و بر روی خاک سخت در شهر سیاتل ایالات متحده بنا شده است. همچنین سازه‌ی مذکور در گروه پسانورث‌ریچ دسته‌بندی می‌شود. ساختمان ۸ طبقه با فرض قرارگیری در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی زیاد و نوع خاک II بر اساس استانداردهای ایران طراحی شده است. ساختمان ۴ طبقه با کاربری اداری در شهر لس‌آنجلس ایالات متحده و بر روی خاک نوع D فرض شده است. شکل ۲، قاب‌های دو بعدی موردنظر نوشتار حاضر را برای ساختمان‌های ۸، ۹ و ۴ طبقه نشان می‌دهد. دوره‌ی تناوب مدد اول سازه‌های اخیر به ترتیب برابر با $3, 0.2, 2, 0.2, 1, 0.6, 1, 0.6$ ثانیه بوده است، که با نتایج مراجع ارائه دهنده‌ی ساختمان‌های ذکر شده هم خوانی دارند. چون در ساختمان‌های اشاره شده از یک قاب دو بعدی استفاده شده است، بارگذاری نقلی هر ستون بر اساس سطح بارگیر آن محاسبه و باقیمانده‌ی بارگذاری نقلی به سطون‌های نقلی کناری ۱۱ منتقل شده است، که در کنار هر یک از قاب‌ها تعییه شده‌اند.

برای تعریف رفتار غیرخطی سازه‌ها از فشرهای دورانی غیرخطی با طول صفردر

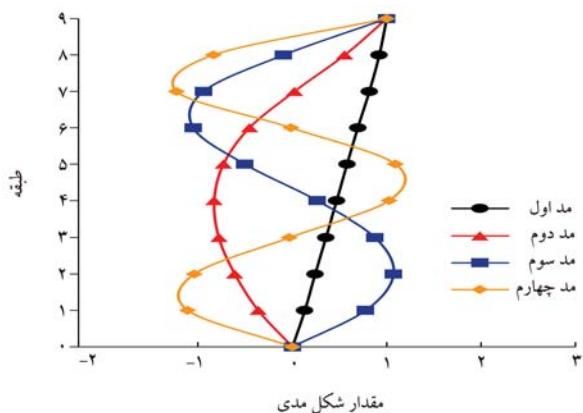
و ۸ طبقه و متناسب با خاک نرم (مجموعه‌ی #۱A) با $V_{S30} = 250$ متر بر ثانیه، برای ساختمان ۴ طبقه با استفاده از طیف میانگین شرطی انتخاب شده‌اند. با توجه به این‌که ساختمان‌های مورد نظر در پژوهش حاضر در سه مکان متفاوت احداث و بر اساس استانداردهای لرزه‌ای مختلفی (ایران و آمریکا) طراحی شده‌اند، برای مقیاس شتاب نگاشت‌های زلزله از طیف هدف متناظر با آن استاندارد استفاده شده است. از طرفی دیگر، برای سنجش هر چه بهتر عیار روش پیشنهادی، انتخاب طیف هدف به‌گونه‌ای بوده است که پاسخ‌های سازه‌ای (مانند دریفت بین طبقاتی) در سطوح بالای عملکردی (بین سطح ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش) قرار گیرند، تا غالب اعضاء سازه‌ای تسییم وارد فاز غیرخطی شوند. لذا، برای ساختمان ۹ طبقه، مجموعه‌ی شتاب نگاشت انتخابی #۲ به دو برابر مقدار شتاب طیف MCE_R متناظر با شهر سیاتل و برای ساختمان ۸ طبقه، این مجموعه به مقدار شتاب طیف MCE (۱/۵ برابر شتاب طیف استاندارد ۲۸۰) و برای ساختمان ۴ طبقه، مجموعه‌ی #۱A به مقدار شتاب طیف MCE_R متناظر با شهر لس آنجلس مقیاس شده است. بر اساس نتایج نوشتار حاضر، در سطح خطر لرزه‌ای ذکر شده، هر سه ساختمان تقریباً در محدوده‌ی دریفت بین طبقاتی ۰^۰ تا ۵^۰ درجه می‌گیرند، که این پاسخ‌ها بر اساس دستورالعمل FEMA ۳۵۶^[۱] بین سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش قرار می‌گیرند.

شایان ذکر است که روش مقیاس کردن شتاب نگاشت‌ها به‌گونه‌ای بوده است که میانگین شتاب طیفی تمام شتاب نگاشت‌ها در محدوده‌ی ۰^۰ تا ۲^۰ برابر دوره‌ی تناوب مد اول ساختمان از نمودار طیف شتاب متناظر با سطح خطر مورد نظر کمتر نباشد. در پیوست، میانگین طیف شتاب نگاشت‌های انتخابی و طیف‌های هدف ارائه شده است.

۳.۳. نتایج

در بخش کنونی، پاسخ‌های ساختمان‌های ۹، ۸ و ۴ طبقه‌ی فولادی با استفاده از روش‌های MPA، NTHA و روش پیشنهادی مبتنی بر ارزی ارائه شده است. این تذکر لازم است که پاسخ‌های روش NTHA به صورت میانگین پاسخ‌های تمامی شتاب نگاشت‌ها ارائه شده‌اند.

بر اساس فرایند روش پیشنهادی، برای انجام تحلیل بار افزون لازم است شکل مدی سازه استخراج شود. بر اساس نتایج، برای ساختمان ۹ طبقه: چهار مد اول، برای ساختمان ۸ طبقه: سه مد اول و برای ساختمان ۴ طبقه: فقط مد اول بیشترین تأثیر را در محاسبه‌ی پاسخ‌های ساختمان‌ها داشته‌اند. از این‌رو، مقادیر شکل مدی ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه به ترتیب در شکل ۳ و ۴ ترسیم شده‌اند. همچنین، مقادیر



شکل ۳. شکل مدی چهار مد اول ساختمان ۹ طبقه.

دو انتهای تمامی اعضا استفاده شده است، که براساس مدل ابیارا-کراوینکلر اصلاح شده [۱۲] معرفی شده‌اند. علاوه‌بر این، رفتار چشمی اتصال طبق پژوهش گوپتا و کراوینکلر (۱۹۹۸) [۱۳] تعریف شده است. مشخصات تمامی مقاطع قاب‌های ۴ طبقه به ترتیب در جدول ۱ الی ۳ ارائه شده است.

۲.۳. شتاب نگاشت‌های زلزله

برای راستی آزمایی و ارزیابی دقت روش پیشنهادی، از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NTHA) به عنوان یک روش مرجع استفاده شده است. شتاب نگاشت‌های پژوهش بیکر^[۱۴] و همکاران (۲۰۱۱) [۱۵] مجموعه‌های #۱A و #۲ جهت انجام تحلیل‌های مذکور انتخاب شده‌اند (در پیوست، مشخصات شتاب نگاشت‌ها در جدول‌های ۴ و ۵ و طیف آنها در شکل ۱۴ ارائه شده است). شتاب نگاشت‌های اخیر، میدان دوره‌ستنده و متناسب با خاک سخت (مجموعه‌ی #۲) با میانگین سرعت برشی در عمق ۳۰ متری، $V_{S30} = 760$ متر بر ثانیه برای ساختمان‌های

جدول ۱. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۹ طبقه.

طبقه	مقاطع ستون	مقاطع تیر
-۱	W24 x 229	W27 x 114
۱	W24 x 229	W27 x 114
۲	W24 x 229, W24 x 229	W27 x 114
۳	W24 x 229	W27 x 94
۴	W24 x 229, W24 x 207	W27 x 94
۵	W24 x 207	W27 x 94
۶	W24 x 207, W24 x 162	W24 x 16
۷	W24 x 162	W21 x 62
۸	W24 x 162, W24 x 131	W21 x 62
۹	W24 x 131	W21 x 62

جدول ۲. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۸ طبقه.

طبقه	مقاطع ستون	مقاطع تیر	
خارجی			
داخلی			
۱	BOX200 x 20	BOX320 x 20	IPE360
۲	BOX200 x 20	BOX320 x 20	IPE360
۳	BOX200 x 20	BOX300 x 20	IPE360
۴	BOX200 x 20	BOX300 x 20	IPE360
۵	BOX300 x 20	BOX280 x 20	IPE360
۶	BOX280 x 20	BOX280 x 20	IPE360
۷	BOX260 x 20	BOX260 x 20	IPE320
۸	BOX260 x 20	BOX260 x 20	IPE220

جدول ۳. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۴ طبقه.

طبقه	مقاطع ستون	مقاطع تیر
۱	W24 x 131	W27 x 102
۲	W24 x 131	W27 x 102
۳	W24 x 131	W21 x 93
۴	W24 x 76	W21 x 93

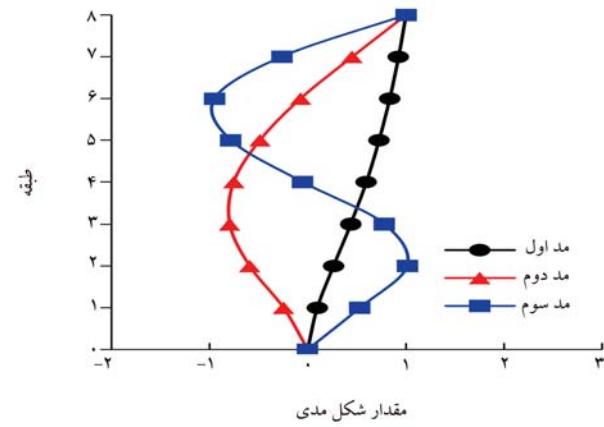
ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه مشاهده می‌شود. شایان ذکر است، مشابه روش پیشنهادی، نثار ۴ و ۳ مد اول برای محاسبات روش MPA به ترتیب برای ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، در شکل ۱۳ خطای پاسخ‌ها در مقایسه با نتایج روش NTHA برای ساختمان ۴ طبقه با در نظر گرفتن مد اول ارائه شده است. پاسخ‌های نسبت دریفت بین طبقاتی ساختمان ۹ طبقه در شکل ۸ - الف

نیشان می‌دهند که هر دو روش پیشنهادی و MPA توانسته‌اند پاسخ‌های مناسبی را در مقایسه با نتایج روش NTHA ارائه دهند. با این حال، دقت روش پیشنهادی در نتیجمنامی طبقات به جز طبقه‌ی اول، بهتر از روش MPA بوده است، به طوری که میانگین خطای روش پیشنهادی در طبقات ذکر شده، ۸٪ بوده است (شکل ۱۱ - الف).

علاوه بر این، پاسخ‌های نسبت دریفت بین طبقات ساختمان ۸ طبقه هم بر دقت منطقی و قابل قبول روش پیشنهادی صحجه می‌گذارند (شکل ۹ - الف). در ساختمان ۸ طبقه، به جز طبقات اول، پنجم و ششم، در سایر طبقات دقت روش پیشنهادی بالاتر از روش MPA بوده است، به طوری که میانگین خطای پاسخ‌های طبقات مذکور در روش پیشنهادی نزدیک به ۶٪ بوده است (شکل ۱۲ - الف). نتایج نسبت دریفت بین طبقاتی در شکل ۱۰ - الف برای ساختمان ۴ طبقه هم مشابه سایر ساختمان‌ها، میانگین دقت مناسب روش پیشنهادی است. پاسخ‌های نسبت دریفت بین طبقاتی در سازه‌ی اخیر نیشان می‌دهند که در تمامی طبقات به جز طبقه‌ی دوم، دقت روش پیشنهادی در تخمین پاسخ‌ها بیشتر از روش MPA بوده است، به طوری که میانگین خطای روش پیشنهادی در طبقات ذکر شده ۶٪ و در روش MPA ۱۸٪ بوده است (شکل ۱۳ - الف).

پاسخ‌های تغییرمکان طبقات، دقت روش پیشنهادی را بهتر به نمایش می‌گذارند
شکل ۸ - ب و شکل ۹ - ب). یافته‌ها نشان می‌دهند که در تمامی طبقات ساختمان
۹ طبقه به جز دو طبقه‌ی اول و در تمامی طبقات ساختمان ۸ طبقه به جز طبقه‌ی اول،
MPA دقت روش پیشنهادی در تخمین پاسخ‌های تغییرمکان طبقات، بالاتر از روش
بوده است. میانگین خطای روش پیشنهادی در طبقات ذکر شده ساختمان‌های
۹ بوده است. علاوه بر این، پاسخ‌های تغییرمکان طبقات ساختمان ۴ طبقه نشان می‌دهند که
روش پیشنهادی توانسته است در طبقات اول و دوم، تخمین‌های دقیق‌تری نسبت
به روش MPA ارائه دهد، اما در دو طبقه‌ی آخر، دقت روش MPA بیشتر بوده
ست (شکل ۱۰ - ب). میانگین خطای پاسخ‌های روش‌های پیشنهادی و MPA،
برای تمامی طبقات ساختمان ۴ طبقه به ترتیب ۹ و ۶ درصد بوده است، اما با در
نظر گرفتن دو طبقه‌ی اول، میانگین خطای پاسخ‌های روش MPA به ترتیب ۴ و ۵ درصد بوده است.
شایان ذکر است در روش لیلاتوپیات و همکاران (۲۰۰۹)،^[۸] که مبنای روش
پیشنهادی در نظر گرفته شده است، برای تخمین پاسخ‌ها از آثار مدهای بالاتر صرف نظر
شده است. به عبارت بهتر، می‌توان اظهار داشت که لیلاتوپیات و همکاران، فقط از
مد اول استفاده کرده‌اند، در حالی که این مد برای ساختمان‌های ۸ و ۹ طبقه، نتایج
قابل قبولی ارائه نمی‌کند (شکل ۸ و شکل ۹) فقط برای ساختمان ۴ طبقه می‌توان
؛ آن، مدهای بالاتر صرف نظر کرد (شکل ۱۰).

براساس نتایج ارائه شده، روش پیشنهادی دقیقی منطقی در تخمین تغییر مکان های طبقات و نسبت های دریفت بین طبقاتی از خود بروز داده است. علاوه بر این، روش پیشنهادی قادر است برآوردهای دقیق تری از روش MPA ارائه دهد. به طور میانگین، روش پیشنهادی در مقایسه با روش MPA، مقدار خطای را بین ۲ تا ۱۴ درصد در ساختمان ۹ طبقه، بین ۱ تا ۴۱ درصد در ساختمان ۸ طبقه و بین ۱ تا ۲۲ درصد در ساختمان ۴ طبقه کاهش داده است. با وجود این، این تذکر لازم است که در بعضی، از طبقات، دقت روش MPA بالاتر از روش پیشنهادی بوده است.



شکل ۴. شکل مدی سه مد اول ساختمان ۸ طبقه.

شکل مدی برای طبقات اول تا چهارم ساختمان ۴ طبقه، به ترتیب برابر با ۱۵۴، ۱۵۰، ۱۴۶ و ۱۴۰ بوده است. شایان ذکر است که تعداد مدهای لازم در روش پیشنهادی به دقت پاسخ‌ها بستگی دارد؛ به عبارت بهتر، اگر با اضافه کردن یک مد به روند تحلیل، تغییر محسوسی در پاسخ‌ها ایجاد نشود، دیگر نیازی به افزایش تعداد مدها نیست.

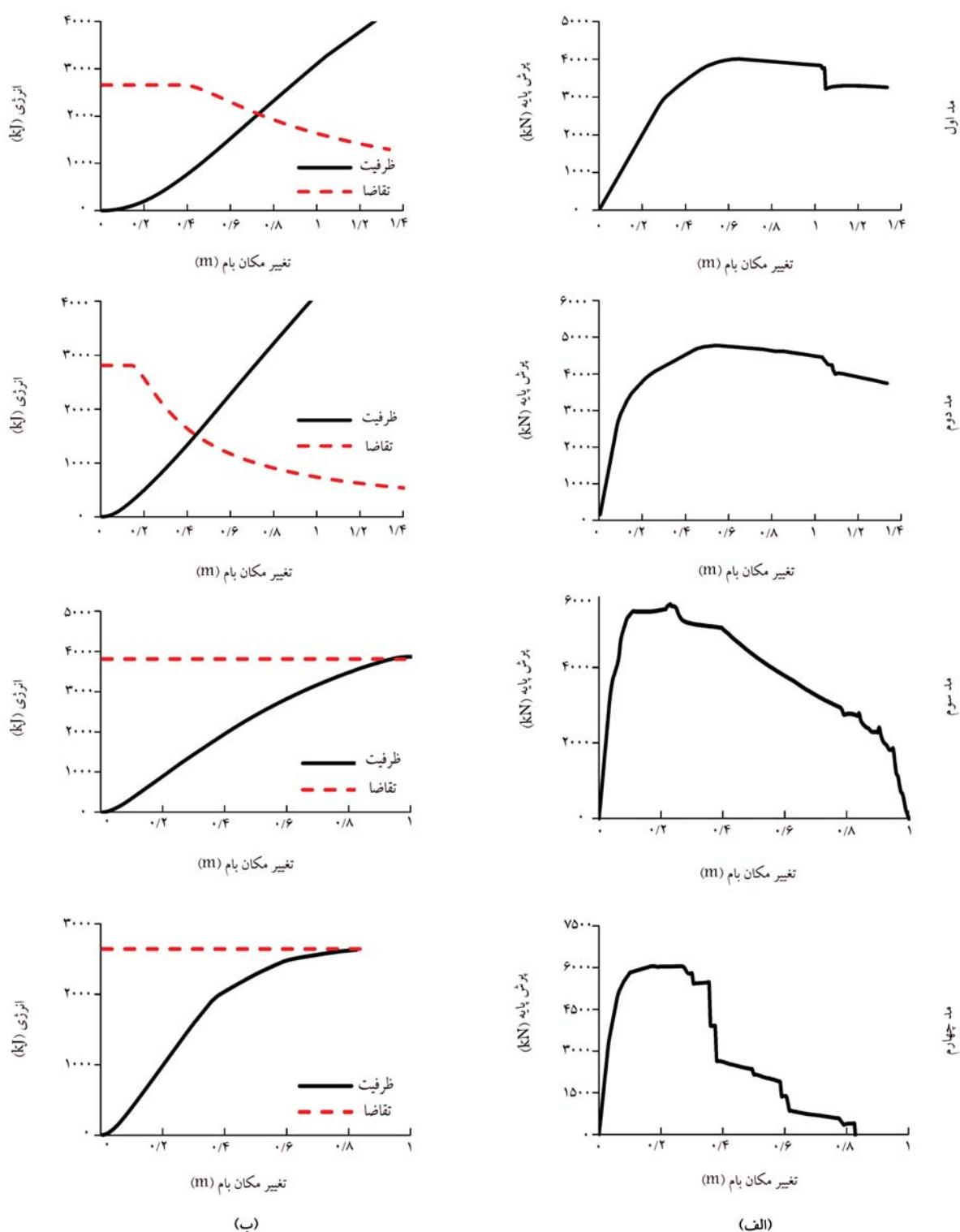
در شکل ۵ - الف، نتایج تحلیل بار افزون ساختمان ۹ طبقه با استفاده از الگوی بار جانی متناسب با چهار مد اول به صورت منحنی ظرفیت ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که افت مقاومت منحنی ظرفیت در مدهای بالاتر شدیدتر بوده است. همچنین شکل ۵ - ب، ظرفیت و تقاضای انرژی ساختمان ۹ طبقه برای هر مد را نشان می‌دهد. در ساختمان اخیر، دوره‌ی تناوب مدهای اول و دوم بزرگ‌تر از ۱ بوده است، بنابراین در دو مد ذکر شده، مقدار ۷ فقط برای تغییرمکان‌های کمتر از حد تسلیم مساوی ۱ است (بخش افقی ابتدای منحنی تقاضا). با وجود این، دوره‌ی تناوب مدهای سوم و چهارم کمتر از ۱ هستند، از این‌رو برای مدهای سوم و چهارم، مقدار ۷ همواره برابر با ۱ است. به همین دلیل، منحنی تقاضا در مدهای سوم و چهارم، یک خط افقی و مقدار آن برابر با $\frac{2}{\gamma_i m_i^* S_i^2}$ است.

نتایج تحلیل بار افزون و محاسبه‌ی پاسخ‌های هدف برای ساختمان ۸ طبقه در شکل ۶ مشاهده می‌شود. مشابه ساختمان ۹ طبقه، افت مقاومت منحنی ظرفیت ساختمان ۸ طبقه برای مدهای دوم و سوم در تغییر مکان‌های کمتری نسبت به مدها اول شروع شده است. همچنین، منحنی تقاضای انرژی فقط برای مده سوم به صورت یک خط افقی است؛ چرا که در مده سوم، دوره‌ی تابو کمتر از ۱ ثانیه است، از این‌رو، مقدار γ برابر با ۱ فرض شده است.

علاوه بر این، نتایج تحلیل بار افزون و منحنی های ظرفیت و تقاضای انرژی برای ساختمان ۴ طبقه در شکل ۷ مشاهده می شود. همان طور که قبلاً بیان شد، برای ساختمان، اخس، فقتو از مد اوا استفاده شده است.

در شکل ۸ و ۹، تغییر مکان طبقات و نسبت دریفت بین طبقاتی (IDR) به ترتیب برای ساختمان ۸ و ۹ طبقه با استفاده از روش های NTHA، MPA و روش پیشنهادی مبتنی بر انرژی (در ۴ حالت با در نظر گرفتن مد اول، دو مد اول، سه مد اول و چهار مد اول) مشاهده می شوند. علاوه بر این در شکل ۱۰ پاسخ های ساختمان ۴ طبقه با در نظر گرفتن مد اول نشان داده شده است. همچنین در ساختمان ۴ طبقه، برای هر کارگردانی، MPA از مد اول استفاده شده است.

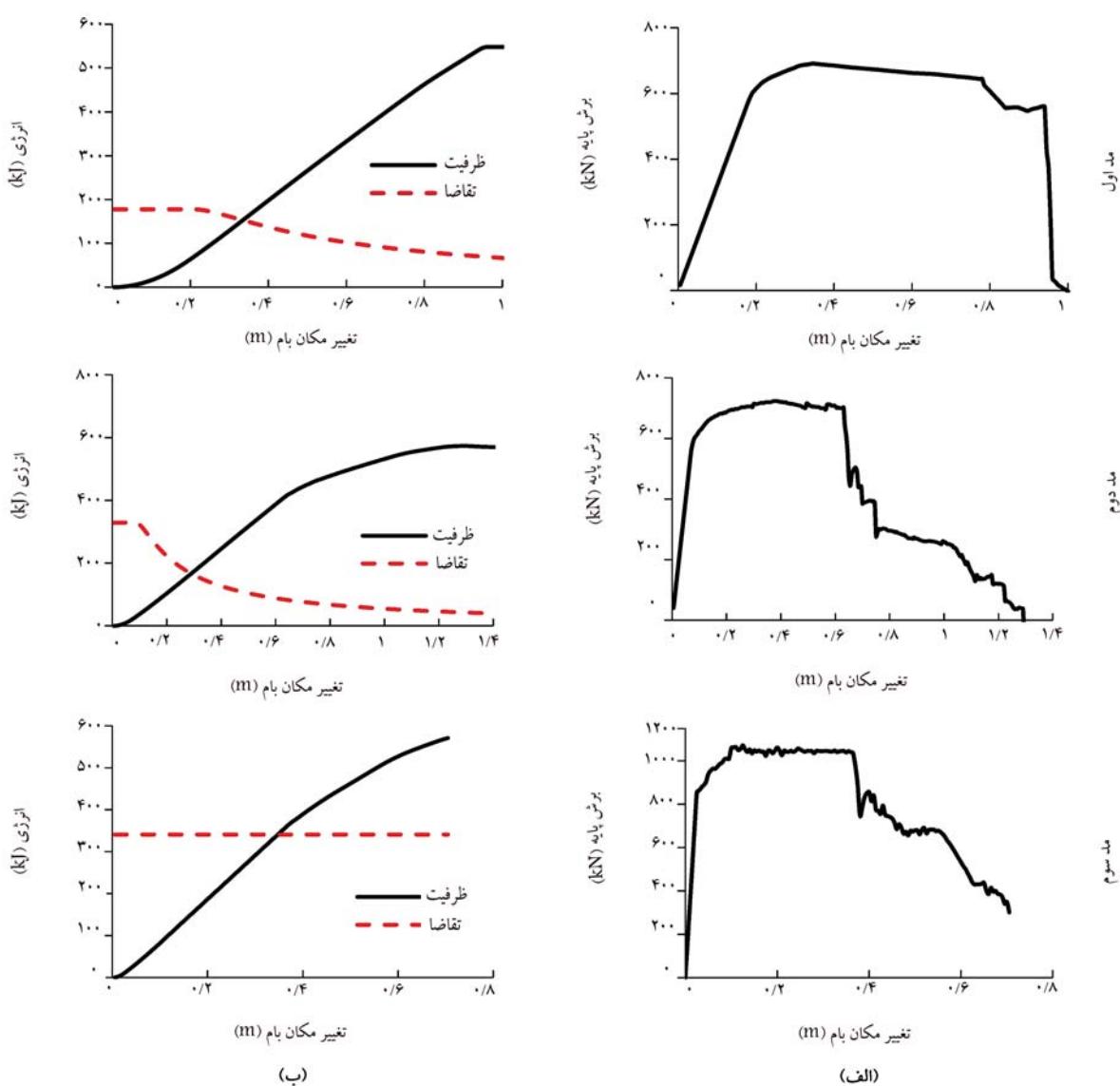
د، شکا، ۱۱ و ۱۲، مقادیر خطای باسیخهای اخیر در مقاسه با تابع NTHA "ای



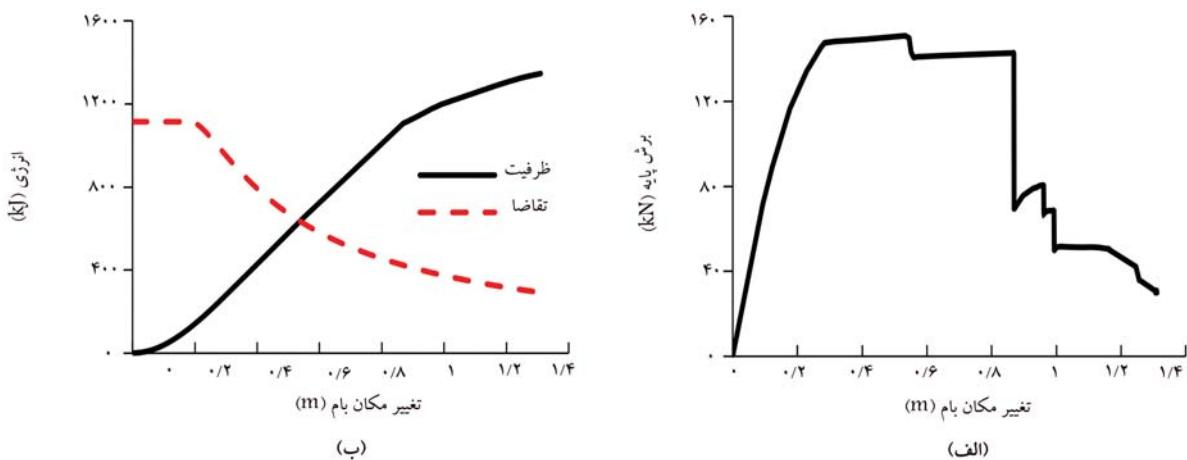
شکل ۵. (الف) منحنی های ظرفیت و (ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدهای مختلف برای ساختمان ۹ طبقه.

و نسبت های دریفت طبقات ۱ تا ۶ در ساختمان ۸ طبقه را اصلاح کند و به مقادیر NTHA نزدیک کند. علاوه بر این، مدهای بالاتر، پاسخ های طبقات انتهایی را بهبود بخشدیده اند. لذا، اهمیت در نظر گرفتن آثار مدهای بالاتر کاملاً مشهود است. با این حال، بررسی پاسخ های تغییر مکان طبقات نشان می دهد که فقط پاسخ های مدها اول، تفاوت آشکاری با نتایج NTHA داشته اند، در حالی که پاسخ های مدهای

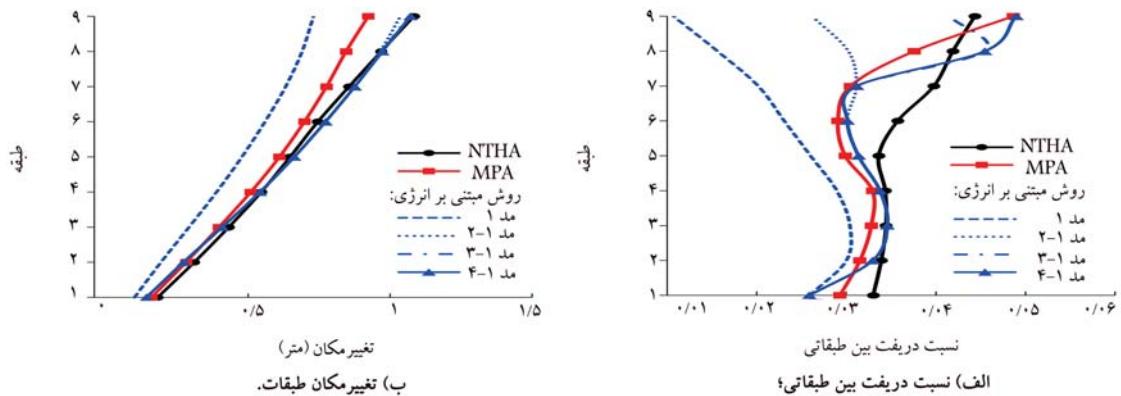
مقایسه ای آثار مدهای مختلف در پاسخ های ساختمان های ۹ و ۸ طبقه به ترتیب در شکل ۸ و ۹ نشان می دهند که آثار مدهای بالاتر در این ساختمان ها حائز اهمیت هستند. بر اساس یافته ها، پاسخ های ناشی از مدها اول برای هر دو ساختمان ۸ و ۹ طبقه، خطای بسیار زیادی نسبت به میانگین نتایج روش NTHA داشته است. نتایج مدها دوم توانسته است نسبت های دریفت طبقات ۲ تا ۷ در ساختمان ۹ طبقه



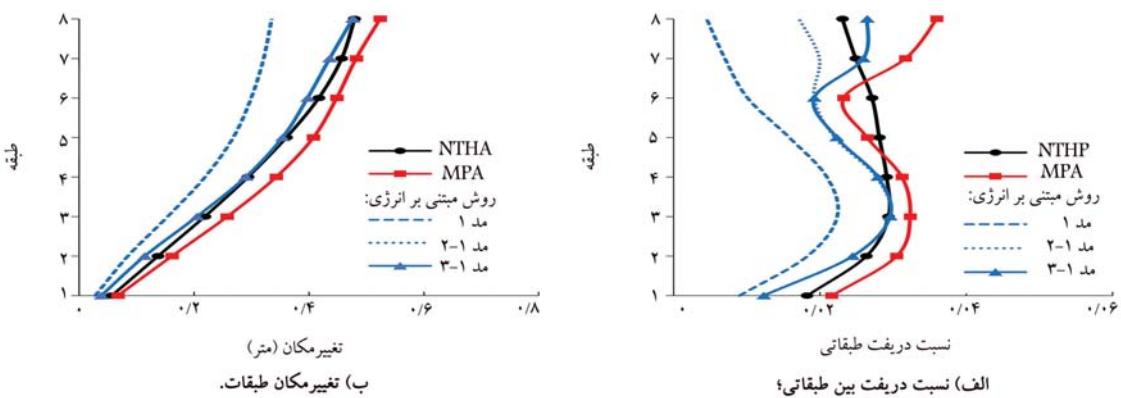
شکل ۶. (الف) منحنی های ظرفیت و (ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدل های مختلف برای ساختمان ۸ طبقه.



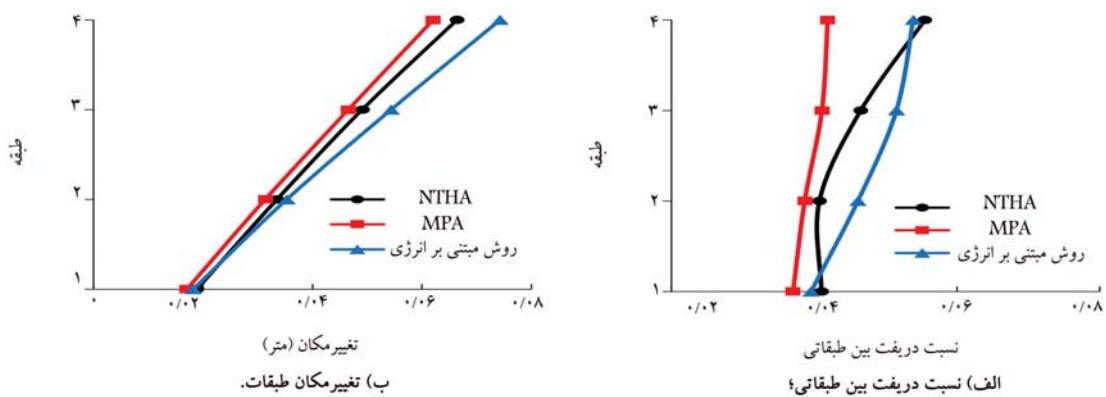
شکل ۷. (الف) منحنی ظرفیت و (ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدل اول برای ساختمان ۴ طبقه.



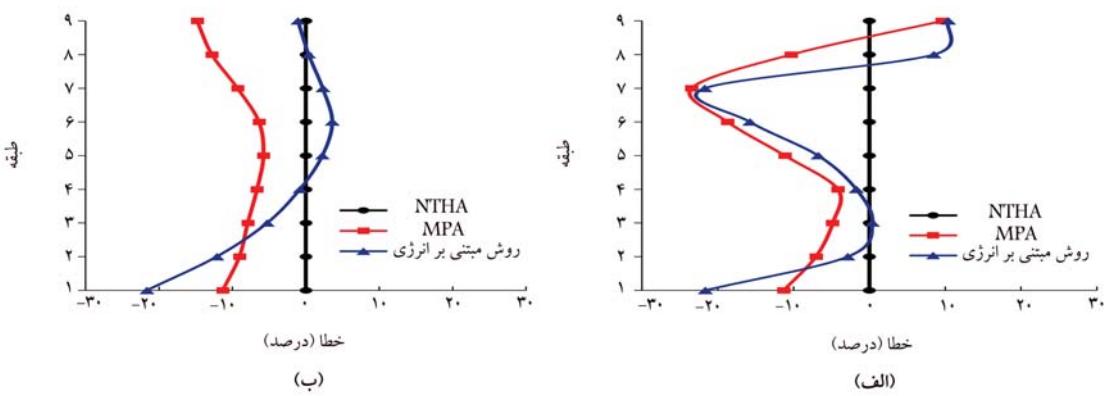
شکل ۸. پاسخ‌های ساختمان ۹ طبقه.



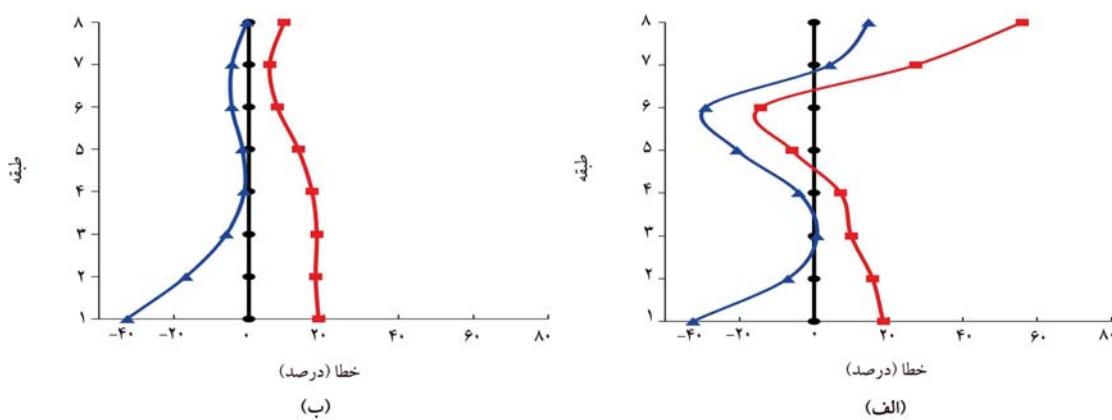
شکل ۹. پاسخ‌های ساختمان ۸ طبقه.



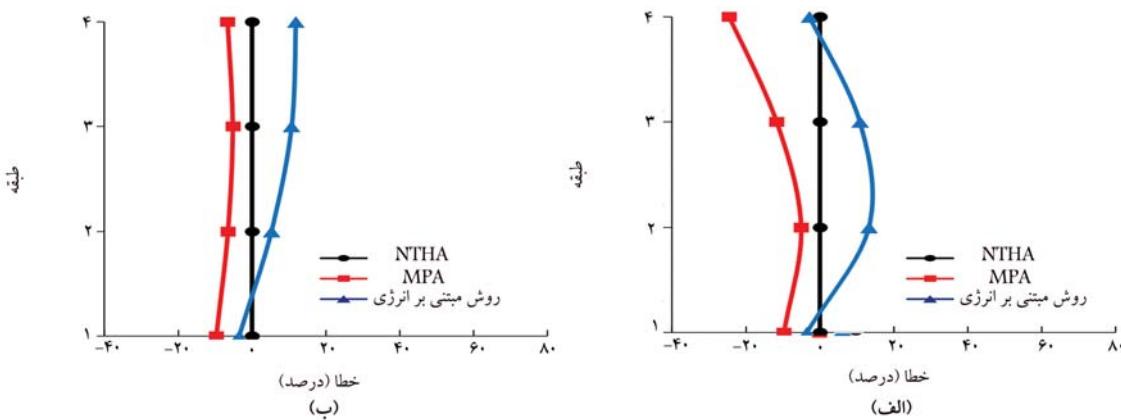
شکل ۱۰. پاسخ‌های ساختمان ۴ طبقه.



شکل ۱۱. خطای پاسخ‌های: (الف) نسبت دریفت بین طبقات و (ب) تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج میانگین NTHA برای ساختمان ۹ طبقه.



شکل ۱۲- خطای پاسخ‌های (الف) نسبت در ریفت بین طبقاتی و (ب) تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج میانگین NTHA برای ساختمان ۸ طبقه.



شکل ۱۳. خطای پاسخ‌های (الف) نسبت دریافت بین طبیعتی و (ب) تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج میانگین NTHA برای ساختمان ۴ طبیعته.

برای محاسبه‌ی ظرفیت ازرسی، مستقیماً از منحنی ظرفیت سازه‌های چند درجه آزادی (MDOF) استفاده شده و نیازی به تبدیل منحنی ظرفیت سازه MDOF به سازه‌ی ESDOF نبوده است. علاوه‌بر این، برای تعیین تناقضاتی درجه آزادی معادل (ESDOF) نبوده است. نزدیک درجه آزادی معمولی (ESDOF) نزدیک شتاب نگاشت، می‌توان از مقادیر طیفی میانگین تمام شتاب نگاشت‌ها استفاده کرد، از این‌رو، نیازی به محاسبه‌ی جداگانه‌ی پاسخ‌ها برای هر شتاب نگاشت زیرلله نبوده است، که این موارد منجر به کاهش زیاد عملیات محاسباتی در روش پیشنهادی شده است.

مقایسه‌ی نتایج روش پیشنهادی با روش‌های NTHA و MPA بیانگر دقت قابل قبول آن است، به طوری که اگر به جای روش MPA از روش ارائه شده در روش حاضر استفاده شود، خطای پاسخ‌های ساختمان‌های بررسی شده نسبت به پاسخ‌های NTHA تا ۴۱٪ کاهش می‌یابد. علاوه‌بر این، خطای پاسخ‌های روش پیشنهادی در تعدادی از طبقات به کمتر از ۱٪ رسیده است. یافته‌های روش حاضر نشان می‌دهند اعمال آثار مدهای بالاتر در روش پیشنهادی، منجر به افزایش قابل ملاحظه‌ی دقت پاسخ‌ها شده است. با وجود این، در طبقه‌ی اول ساختمان‌های بررسی شده، دقت روش پیشنهادی از MPA کمتر و ده است.

بر اساس مطالعات موردى انجام شده در پژوهش حاضر مى توان نتیجه گرفت روش پیشنهادی مبتنی بر ارزی قدر است با دقیق منطقی پاسخ های سازه ها را تخمین زند و حاگرد نیز ساده، کارا و سر بع رای تحلیل های تاریخچه دی مانند، غیر خطی، باشد.

بالاتر به هم نزدیک بوده‌اند. از این‌رو، برای محاسبه‌ی تغییرمکان طبقات، استفاده از نتایج دو مرد اول ساختمان‌ها کافی، به نظر می‌رسد.

۴. نتیجہ گیری

اگرچه تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NTHA)، ابزاری قدرتمند برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های است، اما نحوه‌ی انجام آن، فرایندی پیچیده و سخت است؛ که به منظور ساده‌سازی آن، می‌توان از تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) استفاده کرد. در پژوهش حاضر، یک روش توسعه‌یافته‌ی مبتنی بر انرژی با استفاده از تحلیل بار افزون ارائه شده است. هدف روش پیشنهادی، تخمین پاسخ‌های غیرخطی ساختمنهای فولادی بدون انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با دقت مناسب و بالاتر از روش‌های رایج است. از این‌رو، سه قاب خمشی فولادی ۹، ۸ و ۴ طبقه انتخاب و با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES مدل و تحلیل شده‌اند. تمامی قاب‌های اخیر از سازه‌های سه‌بعدی نظم استخراج شده‌اند. به منظور راستی آرمابی و مقایسه‌ی نتایج روش پیشنهادی با سایر روش‌ها، علاوه‌بر روش پیشنهادی، روش‌های NTHA و MPA هم استفاده شده‌اند.

با استفاده از روش پیشنهادی می‌توان آثار مدهای بالاتر را در پاسخ‌ها منظور کرد. ظرفیت و تقدیم‌خواهی، سازه‌ها، دوش، اختیار، ایسا، ایزی، محاسبه می‌شوند.

پانوشت‌ها

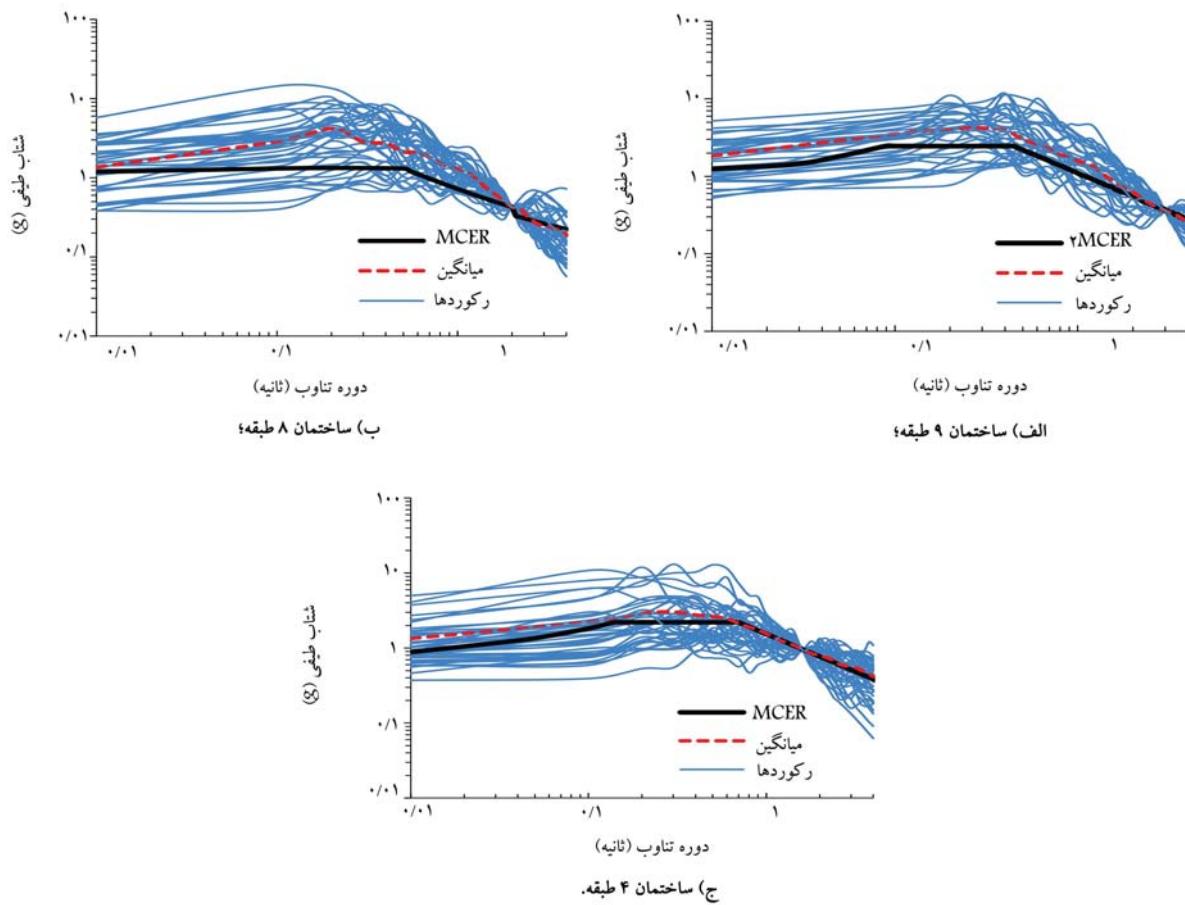
1. Nonlinear Time History Analysis
2. Pushover
3. Modal Pushover Analysis
4. Square Root of the Sum of the Square
5. Consecutive Modal Pushover
6. Spectrum-based Pushover Analysis
7. Leelataviwat
8. Open System for Earthquake Engineering Simulation
9. Housner
10. Lee & Goel
11. Leaning Columns
12. Modified Ibarra-Krawinkler
13. Gupta & Krawinkler
14. Baker

منابع (References)

1. ATC-40., 1996. Seismic evaluation and retrofit of reinforced concrete buildings, Applied Technology Council.
2. FEMA-356., 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, USA.
3. ASCE/SEI-41-17., 2017. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers.
4. Gupta, B. and Kunnath, S.K., 2000. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16(2), pp.367-391. <https://doi.org/10.1193/1.1586117>.
5. Chopra, A.K., 2020. *Dynamic of Structures*, 5th Edition in SI Units., Ed: Pearson Press.
6. Poursha, M., Khoshnoudian, F. and Moghadam, A., 2009. A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures*, 31(2), pp.591-599. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.10.009>.
7. Liu, Y. and Kuang, J., 2017. Spectrum-based pushover analysis for estimating seismic demand of tall buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(10), pp.4193-4214. <https://link.springer.com/article/10.1007/s10518-017-0132-8>.
8. Leelataviwat, S., Saewon, W. and Goel, S.C., 2009. Application of energy balance concept in seismic evaluation of structures. *Journal of Structural Engineering*, 135(2), pp.113-121. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:2\(113\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:2(113)).
9. Akiyama, H., 1985. Earthquake-resistant limit-state design for buildings. University of Tokyo press.
10. Decanini, L.D. and Mollaioli, F., 2001. An energy-based methodology for the assessment of seismic demand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(2), pp.113-137. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00102-0](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00102-0).
11. Güllü, A., Yüksel, E., Yalçın, C., Anil Dindar, A., Özkaynak, H. and Büyüköztürk, O., 2019. An improved input energy spectrum verified by the shake table tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(1), pp.27-45. <https://doi.org/10.1002/eqe.3121>.
12. Esmailzadeh-Shahri, R. and Eshghi, S., 2021. Development of an energy-based method to evaluate the seismic collapse of steel structures. Presented at the 12th International Congress on Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran. [In Persian].
13. Eshghi, S. and Esmailzadeh-Shahri, R., 2023. Energy-based collapse risk assessment of steel framed structures subjected to earthquakes. Research Report No 7423. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IEES).
14. Esmailzadeh-Shahri, R. and Eshghi, S., 2023. A new energy-based procedure for seismic collapse assessment of steel moment frame buildings including the higher mode effects. Presented at the 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMP-DYN 2023), Athens, Greece, (Accepted).
15. Cheng, Y., Lucchini, A. and Mollaioli, F., 2020. Ground-motion prediction equations for constant-strength and constant-ductility input energy spectra. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18, pp.37-55. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00725-x>.
16. Shargh, G.B. and Barati, R., 2021. Estimation of inelastic seismic input energy. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 142, p.106505. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106505>.
17. OpenSEES., Open system for earthquake engineering simulation. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
18. Housner, G.W., 1956. Limit design of structures to resist earthquakes. In *Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, California, pp.5.1-5.13.
19. Newmark, N.M. and Hall, W.J., 1982. *Earthquake Spectra and Design Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley, Calif.
20. Uang, C.M. and Bertero, V.V., 1990. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19, pp.77-90. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290190108>.
21. Lee, S.S. and Goel, S., 2001. Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism. Report No. UMCEE 01-17, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan.
22. Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C., 2004. Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: Single-degree-of-freedom bilinear systems. *Journal of Structural Engineering*, 130, pp.1309-1319. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:9\(1309\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309)).
23. FEMA-440., 2005. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
24. FEMA-355., 2000. State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, USA.

25. Gupta, A. and Krawinkler, H., 1998. *Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Ed: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. 132, Stanford University.
26. Eshghi, S., and Maddah, M.M., 2019. A study on influencing factors for simplified seismic collapse risk assessment of steel moment-resisting frames with intermediate ductility. *International Journal of Structural Integrity*, 11(6), pp.833-848. <http://dx.doi.org/10.1108/IJSI-07-2019-0076>.
27. Lignos, D. and Krawinkler, H., 2008. Sideway collapse of deteriorating structural system under seismic excitations. PhD Dissertation, Stanford University.
28. NIST-GCR-17-917-46v2., 2017. Guidelines for nonlinear structural analysis for design of buildings: Part IIa-Steel moment frames. Applied Technology Council.
29. Baker, J.W., Lin, T., Shahi, S.K. and Jayaram, N., 2011. New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program. Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, CA, PEER 2011/03.

پیوست



شکل ۱۴. طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به طیف هدف.

جدول ۴. مشخصات شتاب نگاشتهای زلزله: مجموعه‌ی #۱A [۲۹]

ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگا (M _w)	فاصله (کیلومتر)
۱	Mammoth Lakes-01	Long Valley Dam (Upr L Abut)	۱۹۸۰	۶/۱	۱۵/۵۲
۲	Chi-Chi, Taiwan	CHY036	۱۹۹۹	۷/۶	۴۴/۷۴
۳	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass - FF	۱۹۹۲	۷/۰	۲۴/۰۵
۴	Imperial Valley-06	Delta	۱۹۷۹	۶/۰	۳۵/۱۷
۵	Kocaeli, Turkey	Yarimca	۱۹۹۹	۷/۵	۲۵/۰۷
۶	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	۱۹۷۹	۶/۰	۵۸/۰۰
۷	Chi-Chi, Taiwan	CHY034	۱۹۹۹	۷/۶	۴۶/۸۲
۸	Chi-Chi, Taiwan	NST	۱۹۹۹	۷/۶	۸۹/۲۰
۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۰	۹۹/۰۲
۱۰	Trinidad	Rio Dell Overpass, E Ground	۱۹۸۰	۷/۲	۷۸/۱۲
۱۱	Spitak, Armenia	Gukasian	۱۹۸۸	۶/۸	۳۶/۶۸
۱۲	Loma Prieta	Gilroy Array #4	۱۹۸۹	۶/۹	۳۶/۷۹
۱۳	Chi-Chi, Taiwan	TCU060	۱۹۹۹	۷/۶	۴۶/۰۷
۱۴	Victoria, Mexico	Chihuahua	۱۹۸۰	۶/۳	۳۸/۲۹
۱۵	Loma Prieta	Fremont - Emerson Court	۱۹۸۹	۶/۹	۵۷/۸۶
۱۶	Chalfant Valley-02	Zack Brothers Ranch	۱۹۸۶	۶/۲	۱۷/۴۷
۱۷	Chi-Chi, Taiwan	TCU118	۱۹۹۹	۷/۶	۴۴/۴۹
۱۸	Denali, Alaska	TAPS Pump Station #10	۲۰۰۲	۷/۹	۸۴/۱۹
۱۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #4	۱۹۷۹	۶/۰	۲۸/۹۰
۲۰	Big Bear-01	San Bernardino - E & Hospitality	۱۹۹۲	۶/۰	۴۷/۳۳
۲۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳	۸۶/۲۸
۲۲	Northridge-01	Sylmar - Converter Sta	۱۹۹۴	۶/۷	۲۱/۸۷
۲۳	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	۱۹۷۱	۶/۶	۴۱/۰۷
۲۴	N. Palm Springs	Morongo Valley	۱۹۸۶	۶/۱	۱۲/۶۶
۲۵	Loma Prieta	Hollister - South & Pine	۱۹۸۹	۶/۹	۵۱/۳۱
۲۶	Chi-Chi, Taiwan	TCU055	۱۹۹۹	۷/۶	۳۶/۷۴
۲۷	Chi-Chi, Taiwan	CHY025	۱۹۹۹	۷/۶	۳۳/۱۳
۲۸	Imperial Valley-06	Brawley Airport	۱۹۷۹	۶/۰	۴۴/۲۹
۲۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY088	۱۹۹۹	۷/۶	۶۹/۲۴
۳۰	Duzce, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۱	۱۴/۰۹
۳۱	Chi-Chi, Taiwan	TCU061	۱۹۹۹	۷/۶	۴۲/۸۱
۳۲	Loma Prieta	Saratoga - Aloha Ave	۱۹۸۹	۶/۹	۳۲/۳۵
۳۳	Imperial Valley-02	El Centro Array #9	۱۹۹۰	۶/۹	۱۵/۶۹
۳۴	Chi-Chi, Taiwan-03	TCU123	۱۹۹۹	۶/۲	۳۹/۶۴
۳۵	Northridge-01	Jensen Filter Plant	۱۹۹۴	۶/۷	۲۱/۷۸
۳۶	Chi-Chi, Taiwan-03	CHY104	۱۹۹۹	۶/۲	۴۲/۹۵
۳۷	Loma Prieta	Salinas - John & Work	۱۹۸۹	۶/۹	۴۹/۵۸
۳۸	Loma Prieta	Coyote Lake Dam (Downst)	۱۹۸۹	۶/۹	۳۵/۴۹
۳۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY008	۱۹۹۹	۷/۶	۶۹/۷۳
۴۰	Chi-Chi, Taiwan-06	TCU141	۱۹۹۹	۶/۳	۵۷/۹۷

جدول ۵. مشخصات شتاب‌نگاشتهای زلزله: مجموعه‌ی ۲ [۲۹]. #۲

ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگا (M _w)	فاصله (کیلومتر)
۱	San Fernando	Lake Hughes #4	۱۹۷۱	۶/۶	۲۷/۴۶
۲	Loma Prieta	Gilroy Array #6	۱۹۸۹	۶/۹	۴۹/۵۴
۳	Kocaeli, Turkey	Izmit	۱۹۹۹	۷/۰	۱۶/۸۶
۴	Northridge-01	LA - Wonderland Ave	۱۹۹۴	۶/۷	۲۵/۸۲
۵	Imperial Valley-06	Cerro Prieto	۱۹۷۹	۶/۵	۲۶/۷۴
۶	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۷/۱	۳۰/۳۸
۷	San Fernando	Pasadena - Old Seismo Lab	۱۹۷۱	۶/۶	۴۱/۲۷
۸	Duzce, Turkey	Lamont 531	۱۹۹۹	۷/۱	۳۱/۰۷
۹	Hector Mine	Heart Bar State Park	۱۹۹۹	۷/۱	۷۰/۶۷
۱۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU138	۱۹۹۹	۷/۰	۲۵/۰۵
۱۱	Chi-Chi, Taiwan-06	TCU129	۱۹۹۹	۶/۳	۳۶/۸۱
۱۲	Coyote Lake	Gilroy Array #6	۱۹۷۹	۵/۷	۹/۱۲
۱۳	Taiwan SMART1(45)	SMART1 E02	۱۹۸۶	۷/۳	۷۲/۹۱
۱۴	Irpinia, Italy-01	Bagnoli Irpinio	۱۹۸۰	۶/۹	۲۴/۵۶
۱۵	Loma Prieta	San Jose - Santa Teresa Hills	۱۹۸۹	۶/۹	۲۶/۶۶
۱۶	Irpinia, Italy-01	Bisaccia	۱۹۸۰	۶/۹	۲۵/۱۳
۱۷	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	۱۹۹۹	۷/۰	۷۷/۹۱
۱۸	Kocaeli, Turkey	Gebze	۱۹۹۹	۷/۰	۴۹/۶۸
۱۹	Northridge-01	Pacoima Dam (downstr)	۱۹۹۴	۶/۷	۲۶/۸۵
۲۰	Denali, Alaska	Carlo (temp)	۲۰۰۲	۷/۰	۶۸/۳۹
۲۱	Helena, Montana-01	Carroll College	۱۹۳۵	۶/۰	۸/۷۱
۲۲	Northridge-01	Vasquez Rocks Park	۱۹۹۴	۶/۰	۴۱/۹۰
۲۳	Chi-Chi, Taiwan	WNT	۱۹۹۹	۷/۰	۱۸/۲۷
۲۴	Loma Prieta	Golden Gate Bridge	۱۹۸۹	۶/۹	۱۰/۱۷
۲۵	Loma Prieta	UCSC	۱۹۸۹	۶/۹	۲۴/۰۵
۲۶	Victoria, Mexico	Cerro Prieto	۱۹۸۰	۶/۹	۳۵/۴۸
۲۷	Northridge-01	Santa Susana Ground	۱۹۹۴	۶/۰	۲۲/۸۳
۲۸	Loma Prieta	Gilroy - Gavilan Coll.	۱۹۸۹	۶/۹	۳۳/۸۴
۲۹	Duzce, Turkey	Mudurnu	۱۹۹۹	۷/۰	۴۳/۸۳
۳۰	Northridge-01	Burbank - Howard Rd.	۱۹۹۴	۶/۰	۲۹/۰۵
۳۱	Chi-Chi, Taiwan-03	TCU138	۱۹۹۹	۶/۰	۲۹/۷۹
۳۲	Chi-Chi, Taiwan-06	TCU138	۱۹۹۹	۶/۰	۴۵/۴۸
۳۳	Loma Prieta	UCSC Lick Observatory	۱۹۸۹	۶/۰	۲۲/۹۳
۳۴	Loma Prieta	Gilroy Array #1	۱۹۸۹	۶/۰	۳۳/۰۵
۳۵	Northridge-01	LA Dam	۱۹۹۴	۶/۰	۲۱/۱۰
۳۶	Northridge-01	LA 00	۱۹۹۴	۶/۰	۲۲/۶۷
۳۷	Sitka, Alaska	Sitka Observatory	۱۹۷۲	۷/۰	۴۰/۴۰
۳۸	Northridge-01	LA - Chalon Rd	۱۹۹۴	۶/۰	۲۲/۹۹
۳۹	Loma Prieta	Belmont - Envirotech	۱۹۸۹	۶/۰	۵۶/۸۸
۴۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU129	۱۹۹۹	۷/۰	۱۶/۲۶

مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای دیوارهای بنایی غیرباربر تقویت شده با استفاده از میلگرد بسته و مش الیاف

مهمنگی عمران شرف، (اصفهان ۱۴۰۲)، دوری شماره ۴، صص ۶۹-۹۴، پژوهشی

وحید رازقی (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

مژده زرگران* (دانشیار)

بخش مهندسی سازه، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

علی نیکخو (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

نادر خواجه احمد عطاری (استاد)

نرگس آزادوار (دکتری)

بخش مهندسی سازه، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

عامل اصلی آسیب و خرابی دیوارها در هنگام زلزله، ناپایداری و فوربریزش آن تحت اثر تقام جایه‌جایی درون صفحه دیوار تحت اثر جایه‌جایی نسبی طبقات و نیروی لرزه‌ای خارج از صفحه وارد به دیوار می‌باشد. در اغلب تحقیقات صورت گرفته، هر یک از ارگزاری درون‌صفحه ای و خارج از صفحه به صورت جداگانه بررسی شده‌اند یا اثر اندرکنش بین این بارها به صورت غیر مستقیم مورد مطالعه قرار گرفته است. در این تحقیق، رفتار دیوار غیر سازه‌ای تحت اثر تقام جایه‌جایی درون‌صفحه‌ای و بار بروز صفحه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است و تأثیر مسلح سازی دیوارهای غیر سازه‌ای جداسازی شده از قاب سازه‌ای با استفاده از ملات مسلح شده به شبکه الیاف و میلگرد بسته بررسی شده است. به این منظور سه نمونه دیوار جداسازی شده از بلوك لیکا ساخته شد. نمونه‌های مسلح شده با دو روش استفاده از میلگرد بسته و استفاده از شش الیافی با مقیاس ۱ به ۱ تحت بار توانان چرخه‌ای درون صفحه‌ای و بار ثابت بروز صفحه‌ای ارزیابی شده و با دیوار شاهد غیر مسلح مقایسه شد. نتایج حاصل از این آزمایشات نشان داد که نمونه دیوار غیر سازه‌ای غیر مسلح تحت بار خارج از صفحه زلزله در تعییر مکان نسبی کم داخل صفحه دچار خرابی و ریزش شد. از طرفی، دیوار غیر سازه‌ای مسلح شده با استفاده از ملات مسلح شده به شبکه الیاف افزایش ۱۵ و ۵۴ درصدی در تعییر مکان نسبی مربوط به کاهش مقاومت دیوار و حداقل نیروی داخل صفحه نسبت به دیوار غیر سازه‌ای مسلح شده با میلگرد بسته نشان داد.

