



مقالات پژوهشی:

- ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد اتصال گیردار با قابلیت تعویض‌پذیری
پیام طریقی، محمدعلی کافی و رضا وهشی
- مطالعه آزمایشگاهی ضربه شتاب لرزه‌ای مورد استفاده در تحلیل شبه‌استاتیکی دیوارهای خاک مسلح پلیمری در مجاورت ساختمان‌های سنگی
محمد سعید رمضانی و علی کمکینه
- مطالعه آزمایشگاهی رفتار دینامیکی سازه‌های لایه واقع بر شالوده مرکب در راستای طراحی بر مبنای عملکرد
مجید حسینی معتمد و علی کمکینه
- کدام والدین قادر به اظهار نظر در مورد استفاده از خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندشان هستند؟ (مطالعه‌ی موردی شهر کرمان)
ساحله کشیاب و امیررضا سمعوی
- تحلیل ردیابی آب آبی و خاکستری ساخت سازه‌های بومی با تأکید بر مناطق مختلف آب‌وهوایی ایران؛ یک مطالعه‌ی مقایسه‌ای
سید مهدی حسینیان، علی صبوری قوچان شفیق و مه‌رمان کریمی بور
- تأثیر شیرابه زباله بر پارامترهای دینامیکی خاک‌های رسی
رضا ایرانی، مجید یزدان دوست و محمودرضا شاعوردی
- تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی
رضا اسماعیل‌زاده شهری و سلسان عشقی
- مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخ‌خای دیوارهای بتنی غیراربر تقویت شده با استفاده از میلگرد بستر و مش الیاف
وحید رازقی، مزده رزگران، علی نیکخواه، ناصر خواجه احمد عطاری و ترکس اراندور
- شناخت عامل‌های اکولوژیکی تطبیق‌پذیر و بهره‌گیری از آن در ساختارهای معماری
علی احمدیان، شبنم صالحی و روزبه نقیینه
- بررسی قابلیت اطمینان روش‌های شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در تخمین پارامترهای مودال سازه تحریک شده توسط نیروی زلزله
قمبر آشمنکی، حسین کارگر و علی نیکخواه
- بررسی رفتار برشی زهکشی‌شده‌ی ماسه‌ی سیمانه شده با پلیمر بی‌نکس و مسلح شده با الیاف شایعانی نخ نایز
طیفرضا غلیبی، محمود حسنلوراد و طیفرضا اردکانی

یادداشت فنی:

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

ARTICLES:

- Experimental Investigation of the Performance of a Replaceable-Rigid Connection
P. Tarighi, M.A. Kafi and R. Vahdani
- Analysis of Polymetric-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. Komak Panah
- 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. Karimipoor
- 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. Esmailzadeh-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. Zargarani, A. Nikkhoo, N. K.A. Attari and N. Azadvar
- Recognize Adaptive Ecologies and Their Applications in Architectural Structures
A. Ahmadian, Sh. Salehi and R. Naghsheh
- 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
- 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

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف

مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی

مدیر نشریه: دکتر رضا نقدآبادی

سردبیر: دکتر میرمصدق جمالی

سردبیر هیأت تحریریه: دکتر سعید سهراب پور

مدیر داخلی: پوران خیرمندی

مسئول روابط عمومی: محمدرضا یوسف خان

ویرایش: گروه ویراستاری ویرافر

حروف چینی: ساناز نادری، راضیه قربانی

صفحه آرایی و امور گرافیکی: غزل احمدی میرقائد

امور اجرایی: شیما آل اسداله، مریم پورایرهمی باوفا

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

نشانی: تهران / صندوق پستی ۱۱۱۵۵-۸۶۳۹

دفتر مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۶۶۰ ۵۴۱۹-۶۶۱۶۴۰۹۳

نمابر: ۶۶۰ ۱۲۹۸۳

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

رایانامه: pajouhesh@sharif.edu

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.

مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

از انتشارات حوزه معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه صنعتی شریف

دکتر بیتا آیتی

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر همایون استکانچی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فرهاد بهنام فر

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر علی پاک

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر وهب توفیق

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر حسن حاجی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر امیررضا خوبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد دلنواز

دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر حسین رحامی

دانشکده علوم مهندسی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

دکتر فیاض رحیم زاده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیر صمیمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ناصر طالب بیدختی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز

دکتر محسن قائمیان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر هوشنگ کاتبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمد کرمانشاه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر موسی محمودی صاحبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

دکتر حسن میرزابزرگ

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر علی نورزاد

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

دکتر جواد واشقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دکتر ابوالحسن وفائی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

هیأت تحریریه تخصصی

• سردبیر تخصصی: دکتر ابوالحسن وفایی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر احمد ابریشم‌چی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر همایون استکانچی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباس افشار

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی پرورداری

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تحریشی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ایوب ترکیان

دانشیار مرکز تحقیقات آب و انرژی - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباسعلی تسنیمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر حسن حاجی کاظمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر سیدمحسن حائری

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیررضا خوبی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فیاض رحیم‌زاده

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی اکبر رمضانیاپور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدمهدی زهرایی

دانشیار دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدمهدی سعادت‌پور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان

دکتر مجید صادق آذر

استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر ناصر طالب بیدختی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر ارسلان قهرمانی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر محمد کارآموز

استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد کرمانشاه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدشهاب الدین یثربی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

هیأت مشاوران

دکتر سعید اصیل قره‌باغی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی

دکتر احد اوریا

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه محقق اردبیلی

دکتر عطا آقایی آرائی

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

دکتر حمید بایسته

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدبهشتی

دکتر امین بهمن‌پور

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات

تهران

دکتر عباس پوردیلمی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه دامغان

دکتر محمدجواد حمیدیا

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدبهشتی

دکتر شاهین دبیریان

دانشکده‌ی معماری و شهرسازی - دانشگاه هنر اصفهان

دکتر امیرعباس رصافی

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 سیوندی‌پور

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تحصیلات تکمیلی و فناوری پیشرفته

کرمان

دکتر فرج‌اله عسگری

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

دکتر جعفر عسگری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مازندران

دکتر میثم فدایی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات

دکتر سید سینا کورهللی

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 ملاعلی‌پور

دانشکده‌ی مهندسی و فناوری - دانشگاه مازندران

مقالات پژوهشی:

- ۳ ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد اتصال گیردار با قابلیت تعویض پذیری
پیام طریقی، محمدعلی کافی و رضا وهدانی
- ۱۹ مطالعه آزمایشگاهی ضریب شتاب لرزه‌ای مورد استفاده در تحلیل شبه‌استاتیک دیوارهای خاک مسلح پلیمری در مجاورت
ساختگاه‌های سنگی
محمد سعید رضائی و علی کمک‌پناه
- ۳۱ مطالعه آزمایشگاهی رفتار دینامیکی سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مرکب در راستای طراحی بر مبنای عملکرد
مجید حسینی معتمد و علی کمک‌پناه
- 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 امیررضا ممدوحی
- ۵۳ تحلیل ردپای آب آبی و خاکستری ساخت سازه‌های بومی با تأکید بر مناطق مختلف آب‌وهوایی 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 محمودرضا شاهوردی
- ۷۵ تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی
رضا اسماعیل‌زاده شهری، ساسان عشقی
- ۸۹ مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای دیوارهای بنایی غیرباربر تقویت شده با استفاده از میلگرد بستر 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 نقشبند
- ۱۱۱ بررسی قابلیت اطمینان روش‌های شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در تخمین پارامترهای مودال سازه
تخریک شده توسط نیروی زلزله
المیرا شمشکی، حسین کارگر و علی نیکخو
- ۱۲۳ بررسی رفتار برشی زهکشی‌نشده‌ی ماسه‌ی سیمانه شده با پلیمر پی تکس و مسلح شده با الیاف ضایعاتی نخ تایر
علیرضا خلیلی، محمود حسن‌لوارد و علیرضا اردکانی

یادداشت فنی:

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

ضمائم:

- 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

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۲ (دوره ۳، شماره ۴، صص. ۳۹-۱۷، پژوهشی)

در قاب‌های خمشی به دلیل تشکیل مفصل‌های خمیری در تیرها، تعمیر سازه‌ها پس از وقوع زلزله نیازمند صرف هزینه‌های گزاف و زمان زیادی خواهد بود و در برخی موارد نیاز است تا سازه تخریب شود. در این راستا، اتصال‌هایی با عنوان قابلیت تعویض پذیری مطرح شده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر به بررسی آزمایشگاهی ۴ نمونه با مقیاس کامل از یک اتصال گیردار با قابلیت تعویض پذیری تحت بارگذاری چرخه‌یی پرداخته شده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان داد که در اتصال پیشنهادی، مفصل خمیری در ورق‌های فیوز با قابلیت تعویض پذیری تشکیل شده است. با وجود این، کماتش زود هنگام ورق‌های فیوز بال تیر موجب از دست رفتن ۲۲٪ از ظرفیت خمشی 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 آیین‌نامه‌های طراحی، تعویض پذیری اتصال امکان پذیر بوده و عملکرد آن بهبود یافته است.

واژگان کلیدی: اتصال‌های گیردار، قابلیت تعویض پذیری، فیوز، بارگذاری چرخه‌یی، اتصال‌های از پیش تأیید شده.

۱. مقدمه

در آیین‌نامه‌های طراحی بین‌المللی، قاب‌های خمشی 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 تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا، اهمیت بسزایی دارد. تا قبل از زلزله‌ی نورتریج^۱ (۱۹۹۴)، تصور بر آن بود که جزئیات ارائه شده در آیین‌نامه‌های طراحی در ارتباط با اتصال‌های صلب، به نحوی است که اتصال‌های تیر به ستون می‌توانند سطوح بالایی از شکل پذیری را از خود نشان دهند. وقوع زمین‌لرزه‌ی اخیر و مشاهده‌ی خرابی‌های گسترده‌ی پس از آن در اتصال‌های تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی، حاکی از نیاز اساسی به بازنگری بنیادین در روند طراحی اتصال‌ها در سیستم قاب‌های خمشی فولادی بوده است. در این راستا، به منظور بهبود عملکرد لرزه‌یی قاب‌های خمشی با شکل پذیری ویژه، اتصال‌هایی با عنوان اتصال‌های از پیش تأیید شده در آیین‌نامه‌های طراحی مطرح شده است.

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

* نویسنده مسئول

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

استناد به این مقاله:

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

DOI:10.24200/J30.2023.61361.3166

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

و یا تضعیف قسمتی از تیر در مجاورت اتصال در نظر گرفته شده است. در رویکرد دوم، که با عنوان اتصال گیردار تیر با سطح مقطع کاهش یافته (RBS) شناخته می‌شود، هدف تشکیل مفصل خمیری در قسمتی از بال تیر در فاصله‌یی مشخص از بر ستون است. پس از مطرح شدن اتصال RBS در آیین‌نامه‌ی ۱۶-۳۵۸ AISC^[۱]، به عنوان اتصال از پیش تأیید شده، پژوهشگران بسیاری به ارائه‌ی ایده‌های خود در زمینه‌ی اتصال‌های RBS پرداخته‌اند. از جمله‌ی آنها می‌توان به کاهش تدریجی ارتفاع تیر^[۲]، موج‌دار کردن قسمتی از جان تیر^[۳]، ایجاد سوراخ‌هایی در جان تیر^[۴]، ایجاد سوراخ‌هایی در بال تیر^[۵]، افزایش تدریجی عرض بال تیر در محل اتصال^[۶]، اتصال تیر با سطح مقطع کاهش یافته و صفحه‌ی انتهایی پیچ شده^[۷]، روش حرارت دادن و به آرامی سرد کردن قسمتی از بال تیر^[۸]، اتصال تیر با سطح مقطع کاهش یافته همراه با سخت‌کننده‌ی قطری^[۹]، دو کاهش متوالی در بال تیر^[۱۰]، ضعیف‌شدگی در قسمت جان تیر به صورت استوانه‌یی^[۱۱]، تیر با سطح مقطع کاهش یافته همراه با سخت‌کننده‌ی قوطی^[۱۲] و ... اشاره کرد.

دغدغه‌یی که در ارتباط با این نوع از اتصال‌ها مطرح می‌شود، این است که پس

از وقوع زلزله‌های متوسط و شدید و تشکیل مفاصل خمیری در تیرها، تعمیرپذیری سازه بسیار سخت و یا حتی غیرممکن خواهد بود. در صورت امکان تعمیر نیز نیازمند صرف هزینه‌ی گزاف و زمان طولانی است. به منظور برطرف کردن مشکل اخیر، اتصال‌هایی با عنوان اتصال‌های گیردار با قابلیت تعمیرپذیری مطرح شده است. در این نوع از اتصال‌ها، مفصل‌های خمیری در المان‌هایی از پیش تعیین شده به نام فیوز، که توسط پیچ‌های پرمقاومت به تیر متصل شده‌اند، تشکیل می‌شوند و پس از وقوع زلزله، با باز کردن پیچ‌ها و تعویض المان‌های مذکور، سازه مجدداً قابلیت بهره‌برداری خواهد داشت. در ادامه، به برخی از مطالعاتی که در سال‌های اخیر در این زمینه انجام شده، پرداخته شده است.

در مطالعه‌ی هی^۲ و همکاران (۲۰۱۸)،^[۱۳] به بررسی آزمایشگاهی استفاده از نبشی به عنوان فیوز تعویض‌پذیر پرداخته شده است. همچنین در مطالعه‌ی ایشان هدف بر آن بوده است که مفصل خمیری در فیوز بال تحتانی تیر متمرکز شود، تا از خرابی دال بتنی موجود در بال فوقانی تیر ممانعت به عمل آید. نتایج مطالعه‌ی آنها نشان داده است که در اتصال پیشنهادی، بیشتر خرابی‌ها در نبشی تحتانی متمرکز شده و المان‌های اصلی در حالت کشسان باقی مانده‌اند. همچنین دال بتنی با کمترین خرابی در طول آزمایش مواجه بوده است.

سلطان‌آبادی و بهنام‌فر (۲۰۱۸)،^[۱۴] در بررسی استفاده از نوع جدیدی از میراگرها در محل اتصال تیر به ستون که المان‌های اصلی آن، شامل لایه‌ی لاستیکی و پیچ‌های فولادی بوده و پیچ‌های فولادی به عنوان فیوز تعویض‌پذیر در نظر گرفته شده‌اند؛ در یافتند که تمامی نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌یی، رفتاری پایدار و بدون کاهش مقاومت در تغییر شکل‌های بزرگ داشته‌اند.

گروسی و همکاران (۲۰۱۸ و ۲۰۲۰)،^{[۱۵] و [۱۶]} در بررسی عددی و آزمایشگاهی ۴ نمونه‌ی اتصال همراه با فیوز تعویض‌پذیر با سطح مقطع کاهش‌یافته و با مفهوم استفاده از سطح مقطع کاهش‌یافته در فیوزهای تعویض‌پذیر دریافته‌اند که مفصل خمیری در قسمت فیوز با سطح مقطع کاهش‌یافته تشکیل شده و سایر المان‌های اتصال در حالت کشسان باقی مانده‌اند. همچنین پس از اعمال بارگذاری چرخه‌یی به نمونه‌ها، امکان تعویض آنها و اعمال بارگذاری مجدد وجود داشته است.

ریچارد^۳ (۲۰۱۹)، با استفاده از ۴ نمونه با ابعاد کامل همراه با فیوز برشی تعمیرپذیر، به بررسی اتصال ورق‌های فیوز توسط پیچ‌های پرمقاومت به بال‌های تیر و ورق‌های تعبیه شده در ستون پرداخته و دریافته است که اتصال‌های پیشنهادی، قابلیت تعویض‌پذیری پس از وقوع زلزله را داشته و سختی آنها فراتر از حدود تعیین شده برای اتصال‌های گیردار بوده است.^[۱۷]

کانیلماز^۴ و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۸] به بررسی نوع جدیدی از قاب‌های کامپوزیتی فولادی - بتنی پرداخته‌اند، که نسبت به قاب‌های متداول، در برابر نیروی‌های لرزه‌یی مقاوم‌تر و مقرون به صرفه‌تر بوده‌اند. ایشان از وصله‌های پیچ و مهره که به تیر متصل کرده بودند و با استهلاک انرژی لرزه‌یی به عنوان «فیوزهای سازه‌یی» رفتار می‌کردند، استفاده کردند و دریافته‌اند که مفصل‌های خمیری در قسمت ورق وصله‌ی تیر متمرکز شده و سایر المان‌های اتصال در حالت کشسان باقی مانده‌اند.

وانگ و همکاران (۲۰۲۰ و ۲۰۲۲)،^{[۱۹] و [۲۰]} در بررسی عددی اتصال صلب همراه با فیوز T شکل تعویض‌پذیر، که از فولاد با مقاومت پایین ساخته شده بودند، دریافته‌اند که در اتصال پیشنهادی، بدون افزودن تجهیزات و قطعات اضافی به اتصال‌های معمول تیر به ستون، که نیازمند صرف انرژی و هزینه بوده است، به اتصالی با اهداف عملکردی مورد نیاز دست پیدا کرده‌اند، که استفاده از آن را برای تمامی سازندگان مقدور ساخته است.

ژانگ^۵ و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۱] به منظور بهبود عملکرد لرزه‌یی سازه‌های

فولادی با سیستم لوله‌یی و همچنین افزایش دوام و کاهش نقدهای مطرح شده بر سازه‌های مذکور، از فیوز برشی تعویض‌پذیر استفاده کرده‌اند. ایشان در اتصال پیشنهادی‌شان، برای فیوز برشی از فولاد معمولی یا فولاد با مقاومت تسلیم پایین و برای تیر و ستون‌ها از فولاد با مقاومت بالا استفاده کرده و دریافته‌اند که در طی اعمال بارگذاری چرخه‌یی، تغییر شکل‌های خمیری و خرابی‌ها در قسمت فیوز برشی متمرکز شده و سایر المان‌های سازه در حالت کشسان باقی مانده‌اند. لذا پس از زلزله با تعویض فیوز برشی می‌توان از سازه مجدد بهره‌برداری کرد، که کاهش هزینه‌ی بهسازی و افزایش طول عمر سازه را نیز در بر خواهد داشت.

لان^۶ و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۲] به بررسی آزمایشگاهی استفاده از ورق وصله با سطح مقطع کاهش‌یافته در تیر پرداخته‌اند. ایشان بر روی ۴ نمونه از اتصال پیشنهادی‌شان، ۶ نوع بارگذاری شبه استاتیکی انجام داده و در آنها ضخامت ورق وصله با سطح مقطع کاهش‌یافته، تعداد و فاصله‌ی پیچ‌های آن و همچنین قابلیت تعویض‌پذیری پس از زلزله‌های طرح را ارزیابی کرده و دریافته‌اند که مفصل خمیری در ناحیه‌ی مورد نظر (ورق وصله با سطح مقطع کاهش‌یافته) تشکیل شده و به راحتی امکان تعویض سریع فیوز پس از زلزله وجود داشته است.

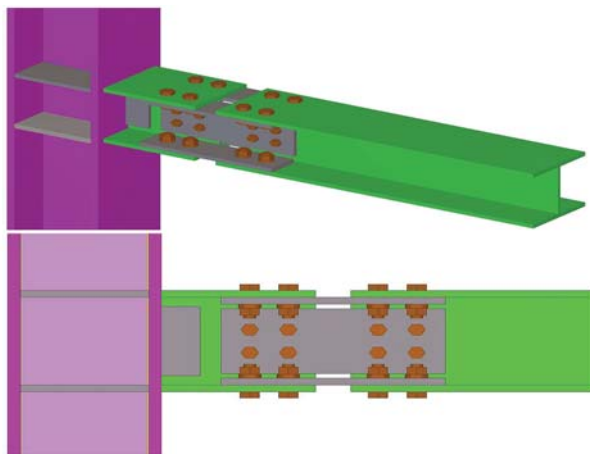
کلیک^۷ (۲۰۲۰)،^[۲۳] در ارائه‌ی اتصالی با قابلیت تعویض‌پذیری برای مطالعه‌ی المان فیوز، از تیری با سطح مقطع کاهش‌یافته، که توسط ورق انتهایی به بال ستون و توسط ورق‌های وصله به قسمت اصلی تیر متصل شده بود، استفاده کردند و دریافته‌اند که مفصل خمیری در قسمت کاهش‌یافته‌ی المان فیوز تشکیل شده و اتصال مذکور قابلیت تعویض‌پذیری داشته است.

همچنین کلیک و توپکا^۸ (۲۰۲۱)،^[۲۴] به ارائه‌ی جزئیات اتصال تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی و اگر با قابلیت تعویض‌پذیری پرداختند و دریافته‌اند که صفحه‌های انتهایی تیر پیوند، که مطابق با ضوابط آیین‌نامه طراحی شده بودند، توانسته‌اند عملکرد قابل قبولی از خود نشان دهند و تعویض‌پذیری نیز در آنها امکان‌پذیر بوده است.

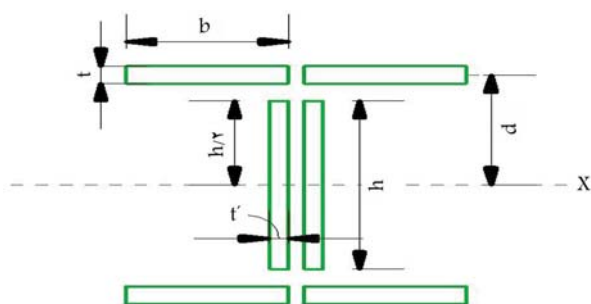
لو^۹ و همکاران (۲۰۲۲)،^[۲۵] در بررسی آزمایشگاهی عملکرد اتصالی همراه با فیوز محدود شده در برابر کماتش، از ورق‌های وصله همراه با سوراخ‌های لوبیایی استفاده کرده‌اند، که در این قسمت نیز از ورق پوششی به منظور جلوگیری از کماتش ورق‌های وصله استفاده شده است. نتایج مطالعه‌ی ایشان نشان داد که مفصل خمیری در ورق‌های وصله تشکیل و امکان لغزش پیچ منجر به استهلاک بیشتر انرژی اتصال شده است.

گودا^{۱۰} 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 پهنای بال آن در عملکرد اتصال پیشنهادی به صورت عددی پرداختند و دریافته‌اند که نسبت ارتفاع ناودانی به ارتفاع تیر برابر با ۸۸/۰ در نظر گرفته شده است، بیشترین جذب انرژی در اتصال رخ داده است.