وازگان کلیدی: دیوار بنایی، رفتار لرزه‌ای، ملات مسلح شده به شبکه الیاف، میلگرد بسته، TRC.

v.razeghi@stu.usc.ac.ir
m.zargaran@bhrc.ac.ir
nikkhoo@usc.ac.ir
n.attari@bhrc.ac.ir
narges.azadvar@yahoo.com

۱. مقدمه

دیوار داخلی، جانپناه، راه پله، سقف کاذب و نما اشاره کرد. در این میان، بیشترین آسیب وارد در زلزله‌های اخیر ناشی از آسیب وارد به دیوارهای خارجی و داخلی بلوکی بوده است.

مصالح بنایی در بسیاری از کشورها، از جمله ایران، کاربرد فراوانی در ساخت و ساز داشته و به طور گستردگی در المان‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای مورد استفاده قرار

اضای غیرسازه‌ای معماري، از جمله دیوارهای داخلی و خارجي ساختمان‌ها، در زلزله آسیب‌پذير بوده و تاکنون موجب خسارت‌های جانی و مالي فراوانی در سطح جهانی و به ویژه در ایران شده است. از جمله این اجزا می‌توان به دیوار خارجي، تیغه، نویسنده مسئول

* تاریخ: دریافت ۲۶/۱۰/۱، اصلاحیه ۲۳/۱/۱، پذیرش ۲۸/۱۰/۱، پذیرش ۲۳/۱/۱، پذیرش ۲۸/۱۰/۱.

استناد به این مقاله:

رازقی، وحید، زرگران، مژده، نیکخو، علی، خواجه احمد عطاری نادر، و آزادوار، نرگس، ۱۴۰۲. مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای دیوارهای بنایی غیرباربر تقویت شده با استفاده از میلگرد بسته و مش الیاف. مهندسی عمران شریف، ۴(۳۹)، صص ۸۹-۹۹. DOI:10.24200/J30.2023.61543.3185.

جلوگیری از شکست ترد، کاهش خرابی مصالح و تلفات جانی، از روش TRM استفاده کردند. در این تحقیق، ساختار شبکه الیاف تقویت‌کننده به گونه‌ای تعیین شد که چسبندگی آن به ملات بهینه شود. بر اساس نتایج به دست آمده، متشهای پیشنهادی در جلوگیری از خرابی ترد و جدایش زودرس مصالح بنایی آجری در هنگام زلزله موثر بودند. همچنین، ملات با مقاومت بیشتر موجب مقاومت اتصال بیشتر شده و ملات با مقاومت کمتر، رفتار شبکه‌پذیرتری را پس از پیک مقاومت نشان داده است.^[۱۱]

همچنین، بربنات و همکاران در دو مطالعه مجزا به بررسی عملکرد روش TRM در تقویت دیوارهای بنایی پرداختند. در یک مطالعه آزمایشگاهی، آن‌ها تعدادی دیوار بنایی با ابعاد واقعی تقویت شده به روش TRM را تحت بارگذاری فشاری خارج از مرکز قرار دادند. مشخصه‌های مورد بررسی در این پژوهش عبارتند از: نوع شبکه الیاف، تعداد لایه مورد استفاده، نوع ملات و همچنین استفاده از اتصال دهنده‌های لایه تقویت به دیوار بنایی به منظور افزایش چسبندگی. بر اساس نتایج این تحقیق، تمامی ملات‌ها از مقاومت اتصال لازم که چسبندگی TRM به دیوار بنایی را تضمین نماید، برخوردار بودند. بنابراین، هیچ‌گونه اتصال دهنده‌ای برای دیوارهای تقویت شده تحت بارهای فشاری خارج از صفحه نیاز نبود. علاوه بر این، استفاده از TRM، افزایش ۱۰۰ درصدی مقاومت را به همراه داشت و موجب رفتار سخت‌تر دیوار به صورت درون صفحه و برون صفحه شد که سختی درون صفحه دیوار، بسته به نوع ملات و سختی برون صفحه واپسگردی بیشتری به نوع و مقدار الیاف داشت. استفاده از TRM، دیوار را یکپارچه کرده و از پراکنده‌ی در حین خرابی جلوگیری کرد. این موضوع می‌تواند موجب تکیه بیشتر بر روی این روش به عنوان روشی برای مقاوم سازی، تقویت و یا حتی ساخت ساختمان جدید باشد.^[۱۲]

در مطالعه‌ای دیگر، بربنات و همکاران نحوه اعمال روش TRM در سازه‌های بنایی را مورد بررسی قرار دادند. بر اساس نتایج، استفاده از روش پاششی در مقایسه با روش دستی موجب افزایش قابل توجه در بهره‌وری و شبکه‌پذیری شد. اگرچه باید ذکر کرد که افزایش مقاومت، قابل توجه نبوده است.^[۱۳] دارآباد و همکاران، با انجام آزمایش کشش قطعی بر روی ۴ دیوار بنایی، رفتار درون صفحه دیوارهای بنایی بتئی غیرمسلح تقویت شده از خارج با استفاده از FRCM را مورد بررسی قرار دادند. بر اساس نتایج، با نسبت تقویت برابر، ظرفیت برش FRP و FRCM مشابه می‌باشدند. افزایش درصد تسلیح وابسته به مقاومت فشاری واحد بنایی است، چرا که اگر حاکم شود، افزودن درصد تسلیح بی‌فایده خواهد بود.^[۱۴] پانیکولا و همکاران، روش TRM را به عنوان روشی برای افزایش ظرفیت باربری و قابلیت تغییر شکل دیوارهای بنایی غیر مسلح تحت بارگذاری چرخه‌ای درون صفحه به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. به این منظور، ۲۲ دیوار بنایی با مقیاس متوسط تحت بارهای چرخه‌ای درون صفحه قرار گرفت. مشخصه‌های مورد بررسی در این مجموعه، آزمایش مصالح ملات، تعداد لایه‌های تقویت و میزان تنش فشاری وارد بر نمونه بوده است. بر اساس نتایج، TRM به عنوان راه حل مناسبی برای بهبود رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی معرفی شده است. بر اساس مقاومت، کارایی TRM نسبت به FRCM تا اندازه‌ای کمتر بوده است و از لحاظ تغییر شکل (که در طراحی لرزه‌ای بسیار حائز اهمیت است) کارایی TRM از FRP بیشتر می‌باشد.^[۱۵] تریتاپلیو و همکاران، راجع به استفاده از ژاکت‌های TRM با الیاف کربن به جای ژاکت‌های FRP تحقیق کردند و تأثیر تسلیح بتن با الیاف و رزین اپوکسی را با هم مقایسه کرده و تأثیر تعداد لایه‌های الیاف و مقاومت ملات را بررسی کردند. آزمایش‌ها نشان داد ژاکت‌های TRM موجب افزایش مقاومت و شبکه‌پذیری شده است. در این تحقیق نشان داده شد که مقاومت ملات و تعداد لایه‌های الیاف هر دو تأثیر زیادی بر

می‌گیرند. این مصالح از منظر لرزه‌ای ضعیف بوده و وزن بالا و شبکه‌پذیری پایین دارند. عامل موثر دیگر در رفتار لرزه‌ای نامناسب دیوارهای بنایی، اتصال نامناسب آن‌ها به سازه باربر جانبی اصلی می‌باشد. روش‌های اجرایی فعلی به نحوی هستند که در حین زلزله، تغییر مکان‌های جانبی سیستم باربر جانبی به دیوارهای غیر سازه‌ای منتقل شده و با توجه به ظرفیت تغییر شکل اندک، دیوار دچار آسیب شدید داخل صفحه شده و این آسیب، دیوار را مستعد فروریزش خارج از صفحه خواهد نمود. نمونه‌های بسیاری از چنین تخریب‌هایی در زلزله‌های گذشته مشاهده شده است. به منظور جلوگیری از آسیب‌های ناشی از تخریب این المان‌ها، روش‌های مختلفی ارائه و مورد آزمایش قرار گرفته است. از جمله این روش‌ها می‌توان به استفاده از شاتکریت^[۱]، بسته‌های متصل کننده دیوار به ستون^[۲]، میلگرد بستر^[۳]، پلیمر مسلح شده به الیاف (FRP)^[۴] و ملات مسلح شده به شبکه الیاف (TRC)^[۵] اشاره کرد. بر اساس پیوست ششم استاندارد ۲۸۵۰^[۶] و تجدید نظر اول نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه^[۷]، مسلح کردن دیوار به دو روش استفاده از میلگرد بستر و استفاده از ام شیل الیاف (TRC) مجاز می‌باشد. روش استفاده از میلگرد بستر یکی از روش‌های قدیمی مسلح کردن دیوارهای مصالح بنایی است که روش طراحی آن در ۵۳۰-۱۱ Eurocode^۶ و ACI^[۸] آمده است.^[۹] همچنین، روش مسلح کردن دیوارهای مصالح بنایی با ام شیل الیاف TRC روش جدیدی است که تحقیقات زیادی در سال‌های اخیر بر روی آن انجام شده است. در ادامه، به منظور شناخت و بینگی‌های روش تقویت دیوارهای بنایی با استفاده از TRM^[۱۰] به معرفی روش TRC پرداخته شده است.

به دلیل مشکلات موجود در استفاده از روش پلیمر مسلح به الیاف، تلاش‌های فراوانی برای یافتن جایگزین آن انجام شده است. از میان روش‌های مختلف، استفاده از ملات مسلح شده به شبکه الیاف با توجه به سازگاری مناسب تر مکانیکی و شیمیایی با زیرسازه، از برتری قابل توجهی برخوردار است. یکی از برترین مزیت‌های این روش، غلبه بر ضعف چسبندگی و مسائل مرتبط با رطوبت می‌باشد. این روش در نوشتارهای مختلف با نام‌های مختلفی از جمله FRCM، TRC، TRM^[۱۱] یا IMG^[۱۲] شناخته می‌شود. در این روش، شبکه الیاف تقویت کننده از رشته‌های باقته شده حداقل در دو جهت عمود برهم ساخته شده‌اند. تراکم شبکه الیاف (مقدار و فاصله چشممه‌ها) که به عنوان مشخصه مکانیکی آن شناخته می‌شود، قابل کنترل است. این موضوع بر سطح نفوذ ملات به داخل چشممه‌ها نیز مؤثر است. امروزه داشش در زمینه TRM به مراتب کمتر از FRP می‌باشد و تحقیقات بر روی این روش همچنان ادامه دارد.

روش TRM موجب بهبود مقاومت داخل و خارج از صفحه دیوار بنایی (بسته به تعداد لایه‌های الیاف و همچنین نوع ملات)، ظرفیت شبکه‌پذیری (بسته به نوع و هندسه نمونه)، خرابی الیاف وابسته و یا لغزش شبکه الیاف در ملات می‌شود. این روش در ایندا به منظور تقویت سازه‌های بتئی مسلح توسعه یافته^[۱۳]، اما خلیلی زود توانست با فایق آمدن بر مسائل مرتبط با استفاده از FRP، در سازه‌های بنایی بتئی جایگزین شود.

به منظور شناخت روش تقویت دیوارهای بنایی با استفاده از TRM، مطالعات آزمایشگاهی مختلفی توسط محققین مختلف صورت گرفته است. به طور کلی، مشخصه‌هایی همچون تعداد لایه، انواع مختلف تسلیح، نوع ملات و مهار لایه تقویت به زیرسازه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. لازم به ذکر است، روش اعمال ملات به دو صورت معروف به ملات دستی^[۱۴] یا پاششی^[۱۵] صورت می‌گیرد. از جمله این تحقیقات می‌توان به تحقیق انجام شده توسط ماریتیز و همکاران اشاره کرد. آن‌ها به منظور تقویت سازه‌های بنایی در جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای

سیستم تسليح دارند.^[۱۶] امیرس دریافت که سختی بتن محصور شده با افزایش تعداد لایه های FRCM افزایش می یابد. افزایش دما موجب کاهش مقاومت در المان های محصور شده می شود، در حالی که در کرنش نهایی قابل چشم پوشی است.^[۱۷]

دکاسو وای باسلو و همکاران گروت های مختلف به عنوان ماتریس بتنی و الیاف با بافت های مختلف (مش های یک جهه و دو جهه از الیاف شیشه ای با تراکم بالا یا تراکم پایین) را مورد بررسی قرار دادند.^[۱۸] کلاجانی و همکاران نشان دادند که المان های محصور شده با PBO موجب افزایش چشمگیر مقاومت و شکل پذیری می شوند.^[۱۹]

در تحقیقی دیگر، مقایسه دیوار مصالح بنایی تقویت شده با استفاده از FRP و TRC انجام شده است. بر اساس نتایج این تحقیق، ظرفیت مقاومت جانبی تقویت کننده های TRC پایین تر از FRP بوده اما ظرفیت انعطاف پذیری به میزان قابل توجهی افزایش یافته است.^[۲۰] در بیشتر مطالعات صورت گرفته، رفتار جداگانه درون صفحه یا برون صفحه دیوار مورد بررسی قرار گرفته است. در پژوهش حاضر، به بررسی تأثیر مسلح سازی دیوارهای جداسازی شده با استفاده از ملات مسلح شده به شبکه الیاف و روش مسلح سازی با میلگرد بستر تحت بارگذاری توانان درون صفحه ای و برون صفحه ای پرداخته شده است. این امر نتایج حاصل از تحقیق را به شرایط واقعی زلزله نزدیک تر خواهد کرد.

۲. روش تحقیق

در این تحقیق، سه نمونه آزمایشگاهی در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی مورد آزمایش قرار گرفته است تا تأثیر دو روش مسلح سازی بر رفتار لرزه ای دیوارهای مصالح بنایی مورد بررسی قرار گیرد. بخش های مختلف این آزمایشات در ادامه توضیح داده شده است.

۱.۲. نمونه های آزمایشگاهی

در این آزمایشات، سه دیوار مصالح بنایی با مقیاس ۱ به ۱ تحت آزمایش چرخه ای قرار گرفته اند تا اثر تغییر مکان درون صفحه قاب و دیوار بر روی عملکرد بیرون صفحه دیوار غیر سازه ای که با دو روش مختلف مسلح شده اند مورد بررسی قرار گیرد. روش های تسليح دیوار برای بارهای خارج از صفحه که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته اند، عبارتند از: تسليح با استفاده از ملات سیمانی مسلح شده به شبکه الیاف (TRC) و تسليح با استفاده از میلگرد بستر. تمام نمونه های مورد مطالعه دیوار غیر سازه ای می باشند. بنابراین، بر اساس ضوابط پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ و ضوابط فصل دوازدهم تجدید نظر اول نشریه ۲۱۴ سازمان برنامه و بودجه کشور به اندازه حداقل دو مقدار ۳ سانتی متر و یک درصد ارتفاع قاب از تیر و ستون جداسازی شده اند.

اولین نمونه، دیوار بدون تقویت می باشد که به عنوان نمونه شاهد در نظر گرفته شده است. دیوار دوم، دیواری است که با استفاده از تقویت با میلگرد بستر مسلح شده است. در نمونه آخر، دیوار با استفاده از ملات مسلح شده به شبکه الیاف بر روی هر دو وجه مسلح شده است. الگوی بارگذاری داخل صفحه نمونه ها بر اساس نشریه FEMA ۴۶۱ بوده است. در این الگو، هر دامنه تغییر مکان، دو چرخه تکرار شده است. اصلاح انجام شده جهت اعمال اثر بار خارج از صفحه نیز به گونه ای است که در هر دامنه تغییر مکان، چرخه اول بارگذاری بدون بار خارج از صفحه بوده است. پس از آن، نیروی خارج از صفحه به تدریج از صفر تا مقدار تعیین

۲.۲. مشخصات مصالح

۱.۲.۲. واحد های بنایی

آزمایش مقاومت فشاری المان بنایی متشکل از بلوک های سیمانی سبک دانه بر اساس استاندارد ASTM C۱۳۱۴^[۲۱] و مطابق شکل ۱۱ الف انجام شد. با توجه به استاندارد، حداقل سه نمونه مورد آزمایش قرار گرفت. نسبت ارتفاع به عرض نمونه ها باید در بازه $1/3$ تا 5 باشد. مقاومت فشاری المان بنایی که برای هر سری از نمونه های بنایی تعیین می شود، باید مساوی یا بیشتر از m^f باشد. نمونه ها ۲۸ روز بعد از ساخت مورد آزمایش قرار گرفتند. به همین منظور، نمونه ها در دستگاه قرار گرفته اند و در بالا و پایین آن دو صفحه فولادی قرار داده شده و بار محوری و جایه جایی محوری المان بنایی در طول آزمایش فشاری ثبت شد. نتایج آزمایش در جدول ۱ نشان داده شده است و مود شکست در نمونه ها محرک طی می باشد که در شکل ۱ ب نشان داده است.

برای آزمایش مقاومت برشی، دیوار به ابعاد $1200 \times 1200 \times 120$ میلی متر ساخته شده از بلوک لیکا بر اساس استاندارد E519/E519M^[۲۲] مطابق شکل ۱۲ الف انجام شد. نتایج حاکی از آن است که شکست فشاری پنجه در نمونه ها اتفاق افتاده است (شکل ۲ ب). مود شکست با فشار پنجه آغاز شده و با خرابی بلوک ها و توسعه ترک ادامه یافته است. نتایج آزمون در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۱. نتایج آزمون مقاومت فشاری.

$P(MPa)$	$F(kN)$	نمونه
۳/۲۱	۱۳۸/۶۶	۱
۲/۷۸	۱۲۰/۳۵	۲
۳/۱۳	۱۳۵/۴۰	۳
۳/۰۴	میانگین	



شکل ۳. الف) مشن الیاف شیشه و ب) نمونه آماده شده به منظور انجام آزمایش کشش.

جدول ۳. طرح اختلاط ماتریس سیمانی.

$۱۲۱۴ \text{ Kg/m}^۳$	ماسه
$۷۰۰ \text{ Kg/m}^۳$	سیمان
$۲۸۰ \text{ Kg/m}^۳$	آب
۷ \% وزن سیمان	فوق روان کننده

جدول ۴. مشخصات مکانیکی میلگرد بستر.

متوسط تنش حد جاری شدن (MPa)	متوسط استحکام نهایی (MPa)
$۶۰۲/۶۶$	$۷۲۷/۶۶$

میلی متر) و آب است (جدول ۳). میانگین مقاومت فشاری مشخصه این ملات براساس b – $۲۰\text{M} - ۲۰\text{C} ۱۰\text{M}$ [۲۴] برابر با ۴۰ مگاپاسکال بود.

۳.۲.۲. میلگرد بستر

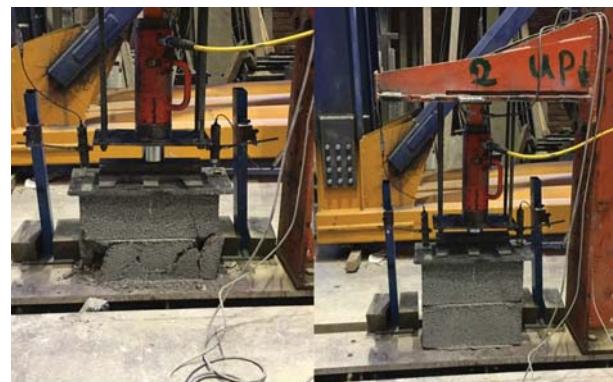
در این بخش، مشخصات مکانیکی میلگرد بستر مورد استفاده در تقویت نمونه براساس استاندارد ASTM A۹۵۱ [۲۵] در جدول ۴ ارائه شده است.

۳. جزییات اجرای نمونه ها

در این آزمایشات، سه دیوار بنایی تحت آزمایش چرخه ای قرار گرفتند تا اثر جداسازی دیوار و تقویت آن با استفاده از دو روش مختلف مقاومت سازی شامل مقاومت سازی با میلگرد بستر و مقاومت سازی با ملات مسلح شده به شبکه الیاف بر روی دیوارهای بنایی غیرمسلح مورد بررسی قرار گیرد.

۳.۱. نمونه اول: نمونه جداسازی شده (نمونه شاهد)

این نمونه دیوار به ضخامت ۱۵ میلی متر به ابعاد $۳۰۰\text{ میلی متر} \times ۳۰۰\text{ میلی متر}$ در قاب فولادی با مشخصات مذکور ساخته شده است. به منظور مهار خارج از صفحه دیوار، به دلیل اینکه جزئیات اتصال دیوار به ستون های کناری از نوع اتصال کشویی با استفاده از نبیشی گرم نورد می باشد، قبیل از اجرای دیوار نبیشی ها (نبیشی نمره ۶ به طول ۱۰ میلی متر) در محل خود بر روی ستون جوش شدند. برای اجرای دیوار ابتدا یک لایه ملات ماسه سیمان اجرا شده، سپس ردیف اول بلوك ها بر روی ملات ماسه سیمان قرار گرفت. به منظور جداسازی دیوار از ستون، بلوك ها به شکلی چیده شده است که از طرفین دیوار حدود ۳ میلی متر فضای خالی بین



الف) ابزار بندی آزمایش؛

ب) مدل شکست فشاری.

شکل ۱. آزمایش فشاری بنایی.



شکل ۲. الف) تنظیمات آزمون کشش قطری (برش) و ب) مدل شکست فشاری پنجه.

جدول ۲. نتایج آزمون مقاومت فشاری.

نمونه	قطعی (kN)	ظرفیت باربری (kN)	مود شکست
۱	$۱۰۴/۳۸$	$۱۰۴/۳۸$	پنجه
۲	$۹۵/۶۹$	$۹۵/۶۹$	پنجه
۳	$۱۱۰/۸۹$	$۱۱۰/۸۹$	پنجه

۲.۲.۲. آزمایشات TRC

الیاف: در این بخش، مشخصات مکانیکی چند رشته ای های شیشه مورد استفاده در تقویت نمونه براساس استاندارد ۱۳۳ ASTM E۲۰۹۸/E۲۰۹۸M [۲۶] ارائه شده است. وزن متر مربع مشن الیاف مورد استفاده برابر با ۱۵ متر مربع بوده است. این مش الیافی متتشکل از چند رشته ای های شیشه می باشد که از مقاومت مکانیکی مناسبی برابردار بوده و چسبیندگی خوبی با ماتریس سیمانی دارد. فاصله چشممه ها در جهت تار و پود ۵ میلی متر است (شکل ۳). مساحت اسمی چند رشته ای های شیشه مورد استفاده در این تحقیق برابر با $۰/۰۲۲\text{ میلی متر مربع}$ می باشد. آزمایش مقاومت کششی بر روی نمونه هایی از چند رشته ای شیشه ای مورد استفاده انجام شد که میانگین مقاومت کششی چند رشته ای ۱۰۲۰ مگاپاسکال بوده است.

ماتریس سیمانی: به منظور به دست آوردن مقاومت فشاری ماتریس سیمانی به عنوان مصالحی که برای چسباندن مش الیافی به سازه پتنی استفاده می شود، شش نمونه مکعبی $۵\text{ } \times ۵\text{ } \times ۵\text{ میلی متر}$ مکعب ساخته شد. این ماتریس متشکل از سیمان پر ترند نوع دو به همراه ریزدانه (با اندازه دانه هایی کمتر از ۱

۳.۳.۲. نمونه سوم: نمونه جداسازی شده و تقویت شده با مش دو طرفه

TRC

این نمونه دیوار همانند نمونه شماره ۱ ساخته شده است. پس از ساخت کامل، به منظور تقویت دیوار در جهت خارج از صفحه، از TRC در دو طرف دیوار استفاده شده است. به همین منظور، الیاف روی کل سطح دیوار قرار گرفت (شکل ۶الف) و پس از این مرحله، روی الیاف لایه نهایی ملات اعمال شده است (شکل ۶ب).

دوخت TRC به دیوار تنها در صورتی لازم است که چسبندگی متابی بین TRC و دیوار وجود نداشته باشد. با توجه به تسلیح دیوار در دو سمت آن و چسبندگی مناسب TRC به مصالح بنایی، نیازی به دوخت TRC به دیوار مصالح بنایی به خصوص در کاربردهای غیر سازه‌ای نمی‌باشد. این مساله در پژوهش^[۴۶] به صورت کامل مورد ارزیابی قرار گرفته است. نمای کلی نمونه شماره ۳ در شکل ۶ج نشان داده شده است.

۴. ابزاربندی

به منظور انجام آزمون‌های چرخه‌ای، دیوار در قاب فولادی به ابعاد 3000×3000 میلی‌متر مربع ساخته شده است. ستون‌ها و تیر قاب از مقطع IPE۱۸۰ و اتصال تیر به ستون از نوع مفصلی بوده و اتصال قاب به کف صلب آزمایشگاه به صورت گیردار می‌باشد. به منظور اعمال تیروی جانبی از دو جک هیدرولیکی به ابعاد 150×150 میلی‌متر مربع استفاده شده است. به منظور اعمال پار خارج صفحه از قاب مربعی شکل 100×100 تنی استفاده شده است. برای اعمال پار خارج صفحه از قاب مربعی شکل به ابعاد 150×150 میلی‌متر مربع استفاده شده است. به منظور اندازه‌گیری نیرو، دو نیروسنج در دو سمت قاب و در پشت جک‌ها تعییه شد. همچنین، به منظور اندازه‌گیری تغییرمکان نقاط مختلف دیوار از دو تغییرمکان سنج در قسمت میانی دیوار و یک تغییرمکان سنج در قسمت میانی بالای دیوار استفاده شده است (شکل ۷).



شکل ۶. نمونه شماره ۳ تقویت شده با مش الیافی.



شکل ۷. ابزاربندی نمونه شماره ۳.

دیوار و ستون وجود داشته باشد. برای این منظور پلی استایرن به ضخامت ۳۰ میلی‌متر در فضای بین ستون و دیوار جایگذاری شد. به همین ترتیب تا انتهای دیوار بلوك چینی انجام و در ردیف آخر بالای دیوار 30×30 میلی‌متر فضای خالی در نظر گرفته شد و جهت مهار خارج از صفحه دیوار، سه عدد نبیشی نمره ۶ به طول 100×100 میلی‌متر در فواصل مساوی در هر دو طرف و هر دو سمت دیوار تعییه شده است. نمای کلی نمونه شماره ۱ در شکل ۴ نشان داده شده است.

۲.۳.۲. نمونه دوم: نمونه جداسازی شده و تقویت شده با میلگرد بستر

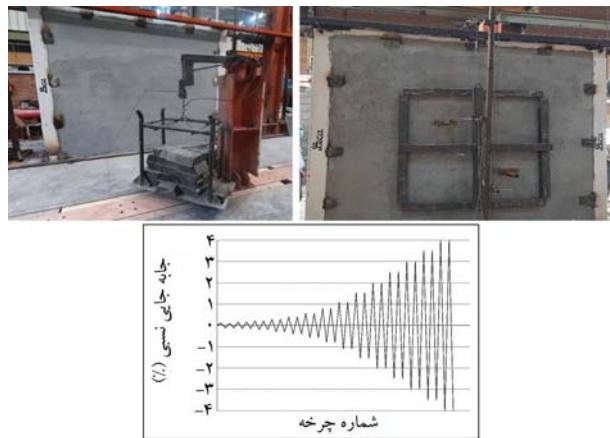
این نمونه دیوار به ضخامت 150×150 میلی‌متر به ابعاد 3000×3000 میلی‌متر در قاب فولادی با مشخصات نمونه شاهد ساخته شد. با توجه به اینکه جزئیات اتصال دیوار به ستون‌های کناری از نوع شاخص انتها انتخاب شد، قبل از اجرای دیوار، شاخص‌ها در محل خود بر روی ستون (در ارتفاع هر دو رج بلوك چینی) جوش و نصب شدند. برای اجرای دیوار، ابتدا یک لایه ملات ماسه سیمان اجرا شد. سپس، ردیف اول بلوك‌ها بر روی ملات ماسه سیمان قرار گرفتند. بلوك‌ها طوری چیده شدند که از طرفین دیوار حدود 30×30 میلی‌متر فضای خالی بین دیوار و ستون وجود داشته باشد. پس از اینکه دو ردیف اول بلوك چینی انجام شد، شبکه میلگرد بستر به قطر 4×4 میلی‌متر تعییه شد و ملات ماسه سیمان بر روی آن اجرا شد. به همین ترتیب تا انتهای دیوار بلوك چینی انجام و در هر دو ردیف آخر بالای دیوار 30×30 میلی‌متر فضای خالی در نظر گرفته شد و جهت مهار خارج از صفحه دیوار، دو عدد نبیشی نمره ۶ به طول 100×100 میلی‌متر در فواصل یک سوم میانی تعییه شد. نمای کلی نمونه شماره ۲ در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۴. نمونه شماره ۱.



شکل ۵. نمونه شماره ۲ تقویت شده با میلگرد بستر.



شکل ۸. الف) نحوه اعمال بار خارج از صفحه ب) چرخه بارگذاری داخل صفحه.

$$R_\mu = \left(\frac{1/1R}{\Omega_s} \right) \geq 1/3 \rightarrow R_\mu = 1/3 \quad (5)$$

R : ضریب رفتار سازه طبق استاندارد ۲۸۰۰
 Ω_s : ضریب اضافه مقاومت برای سازه طبق استاندارد ۲۸۰۰
 برای اعمال این بار از قطعات سری استفاده شد و این نیرو به صورت افقی در محدوده مربع شکل به ابعاد ۱۵۰۰ در ۱۵۰۰ میلیمتر مربع مطابق جزیئات شکل ۸ الف در وسط دیوار اعمال شد. بارگذاری داخل صفحه بروتکل بارگذاری شکل ۸ ب اعمال شده که این بارگذاری به صورت کتترل شونده توسط تغییر مکان می‌باشد. در الگوی بارگذاری داخل صفحه، تعداد ۲۳ چرخه بارگذاری جانبی معکوس شونده در نظر گرفته شد و این چرخه‌ها از تغییرمکان نسیی جانبی ۱٪ درصد شروع و تغییرمکان نسیی ۴٪ درصد ادامه پیدا کرد. هر چرخه بارگذاری دو بار تکرار شد که در چرخه‌های فرد، بار داخل صفحه به همراه بار خارج از صفحه اعمال شد و در چرخه‌های زوج تنها بار داخل صفحه به نمونه اعمال شد. بارگذاری اعمال شده به نمونه‌ها با سرعت بسیار پایین انجام شد تا اثر افزایش مقاومت مصالح در پاسخ نمونه‌ها نقشی نداشته باشد. این روش آزمایش به نام روش شبه استاتیکی شناخته می‌شود.

۳. نتایج و بحث

براساس اطلاعات حاصل از آزمایشات انجام شده، نتایج زیر مورد بررسی قرار گرفت.

۱.۳. رفتار چرخه‌ای

نمودار هیسترزیس نمونه‌ها در شکل ۹ نشان داده شده است.

۲.۳. منحنی بک‌بون

منحنی بک‌بون^۹ نمونه‌های شماره ۲ و ۳ در شکل ۱۰ نشان داده شده است. براساس نتایج، بارگذاری نمونه شاهد (نمونه شماره ۱) تنها تا جایه جایی نسیی ۲٪ درصد ادامه یافت و در این جایه جایی نسیی، نمونه دچار خرابی و تغییرمکان زیاد خارج از صفحه شد که به دلیل شدت خرابی امکان ادامه آزمایش پس از این مرحله وجود نداشت. در نمونه شماره ۲ (نمونه تقویت شده با میلگرد بستر)،

۵.۲. پروتکل بارگذاری

بارهای وارده به دیوار شامل بارهای خارج از صفحه و داخل صفحه می‌باشند. بارگذاری داخل صفحه دیوار به صورت چرخه‌ای می‌باشد که هر دامنه آن دو چرخه تکرار شده است. بارگذاری به گونه‌ای انتخاب شد که در چرخه‌های فرد، ابتدا بار خارج از صفحه اعمال شده و پس از آن بار داخل صفحه در حضور بار خارج از صفحه به صورت چرخه رفت و برگشت اعمال شد. در چرخه‌های زوج، تنها بار داخل صفحه به نمونه اعمال شد. در واقع، هر سه حالت اثر زلزله بر روی دیوار که عبارتند از: اثر نیروی زلزله در راستای دیوار به تهیی، اثر نیروی زلزله در راستای عمود بر دیوار به تهیی و اثر توامان این دو با یکدیگر مورد بررسی قرار گرفته است.

بار خارج از صفحه، بار معادل زلزله وارد بر دیوار می‌باشد که مطابق ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای ASCE7-۲۰۲۰^[۲۷] و با استفاده از روابط زیر محاسبه شده و برابر با ۹ کیلونیوتون در نظر گرفته شده است.

$$F_P = ۰,۴A(1+S)W_P I_P \left(\frac{H_f}{R_\mu} \right) \left(\frac{C_{AR}}{R_{po}} \right) = ۰,۴ \times ۰,۳۵ \times (1+2,5) \times ۱۶۲۳ \times ۹,۸۱ \times ۱ \times \frac{۲,۲۵}{۱,۳} \times \left(\frac{۱}{۱,۵} \right) \cong ۹۰۰۰N = ۹kN \quad (1)$$

$$F_{P\min} = ۰,۳A(1+S)W_P I_P = ۰,۴ \times ۰,۳۵ \times (1+2,5) \times ۱۶۲۳ \times ۹,۸۱ \times ۱ \cong ۵۸۵۰N = ۵,۸۵kN \quad (2)$$

$$F_{P\max} = ۱,۶A(1+S)W_P I_P = ۱,۶ \times ۰,۳۵ \times (1+2,5) \times ۱۶۲۳ \times ۹,۸۱ \times ۱ \cong ۳۱۲۰۰N = ۳۱,۲kN \quad (3)$$

که در روابط بالا:

F_P : نیروی جانبی زلزله؛

$F_{P\min}$: حداقل نیروی جانبی زلزله؛

$F_{P\max}$: حداکثر نیروی جانبی زلزله؛

A : شتاب پایه؛

S : ضریب شتاب طیفی؛

I_P : ضریب اهمیت جزء؛

W_P : وزن جز غیرسازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری؛

H_f : ضریب بزرگنمایی نیرو که تابعی از ارتفاع مرکز جرم از تراز پایه می‌باشد که براساس رابطه ۴ محاسبه می‌شود.

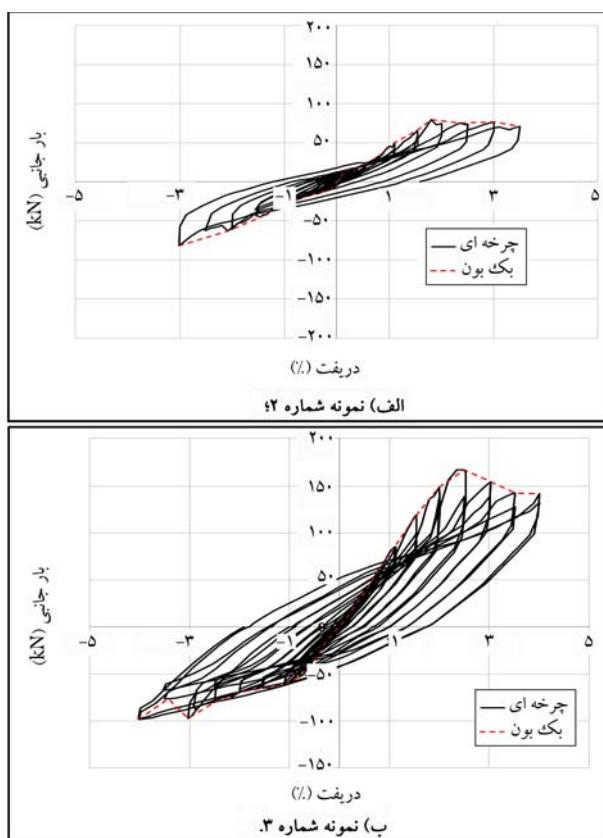
R_μ : ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری که براساس رابطه ۵ محاسبه می‌شود.

C_{AR} : ضریب تشدید برای تبدیل حداکثر شتاب پایه به شتاب حداکثر جز.

$$H_f = ۱+2,5 \left(\frac{Z}{H} \right) = ۱+2,5 \left(\frac{۱}{۲} \right) = ۲,۲۵ \quad (4)$$

Z : ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه؛

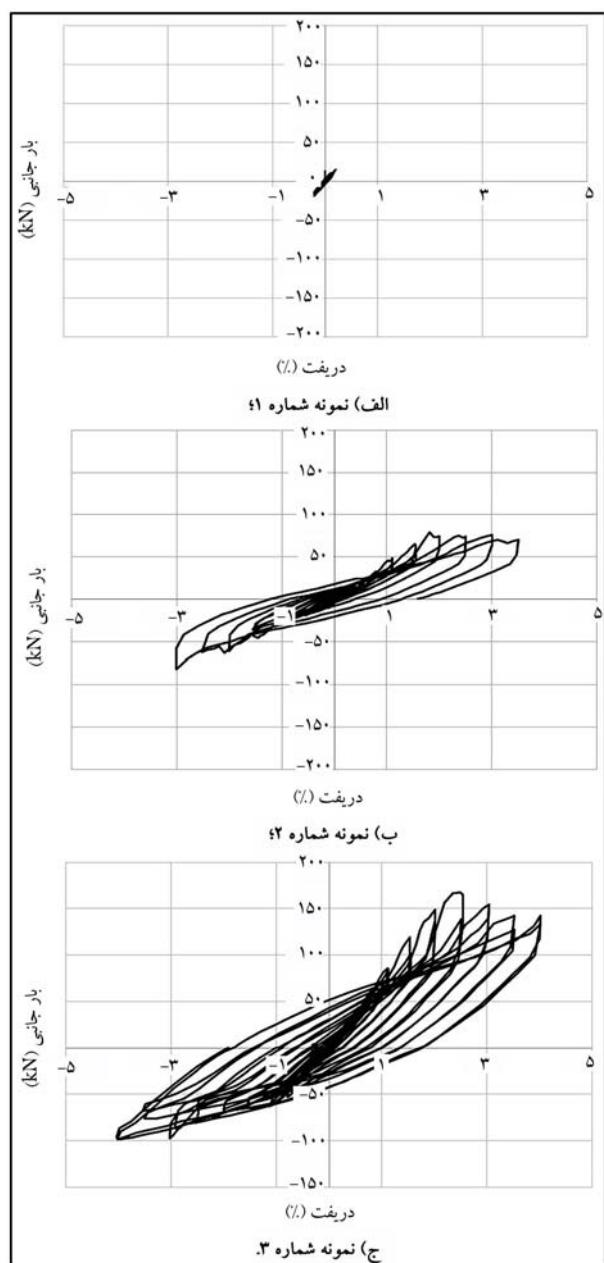
H : ارتفاع محل اتصال جز غیرسازه‌ای نسبت به تراز پایه.



شکل ۱۰. نمودار هیسترزیس.

نسبت به نمونه تقویت شده با میلگرد بستر حدود ۱۵ و ۵۴ درصد افزایش یافته است.

با توجه به نتایج، سختی اولیه نمونه‌ها (قبل از شروع خرابی) بیشتر از سختی سکاناتی آن‌ها می‌باشد. همچنین، متوسط سختی اولیه و سختی سکاناتی در هنگام کاهش مقاومت نمونه تقویت شده با میلگرد بستر به ترتیب ۳۲۷۲ و ۱۰۶۲ کیلونیوتون بر متر بوده و این مقادیر در نمونه تقویت شده با TRC به ترتیب برابر با ۱۹۶۳ و ۱۶۳۹ کیلونیوتون بر متر می‌باشد. بنابراین، سختی اولیه و سکاناتی نمونه تقویت شده با TRC نسبت به نمونه تقویت شده با میلگرد بستر به ترتیب حدود ۵۰/۰ و ۵۴/۰ برابر می‌باشد.



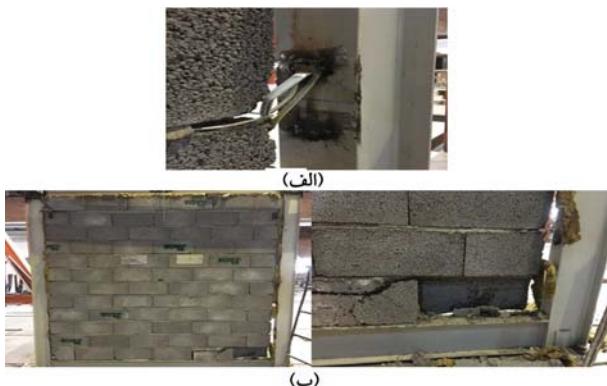
شکل ۹. نمودار هیسترزیس.

۳.۳. تغییر مکان خارج از صفحه
تغییر مکان خارج از صفحه نمونه‌ها حاصل می‌انگین تغییر مکان‌های خارج از صفحه اندمازه‌گیری شده توسعه دو تغییر مکان‌سنج نصب شده در قسمت میانی نمونه‌ها می‌باشد. بر همین اساس، نمودار تغییر مکان خارج صفحه-تغییر مکان نسبی نمونه‌های شماره ۱، ۲ و ۳ در شکل ۱۱ نشان داده شده است. با توجه به این نمودار، حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه نمونه شماره ۱، ۲ و ۳ به ترتیب ۴۷/۰، ۴۳/۰ و ۴۷/۱ کیلو متر می‌باشد. همانطور که در شکل ۱۱ الف نشان داده شده است، نمونه شماره ۱ در جایه‌جایی نسبی حدود ۱۵/۰ درصد دچار تغییر مکان زیاد خارج از صفحه شده و این امر موجب خرابی کلی سازه در همین جایه‌جایی شده که مانع از ادامه آزمایش شد. از طرف دیگر، تغییر مکان خارج از صفحه نمونه‌های شماره ۲ و ۳ در متوسط تغییر مکان نسبی مربوط به کاهش مقاومت به ترتیب ۳۲/۰ و ۴۵/۰ کیلو متر می‌باشد.

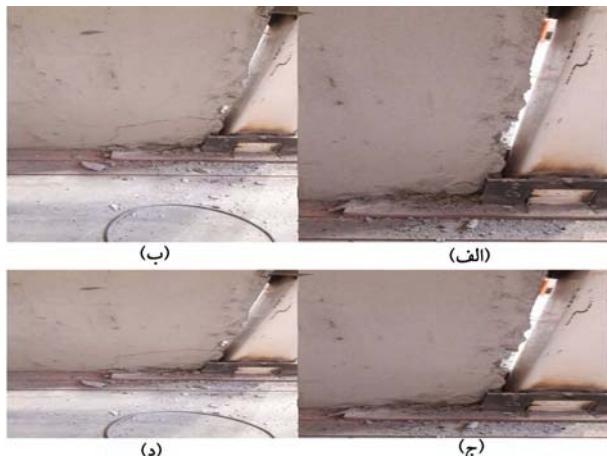
مقاومت حداکثر در بخش منفی در جایه‌جایی نسبی ۱/۸ درصد و با نیروی ۷۹/۳ کیلونیوتون و در بخش مثبت نیز در جایه‌جایی نسبی ۳/۰ درصد با حداکثر نیروی ۸۱/۵ کیلونیوتون رخ داده است. بر همین اساس، متوسط جایه‌جایی نسبی مقاومت حداکثر آن ۲/۴ و متوسط حداکثر نیروی داخل صفحه اعمال شده نیز ۸۰/۴ کیلونیوتون می‌باشد. در نمونه شماره ۳ (نمونه تقویت شده با TRC)، مقاومت حداکثر در بخش منفی در جایه‌جایی نسبی ۳/۰ درصد و با نیروی ۹۷ کیلونیوتون و در بخش مثبت نیز در جایه‌جایی نسبی ۲/۵ درصد با حداکثر نیروی ۱۶۷ کیلونیوتون رخ داده است. بر همین اساس، متوسط تغییر مکان نسبی مربوط به مقاومت حداکثر آن ۲/۷۵ و متوسط حداکثر نیروی داخل صفحه اعمال شده نیز ۱۲۳/۷ کیلونیوتون می‌باشد. بنابراین، متوسط جایه‌جایی نسبی مقاومت حداکثر و حداکثر نیروی داخل صفحه اعمال شده نمونه تقویت شده با TRC



شکل ۱۲. الگوی ترک و خرابی در نمونه شماره ۱ در تغییر مکان نسبی ۰/۱۵ درصد.



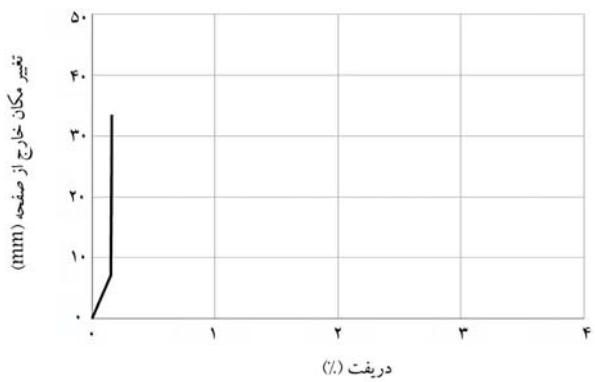
شکل ۱۳. (الف) شکسته شدن جوش بست انتهایی (ب) خردشگی بلوک های گوشه.



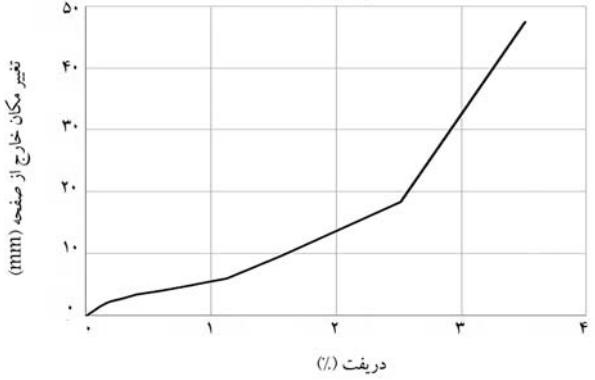
شکل ۱۴. مراحل خرابی نمونه شماره ۳.

۰/۱۵ درصد در جهت رفت، بلندشدن ترک دیوار از کف اتفاق افتاد. در ادامه، در تغییر مکان نسبی ۱/۱ درصد و نیروی داخل صفحه ۵۰ کیلونیوتون، ترک خودگی بلوک گوشه چپ بالای دیوار مشاهده شد. سپس در تغییر مکان نسبی ۱/۵ درصد، جوش بست شاخک های انتهایی شکسته شد (شکل ۱۳الف). در انتهای، در تغییر مکان نسبی ۳ درصد، در جهت بگشت و نیروی داخل صفحه ۷۷ کیلونیوتون، بلوک پایین سمت راست خرد شد (شکل ۱۳).

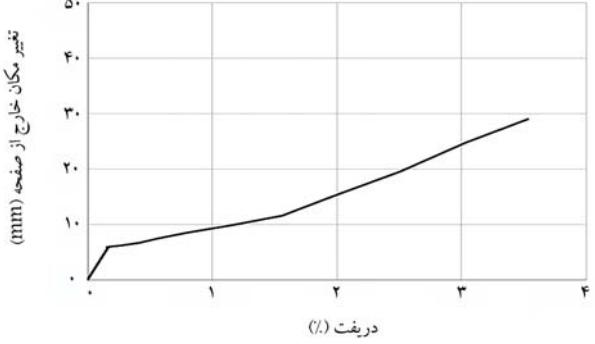
مراحل خرابی نمونه شماره ۳ در شکل ۱۴ نشان داده شده است. با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی انجام شده، اولین ترک های موبی در ملات از تغییر مکان



الف) نمونه شماره ۱



ب) نمونه شماره ۲



ج) نمونه شماره ۳

شکل ۱۱. نمودار تغییر مکان خارج صفحه - تغییر مکان نسبی داخل صفحه.

میلیمتر می باشد. با توجه به نتایج مشاهده می شود که تقویت نمونه با TRC به نمونه تقویت شده با میلگرد بستر با افزایش مقاومت خارج از صفحه دیوار موجب کاهش حدود ۳۹ درصدی حداقل تغییر مکان خارج از صفحه دیوار شد و دیوار تقویت شده با مشیاف تا تغییر مکانی ۲۴ درصد بیش از نمونه تقویت شده با میلگرد دچار افت مقاومت نشد.

۴. الگوی ترک و خرابی

نمونه شماره ۱ (نمونه جداسازی شده بدون تقویت)، در چرخه های ابتدایی آزمایش و در جابه جایی نسبی ۰/۱۵ درصد و نیروی ۱۹/۳ کیلونیوتون دچار ناپایداری خارج از صفحه و خرابی کلی سازه شد که در شکل ۱۲ نمای کلی نمونه در این جابه جایی نسبی نشان داده شده است.

در آزمایش مربوط به نمونه شماره ۲، بر اساس مشاهدات در تغییر مکان نسبی

در رونصفحه ۴ در صد نیز پایداری عمود بر صفحه خود را حفظ می‌کنند. البته میران
جایه‌جایی عمود بر صفحه کاہش سختی در دو دیوار بسته به روش تسلیح مقاومت
است. مساله دیگر، مود خرابی حاکم می‌باشد که در دو روش تسلیح انجام شده با
توجه به افزایش ظرفیت قابل توجه کششی دیوار مسلح شده عملاً مود خرابی کششی
حاکم نمی‌باشد. در روش‌های تسلیح، عملاً مود خرابی حاکم، خرابی فشاری بلوک
می‌باشد.

۴. نتیجہ گیری

در این تحقیق رفتار لردهای دیوارهای غیرسازه‌ای تحت اثر اندرکنش بارهای خارج از صفحه و جایه‌جایی‌های داخل صفحه و دو روش مختلف مسلح سازی دیوار بررسی و مقایسه شد. بر همین اساس، سه نمونه دیوار تمام مقیاس از جنس پلوك سیمانی سبک که به اندازه یک درصد ارتفاع آن از قاب فولادی جداسازی شد، در آزمایشگاه بخش سازه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی ساخته و آزمایش شد. دیوار شماره ۱ به صورت شاهد و بدون تسليح و در دیوار شماره ۲ دیوار به منظور تامین پایداری خارج از صفحه با میلگرد بسته مسلح سازی شد. نمونه شماره ۳ نیز از دو طرف با استفاده از ملات بتی مسلح شده با مش الیاف شیشه مسلح شد. عملکرد لردهای این دیوارها تحت بار خارج صفحه معادل بار زلزله آین نامه و جایه‌جایی نسبی چرخه‌ای داخل صفحه مورد بررسی قرار گرفت. نتایج آزمایشات در قالب نمودارهای هیستوگرام، منحنی بک‌بون، نمودار تغییر مکان خارج از صفحه - تغییر مکان نسبی و الگوی ترک مورد ارزیابی قرار گرفتند. برخی از مهم‌ترین نتایج حاصل از این پژوهش عبارتند از:

۱. دیوارهای غیر سازه‌ای غیر مسلح شدیداً نسبت به اثر توان و سلسه‌های بارهای لرزه‌ای داخل و خارج از صفحه حساس می‌باشند و به سرعت ناپایدار می‌شوند. در این راستا، دهانه کوچک دیوار یا وجود وال پست و نبشی به تنها یک جهت پایداری خارج از صفحه دیوار به تنها یک کفایت نمی‌کند.

۲. هر دو روش مسلح سازی دیوار غیر سازه‌ای، پایداری خارج صفحه دیوار را تا
چایه‌جایی نسبی داخل صفحه مجاز آینه نامه برآورده نموده‌اند و برای تسلیح
دیوار غیر سازه‌ای از کارایی مناسب برخوردار می‌باشند.

۳. روش تسلیح دیوار به وسیله ملات مسلح شده با مش الیاف نسبت به روش تقویت با میلگرد بستر موجب افزایش ۱۵ و ۵۴ درصدی جایه جایی نسبی مربوط به کاهش مقاومت دیوار و حداکثر نیروی داخل صفحه شده است.

۴. با افزایش مقاومت خارج از صفحه در نموده تقویت شده با مشی الیاف، حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه دیوار نسبت به نمونه تقویت شده با میلگرد بسته، حدود ۳۹ درصد کاهش یافته است. همچنین، تغییر مکانی که دیوار تقویت شده با مشی الیاف دچار افت مقاومت شد، نسبت به نمونه تقویت شده با میلگرد، ۲۴ درصد افزایش داشته است. به عبارت دیگر، سختی و شکل پذیری دیوار تقویت شده با مشی الیاف، به میزان قابل توجهی، افزایش داشته است.

۵. ترک‌ها و خواری در نمونه تقویت شده با ملات مسلح شده با الیاف به طور چشم‌گیری نسبت به روش تسلیح با میلگرد بسترهایش یافته است. مجموعه موارد فوق، بیانگر کارایی بیشتر روش تسلیح دیوار با ملات مسلح شده با میلگرد است.

نسبی ۵۶٪ درصد با نیروی داخل صفحه حدود ۴۰ کیلونیوتون در گوشه های دیوار شروع شد (شکل ۱۴الف). در ادامه، در جایه جایی نسبی ۲ درصد با نیروی داخل صفحه حدود ۱۰۹ کیلونیوتون، این ترک ها عمیق تر شدند (شکل ۱۴ب). با ادامه دادن آزمایش، در جایه جایی نسبی ۲/۵ درصد و با نیروی داخل صفحه حدود ۱۲۳/۶ کیلونیوتون، خردشده گی در بلوك های گوشه های دیوار مشاهده شد (شکل ۱۴ج). در نهایت، نمونه به دلیل خردشده گی بیشتر بلوك های گوشه دچار کاهش مقاومت شد اما باقی قسمت های دیوار بدون ترک و سالم باقی ماند (شکل ۱۴د). با توجه به مشاهدات، این نمونه دارای کمترین ترک و آسیب نسبت به دو نمونه قبلی در تغیر مکان های نسبی مشاهده می باشد.

با توجه به مشاهدات انجام شده، نمونه شاهد که بدون تقویت اجرا شده بود، پیش از اعمال جایه جایی داخل صفحه، در برابر بار معادل لرزه‌ای خارج از صفحه آبین نامه پایداری کرد. لافاصله سی از اعمال جایه جایی خارج از صفحه و سی از دامنه از جایه جایی دارای صفحه در چرخه‌های ابتدایی آزمایش و در جایه جایی نسبی ۱۵٪ درصد، نمونه دچار ناپایداری خارج از صفحه و خرابی کلی و ریزش دیوار شد. این مساله نشان می‌دهد که دیوارهای غیر سازه‌ای غیر مسلح شدیداً نسبت به اثر تقام و سلسه‌وار بارهای داخل و خارج از صفحه حساس می‌باشند و به سرعت ناپایدار می‌شوند. در این آزمایش، سنتون‌ها با توجه به دهانه سه متری آن می‌توانند وظیفه وال پست را برابر دیوار غیر سازه‌ای بر عهده بگیرند، اما همانطور که مشاهد می‌شود، محدود شدن دهانه دیوار و نگهداشت دیوار با استفاده از نبیشی در اطراف آن در محل اتصال به تیر و سنتون به تهایی موجب پایداری دیوار نمی‌شود. گسیختگی ۱ همچنین، با توجه به نتایج آزمایشات، روش تسلیح TRC از روش میلگرد بستر کاراوتر بوده است. در توضیح این امر می‌توان گفت که در راستای قائم، وزن دیوار وجود ملات کامل در راستای افقی، به باربری دیوار کمک می‌کند و ظرفیت باربری دیوار در این راستا نسبت به راستای افقی بیشتر می‌شود. نکته دیگر این است که فرارگیری الیاف به عنوان عضو کششی در سطح خارجی دیوار در روش TRC موجب می‌شود بازوی خمی و کارایی آن در مقایسه با میلگرد بستر که در داخل ملات دیوار قرار می‌گیرد، بیشتر شود. همچنین، در صورت تسلیح با میلگرد بستر، به عملت راستای افقی تسلیح، در هر ۳ تا ۴ متر طول دیوار باید یک وال پست قائم اجرا شود که این مساله نیز موجب افزایش هزینه‌های روش میلگرد بستر می‌شود. در حالی که در روش TRC، با توجه به راستای قائم تسلیح، نیازی به اجرای وال پست نمی‌باشد. باید توجه داشت که مطالعه انجام شده، بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای غیر سازه‌ای می‌باشد. رفتار چنین دیواری از دیوار میانتابی متفاوت است و بر عکس دیوار میانتابی از چنین دیواری توقع باربری جانی درون صفحه نمی‌رود. نکته اساسی در این ارزیابی دو مساله زیر است:

-- آیا بارگذاری چرخه‌ای درون صفحه موجب کاهش سختی و مقاومت و میزان باربری دیوار در جهت عمود بر صفحه می‌گردد؟

-- در جا به جایی های بیشتر از ۱ درصد، آیا دیوار غیر سازه ای می تواند موجب افزایش ظرفیت قاب گردد یا خیر.

همانطور که مشاهده می شود، دیوار غیر مسلح تحت اثر بار عمود بر صفحه که بار ناشی از اینرسی دیوار در زلزله می باشد و جایه جایی نسبی درون صفحه قاب پس از چند سیکل و در دامنه بسیار کوچک، ظرفیت بار باری عمود بر صفحه خود را از دست می دهد و فرو می ریزد. در حالی که دو دیوار دیگر تا جایه جایی نسبی

1. Fiber Reinforced Polymers (FRP)
2. Textile Reinforced Concrete (TRC)
3. Textile Reinforced Mortar (TRM)
4. Fiber Reinforced Cementitious Matrix (FRCM)
5. Inorganic Matrix Grid (IMG)
6. Manually
7. Sprayed
8. Multifilament
9. Backbone Curve

منابع (References)

1. Shabdin, M., Attari, N.K.A. and Zargaran, M., 2019. Experimental study on seismic behavior of unreinforced masonry (URM) brick walls strengthened in the boundaries with shotcrete experimental study on seismic behavior of unreinforced masonry (URM) brick walls strengthened in the boundaries. *J Earthq Eng.*, 25(1), 00, pp.1-27. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1577763>.
2. Asadzadeh, S.A., Mohammadi, M., Attari, N.K.A. and Alireza, S., 2020. An experimental study on finding prequalified connectors between the wall and steel frame infilled with autoclave-cured aerated concrete blocks. *J Earthq Eng.*, 26(2), 1-20 <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1822231>.
3. Asadzadeh, S.A., Mohammadi, M., Attari, N.K.A. and Zareei, S.A., 2020. An experimental study on the effect of frame-to-wall connection type on the seismic behavior of steel frames infilled with autoclave-cured aerated concrete blocks. *Adv Struct Eng.*, 23, pp.642-56. <https://doi.org/10.1177/1369433219877789>.
4. Jasinski, R., 2019. Research on the influence of bed joint reinforcement on strength and deformability of masonry shear walls. *Materials*, 2543(12). <https://doi.org/10.3390/ma12162543>.
5. Appendix No.6 of Standard No. 2800 Seismic Design and Construction of Architectural Nonstructural Elements, Iranian Building Codes and Standards, Tehran, Iran (2019).
6. Instruction of Structure Design and Requirement of Cladding of Buildings (No. 714) Plan and Budget Organization, Tehran, Iran (2022).
7. ACI 530-11., 2011. Building code requirements and specification for masonry structures, American Concrete Institute.
8. Eurocode 6., 2006. Design of masonry structures, British Standard.
9. Azadvar, N., Zargaran, M., Rofooei, F.R., Attari, N.K.A., 2021. Experimental comparison of cyclic behavior of RC columns strengthened with TRC and FRP. *Bull Earthq Eng*, 19, pp.2941-70. <https://link.springer.com/article/10.1007/s10518-021-01092-2>.
10. Azadvar, N., Zargaran, M., Rahimzadeh Rofooei, F. and K.A.Attari, N., 2021. Numerical investigation of the effect of cross section shape, mortar strength and number of textile layers on cyclic behavior of RC columns. *Civ Eng Sharif*, 2, pp.105-15. <https://doi.org/10.24200/j30.2021.57462.2911>.
11. Martins, A., Vasconcelos, G., Fangueiro, R. and Cunha, F., 2015. Experimental assessment of an innovative strengthening material for brick masonry infills. *Composites Part B*, 80, pp.328-342. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.06.012>.
12. Bernat-Maso, E., Gil, L. and Roca, P., 2015. Numerical analysis of the load-bearing capacity of brick masonry walls strengthened with textile reinforced mortar and subjected to eccentric compressive loading. *Engineering Structures*, 91, (Supplement C), pp.96-111. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.032>.
13. Bernat, E., Gil, L., Roca, P. and Escrig, C., 2013. Experimental and analytical study of TRM strengthened brickwork walls under eccentric compressive loading. *Construction and Building Materials*, 44, pp.35-47. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.006>.
14. Babaeidarabad, S., Arboleda, D., Loreto, G. and Nanni, A., 2014. Shear strengthening of un-reinforced concrete masonry walls with fabric-reinforced-cementitious-matrix. *Construction and Building Materials*, 65, pp.243-253. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.116>.
15. Papanicolaou, C.G., Triantafillou, T.C., Karlos, K., Papathanasiou, M., 2007. Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: In-plane cyclic loading. *Materials and Structures*, 40, pp.1081-1097. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-006-9207-8>.
16. Triantafillou, T.C., Papanicolaou, C.G., Panagiotis Zissimopoulos, P. and Laourdeki, T., 2006. Concrete confinement with textile-reinforced mortar jackets. *ACI Struct J*, 103, pp.28-37.
17. Ombres, L., 2007. Confinement effectiveness in concrete strengthened with fiber reinforced cement based composite jackets. FRPCS-8. Patras, Greece.
18. De Caso y Basalo, F.J., Matta, F. and Nanni, A., 2009. Fiber Reinforced Cementitious Matrix Composites for Infrastructure Rehabilitation. Proc Compos Poly, Tampa, FL, L, (USA).
19. Colajanni, P., De Domenico, F., Maugeri, N., Recupero, A., Spinella, N. and Mantegazza, G., 2012. Experimental results of RC columns strengthened with fiber reinforced cementitious mortars. In: 3rd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting. Cape Town, South Africa.
20. Thi-Loan Bui., Si Larbi, A., Reboul, N. and Ferrier, E., 2015. Shear behaviour of masonry walls strengthened by external bonded FRP and TRC. *Composite Structures*, 132, pp.923-932. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.06.057>.
21. ASTM C1314-07., 2009. American Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms, American Standard Test Method, West Conshohocken, PA, USA.
22. ASTM E519/E519M-10., 2009. American Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, American Standard Test Method, West Conshohocken, PA, USA (2009).

23. ASTM E2098 / E2098M - 13., 2018. American Standard Test Method for Determining Tensile Breaking Strength of Glass Fiber Reinforcing Mesh for Use in Class PB Exterior Insulation and Finish Systems (EIFS), after Exposure to a Sodium Hydroxide Solution., American Standard Test Method, west conshohocken, PA, USA.
24. ASTM C109 / C109M-20b., 2020. American Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50 mm] Cube Specimens). American Standard Test Method, West Conshohocken, PA, USA.
25. ASTM A951/A951M-16e1., 2016. American Standard Specification for Steel Wire for Masonry Joint Reinforcement., American Standard Test Method. East Conshohocken, PA, USA.
26. Shabdin, M., Zargaran, M. and Attari Nader, K.A., 2018. Experimental Diagonal Tension (shear) Test of Un-Reinforced Masonry (URM) Walls Strengthened with Textile Reinforced Mortar (TRM). *Construction and Building Materials*, 164, pp.704-715. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.234>.
27. ASCE/SEI standard 7-21., 2021. Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI, Reston, Virginia, USA.

شناخت عامل‌های اکولوژیکی تطبیق‌پذیر و بهره‌گیری از آن در ساختارهای معماری

علی احمدیان* (دانشجوی دکتری)

دانشکده هنر و معماری، دانشگاه تهران، تهران

شینم صالحی (دانشجوی دکتری)

دانشکده هنر و معماری، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران غرب، ایران

روزبه نقشینه (استادیار)

مرکز تحقیقات اقتصاد خلاق، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران غرب، ایران

مهمنگی عمران شرق، (جمهوری اسلامی ایران)، ۱۴۰۲، ۱۰۹-۱۰۱، ۴، صص، دوری شماره ۴، شماره ۴، (پژوهشی)

درک معماری به عنوان اکولوژی سیستم‌های تعاملی، گرایش‌های ثابت و محدود گذشته را به سمت ساخت محیط‌های پویا و تطبیق‌پذیر با شرایط جدید تبدیل می‌کند. در این چارچوب، محیط‌درپی ساخت سناپری تعامل است تا روابط بین اجزاء را فعال کند. در پژوهش حاضر، به طراحی سیستمی پرداخته شده است که می‌تواند در آینده جایگزین شیوه‌های فعلی برنامه‌ریزی ساخت واحدهای ساخته‌شده باشد. نتیجه این پژوهش، شبیه‌سازی یک سیستم خودمنتاز سلولی است که می‌تواند در صورت لزوم تولید کند و در صورت نیاز ساختار خود را بازسازی نماید. در مدل پیشنهادی از یک سیستم کنترلی دو سطحی (میکرو و ماکرو) استفاده شده تا تعاملات بین اجزاء و محیط رشدشان از سوی دیگر به درستی و در راستای رسیدن به اهداف طرح و تعادل کل سیستم تنظیم شود. در انتها، نتایج شبیه‌سازی در مقیاس‌های مختلف با نرم‌افزار گردهاپ نمایش داده شده است. با توسعه‌ی این مدل می‌توان گام مهمی در توسعه‌ی ماشین شبیه‌ساز ساخت سامانه‌ی خودمنتاز سلولی بر اساس پیکربندی‌های متوالی و پر تعداد برداشت.

a_ahmadian@sbu.ac.ir
shabnamsalehi@g.ucla.edu
roozbeh.naghshineh@polimi.it

وازگان کلیدی: اکولوژی‌های تطبیق‌پذیر، انتشار تجمعی محدود، خودمنتازی، ساخت برگشت‌پذیر، معماری زنده.

۱. مقدمه

بیان شود، به عبارت دیگر، جایی که تصمیمات کوچک می‌تواند منجر به تأثیرات بزرگی در مقیاس شهر ایجاد کند. شهر پس از آن مانند موجودات زنده رفتار می‌کند.^[۱]

پژوهش حاضر بر مبنای یک شاخه از معماری زنده است که با الهام از منطق تشکیل و رشد الگوهای موجود در طبیعت، به مطالعه و طراحی سامانه‌های اکولوژیکی قابل تطبیق با محیط پیرامون خود می‌پردازد. این پژوهش به دنبال پاسخ به پرسش‌های زیر است:

الف) مولفه‌ها و اجزای تشکیل‌دهنده‌ی یک معماری زنده چیست؟

ب) این مولفه‌ها چگونه در ایجاد یک مکانیسم پویا و به دنبال آن سیستمی زنده مشارکت می‌کنند؟

امروزه، تقاطع اطلاعات و زندگی و ماده، حاکمی از پیچیدگی‌هایی است که احتمال وجود سنتزی عمیق‌تر را نشان می‌دهد. در چنین شرایطی، این معماری است که باید پاسخی ریشه‌ای به چالش‌های اجتماعی و فرهنگی جدید و روند پرستاب شهرنشینی بدهد.^[۲] چالش اصلی در یک سامانه‌ی متابولیسم شهری در ظرفیت آن شهر به تعامل، دریافت و ارسال اطلاعات در نقاط با مقیاس‌ها و اجزای مختلف شهر (زیرساخت، ساختمانها، فضاهای عمومی، شرایط محیطی، جریان‌ها و شریان‌های شهری) نهفته است.^[۳] این بحث به مفاهیم اساسی در رابطه با اهمیت سیستم‌های همیستی سازمان‌دهنده بر اساس داده‌های زمان واقعی^[۴] است که می‌تواند بیشتر با زبان سیستم‌های پاسخگو و سامانه‌های متابولیک

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۱/۱/۱۴۰۱، اصلاحیه ۱۸/۱/۱۴۰۲، پذیرش ۲۸/۱/۱۴۰۲.

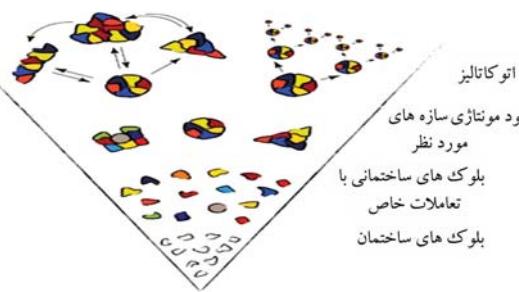
استناد به این مقاله:

احمدیان، علی، صالحی، شینم، و نقشینه، روزبه، ۱۴۰۲، ۱۸، اصلاحیه، ۱۴۰۲/۱/۱۱، پذیرش ۱۴۰۲/۱/۲۸.

DOI:10.24200/J30.2023.61722.3192

ج) قابلیت حرکت و پویایی این سیستم‌ها چگونه در مقیاس‌های مختلف معماری استفاده می‌شود؟

در همین راستا، ابتدا به تجربیات بهره‌گیری از ساختار ارگانیسم‌های زنده موجود در طبیعت به منظور کاربردشان در سامانه‌های ساخت دست بشر اشاره شده است که در سالیان اخیر به لطف پیشرفت‌های فناوری در حوزه‌های رایانش معماری و ساخت رایانشی به سرعت در حال رشد و تکامل است. در ادامه، پس از معرفی الگوریتم‌های به کار رفته در شبیه‌سازی‌ها، به طراحی چند نمونه در مقیاس‌های مختلف پرداخته شده است. در پژوهش لدار و همکارانش، تحقق چنین رویکردهایی به صورت ساخت فیزیکی نیز بررسی شده است.^[۲]



شکل ۱. بلوک‌های مختلف تشکیل دهنده یک ساختار طراحی شده‌اند تا به شیوه‌های خاصی تعامل داشته باشند (منبع: زروآپیچ، ۲۰۱۶).

تعامل ویژه‌ای میان بلوک‌های ساختمانی را می‌طلبید تا ساختار مورد نظر را به لحاظ سطح انرژی مطلوب فراهم کند. مطمئن‌ترین راه انجام این کار این است که هر ذره در ساختار هدف خود متفاوت باشد و با تعامل میان ذرات انتخاب شده به شکل‌گیری نوعی از پیکربندی محلی که مورد نظر است منجر شود. تعاملات بین ذرات مختلف به صورت یک ماتریس روابط کدگذاری می‌شوند که مشخص‌کننده انرژی متقابل بین هر چفت ذره است.^[۳]

اسکالپر تیپتس در دانشگاه آم آی تی در سال ۲۰۱۰ مدلی را با عنوان (منطق ماده)^[۴] معرفی کرد که سیستمی از مازویل‌های غیرفعال با منطق دیجیتالی - مکانیکی برای ساخت و ساز ساختارهای بزرگ‌مقیاس خودموتنازی بود. وی با ارائه یک مازویل مکانیکی که منطق دیجیتال NAND را به عنوان ابزاری موثر برای رمزگذاری توالی‌های موتناز محلی و جهانی در نظر می‌گیرد، سیستم خود را معرفی می‌کند.^[۵] او استدلال کرد که اگر ما بخواهیم ساختارهای پیچیده‌تر از امروز بسازیم، پس باید اطلاعات موتناز جدایگانه (گستته)^[۶] را به طور مستقیم به مواد خود منتقل کنیم تا بتوانیم ساختار موقوفیت‌آمیزی از ساختارهای پیچیده را هدایت کنیم.^[۵] همچنین، در آزمایش‌های دیگری امکان پیاده‌سازی چنین روابطی میان اجزای یک ساختار با استفاده از رباتیک نرم نیز مورد بررسی و آزمایش قرار گرفته است.^[۵]

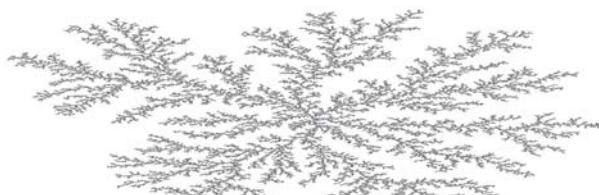
در پژوهشی دیگر که توسط مایروپولوس در سال ۲۰۱۵ صورت گرفته است، پرسه‌های از سیستم‌های خودموتناز با عنوان (سلول ام)^[۷] معرفی شده است. مایروپولوس بیان می‌کند که این سامانه بر اساس یک واحد موتناز به نام (سلول ام) شکل می‌گیرد که خود از دو جزء تشکیل شده است که عبارتند از: یک بلوک و یک غشاء (که در آن یک بلوک تعییه شده است). در طی مراحل موتناز، غشاء به عنوان محیط موتناز برای بلوک‌ها عمل می‌کند. هنگامی که پرسه به اتمام می‌رسد، بلوک‌ها به صورت شبکه‌های فضایی ساخته شده‌اند.^[۸]

سپس، غشاء این شبکه را احاطه کرده و درنتیجه یک شی جامد به نام ام^[۹] ایجاد می‌کند. ام، محصول این پژوهه است. این یک شی پویا است که می‌تواند به راحتی اصلاح گردد، گسترش یابد یا برپیچیده شود. یافته‌های این پژوهش می‌تواند کاربردهای مهمی در ساخت سازه‌ها در موقعیت‌های خاص و در زمینه ساخت سریع^[۱۰] داشته باشد.^[۸] در سال‌های اخیر دیرشیس و همکارانش در دانشگاه اشتونگارت مطالعات متعددی پیرامون شکل‌گیری خودبه‌خودی مواد گرانولی در ساختارهای معماری انجام داده‌اند.^[۹] این پژوهش‌ها در سطح خرد نیازمند فهم دقیق ارتباطات بین ذرات است. در شکل ۲ قسمت‌های مختلف یک نمونه از فرایندی‌های خودتکارکنندگی کلوئیدی که توسط زروآپیچ در مقاله خود پیرامون خودتکاری ذرات کلوئیدی^[۱۱] که در سال ۲۰۱۷ ترسیم شده، نشان داده شده است.^[۷] در قسمت الف، ذرات یکسان با محدوده‌ی جذب کوتاه‌برد می‌توانند خوش‌های مختلفی با خواص سفت و سخت از تعداد مختلف N تشکیل دهند. تعداد آن‌ها به سرعت با N (ستون دوم اعداد) رشد

۱. خودموتنازی

خودموتنازی به تنظیمات خودبه‌خودی واحدهای یک ساختار برای تشکیل ساختاری بزرگتر از طریق تعاملات محلی اشاره دارد. این فرایند از طریق کدھای اطلاعاتی (مانند شکل خواص سطحی، با، خواص قطبی، دو قطبی مغناطیسی، جرم و غیره) در اجراء منحصر به فرد امکان‌پذیر است.^[۱۲] موارد اشاره شده، ویژگی‌های هستند که مسیر تعامل واحدهای سازنده را تعیین می‌کنند. چهار ویژگی اساسی که مشخصه‌ی پرسه‌های خودموتناز طبیعی است، عبارتند از: ذرات تشکیل‌دهنده‌ی ساختار، نیروهای اتصال، محیط و نیروی محركه می‌وردند. نیروهای اتصال نیز نیروهایی اند که واحدهای سازنده یک سیستم خودموتنازی باشند. نیروهای اتصال نیز نیروهایی اند که ذرات را کنار یکدیگر نگه می‌دارد (نمونه‌هایی از چنین نیروهایی عبارتند از: مویرگی، الکترومغناطیسی و پیوندهای شیمیایی). محیط، بستر این فرایند است. این ذرات در یک محیط تعییه شده و این محیط برای عملکرد نیروهای اتصال بسیار مهم است. از طریق دستکاری این محیط، نیروهای اتصال و نحوه‌ی قرارگیری ذرات را می‌توان تغییر داد. در نهایت، نیروی محركه، آن نیرویی است که سیستم را به حرکت در می‌آورد.^[۱۳] چهار مولفه‌ای که در سیستم‌های خودموتناز طبیعی به کار می‌روند، در سیستم‌های مهندسی نیز استفاده می‌شوند. دو نوع اصلی آن، خودموتنازی ایستاد و پویا هستند. سیستم‌های استاتیک در فرایندهای خودموتناز سیستم‌هایی هستند که رسیدن به تعادل جهانی^[۱۴] یا محلی^[۱۵] را بدون آزاد کردن انرژی انجام می‌دهند. سیستم‌های دینامیک، گونه‌ی دیگری از این سیستم‌ها هستند که از طریق آزاد کردن انرژی^[۱۶] پایدار باقی می‌مانند.^[۵]

به نظر می‌رسد ویژگی‌هایی که از مواد پیشرفتی اینده انتظار می‌رود، در سیستم‌های بیولوژیکی یافته می‌شوند. این مواد بیولوژیکی بسیار کاربردی هستند و این امر از تعاملات بسیار خاصی که در سطح میکروسکوپی شکل می‌گیرد منتج شده است و از طریق واکنش‌های مکانیکی، مکانیزم‌های بازخوردی و پردازش اطلاعات سلسه‌مراتبی به رفتار مکروسکوپی منتقل می‌شود.^[۱۷] طراحی با الهام از زیست‌شناسی، یک پارادایم قدرتمند برای تولید مواد پیشرفتی است که متنکی بر طراحی پایین به بالا^[۱۸] از بلوک‌های ساختاری در تعامل دقیق برنامه‌ریزی شده است (شکل ۱). بلوک‌های ساختاری، بدون محرك خارجی به یک ماده کاربردی موتناز می‌شوند و در محلی قرار می‌گیرند که ناشی از نوسانات حرارتی، کاتالیزورها یا انرژی‌های خارجی اعمال شده است. چالش طراحی مواد مصنوعی با ویژگی‌های پیچیده، متنکی بر پژوهش‌های میان رشته‌ای است. تحقیقات مرتبط در دانشگاه هاروارد نشان داده است که چگونه یک ماده مصنوعی می‌تواند یکی از ویژگی‌های اساسی مواد بیولوژیکی یعنی توانایی ساختن ساختارهای پیچیده به صورت خود به خود را نمایش دهد.^[۱۹] استراتژی برای طراحی ساختارهای پیچیده دلخواه،

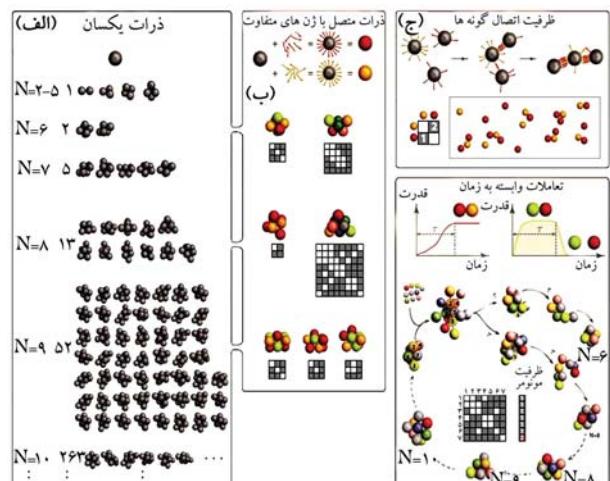


شکل ۳. یک نمونه‌ی کلاسیک از یک ساختار تجمعی دو بعدی با ضریب چسبندگی صفت و شامل ۳۰۰۰ ذره (بروک، ۲۰۰۴).

محیط انتشارشان توسط رایانه وجود دارد. شاید رایج ترین آن‌ها، شروع با یک تصویر سفید با یک پیکسل سیاه در مرکز باشد. نقاط جدید در مرزها معرفی می‌شوند و به طور تصادفی (حرکت براونی) راه می‌روند تا آنقدر نزدیک شوند که به پیکسل سیاه موجود بچسبند.^[۱۰] یک مثال معمول از این مورد در شکل ۳ نشان داده شده است. اگر نقطه‌ای در طول راه رفتن تصادفی خود به لبه تصویر نزدیک شود، دو استراتژی وجود خواهد داشت. نقطه‌یا از لبه پرش می‌کند یا تصویر به صورت حلقوی محدود می‌شود (نقطه‌ای که از لبه چپ خارج می‌شود، از سمت راست وارد می‌شود و نقطه‌ای که از لبه سمت راست خارج می‌شود، در سمت چپ وارد می‌شود. به طور مشابه برای بالا و پایین نیز این فرایند تکرار می‌شود). به طور کلی، نقاط جدید را می‌توان در هر نقطه از ناحیه‌ی تصویر، فقط در اطراف مرز، بدون هیچ تفاوت بصری قابل توجهی نشان داد.^[۱۰] آراندا و لش در سال ۲۰۰۶ و با پژوهش‌ای به نام گرتو پاویون^[۱۱] و با استفاده از الگوریتمی مشابه به ارائه پروتوتایپ‌های سریالی از واحدهای تکرارشونده پرداختند. ساختارهای ارائه شده بر مبنای روش تایلیندی دنزر^[۱۲] و هندسه‌های برونوی^[۱۳] شکل گرفته بودند. گرتو پاویون شامل ۴ مدول پایه بود که با چسبیدن به یکدیگر به صورت‌های مختلف، فرم‌های سه‌بعدی تولید می‌کردند. این پاویون بر اساس زمان تکامل نمی‌یافتد بلکه پاویون هر زمان که بروزه سه تولید سلول‌ها متوقف می‌شود، کامل می‌گردد.^[۱۱]

18 a

به عنوان بخشی از تحقیقات امروزین پیرامون شیوه‌های طراحی دیجیتال، توجه تحقیقات معماری به سوی مجموعه‌های گیسته از اجزای مدلولار جلب شده است. این امر با ظهور ایده‌هایی در رابطه با طراحی ترکیبی^[۱۲]، مونتاژ گیسته^[۱۳] و اتصال برگشت پذیر^[۱۴] هم‌زمان همراه بوده است. در سال‌های اخیر پیشنهادات مختلفی برای طراحی به وسیله مجموعه‌های گیسته ارائه شده است. تیپتس، چارچوبی برای نمایش مونتاژ بلک‌های هوشمندی که توانایی پیکربندی دوباره در پاسخ به محیط خود را داشتند ارائه کرد.^[۱۵] جوناس^[۱۶]، استراتژی خاصی برای ساخت به روش مونتاژ گیسته از عناصر هندسی گیسته موجود را ارائه کرد که مانند فرایندهای تولید تجمعی بود. روسی و تسمان، با توجه به نیاز طراحی که از داشن برناهه نویسی خوبی بهره نمی‌برند، چارچوبی بر پایه قوانینی تعریف شده به منظور تولید طرح‌های مبتنی بر مونتاژ تکرارشونده واحداً با اتصالات گیسته در محیط گرسهای ارائه نمودند.^[۱۷] لو و همکاران، با معرفی سیستمی مبتنی بر فشاروی واقعیت افزوده، روشی را ارائه دادند که با تکرار یک الگوریتم مونتاژ به صورت شیشه‌سازی شده امکان کنترل جانمایی قالب‌های بلک‌های بتنی را ترسیدن به محصول دلخواه به کار باران می‌دهد.^[۱۸] رتین و همکارانش، نمونه‌هایی ساخته شده به روش اجزای گیسته را معرفی و ارائه کردند.^[۱۹] این پژوهش بر مبنای دو پروژه‌ای انجام شده که روش‌های طراحی ای محاسبات گیسته و ساخت افزایشی، را مورد دروس، قرار می‌دهند. اولین پژوهش،

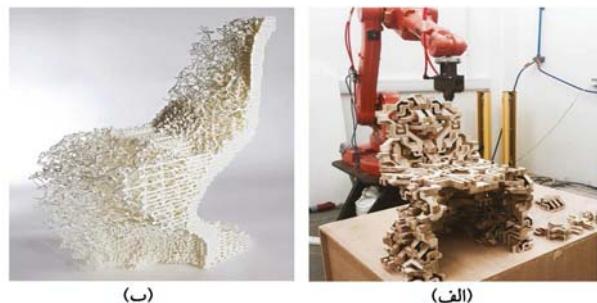


شکل ۲. (الف تاج) نمایش نحوه تعامل ذرات کلوئیدی در یک سامانه‌ی خودتکارکننده (منبع: زریاچیچ، ۲۰۱۷).

می‌کند. این خوشه‌ها حالت‌های پایه یک سیستم با ذراتی به تعداد N هستند و در آزمایش‌های خودمونتازی مشاهده می‌شوند. در قسمت ب، انواع نیروهای مختلف که ترکیبات متفاوتی از ذرات را ایجاد می‌کنند (ردیف بالا)، نشان داده شده است. انتخاب هر یک از این رویکردها تعیین می‌کند که آیا تعاملات از نوع جاذبه یا دافعه هستند (سه ردیف پایین). هر گونه از هندسه‌های خوشه‌ای، اگرگونه‌ی ذرات انتخابی آن مناسب باشد، می‌تواند یک حالت پایه منحصر به فرد خودمونتازی از تعداد ذرات N ایجاد کند. در شکل ۲ قسمت ب، یک ماتریس با مجموعه‌ای از تعاملات متفاصل بین گونه‌ها نشان داده شده است که در آن جاذبه‌ها با رنگ خاکستری و دافعه‌ها با رنگ سفید (ردیف دوم) مشخص شده‌اند. ترکیبات حداکثری برای دو خوشه N برابر با ۶، هشت ضلعی و یک چند وجهی (ردیف سوم) می‌باشد. قابلیت‌های طراحی چیدمان‌ها به هندسه خوشه وابسته است. در N برابر با ۸، خوشه‌ی سمت چپ دارای حداقل نوع ارتباطی تنها با دو گونه است. خوشه‌ی سمت راست فقط دو حرف دارد، هر یک با حداکثر اندازه‌ی ۸ (ردیف چهارم) می‌باشند. در N برابر با ۹، این عدد حداقل ۳ است و سه هندسه‌ی متفاوت وجود دارد که دارای چنین شکلی می‌باشند (ردیف بالا) برای هر یک از تعاملات جزئی بین ذرات (زرد و قرمز)، ظرفیت متناظر (دفع یا جذب) می‌تواند برقرار شود (ماتریس را بینید). برای مثال، نیروی میان ذرات می‌تواند با استفاده از ماتریس‌های روابطی که میان آن‌ها تعریف می‌شود (ردیف بالا)، با روش‌های مختلف کنترل شود. مقدار این ظرفیت، پوشش ممکن را در ساختارها محدود می‌کند و امکان کنترل واکنش‌ها را به صورت فلماًی می‌دهد (ردیف پایین). ردیف بالا، دو نوع متفاوت از تعاملات وابسته به زمان را نشان می‌دهد. واکنش‌های قالب نیازمند هر دو تعاملی هستند که یکی با زمان تقویت می‌شود (سمت چپ) و دیگری با زمان (راست) ضعیف می‌شود. نمودار انتهاهی نشان‌دهنده‌ی یک چرخه‌ی کاتالیزوری شامل خوشه‌ی کروی در N برابر با ۷ و با تعداد ذرات دانای است که دارای ماتریس تعامل مشخص شده و ظرفیت‌های متناسب با مونومرها (مرکز) است. رفتار کاتالیزوری پیچیده، از جمله خودتکاری، نتیجه‌ی حاصل از ذراتی با غلظت ۲ (ذرات ۷ دانای)، و تبعه ۱، مقیاس، مانند، ۲ تبعه می‌کشند و پیضعف کشند است.^[۷]

۲.۱. ساختارهای تجمعی^{۱۲}

روش‌های مختلفی برای شیمی‌سازی فرآیندهای انتشار ذرات شیمیایی و فیزیکی در



شکل ۴. (الف) مدل ساخته شده INT و (ب) CurVoxels

در سال ۱۹۹۸ ارائه شده است، عبارت است از: سیستم هایی که به نظر می رسد خود را بدون هدایت خارجی و دستکاری یا کشتل بیرونی سازماندهی می کنند. «سازمان» مربوط به افزایش ساختارها یا نظم رفتار سیستم است.

طبق گفته فرانسیس هلیکن، ایمرجنت^{۲۰} یک کانسپت کلاسیک تعریف مسئله است که قوانین کلی در سطح بالا را معرفی می کنند و نمی تواند در زیربخش و یا اعضاء تعریف شود. این خصوصیت غیر قابل تقلیل را ایمرجنت نامگذاری می کنند. تا سال ۱۹۸۹، تئوری قابل قبولی بیان نشده بود که بتواند خواص ایمرجنت را تعریف کند. این مفهوم یک روش معتبر برای ایمرجنت دینامیکی توسط مدل های توسعه یافته کنونی (خودسازمانده) می باشد. خصوصیت این مدل در خوده خودی بودن آن است. یکی دیگر از خصوصیات اساسی ایمرجنت در تئوری سیستم ها، سلسله مراتبی یا چند سطحی بودن آن است.^[۱۹] تا به امروز یک الگوی منطقی که بخواهد خواص خودسازمان دهنده را توضیح دهد، در دو سطح میکرو و ماکرو تعریف شده است. سطح میکرو، جایی که بسیاری از بلوک های ساختاری از عناصر در تعاملند (مقیاس محلی). سطح ماکرو، که فعل و افعال را منحصر به الگوهای کلی سازمانده می کند (مقیاس جهانی). اما برای اینکه نحوه توزیع و رشد یک سیستم خودسازمانده را که به محیط خود واکنش نشان می دهد و خود را شرایط آن تطبیق می دهد به دقت نشان داده شود، لازم است به تأثیر و چگونگی کارکرد دو سطح میکرو و ماکرو در پژوهش حاضر پرداخته شود.^[۱۹]

۲.۱. سازماندهی در دو سطح

با توجه به نکات ذکر شده، شیوهی به کار گرفته شده در تحقیق پیش رو نه تنها از فرایندهای پایین به بالا (مانند تجربه های پیشین در زمینه های مرتبط) استفاده کرده است، بلکه از فرایندهای دستوری و بالا به پایین نیز بهره برده است. این رویکرد از هر دو راهکار برای رسیدن به پایداری سیستم بهره برده است. این شیوه در سامانه های پربازده طبیعی نیز وجود دارد و شیوه ای است که بنا به واکنش ها و سنتزهای میان اجرای سیستم، از راهکار بهینه تر پایداری سیستم و قوی نتیجه های متعالی استفاده می کند. این رویکرد، رویکردی ۲ سطحی است که در مقیاس برهمنکش ذرات تشکیل دهنده خود بیشتر فرایندهای پایین به بالا را طی می کند و در هنگام نظم دهنده کلی به سامانه از طریق ماتریس خارج سلولی از فرایندهای بالا به پایین پیروی می کند. تمام تصمیم گیری ها با توجه به هسته ای کنترلی سیستم (QS Core)^[۲۰] در مقیاس های مختلف اجرا می شوند. این شیوه با ارسال کدهای زنگنه ای از هسته ای مذکور به سطح زیرین سامانه در دو سطح به وقوع می یوندد: یکی در تعاملات واحد به واحد^{۲۱} و دیگری در ارتباط ماتریس با واحد ها^{۲۲} (در بخش بعد به جایگاه QS در سیستم مورد نظر بیشتر پرداخته شده است). در طی پروسه ای مونتاژ، ماتریس های خارج سلولی نقش محیطی را ایفا می کنند که سلول های منفرد به عنوان بلوک های ساختاری مونتاژ شوند در حال تعامل با یکدیگر و با محیط مورد نظر هستند. این مسئله، امکان مونتاژ موازی و در سطح عمومی را به صورت خودکار و با امکان تصحیح خطها به سیستم خواهد داد.^[۲۱]

۲.۲. بسته بندی متراکم^{۲۳}

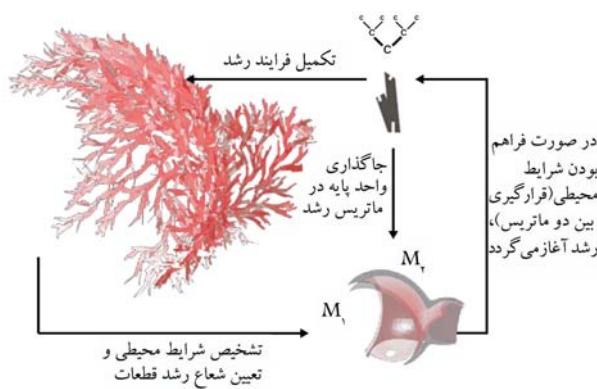
به مجموعه ای از عناصری که با یکدیگر هم پوشانی ندارند (ذرات)، بسته بندی می گویند. تراکم این بسته بندی به عنوان کسری از فضای تحت پوشش ذرات تعریف شده است. بسته بندی ذرات متراکم به عنوان مدل های مناسبی برای ساختارهای حالت مایع، شیشه ای و کریستالی، مواد گرانول و مواد ناهمگن شناخته شده است.^[۲۱] تراکم

۲. متدولوژی

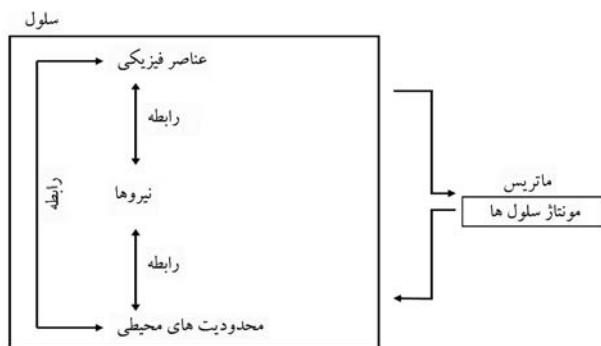
در طول عمر پژوهش های بیونیک، فرایند و روش شناسی الگوی برداری از طبیعت بر پایه ای دو نوع روش مبتنی بر راهکار^{۱۸} و روش مبتنی بر مسئله^{۱۹} تبیت شده است. همچنین طراحی در این دو حوزه تحت دو عنوان «رویکرد مسئله محور» و «رویکرد راه حل محور» شناخته می شود. طراحی مسئله محور، نگرشی است که در آن طراحان برای حل مسائل به طبیعت نگاه می کنند. در این رویکرد، طراحان ابتدا مسائل را مشخص می کنند و سپس زیست شناسان این مسائل را با ارگانیسم هایی که موارد مشابه را حل کرده اند، تطبیق می کنند. این نگرش به طور موثری با تشخیص اهداف ابتدایی و پارامترهای طراحی توسط طراحان هدایت می شود. طراحی راه حل محور رویکردی است که در آن معلومات زیست شناسی بر طراحی انسان تأثیر می گذارد. در این رویکرد، فرایند طراحی در ابتدا وابسته به افرادی است که بیشتر دارای دانش زیست شناسی هستند تا دانش طراحی^[۲۴] این افراد راه حل های زیستی را شناسایی می کنند و سپس طراحان از این راه حل ها برای حل مسائل طراحی استفاده می کنند.

۲.۱. تئوری سیستم ها و جایگاه سیستم بیولوژیکی

تئوری انتخاب طبیعی که برای توصیف منطق تکامل بیولوژیکی به کار می رود، قابل تعمیم به هر نوع سیستم دیگری نیز می باشد. کافی است تا سیستم در حالت دگرگونی و تحت فشار انتخابی موجود در طبیعت در نظر گرفته شود. در این صورت، تنها بخشی از سیستم قادر به حفظ پیکره ای خود خواهد بود که متناسب یا تطبیق یافته با محیط باشد.^[۲۵] یک تعریف شهودی و زبانی از خودسازمان دهنده کی که توسط دبرسر



شکل ۷. پیاده‌سازی ارتباط ماتریس و عناصر پایه (منبع: کردکیس، ۲۰۱۷).



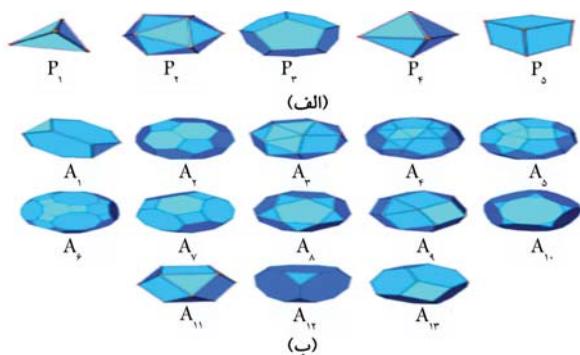
شکل ۸. دیاگرام نشان‌دهنده ارتباط محیط با عناصر تشکیل دهنده ساختار نهایی (منبع: کردکیس، ۲۰۱۷).

یک رابط است که در دو مرحله رونویسی شود: (الف) کنترلگر ارتباطی سلول - سلول و (ب) کنترلگر ارتباطی سلول - ماتریس.

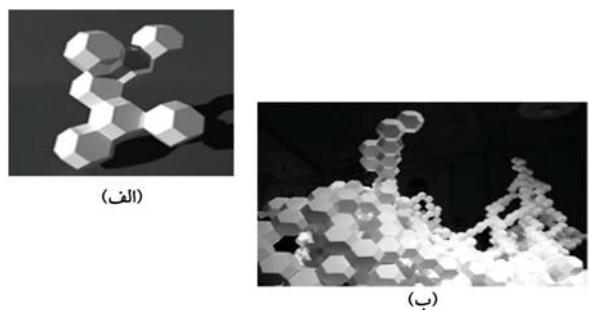
این مبحث نیازمند شناخت دقیق مکانیسم هسته‌ی کنترلگر سامانه‌ی هدف (کوارم سنتیینگ^{۲۶}) چهت کترل و ساخت بیوفیلم خارجی یک نوع سلول اولیه مشخص دارد تا بتوان رفتارهای بیولوژیکی آنها را با توازع جیری به صورت یک الگوریتم منطقی پیاده‌سازی کرد و به یک رابط اولیه رسید.^[۲۰] این یک محیط شبیه‌سازی اولیه است که با وارد نمودن هر عضو شروع به پیاده‌سازی منطق اشاره شده بر روی آن نموده تا به خروجی تعریف شده برسد. در مرحله‌ی دوم، برای عضوهای ورودی ویژگی‌هایی تعریف می‌شود (از لحاظ هندسی، خواص فیزیکی ماده و غیره) تا الگوریتم با در نظر گرفتن این ورودی‌ها، شروع به پیاده‌سازی کند.^[۲۰] مطابق با شکل ۷، به منظور تقسیم‌بندی فضای سه‌بعدی برای ایجاد محیط رشد (وکسیلایزشن^{۲۷}) از پلاگین فاکس در نرم‌افزار گرسهایپر استفاده شده است.^[۲۱] از آنجا که پژوهش پیش رو بر اساس شرایط محیطی (فشار، دما و غیره)، محدودیت‌ها و پتانسیل‌های موجود در محیطی است که اجزاء و عناصر دخیل در فرایند رشد را تحت تأثیر قرار می‌دهند، چگونگی شکل‌گیری و در نهایت تأثیر این محیط بر اجزاء طرح از اهمیت بالایی برخوردار است. این روابط در دیاگرام شکل ۸ نمایش داده شده است.

۴. شبیه‌سازی یک سامانه‌ی خودمونتاژ شونده در مقیاس‌های مختلف

در این مرحله، با توجه به نتایج به دست آمده از بخش‌های قبلی، شبیه‌سازی‌هایی



شکل ۵. (الف) احجام افلاطونی و (ب) احجام اقلیدسی (منبع: تورکواتو، ۲۰۰۹).



شکل ۶. (الف) و (ب) نشان می‌دهد که چگونه چند وجهه‌های یکسان می‌توانند از طریق همه‌ی ۱۴ وجه خود اتصال پیدا کنند (لارسن، ۲۰۱۲).

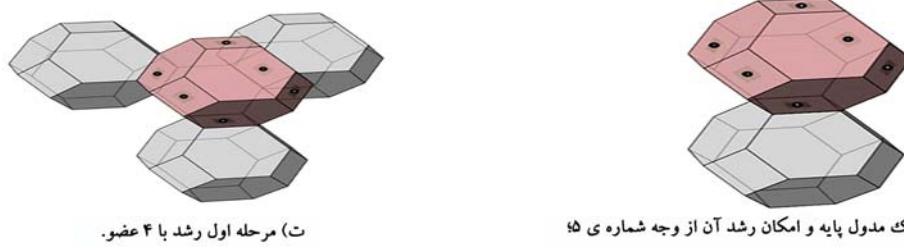
بسته‌بندی‌های ذرات را می‌توان در دو دسته‌ی احجام افلاطونی و اقلیدسی بررسی کرد.

احجام افلاطونی، چندوجهه‌های محدودی هستند که تمامی وجوده آن با یکدیگر یکسان است. در رابطه با این احجام، تنها مکعب (P^{۲۴}) قابلیت تایل کردن فضا را دارد. احجام اقلیدسی، چندوجهه‌های محدودی هستند که وجوده همرس در راس‌های آنها، دو یا بیشتر از دو نوع هستند. در رابطه با این احجام، تنها چهارده وجهی برش‌خورده (P^{۱۳}) است که فضا را تایل می‌کند (شکل ۵).^[۲۱] احجام افلاطونی که پروسه رشد در آن شکل می‌گیرد، الگوریتم مولدی است که مدل‌سازی انتشار تجمعی محدود و پارامترهای محیطی را برای شبیه‌سازی محصول نهایی با یکدیگر ترکیب می‌کند.^[۲۲] در هر دو مدل سازی رایانه‌ای و فیزیکی، نمونه‌ها بر اساس یک سلول شاخص که یک ۱۴ وجهی برش‌خورده^{۲۵} است، سازمان یافته‌اند. این سلول‌ها به واسطه هندسه‌ی خاکشان می‌توانند از طریق تمامی ۱۴ وجه به یکدیگر متصل شوند. اصول بسته‌بندی سلولی به این معنا است که اجزاء در یک ساختار شبکه‌ای فضایی قرار می‌گیرند. این امر باعث می‌شود که قطعات همیشه می‌توانند به طور دقیق به یکدیگر متصل شوند (شکل ۶). در اصل، سیستم به عنوان یک شبکه‌ی مربع به همان اندازه ساخت است، اما جهت‌های رشد مورب، تنوع هندسی بیشتری را به نحوه چیدمان‌ها اضافه می‌کند.^[۲۳]

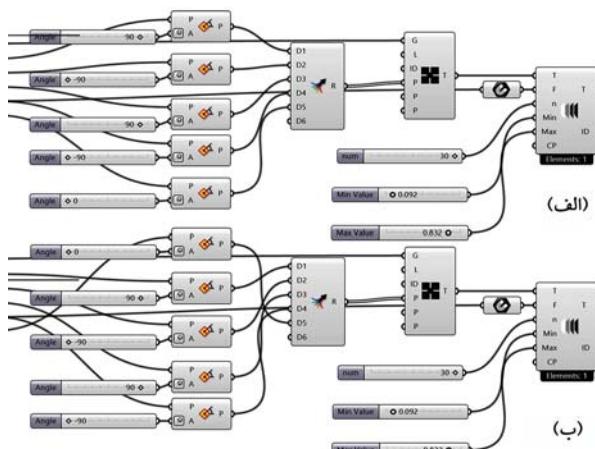
۳. پیاده‌سازی منطق الگوریتم

قدم اول در راستای رسیدن به مقصد این پژوهش، شناخت دقیق مکانیسم عملکردی کنترل‌کننده‌ی دو سطح شکل‌گیری ساختار مورد انتظار است که به صورت موازی انجام می‌پذیرد. در همین راستا، نیاز به پیاده‌سازی منطق الگوریتم کنترلی در قالب

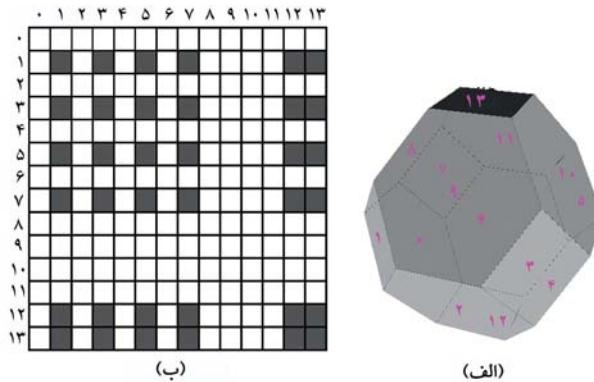
پ) تصویر یک مدل پایه و امکان رشد آن از وجه شماره ۴



شکل ۹. الف - ت) رشد از وجه مختلف ۱۴ وجهی.



شکل ۱۰. میزان چرخش صفحات نسبت به حالت اولیه: (الف) قبل از چرخش و (ب) بعد از چرخش.

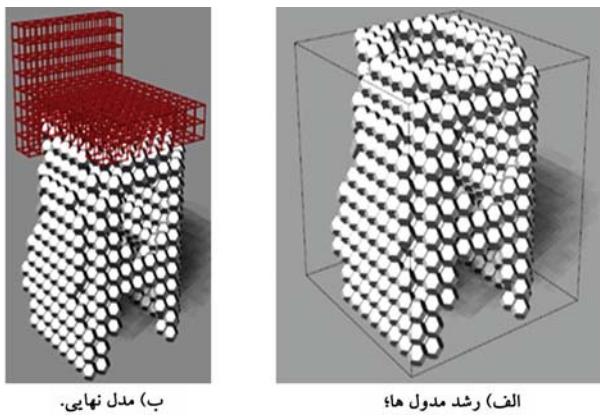


شکل ۱۱. الف) یک ۱۴ وجهی و (ب) ماتریس روابط آن.

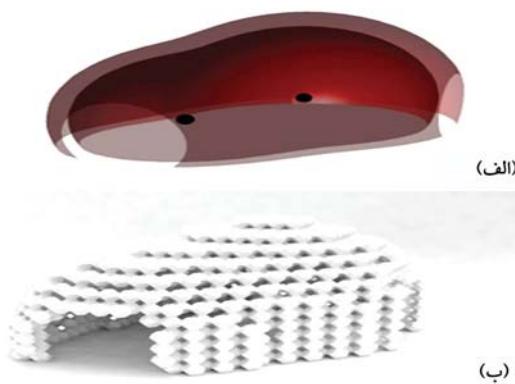
مطلوب رشد، بایستی ماتریس روابط وجهه هر سلول با دیگر سلول ها را تنظیم کرد. در شکل ۱۱ قسمت ب، ماتریس روابط به گونه ای تنظیم شده تا تمامی چهار وجهی ها (مربع ها) در یک ۱۴ وجهی برش خورده امکان اتصال به یکدیگر را داشته باشند.

متناسب با هدف پژوهش، یعنی پاسخگویی به نیازهای معمارانه و ساخت سامانه های هوشمند اکولوژیکی برای سازماندهی فضای و عناصر تشکیل دهنده آن، طراحی شده اند. برای ساخت محصول نهایی که مشتمل از رشد قطعات پایه و ماتریس رشد است، با ساده سازی عناصر محیطی، ماتریس رشد از غشایی دو بوسته و متناسب با فرم نهایی دلخواه طراحی شده است. بدین منظور، باید ارتباط منطقی قطعات با یکدیگر و با محیط رشد، یعنی جایی که تعاملات و برهمکنش های اجزاء در آن رخ می دهد، به خوبی بررسی و تعیین گردد.

همانگونه که در بخش های قبل نشان داده شد، برای اینکه در نهایت و در پایان فرایند برهمکنش ها محصولی پایدار ایجاد شود، نیاز به بررسی تعاملات بین اجزاء (میکرو) و همچنین ارتباط آنها با محیط پیرامونی (ماکرو) خواهد بود. در سطح میکرو، بایستی تعیین شود که هر جزء چگونه امکان ارتباط و اتصال با دیگر اجزاء را پیدا می کند. در این راستا، پس از تعیین یک (یا چند) مدل پایه برای شرکت در فرایند رشد، سطوح و نقاطی را که می بایست هر جزء امکان اتصال با اجزاء دیگر را از آن طریق فراهم کند، مشخص و طراحی می گردد. این تنظیمات هر بار در چرخه ای رشد تکرار شده و در هر مرحله، ارتباط اجزاء با یکدیگر را امکان سنجی می کند تا در صورت فراهم بودن محیط رشد، به تولید و افزایش مدلول ها برای تامین محصول نهایی منجر شود. در تصویر (شکل های ۹ الف تا ۹ ت) که در نرم افزار راینو و با استفاده از پلاگین گرسهابر تولید شده است، امکان رشد مدلولی پایه به شکل ۱۴ وجهی از ۶ وجهه مرتع شکل آن مورد بررسی قرار گرفته است. این فرایند مانند آنچه در شکل ۷ نمایش داده شده است، در محیطی تعریف شده صورت می پذیرد. به همین دلیل، بعضی وجهه امکان اتصال واحد های بعدی را نمی دهند، زیرا فرایند رشد در خارج از محیط تعریف شده اولیه (فیلد ۲۸) امکان پذیر نخواهد بود. با برقراری امکان رشد برای همه وجهه تا زمانی که رشد در فیلد مربوطه برقرار است، چرخه ای رشد ادامه می یابد. تغییرات صورت گرفته در چرخش صفحاتی که امکان رشد را داشته اند، در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در بررسی های بالا، چگونگی ارتباط واحد های منفرد با یکدیگر و همچنین ویژگی ها و خواص هر یک از واحد ها به صورت مجزا بر ادامه می فرایند رشد بررسی شده است. در قسمت بعد، نحوه اثرباری محیط تعریف شده بر فرایند رشد تعیین می گردد. به منظور کنترل روابط مابین سلولی و تعیین جهت رشد مدلول ها در هر فرایند



شکل ۱۳. ساخت در مقیاس S : (الف) رشد مدول‌ها و (ب) مدل نهایی.