اتصال‌های ذکر شده به سازه‌های فولادی محدود نشده و پیشنهاد استفاده از المان‌های فولادی با قابلیت تعویض‌پذیری در اتصال‌های سازه‌های بتن‌آرمه نیز در سال‌های اخیر مطرح شده^[۲۷-۲۹] و در آنها پس از اعمال بارگذاری چرخه‌یی، مفصل خمیری در المان فیوز فولادی متمرکز شده و قابلیت تعویض‌پذیری وجود داشته است. در مطالعه‌ی حاضر به بررسی آزمایشگاهی عملکرد یک اتصال گیردار با قابلیت تعویض‌پذیری، تحت بارگذاری چرخه‌یی پرداخته شده است. در اتصال پیشنهادی ورق‌های فیوز توسط پیچ‌های پرمقاومت به بال‌ها و جان تیر متصل شده و فرض بر آن بوده است که پس از وقوع زلزله و تشکیل مفصل خمیری در ورق‌های فیوز، امکان تعویض آن وجود داشته و سازه قابلیت بهره‌برداری مجدد خواهد داشت. در مطالعات آزمایشگاهی، ۴ نمونه از اتصال پیشنهادی با مقیاس کامل بررسی شده



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:

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

گام ۲. محاسبه‌ی نیروی برشی در محل تشکیل 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 خمشی محتمل در بر ستون (مطابق رابطه‌ی ۴):

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

گام ۴. کنترل لنگر خمیری تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار با بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در بر ستون (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، L_h فاصله‌ی بین مفصل خمیری، M_{p-beam} ظرفیت خمشی تیر، V_{pr} برش در محل مفصل خمیری و S_h فاصله‌ی بر ستون 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 پیچ‌های مورد نیاز برای اتصال ورق‌های مذکور به تیر محاسبه شده و براساس محدودیت‌های مربوط به کمینه‌ی فواصل بین پیچ‌ها و فاصله‌ی آنها تا لبه‌ی ورق‌های اتصال، طول ورق‌های فیوز به دست آمده است.

جدول ۱. معرفی نمونه‌های آزمایش شده.

نمونه	توضیحات
P۱۲-۰۱	اتصال با ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۲ میلی‌متر
P۱۲-۰۲	مدل P۱۲-۰۱ پس از تعویض ورق‌های فیوز
P۱۵-۰۱	اتصال با ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۵ میلی‌متر
P۱۵-۰۲	مدل P۱۵-۰۱ پس از تعویض ورق‌های فیوز

است. سپس به کمک نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس به راستی‌آزمایی 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. نحوه‌ی اتصال ورق‌ها به جان و بال‌های تیر به وسیله‌ی پیچ‌های پرمقاومت (۹ و ۱۰) انجام پذیرفته و اتصال از نوع پیش‌تنیده در نظر گرفته شده است. در اتصال اخیر، تیر به ۲ قسمت تقسیم شده است: قسمت کوتاه، که توسط جوش شیار با نفوذ کامل به ستون اتصال یافته و قسمت اصلی، که توسط المان فیوز و به کمک پیچ‌های پرمقاومت 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 آیین‌نامه‌های بین‌المللی،^[۱] در طراحی لرزه‌ی 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 بر ستون یا تضعیف ناحیه‌ی از تیر در فاصله‌ی مشخص از بر ستون، 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 بر ستون، 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 پیچ‌های المان فیوز و تعویض آنها، سازه مجدداً قابلیت بهره‌برداری داشته باشد. جزئیات اتصال پیشنهادی در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

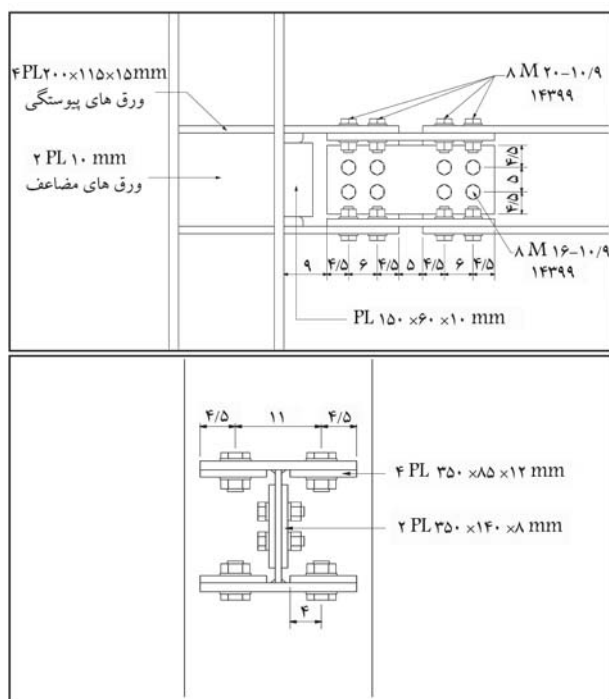
۳. طراحی اتصال پیشنهادی

در بخش حاضر، طراحی اتصال پیشنهادی به صورت گام به گام ارائه شده است:

گام ۱. محاسبه‌ی بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل خمیری (M_{pr}) مطابق با آیین‌نامه‌ی AISCS۵۸-۱۶ (رابطه‌ی ۱).

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

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

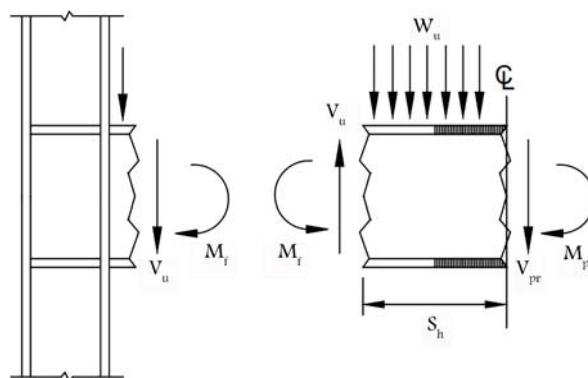


شکل ۴. جزئیات اتصال پیشنهادی (P۱۲).

توجه به روند طراحی مطرح شده، جزئیات اتصال (P۱۲) در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

۴. پیکربندی آزمایش

در برپایش نمونه‌ها، ستون به حالت افقی و تیر به صورت عمودی در نظر گرفته شده است. میزان تغییرمکان مورد نظر با توجه به پروتکل بارگذاری توسط جک هیدرولیکی ۱۰۰ تن به انتهای تیر وارد شده است. با توجه به ظرفیت خمشی محاسباتی تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار (M_{pe}) که در جدول ۳ ارائه شده است، بیشینه نیروی مورد نیاز برای اعمال جابه‌جایی بیشینه در حدود ۱۷ تن بوده است، که کفایت ظرفیت جک را تأیید می‌کند. در مطالعه‌ی حاضر فرض شده است که تیر و ستون در یک قاب خمشی که فقط تحت بارگذاری جانبی بوده و از بارهای ثقلی صرف‌نظر 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 فوقانی آن آزادانه حول محور عرضی خود دوران می‌کرد، به عنوان تکیه‌گاه مفصلی استفاده شده است. در این حالت، ستون توسط پیچ‌های پرمقاومت به تکیه‌گاه‌ها و تکیه‌گاه‌ها نیز توسط پیچ‌های پرمقاومت به کف صلب متصل شده‌اند. به منظور اعمال یکنواخت تغییرمکان به تیر توسط جک هیدرولیکی، از دو صفحه‌ی صلب که توسط میل مهارهای رزوه شده به یکدیگر متصل شده بودند، استفاده شده است. همچنین به منظور عدم جابه‌جایی صفحه‌های صلب در راستای قائم از ۲ عدد نبشی 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 جانبی استفاده شده است. به منظور جلوگیری از خطاهای محتمل در اندازه‌گیری، ابتدا توسط جک هیدرولیکی، جابه‌جایی مشخص به سر تیر اعمال



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

جدول ۲. ابعاد مقاطع تیر و ستون.

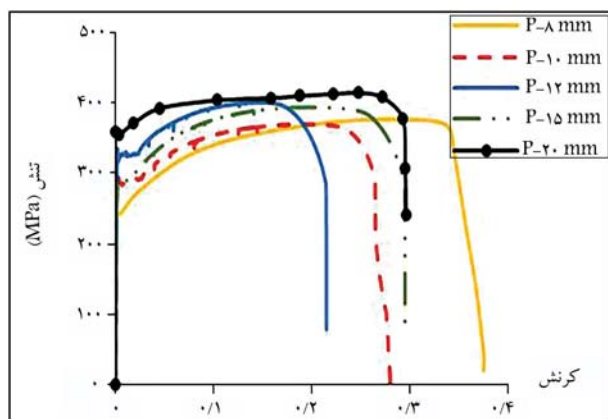
تیر	بال (mm)	جان (mm)
ستون	۲۴۰ × ۲۰	۱۹۰ × ۸

در تمامی نمونه‌ها، طول ستون برابر با ۲۰۰۰ میلی‌متر و طول تیر از مرکز ستون تا محل اعمال بار برابر با ۱۴۴۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. از آنجایی که هدف در مطالعه‌ی حاضر، بررسی شکست در تیر بوده است، در این راستا ابعاد مقطع ستون و مشخصات چشمه‌ی اتصال به نحوی انتخاب شده است که در رفتار کلی اتصال، تأثیری نداشته باشد.^[۳۰] بدین منظور در چشمه‌ی اتصال از ورق‌های پیوستگی و مضاعف استفاده شده است، به طوری که مدول مقطع ستون بیشتر از ۲ 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 آیین‌نامه‌ی AISC ۳۵۸-۱۶^[۱] برای قاب خمشی ویژه انجام شده است. نکته‌ی حائز اهمیت در طراحی اتصال پیشنهادی، کنترل مقاومت اتکایی ورق‌های اتصال بوده است؛ به دلیل آنکه در صورت ایجاد سُرخوردگی 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 تعویض‌پذیری اتصال با خطر روبرو خواهد شد. ابعاد تیر و ستون که از نوع فشرده‌ی لرزه‌یی هستند، در جدول ۲ ارائه شده است.

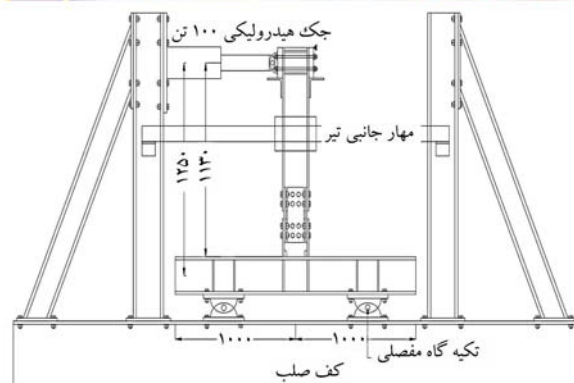
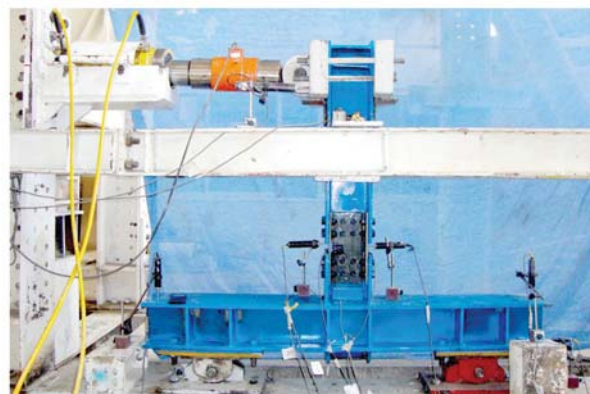
در اتصال پیشنهادی، ابعاد ورق فیوز براساس محدودیت‌های کمینه‌ی فواصل بین سوراخ پیچ‌ها و کمینه‌ی فاصله بین سوراخ پیچ و لبه‌ی ورق فیوز یا تیر انتخاب شده است. با توجه به کاهش ارتفاع مقطع تیر در حد فاصله بین دو لبه‌ی تیر و در نتیجه کاهش ممان اینرسی مقطع در فاصله‌ی مذکور می‌توان اتصال پیشنهادی را جزء اتصال‌های 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 خمشی 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 ۱۴۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است، که در این حالت فاصله‌ی میان دو تیر برابر با ۵۰ میلی‌متر به دست آمده است. با

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

کرنش شکست (%)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	مدول کشسانی (GPa)	ضخامت ورق (mm)
۲۵/۶۹	۴۱۲/۸۲	۳۵۴/۳۲	۱۹۸/۱۲	۲۰
۲۳/۹۶	۳۹۳/۷۲	۲۸۸/۷۰	۱۹۳/۳۶	۱۵
۱۶/۸۵	۴۰۰/۷۳	۳۳۴/۶۴	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 - کرنش نمونه‌های فولادی.



شکل ۵. پیکربندی آزمایش.

و سپس با مقدار ثبت شده در سیستم رایانه‌ای، که از جابه‌جایی 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 کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی ورق‌های فولادی بررسی و ارزیابی شده است. در شکل ۵، پیکربندی آزمایش مشاهده می‌شود.

۵. مشخصات مصالح

برای تمامی ورق‌های استفاده شده در تیر، ستون، ورق‌های فیوز بال و جان تیر، سخت‌کننده‌ها و همچنین اتصال دهنده‌ها، آزمون کشش مطابق با استاندارد ASTM A۳۷۰^[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.

۷. نتایج آزمایش

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

۶. پروتکل بارگذاری

در مطالعه‌ی حاضر، به منظور بررسی عملکرد چرخه‌ی اتصال پیشنهادی از پروتکل بارگذاری ارائه شده در آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۰^[۳۲] استفاده شده است. از پروتکل بارگذاری ذکر شده در مطالعات بسیاری به منظور بررسی رفتار اتصال تیر به ستون فولادی استفاده شده است.^[۳۸-۳۳] در بارگذاری ذکر شده، برای نسبت تغییر مکان نسبی ۰/۰۰۳۷۵، ۰/۰۰۵ و ۰/۰۰۷۵ رادیان: ۶ چرخه، برای نسبت تغییر مکان نسبی ۰/۰۱، ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ رادیان به ترتیب: ۴، ۲ و ۲ چرخه در نظر گرفته شده و در مراحل بعد با اضافه شدن ۰/۰۱ رادیان در هر مرحله و اعمال ۲ چرخه، بارگذاری تا شکست کامل اتصال ادامه یافته است. در مطالعه‌ی حاضر، اعمال بارگذاری به انتهای تیر صورت پذیرفته و برای نمونه‌های ۱-۱۲ P و P۱۵-۰۱ بارگذاری تا نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪ رادیان و پس از تعویض فیوز (نمونه‌های P۱۲-۰۲ و P۱۵-۰۲) بارگذاری مجدداً اعمال شده و تا ۹٪ رادیان ادامه یافته است. در شکل ۷، پروتکل بارگذاری و نحوه‌ی اعمال آن مشاهده می‌شود.

جدول ۴. خلاصه‌ی نتایج طراحی اتصال پیشنهادی.

مدل	t (mm)	$Z_{x, fuze}$ (cm ³)	M_f (kN.m)	M_{pe} (kN.m)	M_{pr} (kN.m)
P۱۲	۱۲	۴۳۵/۴۰	۱۸۸/۳۸	۱۸۹/۶۸	۱۴۴/۲۰
P۱۵	۱۵	۵۲۴/۶۵	۲۲۷/۰۰	۱۸۹/۶۸	۱۷۳/۷۶

t: ضخامت ورق فیوز بال تیر

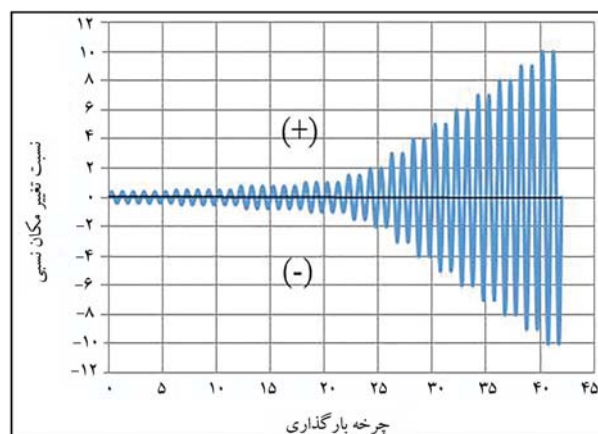
 $Z_{x, fuze}$: اساس مقطع خمیری فیوز M_f : بیشینه‌ی لنگر خمشی محتمل در بر ستون M_{pe} : لنگر خمیری تیر بر حسب تنش تسلیم مورد انتظار M_{pr} : بیشینه‌ی لنگر خمشی خمیری در محل تشکیل فیوز

در چرخه‌ی اول نسبت تغییرمکان نسبی ۱٪، ورق‌های فیوز بال تیر وارد ناحیه‌ی غیرخطی شدند. در این حالت، سُرخوردگی و جداسازی در ورق‌های مذکور مشاهده نشد. همچنین ورق‌های فیوز جان تیر در حالت کشسان بوده و هیچ‌گونه کماتش 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٪ میلی‌متر سُرخوردگی 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 سُرخوردگی میان ورق‌های فیوز بال و سطح بال تیر با افزایش تغییرمکان، افزایش داشته است؛ به نحوی که در انتهای نسبت تغییرمکان نسبی ۷٪، میزان سُرخوردگی 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 فرا کشسان در چشمه‌ی اتصال مشاهده نشده است. پس از باز کردن ورق‌های فیوز بال تیر، سوراخ‌های تعبیه شده بر روی آنها، کمی دچار تغییرشکل شده و آثار سُرخوردگی 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 تعویض‌پذیری اتصال مقدور بوده و به همین سبب با تعویض فقط ورق‌های فیوز بال تیر، مجدداً آزمایش تکرار شده است. عملکرد نمونه‌ی P۱۲-۰۲ نیز بسیار مشابه با نمونه‌ی P۱۲-۰۱ بوده و با تعویض ورق‌های فیوز، مجدداً تغییرشکل‌های خمیری در ورق‌های فیوز بال تیر تشکیل و با افزایش میزان نسبت تغییرمکان نسبی، میزان کماتش 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 چشمه‌ی اتصال مشاهده نشده است. میزان سُرخوردگی بین ورق‌های فیوز بال و سطح بال تیر نیز در نمونه‌ی اخیر از ۵٪ میلی‌متر در نسبت تغییرمکان نسبی ۱/۵٪ آغاز شده و در نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪ به میزان ۸ میلی‌متر رسیده است. میزان سُرخوردگی در تمامی چرخه‌های بارگذاری، که در دو نمونه تقریباً یکسان بوده، در جدول ۵ ارائه شده است.

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



شکل ۷. تاریخچه‌ی بارگذاری FEMA-۳۵۰ [۳۲]

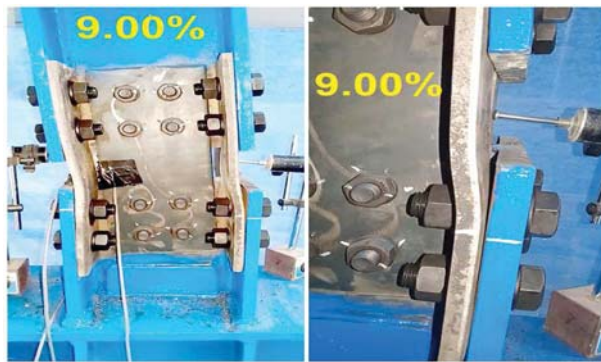
نیاز در بر ستون به لنگر قابل تحمل توسط تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار کوچک‌تر از ۱ بوده است. در نتیجه، در نمونه‌های اول و دوم (نمونه‌ی اول پس از تعویض ورق‌های فیوز)، به بررسی رفتار چرخه‌ی اتصال پیشنهادی همراه با ضخامت ورق‌های فیوز بال تیر برابر با ۱۲ میلی‌متر پرداخته شده است. از آنجایی که انتظار می‌رود به دلیل کماتش زود هنگام 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 خمشی مورد نیاز در بر ستون به لنگر خمیری قابل تحمل توسط تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار فراتر از ۱ بوده است. اما با توجه به عدم انتقال کامل لنگر از تیر به ستون، به دلیل کماتش ورق‌های فیوز بال تیر قبل از رسیدن به ظرفیت خود، انتظار می‌رود که قابلیت تعویض‌پذیری در مدل مذکور نیز برقرار باشد. در جدول ۴، خلاصه‌ی نتایج طراحی ارائه شده است.

۱.۷. نمونه‌ی P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲

در نمونه‌ی P۱۲-۰۱، در پایان تغییرمکان‌های نسبی ۳۷۵٪، ۵۰٪ و ۷۵٪ درصد، هیچ‌گونه کماتش موضعی، سُرخوردگی و جداسازی در ورق‌های فیوز مشاهده نشده است. همچنین در مراحل اخیر، شکست در جوش‌های اتصال، پیچش در تیر و کماتش موضعی در هیچ‌یک از قسمت‌های تیر و چشمه‌ی اتصال مشاهده نشده است.

جدول ۵. میزان سُر خوردگی ورق های فیوز بال تیر در نمونه های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲

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

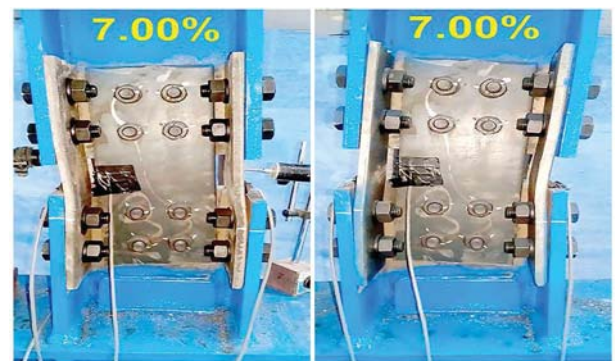


الف) سُر خوردگی و جداسازی ورق های
ب) انتهای نسبت تغییر مکان نسبی ۹/۰۰٪
رادیان در کشش؛

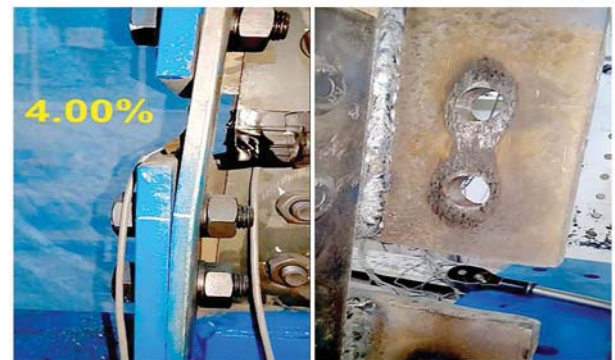


ج) سوراخ های پیچ بر روی بال تیر در
د) سوراخ های پیچ بر روی جان تیر در
انتهای آزمایش؛

شکل ۹. نتایج آزمایش نمونه ی P۱۲-۰۲.



الف) انتهای نسبت تغییر مکان نسبی ۷/۰۰٪
رادیان در فشار؛
ب) انتهای نسبت تغییر مکان نسبی ۷/۰۰٪
رادیان در کشش؛



ج) سوراخ های بال تیر پس از باز کردن
د) سُر خوردگی و جداسازی ورق های فیوز
بال تیر؛
ورق های فیوز بال؛

شکل ۸. نتایج آزمایش نمونه ی P۱۲-۰۱.