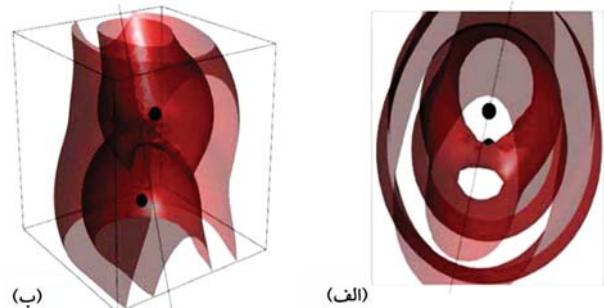


شکل ۱۴. ایجاد محیط رشد مدول‌ها برای ساخت سرپناه.

دانه‌بندی را دقت‌سنجی کرده‌اند و به موازات ساخت مقیاس ماکرو، مدل‌سازی اجزای گسسته^{۲۲} را به کار گرفته‌اند تا حرکات ذرات و نیروهای وارده در ساختار ستون نمایش داده شود تا در آنها، ساختارهایی عمودی (مثل یک ستون) را فرم دهند.^[۲۵۲۴]

۳.۱.۴ مقیاس T

در مرحله‌ی بعدی، با توجه به مساحت بزرگتری که یک کاربری اشغال می‌کند، از یکی دیگر از قابلیت‌های الگوریتم مورد استفاده پروره، یعنی استفاده از مدول‌های پایه برای پوشش سازه‌ای اولیه استفاده شده است. در اینجا، سامانه‌ی الگوریتمیک بسط داده شده با تشخیص عناصر سازه‌ای موجود، پوشش و پرکردن فضای اطراف آن‌ها را برای ایجاد فضای معماری مطلوب آغاز می‌کند. در این فرایند، ابتدا سازه‌ای تیر و ستونی با توجه به مساحت فضای یک رستوران تعبیه می‌شود و در مرحله‌ی بعد، الگوریتم شروع به رشد مدول‌ها در فیلد تعریف شده برای رسیدن به هدف پروره می‌کند. در این مرحله، با توجه به ابعاد پلان آن ۱۸ در ۲۴ متر بوده و ارتفاعی ۶ متری داشته است، مدول پایه‌ی پروره^{۱۴} و چهی برش خورده^{۱۴} با طول ضلع ۱۸ سانتی‌متر در نقطه‌ی شروع فرایند رشد قرار گرفته است. پس از تشخیص سازه‌ی اولیه توسط الگوریتم، فیلد مناسب برای پوشش عناصر سازه‌ای موجود به دست آمده و فرایند پرکردن این فیلد با مدول پایه آغاز شده است (شکل ۱۵ قسمت الف و ب). همان‌طور که در شکل ۱۶ نشان داده شده است، شبکه‌ای از تیر و ستون‌ها، مدول پایه را در برگرفته‌اند و شرایط آغاز فرایند تکثیر مدول‌ها را برای الگوریتم دیکته می‌کنند. در شکل ۱۷ محیط رشد مدول‌های سازنده نمایش داده شده است که به واسطه تشخیص شبکه‌ی سازه‌ای اولیه شکل گرفته است. شکل ۱۸ نیز مدل نهایی سازه را پس از رشد مدول‌های^{۱۴} و چهی نمایش می‌دهد.



شکل ۱۲. ایجاد محیط رشد برای ساخت یک صندلی (الف: نمای بالا).

۱.۴ بسط یک سیستم اکولوژیکی تطبیق‌پذیر در مقیاس‌های مختلف ساخت

در این بخش، با توجه به میانی و ملزومات پیش گفته، به بررسی قابلیت استفاده از الگوریتم‌های رشد خود به خودی و انتظاق آن با شرایط و مقیاس‌های مختلف ساخت پرداخته شده است. شبیه‌سازی با استفاده از یک مدول پایه و گسترش و رشد آن در محیطی معین آغاز می‌گردد. در شبیه‌سازی‌ها، با استفاده از تشکیل یک فیلد که امکان رشد را در سراسر مجموعه‌ی نقاط تعیین شده فراهم می‌کند، شبیه‌سازی آغاز می‌گردد. با شروع فرایند، رشد مدول‌ها از یک موقعیت اولیه^{۲۹} و سپس با افزایش چرخه‌های تکرار^{۳۰} در این فرایند، بر تراکم مدول‌ها در محیط رشد افزوده می‌گردد تا فرایند کامل شود.

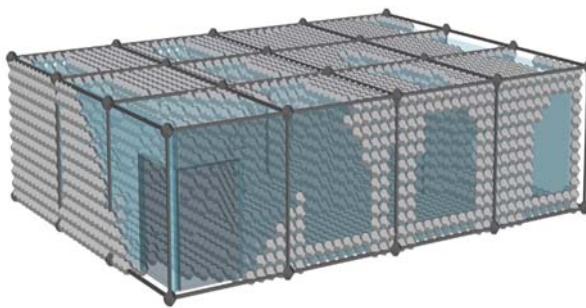
۱.۱.۴ مقیاس S

در ابتدا، با اعمال شرایط محیطی برای ساخت محصولی در مقیاس یک صندلی، توانایی الگوریتم مورد نظر بررسی شده است. در شکل ۱۲، محیط رشدی که با اعمال مقادیری نیرو برای نقاط جذب و دفع به ایجاد فیلد مناسب برای تشکیل محصولی نظیر صندلی لازم است، نمایش داده شده است. جعبه‌ی محیطی که مدول‌ها در آن امکان رشد خواهند کرد، مکعبی به ضلع ۵۰ سانتی‌متر است. حال فرایند رشد با قرار گرفتن اولین مدول در محیط رشد آغاز می‌گردد.

در این قسمت، طبق معیارهایی که در بخش‌های گذشته به دست آمده و با توجه به اصول بسته‌بندی متراکم، از مدل‌لی با هندسه ۱۴ وجهی استفاده شده است. ابعاد این مدول با توجه به مقیاس انتخابی در این مرحله ۵ سانتی‌متر است. در نهایت، می‌توان سطحی مسطح بر روی مدول‌های پایه برای نشستن مناسب روی این محصول در نظر گرفت که این مورد نیز در ایجاد محیط رشد ابتدایی به لحاظ ایستایی مناسب لحاظ شده است (شکل ۱۳). در این نمونه، از ۵۴ چهارده وجهی برای رسیدن به شکل نهایی استفاده شده است.

۲.۱.۴ مقیاس M

در این بخش، با افزایش مقیاس شبیه‌سازی به تولید محصولی در ابعاد یک سرپناه پرداخته شده است. در اینجا نیز ابتدا باید محیط رشد با توجه به نیازهای فرمی و کاربری مورد نظر ایجاد شود. سپس، فرایند رشد مدول‌ها با قرار گیری اولین مدول در فیلد مورد نظر آغاز می‌شود. در این نمونه، با مدول پایه به ابعاد ۲۶ سانتی‌متر و به تعداد ۹۳۸ مدول که در چرخه‌ی تکرار ۱۳۲ام تشکیل شده‌اند، سازه نهایی شکل گرفته است (شکل ۱۴ قسمت الف و ب). بیشتر پژوهش‌هایی که در این مقیاس انجام شده‌اند نیز در پی کشف پتانسیل‌های جدیدی در خلق فضاهای معماری با استفاده از فناوری‌های نوین ساخت و ساز هستند. به طور مثال، موسسه‌ی طراحی رایانشی دانشگاه اشتوتگارت در ساخت پاویون تحقیقاتی خود^{۳۱}، ویزگی‌های مواد



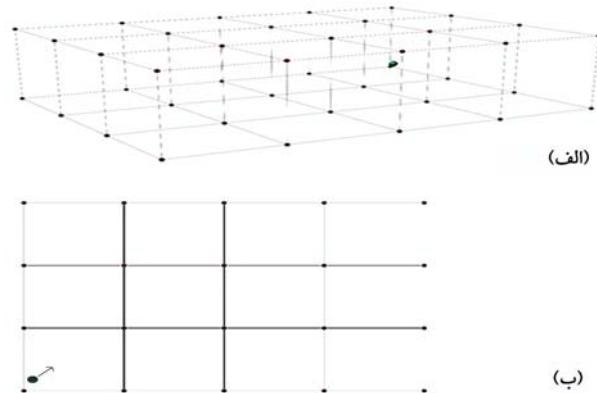
شکل ۱۴. مدل نهایی از رشد مدول‌ها با پوشش شیشه‌جهت تامین فضای معماری مدنظر.

ساخت محیط‌های زنده و پاسخگو در مقیاس‌های مختلف بیانجامند، پرداخته شده است. در فرایند تحقیق، سعی شده است تا به سه سوال ابتدایی در مورد چیزیستی یک سامانه‌ی معماری زنده و چگونگی کاربرد آن پاسخ داده شود:

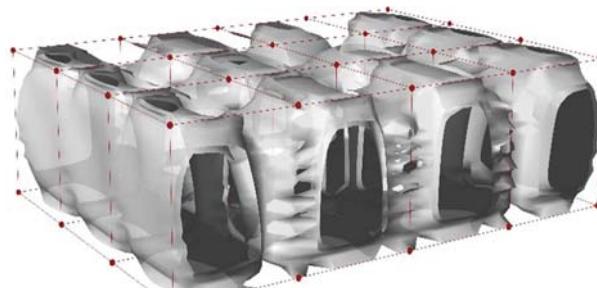
الف) درک معماری به عنوان اکولوژی سیستم‌های تعاملی، گراش‌های ثابت و محدود گذشته را به سمت ساخت محیط‌های پویا و تطبیق‌پذیر با شرایط جدید تبدیل می‌کند. محیط در این چارچوب در پی ساخت سناریو تعامل است تا روابط بین اجزاء (سلول‌های پایه) را فعال کند.

ب) در ادامه، با مروری بر مفاهیم پایه‌ای مورد نیاز در این حوزه نظر خودمونتاژی، ساختارهای تجمعی و مونتاژ‌گسسته به برخی از تجربیات موفق پیرامون ساخت مکانیسم‌های کنترلی سامانه‌هایی متشکل از اجزای متعدد و در مقیاس‌های گوناگون اشاره شده است. سپس، به منظور یافتن ساختاری پایدار در این گونه سامانه‌های مبتنی بر بنیان‌های بیولوژیکی، ابتدا سعی شده شیوه‌ای جدید و مبتنی بر رویکردی دو سطحی (میکرو و ماکرو) برای تنظیم پارامترهای موثر بر شکل نهایی سازه‌ی مورد نظر تبیین شود. سپس، با معرفی هسته‌ی هوشمند کنترل‌کننده سامانه، یعنی کواروم سنسینگ، نقش موثر آن در شکل‌گیری و پاسخگویی همزمان به تغییرات محیطی تبیین شده است. در نهایت، از همان ویژگی‌ها در طراحی الگوریتم تولیدکننده واحدهای سازنده سامانه‌ی مذکور کمک گرفته شده است. رسیدن به پارامترهای موثر در طراحی دقیق هسته‌ی کنترلی QS نیاز به آزمایش‌ها و شبیه‌سازی‌های دقیق‌تری است که با توجه به نتایج آن‌ها و در ادامه‌ی این پژوهش بتوان گام‌های بعدی را در راستای توسعه‌ی ماشین شبیه‌ساز یک سامانه‌ی خودمونتاژ ساخت و ساز بر اساس پیکربندی‌های متوالی و پر تعداد برداشت و از آن مبتنی بر تغییرات شرایط محیطی استفاده کرد.

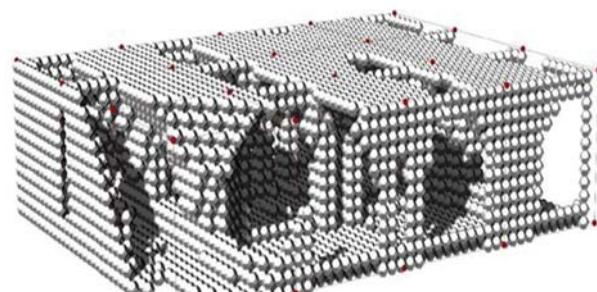
ج) در انتها، با استفاده از سامانه‌ی اشاره شده، با ایجاد محدودیت در محیط رشد سلول‌های ساختمانی، سازه‌هایی در سه مقیاس کوچک (صندلی)، میانی (سرپناه) و بزرگ در محیط نرم‌افزار گرسه‌پر شبیه‌سازی شده است.



شکل ۱۵. (الف) شبکه‌ی ۳ بعدی سازه‌ی اولیه و (ب) موقعیت مدول پایه.



شکل ۱۶. ایجاد محیط رشد حول شبکه‌ی سازه موجود.



شکل ۱۷. مدل نهایی از رشد مدول‌ها پس از پوشش سازه.

۵. نتیجه‌گیری

با توجه به هزینه‌های بالای ساخت و ساز مرسوم و آنودگی‌های محیط زیستی ناشی از آن‌ها، طراحی یک سامانه‌ی خودمونتاژ‌کننده واحدهای متوالی و پر تعداد می‌تواند مسیری جدید در ساخت ساختمان‌های مورد نیاز بشر باشد. در پژوهش حاضر، با انواع روش‌ها و یافته‌های مرتبط با سامانه‌های تطبیق‌پذیر که می‌توانند به

پانوشت‌ها

1. Real-Time
2. Building-Blocks
3. Global
4. Local
5. Bottom-up
6. Logic Matter
7. Discrete
8. M-Cell
9. M-Object
10. Rapid Prototyping

11. Self-Replicating Colloidal Clusters
12. Aggregation Structures
13. Grotto Pavilion
14. Danzer
15. Voronoi
16. Discrete Assembly
17. Post-Rationalization
18. Bottom-up
19. Top-down
20. Emergent
21. Cell to Cell
22. Matrix to Cell
23. Dense Packing
24. Diffusion Limited Aggregation (DLA)
25. Truncated Octahedron
26. Quorum Sensing (QS)
27. Voxelization
28. Field
29. Initial State
30. Iteration
31. ICD Aggregation Pavilion 2015
32. DEM

مراجع (References)

1. Spyropoulos, T., 2013. Constructing adaptive ecologies: Towards a behavioral model for architecture. *SAJ-Serbian Architectural Journal*, 5(2), pp.160-169. <http://dx.doi.org/10.5937/SAJ1302160S>.
2. Ledar, S., Weber, R., Vasey, L., Yablonina, M. and Menges, A., 2020. Voxelcrete: Distributed voxelized adaptive formwork. eCAADE. <http://dx.doi.org/10.52842/conf.ecaade.2020.2.433>.
3. Whitesides, G.M. and Grzybowski, B., 2002. Self-assembly at all scales. *Science*, 295(5564), pp.2418-2421. <http://dx.doi.org/10.52842/conf.ecaade.2020.2.433>.
4. Pelesko, J.A., 2007. Self Assembly: The Science of Things That Put Themselves Together. Chapman and Hall/CRC. <https://doi.org/10.1201/9781584886884>.
5. Tibbits, S.J., 2010. Logic Matter: Digital Logic as Heuristics for Physical Self-Guided-Assembly. (Doctoral Dissertation, Massachusetts Institute of Technology).
6. Zeravcic, Z. and Brenner, M.P., 2017. Spontaneous emergence of catalytic cycles with colloidal spheres. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 114(17), pp.4342-4347. <https://doi.org/10.1073/pnas.1611959114>.
7. Zeravcic, Z., 2017. How specific interactions drive the complex organisation of building blocks. *Archit. Design*, 87, pp.22-27. <https://doi.org/10.1002/ad.2191>.
8. Mairopoulos, D., 2015. M-Cell Assembly. (Doctoral dissertation, Massachusetts Institute of Technology).
9. Dierichs, K. and Menges, A., 2015. Granular morphologies - programming material behaviour with designed aggregates. *Architectural Design*, 85(5), Wiley, London, pp.86-91. (ISBN 978-11118878378). <https://doi.org/10.1002/ad.1959>.
10. Bourke, P., 2004. DLA-diffusion limited aggregation.
11. Kachri, G., 2009. Parasitic ecologies: Extending space through diffusion-limited aggregation models. (Doctoral dissertation, UCL (University College London)).
12. Sanchez, J., 2016. Combinatorial Design: Non-Parametric Computational Design Strategies. Acadia.
13. Retsin, G., 2016. Discrete assembly and digital materials in architecture. *Proceedings of the 34th International Conference on Education and Research in Computer Aided Architectural Design in Europe ecaade*.
14. Rossi, A. and Tessmann, O., 2017. Collaborative assembly of digital materials. Acadia.
15. Lu, X., Meng, Z., Rodriguez, A. and Pantic, I., 2022. Reusable augmented concrete system: Accessible method for formwork manufacturing through holographic guidance. eCAADE. <http://dx.doi.org/10.52842/conf.ecaade.2022.1.371>.
16. Gilles, G.R., Jimenez, M. and Soler, V., 2017. Discrete computation for additive manufacturing fabricate. <http://dx.doi.org/10.2307/j.ctt1n7qkg7.28>.
17. Gershenfeld, N., Carney, M., Jenett, B., Calisch, S. and Wilson, S., 2015. Microfabrication with digital materials: Robotic assembly. *Architectural Design*, 85(5), pp.122-127. <http://dx.doi.org/10.1002/ad.1964>.
18. Zhao, L., Chen, W., Ma, J. and Yang, Y., 2008. Structural bionic design and experimental verification of a machine tool column. *Journal of Bionic Engineering*, 5, pp.46-52. DOI:10.1016/s1672-6529(08)60071-2.
19. Heylighen, F., 1989. Self-organization, emergence and the architecture of complexity. In *Proceedings of the 1st European Conference on System Science (Vol. 18, pp. 23-32)*. Paris: AFCET.
20. Tabari, S., Hassan, M., Kalantari, S. and Ahmadi, N., 2017. Biofilm-inspired Formation of Artificial Adaptive Structures. eCAADE. <http://dx.doi.org/10.52842/conf.ecaade.2017.2.303>.
21. Torquato, S. and Jiao, Y., 2009. Dense packings of the Platonic and Archimedean solids. *Nature*, 460(7257), pp.876-879.
22. Larsen, N.M., 2012. Generative algorithmic techniques for architectural design. Thesis Submitted for the Degree of Doctor of Philosophy Aarhus School of Architecture (2012).
23. <https://gkirdeikis.wordpress.com/portfolio/research-name-placeholder-i>
24. Dierichs, K. and Menges, A., 2017. Granular construction: Designed particles for macro-scale architectural structures. *Archit. Design*, 87, pp.88-93. DOI:10.1002/ad.2200.
25. Koleva, D., Ozdemir, E., Tsiokou, V. and Dierichs, K., 2021. Designing Matter: Autonomously Shape-changing Granular Materials in Architecture. Acadia.

بررسی قابلیت اطمینان روش‌های شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در تخمین پارامترهای مodal سازه تحریک شده توسط نیروی زلزله

الهورا شمشکی* (کارشناسی ارشد)

حسین کارگر (دکتری)

علی نیکخو (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

مهمنگی عمران شرف، (اصفهان ۱۴۰۲)، دوری ۴، شماره ۴، صص. ۱۱۱-۱۱۶، پژوهشی

از کاربردی ترین روش‌های شناسایی پارامترهای مodal می‌توان به روش‌های شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی اشاره کرد. با این حال، دامنه کاربرد این روش‌ها به سیگنال‌های ایستا با زمان ثبت نسبتاً بلند محدود می‌شود و در صورت مواجهه با سیگنال‌های که شرایط فوق در رابطه با آن‌ها صادق نیست، نتایج با خطأ همراه می‌باشد. در این پژوهش، قابلیت اعتماد به نتایج این روش‌ها با تحلیل خطاهای ایجاد شده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به همین منظور زلزله به عنوان سیگنالی که هر دو شرط در رابطه با آن صادق نیست، به عنوان سیگنال تحریک در نظر گرفته می‌شود و پارامترهای مodal دو قاب تحریک شده توسط بیست رکورد زلزله جهت مقایسه با پارامترهای مodal مدل عددی به دست می‌آید. همچنین، با مطالعه آماری خطاهای موجود در تخمین فرکانس سازه، نتایج توزیع احتمالاتی خط و یک برآورد فاصله‌ای از خط پیشنهاد می‌شود. نتایج مطالعه نشان داد که به طور کلی، روش شناسایی زیرفضای تصادفی نسبت به روش تجزیه حوزه فرکانسی از عملکرد بهتری برخوردار است.

واژگان کلیدی: پایش سلامت سازه، تجزیه حوزه فرکانسی، تحلیل مodal عملیاتی، شناسایی زیرفضای تصادفی.

۱. مقدمه

مربعات به دست می‌آید. سپس، نتایج به دست آمده در فضای حالت با پارامترهای مodal مرتبط می‌شود. در مطالعه‌ای مشابه که توسط جیهان و همکاران انجام شد، توانایی روش‌های زیرفضای تصادفی، تجزیه حوزه فرکانسی و ابراهیم^۱ از طریق مطالعه ادله‌های ثبت شده از یک قاب سه بعدی چهار طبقه، یک پل فلزی تحت بار ترافیک و یک سازه پنج طبقه فلزی مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج مطالعه نشان داد که روش زیرفضای تصادفی نسبت به دو روش دیگر از قابلیت بالاتری در استخراج پارامترهای مodal برخوردار است.^[۲] روش تجزیه حوزه فرکانسی توسط برینکر و همکاران بر پایه تجزیه مقادیر تکین^۳ ماتریس چگالی طیفی ارائه شد.^[۳] در مطالعه‌ای که توسط جنتیله و سائیسی انجام شد، پارامترهای مodal برج و پیوره از طریق روش تجزیه حوزه فرکانسی به دست آمد.^[۴] در مطالعه‌ای مشابه، پارامترهای مodal پل معلق زینو با استفاده از روش زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی توسط هوانگ و همکارانش به دست آمد. آن‌ها نشان دادند که این روش‌ها نسبت

با رشد و توسعه ابزارهای اندازه‌گیری، ثبت و تحلیل داده‌ها، رویکردهای موجود در پایش سلامت سازه‌ها در حوزه شناسایی و تشخیص آسیب نیز با تحولات چشمگیری مواجه شده است. یکی از این روش‌ها، پایش سلامت سازه‌ها بر پایه ارتعاش^۱ است که در آن یکپارچگی عملکرد سازه از طریق ارزیابی تغییرات پارامترهای مodal در طول زمان مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در دهه اخیر، مطالعات گستردگی در حوزه شناسایی پارامترهای مodal سیستم‌های سازه‌ای انجام گرفته است.^[۱-۳] این مطالعات منجر به ارائه روش‌های قدرتمندی مانند روش زیرفضای تصادفی^۲، تجزیه حوزه فرکانسی^۳ و غیره شده است. روش زیرفضای تصادفی توسط دن اورشی و دی مور^[۴] و پیترز و روکی^[۵] توسعه یافته است. در این روش، ابتدا ماتریس‌های فضای حالت از طریق تکنیک‌های عددی مانند تجزیه QR، تجزیه مقادیر منفرد و حداقل

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۳۰/۱/۱۱، اصلاحیه ۳۰/۱/۱۱، پذیرش ۱۰/۲/۲۰۲۰.

استناد به این مقاله:

شمشکی، الهورا، کارگر، حسین، و نیکخو، علی، ۱۴۰۲. بررسی قابلیت اطمینان روش‌های شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در تخمین پارامترهای مodal سازه تحریک شده توسط نیروی زلزله. مهندسی عمران شریف، ۱۲۱-۱۱۱، (۴)، صص. ۳۹-۱۲۱. DOI:10.24200/J30.2023.61746.3195

با استفاده از نتایج بدست آمده و مقایسه آن‌ها با پارامترهای مودال به دست آمده از مدل‌های عددی، مقادیر خطای برای فرکانس‌ها، میزان‌ها و اشکال مودی بدست می‌آید. از این طریق، درصد قابلیت اعتماد به این روش‌ها در مواجهه با سیگنال‌های غیر ایستا با طول برداشت کم به صورت عددی مورد مطالعه قرار می‌گیرد. همچنین، با مطالعه آماری خطاهای موجود در تخمین فرکانس سازه از طریق دو روش نام برده شده، تابع توزیع احتمالاتی خطای و یک برآورد فاصله‌ای از خطای پیشنهاد می‌شود.

۲. روش تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی

در دهه‌های اخیر، روش‌های متعددی به منظور شناسایی و استخراج پارامترهای مودال در حوزه آزمایش مودال عملیاتی ارائه شده است. این مطالعات منجر به ارائه طیف وسیعی از روش‌ها در حوزه‌های زمان، فرکانس و زمان - فرکانس شده است. از جمله این روش‌ها در حوزه زمان می‌توان به روش زیرفضای تصادفی و روش ابراهیم و در حوزه فرکانس نیز می‌توان به روش‌های تجزیه حوزه فرکانسی، تجزیه حوزه فرکانسی ارتقاء یافته شده و تجزیه حوزه فرکانسی ارتقاء یافته متناسب با منحنی^۴ اشاره نمود. برخی از این روش‌ها به علت دقت بالای نتایج، دامنه کاربرد وسیع‌تر حساسیت به نسبت پایین به نویز و همچنین سرعت بالای تحلیل، نظر سیاری از محققان را در مسائل اجرایی به خود جلب کرده و بخشن زیادی از مطالعات کاربردی از طریق این روش‌ها انجام می‌شود. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش تجزیه حوزه فرکانس و شناسایی زیرفضای تصادفی که به ترتیب در حوزه فرکانس و زمان ارائه شده‌اند، اشاره نمود.

۱.۲. روش تجزیه حوزه فرکانس

روش تجزیه حوزه فرکانس یکی از روش‌های پرکاربرد جهت استخراج پارامترهای مودال در حوزه فرکانس می‌باشد. این روش بر پایه دو اصل اساسی نویه سفید بودن سیگنال‌ها و میزانی کم سازه توسعه یافته است و انحراف از این فرضیات می‌تواند موجب کاهش دقت نتایج این روش گردد. در این روش، با استفاده از پاسخ‌های ثبت شده از سازه، ماتریس چگالی طیفی توان محاسبه شده و از طریق روش تجزیه مقادیر تکین به مجموعه‌ای از توابع چگالی طیفی تجزیه می‌شود. در نهایت، با استفاده از توابع چگالی طیفی بدست آمده در مرحله قبل که هر یک معادل با یک سیستم یک درجه آزادی می‌باشند، فرکانس‌های طبیعی و اشکال مودی سازه به دست آید. فرایند فوق را می‌توان به طور خلاصه به صورت زیر توضیح داد: روش تجزیه حوزه فرکانسی بر پایه ماتریس چگالی طیفی توان خروجی‌های یک سیستم توسعه یافته است که می‌توان آن را به صورت زیر بیان کرد.^[۷]

$$G_{yy}(jw) = \bar{H}(jw)G_{xx}(jw)H(jw)^T \quad (1)$$

در این رابطه (jw) ماتریس چگالی طیفی توان خروجی، $G_{yy}(jw)$ ماتریس چگالی طیفی توان نیروهای ورودی و $H(jw)$ تابع پاسخ فرکانسی سیستم می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌شود.^[۷]

$$H(jw) = \sum_{k=1}^n \left(\frac{R_k}{jw - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{jw - \bar{\lambda}_k} \right) \quad (2)$$

در رابطه فوق λ_k قطب‌ها، n تعداد مودها و R_k باقی‌مانده می‌باشد.^[۷]

$$R_k = \phi_k Y_k^T \quad (3)$$

به روش‌های دیگر دارای هزینه‌های محاسباتی و عملیاتی کمتری می‌باشند.^[۴] همین راستا، آلتونیشکا و همکارانش، پارامترهای مودال یک تیر را از طریق دو روش زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی استخراج نمودند. نتایج این مطالعه نشان داد که روش زیرفضای تصادفی از عملکرد خوبی در حوزه شناسایی پارامترهای مودال برخوردار است.^[۱۰] در مطالعه‌ای که توسط مهران پورقانی و همکاران انجام شد، تأثیر ابعاد ماتریس هنکل بر نتایج حاصل از روش شناسایی زیرفضای تصادفی مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعه به بررسی حساسیت ابعاد ماتریس هنکل برای یک قاب دو بعدی بتنی و پل روگذر شهر نمین پرداخته شده است. نتایج مطالعه نشان داد که بعد بدست آمده منجر به تخمین مناسبی از پارامترهای مودال با استفاده از این روش می‌شود.^[۱۱] در مطالعه‌ای دیگر، روش زیرفضای تصادفی بر پایه تحلیل همبستگی استاندارد توسط رضا تاری نژاد و همکاران ارائه شد. از مزایای این روش می‌توان به دقت بیشتر در تعیین پارامترهای مودال سازه و سرعت بالاتر در فرایند شناسایی اشاره نمود.^[۱۲] چالش اصلی و مشترک در روش‌های اشاره شده، محدود بودن دامنه کاربرد آن‌ها به سیگنال‌های ایستا با زمان برداشت بلند است. برای غلبه بر این مشکل، در دهه‌های اخیر نلاش‌های بسیاری توسط محققین صورت گرفته و روش‌های متعددی نیز ارائه شده است. در مطالعه‌ای که توسط لین جون لو و همکاران انجام شد، الگوریتم جدیدی برای روش شناسایی زیرفضای تصادفی و روش‌های غیر ایستاده شد. این روش قادر به شناسایی سیگنال‌های غیر ایستا و غیرهمزمان می‌باشد. نتایج مطالعه نشان داد که این روش عملکرد مناسبی در شناسایی و اندازه‌گیری پارامترهای مودال از سیگنال‌های غیر ایستا و غیرهمزمان دارد.^[۱۳] یو و رن در مطالعه‌ای دیگر، روش شناسایی زیرفضای تصادفی بر پایه تجزیه مود تجزیج شده قادر به استخراج پارامترهای مودال از سیگنال‌های غیر ایستا می‌باشد.^[۱۴] در مطالعه‌ای مشابه، هی و همکاران با ترکیب روش کاهش تصادفی و تجزیه مود تجزیج پارامترهای مودال، پل روداخانه یانگ تسه ناجینگ را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج مطالعه نشان داد که روش کاهش تصادفی بر پایه تجزیه مود تجزیج می‌تواند به عنوان یک روش موثر و کارآمد برای شناسایی پارامترهای مودال پل‌های بزرگ و دیگر سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.^[۱۵] در مطالعه‌ای دیگر، نیکخو و همکاران دامنه کاربرد روش اتورگرسیو در استخراج پارامترهای مودال سیستم‌های خروجی تنها را از طریق روش تجزیه مود تجزیج به سیگنال‌های غیر ایستا توسعه دادند.^[۱۶] در مطالعه‌ای مشابه، پارامترهای مودال پل معلق تینینگ تحت گردداد و یکتور^۹ با استفاده از روش تبدیل هیلبرت بر پایه تجزیه مود تجزیج^۷ توسط چن و همکاران به دست آمد.^[۱۷] با وجود تماشی نلاش‌های صورت گرفته در این حوزه، همچنان به علت ترکیبی بودن روش‌های ارائه شده و هزینه‌های محاسباتی زیاد، در بسیاری از مطالعات همچنان از روش‌های زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در مواجهه با سیگنال‌های غیر ایستاده می‌شود که نتیجه آن بروز خطای در نتایج است. تاکنون مطالعه‌ای جامع در رابطه با این خطاهای صورت نگرفته و عملکرد این روش‌ها نیز در این شرایط بررسی نشده است. به همین دلیل و به منظور رفع این کاستی، در این مطالعه میزان خطاهای و قابلیت اعتماد به این روش‌ها در زمانی که محدودیت‌های مربوط به آن‌ها نقض می‌شود (پاسخ سازه به نیروی زلزله از مواردی است که هر دو محدودیت به طور همزمان نقض می‌شود)، مورد بررسی قرار گرفته است. به همین منظور، دو قاب دو بعدی با ارتفاع‌های مختلف به صورت عددی مدل می‌شود و به منظور بررسی آماری میزان خطاهای، توسط بیست زلزله (حوزه دور و نزدیک) تحریک می‌شوند. با استفاده از پاسخ‌های به دست آمده و از طریق دو روش شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی پارامترهای مودال سازه به دست می‌آید.

در رابطه فوق Y_{hp} که نيمه بالاني ماترييس است، ماترييس گذشته^{۱۰} که نيمه پايانيني ماترييس است، ماترييس آينده^{۱۱} ناميده می شود. براي ايجاد ارتباط بين پاسخ ها در زمان گذشته و آينده، ماترييس آينده بروي ماترييس گذشته تصوير شده و به اين ترتيب ماترييس تصوير^{۱۲} تشکيل می گردد. ماترييس تصوير به صورت مستقيمه از رابطه زير به دست می آيد.

$$O = Y_{hf} Y_{hp}^T (Y_{hp} Y_{hp}^T)^{-1} Y_{hp} \quad (\backslash \circ)$$

با تجزیه ماتریس تصویر از طریق روش تجزیه مقدار تکین ماتریس مشاهده پذیری^{۱۳} مستخراج می شود.

$$O_{col} = \Gamma_s X_0 \quad \Gamma_s = \begin{bmatrix} C \\ CAd \\ CA^T d \\ \vdots \\ CA^{s-1} d \end{bmatrix} \quad (11)$$

در این رابطه، Γ_s ماتریس مشاهده‌پذیری و X حالت کالمن^{۱۴} است. با استفاده از ماتریس مشاهده‌پذیری و حذف یک بلاک از بالا و پایین آن ماتریس، سیستم (Ad) به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\hat{\Gamma}(\mathfrak{r} : S) \hat{Ad} = \hat{\Gamma}(\mathfrak{v} : s - \mathfrak{v}) \quad (12)$$

در نهایت، پارامترهای مودال سیستم با تجزیه ماتریس سیستم با استفاده از روش تجزیه مقدار و رتبه محاسبه می‌شود.

$$\hat{A}d = \Psi \mu_i \Psi^{-1} \quad (13)$$

$$\omega_i = |\lambda_i| \quad f_i = \frac{\omega_i}{\gamma \pi} \quad \zeta_i = \frac{\operatorname{Re}(\lambda_i)}{|\lambda_i|} \quad (14)$$

$$\Phi = \hat{C}\Psi \quad (15)$$

با توجه به ماهیت روش‌های موجود در این حوزه، کاربرد این روش‌ها به سیگنال‌های ایستا با مدت زمان برد اشتباخت بلند محدود می‌باشد و استفاده از آن‌ها در شرایطی که فرضیات مطرح شده صادق نباشد، با خطأ همراه خواهد بود. در نتیجه، می‌توان انتظار داشت که استفاده از روش‌های نامبرده شده در ارتباط با سیگنال‌های لزلزله (هر دو شرط در مورد آن نقض می‌شود) با خطأ همراه باشد.

۳. مدل‌سازی عددی

همانطور که عنوان شد، نتایج روش‌های تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی در مواجهه با سیگنال‌های زلزله (سیگنال‌های غیر ایستا با مدت زمان برداشت کوتاه) با خطأ همراه می‌باشد. هدف از این بخش، بررسی خطاهای موجود در این روش‌ها به صورت عددی می‌باشد تا بتوان قابلیت اعتماد به این روش‌ها را به صورت کمی تحلیل نمود. به همین منظور، دو سازه با ارتفاع‌های متفاوت (پنج و ده طبقه) دارای سه دهانه به طول‌های ۴، ۵ و ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر با مشخصات مقاطع ذکر شده در جدول ۱ به صورت عددی مدل شده و توسط بیست رکور زلزله حوزه دور و نزدیک (جدول ۲) تحریک می‌شود. زلزله‌های حوزه نزدیک دارای پالس‌هایی با پریود بلند و محتوای فرکانسی، بالا می‌باشند. رکوردهای زلزله بر اساس دو معیار

در این رابطه ϕ و yk به ترتیب شکل مودی و بردار مشارکت می‌باشند. برایه روابط ۱ و ۲ با توجه به خاصیت نویه سفید بودن نیروهای ورودی، رابطه تابع چگالی طیفی، توان بین نیروهای ورودی و پاسخ‌های سیستم مطابق رابطه زیر به دست می‌آید.

$$G_{yy}(jw) = \sum_{k=1}^n \sum_{s=1}^n \left[\frac{R_k}{jw - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{jw - \bar{\lambda}_k} \right] \times c \times \left[\frac{R_s}{jw - \lambda_s} + \frac{\bar{R}_s}{jw - \bar{\lambda}_s} \right]$$

رابطه فوق را می‌توان در حالت قطب - مانده به صورت زیر بازنویسی نمود.

$$G_{yy}(jw) = \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{jw - \lambda_k} + \frac{\bar{A}_k}{jw - \bar{\lambda}_k} + \frac{B_k}{-jw - \lambda_k} + \frac{\bar{B}_k}{-jw - \bar{\lambda}_k} \quad (\delta)$$

در این رابطه، A_k کامین ماتریس باقیمانده از تابع چگالی طیفی توان خروجی است. با فرض میرایی کم سیستم، باقیمانده‌ها با بردار شکل مودی متناسب خواهند بود.

$$A_k \propto R_k C \bar{R}_k = \varphi_k Y_k^T C Y_k \varphi_k^T = d_k \varphi_k \varphi_k^T \quad (9)$$

در رابطه فوق، یک کمیت اسکالر، d_k بردار شکل مودی k ام و Y_k بردار دخالت مود می باشد. بر این اساس می توان تابع چگالی طیفی توان پاسخ را بر حسب شکل مودها و قطب های سیستم به صورت زیر بازنویسی نمود.

$$G_{yy}(jw) = \sum_{k \in \text{sub}(w)} \frac{d_k \varphi_k \varphi_k^T}{jw - \lambda_k} + \frac{\bar{d}_k \bar{\varphi}_k \bar{\varphi}_k^T}{jw - \bar{\lambda}_k} \quad (\forall)$$

بر اساس رابطه ۷ می توان نشان داد که:

۱. در هر باند فرکانسی، تعداد محدودی مود در پاسخ سیستم مشارکت می‌کند.
 ۲. در فواصل فرکانسی نزدیک به فرکانس‌های طبیعی سیستم، پاسخ سیستم متاثر از ارتعاش یک مود می‌باشد و در نتیجه پاسخ سازه در فواصل نزدیک به این فرکانس، شکل مودی سازه را نمایش می‌دهد. در نهایت با تجزیه تابع چگالی طیفی توان خروجی با استفاده از روش تجزیه مقداری تکین خواهیم داشت.

$$\hat{G}_{yy}(jwi) = \sum_{i=1}^n U_i S_i U_i^T \quad (\text{A})$$

در رابطه فوق U_i بردار تکین و S_i ماتریس مقادیر تکین سیستم در فرکانس w_i می باشد.

۲.۲. روش شناسایی زیرفضای تصادفی

روش شناسایی زیر فضای تصادفی یکی از روش‌های ارائه شده در حوزه زمان می‌باشد که بر پایه تشکیل ماتریس‌های بلوک هنکل^۹ توسعه یافته است. در این روش، ابتدا ماتریس بلوک هنکل (Y_n) با استفاده از پاسخ‌های زمانی ثبت شده از سازه تشکیل می‌شود.^[۴]

$$Y_k = \begin{bmatrix} Y(\cdot : N - \mathbb{1}S) \\ Y(\mathbb{1} : N - \mathbb{1}S + \cdot) \\ \vdots \\ Y(\mathbb{1}S : N) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_{hp} \\ Y_{hf} \end{bmatrix} \quad (\mathfrak{A})$$

جدول ۱. مشخصات مقاطع در قاب پنج و ده طبقه.

ستون		قاب پنج طبقه		تیر	
مقاطع	محل قرارگیری	مقاطع	محل قرارگیری	دهانه کناری طبقات سوم تا پنجم	دهانه کناری طبقات سوم تا پنجم
C - W ³⁵ * 1/2 - F ³⁵ * 2/5	دهانه های کناری	PG - W ³⁵ * 1 - F ¹⁵ * 1	دهانه کناری طبقات سوم تا پنجم	دهانه های میانی	دهانه میانی در تمام طبقات
C - W ⁴⁰ * 0/8 - F ³⁴ * 2	دهانه های میانی	PG - W ⁴⁰ * 0/8 - F ²⁰ * 1/5	دهانه کناری طبقات سوم تا پنجم	دهانه کناری طبقات اول و دوم	دهانه کناری طبقات اول و دوم
قاب ده طبقه		PG - W ³⁵ * 1 - F ¹⁵ * 1/5		دهانه کناری طبقات اول و دوم	
C - W ⁴⁵ * 2 - F ⁴⁵ * 3	پنج طبقه اول	PG - W ⁴⁰ * 0/8 - F ²⁰ * 1/5	تمام طبقات	C - W ⁴⁰ * 0/8 - F ³⁴ * 2	طبقه ششم
C - W ³⁵ * 1/2 - F ³⁵ * 2/5	طبقات هفت تا دهم				

جدول ۲. رکوردهای منتخب حوزه دور و نزدیک.

نام	ایستگاه	بیشینه جایجاوی شتا	فاصله برگا (کیلومتر)	سرعت جایجاوی شتا	زلزله حوزه دور
BTIRRENO	Messina 1	0/0318	1/698	54/7	6
CCHURCH	SPFS	0/0543	6/118	65/1	6/2
CHI CHI	HWA 0 45	0/189	21/341	60/2	7/62
CHUETSU	Iizuna Imokawa	0/6319	76/904	64/2	6/8
GEORGIA	Zem	0/0607	4/855	51/23	6/2
HECTOR	Big Bear Lake - Fire Station	0/1566	10/517	61/8	7/13
MONTENE	Dubrovnik - Pomorska Skola	0/0639	2/6575	65/8	7/1
PALMSPR	Lake Mathews Dike Toe	0/0667	1/1205	1/371	66/5
SFERN	Puddingstone Dam	0/0736	1/985	4/681	6/6
SMART	SMART 1 E 0 2	0/135	14/428	51/3	7/3
زلزله حوزه نزدیک					
BIGBEAR	Big Bear Lake - Civic Center	0/544	24/511	7/3	6/46
CAPEMEND	Bunker Hill FAA	0/1773	67/89	6/49	7/01
CHI CHI	TCU 0 76	0/161	20/905	13	6/2
DUZCE	Lamont 1 0 59	0/1523	12/863	4/1	7/14
KOBE	Nishi-Akashi	0/483	46/824	7/08	6/9
LOMAP	San Jose - Santa Teresa Hills	0/276	23/185	28/226	14/18
PARK	Hog Canyon	0/258	20/042	4/5	6
SANFER	Lake Hughes #12	0/282	16/367	14	6/61
SANSIMEO	Templeton - 1-story Hospital	0/435	29/193	5/07	6/52
TOTTORI	TTR 0 0 4	0/63	29/767	8/8	6/61

(استخراج شده از مدل عددی) مقایسه می شود تا امکان تحلیل خطاهای و قابلیت انتخاب شدند. در نهایت، پاسخهای شتاب سازه (در شرایط عملیاتی از حسگرهای اعتماد این روش ها به صورت کمی فراهم گردد.

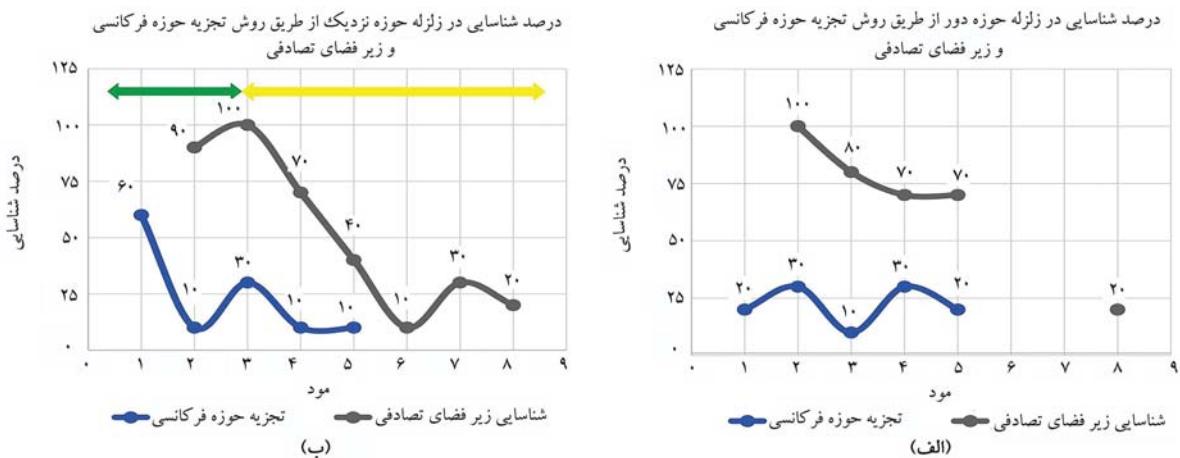
فاصله از گسل (جهت تکییک حوزه دور و نزدیک) و بزرگای زلزله (بیش از ۶ ریشتر) شتاب سنج استفاده می شود) در درجات آزادی تعیین شده (با توجه به تعداد و مکان جانمایی حسگرهای) به دست می آید. با توجه به پاسخهای به دست آمده و با استفاده

(۱۶)

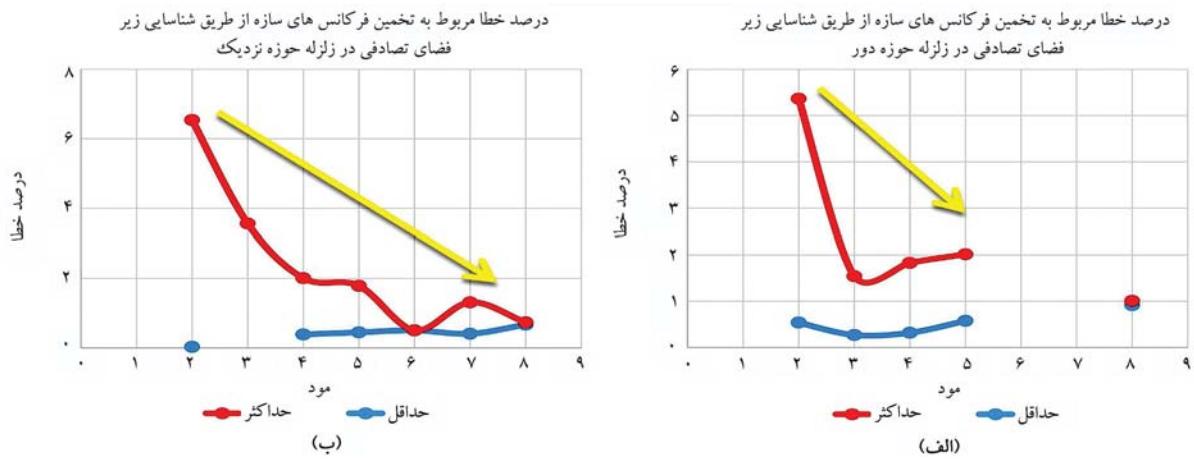
از روش های تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی، پارامترهای مودال سازه استخراج می شود. سپس، این پارامترها از طریق روابط ۱۶ تا ۱۸ با مقادیر واقعی

(۱۷)

استخراج می شود. سپس، این پارامترها از طریق روابط ۱۶ تا ۱۸ با مقادیر واقعی



شکل ۱. (الف) درصد شناسایی در زلزله حوزه دور از طریق روش تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی (ب) درصد شناسایی در زلزله حوزه نزدیک از طریق روش تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی.



شکل ۲. (الف) درصد خطای مربوط به تخمین فرکانس‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه دور (ب) درصد خطای مربوط به تخمین فرکانس‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک.

در زلزله حوزه نزدیک در نود درصد حالات قادر به شناسایی مود دوم است که این عدد برای روش تجزیه حوزه فرکانسی تنها ده درصد می‌باشد.

۲. روش تجزیه حوزه فرکانسی عملکرد بهتری نسبت به روش شناسایی زیرفضای تصادفی در شناسایی مود اول (مودهای پایین) دارد.

۳. روش شناسایی زیرفضای تصادفی در هیچ یک از حالات قادر به شناسایی مود اول نبوده و برای شناسایی مودهای بالاتر پیشنهاد می‌شود.

۴. دامنه شناسایی روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک به مراتب گستردده از حوزه دور می‌باشد.

۵. به صورت یک روند کلی، قابلیت شناسایی روش زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در زلزله حوزه دور و نزدیک با افزایش شماره مود، کاهش می‌باید.

۲.۱.۳. بررسی میزان خطاهای موجود در تخمین پارامترهای مودال در این بخش، به منظور کمی‌سازی خطاهای موجود در پارامترهای مودال استخراج شده از طریق روش زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی (با توجه به مودهای شناسایی شده)، دامنه خطاهای برای پارامترهای مودال به دست می‌آید. همانطور که در شکل‌های ۲، ۳ و ۴ و جدول ۳ دیده می‌شود:

$$\frac{(\phi_{estimate}^H \phi_{target})^4}{(\phi_{estimate}^H \phi_{estimate})(\phi_{target}^H \phi_{target})} \quad (18)$$

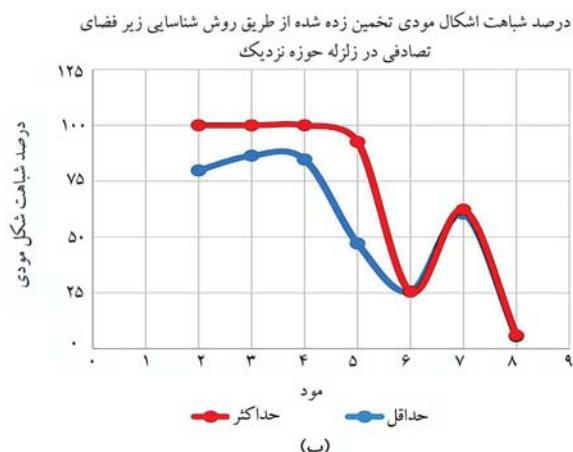
۱۰.۳. سازه پنج طبقه

در این بخش، یک سازه پنج طبقه به وسیله رکوردهای زلزله ارائه شده در جدول ۲ تحریک می‌شود و پاسخ شتاب سازه در تمامی طبقات (با فرض جانمایی حسگر شتاب‌سنج در تمامی طبقات) به دست می‌آید. با توجه به پاسخهای به دست آمده و با استفاده از روش‌های تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی، پارامترهای مودال سازه استخراج شده و با مقادیر واقعی مقایسه می‌شود.

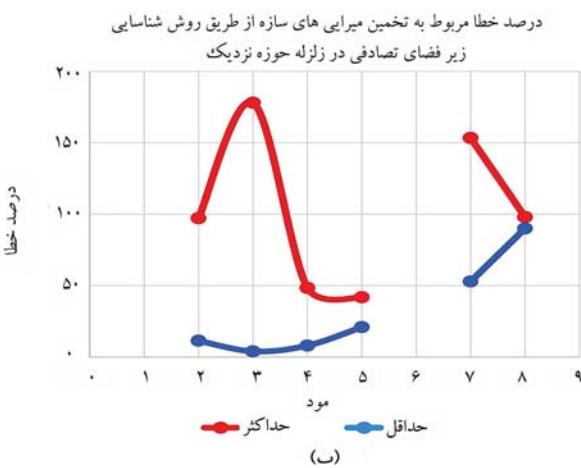
۱۰.۱.۱. قابلیت شناسایی مودهای سازه از مهم‌ترین نتایج به دست آمده می‌توان به قابلیت شناسایی مودهای سازه اشاره نمود. شکل ۱ قابلیت شناسایی دور روش تجزیه حوزه فرکانسی و شناسایی زیرفضای تصادفی را به تکیک حوزه دور و نزدیک بودن زلزله نشان می‌دهد. همانطور که در

شکل ۱ مشاهده می‌شود:

۱. روش شناسایی زیرفضای تصادفی نسبت به روش تجزیه حوزه فرکانسی از عملکرد بهتری برخوردار است. به عنوان مثال، روش شناسایی زیرفضای تصادفی



شکل ۳. (الف) درصد شباهت اشکال مودی تخمین زده شده از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی برای زلزله حوزه دور ب (درصد شباهت اشکال مودی تخمین زده شده از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی برای زلزله حوزه نزدیک.



شکل ۴. (الف) درصد خطای مربوط به تخمین میرایی های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه دور ب (درصد خطای مربوط به تخمین میرایی های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک.

تجزیه حوزه فرکانسی و زیر فضای تصادفی، پارامترهای مودال سازه استخراج شده و با مقادیر واقعی مقایسه می شود.

۱.۲.۳. قابلیت شناسایی

شکل ۵ قابلیت شناسایی دو روش فوق را به تفکیک حوزه دور و نزدیک بودن زلزله نشان می دهد. همانطور که در شکل ۵ مشاهده می شود:

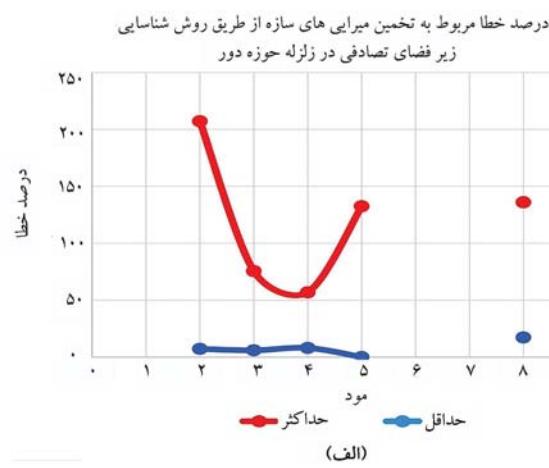
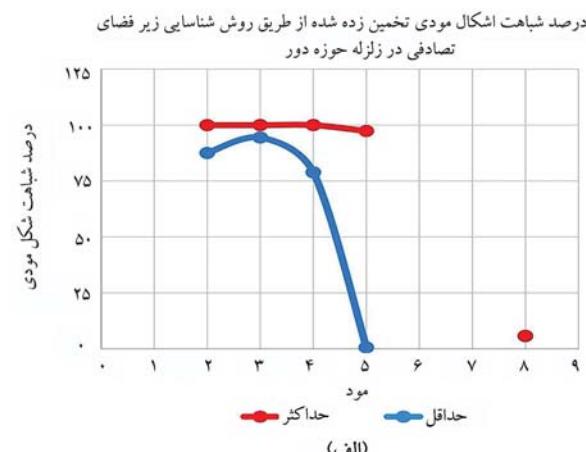
۱. روش شناسایی زیر فضای تصادفی نسبت به روش تجزیه حوزه فرکانسی از عملکرد بهتری برخوردار است.

۲. روش شناسایی زیر فضای تصادفی در هیچ یک از حالات قادر به شناسایی مود اول نبوده و برای شناسایی مودهای بالاتر پیشنهاد می شود.

۳. روش تجزیه حوزه فرکانسی در مواجهه با سیگنال های غیر ایستا (زلزله های حوزه دور و نزدیک) در سازه های بلند مرتبه از عملکرد قابل قبولی برخوردار نیست.

۴. محدوده کاربرد روش تجزیه حوزه فرکانسی به سیگنال های زلزله حوزه نزدیک محدود باشد.

۵. در یک روند کلی، قابلیت روش شناسایی زیر فضای تصادفی با افزایش شماره مودهای کاهش می یابد.



شکل ۴. (الف) درصد خطای مربوط به تخمین میرایی های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه دور ب (درصد خطای مربوط به تخمین میرایی های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک.

۱. دامنه خطای در تخمین فرکانس های سازه با افزایش شماره مودهای کاهش می یابد. به عنوان مثال، حداکثر خطای در تخمین پارامتر فرکانس مربوط به مود دوم در روش شناسایی زیر فضای تصادفی پنج درصد می باشد که این مقدار در مود پنجم به دو درصد کاهش می یابد.

۲. دامنه خطای در تخمین میرایی های سازه بسیار بزرگ می باشد و نشان دهنده عملکرد نامناسب روش شناسایی زیر فضای تصادفی در شناسایی پارامتر میرایی است. با این وجود با افزایش شماره مودهای دامنه خطای کاهش می یابد.

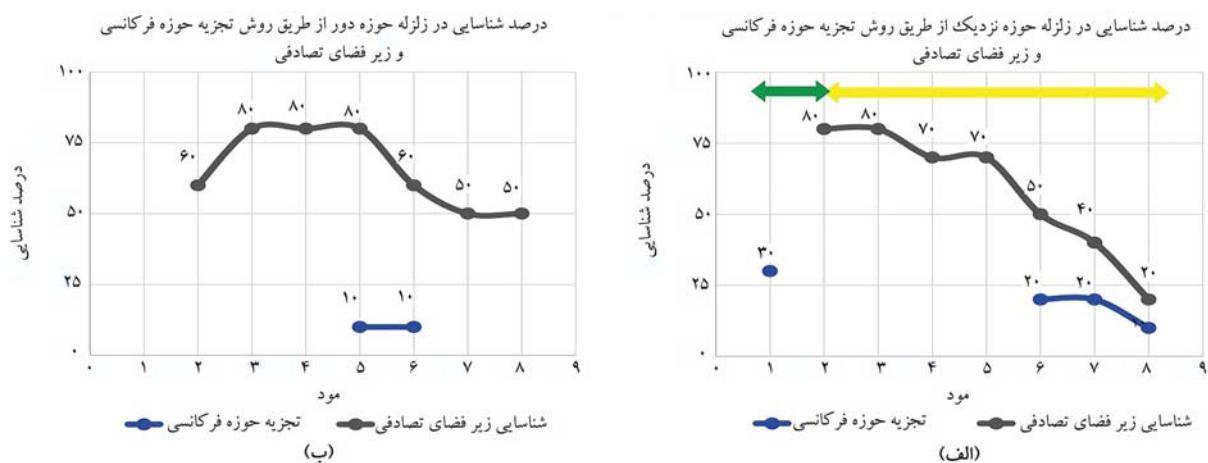
۳. به طور کلی درصد شباهت شکل مودی با افزایش شماره مود کاهش می یابد.