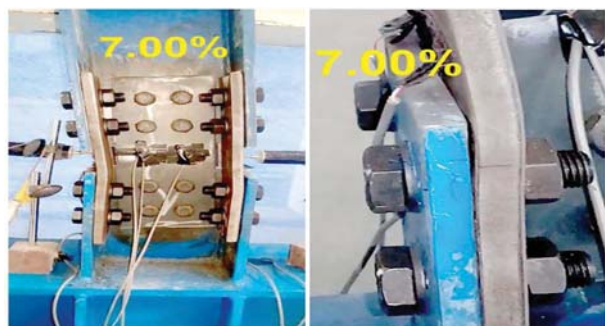
۲.۷. نمونه ی P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲
با توجه به توضیحات مطرح شده در ابتدای مطالعه ی حاضر و همچنین نتایج به دست آمده از ۲ آزمایش قبل، همان طور که انتظار می رفت، به جهت کماتش ورق های فیوز بال تیر قبل از رسیدن به ظرفیت در نظر گرفته شده در طراحی و همچنین عدم انتقال لنگر پیش بینی شده به بر ستون، فراتر رفتن از حد تعیین شده در ضوابط طراحی لریزه یی در اتصال پیشنهادی، قاعدتاً 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 میلی متر پرداخته شده است؛ که در نمونه ی اخیر، لنگر مورد نیاز در بر ستون، ۸٪ از ظرفیت خمشی تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار، بیشتر در نظر گرفته شده است.

در نمونه ی ذکر شده، پس از اعمال تغییر مکان های نسبی ۰/۵۰، ۰/۳۷۵، ۰/۲۵ و ۱ درصد رادیان، شکست در جوش ها اتصال، پیچش در تیر، تغییر شکل و یا سُر خوردگی و جداسازی در ورق های فیوز بال تیر مشاهده نشده و تمام المان های اتصال در حالت کشسان باقی مانده اند.

در انتهای چرخه ی نسبت تغییر مکان نسبی ۱/۵٪، ورق های فیوز بال تیر کمی دچار تغییر شکل شده اند؛ که نشان دهنده ی ورود ورق های مذکور به ناحیه ی غیر خطی بوده است. همچنین در جابه جایی صورت گرفته، سُر خوردگی در ورق های فیوز بال تیر مشاهده نشده است. چشمه ی اتصال نیز در انتهای این مرحله از بارگذاری در حالت کشسان بوده و تغییر شکلی در آن مشاهده نشده است.

در چرخه ی اول نسبت تغییر مکان نسبی ۲٪، سُر خوردگی در حدود ۰/۵۰ میلی متر در ورق های فیوز بال تیر مشاهده شده و این میزان با افزایش نسبت تغییر مکان

روی آنها دچار تغییر شکل شده و آثار سُر خوردگی 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 اتکایی 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 بارگذاری در حالت کشسان بوده و تغییر شکلی در سوراخ های موجود بر روی آنها ایجاد نشده است. شایان ذکر است که سوراخ های تعبیه 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 تصویری از نتایج آزمایش در نمونه های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲ مشاهده می شود.

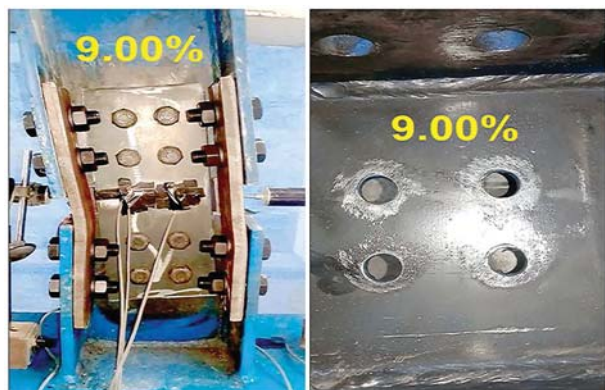


الف) جدا شدگی و سرخوردگی ورق ها فیوز ب) چرخه انتهایی نسبت تغییر مکان نسبی
بال تیر در ۷٪ رادیان؛ ۷٪ رادیان؛

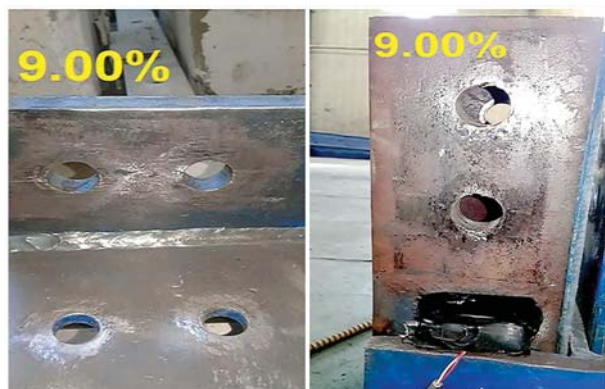


ج) سوراخ های ورق های فیوز بال تیر در ۷٪ رادیان؛ د) سوراخ های بال تیر پس از باز کردن ورق های فیوز بال.

شکل ۱۰. نتایج آزمایش نمونه‌ی ۱-۰۱۵-P.



الف) سوراخ های جان تیر در نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ رادیان؛ ب) انتهای نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ رادیان در کشش؛



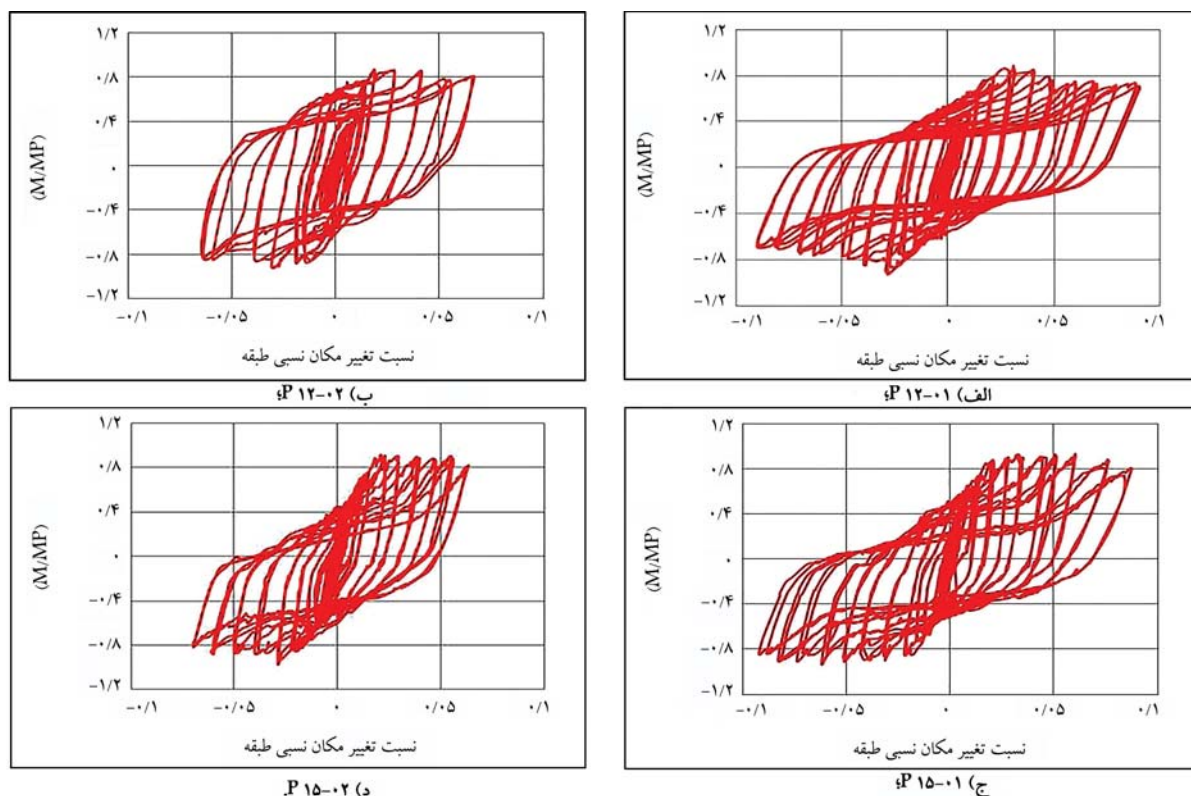
ج) سوراخ های ورق فیوز بال تیر در نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪. د) سوراخ های بال تیر در نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪.

شکل ۱۱. نتایج آزمایش نمونه‌ی ۲-۰۲۱۵-P.

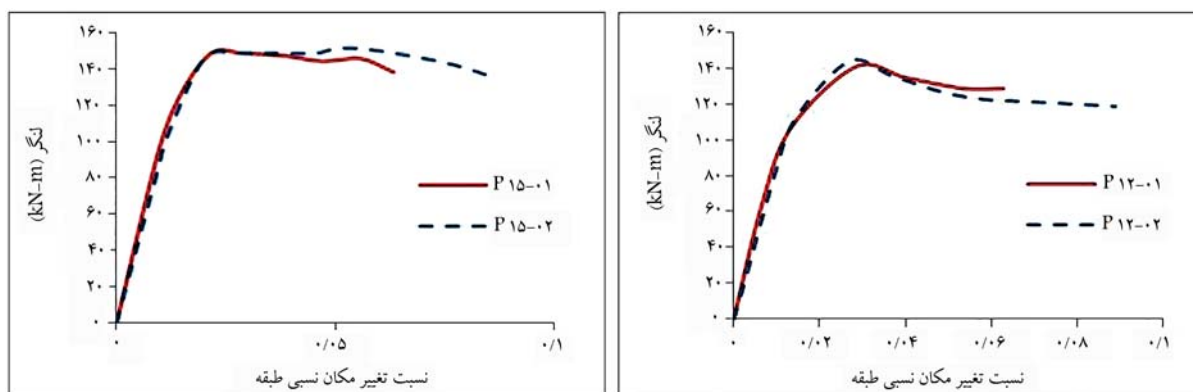
نسبی افزایش یافته است، به نحوی که در پایان نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪، در حدود ۴ میلی متر گزارش شده است؛ که در مقایسه با مدل ۱-۰۱۲-P، ۲۰٪ کاهش داشته است. تا پایان نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪، هیچ گونه شکست، پیچش و تغییر شکل در تیر و ستون مشاهده نشده است. همچنین ورق های فیوز جان تیر نیز در انتهای بارگذاری در حالت کشسان باقی مانده اند. میزان کمانش ورق های فیوز بال تیر با افزایش میزان تغییر مکان، تشدید یافته و جدا شدگی آنها از سطح بال تیر نیز محسوس تر بوده است. با توجه به نتایج به دست آمده از جابه جایی سنج نصب شده بر روی جان تیر، جابه جایی خارج از صفحه‌ی آن در حدود صفر بوده است. پس از باز کردن فیوز های بال تیر، سوراخ پیچ های موجود بر روی آن با اندکی تغییر شکل روبه رو بوده است؛ با وجود این، عدم تغییر شکل سوراخ های موجود در بال تیر، امکان تعویض پذیری اتصال را مقدور ساخته است. در این راستا، در آزمایش بعد ورق های فیوز بال تیر تعویض و بارگذاری مجدداً تا نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ در نمونه‌ی ۲-۰۱۵-P اعمال شده است. در مدل اخیر، نیز سرخوردگی ورق های فیوز بال تیر در چرخه‌ی اول نسبت تغییر مکان نسبی ۲٪ رخ داده و مقدار آن در حدود ۵۰/۵ میلی متر گزارش شده است. در چرخه های نسبت تغییر مکان نسبی ۳ الی ۹ درصد، فقط میزان کمانش موضعی ورق های فیوز بال تیر تشدید یافته است، که تبع آن جدا شدگی ورق های فیوز بال تیر از سطح بال تیر نیز با افزایش روبه رو بوده است؛ با وجود این، هیچ گونه پارگی در آنها مشاهده نشده است. میزان سرخوردگی ورق های فیوز بال تیر با افزایش نسبت تغییر مکان نسبی، افزایش یافته و در انتهای چرخه‌ی نسبت تغییر مکان نسبی ۹٪ به حدود ۵/۶ میلی متر رسیده است؛ که این میزان در مقایسه با نمونه‌ی ۲-۰۱۲-P، ۷۵/۱۸٪ کاهش داشته است. همچنین هیچ گونه شکست در جوش اتصال تیر به ستون، جوش اتصال بال به جان تیر و یا ستون مشاهده نشده و تمامی المان های اتصال، از جمله ورق های فیوز جان تیر و چشمه‌ی اتصال در حالت کشسان باقی مانده اند. پس از اتمام فرایند آزمایش و باز کردن ورق های فیوز، سوراخ های تعبیه شده بر روی ورق های فیوز بال تیر دچار تغییر شکل شده و آثار سرخوردگی ورق ها بر روی یکدیگر نیز مانند نمونه‌ی قبل کاملاً قابل مشاهده بوده است؛ در حالی که سوراخ های روی بال ها و جان تیر و سوراخ ورق های فیوز جان تیر بدون تغییر باقی مانده اند. این امر نشان می دهد که با تعویض تنها ورق های فیوز بال تیر، مجدداً اتصال قابل بهره برداری خواهد بود، که این موضوع می تواند جزء مزایای اتصال پیشنهادی در نظر گرفته شود. در جدول ۶، میزان سرخوردگی ورق های فیوز بال نسبت به سطح بال تیر در مراحل مختلف بارگذاری ارائه شده است. با توجه به نزدیک بودن میزان سرخوردگی در هر دو نمونه‌ی ۱-۰۱۵-P و ۲-۰۱۵-P، از تکرار آن اجتناب شده است. در ادامه، در شکل های ۱۰ و ۱۱ به ترتیب تصاویری از مراحل آزمایش در نمونه های ۱-۰۱۵-P و ۲-۰۱۵-P مشاهده می شود.

جدول ۶. میزان سرخوردگی ورق های فیوز بال تیر در نمونه های ۱-۰۱۵-P و ۲-۰۱۵-P.

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



شکل ۱۲. نمودارهای چرخه‌یی نمونه‌های P۱۲ و P۱۵.



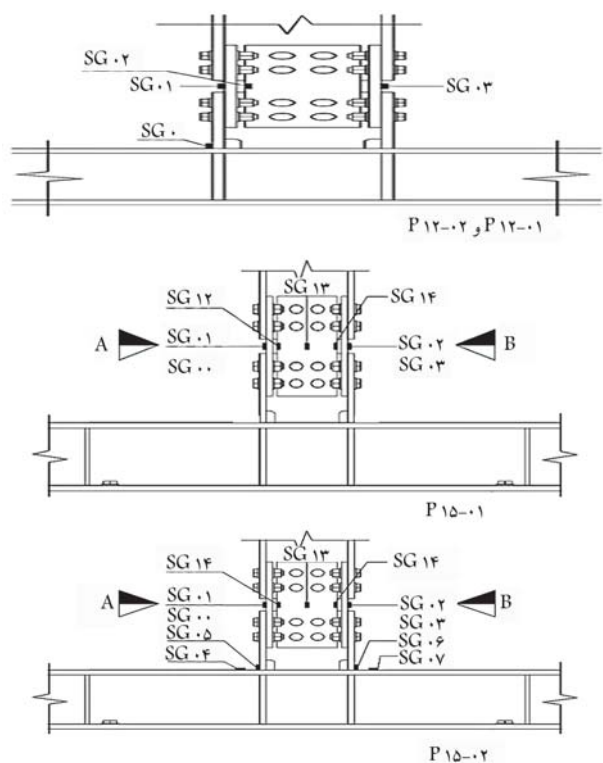
شکل ۱۳. نمودار عملکرد نمونه‌ها.

در شکل ۱۲، نیز نمودارهای چرخه‌یی حاصل از بارگذاری چرخه‌یی مشاهده می‌شود، که در آنها محور قائم، نسبت لنگر به دست آمده در بستر (M) به لنگر خمیری اسمی مقطع تیر (M_p) و محور افقی، نسبت تغییر مکان نسبی طبقه را نشان می‌دهند. همان‌طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، نمودارهای چرخه‌یی تمامی نمونه‌ها متقارن است و باریک‌شدگی چرخه‌ها به دلیل کماتش ورق‌های فیوز بال تیر و سُرخوردگی آنها، در تمامی نمودارها مشاهده می‌شود. همچنین این امر موجب شده است که اتصال پیشنهادی به ظرفیت در نظر گرفته شده در طراحی دست پیدا نکند. در نمونه‌های P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲، پس از اعمال نسبت تغییر مکان نسبی ۰/۵ رادیان، افت مقاومت در نمونه‌ها مشاهده شده است؛ این در حالی است که در نمونه‌های P۱۵-۰۱ و P۱۵-۰۲، افت مقاومت در نسبت تغییر مکان نسبی ۰/۷ رادیان رخ داده است. در نتیجه، افزایش ظرفیت خمشی فیوز، موجب تأخیر

درافت مقاومت خمشی اتصال شده است؛ که این امر می‌تواند به دلیل تأخیر در کماتش و همچنین کاهش در تغییر شکل ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های P۱۵ نسبت به نمونه‌های P۱۲ باشد. در نمونه‌های P۱۲-۰۲ و P۱۵-۰۲، نسبت M/M_p در نسبت تغییر مکان نسبی ۰/۴ رادیان، به ترتیب برابر با ۸۳/۰ و ۸۸/۰ بوده است؛ که مطابق با ضوابط طراحی لرزه‌یی اتصال‌های گیردار، به دلیل فراتر بودن این نسبت از ۸۰/۰، استفاده از 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 نمونه‌ی P۱۲-۰۱ و P۱۲-۰۲ به نسبت ۸۰/۰، پیشنهاد می‌شود که در طراحی اتصال نسبت M_f 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

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

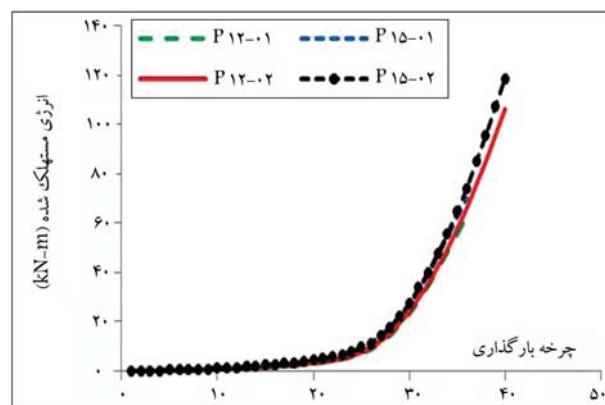
نمونه	K_e (MN - m)	M_u (kN - m)	M_f (kN - m)	M_p (kN - m)	M_u/M_f
P۱۲-۰۱	۹/۷۵	۱۴۰/۷۲	۱۷۹/۵۴	۱۶۴/۹۰	۰/۷۸
P۱۲-۰۲	۸/۹۱	۱۴۲/۳۵	۱۷۹/۵۴	۱۶۴/۹۰	۰/۷۹
P۱۵-۰۱	۹/۹۳	۱۴۸/۸۲	۲۰۴/۱۵	۱۶۴/۹۰	۰/۷۲
P۱۵-۰۲	۹/۳۲	۱۴۸/۶۱	۲۰۴/۱۵	۱۶۴/۹۰	۰/۷۲



شکل ۱۵. محل نصب کرنش‌سنج‌ها.

مطابق شکل ۱۴، میزان جذب انرژی نمونه‌های P۱۲ و P۱۵ با تعویض فیوز تغییر چندانی نداشته است. همچنین بیشینه میزان جذب انرژی تجمعی در نمونه‌ی P۱۵-۰۱ نسبت به نمونه‌ی P۱۲-۰۱، ۱۲/۱۳٪ بیشتر بوده است. این مقدار افزایش در نمونه‌ی P۱۵-۰۲ نسبت به نمونه‌ی P۱۲-۰۲ در نسبت تغییرمکان 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 تغییرمکان نسبی ۷٪ ثابت باقی مانده است. همچنین بیشینه جذب انرژی تجمعی در نمونه‌ی P۱۵-۰۲ نسبت به نمونه‌ی P۱۲-۰۲ در نسبت تغییرمکان نسبی ۹٪، با افزایش ۱۱/۷۶٪ همراه بوده است. در نتیجه، با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری، میزان اختلاف جذب انرژی تجمعی در دو نمونه مذکور با کاهش روبرو بوده است. شایان ذکر است که با افزایش حدود ۱۳ درصدی ظرفیت خمشی فیوز (استفاده از ورق فیوز ۱۵ میلی‌متر به جای ورق ۱۲ میلی‌متر در بال تیر)، میزان بیشینه جذب انرژی تجمعی به میزان ۱۲٪ افزایش یافته است.

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



شکل ۱۴. منحنی جذب تجمعی انرژی در نمونه‌های آزمایش.

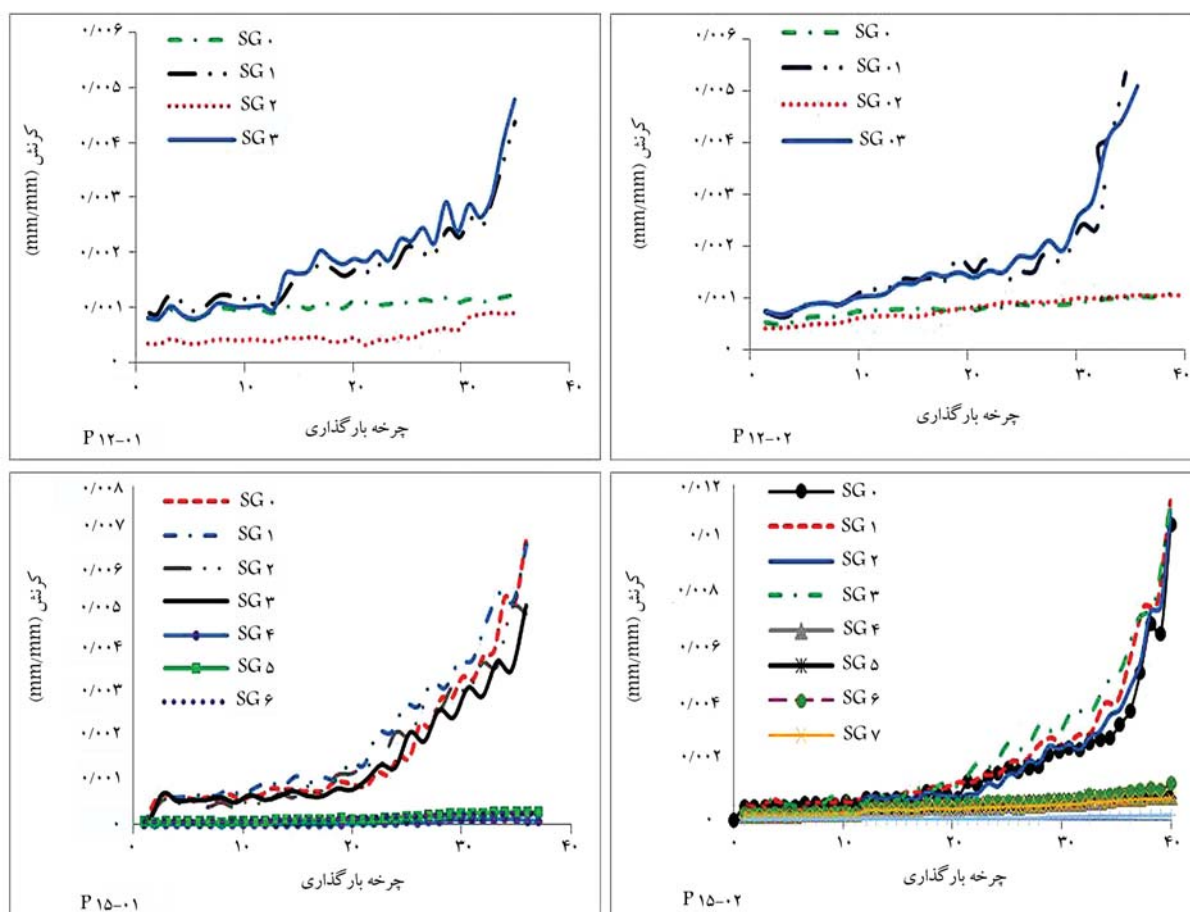
مشاهده می‌شود و نتایج مستخرج از آن در جدول ۵ ارائه شده است.

با توجه به نتایج به دست آمده از جدول ۷، در مدل P۱۲ ضابطه‌ی مطرح شده در طراحی لرزه‌یی ($M_f/M_{pe} < 1$) در آن برقرار بوده است، نسبت ظرفیت خمشی اتصال (M_u) به بیشینه لنگر خمشی محتمل در بر ستون (M_f) در حدود ۰/۷۸ به دست آمده است. این در حالی است که این نسبت برای مدل P۱۵ که در آن ضابطه‌ی $M_f/M_{pe} > 1$ برقرار بوده است، در حدود ۰/۷۲ گزارش شده است. این امر نشان می‌دهد که عدم رعایت ضابطه‌ی آیین‌نامه در طراحی لرزه‌یی اتصال‌ها، منجر به اختلاف بیشتر بین ظرفیت خمشی اتصال و بیشینه لنگر خمشی محتمل در بر ستون خواهد شد. به بیان دیگر، در مدل P۱۲ به واسطه‌ی داشتن اتصالی با قابلیت تعویض‌پذیری، در حدود ۲۲٪ از ظرفیت فیوز، به واسطه‌ی کماتش آنها از دست رفته است. این عدد در مدل P۱۵ به ۲۸٪ افزایش یافته است.

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

همان‌طور که در جدول ۷ مشاهده می‌شود، میزان سختی اتصال پس از تعویض فیوز در مدل‌های P۱۲ و P۱۵ به ترتیب با کاهش ۸/۶۱ و ۶/۱۴ درصدی روبرو بوده است؛ که این امر می‌تواند به دلیل تغییر شکل ناچیز سوراخ‌های بال و جان تیر و همچنین تغییر در نیروی پیش‌تندگی پیچ‌های به وجود آمده باشد. در مورد ظرفیت خمشی اتصال، نیز تعویض فیوز نتوانسته است تأثیر چندانی در آن داشته باشد.

جذب انرژی توسط اتصال، یکی از پارامترهای مهم لرزه‌یی در عملکرد اتصال تحت بارگذاری چرخه‌یی 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 مستهلک شده توسط نمونه‌ها مشاهده می‌شود.



شکل ۱۶. نتایج به دست آمده از کرنش سنج‌ها.

جدول ۸. مقادیر بیشینه کرنش ثبت شده در نمونه‌ها.

نمونه	P12-01	P12-02	P15-01	P15-02
بیشترین کرنش	۰/۰۰۴۷۸۵	۰/۰۰۵۳۵	۰/۰۰۶۶۹۵	۰/۰۱۱۳۶۸

رفتار خطی ورق‌های اخیر در طی فرایند بارگذاری بوده است. همچنین نتایج به دست آمده از کرنش سنج‌های نصب شده بر روی بال ستون نیز نشان دهنده رفتار کشسان ستون در ناحیه اتصال در طول فرایند بارگذاری در نمونه P15-02 بوده است.

شایان ذکر است در نمونه‌های P12-01 و P12-02، به دلیل تغییر شکل بیش از حد ورق‌های فیوز بال تیر، کرنش سنج‌ها در نسبت تغییر مکان نسبی ۷٪، از آنها جدا شده و نتایج دیگری ثبت نشده است؛ این در حالی است که در نمونه‌های P15-01 و P15-02 تا پایان تغییر مکان نسبی ۹٪، نتایج ثبت شده است. بیشینه کرنش‌های ثبت شده در هر نمونه، که در ورق‌های فیوز بال تیر به وجود آمده است، در جدول ۸ ارائه شده است.

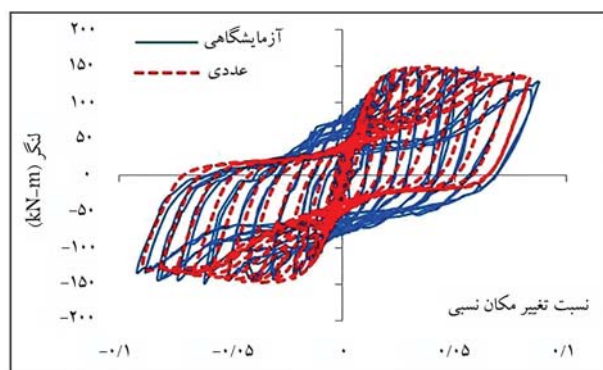
۸. توزیع تنش در اتصال

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

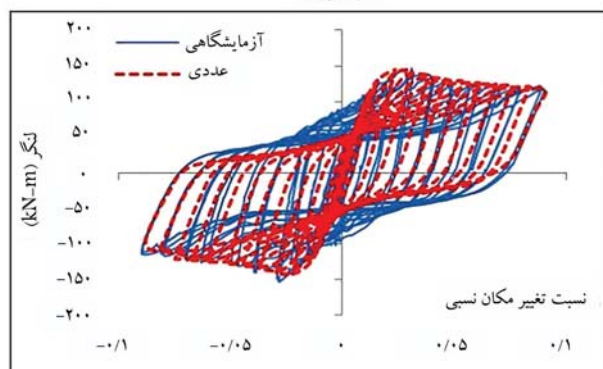
کرنش سنج‌ها بر روی نمودارهایی که محور قائم آن میزان کرنش و محور افقی آن چرخه‌های بارگذاری است، مشاهده می‌شوند.

در نمونه‌های P12-01 و P12-02، کرنش سنج‌های نصب شده بر روی ورق فیوز جان تیر و همچنین محل اتصال تیر به ستون، کرنش‌هایی کمتر از ۰/۰۰۱ داشته‌اند؛ که نشان دهنده رفتار کشسان المان‌های اخیر در طی فرایند بارگذاری بوده است. با توجه به نتایج به دست آمده از کرنش سنج‌ها، زمانی که رفتار المان‌های اتصال خطی بوده است، کرنش‌های 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 تیر به محل اتصال تیر به ستون، در چرخه‌های ابتدایی بارگذاری بوده است. با ادامه فرایند بارگذاری و ایجاد تنش‌های بیشتر در ورق‌های فیوز بال تیر و ورود آنها به ناحیه غیرخطی، کرنش ایجاد شده در ناحیه اتصال تقریباً روال ثابتی را داشته و در انتهای بارگذاری، کرنش‌هایی را در حد کشسان تحمل کرده است. این حالت در مدل‌های P15-01 و P15-02 نیز به همین منوال مشاهده شده است. با توجه به این موضوع که کرنش‌های به وجود آمده در ورق‌های فیوز بال تیر در نمونه‌های مختلف تقریباً نزدیک به یکدیگر بوده‌اند، می‌توان این امر را دلیل متقارن بودن منحنی‌های چرخه‌ای و همچنین عدم وجود پیچش در تیر دانست.

با توجه به این‌که در نمونه‌های P12-01 و P12-02، رفتار ورق‌های فیوز جان در حالت کشسان بوده است، به منظور بررسی‌های بیشتر و اطمینان از رفتار خطی آنها، در نمونه‌های P15-01 و P15-02، کرنش سنج‌ها در هر سه قسمت فوقانی، میانی و تحتانی قرار داده شدند، که نتایج به دست آمده از آنها نیز نشان دهنده

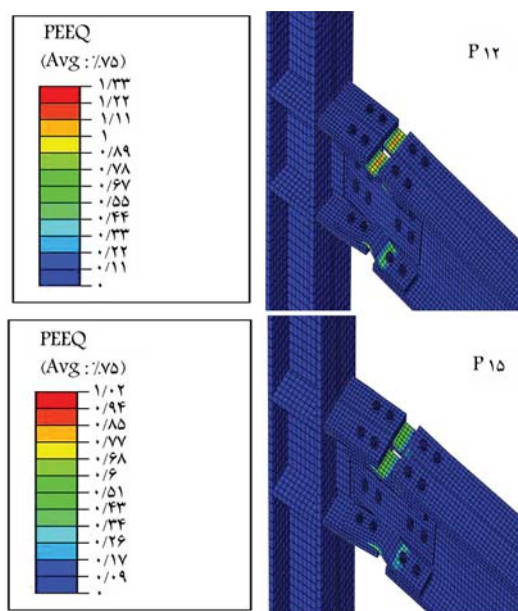


P15-02



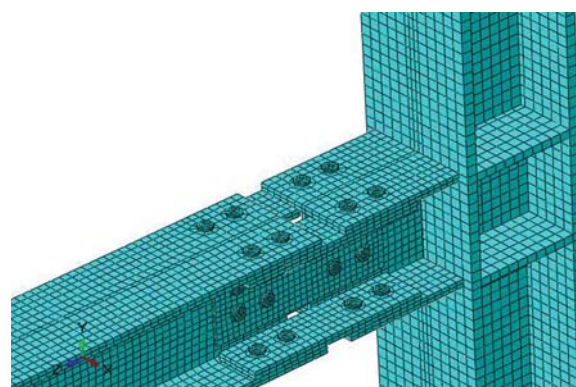
P12-02

شکل ۱۸. مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و عددی.



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

و در مدل P15-02، برابر با ۶۸٪ به دست آمده است. دلایل این اختلاف می‌تواند استفاده از دستور Tie و merge به جای استفاده از جوش، تفاوت در نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها، خطا 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.



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)	P12-02
۱۰/۲۴	۲/۶۷	۱۴۲/۳۵	۷/۸۳	آزمایشگاهی
۹/۹۹	۲/۳۳	۱۴۴/۵۶	۷/۹۲	عددی
۲/۴۴	۰/۱۲	۱/۵۲	۱/۱۳	اختلاف (%)
جذب انرژی (kN - m)	θ_u (rad/°)	M_u (kN - m)	K_e (kN/m)	P15-02
۱۱/۵۶	۳/۴۱	۱۴۸/۶۱	۹/۵۲	آزمایشگاهی
۱۰/۷۳	۳/۸۵	۱۴۹/۰۸	۹/۸۳	عددی
۷/۱۸	۰/۱۱	۰/۳۱۵	۳/۱۵	اختلاف (%)

المان‌های توپر ۸ گره‌ی (Solid) استفاده شده است. همچنین در قسمت‌هایی که جوش شیار 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 ۰/۳۰ در نظر گرفته شده است. نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها از نوع Bolt load و در صفحه‌ی عمود بر امتداد محور طولی پیچ، واقع در فاصله‌ی میانی بین گل پیچ و مهره، اعمال شده است. به منظور جلوگیری از کمناش 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 (P12-02 و P15-02) و عددی با یکدیگر مقایسه و میزان اختلاف آنها با یکدیگر تعیین شده است. در شکل ۱۸، منحنی‌های چرخه‌ی 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 P12-02، 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 تغییر مکان ۷٪، ورق‌های فیوز تعویض شده و مجدداً نمونه‌ها تا نسبت تغییر مکان 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 تشکیل شده است. همچنین تیر و ستون پس از بارگذاری در حالت کشسان باقی مانده‌اند.

۲. کماتش زود هنگام ورق‌های فیوز بال تیر موجب شده است که نتوان از ۲۲٪ از ظرفیت خمشی فیوز استفاده کرد. در این راستا، افزایش ۲۰ درصدی ظرفیت خمشی فیوز پیشنهاد شده است، که در این حالت نیز ظرفیت خمشی اتصال فقط با افزایش ۵/۶ درصدی همراه بوده است. این تغییر کم را می‌توان به بیشتر

بودن تنش تسلیم ورق با ضخامت ۱۲ میلی‌متری نسبت به ورق با ضخامت ۱۵ میلی‌متری دانست (اختلاف در حدود ۱۶٪).

۳. نتایج نشان داد که با افزایش حدود ۲۰ درصدی ظرفیت خمشی فیوز (استفاده از ورق فیوز ۱۵ میلی‌متر به جای ورق ۱۲ میلی‌متر در بال تیر)، میزان بیشینه‌ی جذب انرژی تجمعی به میزان ۱۲٪ افزایش یافته است.

۴. با توجه به نتایج به دست آمده از منحنی‌های عملکرد اتصال، میزان سختی کشسان اتصال پس از تعویض ورق‌های فیوز در مدل‌های P۱۲ و P۱۵ به ترتیب با کاهش ۸/۶۱ و ۶/۱۴ درصدی روبرو بوده است؛ که این امر می‌تواند به دلیل تغییر شکل ناچیز سوراخ‌های بال و جان تیر و همچنین تغییر در نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها به وجود آمده باشد.

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.

پانویس‌ها

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., Tahamouliroudsari, 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., Tahamouliroudsari, 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. Ozkılıç, 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. Ozkılıç, 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.jobee.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. [tps://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 influence 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>.
36. Grismo, 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. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.07.001>.
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 شبه‌استاتیکی دیوارهای خاک مسلح پلیمری در مجاورت ساختگاه‌های سنگی

محمد سعید رمضانی (دانشجوی دکتری)

علی کمک‌پناه* (استاد)

مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۲
دوره ۳۹، شماره ۴، صص. ۱۹-۲۹، (پژوهشی)

طراحی لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح غالباً بر مبنای تحلیل‌های مبتنی بر رویکرد شبه استاتیکی 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 تاکنون روشی بر پایه پژوهش‌های آزمایشگاهی برای محاسبه و یا صحت‌سنجی 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 ژئوتکنیک دانشگاه تربیت مدرس طراحی و ساخته شده است، بار افقی افزون شبه‌استاتیکی به گوه گسیختگی لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی دیوار خاک مسلح پلیمری در مجاورت ساختگاه سنگی وارد شده است و بر این اساس، نمودارهای سختی سیستم در برابر جابه‌جایی ترسیم می‌شود. از تلفیق نتایج دو آزمایش فشار از پشت و میز لرزان، منحنی‌های ضریب شتاب لرزه‌ای برای سطوح تغییر مکان مختلف ارائه شده است. مقایسه نتایج این مطالعه با روابط پژوهشگران پیشین و توصیه آیین‌نامه آشتو نشان می‌دهد که در شرایط تغییر مکان مجاز محدود، مقدار ضریب شتاب لرزه‌ای بر مبنای روش پیشنهادی، نسبت به توصیه آیین‌نامه آشتو، 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 آیین‌نامه محاسبه می‌شود.

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

saeed.ramezani@modares.ac.ir
a-panah@modares.ac.ir

۱. مقدمه

با این تفاوت که چند ردیف از مسلح‌کننده‌ها به پیچ سنگ‌های تعبیه شده در شیب سنگی متصل می‌شوند (شکل ۱). دلیل این امر، افزایش پایداری دیوار و محدود کردن حرکت قطعات ابتدایی رویه دیوار است.^[۱] در دیوارهای خاک مسلح معمولی نیز حرکت قطعات اول به وسیله عمق مدفون خاک محدود می‌شود.^[۲] به‌طور کلی 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

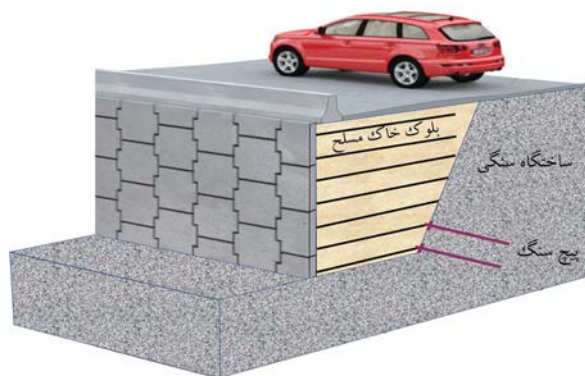
یکی از کاربردهای اصلی دیوارهای خاک مسلح، استفاده از آن‌ها به‌عنوان سیستم نگهدارنده راه‌ها است. در بسیاری از مواقع، در نواحی کوهستانی، این دیوارها در مجاورت پی و سطح سنگی^۱ ساخته می‌شوند. روش اجرای دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود به ساختگاه سنگی، مشابه دیوارهای خاک مسلح معمولی است،

* نویسنده مسئول

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

استناد به این مقاله:

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



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

از پاسخ این سازه‌ها در برابر بارهای لرزهای، طراحان برای دوری از خطر گسیختگی، همچنان تمایل به 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.^[۴۳] این پژوهشگران مدل مقیاس 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 به‌طور محسوسی کمتر از مقادیر حاصل از تئوری‌های مرسوم طراحی است.

بترست و حاتمی در سال ۱۹۹۸ با استفاده از تحلیل‌های عددی، تأثیر متغیرهایی همچون طول و سختی مسلح‌کننده‌ها و گیرداری پای دیوار را بر پاسخ دینامیکی دیوار خاکی مسلح شده با ژئوسینتتیک بررسی کردند.^[۵] نتایج این پژوهش نشان داد که بیشینه‌ی نیرو در مسلح‌کننده‌ها برخلاف توصیه آیین‌نامه آشتو^[۶]، در ارتفاع تابعی خطی نیست. هاوارد و همکاران در سال ۱۹۹۹ با استفاده از یکسری آزمایش سائتریفیوژ، رفتار دینامیکی دیوارهای خاکی مسلح شده با شبکه‌هایی از فولاد را تحت شتابی معادل ۰/۸۵ شتاب گرانشی، بررسی کردند.^[۷] دستاورد اصلی 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 پارامترهایی نظیر دانسیته خاک، طول مسلح‌کننده و فاصله مسلح‌کننده‌ها را بر روی پاسخ دینامیکی مطالعه کردند.^[۸] نتایج این تحقیق نشان داد که سختی مسلح‌کننده‌ها، پارامتر اصلی در تعیین پاسخ دینامیکی و مود تغییر شکل دیوار است. آناستاسوپولوس و همکاران در سال ۲۰۱۰ به بررسی تجربی و تئوری عملکرد لرزهای یک نوع دیوار حائل مسلح شده با شبکه میله‌های فلزی پرداختند.^[۹] در آزمایش‌های میز لرزه این پژوهشگران، تأثیر اعمال انواع مختلف بار لرزهای بر روی عملکرد دیوار ارزیابی شد.

کمک‌پناه و همکاران در سال ۲۰۱۵، رفتار دینامیکی دیوارهای حائل خاکی مسلح شده با تسمه‌های پلیمری را با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه بررسی نمودند.^[۱۰] در این پژوهش، تأثیر متغیرهایی نظیر بیشینه شتاب ورودی، طول مسلح‌کننده‌ها، نحوه اجرای مسلح‌کننده‌ها و عمق مدفون بر روی مودهای گسیختگی و تغییر مکان دیوار بررسی شد. نتایج نشان داد که سطح گسیختگی در دیوارهای خاکی مسلح شده با

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]، ژو و همکاران در سال ۲۰۲۰^[۱۲]، عسگری و همکاران در سال ۲۰۲۱^[۱۳] و یانکول و گورباز در سال ۲۰۲۲^[۱۴] اشاره نمود.

اثر مجاورت سطوح سنگی بر روی رفتار استاتیکی دیوارهای خاک مسلح، توسط پژوهشگران مختلف بررسی شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به مطالعات آزمایشگاهی سائتریفیوژ وودراف در سال ۲۰۰۳^[۱۵]، لی و همکاران در سال ۲۰۱۰^[۱۶]، مطالعات عددی لجنسکی 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. دستاور اصلی 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.

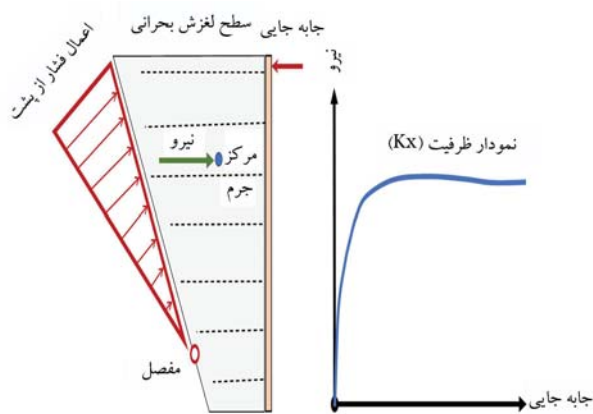
طراحی لرزهای دیوارهای حائل از جمله دیوارهای خاک مسلح، غالباً بر مبنای تحلیل‌های مبتنی بر رویکرد شبه‌استاتیک انجام می‌شود. دلیل این امر، سادگی و کارآمد بودن روش شبه‌استاتیک است. مبنای روش شبه‌استاتیک برای تعیین فشار جانبی خاک در حین زلزله، اولین بار توسط اوکابه در سال ۱۹۲۶ و مونوبه و ماتسو در سال ۱۹۲۹^[۲۱]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

به‌طور کلی در روش‌های مبتنی بر رویکرد شبه‌استاتیک، 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 دقیق‌تر و در نتیجه طراحی اقتصادی‌تر و ایمن‌تر می‌شود. ضریب شتاب افقی انعکاس‌دهنده 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 مربوط به دیوارهای حائل معمولی هستند.^[۲۲، ۲۳] و پژوهش‌های محدودی در ارتباط با مقدار دقیق ضریب شتاب لرزهای در دیوارهای خاک مسلح انجام شده است. در این زمینه، سگرسین و باستیک در سال ۱۹۸۸، رابطه ۱ را برای محاسبه ضریب فشار افقی زلزله وارده به دیوارهای خاک مسلح در شرایطی که مقدار شتاب بیشینه زلزله در کف دیوار (A_g) کوچک‌تر از ۰/۴۵ شتاب ثقل است، ارائه کردند.^[۲۴]

$$K_h = \frac{A_g}{g} \left(1.45 - \frac{A_g}{g} \right) \quad (۱)$$

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 ۰/۲ K_h 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]

$$K_h = \left[0.5 / 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 \right]^{0.5} \times \left[\frac{A_g}{g} \right] \quad (۲)$$



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

استفاده از رابطه ۳، منحنی‌های ضریب فشار لرزه‌ای (K_h) بر حسب شتاب حداکثر زلزله (A_s) برای سطوح عملکردی مختلف مورد انتظار از دیوار محاسبه می‌شود.