۲.۰.۳. سازه ده طبقه

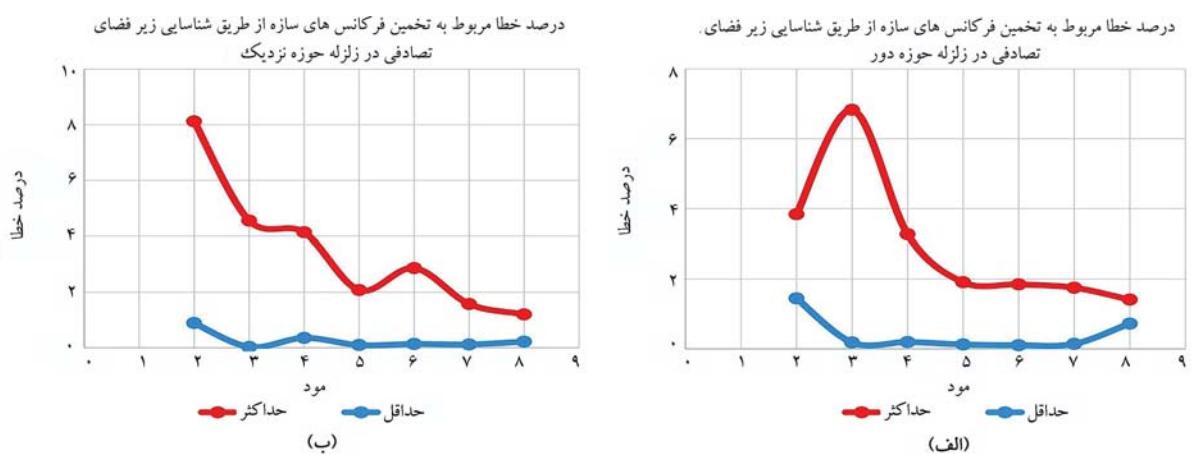
در این بخش، به منظور بررسی عملکرد روش های شناسایی نام بده شده، یک سازه ده طبقه به وسیله رکوردهای زلزله ارائه شده در جدول ۲ تحریک می شود و پاسخ شتاب سازه در تمامی طبقات (با فرض جانمایی حسگر شتاب سنج در تمامی طبقات) به دست می آید. با توجه به پاسخ های به دست آمده و با استفاده از روش های

جدول ۳. مودهای شناسایی شده و درصد خط‌فرکانس مربوط به آن‌ها از طریق روش شناسایی زیرفضایی تصادفی در زلزله حوزه دور.

نام زلزله	مود							
	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
BTIRRENO	۰/۹۵				۱/۴۸	۱/۶۵		
CCHURCH	۲/۰۲	۱/۱۶	۰/۲۷	۱/۲۴				
CHI CHI		۱/۷۹	۰/۴۰	۲/۹۸				
CHUETSU	۰/۹۲	۰/۵۸	۰/۴۰		۴/۵۱			
GEORGIA	۱	۱/۰۲	۱/۴۵	۳/۱۱				
HECTOR	۱/۰۱			۰/۵۹	۵/۳۷			
MONTENE	۱/۰۷	۱/۸۳			۳/۱۴			
PALMSPR	۱/۷۸	۱/۴۵	۰/۸۹	۰/۵۴				
SFERN		۰/۳۲	۱/۵۴	۱/۱۷				
SMART	۰/۷۰		۰/۶۴	۲/۰۳				



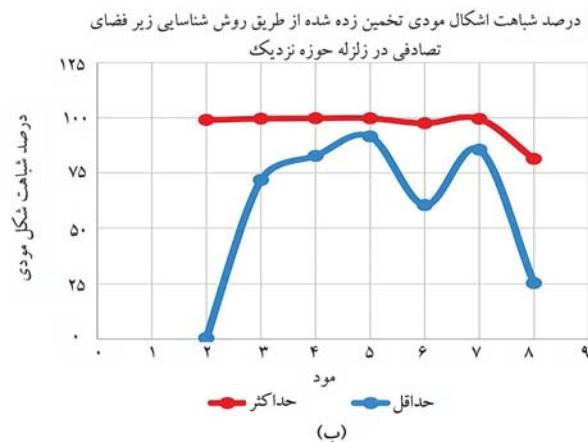
شکل ۵. (الف) درصد شناسایی در زلزله حوزه نزدیک از طریق روش تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی (ب) درصد شناسایی در زلزله حوزه دور از طریق روش تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی.



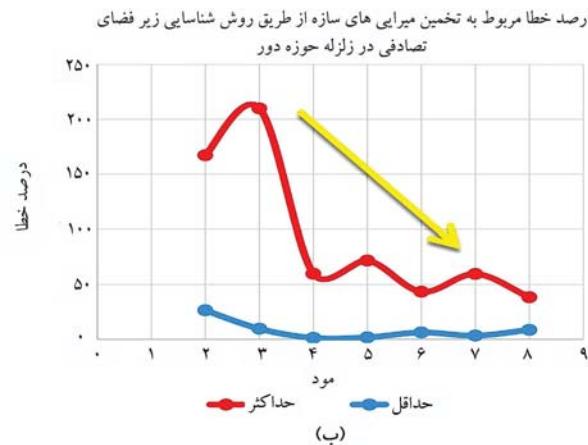
شکل ۶. (الف) درصد خط‌مربوط به تخمین فرکانس‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضایی تصادفی در زلزله حوزه دور (ب) درصد خط‌مربوط به تخمین فرکانس‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضایی تصادفی در زلزله حوزه نزدیک.

۱. دامنه خط در تخمین فرکانس‌های سازه با افزایش شماره مودها کاهش می‌یابد.
۲. دامنه خط در تخمین فرکانس‌های فوق، دامنه خط برای پارامترهای مودال استخراج شده از طریق روش‌های فوق، دامنه خط برای پارامترهای مودال به دست می‌آید.

۲.۲.۳. بررسی میزان خط‌های موجود در تخمین پارامترهای مودال در این بخش، به منظور کمی سازی خط‌های موجود در پارامترهای مودال استخراج همانطور که در شکل‌های ۶، ۷ و ۸ دیده می‌شود:



شکل ۷. (ب) درصد شباهت اشکال مودی تخمین زده شده از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه دور (ب) درصد شباهت اشکال مودی تخمین زده شده از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک



شکل ۸. (ب) درصد خطای مربوط به تخمین میرایی های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک (ب) درصد خطای مربوط به تخمین میرایی های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه دور

از روش های تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی، پارامترهای مودال سازه استخراج شده و با مقادیر واقعی مقایسه می شود. همانطور که در شکل های ۹ و ۱۰ دیده می شود:

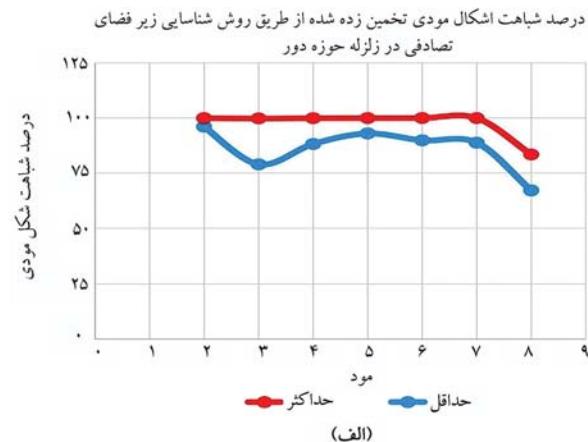
۱. با کاهش تعداد حسگرها و جانمایی مناسب آن ها، عملکرد روش تجزیه حوزه فرکانسی به طور چشمگیری بهبود می یابد. اما در روش شناسایی زیرفضای تصادفی، قابلیت شناسایی با افزایش تعداد حسگرها افزایش می یابد.

۲. کارایی روش تجزیه حوزه فرکانسی در مواجهه با سیگنال هایی با مشخصات زلزله های حوزه نزدیک از سیگنال هایی با مشخصات زلزله های حوزه دور بهتر می باشد.

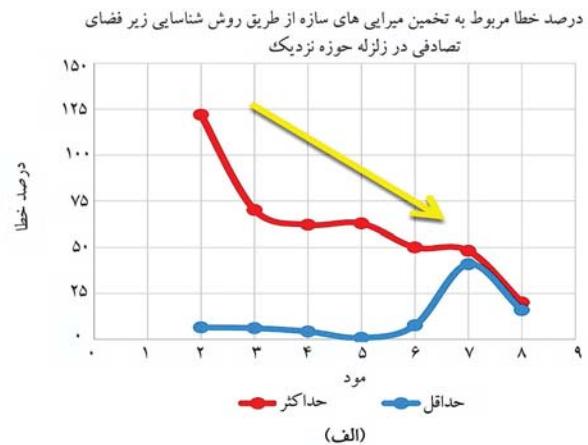
۳. قابلیت شناسایی توسط دو روش، با افزایش شماره مودها کاهش می یابد.

۴.۳. فاصله اطمینان برای خطای تخمین پارامتر فرکانس

در این بخش، یک برآورد فاصله ای برای میزان خطای قابل انتظار در تخمین پارامتر فرکانس استخراج شده از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی ارائه می شود. همانطور که در بخش ۲.۱.۳ و ۲.۲.۳ نشان داده شد، نتایج شناسایی فرکانس سازه از طریق دو روش فوق در مواجهه با سیگنال های غیر ایستا با



شکل ۷. (الف) درصد شباهت اشکال مودی تخمین زده شده از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه دور



شکل ۸. (الف) درصد خطای مربوط به تخمین میرایی های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک

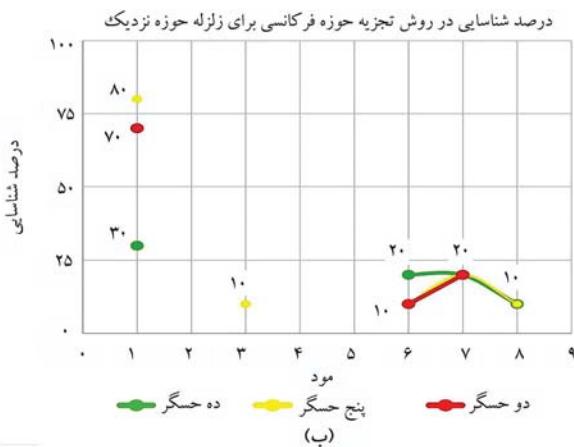
با این وجود، با افزایش شماره مودها، دامنه خطای کاهش می یابد.

۳. بازه درصد شباهت شکل مودی در روش شناسایی زیر فضای تصادفی برای زلزله حوزه دور دارای پراکندگی بسیار کمتری نسبت به زلزله حوزه نزدیک است.

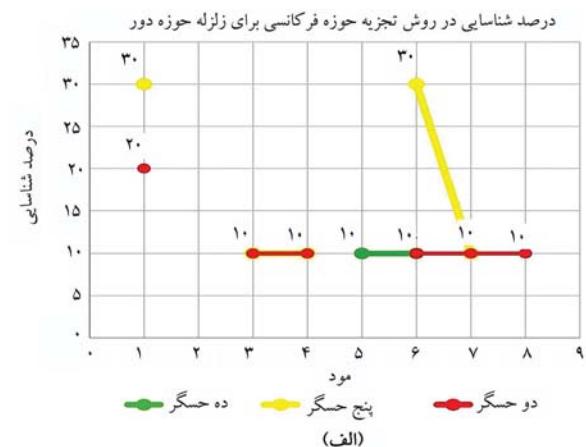
۴. به طور کلی درصد شباهت شکل مودی با افزایش شماره مود کاهش می یابد.

۳.۳. جانمایی بهینه حسگرها

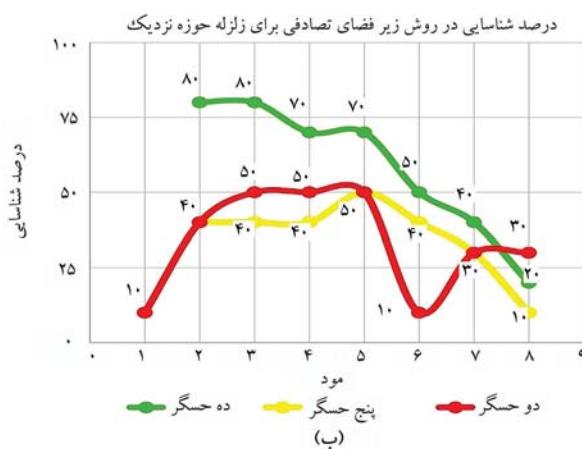
در مسایل عملیاتی مرتبط با پایش سلامت سازه ها به منظور کاهش هزینه های اجرایی، معمولاً از تعداد محدودی حسگر استفاده می شود. در این بخش، عملکرد روش های شناسایی فوق در حالتی که داده ها توسط پنج و دو حسگر ثبت شده باشند، مورد بررسی قرار می گیرد. جهت جانمایی حسگرها در دهه های اخیر، روش های زیادی با نگرش های متفاوت ارائه شده است. در این مطالعه از روش حاصل ضرب مولفه بردار ویژه 15 که بر پایه دامنه مودهای هدف توسعه یافته است، استفاده می شود. در این روش، محل جانمایی حسگرها از طریق حاصل ضرب درایه های متناظر مودهای هدف استخراج می شود.^[۲۰] به همین منظور، یک سازه ده طبقه به وسیله رکوردهای زلزله ارائه شده در جدول ۲ تحریک می شود و پاسخ شتاب سازه در پنج و دو طبقه به دست می آید. با توجه به پاسخ های به دست آمده و با استفاده



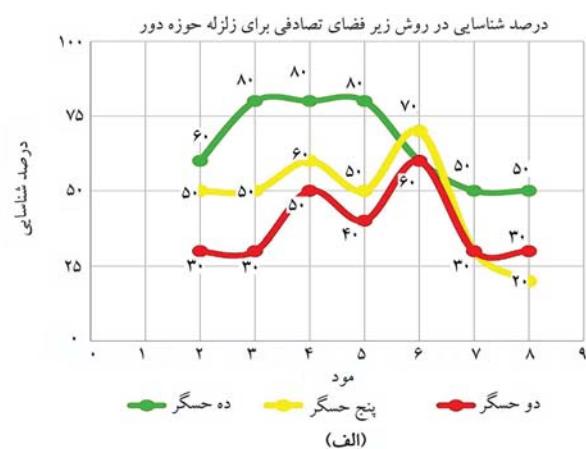
شکل ۹. (ب) درصد شناسایی در روش تجزیه حوزه فرکانسی برای زلزله حوزه دور ب) درصد شناسایی در روش تجزیه حوزه فرکانسی برای زلزله حوزه نزدیک.



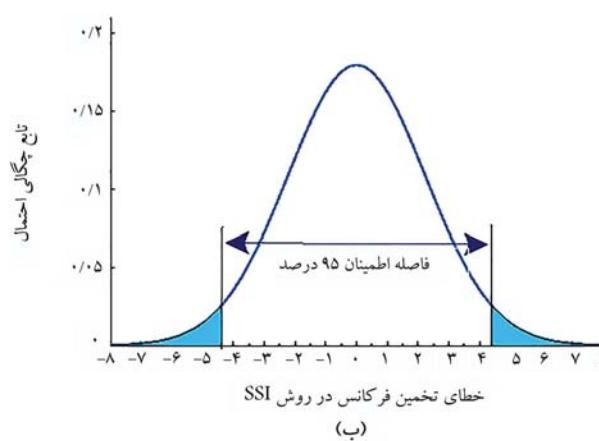
درصد شناسایی در روش تجزیه حوزه فرکانسی برای زلزله حوزه دور



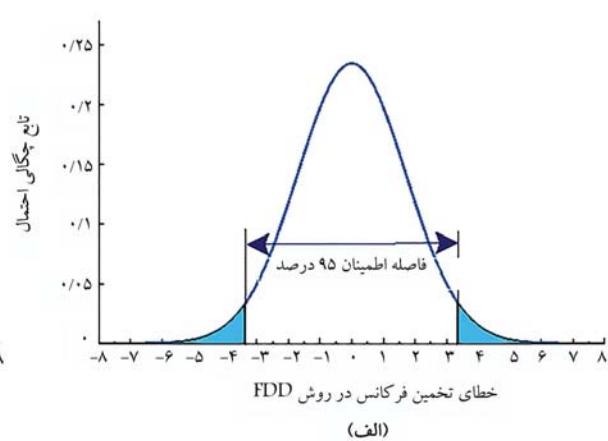
شکل ۱۰. (ب) درصد شناسایی در روش زیرفضای تصادفی برای زلزله حوزه دور ب) درصد شناسایی در روش زیرفضای تصادفی برای زلزله حوزه نزدیک.



درصد شناسایی در روش زیرفضای تصادفی برای زلزله حوزه دور



شکل ۱۱. (ب) تابع توزیع نرمال پارامتر فرکانس در روش تجزیه حوزه فرکانسی ب) تابع توزیع نرمال پارامتر فرکانس در روش شناسایی زیرفضای تصادفی.



خطای تخمین فرکانس در روش FDD

۴. نتیجه‌گیری
در این پژوهش، عملکرد روش شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در مواجهه با سیگنال‌های غیرایستا با طول برداشت کوتاه مورد ارزیابی قرار گرفت. به همین منظور، زلزله به عنوان یک سیگنال غیرایستا با طول زمان کوتاه به عنوان سیگنال تحریک در نظر گرفته شد و پارامترهای مودال دو قاب تحریک شده توسط

طول مدت زمان کوتاه با خط همراه است. با تحلیل آماری خطاهای موجود می‌توان تابع توزیع نرمال را برای هر دو روش پیشنهاد داد (شکل ۱۱) با فرض سطح اطمینان ۹۵ درصدی برای خطاهای مشاهده شده در روش شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی، فاصله اطمینان به صورت نشان داده شده در شکل ۱۱ پیشنهاد می‌شود.

که به طور کاری، نتایج به دست آمده از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی
نسبت به روش تجزیه حوزه فرکانسی از دقت بالاتری برخوردار است. در روش
تجزیه حوزه فرکانسی با جانمایی مناسب حسگرها عملکرد آن به طور چشمگیری
بهبود می‌یابد و این در حالی است که در روش شناسایی زیرفضای تصادفی با
افزایش تعداد حسگرها قابلیت شناسایی افزایش می‌یابد. در هر دو روش با افزایش
شماره مودها، دامنه خطای در فرکانس و میرایی کاهش می‌یابد. با این وجود، تخفیف
میرایی سازه در شرایط فوق از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی پیشنهاد
نمی‌شود.

بیست رکورد زلزله از طریق دو روش شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه
فرکانسی جهت مقایسه با پارامترهای مودال مدل عددی به دست آمد. با استفاده
از نتایج به دست آمده و مقایسه با نتایج حاصل از مدل عددی، مقادیر خطای برای
پارامترهای مودال محاسبه و از این طریق درصد قابلیت اعتماد به نتایج این روش‌ها
در مواجهه با سیگنال‌های غیراستاتیک با طول برداشت کوتاه به صورت کمی مورد مطالعه
قرار گرفت. همچنین، با مطالعه آماری خطای موجود در تخفیف فرکانس سازه از
طریق دو روش فوق، تابع توزیع احتمالاتی نرمال برای میران خطای پیشنهاد و از طریق
آن یک برآورد فاصله‌ای از خطای برای هر دو روش ارائه شد. نتایج مطالعه نشان داد

پانوشت‌ها

1. Vibration Based Structural Health Monitoring
2. Stochastic Subspace Identification (SSI)
3. Frequency Domain Decomposition (FDD)
4. Ibrahim Time Domain
5. Singular Value Decomposition
6. Victor
7. Empirical Mode Decomposition
8. Curve-Fitted Enhanced Frequency Domain Decomposition
9. Hankel Matrix
10. Past Matrix
11. Future Matrix
12. Image Matrix
13. Observable Matrix
14. Kalman
15. Eigenvector Component Product

منابع (References)

1. Ghannadi, P., Kourehli, S.S. and Mirjalili, S., 2022. The application of PSO in structural damage detection: An analysis of the previously released publications (2005-2020). *Frattura ed Integrità Strutturale*, 16(62), pp.460-489. <http://dx.doi.org/10.3221/IGF-ESIS.62.32>.
2. Ghannadi, P., Kourehli, S.S. and Mirjalili, S., 2023. A review of the application of the simulated annealing algorithm in structural health monitoring (1995-2021). *Frattura ed Integrità Strutturale*, 17(64), pp.51-76.
3. Gharehbaghi, V.R., Noroozinejad Farsangi, E., Noori, M. and et al., 2021. A critical review on structural health monitoring: Definitions, methods, and perspectives. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 29(12), pp.1-27. <http://dx.doi.org/10.1007/s11831-021-09665-9>.
4. Van Overschee, P. and De Moor, B., 2012. Subspace Identification for Linear Systems: Theory-Implementation-Applications. Springer Science & Business Media.
5. Peeters, B. and De Roeck, G., 2000. Reference based stochastic subspace identification in civil engineer-
- ing. *Inverse Problems In Engineering*, 8(1), pp.47-74. <https://doi.org/10.1080/174159700088027718>.
6. Yi, J.H. and Yun, C.B., 2004. Comparative study on modal identification methods using output-only information. *Structural Engineering and Mechanics: An International Journal*, 17(3), pp.445-466. <http://dx.doi.org/10.12989/sem.2004.17.3.4.445>.
7. Brincker, R., Ventura, C.E. and Andersen, P., 2001. Damping estimation by frequency domain decomposition. *Proceedings of IMAC 19: A Conference on Structural Dynamics: February 5-8, 2001, Hyatt Orlando, Kissimmee, Florida, 2001*, pp.698-703.
8. Gentile, C. and Saisi, A., 2013. Operational modal testing of historic structures at different levels of excitation. *Construction and Building Materials*, 48, pp.1273-1285. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.01.013>.
9. Weng, J.H., Loh, C.H., Lynch, J.P. and et al., 2008. Output-only modal identification of a cable-stayed bridge using wireless monitoring systems. *Engineering Structures*, 30(7), pp.1820-1830. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.12.002>.
10. Altunışık, A.C., Bayraktar, A. and Sevim, B., 2012. Operational modal analysis of a scaled bridge model using EFDD and SSI methods.
11. Pourgholi, M., Gilarlue, M.M., Vahdaini, T. and et al., 2023. Influence of Hankel matrix dimension on system identification of structures using stochastic subspace algorithms. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 186, p.109893. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2022.109893>.
12. Tarinejad, R., Pourgholi, M. and Yaghmaei-Sabegh, S., 2017. System identification of arch dams using balanced stochastic subspace identification. *Modares Civil Engineering Journal*, 17(1), pp.53-64.
13. Tarinejad, R., Pourgholi, M. and Yaghmaei-Sabegh, S., 2016. Signal processing of dynamic tests results using subspace identification based on orthogonal decomposition technique (SI-ORT). *Modares Mechanical Engineering*, 15(10), pp.104-116. <http://dorl.net/dor/20.1001.1.10275940.1394.15.10.34.8>.
14. Tarinejad, R. and Pourgholi, M., 2015. Processing of ambient vibration results using stochastic subspace

- identification based on canonical correlation analysis. *Modares Mechanical Engineering*, 15(7), pp.107-118. <http://dorl.net/dor/20.1001.1.10275940.1394.15.7.51.9>.
15. Lu, L.J., Zhou, H.F., Ni, Y.Q. and et al., 2021. Output-only modal analysis for non-synchronous data using stochastic sub-space identification. *Engineering Structures*, 230, p.111702. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111702>.
 16. Yu, D.J. and Ren, W.X., 2005. EMD-based stochastic subspace identification of structures from operational vibration measurements. *Engineering Structures*, 27(12), pp.1741-1751. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.04.016>.
 17. He, X., Hua, X., Chen, Z. and et al., 2011. EMD-based random decrement technique for modal parameter identification of an existing railway bridge. *Engineering Structures*, 33(4), pp.1348-1356. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.01.012>.
 18. Nikkhoo, A., Karegar, H., Mohammadi, R.K. and et al., 2020. Improving the performance of the autoregressive method in modal identification of output-only systems using the empirical mode decomposition. *Structures*, pp.1165-1173. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.07.006>.
 19. Chen, J., Xu, Y.L. and Zhang, R., 2004. Modal parameter identification of Tsing Ma suspension bridge under typhoon vactor: EMD-HT method. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 92(10), pp.805-827. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2004.04.003>.
 20. Papadopoulos, M. and Garcia, E., 1998. Sensor placement methodologies for dynamic testing. *AIAA Journal*, 36(2), pp.256-263.

بررسی رفتار برشی زهکشی نشده‌ی ماسه‌ی سیمانه شده با پلیمر پی‌تکس و مسلح شده با الیاف ضایعاتی نخ تایر

علیرضا خلیلی (دانشجوی دکتری)

محمود حسنوارد* (دانشیار)

علیرضا اردکانی (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و هندسی، دانشگاه بن‌المعلمی امام خمینی، قزوین

در نوشتار حاضر، رفتار برشی ماسه‌ی نکا با دانه‌بندی یکنواخت، که با استفاده از یک مایع پلیمری به نام پی‌تکس تثبیت شده و با استفاده از الیاف ضایعاتی نخ تایر مسلح شده است، با انجام آزمایش‌های سه‌محوری تحت تنشی‌های همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ و ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال بررسی شده است. درصد پلیمر به مقدار صفر تا ۴٪ و الیاف به اندازه‌ی ۲٪ وزن خاک خشک به آن اضافه شده‌اند. نمونه‌ها در تراکم بیشینه ساخته و در دمای ۲۳ درجه تا ۲۷ درجه نگهداری شده‌اند. نتایج نشان داد که پلیمر پی‌تکس، پتانسیل خوبی جهت تثبیت خاک‌های دانه‌بی داشته و در اثر تثبیت، پارامترهای مقاومتی و سختی خاک تا چند برابر ارتقاء یافته است. به نحوی که افزودن ۴٪ پلیمر، باعث افزایش چسبندگی ماسه‌ی خالی تقریباً از صفر تا ۱۳۵ kPa برای نمونه‌ی بدون الیاف و ۹۰ kPa برای کرنش‌های کمتر از ۳٪ شکسته و بعد از نقطه‌ی شکست، دچار نرم‌شوندگی زیادی شده‌اند. حضور الیاف، کرنش نظیر نقطه‌ی شکست را کمی افزایش داده است؛ ولی به طور قابل توجهی رفتار نمونه را بعد از نقطه‌ی شکست انعطاف‌پذیرتر کرده و سبب جلوگیری از افت سریع مقاومت برشی شده است.

alirezakhalili@edu.ikiu.ac.ir
hassanlou@eng.ikiu.ac.ir
a.ardakani@eng.ikiu.ac.ir

واژگان کلیدی: خاک ماسه‌ی نکا، پلیمر پی‌تکس، الیاف نخ تایر، آزمایش سه‌محوری تحریک‌یافته‌ی زهکشی نشده.

۱. مقدمه

مهندسان همواره با روش‌های مختلفی درصد تقویت خاک به علت ناکافی بودن مقاومت برشی آن بوده‌اند. پیشرفت سریع علوم و تکنولوژی در زمینه‌های مختلف، موجب پیدایش مواد جدید برای تثبیت (مانند انواع پلیمرها) و تسلیح (مانند انواع الیاف پلی‌پروپیلن^۱، پلی‌آمید^۲ و غیره) خاک می‌شود. الیاف ذکر شده معمولاً دارای خواص مهمی از جمله: انعطاف‌پذیری، دوام، مقاومت کششی زیاد و همچنین مقاومت مناسب در برابر عوامل شیمیایی هستند. از آن جایی که در زمینه‌ی تولیدات همیشه ضایعاتی از این نوع محصولات به وجود می‌آید، لذا استفاده‌ی صحیح از آنها در چالش پروژه‌های مهندسی، گامی مؤثر در بهبود اقتصاد کشور و کمک به محیط

زیست خواهد بود. از طرفی، استفاده‌ی هم‌زمان از دو روش تثبیت و تسلیح خاک منجر به ارتقاء ویژگی‌های مکانیکی و زیوتکنیکی در خاک می‌شود. در این ارتباط، مطالعات مختلفی انجام شده است، که در ادامه، به نمونه‌هایی از آنها اشاره شده است:

خانباشی و همکاران (۲۰۰۳)، با استفاده از پلیمرهای محلول در آب و بینیل اکریلیک و اتیرین اکریلیک در خاک ماسه‌ی پرداختند و گزارش کردند با افزایش مقادیر پلیمر، مقاومت فشاری تا $1/4$ MPa و مدول کشسانی تا 17 GPa افزایش یافته است.^[۱]

مایخالوسکی و سرمکا^۳ (۲۰۰۳)، ماسه‌های ریز و درشت را با سه نوع الیاف: پلی‌آمید، پلی‌پروپیلن و سیم فولادی گالوانیزه به وسیله‌ی دستگاه سه‌محوری استاتیکی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۳/۱۱/۱۱، اصلاحیه ۲۰/۱۱/۱۴۰۲، پذیرش ۲۸/۱۱/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

خلیلی، علیرضا، حسنوارد، محمود، و اردکانی، علیرضا، ۱۴۰۲. بررسی رفتار برشی زهکشی نشده‌ی ماسه‌ی سیمانه شده با پلیمر پی‌تکس و مسلح شده با الیاف ضایعاتی نخ تایر. مهندسی عمران شریف، ۱۴۰۲/۱۱/۱۱، اصلاحیه ۲۰/۱۱/۱۴۰۲، پذیرش ۲۸/۱۱/۱۴۰۲. DOI:10.24200/J30.2023.61814.3197

رزین اپوکسی ^{۱۰} را در شرایط ترخشک با استفاده از آزمایش فشاری محدود نشده بررسی کردند. مقدار رزین استفاده شده، ۳، ۴ و ۵ درصد وزن ماسه‌ی لای‌دار و میزان لای، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۳۵، ۴۵ و ۶۰ درصد وزن کل خاک بوده است. براساس نتایج پژوهش ایشان، افزایش زمان عمل‌آوری در تمامی حالت‌ها و افزایش میزان پلیمر منجر به افزایش مقاومت و همچنین آب و افزایش درصد سیلت باعث کاهش مقاومت نمونه‌ها شده است.^[۶]

صادک و همکاران (۲۰۱۰)، با استفاده از سه نوع الیاف مختلف از جنس نایلون بر خاک ماسه‌ی ریز و درشت‌دانه به وسیله‌ی آزمایش برش مستقیم پرداختند و دریافتند که اضافه کردن الیاف باعث افزایش مقاومت برشی و نرمی مخلوط خاک و الیاف می‌شود. همین طور بررسی میزان الیاف نشان داد که مقادیر کم الیاف در ماسه‌ی ریزدانه، تأثیر بیشتری از ماسه‌ی درشت‌دانه دارد؛ در حالی که مقادیر الیاف بیشتر در خاک‌های درشت‌دانه، تأثیر بیشتری نسبت به ماسه‌ی ریزدانه داشته است.^[۱۰]

آنگنوستوپولس ^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۱)، در پژوهشی در زمینه‌ی تثبیت ماسه‌ی ریزدانه توسط رزین اپوکسی محلول در آب دریافتند که با افزودن رزین اپوکسی به خاک، مقاومت فشاری و کششی افزایش و تخلخل و نفوذپذیری کاهش یافته است. همچنین در آزمایش سه‌محوری، با افزودن رزین اپوکسی به خاک، کاهش نسبت آب به رزین اپوکسی و گذشت زمان، مقدار مقاومت و سختی نیز افزایش یافته است.^[۱۱] آنگنوستوپولس و پالایانگاس ^{۱۲} (۲۰۱۲)، در زمینه‌ی تثبیت خاک ماسه‌ی توسط رزین اپوکسی، پژوهش خود را تکمیل کردند و دریافتند که افزودن رزین اپوکسی به خاک ماسه‌ی بیشینه باعث افزایش مقاومت فشاری محدود شده تا $11/3\text{ MPa}$ شده است. که تابعی از نسبت رزین اپوکسی به آن و زمان است. به این صورت که با گذشت زمان تا ۹۰ روز، مقاومت نیز افزایش یافته است.^[۱۲]

لیو و همکاران (۲۰۱۷)، به بررسی اثر الیاف پلی‌پروپیلن و مایع پلیمری به نام پلی‌یورتان ^{۱۳} در ماسه پرداختند. الیاف پلی‌پروپیلن با طول ۱۸ و قطر 0.034 mm استفاده شده است. از آزمایش‌های فشاری محدود شده و برش مستقیم به منظور ارزیابی عملکرد ماسه استفاده شده است. $4\text{ مقدار مختلف الیاف }/10.0/2.0/3.0/4.0/5.0\text{ درصد)$ و چهار مقدار مختلف از پلیمر (۱، ۲، ۳ و ۴ درصد) در نظر گرفته شده و نتایج نشان داده است که افزایش الیاف و پلیمر در نمونه باعث بهبود مقاومت فشاری محدود نشده شده است، که این افزایش به درصد الیاف و پلیمر بستگی دارد. نتایج نشان داد که نمونه‌ی تقویت شده با $4\% / 0.0/3$ پلیمر و $0.0/3$ الیاف دارای بیشترین مقاومت فشاری محدود شده برابر 163 kPa را تجربه کرده و بالاترین چسبندگی در پلیمر $4\% / 0.0/2$ الیاف در حدود 80 kPa به دست آمده است. همچنین تمامی نمونه‌های تقویت شده با پلیمر- الیاف تمايل به نرم شدن داشته‌اند.^[۱۳]

لیو و همکاران (۲۰۱۸)، از پلیمر ارگانیک به عنوان تثبیت‌کننده‌ی خاک ماسه‌ی استفاده کردند. برای بررسی تأثیر پلیمر ارگانیک در مسلح‌سازی خاک، با استفاده از آزمایش‌های مقاومت فشاری محدود شده، برش مستقیم و کشش بر روی ماسه‌ی مسلح شده با مقادیر مختلف غلظت پلیمر و چگالی خشک ماسه انجام دادند. پلیمر استفاده شده دارای ساختار اصلی رزین پلی‌یورتان بوده است. پنج غلظت محلول پلیمر (۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصد) برای مسلح‌سازی با سه چگالی خشک مختلف شده برای نمونه‌ها ارزیابی شدند. نتایج نشان دهنده افزایش مقاومت برشی خاک تا 360 kPa با $50\% / 0.0/5$ پلیمر بوده است. همین طور گزارش دادند که افزایش وزن مخصوص باعث افزایش مقاومت فشاری محدود شده است، به

بررسی کردند و دریافتند که مقاومت نهایی نمونه با افزایش درصد وزنی الیاف در تنش همه‌جانبه $600\text{ نا }/ 2200\text{ kPa}$ ، افزایش و شیب منحنی کرنش نمونه‌ها کاهش می‌یابد.^[۱۴]

آنگنوستوپولس ^{۱۵} (۲۰۰۵) گزارش کرد که اضافه کردن دوغاب پلیمر (آکریلیک رزین ^{۱۶} و میل متا اکریلات^{۱۷} و سیمان بر خاک ماسه‌ی باعث افزایش مقاومت فشاری تا 12000 kPa و مدول کشسانی خاک تا 800 MPa می‌شود.^[۱۸]

چاوان و همکاران (۲۰۰۸)، به بررسی اثر الیاف پلی‌پروپیلن و نارگیل ^{۱۹} در ماسه‌ی سیلت‌دار با استفاده از آزمایش فشاری محدود شده پرداختند و دریافتند که ترکیب $70\% / 0\text{ ماسه‌ی سیلت‌دار و }30\% / 0\text{ خاکست بادی به همراه }75\% / 0\text{ الیاف نارگیل، بیشینه‌ی مقاومت فشاری }(\mathcal{N}/m^2) 3148\text{ را ایجاد می‌کند.}$ ^[۱۹]

شاه نظری و همکاران (۲۰۰۹)، با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری بر روی دو نوع خاک ماسه‌ی لای‌دار و ماسه‌ی توپورا به بررسی اثر حضور الیاف موكت و ژوتکستابل پرداختند و دریافتند که حضور الیاف موجب افزایش شکل‌پذیری خاک مسلح نسبت به خاک غیرمسلح می‌شود. همچنین مدول برشی و محوری نمونه‌های مسلح شده در فشار همه‌جانبه‌ی پایین کاهش می‌یابد، اما در فشارهای همه‌جانبه‌ی بالا افزایش می‌یابد.^[۲۰]

کنسولی و همکاران (۲۰۰۹)، تأثیر الیاف پلی‌پروپیلن کشسان در مقاومت ماسه‌ی سیمانی شده به طور مصنوعی را با استفاده از یک سری آزمایش سه‌محوری زهکشی شده بررسی کردند و الیاف با قطر 0.024 mm و طول 24 میلی‌متر در درصدهای $0\% / 5\% / 10\% / 15\% / 20\% / 25\% / 30\% / 35\% / 40\% / 45\% / 50\%$ نسبت به وزن خشک مخلوط ماسه- سیمان را به کار بردند.

براساس نتایج به دست آمده از پژوهش اخیر، افزودن $10\% / 0\text{ سیمان به ماسه، به طور چشمگیری سختی را تا }6000\text{ MN}/m^2\text{ و مقاومت بیشینه را تا }1850\text{ kN}/m^2\text{ افزایش داده و رفتار ماسه را به طور قابل توجهی ترد و شکننده کرده است. رفتار شکل‌پذیری نمونه‌های مسلح شده به الیاف، در مقادیر }4\% / 0\text{ سیمان و پایین تر از آن و نیز رفتاری با تردی کمتر در درصدهای بالاتر نشان داده‌اند. کرنش محوری متناظر با گسیختگی و رفتار پس از مقاومت بیشینه، وابسته به میزان الیاف و سیمان را به کار بردند.$

ترکیب است. همچنین رفتار اتساع ماسه به شدت به میزان الیاف و سیمان بستگی دارد. اضافه کردن الیاف در نمونه‌های سیمانی نشده، تغییر در سختی اولیه نشان نداده است، که رفتاری مشابه با رفتار مشاهده شده توسط هینک (۲۰۰۵)، داشته است.^[۲۱]

پارک (۲۰۰۹)، اثر چگونگی توزیع الیاف پلی‌وینیل کلری در مقاومت ماسه‌ی تثبیت شده با سیمان را با استفاده از آزمایش‌های مقاومت فشاری محدود نشده بررسی کرده و دریافته است که مقاومت فشاری محدود شده‌ی نمونه‌های مسلح به الیاف تثبیت شده با سیمان، به طور تدریجی با افزایش تعداد لایه‌های مسلح به الیاف بیشتر می‌شود. استفاده از خاک‌های مسلح به الیاف لزوماً افزایش مقاومت موردنظریار یا طراحی این را تضمین نمی‌کند.^[۲۲]

نائینی و مهدوی (۲۰۰۹)، مقاومت خاک ماسه‌ی سیلتی تثبیت شده با پلیمر پلی‌متیل متا اکریلات ^{۲۳} را با استفاده از آزمایش برش مستقیم بررسی کردند. مقادیر سیلت افزوده شده به خاک ماسه‌ی $0\% / 10\% / 20\% / 30\% / 40\% / 50\% / 60\% / 70\% / 80\% / 90\% / 100\% / 110\% / 120\% / 130\% / 140\% / 150\% / 160\% / 170\% / 180\% / 190\% / 200\% / 210\% / 220\% / 230\% / 240\% / 250\% / 260\% / 270\% / 280\% / 290\% / 300\% / 310\% / 320\% / 330\% / 340\% / 350\% / 360\% / 370\% / 380\% / 390\% / 400\% / 410\% / 420\% / 430\% / 440\% / 450\% / 460\% / 470\% / 480\% / 490\% / 500\% / 510\% / 520\% / 530\% / 540\% / 550\% / 560\% / 570\% / 580\% / 590\% / 600\% / 610\% / 620\% / 630\% / 640\% / 650\% / 660\% / 670\% / 680\% / 690\% / 700\% / 710\% / 720\% / 730\% / 740\% / 750\% / 760\% / 770\% / 780\% / 790\% / 800\% / 810\% / 820\% / 830\% / 840\% / 850\% / 860\% / 870\% / 880\% / 890\% / 900\% / 910\% / 920\% / 930\% / 940\% / 950\% / 960\% / 970\% / 980\% / 990\% / 1000\% / 1010\% / 1020\% / 1030\% / 1040\% / 1050\% / 1060\% / 1070\% / 1080\% / 1090\% / 1100\% / 1110\% / 1120\% / 1130\% / 1140\% / 1150\% / 1160\% / 1170\% / 1180\% / 1190\% / 1200\% / 1210\% / 1220\% / 1230\% / 1240\% / 1250\% / 1260\% / 1270\% / 1280\% / 1290\% / 1300\% / 1310\% / 1320\% / 1330\% / 1340\% / 1350\% / 1360\% / 1370\% / 1380\% / 1390\% / 1400\% / 1410\% / 1420\% / 1430\% / 1440\% / 1450\% / 1460\% / 1470\% / 1480\% / 1490\% / 1500\% / 1510\% / 1520\% / 1530\% / 1540\% / 1550\% / 1560\% / 1570\% / 1580\% / 1590\% / 1600\% / 1610\% / 1620\% / 1630\% / 1640\% / 1650\% / 1660\% / 1670\% / 1680\% / 1690\% / 1700\% / 1710\% / 1720\% / 1730\% / 1740\% / 1750\% / 1760\% / 1770\% / 1780\% / 1790\% / 1800\% / 1810\% / 1820\% / 1830\% / 1840\% / 1850\% / 1860\% / 1870\% / 1880\% / 1890\% / 1900\% / 1910\% / 1920\% / 1930\% / 1940\% / 1950\% / 1960\% / 1970\% / 1980\% / 1990\% / 2000\% / 2010\% / 2020\% / 2030\% / 2040\% / 2050\% / 2060\% / 2070\% / 2080\% / 2090\% / 2100\% / 2110\% / 2120\% / 2130\% / 2140\% / 2150\% / 2160\% / 2170\% / 2180\% / 2190\% / 2200\% / 2210\% / 2220\% / 2230\% / 2240\% / 2250\% / 2260\% / 2270\% / 2280\% / 2290\% / 2300\% / 2310\% / 2320\% / 2330\% / 2340\% / 2350\% / 2360\% / 2370\% / 2380\% / 2390\% / 2400\% / 2410\% / 2420\% / 2430\% / 2440\% / 2450\% / 2460\% / 2470\% / 2480\% / 2490\% / 2500\% / 2510\% / 2520\% / 2530\% / 2540\% / 2550\% / 2560\% / 2570\% / 2580\% / 2590\% / 2600\% / 2610\% / 2620\% / 2630\% / 2640\% / 2650\% / 2660\% / 2670\% / 2680\% / 2690\% / 2700\% / 2710\% / 2720\% / 2730\% / 2740\% / 2750\% / 2760\% / 2770\% / 2780\% / 2790\% / 2800\% / 2810\% / 2820\% / 2830\% / 2840\% / 2850\% / 2860\% / 2870\% / 2880\% / 2890\% / 2900\% / 2910\% / 2920\% / 2930\% / 2940\% / 2950\% / 2960\% / 2970\% / 2980\% / 2990\% / 3000\% / 3010\% / 3020\% / 3030\% / 3040\% / 3050\% / 3060\% / 3070\% / 3080\% / 3090\% / 3100\% / 3110\% / 3120\% / 3130\% / 3140\% / 3150\% / 3160\% / 3170\% / 3180\% / 3190\% / 3200\% / 3210\% / 3220\% / 3230\% / 3240\% / 3250\% / 3260\% / 3270\% / 3280\% / 3290\% / 3300\% / 3310\% / 3320\% / 3330\% / 3340\% / 3350\% / 3360\% / 3370\% / 3380\% / 3390\% / 3400\% / 3410\% / 3420\% / 3430\% / 3440\% / 3450\% / 3460\% / 3470\% / 3480\% / 3490\% / 3500\% / 3510\% / 3520\% / 3530\% / 3540\% / 3550\% / 3560\% / 3570\% / 3580\% / 3590\% / 3600\% / 3610\% / 3620\% / 3630\% / 3640\% / 3650\% / 3660\% / 3670\% / 3680\% / 3690\% / 3700\% / 3710\% / 3720\% / 3730\% / 3740\% / 3750\% / 3760\% / 3770\% / 3780\% / 3790\% / 3800\% / 3810\% / 3820\% / 3830\% / 3840\% / 3850\% / 3860\% / 3870\% / 3880\% / 3890\% / 3900\% / 3910\% / 3920\% / 3930\% / 3940\% / 3950\% / 3960\% / 3970\% / 3980\% / 3990\% / 4000\% / 4010\% / 4020\% / 4030\% / 4040\% / 4050\% / 4060\% / 4070\% / 4080\% / 4090\% / 4100\% / 4110\% / 4120\% / 4130\% / 4140\% / 4150\% / 4160\% / 4170\% / 4180\% / 4190\% / 4200\% / 4210\% / 4220\% / 4230\% / 4240\% / 4250\% / 4260\% / 4270\% / 4280\% / 4290\% / 4300\% / 4310\% / 4320\% / 4330\% / 4340\% / 4350\% / 4360\% / 4370\% / 4380\% / 4390\% / 4400\% / 4410\% / 4420\% / 4430\% / 4440\% / 4450\% / 4460\% / 4470\% / 4480\% / 4490\% / 4500\% / 4510\% / 4520\% / 4530\% / 4540\% / 4550\% / 4560\% / 4570\% / 4580\% / 4590\% / 4600\% / 4610\% / 4620\% / 4630\% / 4640\% / 4650\% / 4660\% / 4670\% / 4680\% / 4690\% / 4700\% / 4710\% / 4720\% / 4730\% / 4740\% / 4750\% / 4760\% / 4770\% / 4780\% / 4790\% / 4800\% / 4810\% / 4820\% / 4830\% / 4840\% / 4850\% / 4860\% / 4870\% / 4880\% / 4890\% / 4900\% / 4910\% / 4920\% / 4930\% / 4940\% / 4950\% / 4960\% / 4970\% / 4980\% / 4990\% / 5000\% / 5010\% / 5020\% / 5030\% / 5040\% / 5050\% / 5060\% / 5070\% / 5080\% / 5090\% / 5100\% / 5110\% / 5120\% / 5130\% / 5140\% / 5150\% / 5160\% / 5170\% / 5180\% / 5190\% / 5200\% / 5210\% / 5220\% / 5230\% / 5240\% / 5250\% / 5260\% / 5270\% / 5280\% / 5290\% / 5300\% / 5310\% / 5320\% / 5330\% / 5340\% / 5350\% / 5360\% / 5370\% / 5380\% / 5390\% / 5400\% / 5410\% / 5420\% / 5430\% / 5440\% / 5450\% / 5460\% / 5470\% / 5480\% / 5490\% / 5500\% / 5510\% / 5520\% / 5530\% / 5540\% / 5550\% / 5560\% / 5570\% / 5580\% / 5590\% / 5600\% / 5610\% / 5620\% / 5630\% / 5640\% / 5650\% / 5660\% / 5670\% / 5680\% / 5690\% / 5700\% / 5710\% / 5720\% / 5730\% / 5740\% / 5750\% / 5760\% / 5770\% / 5780\% / 5790\% / 5800\% / 5810\% / 5820\% / 5830\% / 5840\% / 5850\% / 5860\% / 5870\% / 5880\% / 5890\% / 5900\% / 5910\% / 5920\% / 5930\% / 5940\% / 5950\% / 5960\% / 5970\% / 5980\% / 5990\% / 6000\% / 6010\% / 6020\% / 6030\% / 6040\% / 6050\% / 6060\% / 6070\% / 6080\% / 6090\% / 6100\% / 6110\% / 6120\% / 6130\% / 6140\% / 6150\% / 6160\% / 6170\% / 6180\% / 6190\% / 6200\% / 6210\% / 6220\% / 6230\% / 6240\% / 6250\% / 6260\% / 6270\% / 6280\% / 6290\% / 6300\% / 6310\% / 6320\% / 6330\% / 6340\% / 6350\% / 6360\% / 6370\% / 6380\% / 6390\% / 6400\% / 6410\% / 6420\% / 6430\% / 6440\% / 6450\% / 6460\% / 6470\% / 6480\% / 6490\% / 6500\% / 6510\% / 6520\% / 6530\% / 6540\% / 6550\% / 6560\% / 6570\% / 6580\% / 6590\% / 6600\% / 6610\% / 6620\% / 6630\% / 6640\% / 6650\% / 6660\% / 6670\% / 6680\% / 6690\% / 6700\% / 6710\% / 6720\% / 6730\% / 6740\% / 6750\% / 6760\% / 6770\% / 6780\% / 6790\% / 6800\% / 6810\% / 6820\% / 6830\% / 6840\% / 6850\% / 6860\% / 6870\% / 6880\% / 6890\% / 6900\% / 6910\% / 6920\% / 6930\% / 6940\% / 6950\% / 6960\% / 6970\% / 6980\% / 6990\% / 7000\% / 7010\% / 7020\% / 7030\% / 7040\% / 7050\% / 7060\% / 7070\% / 7080\% / 7090\% / 7100\% / 7110\% / 7120\% / 7130\% / 7140\% / 7150\% / 7160\% / 7170\% / 7180\% / 7190\% / 7200\% / 7210\% / 7220\% / 7230\% / 7240\% / 7250\% / 7260\% / 7270\% / 7280\% / 7290\% / 7300\% / 7310\% / 7320\% / 7330\% / 7340\% / 7350\% / 7360\% / 7370\% / 7380\% / 7390\% / 7400\% / 7410\% / 7420\% / 7430\% / 7440\% / 7450\% / 7460\% / 7470\% / 7480\% / 7490\% / 7500\% / 7510\% / 7520\% / 7530\% / 7540\% / 7550\% / 7560\% / 7570\% / 7580\% / 7590\% / 7600\% / 7610\% / 7620\% / 7630\% / 7640\% / 7650\% / 7660\% / 7670\% / 7680\% / 7690\% / 7700\% / 7710\% / 7720\% / 7730\% / 7740\% / 7750\% / 7760\% / 7770\% / 7780\% / 7790\% / 7800\% / 7810\% / 7820\% / 7830\% / 7840\% / 7850\% / 7860\% / 7870\% / 7880\% / 7890\% / 7900\% / 7910\% / 7920\% / 7930\% / 7940\% / 7950\% / 7960\% / 7970\% / 7980\% / 7990\% / 8000\% / 8010\% / 8020\% / 8030\% / 8040\% / 8050\% / 8060\% / 8070\% / 8080\% / 8090\% / 8100\% / 8110\% / 8120\% / 8130\% / 8140\% / 8150\% / 8160\% / 8170\% / 8180\% / 8190\% / 8200\% / 8210\% / 8220\% / 8230\% / 8240\% / 8250\% / 8260\% / 8270\% / 8280\% / 8290\% / 8300\% / 8310\% / 8320\% / 8330\% / 8340\% / 8350\% / 8360\% / 8370\% / 8380\% / 8390\% / 8400\% / 8410\% / 8420\% / 8430\% / 8440\% / 8450\% / 8460\% / 8470\% / 8480\% / 8490\% / 8500\% / 8510\% / 8520\% / 8530\% / 8540\% / 8550\% / 8560\% / 8570\% / 8580\% / 8590\% / 8600\% / 8610\% / 8620\% / 8630\% / 8640\% / 8650\% / 8660\% / 8670\% / 8680\% / 8690\% / 8700\% / 8710\% / 8720\% / 8730\% / 8740\% / 8750\% / 8760\% / 8770\% / 8780\% / 8790\% / 8800\% / 8810\% / 8820\% / 8830\% / 8840\% / 8850\% /$

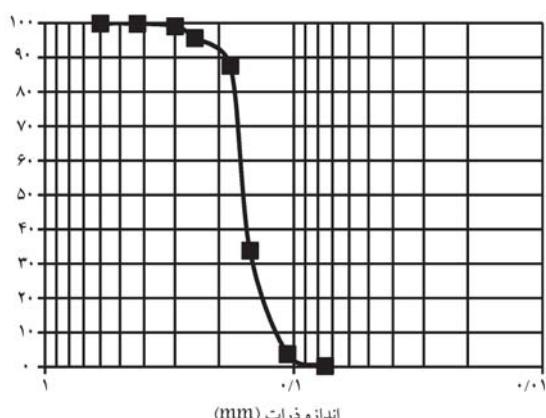
ماسه‌ی لای دار مسلح شده با الیاف نخ تایر گزارش کرده‌اند که بیشترین مقدار مدول برنشی در ۱٪ الیاف به دست آمده و با افزایش طول الیاف، مدول برنشی سکانت افزایش یافته است. با افزایش تنش همه‌جانبه، تأثیر الیاف بیشتر و حضور الیاف در خاک باعث زائل شدن فشار آب حفره‌یی و در نتیجه، افزایش مقاومت روان‌گرایی نمونه‌ها شده است. برای هر نوع خاک و الیاف نیز مقادیر خاصی از الیاف برای دست‌یابی به بهترین نتیجه در یک آزمایش وجود دارد.^[۲۲]

همان‌طور که مطالعات نشان می‌دهند، اصلاح پارامترهای مقاومتی خاک‌های ضعیف با استفاده از مواد جدید، ارزان و مخصوصاً استفاده‌ی مجدد از مواد ضایعاتی با هدف کمک به محیط‌زیست، همچنان یکی از روش‌های افزایش مقاومت مکانیکی خاک است و عمدی مطالعات با آزمایش‌های مقاومت فشاری مخصوص نشده، برش مستقیم و نسبت باربری کالیفرنیا در حالت خشک بود و کمتر با آزمایش‌های سه‌محوری، که نمونه در حالت اشباع قرار دارد، بررسی شده است. لذا در پژوهش حاضر، با در نظر گرفتن موارد اخیر از یک ماده‌ی پلیمری جدید به نام چسب پلیمری Paytex NL ۲۵ و حلال در آب، ارزان و سازگار با محیط‌زیست برای تثبیت خاک ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده استفاده شده است. همچنین از الیاف نایلونی ضایعاتی نخ تایر و نیز با نگاه کمک به محیط‌زیست جهت بهبود خواص مکانیکی خاک اصلاح شده استفاده شده است. برای انجام مطالعات نیز از آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم یافته - زهکشی نشده استفاده شده است، تا رفتار مقاومت برشی خاک ماسه‌یی اصلاح شده مسلح شده ارزیابی شود.

۲. مواد مصرفی و روش پژوهش

۱.۲. خاک مصرفی

خاک مصرفی از بندر نکا در ۲۰ کیلومتری شمال شهر نکا و در مجاورت نیروگاه برق نکا، پایانه‌های نفتی شمال، نفت خزر و کشتی‌سازی ایران صدرای برداشت شده است. به لحاظ دانه‌بندی، بخش‌های مختلف زمین در منطقه‌ی مذکور مشابه یکدیگر است. به طور کلی خاک‌های ماسه‌یی موجود در بندر نکا، عموماً به صورت ریزدانه تا بسیار ریزدانه، با دانه‌بندی یکنواخت هستند و براساس سیستم طبقه‌بندی متحده، در رده‌ی SP قرار می‌گیرند. منحنی دانه‌بندی نمونه‌ی خاک طبیعی، که از منطقه‌ی اخیر گرفته شده است، در شکل ۱ مشاهده می‌شود. نسبت منفذ بیشینه و کمینه‌ی ماسه‌یی مورد نظر به ترتیب برابر با ۸۰/۰ و ۵۳/۰ و چگالی دانه‌های جامد آن برابر ۲/۶۷ به دست آمده است.



شکل ۱. نمودار دانه‌بندی ماسه‌ی نکا.