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

در رابطه ۳، F نیروی شبه‌استاتیک اعمال شده به مرکز جرم گوه گسیختگی، W وزن گوه گسیختگی، A_s شتاب حداکثر تحریک اعمالی و K_h ضریب شتاب لرزه‌ای است. همچنین K'_h ضریب رابطه و متغیر اصلی مورد بررسی در این پژوهش است.

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

در این پژوهش، برای درک رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار خاک مسلح مجاور سطح سنگی، از نتایج آزمایش‌های میز لرزان استفاده شده است. برای این منظور، کمک پناه و افتخاری^[۱۴]، رفتار لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی دیوار خاک مسلح پلیمری با خاکریز محدود به سطح سنگی را تحت تأثیر یک سناریو از رکوردهای همساز با دامنه متغیر بر روی میز لرزان مطالعه کردند. شکل ۳ هندسه مدل‌های فیزیکی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، سطح سنگی به دو صورت شیب‌دار و پلکانی در نظر گرفته شده است. همچنین، فاصله پاشنه دیوار (فاصله سطح سنگی تا روبه دیوار) و آرایش مسلح‌کننده‌ها متغیرهای دیگر این پژوهش بوده است. خصوصیات بارگذاری اعمالی و شکل تاریخچه زمانی آن‌ها به ترتیب در جدول ۱ و شکل ۴ نشان داده شده است.

با استفاده از نتایج آزمایش‌های میز لرزان، الگوی تغییر شکل لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح مجاور شیب سنگی و نحوه تشکیل گوه گسیختگی بحرانی در مدل‌های مختلف بررسی شد. بر این اساس، در شکل ۵ نحوه تغییر شکل لرزه‌ای مدل‌ها پس از انجام آزمایش میز لرزه و چگونگی تشکیل سطوح لغزش بحرانی نشان داده شده است. نتایج مهم آزمایش‌های میز لرزان که در مطالعه حاضر از آن‌ها استفاده می‌شود، به شرح زیر است:

۱. نحوه تغییر شکل لرزه‌ای این نوع از دیوارها، ترکیبی از شکم‌دادگی و چرخش است. در صورتی که مسلح‌کننده‌ها به سطح سنگی دوخته شوند، تغییر شکل غالب از نوع چرخش است.

در رابطه بالا، A_s مقدار شتاب پیشینه زلزله در کف دیوار، ω_n فرکانس طبیعی سیستم و ω فرکانس بارگذاری است. لازارته و همکاران، رابطه $K_h = 0.5 \times (A_s/g)$ را برای دیوارهای خاک مسلح که امکان جابه‌جایی دارند، پیشنهاد کردند.^[۲۷] رویکرد آیین‌نامه آشتو و FHWA در ارتباط با طراحی شبه‌استاتیک دیوارهای خاک مسلح مشابه دیوارهای معمولی است. این آیین‌نامه‌ها برای حالتی که دیوار اجازه جابه‌جایی کافی در هنگام زلزله را دارد، بر مبنای مطالعات بری و تراواسارو، مقدار شتاب لرزه‌ای را و برای شرایطی $K_h = 0.5 \times (A_s/g)$ که دیوار اجازه جابه‌جایی ندارد، $K_h = 1.0 \times (A_s/g)$ پیشنهاد می‌کنند.^[۲۸]

همانطور که شرح داده شد، اکثر روش‌ها و روابط ارائه شده برای محاسبه ضریب افقی فشار شبه‌استاتیک (K_h) مبتنی بر فرضیات تئوری است و تاکنون روشی بر پایه پژوهش‌های آزمایشگاهی برای محاسبه و یا صحت‌سنجی این پارامتر مهم ارائه نشده است. بنابراین، در این پژوهش، یک روش آزمایشگاهی جدید برای شبیه‌سازی فرضیات روش شبه‌استاتیک ارائه می‌شود. برای این منظور، ابتدا رفتار لرزه‌ای دیوار خاک مسلح مجاور شیب سنگی با استفاده از نتایج آزمایش‌های میز لرزان بررسی می‌شود. در مرحله بعد، با استفاده از دستگاه فشار از پشت^۳ که در آزمایشگاه ژئوتکنیک دانشگاه تربیت مدرس طراحی و ساخته شده است، بار شبه‌استاتیک به گوه گسیختگی لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی اعمال می‌شود. در نهایت، از تلفیق نتایج حاصل از آزمایش‌های میز لرزان و آزمایش‌های فشار از پشت، فرضیات بارگذاری شبه‌استاتیک با توجه به عملکرد مورد انتظار از سازه، شبیه‌سازی می‌شود و بر این اساس، نمودارهای مقدار ضریب فشار شبه‌استاتیک افقی ارائه می‌شود.

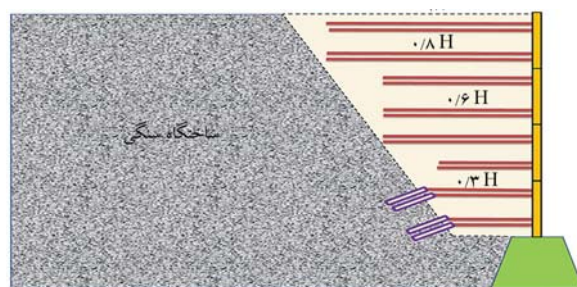
۲. روش پژوهش

در این پژوهش، ابتدا رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود به ساختگاه سنگی، بر اساس نتایج آزمایش‌های میز لرزان ارزیابی می‌شود. پارامترهای مورد ارزیابی در این مرحله شامل نحوه تغییر شکل دیوار، نحوه شکل‌گیری گوه گسیختگی (هندسه سطح لغزش بحرانی) و حداکثر شتاب تحریک ورودی در هنگام گسیختگی است. بنابراین، در گام اول، هندسه سطح لغزش بحرانی دیوار خاک مسلح متکی بر ساختگاه سنگی از نتایج آزمایش‌های میز لرزان استخراج می‌شود. در مرحله بعد، با استفاده از دستگاه آزمایش اعمال فشار از پشت که در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشگاه تربیت مدرس ساخته شده است، بار افقی افزون شبه‌استاتیک به گوه گسیختگی لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی اعمال می‌شود. این بارگذاری در واقع نماینده فشار افقی ناشی از بارگذاری لرزه‌ای است. انجام آزمایش اعمال فشار از پشت به مدل‌های فیزیکی، منتج به استخراج منحنی‌های سختی (ظرفیت)^۴ می‌شود که در واقع سختی سیستم در برابر جابه‌جایی ناشی از بارگذاری شبه‌استاتیک را نشان می‌دهد. با استفاده از منحنی‌های سختی (ظرفیت)، مقدار نیروی شبه‌استاتیک مورد نیاز برای جابه‌جایی گوه گسیختگی لرزه‌ای در سطوح عملکردی مختلف قابل استخراج است. در شکل ۲، تصویر شماتیک چگونگی انجام آزمایش اعمال فشار از پشت و استخراج منحنی‌های سختی نشان داده شده است.

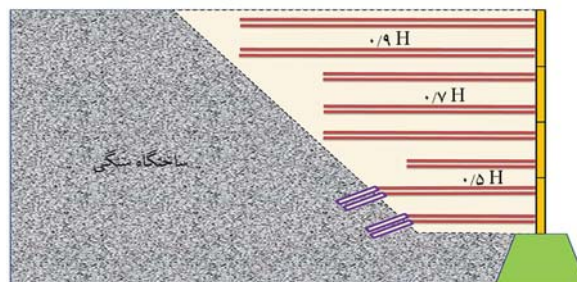
همچنین، با استفاده از نتایج آزمایش میز لرزان، عملکرد مدل‌های فیزیکی دیوار خاک مسلح مجاور ساختگاه سنگی تحت سلسله رکوردهایی با پیشینه شتاب‌های مختلف ارزیابی می‌شود و منحنی‌های مقدار جابه‌جایی به حداکثر شتاب اعمالی برای هر مدل استخراج می‌شود. در نهایت، از تلفیق نتایج دو آزمایش مذکور و با

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

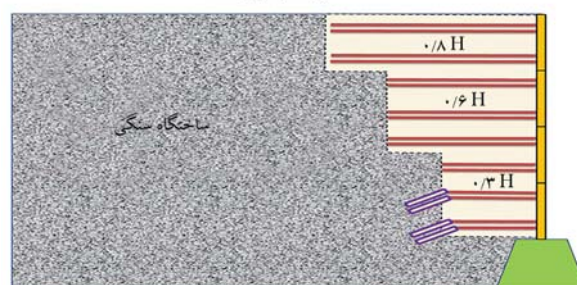
شماره رکورد	شتاب حداکثر ($a_{max}(g)$)	مدت زمان (ثانیه)
R(۱)	۰/۲۰	۴
R(۲)	۰/۲۵	۵
R(۳)	۰/۳۰	۶
R(۴)	۰/۳۵	۷
R(۵)	۰/۴۰	۸
R(۶)	۰/۴۵	۹
R(۷)	۰/۵۰	۱۰
R(۸)	۰/۵۵	۱۱
R(۹)	۰/۶۰	۱۲
R(۱۰)	۰/۶۵	۱۳
R(۱۱)	۰/۷۰	۱۴
R(۱۲)	۰/۷۵	۱۴
R(۱۳)	۰/۸۰	۱۴
R(۱۴)	۰/۸۵	۱۴
R(۱۵)	۰/۹۰	۱۴
R(۱۶)	۰/۹۵	۱۴
R(۱۷)	۱/۰	۱۴



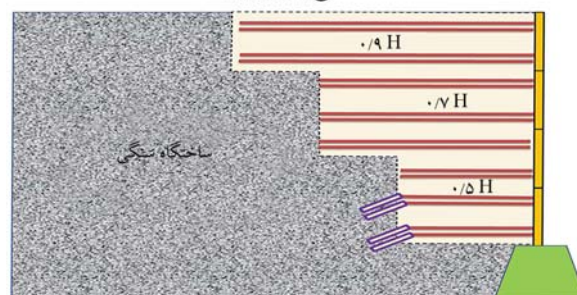
الف) آزمایش ۱



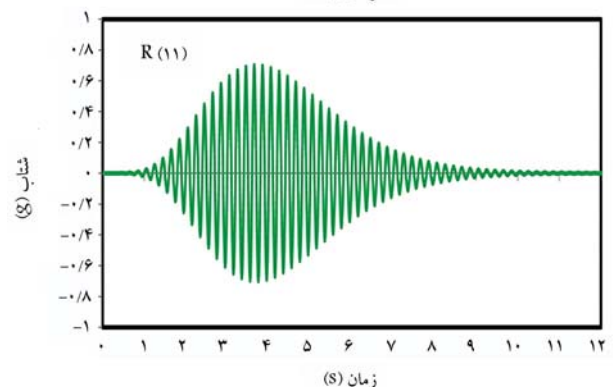
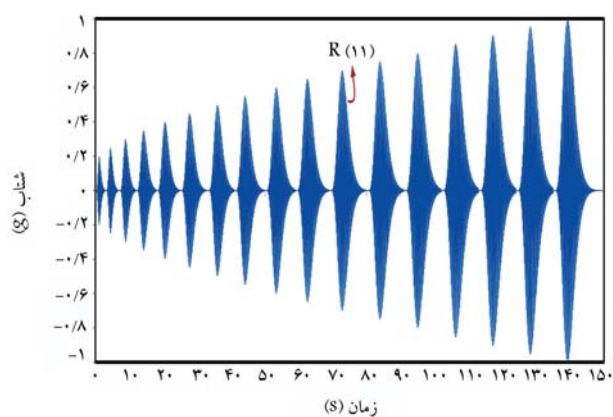
ب) آزمایش ۲



ج) آزمایش ۳



د) آزمایش ۴

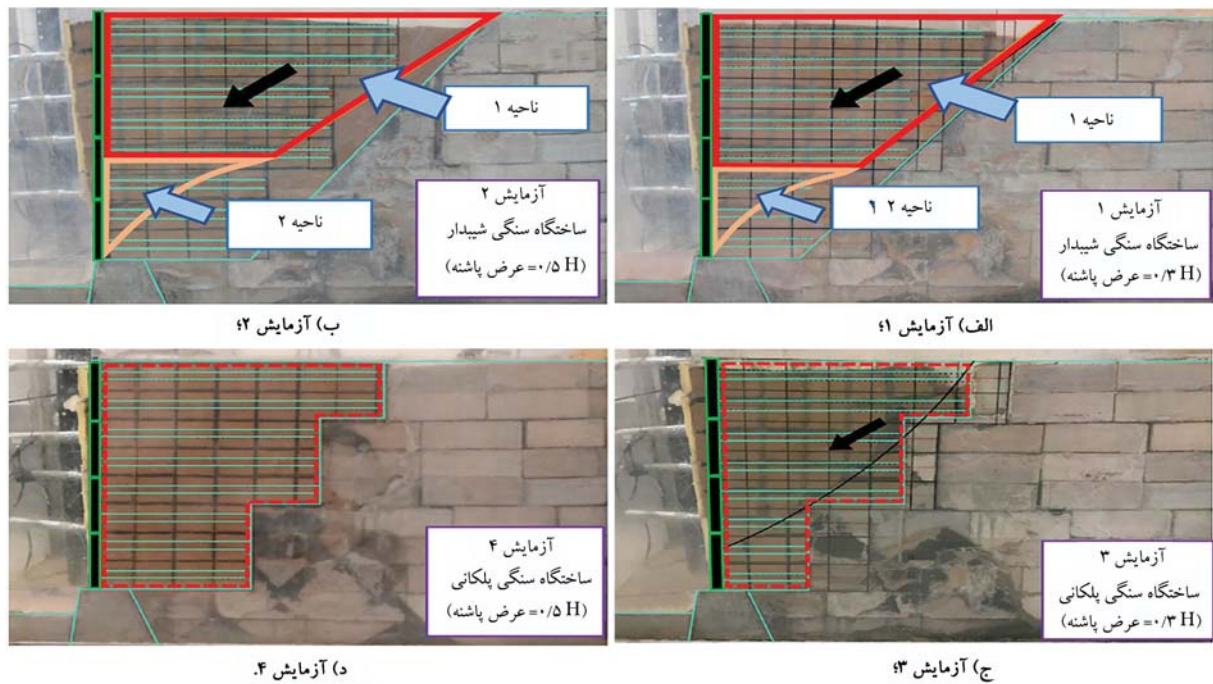


شکل ۳. هندسه مدل‌های فیزیکی در آزمایش میز لرزان.

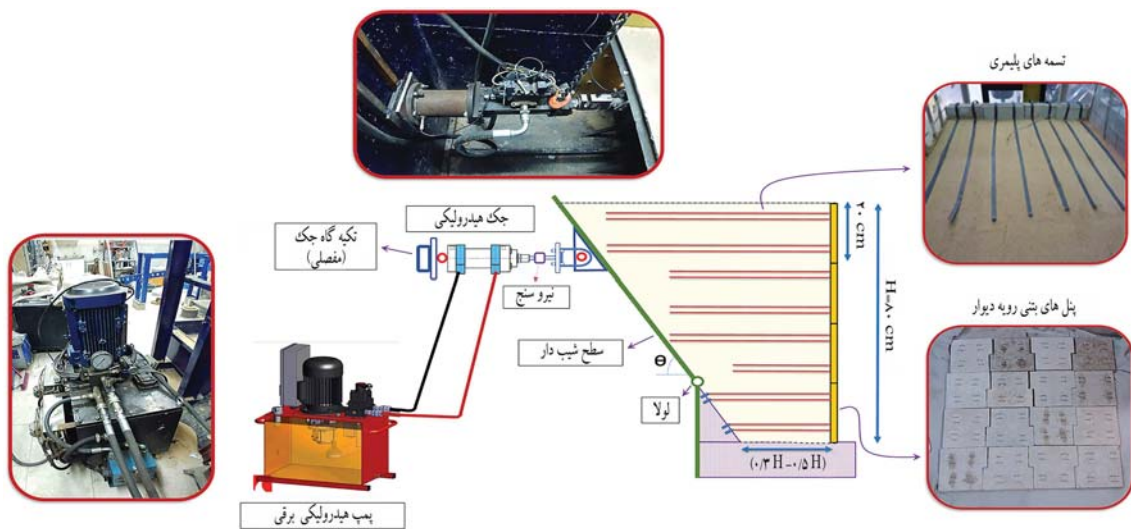
۲. لغزش توده خاک مسلح بر روی ساختمان سنگی، نقش به سزایی در افزایش تغییر مکان این نوع از دیوارها دارد. بر این اساس، تغییر مکان لرزه‌ای دیوار مجاور سطح سنگی پلکانی کمتر از سطح سنگی شیب‌دار است. علت این امر، کاهش پتانسیل لغزش توده خاک مسلح بر روی سطح سنگی پلکانی نسبت به سطح سنگی شیب‌دار است.

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

شکل ۴. نمودار تاریخچه زمانی رکوردهای اعمالی به مدل فیزیکی در آزمایش میز لرزان.



شکل ۵. نحوه تغییر شکل 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 ۱۶۰ و ۱۲۰ سانتی‌متر می‌باشند. عملکرد دستگاه به این صورت است که بارافزون از طریق جک هیدرولیکی به گوه گسیختگی 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 صورتی تدریجی افزایش می‌یابد و این فرایند تا ناپایداری سیستم دیوار خاک مسلح ادامه می‌یابد. در هر گام از بارگذاری، مقدار نیرو و جابه‌جایی دیوار توسط نیروسنج و جابه‌جایی‌سنج‌ها 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 گوه گسیختگی مدل‌ها، منطبق بر نتایج آزمایش میز لرزان مدل‌سازی شده است که در شکل ۷ نمایش داده شده است. برای ارزیابی نحوه تغییر شکل دیوار، سه جابه‌جایی‌سنج 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 شبه‌استاتیک، بارافقی شبه‌استاتیک به گوه گسیختگی 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 ۸۰ سانتی‌متر و طول و ارتفاع آن به



الف) مورد استفاده در مدل کوچک مقیاس؛ ب) مورد استفاده در مدل واقعی.

شکل ۹. تصویر مسلح کننده های پلیمری.

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

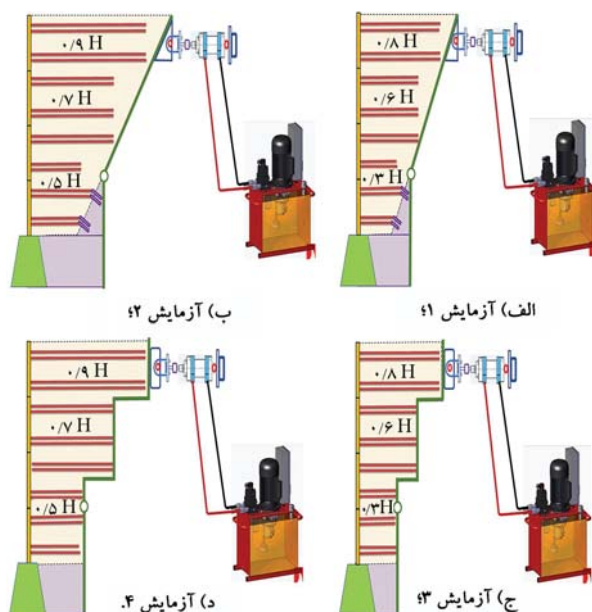
مدل	نمونه واقعی	پارامتر
Paragrid Grade	Grade Paraweb	نوع مسلح کننده
۵۰/۵	۷۵۲D	عرض (mm)
۱۲	۹۰	ضخامت (mm)
۰/۹	۳/۱	سختی محوری (kN/m)
۲۶/۶	۶۲۴	مقاومت کششی (MPa)
۲۲۱/۳	۲۶۸/۸	مدول الاستیسیته (GPa)
۲/۴۶	۲/۲۴	جنس هسته
رشته های پلی استر	رشته های پلی استر	جنس رویه
پلی اتیلن	پلی اتیلن	

میلی متر و به صورت T شکل برای استفاده در مدل فیزیکی در آزمایشگاه ساخته شدند. همچنین، در داخل پنل ها بست هایی برای اتصال مسلح های پلیمری تعبیه شدند.

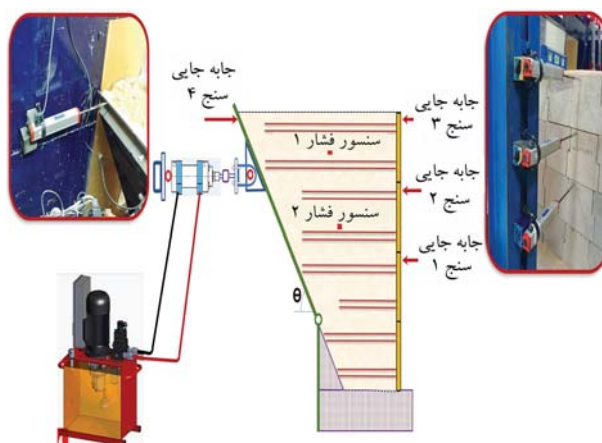
در این پژوهش، جنس مسلح کننده ها همانند آزمایش های میز لرزان از نوع پلیمری در نظر گرفته شده است. مسلح کننده های مورد استفاده در مدل های کوچک مقیاس باید بتواند رفتار مسلح کننده های پلیمری در مدل واقعی را شبیه سازی کنند. بر این اساس، کمک پناه و همکاران بیش از ۴۰ آزمایش کشش محوری (به منظور تعیین سختی محوری مسلح کننده ها) و حدود ۱۰۰ آزمایش بیرون کشیدن (به منظور مدل نمودن رفتار اندر کششی اجزای تسلیح) بر روی مسلح کننده های با جنس های مشابه با تسمه پلیمری (الیاف پلی استر) اما با ابعاد کوچک تر، انجام دادند.^[۱۰]

نتیجه این آزمایش ها نشان داد که رشته های طولی ژئوگریدهای با شبکه ۵۰ می تواند بهترین شبیه سازی را برای رفتار کششی و اندر کششی تسمه پلیمری از جنس پارابوب در مدل واقعی را داشته باشند. بنابراین، در پژوهش حاضر نیز از همین نوع مسلح کننده ها با رعایت ضریب مقیاس ۷/۵ : ۱ استفاده شده است. در جدول ۲ مشخصات مسلح کننده های مورد استفاده در مدل فیزیکی و مسلح کننده های پلیمری مدل واقعی آورده شده است. در شکل ۹ تصویر مسلح کننده های پلیمری ارائه شده است.

خاک مورد استفاده در ساخت مدل های فیزیکی، ماسه ۱۶۱ فیروزکوه است. این خاک به عنوان یک خاک استاندارد توسط محققین قبلی معرفی شده است و دارای دانه بندی یکنواخت و مشابه ماسه تیورای ژاپن است.^[۳۱] در جدول ۳ مشخصات این خاک ارائه شده است.



شکل ۷. نحوه مدل سازی آزمایش های فشار از پشت.



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

تغییر شکل بلوک خاک مسلح، یک جابه جایی سنج نیز در پشت گوه گسیختگی قرار داده شده است. در حین فرایند ساخت دیوار خاک مسلح، دو عدد حسگر فشارسنج 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 مدل های 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 مدل های آزمایشگاهی بر پایه معیارهای مقیاس سازی ارائه شده توسط یابی^[۲۹] و وود^[۳۰] مقیاس شده اند. بر این اساس، با در نظر گرفتن شاخص مقیاس (مقیاس مدل به واقعی) ۷/۵ : ۱، ارتفاع واقعی ۶ متر و ارتفاع دیوارها در مدل ۰/۸ متر در نظر گرفته شده اند. رویه های متداولی که در ساخت دیوارهای حائل مسلح شده استفاده می شوند، معمولاً دارای ابعاد ۱/۵ × ۱/۵ متر و ضخامت ۱۵ تا ۲۰ سانتی متر هستند. با توجه به ضریب مقیاس انتخاب شده، پنل رویه ها با ابعاد ۲۰۰ × ۲۰۰ میلی متر و با ضخامت ۲۰

جدول ۳. مشخصات ماسه فیروزکوه ۱۶۱. [۳۱]

نام اختصاری	SP
$\varphi(^{\circ})$	۳۶/۸
$\gamma_{d\max}(kN/m^3)$	۱۸
$\gamma_{d\min}(kN/m^3)$	۱۴/۶
e_{\min}	۰/۵۴۸
e_{\max}	۰/۹۴۳
D_{50}	۰/۲۷
C_c	۰/۸۸
C_u	۱/۸۷
G_s	۲/۶۵

جدول ۴. مشخصات مدل‌های مورد آزمایش.

شماره آزمایش	طول مسلح‌کننده‌ها (L/H)			هندسه ساختمان
	پایین	میانی	فوقانی	
۱	۰/۳	۰/۶	۰/۸	شیب‌دار
۲	۰/۵	۰/۷	۰/۹	شیب‌دار
۳	۰/۳	۰/۶	۰/۸	پلکانی
۴	۰/۵	۰/۷	۰/۹	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 یافت، ۸۵ درصد است که این مقدار تراکم در این پژوهش نیز مدنظر قرار گرفته است. به منظور تراکم بهتر، میزان ۵ 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 ساختمان سنگی به وسیله لایه ملات ماسه - سیمان شبیه‌سازی 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 ساختمان سنگی و برحسب شتاب حداکثر زلزله ارائه می‌شود. همان‌طور که در بخش قبل توضیح داده شد، در این مطالعه به منظور شبیه‌سازی فرضیات روش شبه‌استاتیک، آزمایش فشار از پشت بر روی چهار مدل فیزیکی از دیوار خاک مسلح متکی بر ساختمان سنگی انجام شده است. مشخصات مدل‌ها در جدول ۴ ذکر شده است.

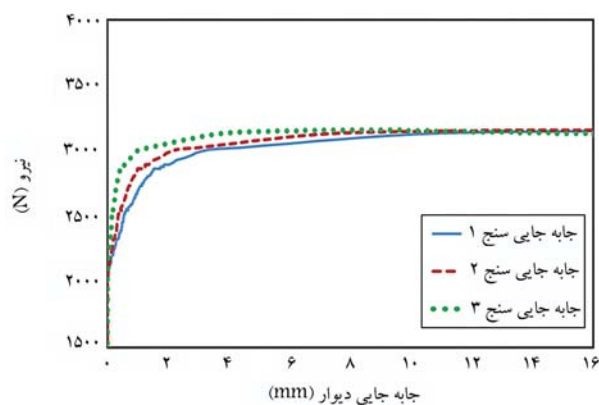
از آنجایی که یکی از فرضیات اصلی در روش شبه‌استاتیک، اعمال بار زلزله

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 نیرو به جابه‌جایی 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.

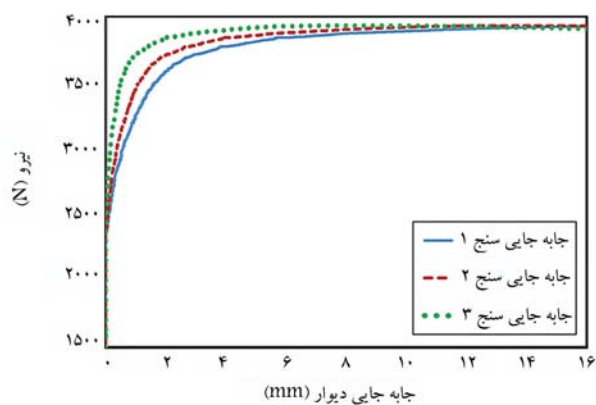
همان‌طور که مشاهده می‌شود، در تمامی مدل‌ها، در ابتدا سیستم سختی نسبتاً بزرگی در برابر تغییر مکان از خود نشان می‌دهد. با افزایش سطح جابه‌جایی، از سختی سیستم کاسته شده و رفتار به سمت خمیری شدن تمایل پیدا می‌کند. به‌طور کلی در روش‌های محاسبه فشار وارده به دیوارها مبتنی بر تئوری تعادل حدی (از جمله کولمب و مونوبه اوکابه)، رفتار گوه گسیختگی به صورت صلب فرض می‌شود. این فرض ساده‌کننده به‌طور کامل با واقعیت مطابقت ندارد. در دیوارهای خاک مسلح، به دلیل تراکم بالای خاکریز و وجود مسلح‌کننده‌ها، این فرض تقویت می‌شود. در این پژوهش، به منظور ارزیابی صلبیت گوه گسیختگی، با قرار دادن یک جابه‌جایی سنج در پشت بلوک خاک مسلح، نحوه جابه‌جایی سطح شیب‌دار در طول آزمایش ثبت شده است (شکل ۷). در واقع، اختلاف جابه‌جایی میان رویه دیوار با سطح شیب‌دار پشت، به نوعی نشان‌دهنده تغییر شکل نسبی گوه گسیختگی است. بر این اساس، در شکل ۱۱ نحوه جابه‌جایی 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، جابه‌جایی نسبی بلوک گوه گسیختگی کمتر از ۱ میلی‌متر است. همچنین، حداکثر جابه‌جایی نسبی خاکریز حدود ۱ میلی‌متر محاسبه شده است. بنابراین، با توجه به عرض گوه گسیختگی، مقدار جابه‌جایی نسبی کمتر از ۰/۲ درصد است که فرض صلبیت را تقویت می‌نماید.

در شکل ۱۲ نمودار تغییرات نیرو به درصد جابه‌جایی ($\Delta x/H$) برای چهار مدل با یکدیگر مقایسه شده‌اند. مشاهده می‌شود که در تمامی مدل‌ها در مقدار جابه‌جایی ۰/۱ درصد، رفتار سیستم به سمت خمیری تمایل پیدا کرده است. همچنین، جابه‌جایی ۲ 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 سناریو از تحریک‌های تناوبی با دامنه متغیر (شکل ۴) ارزیابی شده است. بر مبنای نتایج آزمایش‌های میز لرزان، نمودار درصد نسبت جابه‌جایی به حداکثر شتاب اعمالی در شکل ۱۳ ارائه شده است. نتایج نشان دادند که شروع تشکیل سطح گسیختگی بحرانی، در مدل‌های ۱ تا ۴ به ترتیب در حداکثر شتاب‌های ۰/۵۵، ۰/۶، ۰/۵۵ و ۰/۶۵ برابر شتاب گرانش روی می‌دهد.

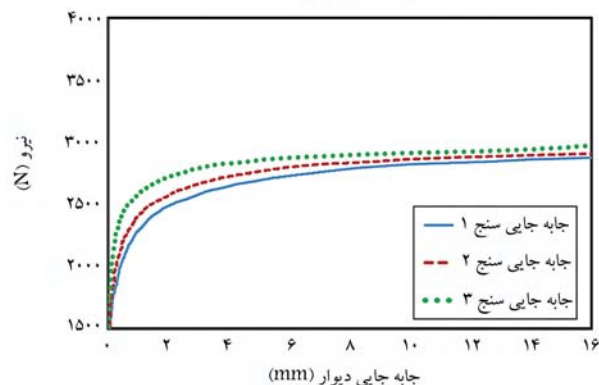
از تلفیق نتایج دو آزمایش فشار از پشت و میز لرزان و با استفاده از رابطه ۳، منحنی‌های ضریب شتاب لرزه‌ای افقی بر حسب شتاب حداکثر زلزله (A_s) برای سطوح تغییر مکان مختلف در شکل ۱۴ ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش سطح تغییر مکان، از مقدار ضریب شتاب افقی کاسته می‌شود. مقایسه نتایج چهار آزمایش 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 ساختمان سنگی و ابعاد



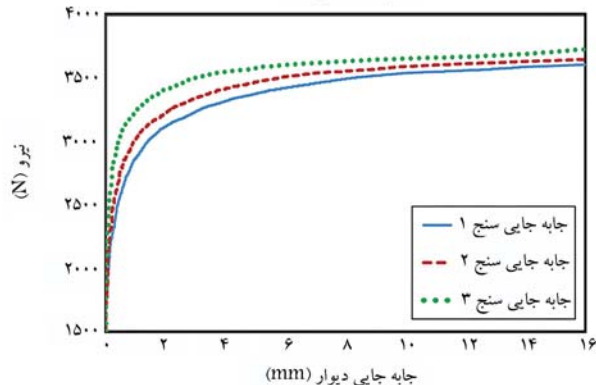
الف) آزمایش ۱ا



ب) آزمایش ۱ب

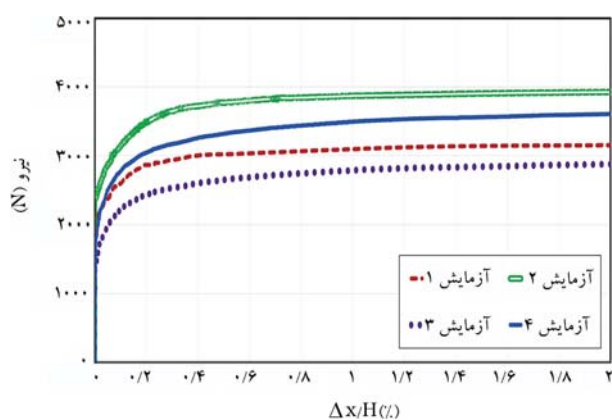


ج) آزمایش ۱ج



د) آزمایش ۱د

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

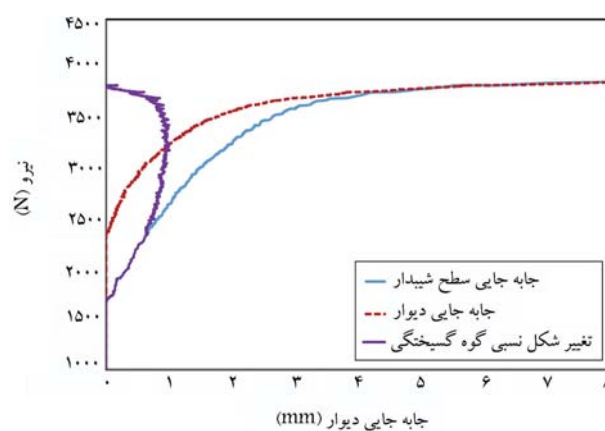


شکل ۱۲. نمودار تغییرات نیرو به درصد جابه‌جایی (مقایسه نتایج آزمایش فشار از پشت بر روی چهار مدل فیزیکی).

انتظار از سیستم دیوار حائل محدود می‌شود. بر این اساس، درصد تغییر مکان مجاز لرزه‌ای سیستم‌های حائل در محدوده‌ای در بازه ۰ الی ۲ درصد قابل پذیرش است و جابه‌جایی‌های بیش از این مقادیر، به عنوان خرابی دیوار تلقی می‌شود.^[۶] با توجه به معیار ارائه شده در آیین‌نامه آشتو^[۶]، سطوح عملکردی در این مطالعه به سه سطح تقسیم می‌شود:

۱. دیوار با تغییر مکان محدود؛

۲. دیوار نیمه منعطف؛



شکل ۱۱. نحوه جابه‌جایی سطح پشت، رویه دیوار و میزان تغییر شکل 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 ضربه کمتری به گوه گسیختگی اعمال می‌شود. با افزایش ابعاد و سختی بلوک خاک مسلح، آستانه تحمل‌پذیری سیستم در برابر تغییر مکان ناشی از افزایش شتاب ورودی افزایش یافته و در نتیجه ضربه شتاب اعمالی کاهش یافته است. به‌طور کلی در طراحی دیوارهای حائل، سطح عملکرد بر مبنای مقدار تغییر مکان مجاز سیستم تعریف می‌شود. تغییر مکان مجاز نیز با توجه به کاربری مورد

جدول ۵. ضریب شتاب لرزه‌ای برای سطوح عملکرد مختلف و مقایسه با روابط پژوهشگران دیگر و آیین‌نامه آشتو.

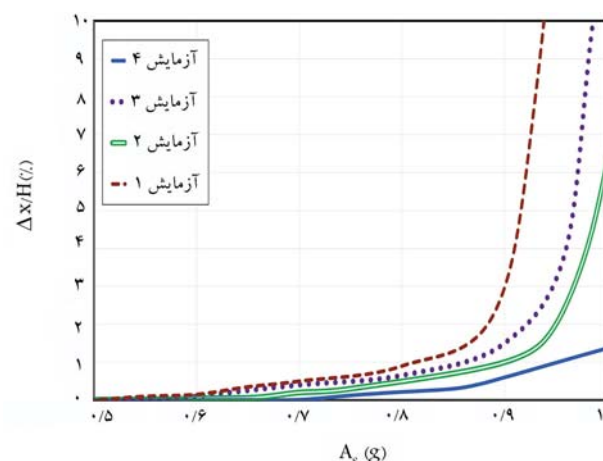
نوع ساختگاه	ابعاد بلوک	سطح عملکرد مورد انتظار از دیوار		
		تغییر مکان محدود	نیمه منعطف	انعطاف پذیر
روش پیشنهادی	شیب دار	$0.78(A_s/g)$	$0.73(A_s/g)$	$0.57(A_s/g)$
	شیب دار	$0.73(A_s/g)$	$0.65(A_s/g)$	$0.50(A_s/g)$
	پلکانی	$0.76(A_s/g)$	$0.69(A_s/g)$	$0.54(A_s/g)$
	پلکانی	$0.70(A_s/g)$	$0.61(A_s/g)$	$0.45(A_s/g)$
چوکیر [۲۳]	-	-	$0.72(A_s/g)$	$0.72(A_s/g)$
لازارته و همکاران [۲۴]	-	-	-	$0.50(A_s/g)$
آیین‌نامه آشتو [۵]	-	$1/0(A_s/g)$	-	$0.50(A_s/g)$

افقی برای سطوح عملکرد مختلف ارائه شده و با روابط پیشنهادی پژوهشگران دیگر و آیین‌نامه آشتو مقایسه شده است. نتایج این مقایسه نشان می‌دهد که در شرایط تغییر مکان محدود، مقدار ضریب شتاب لرزه‌ای بر مبنای روش پیشنهادی نسبت به توصیه آیین‌نامه کمتر است. در شرایطی که سیستم اجازه تغییر مکان کافی داشته باشد (سیستم انعطاف پذیر)، مقدار ضریب شتاب لرزه‌ای بر مبنای روش پیشنهادی تقریباً معادل پیشنهاد آیین‌نامه محاسبه می‌شود.

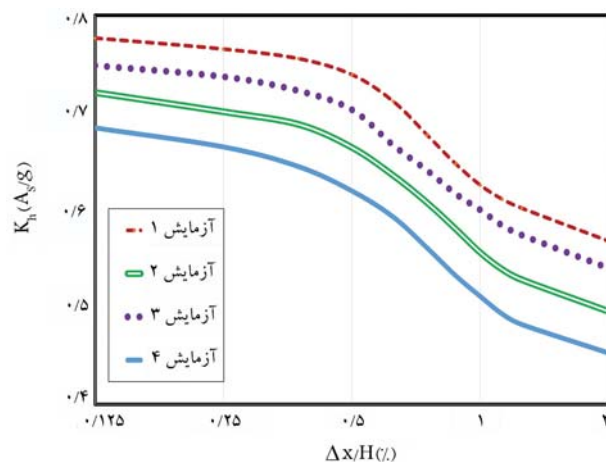
۶. نتیجه‌گیری

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 لرزان 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 بلوک 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 افقی افزون شبه‌استاتیک 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. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که مقدار پارامتر ضریب شتاب لرزه‌ای در سیستم دیوارهای خاک مسلح با خاکریز محدود، تابع عملکرد لرزه‌ای سیستم است. به‌عنوان 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 تحمل‌پذیری سیستم در برابر تغییر مکان ناشی از افزایش شتاب رکورد ورودی افزایش یافته و در نتیجه ضریب شتاب اعمالی کاهش می‌یابد.



شکل ۱۳. نمودار درصد جابه‌جایی به حداکثر شتاب اعمالی.



شکل ۱۴. منحنی‌های ضریب شتاب حداکثر افقی بر حسب شتاب حداکثر لرزه‌ای (A_s) برای سطوح تغییر مکان مختلف.

۳. دیوار انعطاف پذیر.

در دیوارهای با تغییر مکان محدود، مقدار جابه‌جایی مجاز بسیار کم است و در دیوارهای انعطاف پذیر، امکان جابه‌جایی کافی (تا جایی که کاربری آن‌ها دچار آسیب نشود) وجود دارد. تغییر مکان مجاز در این سه سطح به ترتیب $0.1/0$ ، $0.5/0$ و درصد فرض شده است. در جدول ۵ محدوده پیشنهادی ضریب شتاب لرزه‌ای

و توصیه آیین‌نامه آستو نشان می‌دهد که در شرایط تغییر مکان محدود، مقدار ضریب شتاب لرزهای بر مبنای روش پیشنهادی نسبت به توصیه آیین‌نامه، کمتر محاسبه می‌شود. در شرایطی که سیستم اجازه تغییر مکان کافی داشته باشد (سیستم انعطاف‌پذیر)، مقدار ضریب شتاب لرزهای بر مبنای روش پیشنهادی تقریباً معادل پیشنهاد آیین‌نامه محاسبه می‌شود.

همچنین، نتایج نشان داد که مقدار ضریب شتاب لرزهای وابسته به تغییر مکان مجاز دیوار است. بر این اساس، در دیوارهای با تغییر مکان محدود که سطح جابه‌جایی مجاز بسیار کم است، مقدار ضریب شتاب لرزهای در محدوده $0.78(A_s/g)$ الی $0.70(A_s/g)$ و در دیوارهای انعطاف‌پذیر در محدوده $0.57(A_s/g)$ الی $0.45(A_s/g)$ محاسبه شد. مقایسه نتایج این مطالعه با روابط پژوهشگران پیشین

پانوشته‌ها

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 Fagher, 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/jgein.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 مرکب در راستای طراحی بر مبنای عملکرد

مجید حسینی معتمد (دانشجوی دکتری)

علی کمک‌پناه* (استاد)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران تهریف، زمستان ۱۴۰۲ (۳۹، صص. ۳۱-۴۱، پژوهشی)
دوری ۳۹، شماری ۴، صص. ۳۱-۴۱، پژوهشی

در این تحقیق، به بررسی آزمایشگاهی اندرکنش اینرسی سازه - خاک - شمع در سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مرکب با تاکید 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 مرکب 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 مرکب 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 مرکب شامل آرایش شمع‌ها و طول شمع‌ها، بر پاسخ دینامیکی سازه می‌باشد. متمرکز شدن چیدمان شمع‌ها، رفتار دورانی شالوده را تغییر می‌دهد و به دنبال آن، تقاضای دینامیکی و دریفت روسازه را کاهش می‌دهد.

واژگان کلیدی: ارتعاش اجباری، اندرکنش خاک - شمع - سازه، پاسخ غیرخطی، شالوده مرکب، طراحی بر اساس عملکرد.

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

۱. مقدمه

لرزه‌ای، باید از هر نوع آسیب پی جلوگیری شود، به‌طوری که اتلاف انرژی تنها در روسازه مجاز می‌باشد. پاسخ غیرخطی پی در بیشتر پروژه‌های عملی اجتناب‌ناپذیر است، زیرا لنگرهای خمشی ناشی از نیروهای اینرسی حین زلزله ممکن است از ظرفیت باربری استاتیکی پی تجاوز کند.^[۱] در این حالت، اندرکنش غیرخطی خاک - شالوده محتمل است که می‌تواند منجر به کاهش تقاضای لرزه‌ای روسازه شود. کاهش تقاضای جابه‌جایی و دوران ماندگار در اجزای سازه‌ای و به‌طور کلی کاهش 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

مفهوم طراحی بر اساس جابه‌جایی در دهه‌های اخیر اعتبار زیادی پیدا کرده است. بر اساس این مفهوم، آسیب‌دیدگی و خرابی سازه‌ای ساختمان‌ها به‌طور 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 (جایگزین روش طراحی لرزه‌ای بر اساس مقاومت) می‌شود. به‌صورت کلی، این روش‌ها تحت عنوان روش‌های طراحی بر اساس عملکرد^۱ شناخته می‌شوند. با مطرح شدن این نوع فلسفه طراحی، توجه بیشتری به نقش اندرکنش سازه - شالوده - خاک در پاسخ کلی سیستم معطوف گردید.^[۱-۳] بر اساس این روش‌های طراحی

* نویسنده مسئول

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

استناد به این مقاله:

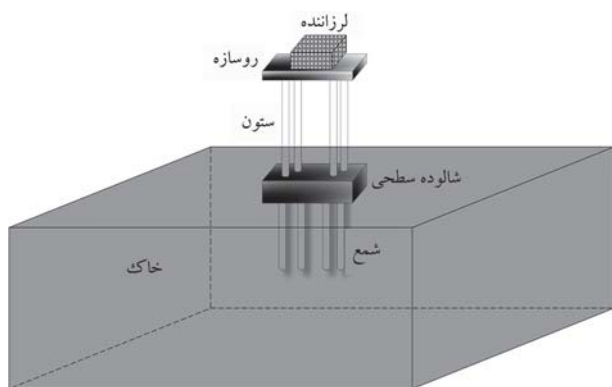
حسینی معتمد، مجید و کمک‌پناه، علی، ۱۴۰۲. مطالعه آزمایشگاهی رفتار دینامیکی سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مرکب در راستای طراحی بر مبنای عملکرد. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص. ۳۱-۴۱. DOI:10.24200/J30.2023.61540.3181

شده است. [۵-۱۱] در همین راستا، آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای نیوزلند [۱۲] در نظر گرفتن اتلاف انرژی از طریق دوران شالوده را منوط به انجام مطالعات خاص (مانند تحلیل تاریخیچه زمانی) می‌کند. آناستاساپولوس و همکاران در سال ۲۰۱۰، فلسفه‌ای نوین برای طراحی لرزه‌ای ارائه دادند که از حرکت گهواره‌ای شالوده به عنوان یک مکانیزم میراکننده 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 خطا 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 توسط 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 ریجایی نوری و همکاران [۱۸]، یگانه و فتاحی [۱۹] و سجادی و همکاران [۲۰، ۲۱] اشاره کرد. برخی محققین، بهسازی خاک را با کمک المان‌هایی مانند شمع، ستون سنگی و ... با هدف کاهش نشست فونداسیون گهواره‌ای، مورد بررسی قرار داده‌اند. لولی و همکاران در سال ۲۰۱۵، عملکرد یک پایه پل که بر روی فونداسیونی 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 خمشی به مقدار قابل توجهی در پایه ستون پل افزایش می‌یابد. [۲۲] 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. [۲۳] بیشتر کارهای انجام شده بر اساس مفهوم طراحی نوین (روش طراحی بر اساس عملکرد) با تکیه بر رفتار غیرخطی خاک و به تبع آن حرکت گهواره‌ای شالوده به عنوان منبعی برای اتلاف انرژی، معطوف به پی‌های 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 باری همچنان توسط 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 موردی مورد بررسی قرار دادند. نتایج آن‌ها بیانگر وابستگی توزیع بار میان شمع‌ها به صلبیت 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. [۲۴] پولوس در سال ۲۰۰۱ پیشنهاد کرد که با افزایش ضخامت شالوده می‌توان به‌طور قابل توجهی نشست غیر یکنواخت را کاهش داد. او همچنین بیان کرد که افزایش طول شمع‌ها همیشه ضامن عملکرد موثرتر پی نیست و حد بالایی برای تعداد شمع‌ها وجود دارد که فراتر از آن، مزایای اضافه شده اندک می‌باشد. [۲۵] همچنین، طبق مطالعات پارامتریک رتول و رندولف در سال ۲۰۰۴،

عواملی همچون شرایط خاک بستر، آرایش بارگذاری و سطوح بار در تعیین طرح بهینه پی 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 توسط آن‌ها نشان داد که آرایش متمرکز شمع‌ها قابلیت کاهش نشست کل و غیر یکنواخت را تا تقریباً ۳۰ الی ۴۰ 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 ربیعی و چوبیستی [۲۸]، بندوپادهای و همکاران [۲۹]، بهارتیا 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 بار استاتیکی محوری روسازه است. در حالی که بار لرزه‌ای با توجه به انعطاف‌پذیری این نوع سازه‌ها بحرانی نبوده است. در سازه‌های لاغر نسبتاً بلند و سنگین که در این تحقیق مدنظر می‌باشد، حین زلزله‌های قوی، لنگر اینرسی وارده به پی قابل توجه می‌باشد. این لنگر اینرسی قابل توجه وارده به شالوده منجر به پاسخ غیرخطی خاک بستر شالوده می‌گردد. بنابراین، شناخت رفتار شالوده مرکب و چگونگی تأثیر آن بر پاسخ سازه متکی بر آن حین زلزله بر اساس فلسفه جدید طراحی (طراحی بر اساس عملکرد) می‌تواند مشرثمر باشد. از آنجایی که رفتار دینامیکی شالوده مرکب و چگونگی انتفاع سازه‌های متکی 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 متکی بر این نوع پی تحت بار دینامیکی اینرسی پرداخته شود. همچنین، عوامل موثر مانند آرایش شمع‌ها و طول نسبی شمع‌ها بر پاسخ سازه نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

۲. مدل‌سازی در آزمایشگاه

تمامی اجزای اصلی تشکیل‌دهنده 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.