طوری که افزایش وزن مخصوص از $1/4 \text{ cm}^3/g$ باعث افزایش مقاومت از $1/6 \text{ kPa}$ در غلظت 5% شده است. به طور کلی، افزایش غلظت پلیمر منجر به افزایش مقاومت فشاری مخصوص نشده‌ی خاک می‌شود.^[۱۲]

شجاعی باقینی و همکاران (۲۰۱۸)، نشان دادند ترکیب پلیمر و سیمان به مقدار ۴٪ پلیمر و ۴٪ سیمان باعث افزایش مقاومت فشاری مخصوص نشده‌ی خاک گرانیتی خرد شده به مقدار 14 MPa شده است.^[۱۵]

اهرلیچ و همکاران (۲۰۱۹) نشان دادند الیاف بازیافتی از پلاستیک PET باعث افزایش مقاومت کششی خاک رس ماسه‌دار و کاهش گسترش ترک‌ها می‌شود.^[۱۶]

روشان و همکاران (۲۰۲۰)، با استفاده از لیگنو‌سولفات و الیاف پلی‌پروپیلن نشان دادند خاک ماسه‌ی رسی در آزمایش مقاومت فشاری مخصوص نشده باعث نرمی رفتار و افزایش مقاومت نمونه می‌شود. مقادیر ۲٪ لیگنو‌سولفات، بیشترین مقاومت (350 kPa) در عمل‌آوری ۷ روزه را نشان می‌دهد. همین طور ترکیب خاک به همراه الیاف پروپیلن باعث افزایش مقاومت از 75 kPa در خاک معمولی به 260 kPa در خاک با 8% الیاف با طول 12 میلی‌متر شده است. ترکیب 2% لینگنو‌سولفات 8% الیاف، مقاومت فشاری مخصوص نشده 550 kPa را به همراه داشته است، که در 12 سیکل ترک خشک به مقدار 1000 kPa کاهش مقاومت داده است. به صورت کلی نتایج نشان دادند که پلیمر باعث افزایش دام ماسه‌ی رسی تا 2 سیکل ترک خشک می‌شود و اضافه شدن الیاف با آن باعث افزایش دام خاک مذکور تا 12 سیکل می‌شود.^[۱۷]

طاهر زانا و همکاران (۲۰۲۰)، با آزمایش مقاومت فشاری مخصوص نشده با استفاده از ۴ نوع پلیمر (vinyl copolymer) در دمای 40°C درجه با زمان عمل‌آوری ۲۸ روزه در خاک رس با مخلوط 15% بنتونیت سدیم طبیعی، افزایش مقاومت 46 kPa را گزارش کرده‌اند.^[۱۸]

وحیدپور و همکاران (۲۰۲۰)، با استفاده از الیاف تایر و شیشه به مسلح سازی خاک رس پرداختند و دریافتند که مقاومت فشاری مخصوص نشده‌ی خاک رس در اثر اضافه شدن الیاف از 198 kPa به 294 kPa (۴۶٪) رسیده و باعث افزایش 2 درصدی کرنش شکست شده است.^[۱۹]

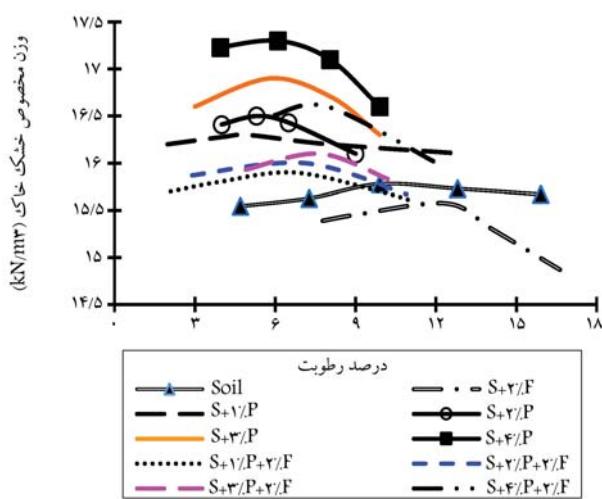
مولوی نجومی (۱۳۹۰)، در بررسی خاک کاتولینیت اصلاح شده با سیمان و الیاف نخ تایر به وسیله‌ی آزمون مقاومت فشاری محدود نشده و نسبت باربری کالیفرنیا، دریافتند که افزودن الیاف در خاک کاتولینیت، تأثیری در سختی اولیه نداشته و بیشترین مقاومت فشاری محدود نشده در الیاف 2% با طول 2 سانتی‌متر کاتولینیت با 311 kPa اعلام شده است. همچنین افزودن الیاف بر خاک کاتولینیت با 5% سیمان باعث کاهش مقاومت نسبت به نمونه‌ی بدون الیاف شده است. کاتولینیت تثبیت شده نیز با 5% درصد وزنی سیمان، بیشترین مقاومت خاک را با افزودن $1/5 \text{ الیاف}$ سبب شده و بیشترین مقاومت مربوط به ترکیب 30% سیمان بدون الیاف برابر 5 MPa بوده است.^[۲۰]

میرزاپی و اثنی عشری (۱۳۸۸)، در بررسی تأثیر الیاف نخ تایر در خاک ماسه‌یی به وسیله‌ی آزمایش نسبت باربری کالیفرنیا و آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته‌ی زهکشی نشده گزارش کردند که افزودن الیاف به خاک، مقاومت بیشینه و مقاومت باقیمانده را افزایش و هم‌زمان اختلاف بین آنها را کاهش داده است. همین طور افزایش درصدی طول الیاف، مقاومت نهایی و پسمند را افزایش داده است. بیشترین مقاومت نتایج سه‌محوری در خاک با 1% وزنی الیاف به طول 3 سانتی‌متر در تنش همه‌جانبه 150 کیلوپاسکال مشاهده شده است.^[۲۱]

طره دهقانی و اثنی عشری (۱۳۹۱)، در بررسی رفتار خواص دینامیکی

۳.۲. نمونه‌سازی

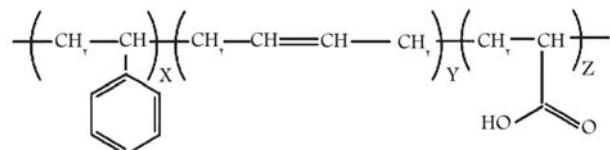
برای نمونه‌سازی در آزمایشگاه از روش تراکم مرطوب استفاده شده است. با استفاده از استاندارد ASTM-D698، وزن مخصوص بیشینه و رطوبت بهینه برای ترکیب‌های مختلف به دست آمده است، که نتایج آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود^[۲۵] که مطابق آن، برای خاک بدون افزودنی و خاک به همراه الیاف، از آب استفاده شده است. همچنین، در ترکیب‌های حاوی پلیمر، به جای آب از محلول پلیمری که حاوی آب و پلیمر است، استفاده شده است. به علت یکنواخت بودن دانه‌های خاک، نمودار پهنه‌ی به دست آمده است. در شکل اخیر ملاحظه می‌شود که برای خاک بدون افزودنی، بیشترین مقدار تراکم، متناظر با رطوبت $9/9\%$ است. الیاف باعث کاهش اندک وزن مخصوص از $15/78kN/m^3$ به $15/57kN/m^3$ شده است، که علت آن را می‌توان به پایین بودن وزن مخصوص الیاف نسبت به دانه‌های خاک و جایگزینی حجمی از خاک با الیاف دانست. همچنین علت بیشتر بودن رطوبت بهینه‌ی خاک در حضور الیاف را می‌توان به قابلیت جذب بالای آب توسط الیاف نسبت داد. اضافه کردن پلیمر به خاک باعث افزایش وزن مخصوص شده و مخلوط نهایی را متراکم‌تر کرده است، که نشان می‌دهد پلیمر باعث کاهش بیشتر اصطکاک بین دانه‌های خاک و در نتیجه، تراکم بهتر آن می‌شود و هر چقدر مقدار پلیمر بیشتر شود، مقدار وزن مخصوص آن بیشتر می‌شود. همچنین، درصد بهینه‌ی رطوبت (محلول پلیمر) آن نسبت به خاک تنها کاهش یافته است. مقدار رطوبت بهینه در ترکیب 4% پلیمر با خاک، نسبت به ترکیب 1% پلیمر با خاک بیشتر بوده است، که می‌توان علت آن را پوشش بیشتر سطح دانه‌های خاک توسط پلیمر دانست. از طرف دیگر، با توجه به اینکه پلیمر بعد از خشک شدن خاک، به صورت مواد جامد در خاک باقی می‌ماند، این امر نیز باعث بالا رفتن وزن مخصوص نهایی خاک در حالت خشک می‌شود. همین طور زمانی که الیاف به مخلوط خاک و پلیمر اضافه می‌شود، باعث کاهش وزن مخصوص و افزایش رطوبت بهینه می‌شود. نکته‌ی مهم دیگری که از نمودارهای تراکم مشاهده می‌شود، این است که نمودارهای تراکم در ترکیب‌های مختلف، همچنان تقریباً مسطح هستند، که نشان می‌دهد افزودن پلیمر و الیاف، طبیعت خاک را خیلی تغییر نداده و فقط نمودارهای تراکم را به سمت بالا منتقل داده است. با توجه به این که محدوده تغییرات وزن مخصوص ترکیب‌های



شکل ۴. نمودار تراکم استاندارد خاک نکا (Soil, P=Polymer و F=Fiber) و (S=Sand).

۲.۲. مصالح مسلح و تثبیت کننده

در پژوهش حاضر از دو نوع ماده استفاده شده است، که یکی از آنها مایع پلیمری شیری رنگ با نام تجاری PAYTEX NL ۲۵ ساخت ایران است و به صورت محلول در آب تولید می‌شود. پلیمر پی‌تکس، یک کوپلیمر امولسیونی تشکیل شده از منومرهای استایرن و بوتانین و کربوکسیلیک اسید است. هر یک از ذرات پراکنده شده در امولسیون ذکر شده، شامل تعدادی از زنجیرهای پلیمری درهم تاب خورده است. دمای انتقال شیشه‌ی حدود منفی ۲۵ درجه‌ی سانتی‌گراد، میران ژل پلیمری حدود $9/9\%$ (به علت پیوند عرضی)، اندازه‌ی ذرات امولسیون به طور میانگین ۱۵۰ نانومتر و سیستم امولسیونی برایه‌ی امولسیفایرهای آنیونیک بوده و ساختار شیمیایی پلیمر در شکل ۲ نشان داده شده است.^[۲۶] پلیمر پی‌تکس به صورت محلول $5/5\%$ پلیمر و $5/5\%$ آب (غلظت $5/5\%$ ارائه می‌شود و ارزان قیمت است و طبق گزارش فنی ارائه شده از سوی سازنده، در مقایسه با پلیمرهای دیگر و مواد سنتی، سیمان و آهک، سازگار با محیط‌زیست است. ماده‌ی دیگر، رشته‌های الیاف هستند، که از ضایعات صنعتی کارخانه‌ی نخ تایر صبا در نزدیکی شهر زنجان تهیه شده‌اند. ضایعات مذکور از نایابون ۶ به وجود می‌آیند. الیاف اشاره شده از بهترین نوع نمک نایابون تهیه و در تایر، کربن‌دی‌ایمنی، تور ماهیگیری و غیره استفاده می‌شود. نمای ظاهری پلیمر و الیاف استفاده شده به ترتیب در شکل‌های ۳ (الف و ب) مشاهده می‌شود. الیاف پس از بریده شدن به طول‌های مختلف و با درصد‌های مختلف همراه با مایع پلیمری به خاک موردنظر اضافه شده است. در جدول‌های ۱ و ۲، مشخصات مایع پلیمری و نخ تایر ارائه شده‌اند.



شکل ۲. ساختار شیمیایی مایع پلیمری.^[۲۶]



الف) مایع پلیمری ۲۵، (ب) الیاف پلیمری پلی‌آمید.
شکل ۳. نمای ظاهری پلیمر و الیاف استفاده شده.

جدول ۱. مشخصات مایع پلیمری استفاده شده.^[۲۶]

نام تجاری	محتوای جامد (%)	pH	گرانوی (cP)	کاربرد
PAYTEX NL ۲۵	۵۰-۴۹	۹-۶	۲۰۰-۶۵۰	منسوجات بافته شده و غیربافته - قیرهای امولسیونی

جدول ۲. مشخصات فنی نخ تایر نایلون ۶ [۲۴]

پارامتر	پارامتر
تعداد تار	نخ واحد
تاب	عدد بیشینه
مقاومت پارگی	در متر
ازدیاد طول در نقطه‌ی پارگی	کمینه نیوتون
ازدیاد طول در نیروی ۴۷/۷ سانتی نیوتون بر تکس	درصد
جمع‌شدنگی در هوای داغ ۱۶۰ درجه، ۲ دقیقه، ۰/۴ سانتی نیوتون بر تکس	درصد
چسبندگی (روش H)	کمینه نیوتون
درصد جذب	درصد
ضخامت	میلی‌متر
۰/۰۶ ± ۰/۰۶	۸۴۰ نخ



شکل ۶. ترکیب ماسه به همراه پلیمر و الیاف.



شکل ۵. ترکیب ماسه به همراه پلیمر.

سه تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال بر روی نمونه‌هایی با دوره‌ی نگهداری ۲۷۰ روز در محیط آزمایشگاه با دمای حدوداً ۲۳ درجه‌ی سانتی‌گراد و نمونه‌های مربوط به ماسه‌ی بدون پلیمر و الیاف و ماسه‌ی همراه الیاف انجام شده است. نمونه‌ها دارای قطر ۳۸ و ارتفاع ۸۰ میلی‌متر بوده‌اند. زمان نگهداری نمونه‌ها با توجه به نتایج آزمایش‌های مقاومت فشاری مخصوص‌ترشده، که قبلاً انجام شده بود، ۲۷۰ روز به دست آمد؛ یعنی بعد از گذشت ۲۷۰ روز، مقاومت نمونه‌ها به مقدار نهایی خود رسید. همین طور با استفاده از نتایج آزمایش مقاومت فشاری مخصوص‌ترشده، مقدار بهینه‌ی الیاف ۰/۲٪ با طول ۱۲ mm انتخاب شد، که در مقدار مذکور، بیشترین مقاومت و کرنش شکست در نمونه‌شناهده شده است.

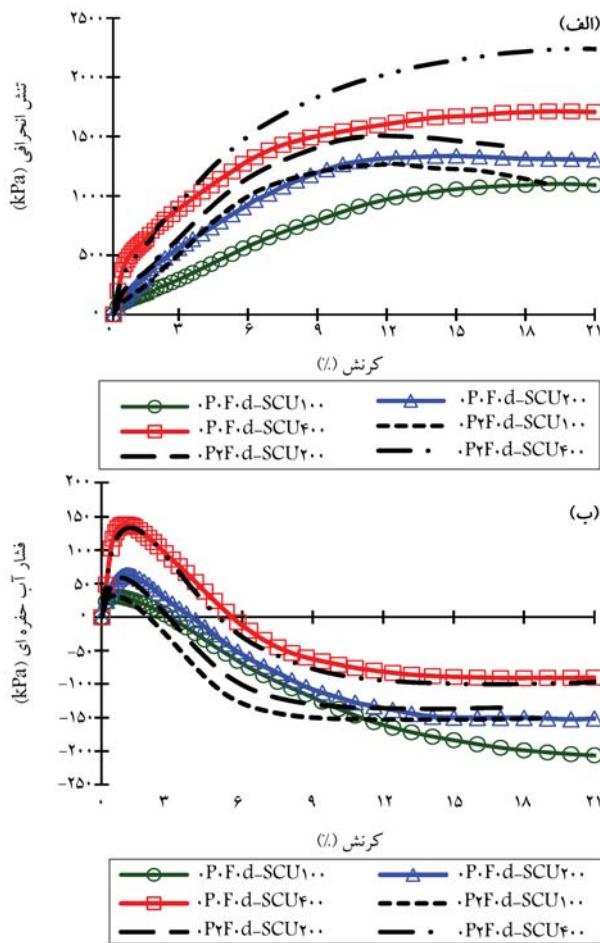
مولوی نجومی (۲۰۱۲)، نیز درصد بهینه‌ی الیاف را ۰/۲٪ و به طول ۲ cm بیان کرده است. [۲۵] روند اشباع‌سازی نمونه‌ها با عبور گاز CO_2 و اعمال پس‌فشار تا ۲۰۰ کیلوپاسکال و نیز کلیه‌ی آزمایش‌ها با درجه‌ی اشباع‌شدنگی بیشتر از ۹۵٪ انجام شده‌اند. بعد از اشباع‌سازی، ابتدا تنش همه‌جانبه، اعمال و تحکیم صورت گرفته و سپس باگذاری محوری با سرعت ۰/۴ mm/min انجام شده است. [۲۶] مشخصات و کد نمونه‌های آزمایش در جدول ۳ ارائه شده است. برای نامگذاری نمونه‌ها از علامت P برای بیان درصد پلیمر، F برای بیان درصد الیاف و d برای بیان سن نمونه‌ها استفاده شده است. به طور مثال، ۱P۰F۲۷۰d-SCU۲۰۰، معرف نمونه با ۱٪ پلیمر، ۰٪ الیاف با نگهداری ۲۷۰ روزه است. همین طور SCU۲۰۰ معرف آزمایش استاتیکی تحکیم بافتی زهکشی نشده در تنش همه‌جانبه‌ی ۲۰۰ کیلوپاسکال است. منظور از درصد‌های بیان شده، درصد وزن خشک خاک است.

مختلف کم است، نمونه‌های آزمایش با تراکم حدوداً ۹۸٪ تراکم بیشینه ساخته شده‌اند. از آنجایی که محلول تولیدی با نسبت ۵۰٪ پلیمر در آب است، لذا اگر قرار باشد به عنوان مثال، به مقدار ۲٪ از محلول مذکور در خاک استفاده شود، ۱٪ آن آب و ۱٪ آن پلیمر خواهد بود. به همین منظور، برای مثال اگر ۱٪ پلیمر به همراه ۰/۵٪ آب مورد نیاز باشد، ۲٪ محلول به همراه ۰/۴٪ آب محلول می‌شود؛ که نتیجه‌ی نهایی ۱٪ پلیمر به همراه ۰/۵٪ آب آماده می‌شود، که محلول مذکور با عنوان ۱٪ پلیمر در آزمایش‌ها نامگذاری شده است، که نشان‌دهنده‌ی ۱٪ وزن خشک خاک، پلیمر است. برای ساخت نمونه‌ها، ابتدا محلول پلیمری با آب به میزان موردنظر خشک خاک، اضافه و به مدت ۵ دقیقه هم‌زده شده‌اند (شکل ۵). سپس الیاف مورد نظر به نسبت درصد وزنی خشک خاک به محلول نظر اضافه و ترکیب حاصل کاملاً هم زده شده است، تا محلول یکواختی حاصل شود (شکل ۶). سپس ترکیب اخیر، در ۵ لایه به درون قالب با وزن‌های مساوی و ارتفاع تمام شده مشخص، به وسیله‌ی کوبه، با وزن مخصوص موردنظر آماده شده است. نمونه‌ی حاصل شده با دمای موردنظر و تا زمان لازم نگهداری و آزمایش شده است.

۳. انجام آزمایش‌های سه‌محوری

به منظور بررسی رفتار برشی محلول خاک، پلیمر و الیاف، از آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته‌ی زهکشی نشده استفاده شده است. به همین منظور ۳۰ آزمایش تحت

جدول ۳. جزئیات و کد نمونه‌های آزمایش‌های سه‌محوری.



شکل ۸. الف) تنش انحرافی، ب) فشار آب حفره‌یی در برابر کرنش محوری در ماسه و ماسه - الیاف.

خطچین مربوط به نمونه‌های دارای الیاف و خطوط ممتد مربوط به نمونه‌های دارای ماسه تنها است. مطابق شکل ۸ الف، نمودارهای ماسه مسلح شده با الیاف نسبت به ماسه، مقاومت بالاتری داشته و در هر سه تنش همه‌جانبه اعمالی، مقاییر تنش انحرافی بالاتری را نشان داده و با افزایش تنش همه‌جانبه، تنش انحرافی افزایش یافته است. در نمونه‌های دارای ماسه تنها، روند رفتاری در تنش همه‌جانبه ۱۰۰ تا ۴۰۰



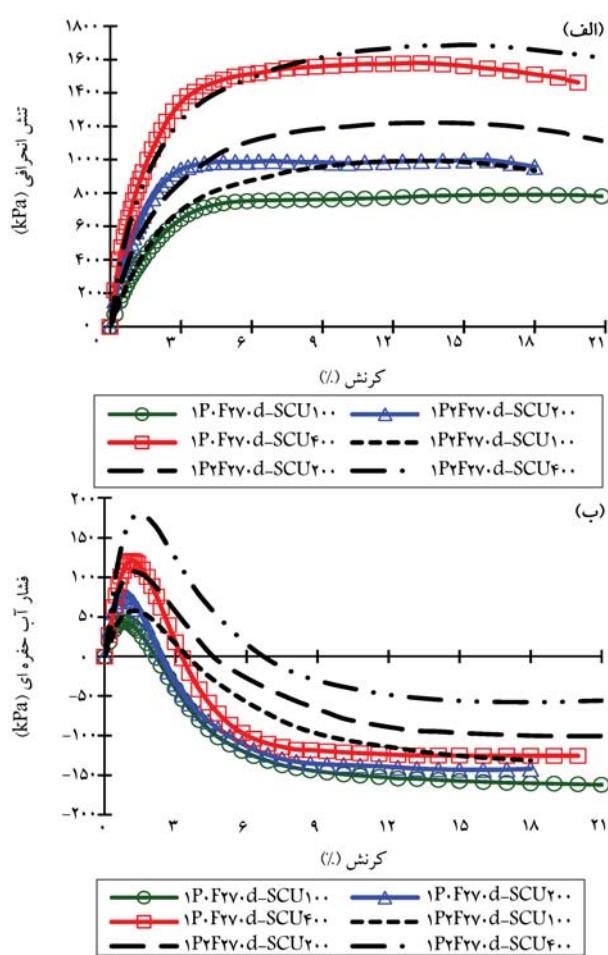
شکل ۷. تجهیزات ساخت و نمونه‌های ساخته شده و دستگاه سه محوری استاتیکی و استفاده شده.

تصویر دستگاه سه محوری استفاده شده و نمونه‌های ساخته شده نیز در شکل ۷ مشاهده می‌شود.

۴. نتایج آزمایش و تحلیل آنها

٤- رفتار یوشی، ماسه دا و بدون الیاف

نمودارهای تنش انحرافی و فشار آب حفره‌یی در برابر کرنش محوری برای نمونه‌های دارای ماسه تنها و نیز ماسه به همراه الاف در شکل ۸ مشاهده می‌شود. نمودارهای



شکل ۹. (الف) تنش انحرافی و (ب) فشار آب حفره‌یی در برابر کرنش محوری در ماسه به همراه ۱٪ پلیمر با و بدون الیاف.

(۴۰۰ kPa)، به دلیل این‌که در حین تحریکیم تعداد بیشتری از پیوندهای ضعیف می‌شکنند، لذا در حین برش، ماسه با ۱٪ پلیمر مشابه ماسه‌ی بدون پلیمر رفتار می‌کند.

شکل ۹ ب، نشان می‌دهد که فشار آب حفره‌یی در هر دو حالت الیافدار و بدون الیاف در ابتدا مثبت و در ادامه، از رفتار انقباضی به سمت رفتار اتساعی و یا فشار آب حفره‌یی منفی تغییر کرده است. حضور الیاف باعث افزایش رفتار انقباضی خاک و کاهش رفتار اتساعی نمونه‌ها شده است. بیشترین فشار آب حفره‌یی مثبت مربوط به نمونه‌ی الیافدار در تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ و کمترین فشار آب حفره‌یی مثبت مربوط به حالت بدون الیاف در تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ بوده است. ملاحظه‌ی هم‌زمان رفتار تنش - کرنش و تغییرات فشار آب حفره‌یی نشان می‌دهد با اینکه نمونه‌ی الیافدار، فشار آب حفره‌یی منفی کمتری (و تنش مؤثر همه‌جانبه‌ی کمتری) در حین برش داشته است، ولی مقاومت بیشتری نیز از خود نشان داده است، که بیانگر اثر نقش مثبت الیاف در افزایش اتصال‌ها و حفظ ساختار خاک در زنجیره‌ی انتقال نیروها و افزایش مقاومت پرشی است.

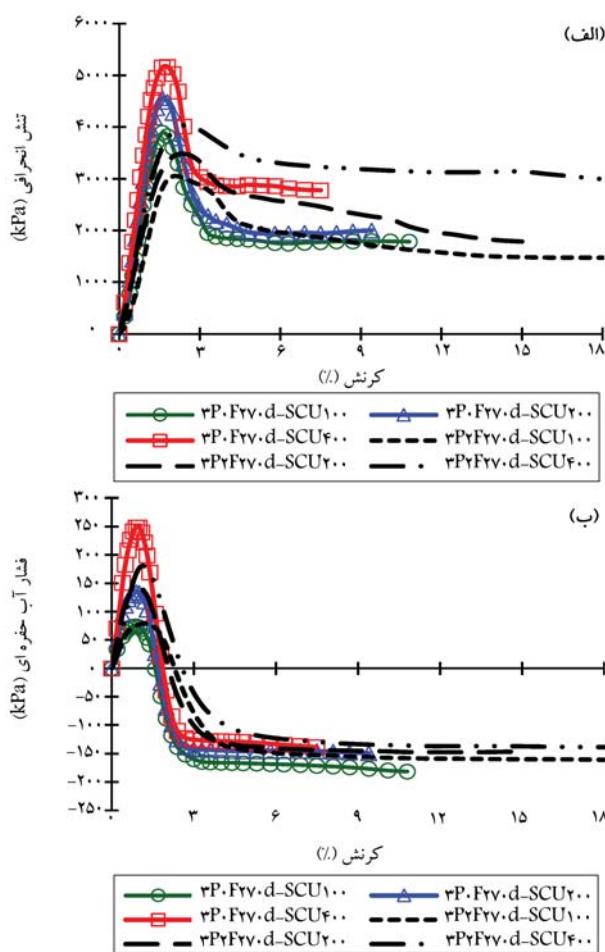
افزایش پلیمر به مقدار ۲٪ باعث زیادتر شدن پیوندهای پلیمر در بین دانه‌های خاک می‌شود و همان‌طور که در شکل ۱۰ الف مشاهده می‌شود، روند رفتاری از سخت‌شوندگی به حالت نرم‌شوندگی کرنش تغییر کرده است. نقطه‌ی شکست و مقاومت نمونه در نمونه‌ی حاوی تنها پلیمر در کرنش‌های کم (کمتر از ۳٪) رخ داده و

کیلوپاسکال به صورت سخت‌شوندگی مشاهده می‌شود و نقطه‌ی تنش بیشینه و پسماند در انتهای نمودار یکسان بوده و با افزایش تنش همه‌جانبه، تنش بیشینه و پسماند افزایش یافته است؛ به طوری که از تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ به ۴۰۰ کیلوپاسکال، افزایش مقاومت از ۱۱۰۰ به ۱۷۱۰ کیلوپاسکال ملاحظه می‌شود. از طرفی، در نمونه‌های مسلح شده با الیاف در تنش‌های همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال تا کرنش حدوداً ۱۲٪، رفتار سخت‌شوندگی از خود نشان داده و سپس دچار نرم شوندگی شده‌اند؛ در صورتی که همین نمونه در تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ کیلوپاسکال، رفتاری سخت‌شوندگی تا انتهای آزمایش از خود نشان داده است. این افزایش مقاومت ناشی از درگیری بیشتر دانه‌های ماسه با الیاف به واسطه‌ی افزایش تنش همه‌جانبه بوده است. به صورت کلی ملاحظه می‌شود که مسلح‌سازی ماسه به الیاف استفاده شده باعث افزایش مقاومت نمونه‌ها شده است، ولی شکل پذیری آن را تحت دو تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال کاهش داده است.

در شکل ۸ ب ملاحظه می‌شود که با اعمال کرنش محوری، تمامی نمونه‌ها از تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ تا ۴۰۰ کیلوپاسکال، ابتدا به صورت انقباضی که منجر به فشار آب حفره‌یی مثبت و سپس اتساعی که منجر به فشار آب حفره‌یی منفی شده است، نشان داده‌اند که دلیل آن یکنواخت بودن دانه‌بندی ماسه‌ی استفاده شده و تراکم بالای آن بوده است. از طرفی، تمامی نمونه‌ها در انتهای آزمایش دارای فشار آب حفره‌یی منفی و رفتار اتساعی و فشار آب حفره‌یی منفی است. همان‌طور و تسلیح نمونه در کاهش رفتار اتساعی و فشار آب حفره‌یی منفی است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، افزایش تنش همه‌جانبه‌ی اولیه از ۱۰۰ به ۴۰۰ کیلوپاسکال، منجر به کاهش فشار آب حفره‌یی منفی در نمونه‌های دارای فقط ماسه از ۹۰ و در حالت الیافدار از ۱۵۰ به ۹۴ کاهش یافته است. به عبارتی دیگر، تسلیح باعث شده است که اثر تنش همه‌جانبه در رفتار اتساعی در انتهای آزمایش تعديل شود.

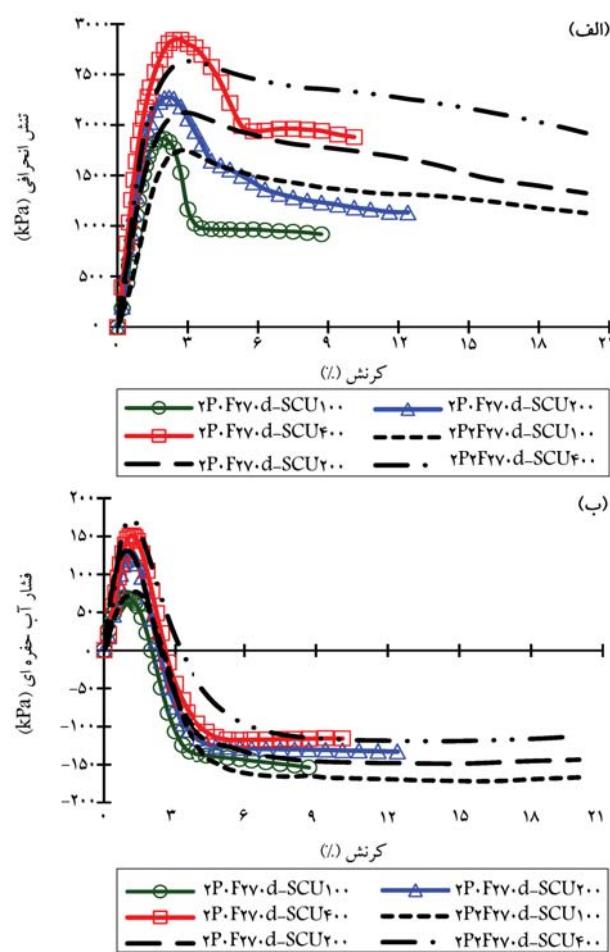
۲.۴. رفتار پرشی ماسه‌ی اصلاح شده با پلیمر و مسلح شده با الیاف نمودارهای تنش انحرافی و فشار آب حفره‌یی در برابر کرنش محوری برای ماسه دارای پلیمر ۱ تا ۴ درصد با و بدون الیاف در شکل‌های ۹ الی ۱۲ ارائه شده‌اند؛ که در آنها، نمودارهای خط‌چین مربوط به ترکیب‌های با الیاف و خطوط ممتد مربوط به نمونه‌های بدون الیاف هستند.

شکل ۹ الف، نشان می‌دهد که نمونه‌های بدون الیاف دارای سختی اولیه‌ی بیشتری نسبت به نمونه‌های با الیاف هستند و همین طور نمونه‌های حاوی ۲٪ الیاف نسبت به نمونه‌های بدون الیاف تاگسیختگی (نقطه‌ی پیک)، کرنش بیشتری را تجربه کرده و رفتاری سخت‌شوندگی از خود نشان داده‌اند؛ هر چند که بعد از کرنش حدود ۱۵٪، تقریباً تغییر رفتار داده و به نرم‌شوندگی میل کرده‌اند. نمودارهای نمونه‌های الیافدار بالاتر از نمونه‌های بدون الیاف هستند، که می‌توان گفت در نمونه‌های حاوی ۱٪ پلیمر، که پیوندهای نسبت به نمونه‌های با درصد پلیمر بالاتر ضعیف‌تر هستند و چه بسا در حین تحریکیم هم شکسته شده باشند. نقش الیاف به واسطه‌ی مقدار کم پیوندهای پلیمر، پر رنگ‌تر بوده و باعث افزایش مقاومت شده است. این رفتار در خاک بدون پلیمر با شدت بیشتری مشاهده شده است. نکته‌ی دیگر در نمودارها تأثیر تنش همه‌جانبه در مقاومت مقدار مقاومتی نمونه‌های الیافدار و بدون الیاف است. همان‌طور که مشاهده می‌شود هر چقدر تنش همه‌جانبه بیشتر شده است، نمودارهای نمونه‌های الیافدار و بدون الیاف به هم نزدیک‌تر شده‌اند، که نشان می‌دهد نمونه‌ی الیافدار مقاومت و کرنش بیشتری دارد. به عبارتی دیگر، در تنش همه‌جانبه‌ی بالاتر



شکل ۱۱. (الف) تنش انحرافی و (ب) فشار آب حفره‌یی در برابر کرنش محوری در ماسه به همراه ۳٪ پلیمر با و بدون الیاف.

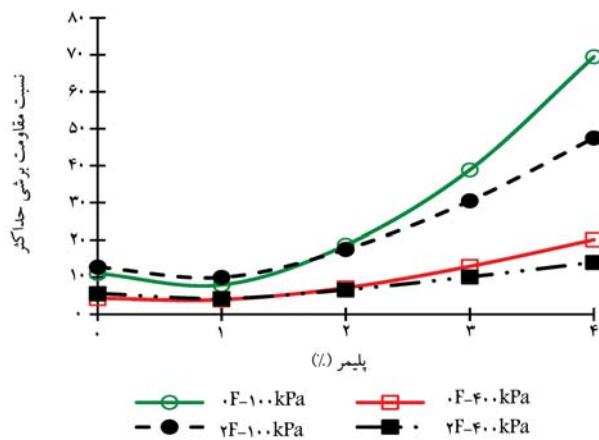
افزایش پلیمر به مقدار ۳٪، باعث قوی‌تر شدن باندهای پلیمری شده است، که به‌تیغ آن افزایش سختی، مقاومت بیشینه‌ی نمونه‌ها و تنش‌های پسمند را ایجاد کرده است (شکل ۱۱ (الف)). همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مقاومت پیک در کرنش‌های کمتر از ۲٪ رخ داده و همین‌طور افتادگی از قله و رسیدن به مقاومت پسمند در کرنش کمتری اتفاق افتاده است. به بیانی دیگر، می‌توان گفت هر چند افزایش مقدار پلیمر و مقاومت پیوندها منجر به افزایش بیشتر مقاومت نمونه شده است، رفتار نمونه را تردد کرده است. مطابق با شکل مذکور، نمونه‌های حاوی الیاف، مقاومت کمتری داشته‌اند؛ ولی بعد از نقطه‌ی شکست، همچنان بخش اعظم مقاومت حفظ شده است. نکته‌ی دیگر آنکه، نمونه‌های بدون الیاف، بعد از شکست، افت مقاومت زیادی را متحمل شده و به مقاومت پسمند کمتر از نمونه‌ی الیاف‌دار رسیده‌اند. شکل شکست نمونه‌ها نشان داد که نمونه‌های حاوی ۳٪ پلیمر با شکل‌گیری سطح برش حدوداً ۴۵ درجه شکسته‌اند و در نمودارهای الیاف‌دار همین روند تکرار شده است؛ ولی از آن‌جا بای که الیاف در طرفین سطح شکست مهار شده‌اند، تحت کشش قرار گرفته و مانع از جداسازگی نمونه از صفحه‌ی برش شده‌اند. به همین دلیل کاهش مقاومت آن به آهستگی انجام شده است (برعکس نمونه‌ی بدون الیاف). لذا می‌توان گفت پیوندها تا نقطه‌ی شکست و الیاف بعد از آن در ارتقاء ویژگی‌های برشی خاک مؤثرتر بوده‌اند. نمودار ۱۱ ب نشان می‌دهد در نمونه‌های به همراه ۳٪ پلیمر در تنش همه‌جانبه‌ی نمودار فشار آب حفره‌یی نمونه با پلیمر تنها نسبت به حالت الیاف‌دار، ۴۰۰ kPa



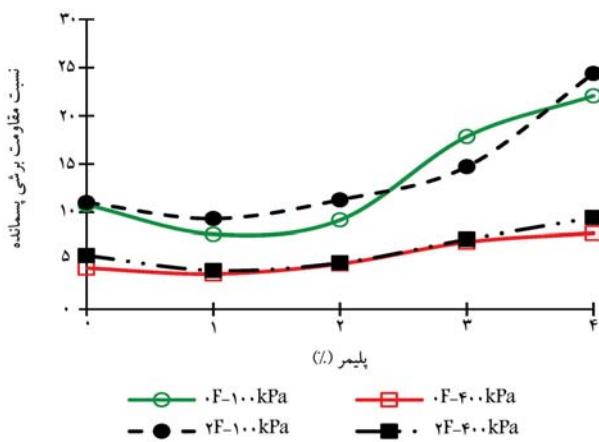
شکل ۱۵. (الف) تنش انحرافی و (ب) فشار آب حفره‌یی در برابر کرنش محوری در ماسه به همراه ۲٪ پلیمر با و بدون الیاف.

این کرنش شکست در تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال کمتر از تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ کیلوپاسکال بوده است. با افزودن پلیمر به نمونه، الگوی رفتاری متحول شده است؛ بدین نحو که اولاً مقاومت شکست نمونه کم شده و در آدامه، بعد از نقطه‌ی شکست، از شدت نرم‌شوندگی کاسته شده و نمونه بعد از آن با شیب ملایم‌تری به کاهش مقاومت خود ادامه داده است. به عبارتی دیگر، در نمونه‌ی حاوی صرفاً پلیمر تقریباً به صورت ناگهانی بیشتر پیوندها شکسته و نمونه بعد از آن رفتار اصطکاکی پیدا کرده است. پیوندهای باقیمانده هم نقش چندانی در رفتار نمونه نداشته‌اند، ولی در نمونه‌ی حاوی پلیمر و الیاف، ظاهراً الیاف مانع از شکست ناگهانی همه‌ی پیوندها شده و همان‌طور که گفته شد، بعد از نقطه‌ی شکست، همچنان ساختار و انسجام دانه‌ها حفظ و در زنجیره‌ی انتقال نیروها درگیر شده است.

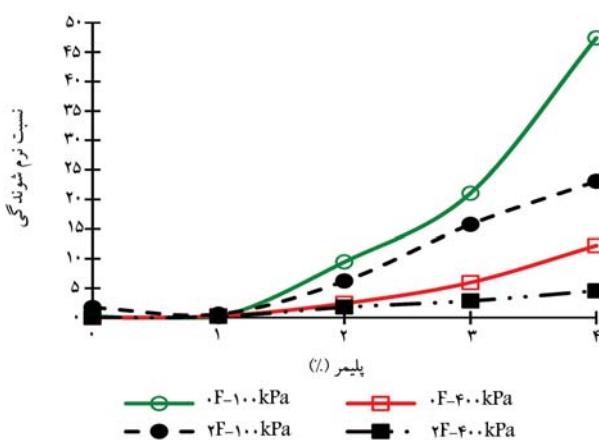
شکل ۱۵ ب نشان می‌دهد در کرنش‌های زیر ۳٪، نمونه دارای فشار آب حفره‌یی مثبت و رفتار اتفاقاً پیش‌بوده و در کرنش‌های بالاتر، فشار آب حفره‌یی منفی و رفتار اتساعی به خود گرفته است و در انتهای آزمایش در تمامی حالت‌ها، فشار آب حفره‌یی منفی وجود داشته و تقریباً در تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ کیلوپاسکال، مقادیر فشار آب حفره‌یی منفی در حالت الیاف‌دار و بدون الیاف با هم برابر بوده است. در این ترکیب، حضور الیاف هر چند در انتهای آزمایش، کمی رفتار نمونه را اتساعی تر کرده است، ولی به طور کلی تأثیر چندانی در نحوه‌ی تغییرات فشار آب حفره‌یی نداشته است.



شکل ۱۳. نسبت مقاومت برشی بیشینه (نقطه‌ی پیک) نمونه‌ی ماسه‌ی اصلاح شده با پلیمر تنها و پلیمر به همراه الیاف.



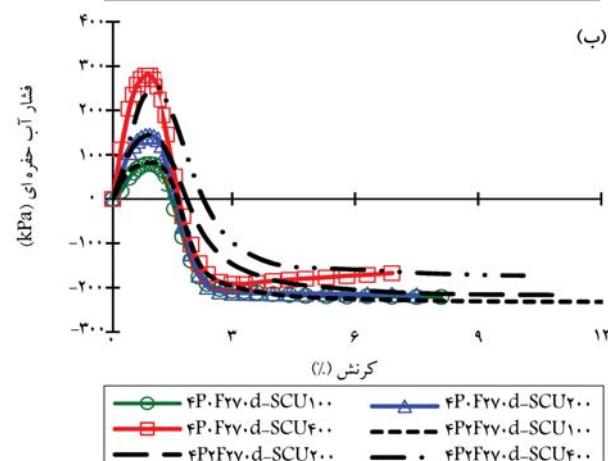
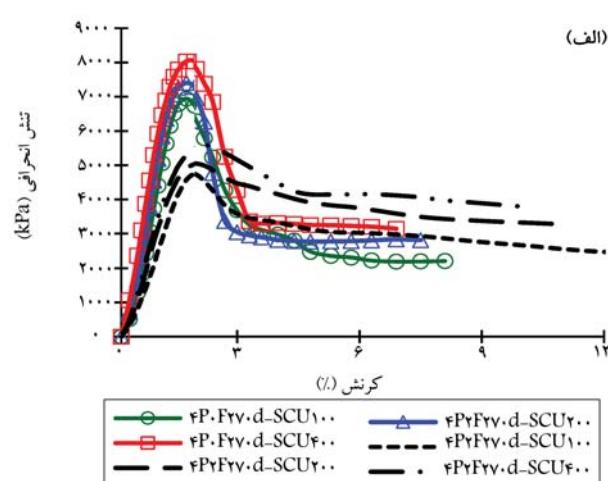
شکل ۱۴. نسبت مقاومت برشی پسمانده‌ی نمونه‌ی ماسه‌ی اصلاح شده با پلیمر تنها و پلیمر به همراه الیاف.



شکل ۱۵. نسبت نرم شوندگی ماسه‌ی اصلاح شده با پلیمر تنها و پلیمر به همراه الیاف.

این دو مقدار $[(\Delta\sigma_{dp}/\sigma_2) - (\Delta\sigma_{dr}/\sigma_2)]$ نیز تحت نام نسبت نرم شوندگی در شکل ۱۵ نشان داده شده است.

مطابق شکل ۱۳ ملاحظه می‌شود که در ۱٪ پلیمر، نسبت مقاومت برشی ماسه‌ی اصلاح شده، مقادیر تقریباً یکسان و حتی کمتری دارد، که علت آن کم



شکل ۱۲. (الف) نتش انحرافی و (ب) کرنش حجمی در برابر کرنش محوری در ماسه به همراه ۴٪ پلیمر با و بدون الیاف.

مقادیر مشبیت بالاتری را تجربه کرده است، در حالی که در دیگر نتش‌های همه‌جانبه، نمودارها تقریباً بر هم منطبق بوده‌اند.

در شکل ۱۲ (الف)، که نتایج آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های حاوی ۴٪ پلیمر مشاهده می‌شود، اثر متقابل مقاومت پیوندها و پلیمر خیلی بر جسته‌تر نتشان داده شده است. بدین نحو که با افزایش بیشتر مقاومت پیوندها، نمونه سخت‌تر، قوی‌تر و ترددتر شده و بعد از نقطه‌ی شکست دچار نرم شدنگی بیشتری شده و الیاف همچنان بعد از نقطه‌ی شکست به نقش خود ادامه داده و اثر آن همچنان در این حالت نیز با وجود پیوندهای اولیه، قوی‌تر حفظ شده است. لذا ملاحظات مطرح شده در بخش‌های پیشین در مورد اثر متقابل پیوندها و الیاف در اینجا نیز با شدت بیشتری مطرح است. تنها نکته‌ی قابل ذکر این است که در این حالت و ۴٪ پلیمر، اثر نسیی نتش‌های همه‌جانبه در مقاومت شکست کاهش یافته است. شکل ۱۲ ب، نیز تفاوت محسوسی با شکل ۱۱ ب نشان نمی‌دهد.

۳.۴ مقاومت برشی

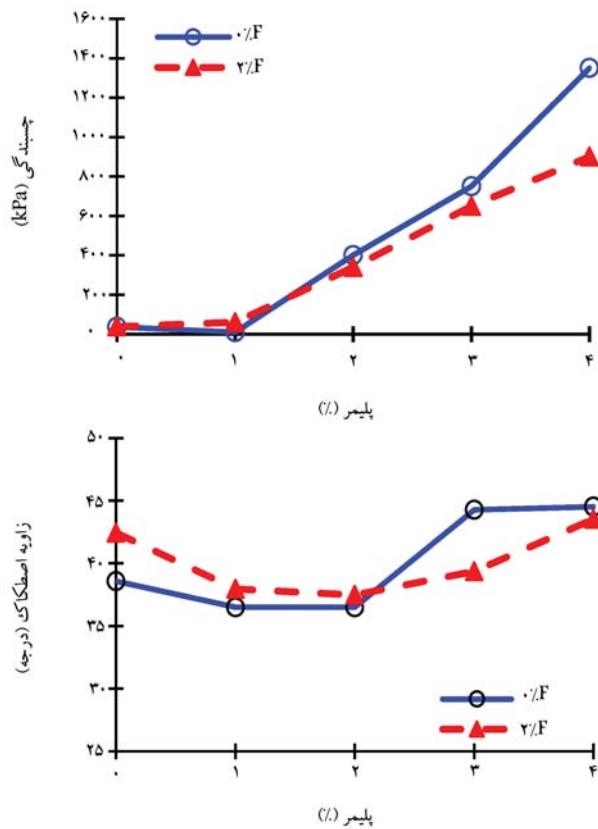
در شکل ۱۳، نسبت نتش انحرافی بیشینه به نتش همه‌جانبه‌ی اولیه با همان مقاومت برشی نرم‌الیزه شده $(\Delta\sigma_{dp}/\sigma_2)$ در برابر درصد پلیمر برای دو نتش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ (kPa) در دو حالت بدون الیاف و با الیاف نشان داده شده است. در شکل ۱۴، نیز همین نسبت در حالت باقیمانده $(\Delta\sigma_{dr}/\sigma_2)$ مشاهده می‌شود. تفاضل

۴.۴. پارامترهای مقاومت برشی

پارامترهای مقاومت برشی، شامل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به کمک رسم دایره‌ی موهر در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۱۶ الف، حضور الیاف در 0° و درصد پلیمر، تأثیر محسوسی در چسبندگی نداشته و در درصد های بالاتر پلیمر، باعث کاهش چسبندگی شده است به طوری که بیشترین کاهش در نمونه‌ی ۴٪ پلیمر مشاهده شده است. افزایش مقدار پلیمر، باعث افزایش قابل توجه و غیرخطی چسبندگی از مقدار تقریباً صفر برای ماسه‌ی خالی تا 135 kPa برای نمونه‌ی بدون الیاف و 900 kPa برای نمونه با الیاف در مقدار پلیمر ۴٪ شده است. همچنین شکل ۱۶ ب نشان می‌دهد الیاف باعث افزایش زاویه اصطکاک داخلی مخلوط ماسه‌ی پلیمر و الیاف در مقادیر کمتر از ۲٪ پلیمر شده و در ۲٪ پلیمر، زاویه اصطکاک جایه‌گایی بوده است؛ به طوری که در مقادیر بزرگ‌تر از 2° ، به علت دیگر شدن اثر پلیمر در الیاف، باعث بیشتر شدن زاویه اصطکاک نمونه‌ی بدون الیاف از نمونه‌ی دارای الیاف شده است. به طور کلی، در مقدار الیاف ثابت (۰٪/۲٪)، افزایش درصد پلیمر مسلماً منجر به افزایش مقاومت برشی (حاصل جمع چسبندگی و اصطکاک) $(\sigma = c + \sigma \tan \varphi)$ می‌شود.

۵.۴. تغییرات فشار آب حفره‌یی

بیشینه‌ی فشار آب حفره‌یی مثبت و منفی در حین آزمایش به ترتیب در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، افزایش تنش همه‌جانبه منجر به افزایش فشار آب حفره‌یی مثبت و کاهش فشار آب حفره‌یی منفی شده است. همچنین

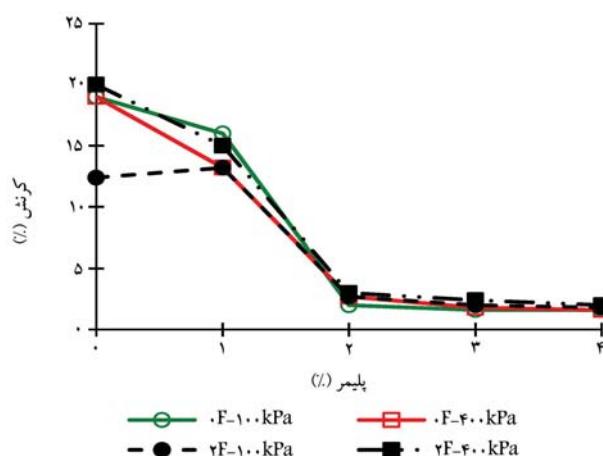


شکل ۱۶. پارامترهای مقاومت برشی در حالت‌های ماسه تنها، ماسه و پلیمر با و بدون الیاف.

بودن تعداد و مقاومت پیوندها و احتمال شکست آنها در حین تحکیم است. مقدار ۱٪ پلیمر کمک محسوسی به افزایش مقاومت نکرده و منجر به کاهش اندکی در مقاومت نیز شده است. این رفتار در نمونه‌ی الیافدار هم صادق بوده است، با این تفاوت که نمونه‌های الیافدار کاهش مقاومت کمتری نسبت به نمونه‌های بدون الیاف داشته‌اند. افزایش پلیمر به ۲٪ و افزایش پیوندهای پلیمری بین دانه‌های ماسه و الیاف، منجر به تقویت چسبندگی نمونه شده است، که باعث افزایش مقاومت نمونه شده است. همچنین افزایش پلیمر به ۳٪ و ۴٪ درصد منجر به افزایش صعودی نسبت مقاومت نمونه‌ها شده است. از طرفی، با افزایش تنش‌های همه‌جانبه از 100 kPa به 400 kPa ، از شدت افزایش مقاومت نسبی کاسته شده است. به عبارتی، افزایش تنش همه‌جانبه از اثر پیوندها در نسبت مقاومت کم کرده است. نکته‌ی حائز اهمیت بعدی، اثر الیاف در نسبت مقاومت است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مقادیر کم پلیمر (۰٪)، الیاف اثر مثبت در نسبت مقاومت داشته‌اند، ولی در مقادیر بالای پلیمر (بیشتر از 2%)، الیاف اثر منفی در مقاومت داشته‌اند، لذا می‌توان گفت اثر الیاف در مقاومت پیوندهای ایجاد شده (درصد پلیمر و مقادیر تنش همه‌جانبه) دارد.

شکل ۱۶ نشان می‌دهد که نسبت مقاومت پیمانه با افزودن ۱٪ پلیمر کمی کاهش و سپس با افزایش ۲٪ پلیمر، مجدداً کمی افزایش یافته است. ولی به طور کلی تا 2% پلیمر، تغییرات نسبت مقاومت پیمانه ادامه یافته است. از تا 3% و 4% درصد پلیمر، روند افزایش نسبت مقاومت پیمانه ادامه یافته است. از طرف دیگر، افزایش تنش همه‌جانبه، نیز منجر به کاهش نسبت مذکور شده است به عبارت دیگر، افزایش تنش همه‌جانبه از شدت نرم‌شوندگی نمونه‌ها کم کرده است. چون مقاومت پیمانه در کرنش‌های زیاد طرح می‌شود و در کرنش‌های زیاد، عدمدهی پیوندها شکسته شده‌اند، لذا تا 2% پلیمر فرق زیادی بین مقاومت پیمانه نمونه‌ها مشاهده نمی‌شود، از طرفی، پیوندهای شکسته در درصد های بالاتر (برای مثال 3% و 4% درصد) و در شرایط پیمانه، اولاً سطح ذرات را تغییر داده و ثانیاً درصدی از پیوندهای شکسته به صورت ذرات ریز درآمده و دانه‌بندی خاک را به هم زده‌اند؛ لذا مقاومت‌های پیمانه متفاوت‌تر نسبت به نمونه‌ی ماسه‌ی بدون پلیمر مشاهده می‌شود، اتفاقی که در مقادیر کم پلیمر کم رنگ‌تر است. حضور الیاف در مقاومت پیمانه تحت تنش‌های همه‌جانبه کم (100 kPa ، روند چندان مشخصی نشان نمی‌دهد؛ ولی تحت تنش‌های همه‌جانبه زیاد 400 kPa ، فقط در حالت بدون پلیمر و 4% پلیمر، کمی نسبت مذکور را افزایش داده است.

شکل ۱۵ نیز که در واقع پارامتر نرم‌شوندگی را در برابر درصد های مختلف پلیمر نشان می‌دهد؛ گویای این مطلب است که تا مقدار پلیمر 1% ، نرم‌شوندگی چندانی اتفاق نیافتد و تا 1% پلیمر، رفتار خاک سیمانه مشابه خاک غیررسیمانه است. بیشترین نرم‌شوندگی در نمونه‌ی حاوی 4% پلیمر بدون الیاف در تنش همه‌جانبه 100 kPa مشاهده می‌شود، که علت آن مقاومت زیاد در نقطه‌ی پیک و مقدار 400 kPa نموده است که نتوانسته است بعد از نقطه‌ی شکست، افت مقاومت نمونه را جبران کند. از طرفی، افزایش تنش همه‌جانبه تا 400 kPa ، تا حدود زیادی از شدت افت مقاومت مذکور کاسته است. به طور کلی، افزایش تنش همه‌جانبه و اضافه شدن الیاف به نمونه، منجر به کاهش نرم‌شوندگی در درصد های مختلف پلیمر شده است. در واقع، الیاف از گسیلن ساختار خاک بعد از شکستن پیوندها و شکل‌گیری نوار برشی در نمونه‌های حاوی 3% و 4% درصد پلیمر، جلوگیری و همچنان طرفین سطح شکست را در تماس هم حفظ کرده و مانع از افت زیاد مقاومت برشی شده است.



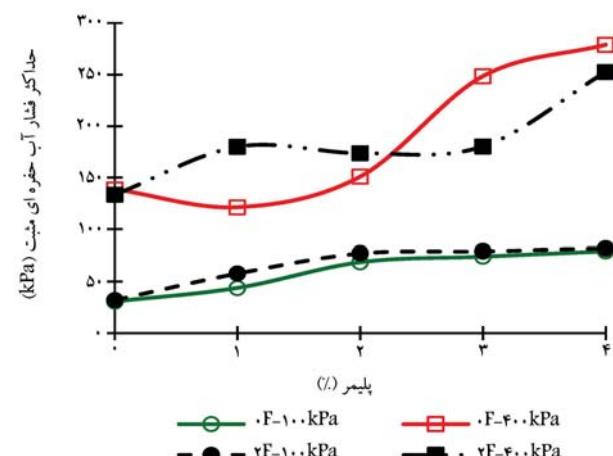
شکل ۱۹. تغییرات کرنش گسیختگی در لحظه‌ی شکست نمونه‌ها در حالت با و بدون الیاف.

نداشته و در انتهای برش، نقش آن متأثر از اندازه‌ی تنش همه‌جانبه بوده است؛ به نحوی که تحت تنش همه‌جانبه‌ی 100 kPa ، میل انقباضی را بیشتر و تخت تنش همه‌جانبه‌ی 400 kPa ، بر عکس آن عمل کرده است. لذا مجدداً یادآور می‌شود که رفتار حجمی و فشار آب حفره‌ی یک خاک ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده سیمانه شده با پلیمر و مسلح شده با الیاف، تابع پیچیده‌ی از مقاومت پیوندها، تسلیح، مقدار محصورشدنگی و مقدار تغییرشکل (کرنش) است.

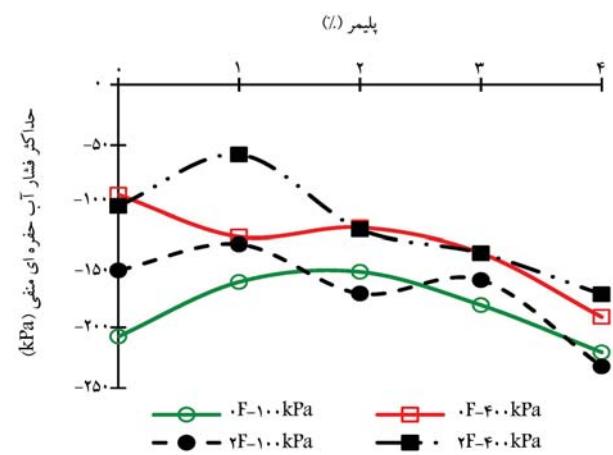
۴. کرنش شکست و مدل کشسانی نمونه‌ها

کرنش محوری نظری مقاومت برشی با تنش انحرافی بیشینه در برابر درصد پلیمر با و بدون الیاف در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، حضور پیوندهای پلیمری در بین دانه‌های ماسه منجر به کاهش کرنش شکست نمونه‌ها و تردشدن رفتار آن شده است. نرخ کاهش کرنش شکست و تردشکنی از پلیمر ۱ تا ۲ درصد خیلی شدیدتر از دیگر بازه‌های است. به بیانی دیگر، از منظر انعطاف‌پذیری و تردی، تفاوت زیادی بین نمونه‌های حاوی ۲ تا ۴ درصد پلیمر مشاهده نمی‌شود. به استثناء نمونه‌ی حاوی 1% پلیمر، نکته‌ی دیگر اثر نامحسوس الیاف در پارامتر مذکور است به بیان دیگر، 2% الیاف، نقش چندانی در افزایش کرنش لحظه‌ی شکست نداشته است (از این‌جهت می‌شود که علت پایین تر بودن کرنش نمونه‌ی الیاف‌دار نسبت به نمونه‌ی بدون الیاف در نمونه‌ی دارای ماسه تها (بدون پلیمر) در آغاز رفتار نرم شوندگی (افت مقاومت جزئی) در کرنش $12/4\%$ نمونه‌ی ماسه‌ی الیاف‌دار نسبت به نمونه‌ی بدون الیاف، که رفتار سخت‌شونده دارد، دانست (شکل ۸ الف). البته همان طور که قیلاً هم ملاحظه شد، نقش مثبت الیاف بیشتر بعد از نقطه‌ی شکست پیوندهاست، که مانع از افت شدید مقاومت می‌شود و نرم‌شوندگی را کم می‌کند.

مدول کشسانی 50% در برابر درصد پلیمر در شکل ۲۰ مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که حضور پیوندهای پلیمر منجر به افزایش صعودی سختی ماسه شده و مطابق با انتظار محصورشدنگی، روند اخیر را تشدید و حضور الیاف آن را کم کرده است. به عنوان مثال، تحت تنش همه‌جانبه‌ی 400 kPa ، افزودن 4% پلیمر به ماسه، مدل کشسانی آن را از حدوداً 31 MPa به 647 MPa (۶۴٪) رسانده و کاهش تنش همه‌جانبه به 100 kPa ، همین مقدار را به 456 MPa تزلزل داده است. از طرفی، حضور 2% الیاف در بین دانه‌های ماسه، عدد 376 MPa را به 647 MPa کاهش داده است. لذا ملاحظه می‌شود که اثر حضور الیاف در کاهش سختی بیشتر از تنش

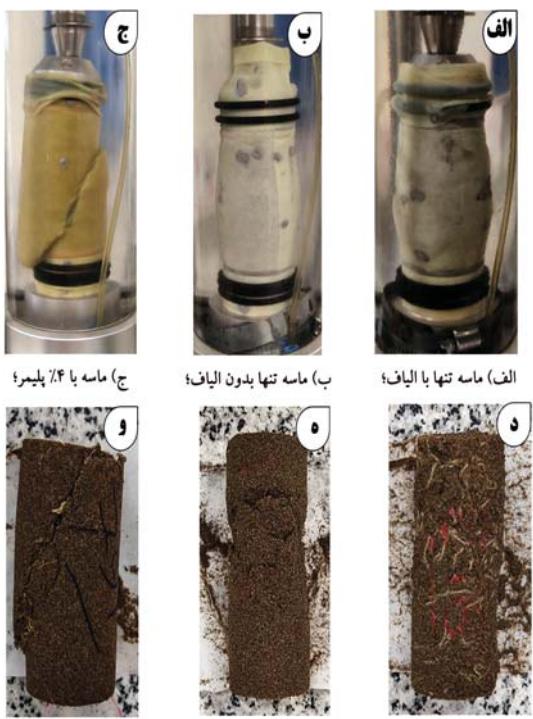


شکل ۱۷. بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی مثبت ایجاد شده در حالت با و بدون الیاف.



شکل ۱۸. بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی منفی ایجاد شده در حالت با و بدون الیاف.

حضور پیوندهای پلیمری و افزایش تعداد و مقاومت آنها، هم میل انقباضی (فشار آب حفره‌ی مثبت) را افزایش و هم در انتهای آزمایش، میل اتساع (فشار آب حفره‌ی منفی) را افزایش داده است، هر چند نوسان‌هایی در فشار آب حفره‌ی منفی مشاهده می‌شود. فشار آب حفره‌ی مثبت در بخش ابتدایی بارگذاری برشی است، که هنوز بخش اعظم پیوندها سالم بوده و در این حالت، پیوندها با حفظ ساختار دانه‌های خاک در کنار یکدیگر مانع از افزایش حجم نمونه شده و منجر به ایجاد فشار آب حفره‌ی مثبت بیشتری شده‌اند. در حالی که در انتهای بارگذاری برشی، بیشتر پیوندها از هم گسیخته شده و دانه‌ها میل به اتساع داشته و فشار آب حفره‌ی منفی بیشتری ایجاد شده است. در مقادیر بالای پلیمر (۱ و ۲ درصد)، پیوندهای شکسته منجر به تیزگوشش را شدن دانه‌ها شده و حتی بخشی از پیوندها به صورت ذرات ریز مستقل در آمده و در منافذ آزاد و مانع از رفتار انقباضی نمونه شده و لذا به افزایش فشار آب حفره‌ی منفی کمک کرده‌اند. الیاف نیز تقریباً همین نقش را دارند، ولی به جای ایجاد چسبیندگی، با اتصال دانه‌ها به یکدیگر به کمک اصطکاک به حفظ ساختار نمونه و ایجاد فشار آب حفره‌ی مثبت و کاهش فشار آب حفره‌ی منفی کمک می‌کنند. این نکته در مقادیر کم پلیمر (۱ و ۲ درصد) خیلی محسوس است؛ ولی در مقادیر بالای پلیمر، به نوعی اثر متقابل پلیمر، الیاف و تنش همه‌جانبه در یک اندرکشن پیچیده‌ی هستند. در ابتدای نمودار شکل ۱۷ ملاحظه می‌شود که حضور الیاف، تأثیر چندانی در رفتار انقباضی ابتدایی (فشار آب حفره‌ی مثبت)



شکل ۲۰. مدول کشسانی 50% در برابر مقدار پلیمر برای دو حالت با و بدون الیاف.

همه‌جانبه بوده است. البته با ملاحظه‌ی مجدد شکل مشاهده می‌شود که با افزایش درصد پلیمر، نقش الیاف در کاهش سختی پرزنگ‌تر شده است.

۷.۴. نحوه‌ی شکست نمونه‌ها در انتهای آزمایش

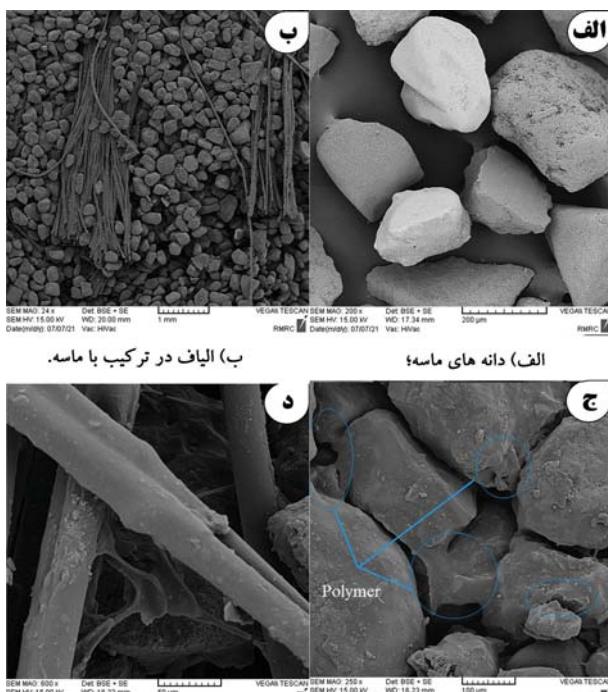
در شکل ۲۱، تصاویر شکست نمونه‌ها در حالت‌های مختلف در انتهای آزمایش مشاهده می‌شود، که مربوط به ماسه‌ی بدون پلیمر است و مطابق آن، نمونه‌ی با الیاف، تغییرشکل خمره‌ی بیشتری نسبت به نمونه‌ی بدون الیاف دارد. همین‌طور در تصویر 1% پلیمر به وضوح شکست باندهای پلیمری در بین دانه‌های ماسه در یک‌سوم میانی نمونه دیده می‌شود. شکست در نمونه‌ی 1% پلیمر به علت ضعیف بودن باندهای پلیمر، ابتدا در یک‌سوم میانی نمونه، که تمرکز تنش‌های وارده است، به صورت ترکیبی از خمره‌ی شدن و شکل‌گیری نوار برشی است و بیشتر باندهای پلیمر در این مقطع از نمونه دچار گسیختگی می‌شوند و بیشتر انرژی وارد را جذب می‌کنند و باندهای پلیمر در یک‌سوم بالاتر و پایینی آسیب کمتری می‌یابند. با اضافه شدن همین ترکیب به الیاف، باعث شکست خمره‌ی و تمامی باندهای پلیمری شدن همین شده‌اند و به علت وجود الیاف، جذب انرژی وارد بر تمامی دانه‌ها و باندهای پلیمری وارد می‌شود، که به طبع آن، شکست خمره‌ی در تمامی نمونه ایجاد می‌شود، که در شکل ۲۱ د مشاهده می‌شود. در نمونه‌های بالاتر از 2% به علت وجود پیوندهای قوی پلیمری، تمامی نمونه‌ها به صورت نوار برشی 45 درجه رخ می‌دهد و به علت مقاومت بالای چسبندگی باندهای پلیمری در نمونه، ترک سراسری درجه مشاهده می‌شود. حتی در زمانی که به نمونه، الیاف وارد می‌شود، به علت قوی‌تر بودن مقاومت کششی الیاف نسبت به باندهای ایجاد شده و همچنین ضعیف بودن اصطکاک سطح الیاف نسبت به آن، مددگاری بیرون گشته‌گی الیاف رخ می‌دهد و الیاف دچار پارگی نمی‌شود.

۸.۴. عکس‌های میکروسکوپ الکترونیکی

در شکل ۲۲، تصویر میکروسکوپ الکترونی روشنی (SEM) ماسه با پلیمر به همراه الیاف و بدون الیاف مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۲۲ - الف، دانه‌های ماسه‌ی استفاده شده تقریباً با سطح‌های نسبتاً صاف، نیمه‌گرد و تیزگوش هستند. تصویر ۲۲ - ب، وضعیت اندازه‌ی الیاف نسبت به دانه‌های ماسه را نشان می‌دهد. ابتدا و انتهای الیاف، به علت هم زدن متعدد در حین ساخت نمونه، تارها از هم باز شده‌اند. تصویر ۲۲ (ج و د)، مربوط به ماسه با 4% پلیمر بدون الیاف و با الیاف است. تصویر

(د) ماسه با 1% پلیمر به همراه الیاف؛ (ه) ماسه با 1% پلیمر بدون الیاف؛ (و) ماسه با 4% پلیمر به همراه الیاف.

شکل ۲۱. تصاویر شکست نمونه در انتهای آزمایش.



ج) پیوندهای پلیمر با الیاف؛ د) پیوندهای پلیمر بر روی دانه‌های ماسه.

شکل ۲۲. تصاویر میکروسکوپ.

۱۲ - ج، پل‌ها و پیوندهای پلیمر را که در بین دانه‌های ماسه و سطح آنها ایجاد شده است، را به وضوح نشان می‌دهد. همین‌طور در شکل ۱۲ - د، پیوندهای مابین الیاف و سطح آنها مشاهده می‌شود. البته لازم به ذکر است که بخشی از پیوندها در حین نمونه‌گیری و آماده‌سازی نمونه جهت تهیه‌ی عکس شکسته شده‌اند.

به طور کلی، ۱٪ پلیمر نتوانسته باندهایی با ضخامت کافی و مقاومت بالا بین دانه های ایجاد و رفتار خاک را کنترل کند. از طرفی، در قفل و بست و اصطکاک دانه های ماسه هم اختلال ایجاد کرده است. افزایش درصد پلیمر باعث انتقال رفتار مقاومت ماسه از دانه های آن به پیوندهای پلیمری شده است. افزایش درصد پلیمر باعث افزایش پیوندهای بین دانه های ماسه و ضخیم شدن باندها و در نتیجه افزایش مقاومت می شود، که در عکس های SEM مشاهده می شوند.

۵. نتیجه گیری

دریوهش حاضر، پتانسیل اصلاح پذیر مقاومتی خاک ماسه بی با دانه بندی یکنواخت با استفاده از یک مایع پلیمری به نام PAYTEX NL25 که یک پلیمر دوستار محیط زیست نسبت به دیگر پلیمرها و ثبت کننده های سنتی است و الیاف ضایعاتی صنعت نخ تایر به کمک آزمایش سه محوری تحکیم یافته هی - زهکشی شده تحت تنشی های همه جانبه ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال بررسی شده است. مقدار پلیمر به اندازه هی صفر، ۱، ۲، ۳ و ۴ درصد و مقدار الیاف به اندازه هی ۰٪ وزن خاک خشک انتخاب شده اند. نمونه ها با رطوبت بهینه و تراکم بیشینه حاصل از آزمایش تراکم استاندارد ساخته شده اند. اهم نتایج به دست آمده به این شرح است:

۱. ۱٪ پلیمر بی تکس باعث افزایش اندکی در سختی و مقاومت خاک شده است. استفاده از الیاف نیز تأثیر کمی در مقاومت برشی ماسه های خالی و ماسه های حاوی ۱٪ پلیمر نشان داده است؛ ولی شکل پذیری هر دو را ارتقاء داده است. به عبارتی دیگر، در این حالت، الیاف در کنار اثر مثبت در مقاومت برشی و سختی، کرنش لحظه ای شکست را نیز افزایش داده اند.

۲. مقاومت برشی در مقادیر پلیمر ۲، ۳ و ۴ درصد، افزایش قابل توجهی داشته است؛ که عمدتاً تمامی نمونه ها در کرنش های محوری زیر ۳٪ دچار شکست شده و بعد از آن نرم شوندگی و افت مقاومت زیادی را تجربه کرده اند؛ در حالی که

پانوشت ها

منابع (References)

1. Polypropylene
2. Polyamide
3. Michalowski & Cermak
4. Anagnostopoulos
5. Acrylic Resin
6. Methyl Methacrylate Ester
7. Coir
8. Polyvinyl Alcohol
9. Poly Methyl Methacrylate
10. Epoxy resin
11. Anagnostopoulos
12. Anagnostopoulos & Papaliangas
13. Polyurethane Organic Polymer
14. Ehrlich
15. Tareh Dehghani & Ezna Ashri

1. Al-Khanbashi, A. and El-Gamal, M., 2003. Modification of sandy soil using water-borne polymer. *Journal of Applied Polymer Science*, 88(10), pp.2484-2491. <https://doi.org/10.1002/app.12066>.
2. Michalowski, R.L. and Čermaák, J., 2003. Triaxial compression of sand reinforced with fibers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(2), pp.125-136. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:2\(125\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:2(125)).
3. Anagnostopoulos, C.A., 2005. Laboratory study of an injected granular soil with polymer grouts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(6), pp.525-533. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.04.005>.
4. Chauhan, M.S., Mittal, S. and Mohanty, B., 2008. Performance evaluation of silty sand sub-grade reinforced with fly ash and fibre. *Geo-*

- textiles and Geomembranes*, 26(5), pp.429-435. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.02.001>.
5. Shahnazari, H.A.B.I.B., Ghiassian, H., Noorzad, A., Shafiee, A., Tabarsa, A.R. and Jamshidi, R., 2009. Shear modulus of silty sand reinforced by carpet waste strips. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 11(3), pp.133-142.
 6. Consoli, N.C., Vendruscolo, M.A., Fonini, A. and Rosa, F.D., 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>.
 7. 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>.
 8. Naeini, S.A. and Mahdavi, A., 2009. Effect of polymer on shear strength of silty sand. *EJGE*, 14, pp.1-11.
 9. Naeini, S.A. and Ghorbanali, M., 2010. Effect of Wet and Dry Conditions on Strength of Silty Sand Soils Stabilized with Epoxy Resin Polymer. *Journal of Applied Sciences*, 10(22), pp.2839-2846. <https://doi.org/10.3923/jas.2010.2839.2846>.
 10. Sadek, S., Najjar, S.S. and Freiha, F., 2010. Shear strength of fiber-reinforced sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(3), pp.490-499. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000235](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000235).
 11. Anagnostopoulos, C., Papaliangas, T., Manolopoulou, S. and Dimopoulos, T., 2011. Physical and mechanical properties of chemically grouted sand. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(6), pp.718-724. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2011.05.006>.
 12. Anagnostopoulos, C.A. and Papaliangas, T.T., 2012. Experimental investigation of epoxy resin and sand mixes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(7), pp.841-849. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000648](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000648).
 13. Liu, J., Feng, Q., Wang, Y., Bai, Y., Wei, J. and Song, Z., 2017. The effect of polymer-fiber stabilization on the unconfined compressive strength and shear strength of sand. *Advances in Materials Science and Engineering*, pp.1-9. <https://doi.org/10.1155/2017/2370763>.
 14. Liu, J., Bai, Y., Song, Z., Lu, Y., Qian, W. and Kanungo, D., 2018. Evaluation of strength properties of sand modified with organic polymers. *Polymers*, 10(3), 287. <https://doi.org/10.3390/polym10030287>.
 15. Baghini, M.S., Ismail, A., Asghar, M.P., Fendereski, G. and Sadeghi, M., 2018. Measuring the effects of styrene butadiene copolymer latex-Portland cement additives on properties of stabilized soil-aggregate base. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 11(5), pp.458-469. <https://doi.org/10.1016/j.ijprt.2017.12.001>.
 16. Ehrlich, M., Almeida, M. and Curcio, D., 2019. Hydro-mechanical behavior of a lateritic fiber-soil composite as a waste containment liner. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(1), pp.42-47. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.09.005>.
 17. Roshan, K., Choobasti, 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*, 23, 100359. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100359>.
 18. Taher, Z.J., Scalia IV, J. and Bareither, C.A., 2020. Comparative assessment of expansive soil stabilization by commercially available polymers. *Transportation Geotechnics*, 24, 100387. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100387>.
 19. Valipour, M., Shourijeh, P.T. and Mohammadinia, A., 2021. Application of recycled tire polymer fibers and glass fibers for clay reinforcement. *Transportation Geotechnics*, 27, 100474. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100474>.
 20. Molvi Najoomi., 2012. Studying the mechanical behavior of clay modified with cement and tire thread fibers. Master's Thesis, Boali Sina University, Hamadan. [In Persian].
 21. Mirzaei, F. and Ezni Ashari, M., 2010. Investigating the effect of tire thread fibers on the behavior of reinforced shear stress and shear strength of sandy soil. Master's Thesis, Bo Ali Sina University, Hamedan. [In Persian].
 22. Tareh Dehghani, A. and Ezna Ashri, M., 2013. Investigation of stress-strain behavior and dynamic properties of soil reinforced with tire thread fibers, Master's Thesis, Bo Ali Sina University, Hamadan. [In Persian].
 23. Isfahan Paya Resin Company., 1993. Technical reports of the company's laboratory. Isfahan, Iran, <https://payaresin.com>
 24. Introducing Saba Tire Cord Company., 1996. Zanjan, Iran. <http://www.riidco.com>.
 25. ASTM D6980., 2017. Standard test method for determination of moisture in plastics by loss in weight. (n.d.). <https://www.astm.org/d6980-17.html>.
 26. ASTM D4767-11. 2020. Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. (n.d.). <https://www.astm.org/d4767-11r20.html>.

مدل سازی عددی رفتار شمع - ماسه روانگرا در زلزله حوزه نزدیک

سعید عباسی کرافشانی (دانشجوی دکتری)
رضا پورحسینی اردکانی * (دانشیار)
دانشکده هندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد

مهندسی عمران شریف، (اصفهان ۱۴۰۲)، شماره ۴، صص ۱۳۷-۱۶۰، پایا داشت و فی

در تحقیق حاضر اثر زلزله های حوزه نزدیک بر روی پاسخ لرزه ای یک سیستم خاک - شمع مورد بررسی قرار گرفته است. اثر جهت داری پیش رو نده، که در ابتدای تاریخچه زمانی سرعت حرکت زمین مشاهده می شود و این ریزی زیادی را اعمال می کند، مخرب ترین اثر حرکات زمین در نزدیک گسل است. برای بررسی اثرات حوزه نزدیک، یک مدل سه بعدی که شامل خاک دولایه، لایه سست بر روی لایه مترکم، و شمع، در نظر گرفته شده است.

مدل سازی با استفاده از نرم افزار ۳D FLAC انجام شده است. مدل رفتاری ۲PSand که یک مدل پلاستیسیته دو سطحی حالت بحرانی است، برای مدل سازی روانگرایی خاک ماسه ای بکار گرفته شد. چهار رکورد حوزه نزدیک، ثبت شده بر روی سنگ، به مدل مورد نظر اعمال شده اند. نتایج بدست آمده نشان می دهند که پالس سرعت حوزه نزدیک اثر قابل توجهی بر روی رفتار سیستم دارد و زمینه ای تغییر مکان ناگهانی بزرگ بر روی خاک و شمع ایجاد می کند. پالس موجود در رکورد زلزله های حوزه نزدیک، باعث شده است در مدت زمان اعمال آن ضربی فشار آب حفره ای (Rui) افزایش یافته و روانگرایی در لایه خاک بالایی ایجاد شود.

وازگان کلیدی: اندرکنش خاک-شمع، پاسخ لرزه ای، پالس سرعت، روانگرایی، FLAC3D

۱. مقدمه

هنگام زلزله های شدید شود که منجر به آسیب به شمع و شکست سازه پی شمع می شود.^[۵-۳] مطالعات متعددی در زمینه بررسی رفتار شمع در خاک روانگرا انجام شده اند. این مطالعات شامل آزمایش سه محوری^[۶]، آزمایش های سانتریفیوژ^[۷-۸]، آزمایش های میز لرزه^[۹-۱۰]، آزمایش های در محل^[۱۱] و مطالعات تحلیلی و عددی مختلف^[۱۲-۱۳] می باشند. این مطالعات عمدتاً بر تأثیر ویژگی های شمع و خاک و مکانیزم های مرتبط بر عملکرد آن ها متمرکز شده اند.

در زمین لرزه های شدید اخیر، حرکات زمین در نزدیکی گسل ها که از استگاه های در فاصله ۲۰ کیلومتری یک گسل ثبت شده اند، ویژگی های منحصر به فردی را نشان می دهند که با حرکات زمین دور از گسل متفاوت هستند.^[۱۴] این ویژگی ها شامل تاریخچه های زمانی سرعت و جایه جایی برای حرکات زمین با پالس های دارای دوره تناوب طولانی و دامنه های بالا به عنوان ویژگی های خاص زلزله های نزدیک گسل عروان شده اند^[۱۵] که با حرکات معمولی حوزه دور متفاوت هستند. از مهمترین ویژگی های زلزله های حوزه نزدیک می توان به اثرات جهت داری^۳ و حرکت پرتا بی^۴ اشاره کرد.^[۱۶] زلزله های حوزه نزدیک دو ویژگی مهم دارند که عبارتند

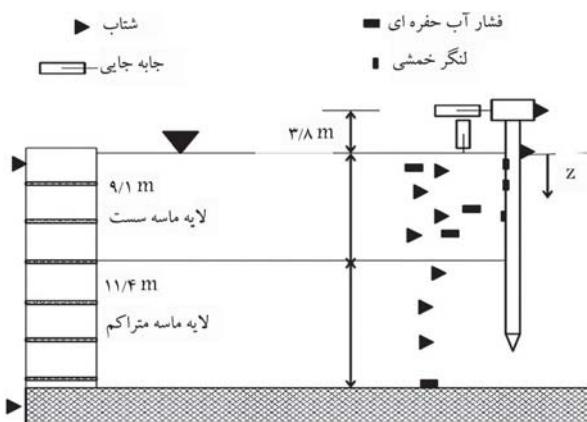
در زلزله های شدید، گسترش اضافه فشار آب حفره ای در ماسه های اشیاع با تراکم سست تا متوسط می تواند موجب روانگرایی شود. روانگرایی انواع مختلفی دارد که دو نوع اصلی آن روانگرایی جریانی^۱ و نرم شوندگی تناوبی^۲ می باشند. این دو نوع روانگرایی می توانند تغییر شکل های بسیار بزرگی را به وجود آورند. یکی از راهکارهای مقابله با مشکل روانگرایی، استفاده از پی شمعی در این نوع خاک ها است. با این حال، روانگرایی یکی از دلایل عدمه خسارت های رخ داده در پی های شمعی طی زلزله هایی مانند نیکاتا^[۱۹۶۴]، آلسکا^[۱۹۶۴]، لوما - پریتا^[۱۹۹۵]، کوبه^[۱۹۹۵]، بوج^[۲۰۰۱]، ساماترا^[۲۰۰۴]، موله^[۲۰۱۰] و هایاتی^[۲۰۱۰] بوده است. مکانیسم های متفاوت خسارت در پی های شمعی به شکل هایی مانند تغییر شکل های شدید، خرابی های سازه ای مانند کمانش، شکست خششی و برشی و یا نشست شدید، مشاهده شده اند.^[۱۷] کاهش مقاومت و سختی خاک در اثر روانگرایی ممکن است باعث ایجاد نیروی برشی و لنگر خمی قابل توجهی در شمع ها در

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۰/۱۰/۱۴۰۱، اصلاحیه ۲۹/۱۰/۲۰۱۴، پذیرش ۱۰/۲/۱۴۰۲.

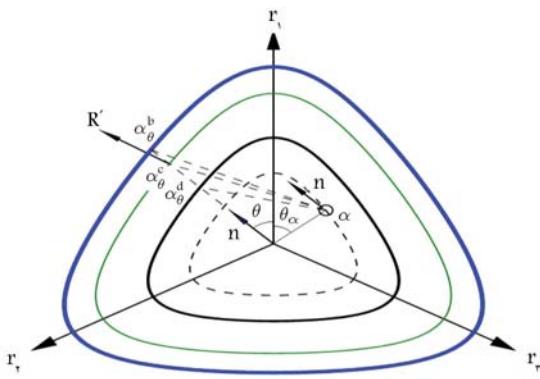
استناد به این مقاله:

Abbasی کرافشانی، سعید و پورحسینی اردکانی، رضا، ۱۴۰۲، مدل سازی عددی رفتار شمع - ماسه روانگرا در زلزله حوزه نزدیک، مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص ۱۳۷-۱۶۰.

DOI:10.24200/J30.2023.61572.3186



شکل ۱. مشخصات مدل عددی در نظر گرفته شده.^[۲۶]



شکل ۲. نمایش مدل P2PSand در صفحه π .

عنوان ابعاد منتخب برگزیده شده است. سنگ بستر در کف مدل فرض شده است.

۱.۲. مدل رفتاری P2PSand

مدل رفتاری P2PSand^[۲۸] یک مدل پلاستیسیته دو سطحی حالت بحرانی برای کاربرد در مهندسی زئوتکنیک لرزه‌ای با هدف در نظر گرفتن ویژگی‌های دینامیکی خاک توسعه یافته است. این مدل یک مدل توسعه یافته و اصلاح شده از مدل DM^۰ است که توسط دافالیاس و منظری توسعه یافته است.^[۲۹] با اصلاح برخی از روابط بدون افزودن پیچیدگی زیاد، عملکرد مدل بهبود یافته است و تطابق خوبی بین نتایج شبیه‌سازی شده در مدل‌های عددی و مشاهدات آزمایشگاهی یا میدانی و روابط تجربی با شرایط اولیه و بارگذاری مختلف وجود دارد.^[۲۹] در مدل اصلاح شده، به جای مربوط کردن روابط به نسبت تخلخل (e)، از مقادیر تراکم نسبی (Dr) استفاده شده است. این کار باعث شده تا برای کالیبره کردن مدل بتوان از داده‌های آزمایش‌های برخا مانند تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد (N₆₀) به جای داده‌های آزمایشگاهی استفاده کرد. این مدل از فرمول کلی چند محوری مدل DM^۰ پیروی می‌کند و بنابراین می‌تواند برای مسائل سطح مرزی سه بعدی عمومی استفاده شود. همچنین، این مدل به صورت ثابت به نرم‌افزار اضافه شده است و نیاز به نصب افزونه‌های دیگر و کدنویسی اضافه ندارد. نمایش شماتیک مدل P2PSand در صفحه π در شکل ۲ نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشخص شده است، چهار سطح برای مدل‌سازی در نظر گرفته می‌شود که به ترتیب شامل سطح مرزی، حالت بحرانی، اتساع و تسلیم هستند. کوچکترین سطح مربوط به سطح تسلیم بوده و بزرگترین سطح مربوط به سطح مرزی است.

از اثر جهت‌پذیری که به مکانیزم گسیختگی و جهت گسترش گسلش وابسته است و دیگری اثر حرکت پرتایی که به عمل تغییر شکل دائمی ناشی از لغزش گسل به وجود می‌آید و پالس‌های سرعت یک طرفه ایجاد می‌کند. جهت‌پذیری شامل دو نوع پیش‌روند و پس‌روند می‌باشد. زمانی که جبهه گسیختگی گسل با سرعتی نزدیک به سرعت امواج برشی در سنگ به سمت سایت مورد نظر انتشار پیدا می‌کند، پدیده جهت‌پذیری پیش‌روند رخ می‌دهد و باعث می‌شود که قسمت بزرگی از انرژی لرزه‌ای ناشی از شکست به صورت یک پالس سرعت قوی با زمان تناوب بیند در زمان کمی بعد از شروع زلزله به سایت مورد نظر اعمال شود.^[۲۷] به طور کلی، پالس‌های سرعت ناشی از پدیده جهت‌پذیری پیش‌روند به صورت دوطرفه می‌باشند. این پالس‌های سرعت دوطرفه که در مولفه عمود بر گسل زلزله‌های حوزه نزدیک مشاهده می‌شوند، مخرب‌تر از پالس‌های یک طرفه ناشی از حرکت پرتایی می‌باشند. مطالعات انجام شده توسط محققین نشان می‌دهد که جهت‌پذیری پیش‌روند مهترین عامل خارجی در سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل است.^[۱۸, ۱۶]

تحقیقات زیادی برای بررسی تأثیر ویژگی‌های حرکت زمین نزدیک گسل روی پل‌ها، سازه‌ها و سدها انجام شده است.^[۲۱-۱۹] اثر حرکات حوزه نزدیک و دور ناشی از زمین لرزه بر روی یک سد خاکی توسط دادوی و همکاران مورد مطالعه قرار گرفت.^[۲۰] نتایج این تحقیق نشان داد که جایه جایی و نشست در حرکات حوزه نزدیک، بیشتر از حرکات حوزه دور است. سعیدی و همکاران، تأثیر خواص شمع و خاک مانند فرکانس غالب زلزله، سختی شمع و دانسیته نسبی خاک را بر پاسخ دینامیکی شمع در خاک روانگرا بررسی کردند.^[۲۱] سکارو و همکاران، پاسخ شمع در خاک روانگرا را تحت اثر حرکات مختلف زمین بررسی کردند. نتایج این تحقیق نشان داد که حداکثر نیروی ایجاد شده در شمع در مقادیر خاصی از ضربی فشار آب (Ru) اعمال می‌شود.^[۲۲] در این تحقیق، با استفاده از مدل‌سازی سه بعدی با نرم‌افزار ۳D FLAC و با در نظر گرفتن اندرکش خاک - شمع، به بررسی اثر پالس‌های ناشی از زلزله‌های حوزه نزدیک بر پاسخ شمع در خاک روانگرا پرداخته شده است. لازم به ذکر است که اثر پالس به دلیل اعمال انرژی زیاد در مدت زمان کم دارای اهمیت زیادی است.

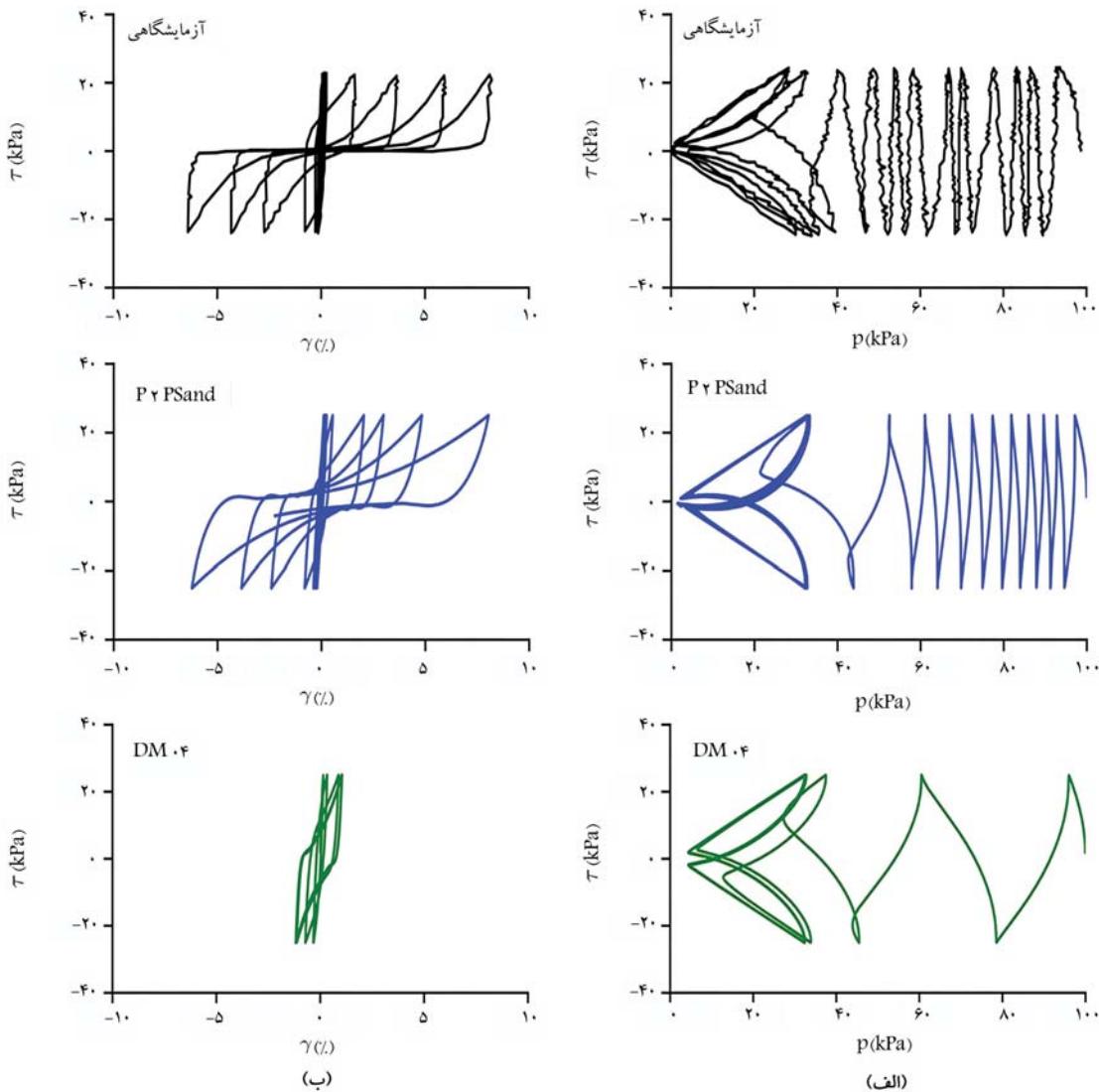
۲. مدل‌سازی عددی

مدل‌سازی عددی با استفاده از روش تفاضل محدود و نرم‌افزار ۳D FLAC نسخه ۷.۰.۱۴۲ انجام شد.^[۲۵] مدل عددی در نظر گرفته شده شامل دو بخش خاک و شمع است که در آزمایش مدل سانتریفیوژ شماره ۱ از پروژه VELACS نجات شده^[۲۶] استفاده شده است. مشخصات خاک شامل نظر گرفته شده در شکل ۱ ارائه شده‌اند. در این آزمایشات، مشخصات خاک دو لایه افقی از شن و ماسه اشباع نوادا است. در مقیاس نمونه اولیه، لایه زیرین دارای ضخامت $11/4$ متر، با تراکم نسبی 80 درصد (مترکم) است، در حالی که لایه بالایی دارای ضخامت $1/1$ متر، با تراکم نسبی 35 درصد (شل) است. از یک شمع فولادی لوله‌ای با قطر خارجی 670 میلی‌متر و ضخامت دیواره 19 میلی‌متر استفاده شده است. نوک شمع حدود $3/8$ متر بالاتر از پایین ظرف قرار دارد. وزن روسازه برابر 491 کیلوگرم است.

بعاد مدل (از هر طرف به طول 25 متر) به گونه‌ای انتخاب شده‌اند تا مرزها تحت تأثیر تنش قرار نگیرند. در این راستا، ابعاد در نظر گرفته شده در تحقیق ویلسن^[۲۷] به

جدول ۱. مقایسه روابط دو مدل DM^0 و $P2Psand$

عملکرد پارامتر	مدل DM^0	مدل $P2Psand$
الاستیک	$G = G_0 \frac{(\gamma_{atm} - e)^{\gamma}}{1+e} p_{atm} \left(\frac{p}{p_{atm}} \right)^{\gamma/5}$	$G = G_r p_{atm} \left(\frac{p}{p_{atm}} \right)^{\gamma/5}$
پارامتر حالت	$\psi = e - e_c$	$I_R = -D_r \ln I_P$
تابع تسلیم	$f = [(s - p\alpha) : (s - p\alpha)]^{\gamma/5} - \sqrt{\gamma/5} p m$	
سطح مرزی	$M_b = M^c \exp(n_b(-\psi))$	$M_b = M^c \exp(n_b I_R)$
سطح اتساع	$M_b = M^c \exp(n_b \psi)$	$M_b = M^c \exp(-n_b I_R)$



شکل ۳. مقایسه نتایج آزمایش استوانه توخالی پیچشی برای مدل‌های DM^0 و $P2Psand$ و نتایج آزمایشگاهی.^[۲۸]

را به آن اختصاص داد. مقدار C_{D_r} نشان‌دهنده زاویه اصطکاک در حالت بحرانی است. C_{D_r} و ضرایب g_0 هستند که در محاسبات حالت الاستیک مورد استفاده قرار می‌گیرند. رابطه ۱ نشان‌دهنده رابطه حالت بحرانی مدل $P2Psand$ است که ضرایب α, λ_c, D_r به عنوان ضرایب ثابت برای محاسبات آن استفاده می‌شوند.

$$D_{rc} = D_{rc^0} + \lambda_c (P_c / P_{atm})^{\xi} \quad (1)$$

مقادیر مربوط به حداقل و حداکثر نسبت تخلخل نیز در این جدول آرائه شده‌اند.

در جدول ۱ مقایسه بین معادلات مدل‌های DM^0 و $P2Psand$ انجام شده است.^[۲۸] در شکل ۳ مقایسه نتایج استفاده از مدل‌های DM^0 و $P2Psand$ برای مدل‌سازی آزمایش استوانه توخالی پیچشی^۵ نشان داده شده است.^[۲۸] همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، نتایج مدل $P2Psand$ نزدیک به نتایج آزمایشگاهی است.

پارامترهای مربوط به این مدل برای خاک نوادا در جدول ۲ آرائه شده‌اند.^[۲۸] با توجه به لایه‌بندی مختلف خاک، می‌توان به راحتی تراکم نسبی مربوط به هر لایه

امواج به مرز و منعکس شدن آن‌ها به داخل محیط در تحلیل، خط‌ایجاد می‌شود. به همین دلیل، محققان معمولاً در دیواره‌ها برای جلوگیری از ایجاد خط‌ایجاد از مرزهای جاذب استفاده می‌کنند. در این تحقیق مرزهای جانبی انتخاب شده از نوع مرز آزاد^۶ هستند. در مطالعه انجام شده توسط Baker، تعداد ۹۱ رکورد مربوط به زلزله‌های حوزه نزدیک که دارای پالس ناشی از جهت‌داری پیش‌روزنه در تاریخچه زمانی سرعت حرکت زمین هستند، معرفی شده‌اند.^[۱۱] در این مطالعه، از یک روش مبتنی بر استفاده از تبدیل Wavelet برای به دست آوردن مقادیر پریود پالس رکوردها (T_p) استفاده شده است. با توجه به فرضیات مسئله که محل اعمال شتابنگ‌کاشت‌ها روی سنگ بستر فرض شده است، تعداد ۴ شتابنگ‌کاشت ثبت شده روی سنگ سخت از میان این ۹۱ رکورد، جهت انجام تحلیل‌ها انتخاب شده‌اند. مشخصات این شتابنگ‌کاشت‌ها در جدول ۵ ارائه شده‌اند. جهت استفاده از این شتابنگ‌کاشت‌ها، هر یک از آن‌ها به شتاب حداکثر $g/350$ مقیاس شده‌اند.

۳.۲. مراحل حل

مراحل کلی حل مسئله به صورت زیر در نظر گرفته شده است: در گام اول، خاک به صورت الاستیک در نظر گرفته شده تا تنش‌های اولیه در مدل ایجاد گردند. این شرایط در دو مرحله اعمال می‌شوند. در مرحله اول خاک به صورت خشک در نظر گرفته می‌شود. همچنین، در این مرحله، مقادیر مقاومتی خاک بسیار زیاد در نظر گرفته می‌شود تا در زمان اعمال جاذبه به مدل به آن شوک وارد نشود. در مرحله بعدی، خاک با مدل موهرکولمب با پارامترهای مقاومتی (چسبندگی و اصطکاک) واقعی تحلیل می‌شود تا تنش‌های اولیه در مدل ایجاد شوند.

در گام دوم، به منظور ایجاد فشار آب حفره‌ای و اضافه کردن اثر آب به مدل، ابتدا یک تحلیل جریان^۷ انجام می‌شود. این تحلیل در حالتی انجام می‌شود که حل مکانیکی غیرفعال است.^۸ در این مرحله مشخصات مربوط به نفوذپذیری و تخلخل اولیه خاک به مدل اعمال می‌شود. در پایان تحلیل جریان، فشار آب به صورت خودکار در تمام مدل محاسبه و اعمال می‌شود. در گام سوم، به منظور اعمال تغییرات تنش موثر ناشی از تغییرات فشار آب انجام خواهد شد. در این مرحله و بر خلاف گام دوم، تحلیل به صورت مکانیکی فعال خواهد بود^۹، در صورتی که حل جریان غیرفعال می‌شود.^{۱۰} پس از انجام این مرحله، تنش‌های موثر در مدل به صورت صحیح محاسبه و اعمال خواهد شد. در گام چهارم، مدل رفتاری به مدل رفتاری P2Psand تغییر می‌ابد. در این مرحله نیز حل به صورت مکانیکی انجام می‌شود. پس از پایان این مرحله، مدل آماده تحلیل دینامیکی است. در گام پنجم، مدل تحت بارهای دینامیکی مختلف تحلیل می‌شود. در این مرحله، ابتدا مرزهای آزاد فعال می‌شوند. بار دینامیکی هر زلزله به صورت نگاشت سرعت به مرزهای اطراف و کف مدل اعمال می‌شود. نفوذپذیری خاک‌ها در حین وقوع زلزله و روانگاری تغییر می‌کند. شهر و همکاران، یک مدل ریاضی برای بیان تغییرات نفوذپذیری خاک در پدیده روانگاری، از شروع لرزش تا پایان زوال اضافه فشار آب حفره‌ای معرفی کردن.^[۱۱] این مدل، نفوذپذیری را بر اساس نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای به تنش قائم موثر اولیه ($Ru = \Delta u/\sigma_0$) بیان می‌کند. در این مدل فرض می‌شود که با شروع لرزش و تا رسیدن به مقدار ۱، $Ru =$ نفوذپذیری افزایش یافته و تا هنگامی که $Ru = 1$ باشد، نفوذپذیری ثابت می‌ماند و با آغاز زوال اضافه فشار آب حفره‌ای، کاهش نفوذپذیری نیز کاهش می‌ابد. در هنگام تحلیل مدل، تغییرات نفوذپذیری طبق مدل شهر و همکاران در نظر گرفته شده است.^[۱۲] میرایی اعمال شده به خاک به صورت میرایی رایایی در نظر گرفته شده است و

جدول ۲. مشخصات مربوط به پارامترهای مدل رفتاری.^[۱۳]

پارامتر		
مقدار	نشانه	عملکرد
۳۰/۱	φ_{cs}	زاویه اصطکاک بحرانی
۱۵°	g_0	پارامترهای الاستیک
۱/۶۲	C_{Dr}	پارامترهای حالت بحرانی
۰/۱۸	D_r	
۰/۰۵۷	λ_c	حداکثر نسبت تخلخل
۰/۲۷	ξ	حداکثر نسبت تخلخل
۰/۵۱	e_{min}	
۰/۸۸۷	e_{max}	

جدول ۳. مشخصات ماسه نواحی برای تحلیل عددی.^[۱۴]

پارامتر		ماسه نواحی
$Dr = ۸۰$	$Dr = ۳۵$	
$۳/۷ \times ۱۰^{-۵}$	$۷/۰۵ \times ۱۰^{-۵}$	نفوذپذیری (m/s)
۱۹/۱۹	۱۹/۱۱	وزن مخصوص اشبع
۰/۵۹۴	۰/۷۴۳	نسبت تخلخل (e)

جدول ۴. مشخصات مربوط به فولاد.

پارامتر	جرم مخصوص	مدل کشسانی	ضریب پواسون
(GPa)	(kg/m³)		
۰/۳	۲۰۰		۷۸۵۰
		مقدار	

در جدول ۳ اطلاعات مربوط به پارامترهای نفوذپذیری و وزن مخصوص خاک برای لایه‌بندی مختلف خاک ارائه شده است. این اطلاعات بر اساس تراکم نسبی ۳۵ درصد و ۸۰ درصد مطابق با لایه‌بندی در نظر گرفته شده در مدل‌سازی ارائه شده‌اند. شمع از جنس فولاد در نظر گرفته شده است. مشخصات مربوط به فولاد در نظر گرفته شده در جدول ۴ ارائه شده است. لازم به ذکر است که رفتار فولاد به صورت الاستیک فرض می‌شود.

اندرکنش میان شمع و خاک با المان‌های تماسی در نظر گرفته شده است. در این نوع تماس، زمانی که سطح در تماس با یکدیگر قرار می‌گیرند، هر گونه فشار تماسی میان آن‌ها منتقل می‌شود. در مدل‌سازی امکان جداسازی بین خاک و شمع در نظر گرفته شده است. اگر این فشار تماسی به صفر برسد، سطوح از یکدیگر جدا می‌شوند. در واقعیت زمانی که شمع تحت بارگذاری جانبی قرار می‌گیرد، ممکن است میان شمع و خاک فاصله ایجاد شود. اگر جهت بارگذاری جانبی معکوس شود، تا زمانی که درزیین شمع و خاک پر نشده باشد، نیرویی از طرف خاک به شمع وارد نخواهد شد.

۲.۲. شرایط مرزی و بارگذاری

در مدل‌سازی، کف مدل به عنوان سطح سنگ بستر در نظر گرفته شده است و در سه جهت x ، y و z محدود می‌شود (درجات آزادی بسته می‌شوند). همچنین، مرزهای جانبی نیز در جهت عمود بر آن محدود می‌شوند. در تحلیل دینامیکی در صورت مقید کردن مرزهای جانبی، به دلیل انتشار امواج زلزله در محیط خاک، با برخورد

جدول ۵. شتابنگاشتهای انتخاب شده. [۱۴]

ردیف	زلزله	Tp(s)	PGV (cm/s)
۱	Coyote Lake(Gilroy Array #6)	۱/۲	۵۱/۵
۲	Northridge-۰ ۱ (Pacoima Dam (downstream))	۰/۵	۵۰/۴
۳	Northridge-۰ ۱ (Pacoima Dam (upper left))	۰/۹	۱۰۷/۱
۴	Kocaeli, Turkey (Gebze)	۵/۹	۵۲

تطابق خوبی میان نتایج مدل‌سازی عددی و نتایج آزمایش سانتریفیوژ وجود دارد.

فرض بر آن است که نسبت میرایی در زمان تناوب سیستم خاک - شمع و زمان تناوب خاک برابر با $0/05$ باشند. هر یک از تحلیل‌ها با یک کامپیوتر با پردازش‌گر شش هسته‌ای نسل ۱۰ و ۱۶ گیگابایت رم، بین 70 تا 140 ساعت به طول می‌انجامد.

۳. تحلیل نتایج

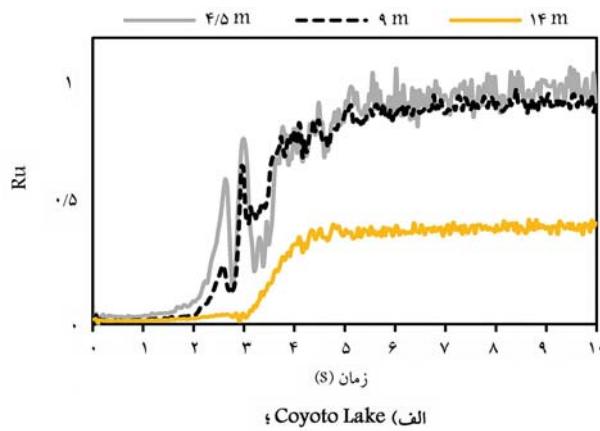
بس از ارائه توضیحات مربوط به فرضیات و نحوی مدل‌سازی، نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها نشان داده خواهد شد. در ابتدا نتایج مربوط به تحلیل رفتار خاک و سپس نتایج مربوط به تحلیل رفتار شمع ارائه می‌شود. با توجه به محدودیت تعداد صفحات، امکان اضافه کردن تمامی نمودارها میسر نبوده و در هر بخش تعداد کافی از نمودارها ارائه شده است.

۳.۱. تحلیل رفتار خاک

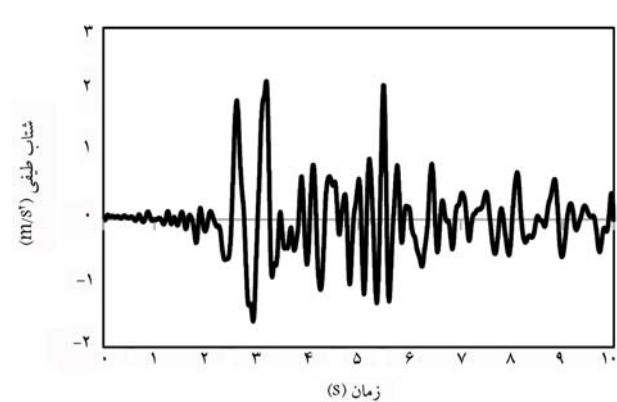
در این بخش، رفتار مربوط به خاک در مدل عددی بررسی شده است. شکل ۶

۴.۲. نتایج صحبت سنجی

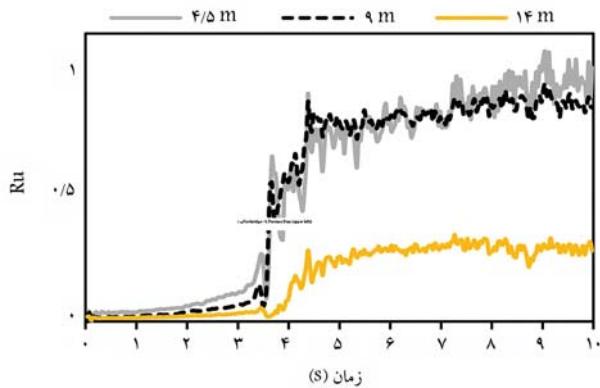
جهت صحبت‌سنجی مدل‌سازی، از نتایج آزمایش سانتریفیوژ شماره‌ی یک پروژه VELACS، که توسط ویلسون^[۲۶] صورت گرفته، استفاده شده است. نگاشت شتاب زلزله کوبه، با مقیاس $0/22g$ (شکل ۴)، به عنوان تحریک ورودی به مدل اعمال می‌شود. مقادیر مربوط به تاریخچه زمانی ضریب اضافه نشار آب (حفره‌ای) ($Ru = \Delta u/\sigma_0$) در عمق $4/5$ متر از سطح زمین در مدل‌سازی عددی، با نتایج به دست آمده از آزمایش سانتریفیوژ مقایسه شد. همان‌طور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود،



الف) Coyote Lake

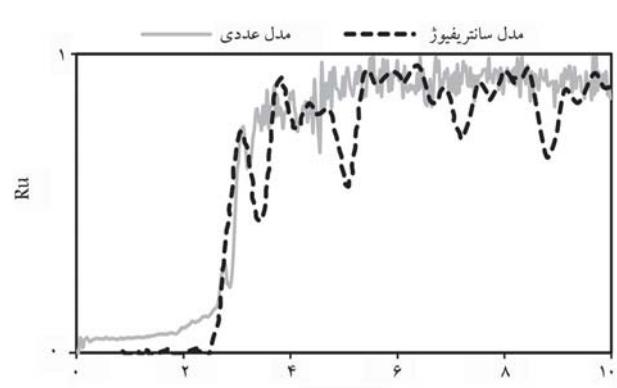


شکل ۴. نگاشت شتاب زلزله کوبه (۱۹۹۵).

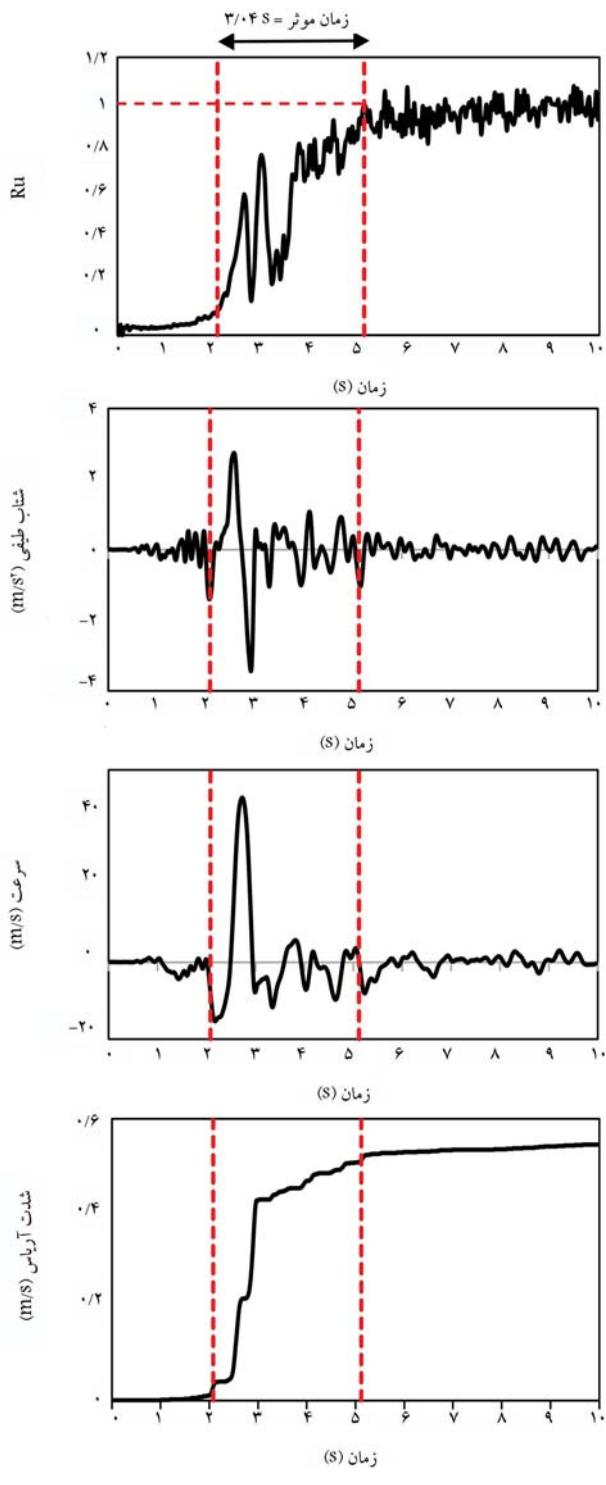


ب) Northridge-۰۱ (PaCoima Dam upper left)

شکل ۶. مقادیر ضریب فشار آب حفره‌ای (Ru) تحت اثر زلزله‌ها.



شکل ۵. مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و مدل سانتریفیوژ انجام شده توسط ویلسون^[۲۶].