ب) آرایش یکنواخت شمع ها.



الف) آرایش متمرکز شمع ها؛

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



ب) طول نسبی کوتاه تر با طول ۷۵ cm.



الف) طول نسبی بلندتر با طول ۵۰ 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 پهنه 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 فوقانی می باشد. نیروی اینرسی ایجاد شده توسط لرزاننده مطابق رابطه ۱ می باشد. [۳۳]

جدول ۱. مشخصات روسازه مدل آزمایشگاهی.

مقدار	مشخصه
۵°	طول شالوده (سانتی متر)
۵°	عرض شالوده (سانتی متر)
۱۱۵	ارتفاع سازه (سانتی متر)
۲۱°	جرم روسازه (کیلوگرم)



شکل ۲. نما از مدل ساخته شده در آزمایشگاه.

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

شماره مدل	نوع آرایش	شمع ها	
		نسبت فاصله	نسبی طول
۱	یکنواخت	۳°	۱۳
۲	متمرکز	۳°	۶/۵
۳	یکنواخت	۱۵	۱۳

• روسازه

روسازه به صورت یک سیستم یک درجه آزادی در نظر گرفته شده است. از این رو، جرم فوقانی 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 فوقانی به ستون ها به صورت کاملاً صلب می باشد. روسازه طراحی شده که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است، تقریباً در نقش یک سازه لاغر می باشد. مشخصات 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

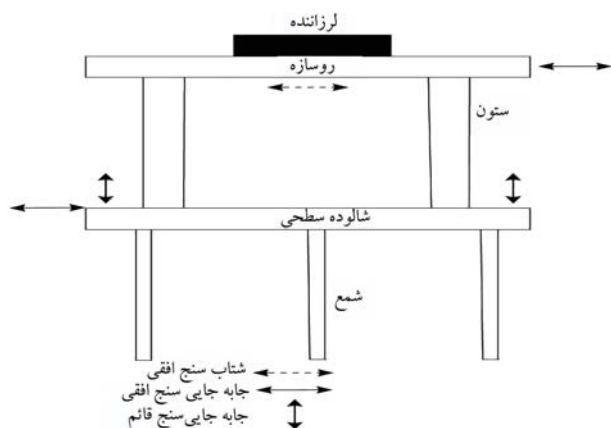
شالوده مدنظر در این تحقیق، از نوع شالوده مرکب می باشد که ترکیبی از شالوده سطحی و شمع های عمیق است. از آن جایی که یکی از اهداف اصلی این تحقیق، بررسی چگونگی انتفاع سازه های لاغر مستقر بر شالوده مرکب از غیرخطی شدن خاک می باشد، بنابراین از شمع های اصطکاکی برای بهره بردن از حرکت گهواره ای شالوده استفاده شده 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 ۳. مشخصات گام‌های بارگذاری.

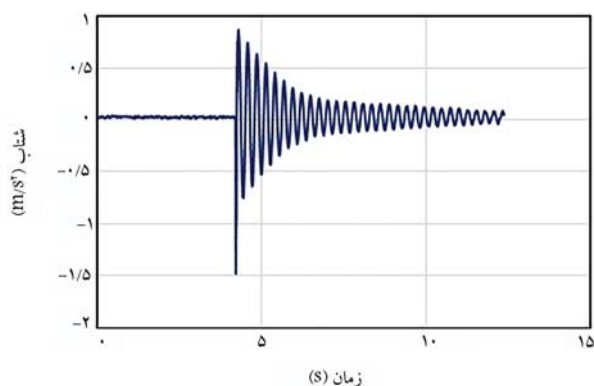
گام بارگذاری						
۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷
جرم دوار (گرم)	۹۳	۱۶۴	۲۵۶	۴۵۸	۸۳۱	۱۵۷۵
شعاع (میلی‌متر)	۸۵	۸۵	۸۵	۱۰۹	۱۰۷	۹۹

جدول ۴. مشخصات ماسه فیروزکوه ۱۶۱.

طبقه‌بندی	SP
$\varphi(^{\circ})$	۳۶/۸
$\gamma_{d\max}(kN/m^3)$	۱۸
$\gamma_{d\min}(kN/m^3)$	۱۴/۶
e_{max}	۰/۹۴۳
e_{min}	۰/۵۴۸
D_{50}	۰/۲۷
C_c	۰/۸۸
C_u	۱/۸۷
G_s	۲/۶۵



شکل ۵. نحوه چیدمان حسگرها و ابزارگذاری مدل‌های فیزیکی در آزمایش‌های ارتعاش اجباری.



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

۳. نتایج آزمایش‌ها

قبل از شروع آزمایش‌های ارتعاش اجباری برای هر مدل، ابتدا آزمایش ارتعاش آزاد برای یافتن فرکانس طبیعی سیستم انجام گردید. آزمایش‌های 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 نرم‌افزار ساینموسینگال، فرکانس طبیعی سیستم اندازه‌گیری می‌شود. به همین ترتیب، برای سایر مدل‌ها نیز فرکانس طبیعی مطابق جدول ۵ اندازه‌گیری شد.

$$F = m_r r \omega^2 \cos \alpha + (m_r + m_b) \ddot{u} \quad (۱)$$

در این رابطه، m_r جرم وزنه جرمی دوار (جرم ایجادکننده نیروی نامتعادل‌کننده)، r شعاع دوران (فاصله از مرکز دیسک‌ها تا مرکز جرمی وزنه جرمی دوار)، ω فرکانس زاویه‌ای ارتعاش و α موقعیت زاویه‌ای وزنه جرمی دوار، m_b جرم ثابت روسازه و \ddot{u} شتاب انتقالی روسازه می‌باشد. ترم اول در رابطه ۱، بیانگر نیروی نامتعادل‌کننده ایجاد شده توسط وزنه‌های جرمی دوار و ترم دوم آن بیانگر نیروی اینرسی ایجاد شده در روسازه ناشی از شتاب اینرسی ایجاد شده می‌باشد. روند بارگذاری در هر مدل شامل مجموعه‌ای از گام‌های بارگذاری می‌باشد. مشخصات این گام‌های بارگذاری در جدول ۳ ارائه شده است.

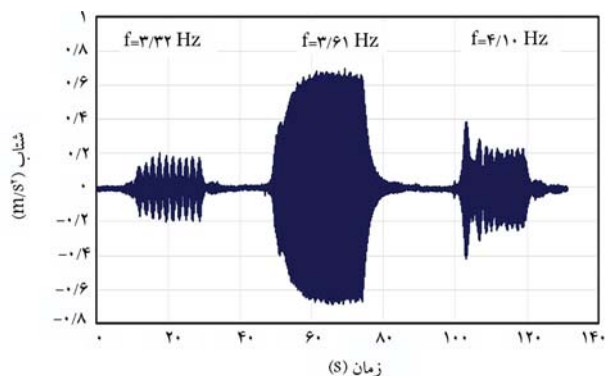
از ویژگی هر گام بارگذاری جرم وزنه دوار و شعاع دوران ثابت و فرکانس بارگذاری متغیر می‌باشد. جرم‌های دوار بصورت قطاعی از دایره در زوایای مختلف طراحی و ساخته شدند. جرم‌ها با این هدف تعیین شده‌اند که بازه بارگذاری وسیعی از دامنه بارگذاری کم تا دامنه زیاد را پوشش دهند. بطوریکه مطابق این روند، با افزایش دامنه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

• مشخصات خاک بستر

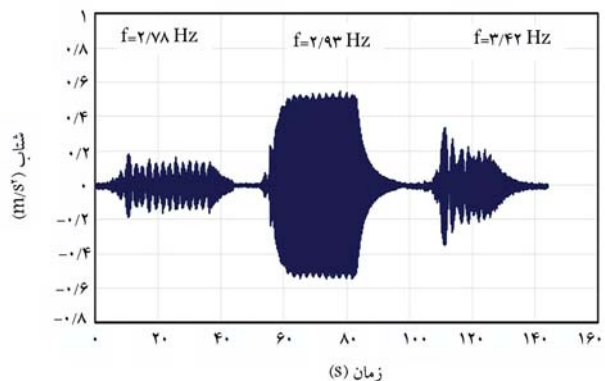
محفظه خاک با طول ۲/۵ متر، عرض ۱/۲ متر و ارتفاع ۱ متر در آزمایشگاه ساخته شد. از ماسه ۱۶۱ فیروزکوه به عنوان خاک بستر پی در این محفظه استفاده شده است. این خاک به عنوان یک خاک استاندارد توسط محققین قبلی معرفی گردیده است و دارای دانه‌بندی یکنواخت بوده و مشابه ماسه توپورای ژاپن می‌باشد.^[۳۴] در جدول ۴ مشخصات این خاک ارائه شده است. فرایند تراکم خاک به صورت لایه به لایه و با استفاده از کوبه‌های دستی انجام پذیرفت تا یک لایه یکنواخت با تراکم ۸۰ درصد در سرتاسر جعبه ایجاد گردد.

• حسگرها

نحوه چیدمان و موقعیت حسگرها در شکل ۵ ارائه شده است. شتاب‌سنج در زیر جرم فوقانی برای اندازه‌گیری نیروی اینرسی تحت آزمایش‌های ارتعاش اجباری نصب شده است. تعداد دو جابه‌جایی‌سنج قائم و یک جابه‌جایی‌سنج افقی برای اندازه‌گیری پاسخ شالوده شامل دوران و جابه‌جایی افقی استفاده شده است. همچنین، از یک جابه‌جایی‌سنج افقی برای ثبت جابه‌جایی افقی روسازه استفاده شده است.

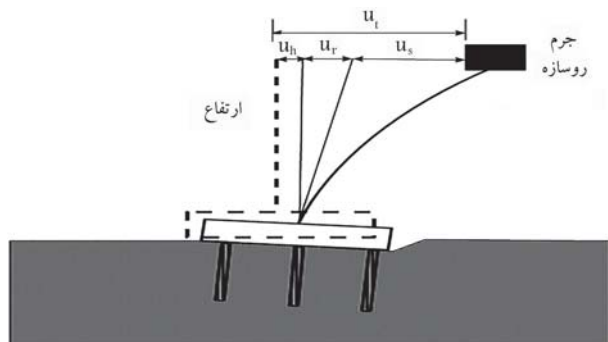


الف) برای مدل با آرایش یکنواخت؛

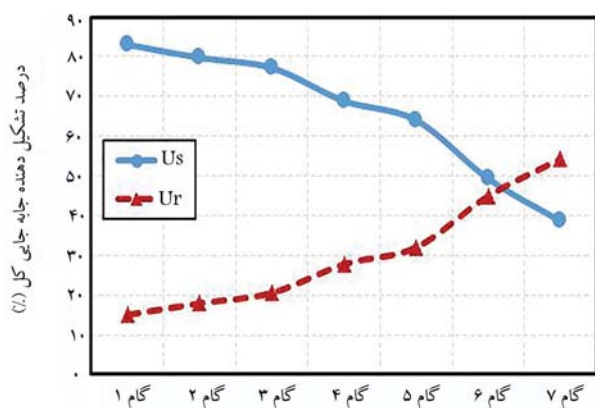


ب) برای مدل با آرایش متمرکز.

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 یکدیگر.

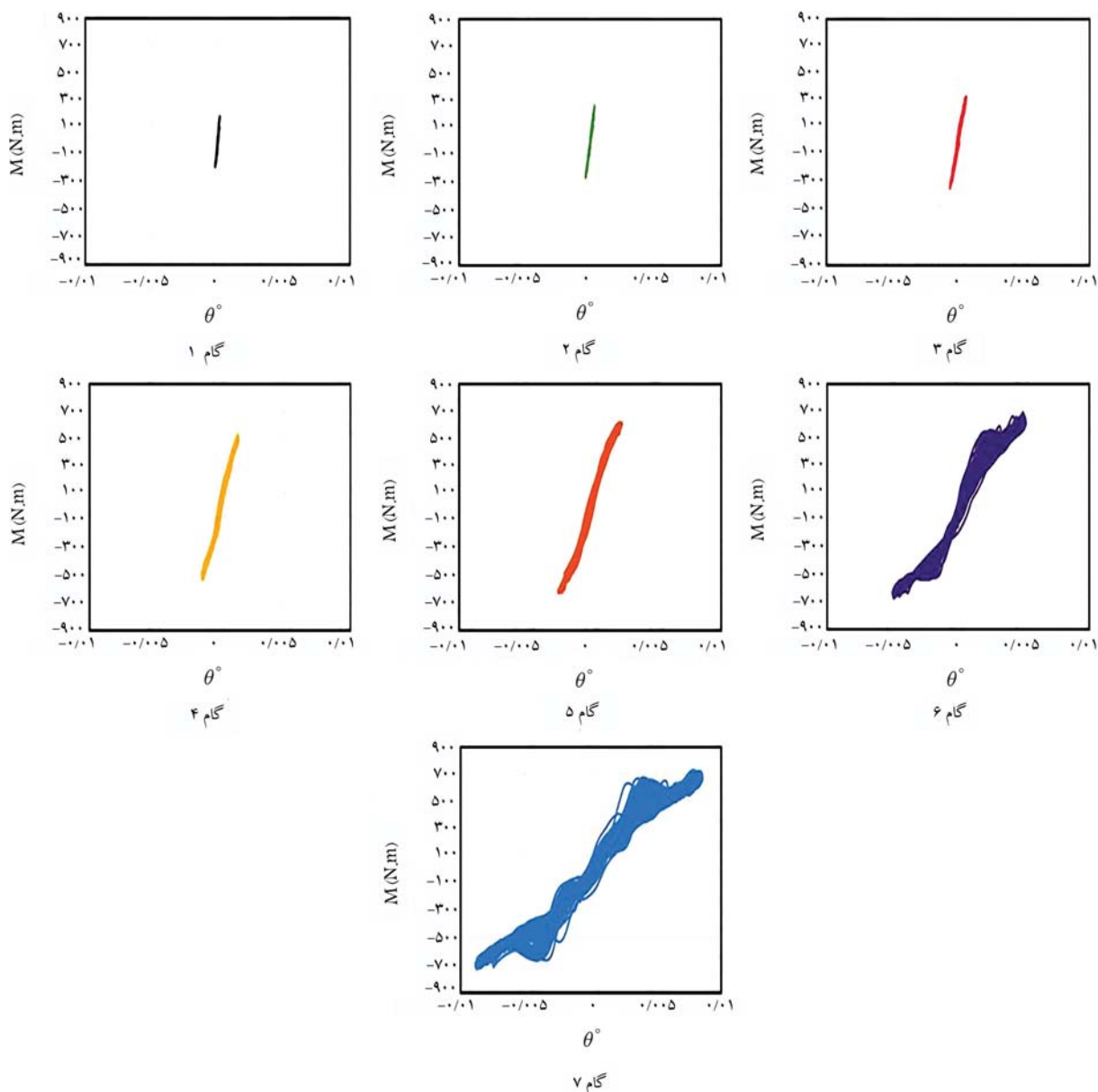
جدول ۵. فرکانس طبیعی اندازه‌گیری شده برای مدل‌های فیزیکی از طریق آزمایش ارتعاش آزاد.

مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳
۳/۷ هرتز	۳/۰۲ هرتز	۳/۷ هرتز

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 نرم‌تر می‌باشد. این موضوع احتمالاً ناشی از سختی دورانی کمتر مدل با آرایش متمرکز می‌باشد. بنابراین، آرایش شمع‌ها نقش تعیین‌کننده در تعیین فرکانس طبیعی سیستم‌های متکی بر شالوده مرکب دارد. همچنین، عدم وابستگی فرکانس طبیعی دو مدل با طول متفاوت شمع‌ها احتمالاً ناشی از سختی دورانی یکسان دو مدل تحت بار ضربه‌ای اعمال‌شده در آزمایش ارتعاش آزاد بوده است. به نظر می‌رسد لنگر اینرسی 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، جابه‌جایی بسیج شده در شمع‌ها کوچک می‌باشد، به‌طوری‌که در آن جابه‌جایی 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 پیش‌تر بیان شد، هر گام بارگذاری شامل چندین آزمایش با فرکانس متغیر می‌باشد. آزمایش ابتدایی باید دارای فرکانس کمتر از فرکانس تشدید باشد. سپس، آزمایش‌های بعدی با افزایش فرکانس ارتعاش جهت رسیدن به شرایط تشدید 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 ارائه 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 تشدید، یک آزمایش متناظر شرایط تشدید و یک آزمایش برای پس از وقوع تشدید 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 تشدید می‌باشد.

پاسخ روسازه با فرض حرکت افقی، متشکل از سه مولفه جابه‌جایی نسبی روسازه (u_s)، جابه‌جایی ناشی از دوران شالوده (u_r)، و جابه‌جایی ناشی از حرکت انتقالی شالوده (u_h) می‌باشد که به‌طور شماتیک در شکل ۸ نشان داده شده است. با بررسی پاسخ روسازه برای هر سه مدل فیزیکی مشخص گردید که تأثیر مولفه جابه‌جایی ناشی از حرکت انتقالی شالوده نسبت به دو مولفه دیگر اهمیت کمتری دارد. بنابراین، طبق انتظاری که از رفتار سازه‌های لاغر وجود دارد، حرکت دورانی شالوده غالب می‌باشد و می‌توان از حرکت انتقالی صرف‌نظر کرد. در همین راستا، مولفه جابه‌جایی نسبی روسازه (u_s) و جابه‌جایی ناشی از دوران شالوده (u_r)، دو مولفه اصلی تشکیل‌دهنده پاسخ روسازه می‌باشند. با افزایش گام بارگذاری، نیروی اینرسی بیشتری به روسازه وارد می‌گردد که به تبع آن پاسخ روسازه نیز افزایش می‌یابد. یکی از نکات مهم و قابل توجه، نسبت تغییرات دو مولفه تشکیل‌دهنده پاسخ روسازه نسبت به یکدیگر می‌باشد.

در شکل ۹ نسبت تغییرات دو مولفه بر حسب درصد تشکیل‌دهنده جابه‌جایی کل (u_t) برای مدل آرایش یکنواخت شمع‌های بلند نشان داده شده است. همانطور که

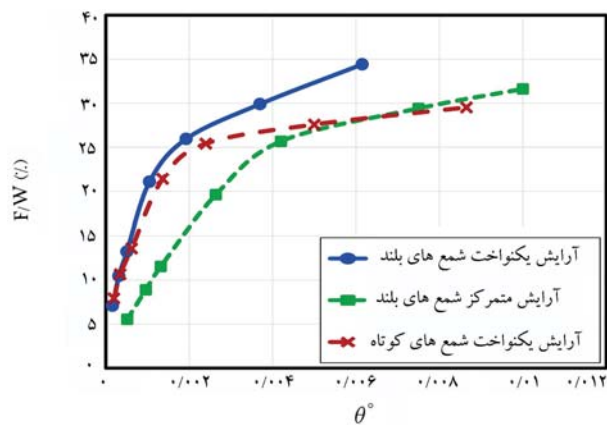


شکل ۱۰. نمودار لنگر اینرسی-دوران شالوده مدل با آرایش یکنواخت شمع‌های کوتاه‌تر برای تمامی گام‌های بارگذاری.