شکل ۷. مقایسه تاریخچه زمانی مقادیر Ru , شتاب، سرعت و شدت آریاس تحت اثر زلزله Coyote Lake

ذرات و تنش برشی در این جهت را می‌توان به ترتیب به صورت معادلات ۲ و ۳ محاسبه کرد:

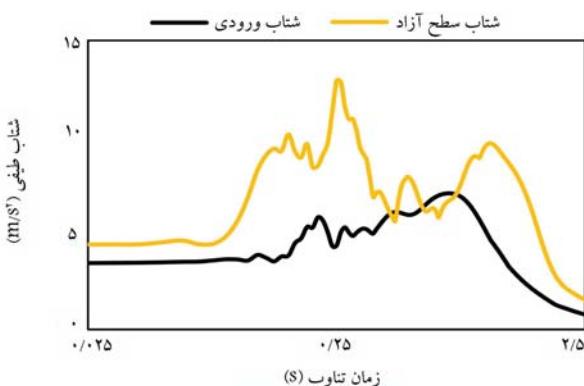
$$v_s = \frac{dw}{dt} = \frac{\varepsilon_{xz} dz}{dt} = \frac{\sigma_{xz}}{G} \frac{C_s dt}{dt} = \frac{\sigma_{xz}}{G} C_s = \frac{\sigma_{xz}}{\rho C_s} C_s = \frac{\sigma_{xz}}{\rho} \quad (2)$$

نشان دهنده تاریخچه زمانی ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای ($Ru = \Delta u / \sigma'_s$) (Pacoima Lake (upper left) and Northridge Dam (lower right)) در اعمق مختلف برای زلزله‌های (الف) Coyote Lake و (ب) Northridge Dam است. این نمودارها برای مقادیر Ru در اعمق $4/5$ و $9/4$ متر رسم شده است. عمق $9/4$ متر نشان دهنده موقعیت مرز موقعیت وسط لایه روانگر (لایه بالایی) و عمق $9/4$ متر موقعیت وسط لایه دولایه روانگر و غیرروانگر است. همچنین، عمق $9/4$ متر موقعیت وسط لایه غیرروانگر (لایه پایینی) را نشان می‌دهد. در این نمودارها نزدیک شدن مقادیر Ru به مقادیر یک، نشان دهنده وقوع روانگرایی است. همانطور که مشاهده می‌شود، به طور کلی با افزایش عمق، ضریب Ru کاهش می‌یابد. این اتفاق به دلیل افزایش تنش موثر اولیه با افزایش عمق است که باعث می‌شود مقامت در برابر روانگرایی بیشتر باشد. همان‌طور که در شکل ۶ نشان داده شده است، در اعمق $9/4$ و $4/5$ متر روانگرایی به وقوع پیوسته است، اما در عمق $9/4$ متر ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای مقادیر کمتر از یک دارد و در نتیجه در این لایه روانگرایی ایجاد نشده است. این نتیجه نشان دهنده کارایی مناسب پیش‌معنی است. به بیان دیگر، اگر تمامی طول شمع در لایه خاک بالایی قرار می‌گرفت، قطعاً شمع کارایی مناسب نداشت. اما قرار گرفتن نوک شمع در لایه زیرین، می‌تواند موجب کارایی مناسب شمع شود. البته باید تمامی عوامل موثر بررسی گردد.

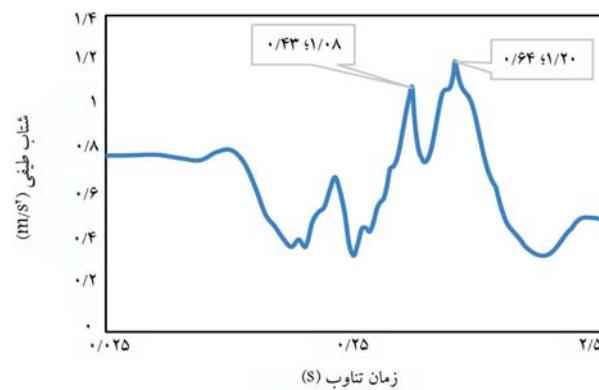
همچنین، در شکل ۶ می‌توان مشاهده کرد که حرکت پالس‌گونه زلزله‌های حوزه نزدیک، که پیش‌تر به آن اشاره شد، در روند تغییر Ru موثر است. به عبارت دیگر می‌توان این نکته را ذکر کرد که اعمال پالس موجود در رکورد زلزله‌های حوزه نزدیک در مدل موجب شده است تا در مدت زمان اعمال آن (که زمان کوتاهی است)، ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای افزایش یافته و روانگرایی در لایه بالایی ایجاد شود. به همین دلیل، با توجه به مدت زمان اعمال این پالس‌ها، می‌توان رفتارهای متفاوت و با شدت‌های متفاوت را مشاهده کرد.

از آنجایی که تفاوت اصلی بین حرکات زمین نزدیک به گسل و دور از گسل در تاریخچه زمانی سرعت مشخص شده است، بررسی این پارامتر می‌تواند برای بررسی بهتر مسئله مفید باشد. مطالعات محققان نیز اهمیت بررسی اثر حداکثر سرعت ذره را بر رفتار غیرخطی نشان داده‌اند.^[۲۳] آن‌ها از این پارامتر برای محاسبه توزیع فاکتور کرش افکی برای شهر صوفیه استفاده کردند تا مدلی را توسعه دهند که می‌تواند گسیختگی زمین، ارزیابی حساسیت روانگرایی و تغییر شکل غیرخطی خاک در نزدیکی این شهر را پیش‌بینی کند.

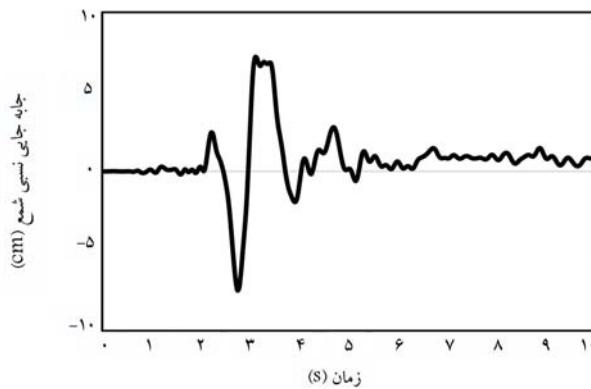
تاریخچه زمانی ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای به دست آمده با تحلیل غیرخطی تحت اثر زلزله Coyote Lake در شکل ۷ ارائه شده است. بزرگترین مقدار ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای زمانی ایجاد شده است که پالس ابتدایی به مدل اعمال شده است. این اثر به دلیل وجود پالس‌های سرعت با دامنه بالا در نگاشتهای نزدیک به گسل است که باعث اعمال انرژی ناگهانی در مدت زمان کوتاه می‌شود. مدت زمان موثر^[۱۱] و تغییرات کل انرژی ورودی برای هر رکورد نیز در شکل ۷ نشان داده شده‌اند. مدت زمان موثر برای یک حرکت زمین به عنوان طول فاصله زمانی بین انباشت ۵ و ۹۵ درصد انرژی حرکت زمین تعریف می‌شود. انرژی حرکت زمین با شدت آریاس^[۱۲] تعریف می‌شود.^[۲۴] همچنین، می‌توان از شکل ۷ استنباط کرد که بزرگی انرژی ورودی یا اوج شتاب زمین به تنهایی معیار کاملی برای شدت حرکت زمین نمی‌باشد. به منظور تفسیر نتایج شکل ۷، در نظر گرفتن تعریف تحریک ورودی اهمیت دارد. برای حالت دو بعدی امواج برشی که در صفحه x-y منتشر می‌شوند، جایه‌جایی تنها در جهت افقی در صفحه x-z رخ می‌دهد. سرعت



شکل ۸. طیف پاسخ شبیه شتاب متناظر با رکورد Coyote Lake اعمال شده در محل سنگ بستر (شتاب ورودی) و طیف پاسخ شتاب ثبت شده در سطح زمین شتاب سطح آزاد.



شکل ۹. بررسی تغییرات زمان تناوب اصلی لایه خاک تحت اثر رکورد Coyote Lake.



شکل ۱۰. تاریخچه زمانی تغییرمکان افقی نسبی شمع را برای زلزله‌ی Coyote Lake.

$$\sigma_{xz} = 2\rho C_s v_s \quad (3)$$

که در آن w جابه‌جایی افقی در جهت z ، ε_{xz} کرنش برشی، σ_{xz} تنش برشی اعمال شده، ρ چگالی، G مدول برشی، C_s سرعت موج برشی و v_s تاریخچه زمانی سرعت ورودی هستند.

باید توجه داشت که اگرچه مفاهیم معادله ۲ و ۳ از نظر تئوری تنها برای رفتار خطی صحیح هستند، آن‌ها به صورت تجربی مشاهده شده‌اند تا نمایی بهتر در مورد رفتار غیرخطی مانند روانگرایی ارائه دهند.^[۲۲] بر اساس معادله ۳، یک رکورد سرعت را می‌توان به رکورد تنش تبدیل کرد و به یک مرز آرام اعمال کرد. این معادله نشان می‌دهد که تاریخچه زمانی تنش برشی ورودی، رابطه مستقیمی با سرعت دارد و رابطه مستقیمی با شتاب یا جابه‌جایی ندارد. این پدیده یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های کلیدی حرکات زمین نزدیک به گسل است که جابه‌جایی غیرالاستیک بزرگتری نسبت به حرکات دور از گسل ایجاد می‌کند. یکی دیگر از تفاوت‌هایی که معمولاً میان زلزله‌های حوزه نزدیک و دور وجود دارد، اختلاف در نسبت بیشینه سرعت زمین^[۲۳] به بیشینه شتاب زمین^[۲۴] (PGV/PGA) است. معمولاً این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک بزرگتر از حوزه دور است و مقدار آن اثر پدیده جهت داری را در نگاشت نشان می‌دهد. به‌طور کلی، این ویژگی منجر به سطح تنش برشی بیشتر می‌شود. این امر باعث می‌شود تا رفتار مصالح به سطح تسليم برسد. در این شرایط، مصالح ممکن است دچار تغییر شکل پلاستیک شوند.^[۲۵] همچنین، بیشینه سرعت زمین (PGV) یک پارامتر مفیدتر از بیشینه شتاب زمین (PGA) برای توصیف شاخص شدت حرکت زمین است. دلیل این رفتار آن است که سرعت نسبت به اجزای فرکانس‌های بالاتر حرکت زمین، حساسیت کمتری دارد. بنابراین، PGV باید در توصیف پتانسیل آسیب‌رسان حرکت زمین مفیدتر از PGA باشد.^[۲۶] در شکل ۷ مقایسه‌ی تاریخچه زمانی مقادیر Ru ، شتاب، سرعت و شدت آریاس تحت اثر زلزله Coyote Lake نشان داده شده است. مدت زمان موثر زلزله برای ۰/۳ ثانیه (۳/۰ ثانیه) روی نمودار مشخص شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدت زمان اعمال پالس (مدت زمان موثر)، ضربی اضافه فشار آب حفره‌ای (Ru) حدود ۹۰ درصد افزایش یافته و خاک به روانگرایی ($Ru = 1$) رسیده است. مشاهده این رفتار، اهمیت بررسی اثر پالس رکورد زلزله‌های حوزه نزدیک را بیش از پیش نشان می‌دهد. این رفتار در تمامی زلزله‌های مورد بررسی مشاهده می‌شود. عبور امواج از خاک سیستم موجب بزرگ‌نمایی آن‌ها می‌شود. شکل ۸ طیف‌های پاسخ شبیه شتاب متناظر با رکورد Coyote Lake اعمال شده در محل سنگ بستر و پاسخ شتاب ثبت شده در سطح زمین را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با عبور امواج زلزله از خاک، زمان تناوب غالب خاک تغییر کرده و همچنین محدوده وسیع‌تری از زمان تناوب تحت تأثیر قرار گرفته است. جهت بررسی تغییرات زمان تناوب اصلی لایه خاک در اثر اعمال یک رکورد زلزله مشخص، می‌توان در هر زمان تناوب نسبت دامنه طیف پاسخ شبیه شتاب مربوط به شتاب به دست آمده در سطح زمین به دامنه طیف پاسخ شبیه شتاب رکورد اعمال شده در محل سنگ بستر را به دست آورد. از رسم مقدار این نسبت در برابر زمان تناوب، نموداری به دست می‌آید که زمان تناوب های متضاد را قله‌های آن بیانگر نموده است. شکل ۹ این نمودار را برای رکورد Coyote Lake در اثر اعمال زلزله می‌باشد. در این شکل زمان تناوب متناظر با بلندترین قله بیانگر زمان تناوب لایه خاک در حالت تقریباً خطی و زمان تناوب های بزرگ‌تر متناظر با قله‌های بعدی بیانگر افزایش زمان تناوب لایه خاک در اثر تغییر شکل‌های غیرخطی می‌باشد. این رفتار در سایر زلزله‌های حوزه نزدیک نیز دیده می‌شود.

۲. تحلیل رفتار شمع

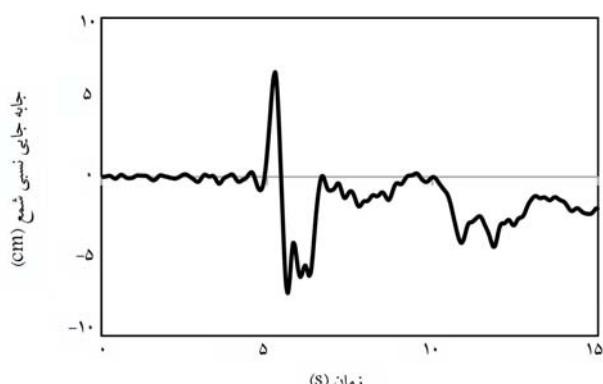
شکل‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ به ترتیب تاریخچه زمانی تغییرمکان افقی نسبی شمع را برای زلزله‌ی Coyote Lake (upper)، Coyote Lake Dam (lower)، Northridge (Pacoima Dam (upper) و Gebze (left)) و Kocaeli, Turkey نشان می‌دهد. مقادیر نشان داده شده در نمودار، از تفاضل تغییرمکان افقی نوک و سر شمع به دست آمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، به دلیل وجود پالس سرعت در زلزله‌های حوزه نزدیک، یک تغییر مکان پالس‌گونه در شمع اعمال می‌شود. همچنین، بیشینه جابه‌جایی

ایجاد شده نیز در زمان اعمال پالس بوده است. رفتار شمع به صورت الاستیک درنظر گرفته شده است. اما مشاهده می‌شود که در انتهای تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی شمع تحت اثر زلزله‌های متفاوت، یک تغییر مکان ماندگار ایجاد شده است. می‌توان گفت این تغییر مکان‌ها به دلیل فشار جانبی ناشی از تغییر شکل‌های خاک اطراف شمع هستند.

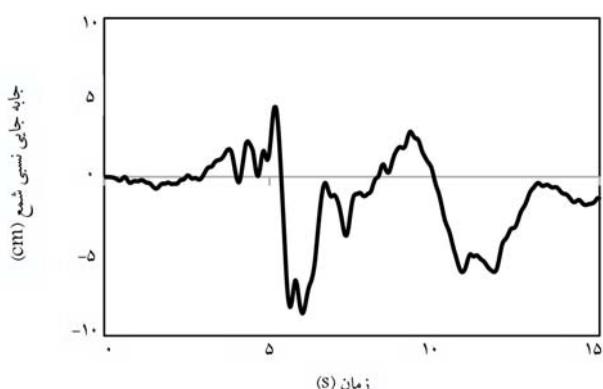
۴. نتیجه‌گیری

به منظور بررسی اثر زلزله‌های حوزه نزدیک بر روی پاسخ شمع - ماسه روانگرا، مدل‌سازی خاک و شمع در نرم‌افزار 3D FLAC انجام شد. این مدل به صورت دو لایه خاک در نظر گرفته شد که لایه بالایی با تراکم کم (شل) و لایه پایینی به صورت متراکم هستند. مدل تحت اثر چهار شتابنگاشت حوزه نزدیک که روی سنگ بستر ثبت شده‌اند، قرار گرفت. برای مدل‌سازی رفتار ماسه اشباع با مدل رفتاری P2Psand مدل‌سازی شد. این مدل، اصلاح شده مدل دافالیاس - منظری است. نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها به صورت زیر ارائه می‌شوند:

- در بازه زمانی اعمال پالس موجود در رکورد زلزله‌های حوزه نزدیک، ضریب فشار آب حفره‌ای افزایش یافته و روانگرایی در لایه‌ی خاک بالایی ایجاد شده است. این افزایش حدود ۹۰ درصد بوده و خاک به روانگرایی کامل رسیده است.
- با افزایش عمق، ضریب Ru کاهش می‌یابد که نشان دهنده مقاومت بیشتر در مقابل روانگرایی است.
- وجود پالس سرعت در زلزله‌های حوزه نزدیک عامل اصلی بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی در مدت اعمال پالس است.



شکل ۱۱. تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی نسبی شمع را برای زلزله‌ی ۱۰ (Pacoima Dam (upper left)) Northridge-



شکل ۱۲. تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی نسبی شمع را برای زلزله‌ی ۱۰ (Gebze) Turkey

پانوشت‌ها

1. Flow Liquefaction
2. Cyclic Softening
3. Directivity
4. Fling Step
5. Undrained Hollow Cylinder Cyclic Torsional Test
6. Free Field
7. Model Fluid Active ON
8. Model Mechanical Active OFF
9. Model Mechanical Active ON
10. Model Fluid Active Off
11. Significant Duration
12. Arias Intensity
13. Peak Ground Velocity (PGV)
14. Peak Ground Acceleration (PGA)

منابع (References)

1. Japanese Road Association (JRA), 1996. Specification for Highway Bridges. Part V, Seismic Design. Tokyo, Japan.

7. Knappett, J. and Madabhushi, S., 2009. Seismic bearing capacity of piles in liquefiable soils. *Soils and Foundations*, 49(4), pp.525-535. <https://doi.org/10.3208/sandf.49.525>.
8. Zhang, X., Tang, L., Ling, X. and Chan, A., 2020. Critical buckling load of pile in liquefied soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 135, p.106197. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106197>.
9. Motamed, R., Towhata, I., Honda, T., Tabata, K. and Abe, A., 2013. Pile group response to liquefaction-induced lateral spreading: E-Defense large shake table test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 51, pp.35-46. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.04.007>.
10. Zhanfang, H., Xiaohong, B., Chao, Y. and Yanping, W., 2020. Vertical bearing capacity of a pile-liquefiable sandy soil foundation under horizontal seismic force. *PloS One*, 15(3), p.e0229532. <http://dx.doi.org/10.1371/journal.pone.0229532>.
11. Chen, Y., Zhang, Z. and Liu, H., 2017. Study of the seismic performance of hybrid A-frame micropile/MSE (mechanically stabilized earth) wall. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 16(2), pp.275-295. https://ui.adsabs.harvard.edu/link_gateway/2017EEEV16..275C/doi:10.1007/s11803-017-0382-0.
12. Galandarzadeh, A. and Ahmadi, A., 2012. Effects of anisotropic consolidation and stress reversal on the liquefaction resistance of sands and silty sands. *Geotech Eng J SEAGS AGSSEA*, 43(2), pp.33-39.
13. Mo, T., Wu, Q., Li, D.Q. and Du, W., 2022. Influence of ground motion characteristics (velocity pulse and duration) on the pile responses in liquefiable soil deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 159, p.107330. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107330>.
14. Baker, J.W., 2007. Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5), pp.1486-1501. <https://doi.org/10.1785/0120060255>.
15. Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C., 2001. Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(12), pp.1769-1789. <https://doi.org/10.1002/eqe.92>.
16. Kalkan, E. and Kunnnath, S.K., 2006. Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings. *Earthquake Spectra*, 22(2), pp.367-390. <https://doi.org/10.1193/1.2192560>.
17. UBC, U.B.C., 1997. Uniform building code. In Int. Conf. Building Officials.
18. Tothong, P. and Cornell, C.A., 2008. Structural performance assessment under near-source pulse-like ground motions using advanced ground motion intensity measures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(7), pp.1013-1037. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.792>.
19. Pant, D.R. and Maharjan, M., 2016. On selection and scaling of ground motions for analysis of seismically isolated structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(4), pp.633-648. https://ui.adsabs.harvard.edu/link_gateway/2016EEEV15..633P/doi:10.1007/s11803-016-0354-9.
20. Jalali, R.S. and Tokmechi, Z., 2016. A note on the surface motion of a semi-cylindrical canyon for incident cylindrical SH waves radiated by a finite fault. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(3), pp.445-455. https://ui.adsabs.harvard.edu/link_gateway/2016EEEV15..445J/doi:10.1007/s11803-016-0335-z.
21. Abbasi Karafshani, S., Ardakani, A. and Yakhchalian, M., 2017. An investigation on the effect of near-field pulse-like ground motions on the seismic response of a soil-pile-structure system. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 33(2), pp.115-125. <https://doi.org/10.24200/j30.2017.4545>.
22. Davoodi, M., Jafari, M. and Hadiani, N., 2013. Seismic response of embankment dams under near-fault and far-field ground motion excitation. *Engineering Geology*, 158, pp.66-76. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.02.008>.
23. Saeedi, M., Dehestani, M., Shooshpasha, I., Ghasemi, G. and Saeedi, B., 2018. Numerical analysis of pile-soil system under seismic liquefaction. *Engineering Failure Analysis*, 94, pp.96-108. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.07.031>.
24. Rajeswari, J. and Sarkar, R., 2020. Estimation of transient forces in single pile embedded in liquefiable soil. *International Journal of Geomechanics*, 20(9), p.06020023. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001788](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001788).
25. Itasca, F.D., 2021. Fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions, Version 7.0. Minneapolis, Minnesota, Itasca Consulting Group, 438.
26. Wilson, D.W., 1998. Soil-Pile-Superstructure Interaction in Liquefying Sand and Soft Clay. Ed: Citeseer.
27. WILSON, D., 1998. Soil-pile-Superstructure Interaction In Liquefying Sand and Soft Clay. University of California Davis, Report, pp. UCD/CGM-98/04.
28. Cheng, Z. and Detournay, C., 2021. Formulation, validation and application of a practice-oriented two-surface plasticity sand model. *Computers and Geotechnics*, 132, p.103984. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103984>.
29. Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T., 2004. Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), pp.622-634. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2004\)130:6\(622\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(622)).
30. Arulmoli, K., 1992. VELACS: verification of liquefaction analyses by centrifuge studies, laboratory testing program. Soil Data Report. <http://dx.doi.org/10.13140/2.1.3740.8320>.
31. Haldar, S. and Babu, G.S., 2010. Failure mechanisms of pile foundations in liquefiable soil: Parametric study. *International Journal of Geomechanics*, 10(2), pp.74-84. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2010\)10:2\(74\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2010)10:2(74)).
32. Shahir, H., Pak, A., Taiebat, M. and Jeremić, B., 2012. Evaluation of variation of permeability in liquefiable soil under earthquake loading. *Computers and Geotechnics*, 40, pp.74-88. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.10.003>.

33. Paskaleva, I., Panza, G., Vaccari, F. and Ivanov, P., 2004. Deterministic modelling for microzonation of Sofia-an expected earthquake scenario. *Acta Geodaetica et Geophysica Hungarica*, 39(2), pp.275-295. <https://doi.org/10.1556/ageod.39.2004.2-3.10>.
34. Trifunac, M.D. and Brady, A.G., 1975. A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), pp.581-626. <https://doi.org/10.1785/BSSA065003058>.
35. Moustafa, A. and Takewaki, I., 2010. Deterministic and probabilistic representation of near-field pulse-like ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(5), pp.412-422. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.12.013>.
36. Panza, G.F., La Mura, C., Romanelli, F., and Vaccari, F. 2021. Earthquakes, Strong-Ground Motion. In *Encyclopedia of Solid Earth Geophysics*: Springer, 2021, pp.1-9.

* 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 (تامی معادلات، علام ریاضی، رابطه ها الزاما فقط در محیط MathType ارائه شود) و منضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنمای سایت مجله http://journal.sharif.ir به دفتر مجله ارسال شود.

* ضمن معرفی نویسنده مسؤول مقاله، نشانی رایانه سازمانی کلیه نویسندها قید شود.

* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندها و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندها، نشانی پست الکترونیک ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه و چکیده انگلیسی بین ۸۰۰ تا ۱۰۰۰ کلمه با قلم Times ارائه شود.

* سایر اجزای اصلی مقاله، نظری مقدمه، عنوان بخش های اصلی، زیربخش ها و نتیجه گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله بین ۷ - ۱۵ صفحه - با احتساب شکل و نمودار - باشد.

* کلیه عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

نکته: از آنجا که مطالب مجله در ستون های ۸/۵ سانتی متری آراسته می شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی متر با خصامت کادر ۸px و خط نمودار ۶px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با 600 Resolution با پسوند Tif یا JPG است.

* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متدال فارسی می باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه های لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

یادآوری مهم و ضروری: با توجه به یکسان سازی شکل های کلیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کاترور (فشار، سرعت، تنش و...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

* کلیه متابع مورد استفاده، شماره بندی (از شماره یک و به طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه متابع مورد استفاده به زبان و با فرمت Harvard با توجه به مثال های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتهای واژه هی [In Persian] داخل برآکت قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples: Journals:

Mashaly E., El-Heweity M., Abou-Elfath H. and et al., 2011. Behavior of four-bolt extended end-plate connection subjected to lateral loading. *Alexandria Engineering Journal*, 50(1), pp.79-90. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2011.01.011>.

Journals:

Sabzevari, S. and Shahabian, F., 2018. Optimum selection of corrugated sandwich panels shape and materials subjected to blast loading. *J. of Structural and Construction Engineering*, 5.2(17), pp.39-52 [In Persian]. DOI:10.22065/jscse.2018.126299.1531.

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G., 1990. The preforation of circular plate with four sided pyramidal - headed square-section punches. *Int. J. of Mech. Sci.*, 20(3), pp.801-820.

Book:

Hindmarsh, J., 1975. *The Electrical-Circuit Viewpoint*, In Electrical Machines and their Applications, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp.57-130, Pergamon Press, Oxford, UK.

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).

راهنمای نگارش مقالات مجله‌ی علمی و پژوهشی

التریف

مجله‌ی علمی «التریف»، 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 اعترافی سلطع دانش نظری و علمی آنان و نیز نهادی 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؛
۲. مقاله‌های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می‌رسند.

۳. مقالات مبتنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفت، دارای یکی از مشخصات زیر:

- ۱.۲. با تدقیق و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به تابع تازه‌ی دست یافته باشند.
- ۲.۱. به اختصار و در زمینه‌های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.
- ۲.۲. به تابع تازه‌ی دست یافته باشند.
- ۳.۱. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار بر جسته‌ی علمی و فنی باشند.

and studied. Dynamic analyses are conducted for the soil-pile system under the excitations of four selected ground-motion suites that were recorded on the rock. The results show that near-field velocity pulses have a considerable effect on the behavior of the system and cause sudden large displacement demands on the piles

and soil. The pulse in the record of near-field ground motion has caused the pore water pressure coefficient (R_u) to increase and liquefaction in the upper soil layer.

Key Words: Liquefaction, FLAC 3D, seismic response, soil-pile interaction, pulse-like ground motion.

POLYMER AND REINFORCED WITH TIRE THREAD WASTE FIBERS

A.R. Khalili

alirezakhalili@edu.ikiu.ac.ir

M. Hassanlourad (corresponding author)

hassanlou@eng.ikiu.ac.ir

A.R. Ardakani

a.ardakani@eng.ikiu.ac.ir

Faculty of Technical and Engineering

Imam Khomeini International University

DOI:10.24200/J30.2023.61814.3197

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 123-136, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 12 February 2023; received in revised form 9 April 2023; accepted 17 April 2023.

Abstract

Improving the soil shear resistance of problematic soils is always one of the challenges for civil engineers. Uniform and incompressible sands are one of these soils. Nowadays, focusing on environmental issues, economic issues, and the reuse of waste materials in civil engineering and choosing soil remediation methods is very necessary. In this article, the shear behavior of Neka sand with uniform granulation, which is stabilized using a polymer liquid called PAYTEX NL25 (with low environmental consequences) and reinforced with the waste fibers of tire thread, is investigated by conducting a series of Consolidated Undrained (CU) Triaxial Test. The percentage of polymer liquid was zero, 1, 2, 3, and 4 percent by weight, and fiber was added to it by 2 percent of dry soil weight. Triaxial tests were performed under confining pressures of 100, 200, and 400 kPa. The samples were made at the maximum density and optimum moisture obtained from the standard proctor compaction test and were cured at 23 degrees Celsius for up to 270 days. In general, the results of the tests showed that the aforementioned polymer liquid has a good potential to stabilize granular soils, and as a result of stabilization, the resistance parameters and hardness of the soil are improved several times. So, adding 4% polymer to sandy soil increases its cohesion from nearly zero up to 1350 kPa for the sample without fiber and 900 kPa for the fiber-reinforced sample. However, the behavior of the stabilized samples is brittle, and they generally break at strains less than 3 percent and undergo a lot of softening after the breaking point. The presence of fibers slightly increases the breaking point strain but significantly makes the behavior of the sample more flexible after the breaking point and prevents the rapid drop in shear strength. Although the presence of fibers reduces the stiffness of the stabilized sample, the reinforced stabilized sample is still much harder and more resistant than the empty sand.

Key Words: Waste fibers of tire, uniform neka sand, PAYTEX NL25 polymer, Consolidated Undrained (CU) triaxial test.

NUMERICAL STUDY OF THE LIQUEFIAZABLE SAND-PILE BEHAVIOR UNDER THE EFFECT OF NEAR-FIELD GROUND MOTIONS

S. Abbasi Karafshani

abbasi.civil@yahoo.com

R. Pourhosseini Ardakani (corresponding author)

r_pourhoseini@yazd.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Yazd University

DOI:10.24200/J30.2023.61572.3186

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 137-146, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 31 December 2022; received in revised form 18 April 2023; accepted 30 April 2023.

Abstract

Three-dimensional analyses are conducted to study the effects of ground motion and the presence of velocity pulse on the pile responses in liquefiable soils. Liquefaction of soils is an important issue in geotechnical engineering. Soil liquefaction occurs when saturated or partially saturated soil substantially loses strength and stiffness in response to applied stress, such as shaking during an earthquake or other sudden changes in stress conditions. The forward directivity effect, which includes a large velocity pulse at the beginning of the velocity time history of the ground motion and contains most of the seismic energy from the rupture, is the most damaging phenomenon observed in near-field ground motions. To investigate the effect of near-field ground motions on the seismic response of a soil-pile system, a three-dimensional model consisting of the two-layered soil and the pile is constructed. Modeling is conducted by using the FLAC 3D software. The P2PSand model is applied for the modeling of sandy soil. P2PSand model refers to a Practical TWO-surface Plastic SAND constitutive model for general 3D geotechnical earthquake engineering applications aimed at capturing essential soil dynamic characteristics. The model is a modified extension of the fabric-dilatancy-related sand plasticity DM04 model developed by Dafalias and Manzari. The Dafalias-Manzari two-surface model (DM04) is a critical-state compatible and state parameter-related plasticity model developed in the framework of Bounding Surface theory, which has been widely implemented

ous construction costs. This study aims to explore the function of quorum sensing, a mechanism of intra-species communication that serves as the central regulatory system in the formation and concurrent response to environmental changes. The algorithmic design features of the system's constituent units were also examined. During the assembly process, extracellular matrices act as the milieu in which individual cells interact with one another and the desired environment as constructed building blocks. This allows for parallel assembly and error correction at a general level, both automatically, and has significant implications for the field. The proposed model uses a two-level control system (micro-macro) to ensure that the interactions among the components, on the one hand, and between the components and their environment, on the other hand, are in line with the objectives of the plan and the balance of the whole system. This two-level approach primarily follows a bottom-up process at the scale of the interaction of its constituent particles and subsequently utilizes a top-down process during the overall regulation of the system through the extracellular matrix. Ultimately, the simulation results obtained using Grasshopper3d software were shown in three scales: small (chair), medium (shelter), and large. This approach has been demonstrated to be effective in previous research and offers a promising framework for further investigation in this field. This research can take essential steps in developing simulator machines to build a construction self-assembly system based on sequential configurations and numbers.

Key Words: Adaptive ecologies, self-assembly, living architecture, diffusion limited aggregation, reversible fabrication.

RELIABILITY EVALUATION OF STOCHASTIC SUBSPACE IDENTIFICATION AND FREQUENCY DOMAIN DECOMPOSITION METHODS IN ESTIMATING MODAL PARAMETERS OF A STRUCTURE EXCITED BY THE EARTHQUAKE

E. Shemshaki(corresponding author)

elmira.shemshaki@yahoo.com

H. Karegar

h.karegar@lecturer.usc.ac.ir

A. Nikkhoo

nikkhoo@usc.ac.ir

Faculty of Civil Engineerin

University of Science and Culture

DOI:10.24200/J30.2023.61746.3195

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 111-121, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 19 February 2023; received in revised form 19 April 2023; accepted 30 April 2023.

Abstract

One of the most common methods of identifying modal parameters in the field of operational modal testing is the method of identifying sub-random space and frequency domain analysis. Unfortunately, the scope of these methods' application is limited to static signals with a long pick-up time, and if the above conditions are violated, the results will be erroneous; This is in the context that the above two conditions are not met regarding the earthquake signal, and so far the reliability of these methods and their error rate in the face of this group of signals have not been studied. In this regard, in this study, the performance of these methods in earthquake conditions (both conditions are violated) is studied.

For this purpose, an numerical model of two two-dimensional frames with different heights (five and ten floors) is created and stimulated by using 20 earthquake records in the near and far fields. Using the obtained results and comparing them with the results of the numerical model, the error values for the modal parameters are obtained; Also, with the statistical study of the errors in the estimation of the frequency of the structure, the probability distribution function of the error and an estimate of the distance of the error are suggested . The results of the study showed that (a) the method of identifying random subspace has a better performance than the method of frequency domain analysis; (B) The random subspace detection method is not able to detect the first modes and is proposed to identify higher modes; (C) the efficiency of the frequency domain decomposition method decreases with increasing structural height; (D) By optimizing and locating the sensors, the performance of the frequency domain analysis method is dramatically improved. However, in the random subspace detection method, the detectability increases with the number of sensors.

Key Words: Operational modal analysis, frequency domain analysis, identification of random subspace, structural health monitoring.

INVESTIGATING THE UNDRAINED SHEAR BEHAVIOR OF SAND CEMENTED WITH PAYTEX NL25

JOINT REINFORCEMENT AND TEXTILE-REINFORCED CONCRETE

V. Razeghi

v.razeghi@stu.usc.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

University of Science and Culture

M. Zargaran(corresponding author)

m.zargaran@bhrc.ac.ir

Dept. of Structural Engineering

Road, Housing and Urban

Development Research Center

A. Nikkhoo nikkhoo@usc.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

University of Science and Culture

N. K.A. Attari

n.attari@bhrc.ac.ir

N. Azadvar

narges.azadvar@yahoo.com

Dept. of Structural Engineering

Road, Housing and Urban

Development Research Center

DOI:10.24200/J30.2023.61543.3185

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 89-99, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 16 January 2023; received in revised form 12 April 2023; accepted 17 April 2023.

Abstract

One of the main damages of the nonstructural masonry walls during an earthquake is its instability and collapse on the combination of deformation at the in-plain direction caused by lateral inter-story drift of structures and out-of-plane inertial forces applied to the wall because of earthquake acceleration. In most of the researches, only one of these actions was investigated, or their interactions were not directly investigated.

In this research, a combination of in-plane and out-of-plane loadings was carried out, and the effect of reinforcing on the nonstructural walls by using fiber mesh reinforced mortar and bed joint rebar has been investigated.

For this purpose, three wall specimens with scale of 1 to 1 were made of Leca blocks. Walls were subjected to a combination of in-plane cyclic loading and out-of-plane loading. The results showed that nonstructural walls, without reinforcement, failed under out-of-plain force in low in-plain drift, and the test process was stopped. On the other hand, strengthening the nonstructural wall with fiber mesh reinforced concrete caused an increase of 15% and 54% in the drift ratio related to the reduction of the wall resistance and the maximum in-plane force compared to the nonstructural wall, which was strengthened with bed joint reinforcement.

Key Words: Masonry wall, TRC, textile reinforced mortar, bed joint reinforcement, hysteresis behavior.

RECOGNIZE ADAPTIVE ECOLOGIES AND THEIR APPLICATIONS IN ARCHITECTURAL STRUCTURES

A. Ahmadian(corresponding author)

a.ahmadian@sbu.ac.ir

Faculty of Architecture and Urban Planning

Shahid Beheshti University

Sh. Salehi

shabnam.salehi@g.ucla.edu

Faculty of Art and Architecture

West Tehran branch

Islamic Azad University

Dept. of Art and Architecture

University of California

Los Angeles, CA 90095, USA

R. Naghshineh

roozbeh.naghshineh@polimi.it

Creative Economy Research Center

West Tehran Branch

Islamic Azad University

DOI:10.24200/J30.2023.61722.3192

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 101-109, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 23 January 2023; received in revised form 7 April 2023; accepted 17 April 2023.

Abstract

The understanding of architecture as an ecology of interactive systems moves past limitations and restricted tendencies toward spatial environments that are adaptive, perceptual, and behavioral. In this framework, the environment seeks to build interaction scenarios to activate relationships between components. In this case, architecture moves away from well-known models that always lead to disciplined responses and toward understanding adaptive ecologies that include active particles for communication and exploration. The current research investigated and discussed the design of a system that can replace the current methods of planning the construction of infrastructure units in the future. The result is the simulation of a cellular self-assembly system that can produce and rebuild its structure when needed. Therefore, there is a revolution in construction and a complete revision of architectural standards and construction planning, disremembering demolitions and labori-

- Received 12 December 2022; received in revised form 19 February 2023; accepted 30 April 2023.

Abstract

Leachate is a hazardous liquid that leads to numerous environmental problems. Soil pollution is one of the most important of these problems caused by poor leachate management facilities and limited land availability. Studies show that soil characteristics change during contamination, and these changes are a function of the type of soil and leachate. Therefore, it is necessary to evaluate the static and dynamic behavior of soils after contamination with leachate. Despite the importance of this issue, studies in this field are limited only to static behavior, and the effect of leachate on the dynamic behavior of soils remains almost unknown. Hence, an experimental effort has been made in this study to evaluate the effect of waste leachate sampled from the Alborz landfill on the dynamic parameters of three different clays under different overburden pressures (6.29, 18.88, and 31.47 kPa). For this purpose, the amount and type of heavy metals in the leachate were first determined using an inductively coupled plasma (ICP) spectrometer. Then, cylindrical soil samples were prepared in three different leachate contents (0%, 6%, and 12.5%) and subjected to a simple dynamic shear test. Moreover, the samples were photographed using an SEM microscope to investigate the effect of leachate on the soil texture. Based on the hysteresis loops obtained from simple shear tests and, subsequently, amounts of shear modulus (G) and damping ratio (D) calculated from them, it was found that pollution and its increase cause an increase in the shear modulus and a decrease in the damping ratio so that the growth of the shear modulus and the decrease in the damping ratio are affected by the type of soil and are more pronounced in soils with a lower paste range. It was also observed that the greatest effect of leachate on improving the shear modulus of the soil can be seen at lower levels of pollution. The increase in the influence of shear modulus and damping ratio of clay from overburden pressure was identified as one of the effects of soil contamination with leachate, which was more evident in clays with high paste range.

Key Words: Waste leachate, shear modulus, damping ratio, clay.

SEISMIC RESPONSE ESTIMATION OF MID-RISE STEEL MOMENT FRAME BUILDINGS USING A NEW ENERGY-BASED METHODOLOGY

R. Esmailzadeh-Shahri

reza.esmaelzadeh@stu.iiees.ac.ir

S. Eshghi(corresponding author)

s.esghi@iiees.ac.ir

Engineering Research Center

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES)

DOI:10.24200/J30.2023.61672.3189

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 75-87, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 15 January 2023; received in revised form 15 April 2023; accepted 30 April 2023.

Abstract

Nonlinear Time History Analysis (NTHA) contains a complex and rigorous process for structural seismic evaluation. Nonlinear static (Pushover) analysis can simplify this process. This paper aims to develop an energy-based seismic assessment methodology using pushover analysis. This methodology can estimate the response of mid-rise buildings with much fewer computational operations than NTHA and consider higher mode effects. Other advantages of the proposed procedure include using the capacity curve of Multiple Degrees Of Freedom (MDOF) systems directly instead of the Equivalent Single Degree Of Freedom (ESDOF) and computing the energy demand of the structure based on the mean spectrum corresponding to the desired hazard level instead of the various earthquake record spectrums. The proposed methodology converts the pushover capacity curve to the energy capacity curve for each mode, and the energy demand curve is superimposed on it. The intersection of these two curves is considered the target response. NTHA and Modal Pushover Analysis (MPA) are employed to validate and compare the proposed methodology with other ones. Also, 4, 8, and 9-story steel moment frame buildings are selected, modeled, and analyzed using OpenSEES software. The results show that the proposed methodology can estimate the responses of the building with reasonable accuracy compared to the mean results of the NTHA. Also, the proposed method significantly reduces the error of the responses compared to the MPA. Nevertheless, it can be concluded that the proposed energy-based methodology can be a simple, efficient, and rapid alternative for NTHA.

Key Words: Seismic evaluation, pushover analysis, energy-based methodology, higher mode effects, steel frames.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON CYCLIC BEHAVIOR OF NON-STRUCTURAL MASONRY WALLS STRENGTHENED WITH BED

a correct estimation percentage of 77.1 and a good fit coefficient equal to 0.4. The estimated model shows that the behavioral characteristics and accidental history of parents influence their decisions. In the case of Kerman, parents who have a history of fatal accidents in close relatives and who have a high level of concern about the way they drive and the possibility of a high-traffic accident in public transportation have not been able to decide whether to reject or accept this technology.

Key Words: Autonomous vehicle, school trip, binary logit model, policy making, demand.

ANALYSIS OF BLUE AND GREY WATER FOOTPRINTS OF TRADITIONAL CONSTRUCTION WITH EMPHASIS ON DIFFERENT CLIMATIC REGIONS OF IRAN: A COMPARATIVE STUDY

S.M. Hosseiniān(corresponding author)

s.hosseiniān@basu.ac.ir

A. Sabouri G.A.

alisaabouri5192@gmail.com

M. Karimipoor

mehrankarimipoor@gmail.com

Faculty of Civil Engineering

Bu-Ali Sina University

DOI:10.24200/J30.2023.61517.3177

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 53-64, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 11 December 2022; received in revised form 15 February 2023; accepted 14 March 2023.

Abstract

Traditional patterns could be an effective solution for water consumption and pollution-related problems in the construction industry. However, the water footprint of traditional buildings in Iran has not been investigated. Iran has rich experience in constructing traditional buildings. This paper presents a comprehensive analysis of the grey and blue water footprints of the construction of traditional buildings in Iran with emphasis on different climate zones. The results are compared with modern buildings (concrete and steel). High-quality data related to 11 materials factories and 34 traditional buildings (stone, wood, clay, and brick) are presented. Blue and grey water footprints of building materialization are calculated using the water footprint network and life cycle assessment methods. The focus is on the structures of buildings. The grey and blue water footprints of modern structures are 327 times and

1.5 times larger than the grey and blue water footprints of traditional structures, respectively. Steel and cement production are influential parameters in the greywater footprint of modern structures. Employee meals have the greatest impact on the water footprint of traditional structures. The blue water footprint dominates the water footprint of traditional structures, which is 2.26 times larger than the greywater footprint. Stone structures have a blue water footprint of 0.85 m³/m², which is dominated by the blue water footprint of employees' food (38.82%) at construction sites. They have a smaller blue water footprint than adobe and brick structures (1.41 - 1.42 m³/m²) and are close to the water footprint of wooden structures. The water footprint of brick structures is mainly influenced by the energy used (57.04%) for brick production. On the other hand, the greywater footprint dominates the blue water footprint of modern structures, which is 99.61 times larger than the blue water footprint. Steel structures have a blue water footprint of 1.86 m³/m² and a greywater footprint of 208 m³/m², the main pollutant of which is cadmium. Concrete structures have a blue water footprint of 1.60 m³/m² and a greywater footprint of 137 m³/m², with mercury as the main pollutant. From the water footprint viewpoint, it is better to use concrete structures than steel structures if both have suitable properties for the conditions they are used in. According to the results, the non-use of traditional buildings leads to an increase in water consumption and pollution.

Key Words: Blue water footprint, greywater footprint, traditional structures, life cycle assessment.

THE EFFECT OF WASTE LEACHATE ON THE DYNAMIC PARAMETERS OF CLAY SOILS

R. Irani

rezairani4152@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Tafresh University

M. Yazdandoust

m.yazdandoust@qom.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

University of Qom

M.R. Shahverdi (corresponding author)

shahverdi@tafreshu.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Tafresh University

DOI:10.24200/J30.2023.61511.3182

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 65-74, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 10 December 2022; received in revised form 11 March 2023; accepted 9 April 2023.

Abstract

In this research, the experimental investigation of the inertial interaction of soil-pile raft structure has been conducted for slender structures supported by the combined pile-raft foundation with emphasis on the new concept of design method (performance-based design). Most of the former studies based on this concept have focused on the surface foundation, where the surface foundation's rocking motion acts as a source of energy dissipation to protect the superstructure. Meanwhile, less attention has been paid to the surface foundation combined with piles (Combined pile-raft foundation) as an economic support system for high-rise and heavy structures. Mainly, the focus of optimizing these foundations through parametric analysis has been on variables such as pile arrangement and pile length for vertical static loading. When the heavy structures are subjected to the lateral load caused by the earthquake, the foundation experiences significant inertial moments. Thus, the nonlinear behavior of the foundation is not far from expected. The present research intends to examine the rocking behavior of combined pile-raft foundations as the foundation of slender structures. Evaluating the response of the superstructure and its possible benefit from the nonlinear behavior of the foundation is the principal goal of this research. In this regard, using experimental models, some characteristics of combined pile-raft foundations, such as the arrangement of piles and the relative length of the piles, have been investigated on the response of the superstructure. Three physical models were constructed in the laboratory. Each model contained a single degree of freedom superstructure supported by a floating pile raft foundation in sandy soil. Two characteristics were considered for evaluating pile raft characteristics: pile configuration and pile length ratio. The superstructure was identical in all three physical models. An experimental procedure based on forced vibration tests was presented to assess the dynamic response of the models at different levels of foundation nonlinearity. According to the experimental measurements, the nonlinear behavior of the foundation has a significant role in the response of the superstructure. Dynamic demand reduction as well as drift reduction are the two most important factors that benefit the superstructure from foundation nonlinearity. Accordingly, the dynamic behavior of the models is divided into two individual phases. Also, comparing the results of the models showed that the arrangement of piles and the relative length of the piles in the com-

bined pile-raft foundation have a significant impact on superstructure response.

Key Words: Soil-pile-structure interaction, performance-based design, pile-raft foundation, nonlinear response, forced vibration.

WHICH PARENTS ARE ABLE TO COMMENT ON USING AUTONOMOUS VEHICLES FOR THEIR CHILD'S SCHOOL TRIP? (A CASE STUDY OF KERMAN CITY)

S. Kamyab

s.kamyab@modares.ac.ir

A.R. Mamdoohi (corresponding author)

armamdoohi@modares.ac.ir

Faculty of Civil & Environmental Engineering
Tarbiat Modares University

DOI:10.24200/J30.2023.61308.3160

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 43-51, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 10 December 2022; received in revised form 15 April 2023; accepted 17 April 2023.

Abstract

Autonomous vehicles are a proper option for children's school trips due to their high potential. Parents are the main decision-makers in choosing their children's school trip mode, and it is essential for policymakers to be aware of their behavior and willingness, especially when technology is not yet available to the public. Previous studies of self-driving cars (SAVs) have focused on the rejection or acceptance of this technology by adult users, while SAVs are an attractive option for students' educational trips. Few studies in this field emphasize the need to do it, but in the current study, unlike previous studies, the factors affecting the behavior of parents who are unable to make a decision in this regard have been investigated using mathematical modeling. The virtual link of the current study questionnaire (in six sections) was uploaded by the school principals in the educational groups of the selected schools with the parents after experimental questioning and correction. Data analysis shows that almost a high percentage of parents (29%) have not been able to give a definite opinion about whether or not their child uses autonomous vehicles. In this article (for the first time), the factors affecting the inability of parents to make decisions are studied. The binary logit model on the May 2021 questionnaire of parents of fourth to ninth-grade students in Kerman schools (1435 cases) has

in the P12 and P15 samples has decreased by 8.61% and 6.14%, respectively; this could be due to slight changes in the holes on the beam web and flanges as well as changes in the pre-tensioning forces of the bolts. Investigations have revealed that the 20% increase in the moment capacity of the fuse (using 15 mm steel plates instead of 12 mm in the fuse plates of the beam flanges) has increased the cumulative energy dissipation of the connection by 12%.

Key Words: Rigid connections, replaceability, fuse, cyclic loading, prequalified connections.

LABORATORY STUDY ON THE SEISMIC ACCELERATION COEFFICIENT USED IN THE PSEUDO-STATIC ANALYSIS OF POLYMETRIC-STRIP REINFORCED-SOIL WALLS ADJACENT TO THE ROCK FOUNDATIONS

M.S. Ramezani

saeed.ramezani@modares.ac.ir

A. KomakPanah(corresponding author)

a-panah@modares.ac.ir

**Dept. of Civil and Environmental Engineering
Tarbiat Modares University**

DOI:10.24200/J30.2023.61407.3171

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 19-29, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 10 December 2022; received in revised form 11 March 2023; accepted 9 April 2023.

Abstract

In some roadway projects, especially in a mountainous region, the mechanically stabilized earth walls must be constructed in front of stable features such as a rock-face for a variety of reasons, including the construction of new roadways, widening of urban transportation corridors, and reduction of rockfall risk. There has been limited research into the dynamic performance of the MSE wall adjacent to the rock slope; thus, the seismic behavior of this retaining system is still poorly understood. The most common methods for seismic stability analyses of reinforced-soil retaining walls are based on pseudo-static limit-equilibrium approaches, where seismic coefficients are applied to the potential failure soil mass. In the pseudo-static method, the assignment of an appropriate lateral seismic coefficient (K_h) that would

be able to simulate the seismic inertial force induced in the sliding wedge has a considerable effect on the accuracy of the analyses. Since earthquake acceleration is the main cause of the inertial force induced in the failure mass, the seismic acceleration coefficient (K_h) is determined mostly based on the peak ground acceleration at the wall base level. The seismic events are transient in nature, and the earthquake-induced forces vary in intensity during vibrations. However, in the pseudo-static method, the seismic force is applied to the failure soil mass indefinitely. Therefore, the use of peak ground acceleration could lead to over-conservative results. To overcome this limitation, the seismic coefficient is usually expressed as a fraction of the peak ground acceleration for design purposes. The value of this fraction has not been clearly defined for reinforced-earth retaining walls. Most of the proposed methods for calculating the seismic acceleration coefficient are based on theoretical assumptions, and the validation of this important parameter has not been evaluated based on an experimental approach. In this study, initially, the seismic behavior of the polymeric-strip reinforced-earth retaining walls built on the rock foundation is investigated using shaking table tests. Then, the assumptions of the pseudo-static approach are simulated by push-back pressure tests. To apply back pressure to a model wall, a special apparatus was designed and made in the Tarbiat Modares University laboratory. Finally, the horizontal seismic coefficient is estimated by comparing and adjusting the result of the shaking table and push-back pressure tests. The results presented are based on the acceptable seismic performance of the retaining wall and are compared with the previously proposed relations and AASHTO design code.

Key Words: Reinforced-earth retaining wall, rock foundation, seismic acceleration coefficient, shaking table test, push-back pressure test.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE DYNAMIC BEHAVIOR OF SLENDER STRUCTURES SUPPORTED ON COMBINED PILE-RAFT FOUNDATION: TOWARDS OF PERFORMANCE-BASED DESIGN

M. H.Motamed

majid.motamed@modares.ac.ir

A. Komak Panah(corresponding author)

a-panah@modares.ac.ir

**Dept. of Civil and Environmental Engineering
Tarbiat Modares University**

Abstracts of Papers in English

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE PERFORMANCE OF A REPLACEABLE-RIGID CONNECTION

P. Tarighi

p.tarighi@semnan.ac.ir

M.A. Kafi(corresponding author)

mkafi@semnan.ac.ir

R. Vahdani

r.vahdani@semnan.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Semnan University

DOI:10.24200/J30.2023.61361.3166

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 3-17, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 8 November 2022; received in revised form 21 January 2023; accepted 20 February 2023.

Abstract

After the Northridge earthquake, a set of prequalified connections were introduced by international design codes. These connections include reduced beam section (RBS) moment connection, bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment connection, bolted

flange plate (BFP) moment connection, welded unreinforced flange-welded web (WUF-W) moment connection, kaiser bolted bracket (KBB) moment connection, conxtech conxl moment connection, side plate moment connection, Simpson strong tie strong frame moment connection, double tee moment connection, slotted web (SW) moment connection. After ensuring the seismic performance of this set during earthquakes, concerns surfaced that forming plastic hinges in beam elements would result in either making repairs impossible or incredibly expensive in the event of a moderate or severe earthquake. Hence, a type of replaceable connection was introduced wherein plastic hinges would be placed in pre-determined elements. Their intuitive replaceability feature would make repairs and reutilization of the structure a much easier task. In this study, the experimental investigations of 4 full-scale samples of a replaceable rigid connection under cyclic loading were carried out. The results of the experiments demonstrated that in the proposed connection, the plastic hinge is formed in the fuse element while the beam and the column maintain their elasticity, allowing the connection to be replaced. Also, taking into account the early buckling of the fuse plates installed on the beam flanges, the moment capacity of the connection is decreased by 22 percent compared to the moment capacity of the fuse. According to the results obtained from the backbone diagrams, the stiffness of the connection after replacing the fuse plates

Civil Engineering

Sharif

4

Winter
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

CONTENTS

- 3 **EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE PERFORMANCE OF A REPLACEABLE-RIGID CONNECTION**
P. Tarighi, M.A. Kafi and R. Vahdani
- 19 **ANALYSIS OF POLYMETRIC-STRIP REINFORCED-SOIL WALLS ADJACENT TO THE ROCK FOUNDATIONS**
M.S. Ramezani and A. Komak Panah
- 31 **EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE DYNAMIC BEHAVIOR OF SLENDER STRUCTURES SUPPORTED ON COMBINED PILE-RAFT FOUNDATION: TOWARDS OF PERFORMANCE-BASED DESIGN**
M. H. Motamed and A. Komak Panah
- 43 **WHICH PARENTS ARE ABLE TO COMMENT ON USING AUTONOMOUS VEHICLES FOR THEIR CHILD'S SCHOOL TRIP? (A CASE STUDY OF KERMAN CITY)**
S. Kamyab and A.R. Mamdoohi
- 53 **ANALYSIS OF BLUE AND GREY WATER FOOTPRINTS OF TRADITIONAL CONSTRUCTION WITH EMPHASIS ON DIFFERENT CLIMATIC REGIONS OF IRAN: A COMPARATIVE STUDY**
S.M. Hosseini, A. Sabouri G.A. and M. Karimipoor
- 65 **THE EFFECT OF WASTE LEACHATE ON THE DYNAMIC PARAMETERS OF CLAY SOILS**
R. Irani, M. Yazdandoust and M.R. Shahverdi
- 75 **SEISMIC RESPONSE ESTIMATION OF MID-RISE STEEL MOMENT FRAME BUILDINGS USING A NEW ENERGY-BASED METHODOLOGY**
R. Esmailzadeh-Shahri and S. Eshghi
- 89 **EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON CYCLIC BEHAVIOR OF NON-STRUCTURAL MASONRY WALLS STRENGTHENED WITH BED JOINT REINFORCEMENT AND TEXTILE-REINFORCED CONCRETE**
V. Razeghi, M. Zargaran, A. Nikkhoo, N. K.A. Attari and N. Azadvar
- 101 **RECOGNIZE ADAPTIVE ECOLOGIES AND THEIR APPLICATIONS IN ARCHITECTURAL STRUCTURES**
A. Ahmadian, Sh. Salehi and R. Naghshineh
- 111 **RELIABILITY EVALUATION OF STOCHASTIC SUBSPACE IDENTIFICATION AND FREQUENCY DOMAIN DECOMPOSITION METHODS IN ESTIMATING MODAL PARAMETERS OF A STRUCTURE EXCITED BY THE EARTHQUAKE**
E. Shemshaki, H. Karegar and A. Nikkhoo
- 123 **INVESTIGATING THE UNDRAINED SHEAR BEHAVIOR OF SAND CEMENTED WITH PAYTEX NL25 POLYMER AND REINFORCED WITH TIRE THREAD WASTE FIBERS**
A.R. Khalili, M. Hassanlourad and A.R. Ardakani

RESEARCH NOTE:

- 137 **NUMERICAL STUDY OF THE LIQUEFIABLE SAND-PILE BEHAVIOR UNDER THE EFFECT OF NEAR-FIELD GROUND MOTIONS**
S. Abbasi Karafshani and R. Pourhosseini Ardakani

APPENDIX

- 156 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**