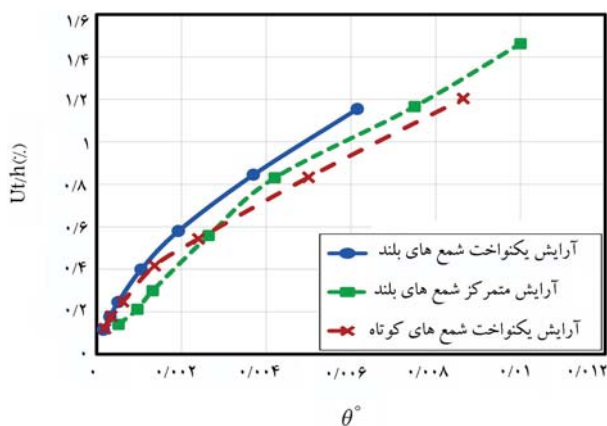
در ادامه، پاسخ سیستم سازه - شالوده مرکب - خاک اندازه‌گیری شده از نتایج آزمایشگاهی برای مدل‌های فیزیکی ساخته شده در آزمایشگاه بر حسب دوران شالوده (θ) که بیانگر حرکت گهواره‌ای سیستم می‌باشد، مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. نمودار ظرفیت خمشی (M) مدل با آرایش یکنواخت شمع‌های کوتاه‌تر به عنوان نمونه در شکل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

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

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

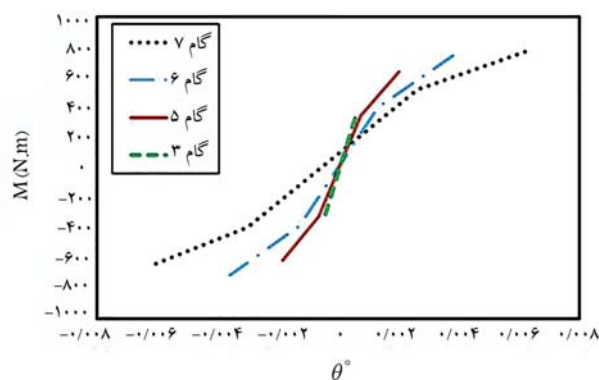


شکل ۱۲. تقاضای نیروی اینرسی در روسازه (نرمال شده با وزن سازه).

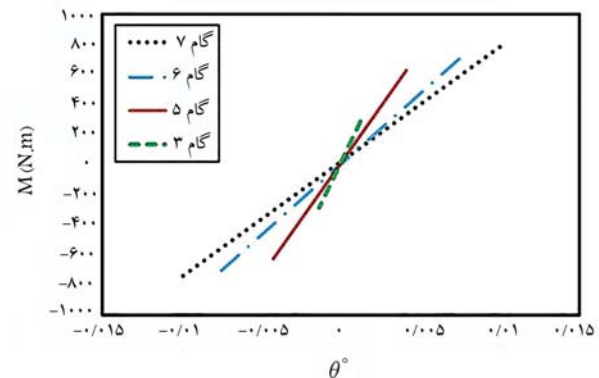


شکل ۱۳. نمودار جابه‌جایی کل روسازه نرمال شده با ارتفاع سازه.

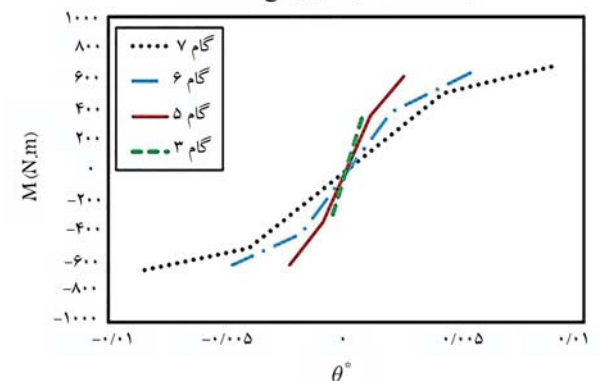
بر حسب دوران شالوده به ترتیب در شکل ۱۲، شکل ۱۳ و شکل ۱۴ ارائه شده است. نیروی اینرسی (F_i) بر حسب وزن روسازه (W) و نمودارهای جابه‌جایی بر حسب ارتفاع سازه (h) نرمال شده‌اند. جابه‌جایی کل به دست آمده برای روسازه، وابسته به سختی دورانی مدل و همچنین میرایی مدل می‌باشد. بنظر می‌رسد با دقت در نمودارهای نیروی 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 به تفکیک در شکل ۱۵ ارائه شده است. ویژگی اصلی این زاویه دوران شالوده متناظر تغییر فاز، کاهش ناگهانی سختی دورانی شالوده می‌باشد. این کاهش سختی احتمالاً بدلیل بسیج شدن بخش اعظمی از مقاومت جدار شمعه‌ها (به خصوص مقاومت کششی جدار) رخ می‌دهد. گفتنی است که در شمعه‌های 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 و یا همان دررفت 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 شمعه‌های بلند برابر 0.019° درجه، برای مدل آرایش متمرکز شمعه‌های بلند برابر 0.004° درجه و برای مدل آرایش



الف) مدل با آرایش یکنواخت شمعه های بلند؛



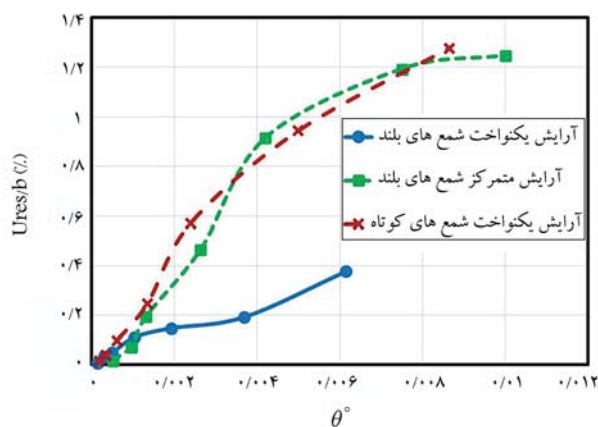
ب) مدل با آرایش متمرکز شمعه های بلند؛



ج) مدل با آرایش یکنواخت شمعه های کوتاه.

شکل ۱۵. منحنی اصلی نمودار لنگر اینرسی - دوران شالوده.

چهارم و بروز رفتار غیرخطی قابل توجه پی، مدل‌ها رفتار دورانی متفاوتی از خود نشان می‌دهند. اگرچه مدل با آرایش متمرکز همچنان بصورت تک خطی رفتار می‌کنند، اما مدل‌ها با آرایش یکنواخت به صورت دوخطی رفتار می‌کنند. بنابراین، تغییر در آرایش شمعه‌ها ممکن است ماهیت رفتار دورانی پی را تحت تأثیر قرار دهد. در همین راستا، با تغییر مشخصات شالوده مرکب از قبیل آرایش شمعه‌ها و طول شمعه‌ها، شالوده چه به لحاظ ماهیت رفتاری که در اثر تغییر آرایش شمعه‌ها 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، تقاضای نیروی اینرسی در روسازه و به تبع آن پاسخ روسازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. مقدار تقاضای نیروی اینرسی در روسازه، جابه‌جایی کل روسازه و همچنین جابه‌جایی نسبی روسازه برای هر سه مدل فیزیکی

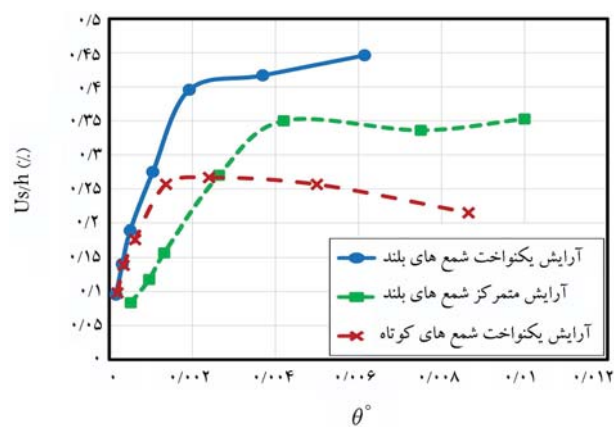


شکل ۱۶. نمودار نشست دائمی فونداسیون نرمال شده با بعد فونداسیون.

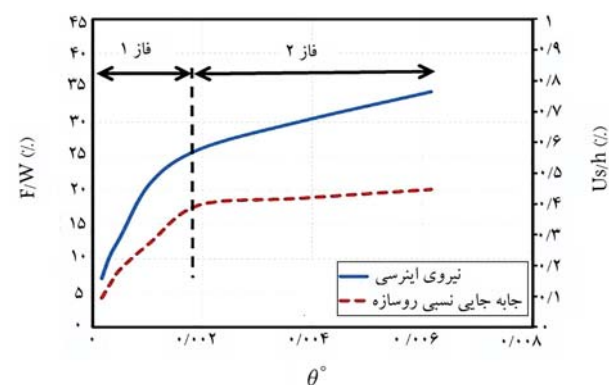
یکنواخت شمعی‌های کوتاه برابر 14° درجه می‌باشد. بنابراین، خصوصیات شالوده مرکب از قبیل آرایش شمعی‌ها و طول نسبی شمعی‌ها بر زاویه دوران تغییر فاز تأثیرگذار می‌باشد. در مقایسه دو مدل با آرایش یکنواخت و طول متفاوت شمعی‌ها، مشاهده می‌شود که مدل با طول شمعی‌های کوتاه‌تر در زاویه دوران کمتر دچار تغییر فاز شده است. این امر احتمالاً به دلیل بسیج شدن مقاومت جدار در جابه‌جایی کمتر (ناشی از طول کمتر شمعی‌ها) است. سختی دورانی دو مدل در فاز اول تقریباً یکسان می‌باشد. با ورود به فاز دوم، سختی دورانی مدل با طول شمعی‌های کوتاه‌تر در مقایسه با مدل با طول شمعی‌های بلندتر دچار کاهش بیشتری می‌شود. یکی از دلایل این موضوع احتمالاً ناشی از کمتر بودن مجموع مقاومت جدار شمعی‌ها (چه در فشار و چه در کشش) در این مدل نسبت به مدل با طول بلندتر شمعی‌ها می‌باشد. در مقایسه جابه‌جایی نسبی روسازه در دو مدل، مدل با شمعی‌های کوتاه‌تر، جابه‌جایی 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 کاهش شدن جابه‌جایی نسبی در فاز دوم در مدل با طول شمعی‌های کوتاه‌تر می‌باشد.

در مقایسه دو مدل با آرایش متفاوت و طول یکسان شمعی‌ها، همانگونه که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، تغییر آرایش شمعی‌ها منجر به تغییر ماهیت و رفتار دورانی شالوده و مدل متناظر آن می‌گردد. به این صورت که با تمرکز آرایش شمعی‌ها سختی 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 متمرکز کمتر از مدل با آرایش یکنواخت می‌باشد. همچنین، جابه‌جایی نسبی روسازه در مدل با آرایش متمرکز کمتر از مدل با آرایش یکنواخت می‌باشد. براساس مقایسه‌های انجام شده، به نظر می‌رسد از منظر کاهش جابه‌جایی نسبی ناشی از رفتار غیرخطی پی، مدل با آرایش یکنواخت شمعی‌های 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 کج‌شدگی ماندگار شالوده کنترل گردد. به‌طوری‌که نشست ماندگار و یا کج‌شدگی ماندگار پی نباید از مقدار مجاز تجاوز کند.

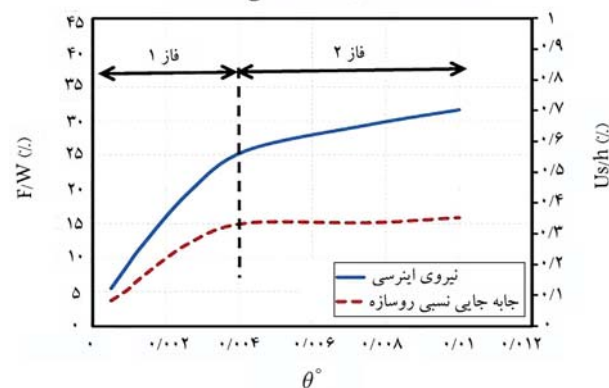
با بررسی نتایج مشخص گردید که کج‌شدگی ماندگار شالوده در هر سه مدل و در تمامی گام‌های بارگذاری ناچیز می‌باشد. از این رو، در شکل ۱۶ تنها نشست ماندگار به‌صورت تجمعی نرمال شده (U_{res}/b) برای هر سه مدل ارائه شده است. گفتنی است که نشست ماندگار به بعد شالوده (b) نرمال شده است. در این شکل



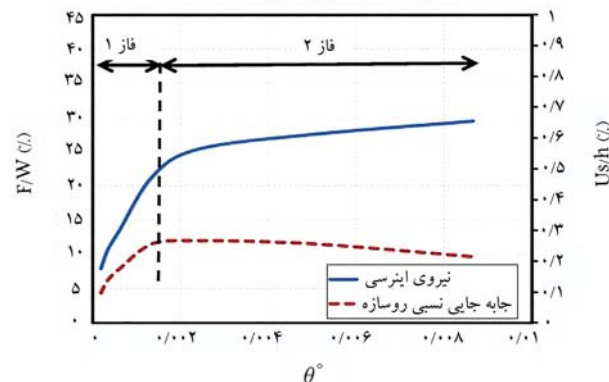
شکل ۱۴. نمودار جابه‌جایی نسبی روسازه نرمال شده با ارتفاع سازه.



الف) مدل آرایش یکنواخت شمعی‌های بلند؛



ب) آرایش متمرکز شمعی‌های بلند؛



ج) آرایش یکنواخت شمعی‌های کوتاه.

شکل ۱۵. تقسیم‌بندی رفتار مدل‌ها به دو فاز.

می‌باشد. در حالی که دو مدل با طول متفاوت شمع‌ها و آرایش یکسان، دارای فرکانس طبیعی یکسان می‌باشند.

۲. با افزایش دوران شالوده ناشی از رفتار غیرخطی پی، مولفه جابه‌جایی نسبی روسازه کاهش می‌یابد. کاهش جابه‌جایی نسبی منجر به کاهش تنش‌ها و کرنش‌های وارده به اجزای سازه‌ای می‌شود که بیانگر انتفاع روسازه از رفتار غیرخطی پی می‌باشد.

۳. مولفه جابه‌جایی نسبی روسازه و جابه‌جایی ناشی از دوران پی، دو مولفه اصلی تشکیل‌دهنده پاسخ روسازه مدل‌ها می‌باشند. با افزایش گام بارگذاری و به تبع آن افزایش زاویه دوران شالوده، سهم مولفه جابه‌جایی نسبی روسازه از جابه‌جایی کل کاهش می‌یابد. این موضوع بیانگر انتفاع روسازه از رفتار غیرخطی پی است، زیرا تنش‌ها و کرنش‌های ایجاد شده در اجزای سازه‌ای ناشی از جابه‌جایی نسبی طبقات روسازه می‌باشد.

۴. نتایج حاصل‌شده بیانگر موثر بودن مشخصات شالوده مرکب شامل آرایش شمع‌ها و طول شمع‌ها بر پاسخ دینامیکی سازه می‌باشد. به این صورت که با تغییر چیدمان شمع‌ها، رفتار دورانی شالوده و مدل متناظر آن تغییر می‌کند. این تغییر موجب کاهش تقاضای دینامیکی و دررفت در مدل با چیدمان متمرکز شمع‌ها می‌شود.

۵. رفتار مدل‌ها برحسب نتایج حاصل‌شده برای نیروی اینرسی مورد تقاضای روسازه و جابه‌جایی نسبی روسازه به دو فاز جداگانه تقسیم شده است. کاهش قابل توجه سختی دورانی مدل و عدم افزایش محسوس جانبی نسبی روسازه از ویژگی‌های اصلی تغییر فاز از فاز اول به فاز دوم در هر مدل می‌باشد.

۶. با توجه به مقایسه‌های انجام شده میان مدل‌ها، اگرچه مدل با آرایش یکنواخت شمع‌های بلند از منظر کاهش جابه‌جایی نسبی ناشی از رفتار غیرخطی پی، از دو مدل دیگر انتفاع کمتری دارد، اما نشست ماندگار آن نسبت به دو مدل دیگر کمتر می‌باشد.

به‌وضوح تأثیر نوع آرایش شمع‌ها و طول شمع‌ها بر نشست ماندگار پی دیده می‌شود. بنابراین، مدل با طول شمع بلندتر اگرچه دارای جابه‌جایی نسبی بیشتری می‌باشد، اما نشست ماندگار آن کمتر از نشست ماندگار دو مدل دیگر می‌باشد. در مجموع از نتایج حاصل شده این نکته دریافت می‌گردد که آرایش شمع‌ها و طول شمع‌ها در راستای طراحی بر مبنای عملکرد از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشند. عامل کنترل‌کننده در چنین طراحی‌هایی، بررسی نشست و یا کج‌شدگی ماندگار می‌باشد به‌طوری‌که نباید از مقدار مجاز تجاوز کند.

۴. نتیجه‌گیری

در این تحقیق، چگونگی تأثیر رفتار غیرخطی پی بر پاسخ دینامیکی سازه‌های لاغر واقع بر شالوده مرکب مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور، آزمایش‌های 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 شمع‌ها از نوع اصطکاکی می‌باشد که بر بستر ماسه‌ای قرار گرفته است. تفاوت اصلی مدل‌ها در نحوه چیدمان شمع‌ها و همچنین طول نسبی شمع‌های شالوده مرکب می‌باشد. بر مبنای روند بارگذاری ارائه شده در این تحقیق، اثر رفتار غیرخطی پی بر پاسخ روسازه اندازه‌گیری شده است. در این روش، براساس گام‌های بارگذاری، بر شدت رفتار غیرخطی شالوده مرکب افزوده شده است. رفتار غیرخطی خاک بستر و بلندشدگی شالوده، دو عامل اصلی رفتار غیرخطی پی در این تحقیق می‌باشد. مهم‌ترین دستاوردهای این تحقیق عبارتند از:

۱. آزمایش‌های ارتعاش آزاد نشان می‌دهد که فرکانس طبیعی سیستم سازه - شالوده مرکب - خاک به آرایش شمع‌ها وابسته است. به‌طوری‌که مدل با آرایش شمع‌های متمرکز، دارای فرکانس طبیعی کمتری نسبت به مدل با آرایش یکنواخت شمع‌ها

پانویس‌ها

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, Zazouras, 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 Zeal 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 Foundations on Bored and Auger Piles pp.215-221. CRC Press. <http://dx.doi.org/10.1201/9781003078517-28>.
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 مهدوحی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۲ (پژوهشی)
دوری ۳۹، شماره ۴، صص. ۵۱-۶۳

مطالعات پیشین خودروی خودران (خ.خ)، بر رد یا پذیرش این فناوری توسط کاربران بزرگسال متمرکز است؛ در حالی که خ.خ یک گزینه‌ی جذاب برای سفر تحصیلی دانش‌آموزان است. مطالعات اندک در این زمینه بر نیاز به انجام آن تأکید می‌کند، اما در مطالعه‌ی حاضر برخلاف مطالعات پیشین، با استفاده از مدل‌سازی ریاضی به بررسی عوامل موثر در رفتار والدینی پرداخته شده است که قادر به اتخاذ تصمیم در این خصوص نیستند. پس از بارگذاری لینک پرسش‌نامه در گروه‌های آموزشی مدارس منتخب با والدین و دریافت ۱۴۳۵ پاسخ مشخص شد درصد بالایی از والدین (۲۹٪) نتوانسته‌اند درباره‌ی استفاده یا عدم استفاده‌ی فرزندشان از خودروی خودران نظر بدهند. مدل انتخاب گسسته‌ی لوجیت دوگانه (درصد برآورد صحیح ۷۷/۱ و ضریب خوبی برازش ۰/۴) نشان می‌دهد ویژگی‌های رفتاری و سابقه‌ی تصادف والدین در تصمیم‌ایشان موثر بوده است. والدین دارای سابقه‌ی تصادف فوتی در بستگان نزدیک و ارزیابی احساس نگرانی زیاد از شیوه‌ی خودران و احتمال تصادف زیاد در حمل‌ونقل عمومی، از جمله والدینی هستند که نتوانسته‌اند در خصوص رد یا پذیرش فناوری مذکور تصمیم بگیرند.

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

s.kamiyab@modares.ac.ir
armamdoohi@modares.ac.ir

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٪ تصادف‌های فوتی و ارائه‌ی راه‌حل‌های حرکتی انفرادی موتوری برای افرادی که در حال حاضر اجازه‌ی رانندگی ندارند یا قادر به رانندگی نیستند، به صورت جدی در بازار حمل‌ونقل و رفتار سفر افراد تأثیر بگذارد.^[۴-۸] فناوری خودران دارای قابلیت بهبود شرایط زندگی به خصوص برای افراد با توانایی کمتر (سالمنان، کودکان و افراد دارای محدودیت) بوده و به دلیل پتانسیل‌های بالا، به عنوان یک گزینه‌ی مناسب برای بهبود کیفیت سفر تحصیلی دانش‌آموزان معرفی شده است.^[۹ و ۱۰] گرچه مطالعات بسیاری بر مزایای محتمل استفاده از خودروی خودران در جنبه‌های مختلف زندگی تأکید کرده‌اند،^[۵، ۸، ۱۱-۱۵] اما قطعاً این مزایا فقط در صورت همه‌گیر شدن استفاده از آن روی خواهند داد، که محصول سیاست‌گذاری‌های صحیح، پیش از معرفی یک محصول به بازار است.^[۱۶]

رفتار حمل‌ونقل کودکان به دلایل مختلف با بزرگسالان متفاوت است: دانش‌آموزان 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 (وسایل نقلیه یا بیگانگان) آسیب‌پذیرتر هستند و اغلب به والدین خود در رفت و آمد به مدرسه وابسته‌اند.^[۱] گزارش‌های آماری سازمان بهداشت جهانی (WHO)^۱ اعلام کرده است که تصادف‌های جاده‌یی، یکی از علل اصلی مرگ و میر کودکان ۵ تا ۱۴ ساله در جهان است.^[۲] همچنین در مطالعات بسیاری نشان داده شده است که «خطاها و کمبودهای انسانی»، یک علت قطعی یا محتمل در ۹۰ الی ۹۳ درصد از حوادث بررسی شده است.^[۳]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۹/۱۹، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱/۲۶، پذیرش ۱۴۰۲/۱/۲۸.

استناد به این مقاله:

کامیاب، صالحه و مهدوحی، 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. ۵۱-۶۳. DOI:10.24200/J30.2023.61308.3160

جامعه‌ی مهندسان خودرو^۲ ۶ سطح (سطح ۵ تا ۵) برای معرفی ویژگی‌ها و امکانات خودروی خودران معرفی کرده است، که در سال ۲۰۱۶، توسط اداره‌ی ایمنی ترافیکی راه‌های ملی (NHTSA) پذیرفته شده است.^[۱۷] این تقسیم‌بندی از سطح صفر (رانندگی کاملاً دستی) تا سطح ۵ (رانندگی کاملاً خودران) تغییر می‌کند. تفاوت سطوح 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. علت 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 نقطه‌ی هستند.

تاکنون مطالعات بسیار محدودی به بررسی رفتار والدین در قبال انتخاب خودروی خودران برای سفر تحصیلی فرزندان پرداخته‌اند. آنانیا^۴ و همکاران (۲۰۱۸)، در دو مرحله با مطالعه بر روی ۶۰۰ نفر، (۲۷۴ زن) به مطالعه‌ی تأثیر نژاد و جنسیت 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 سوار شدن فرزندان 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 (۲۰۱۸)، به مطالعه‌ی تأثیر استفاده از خودروی خودران در افزایش تحرک کودکان به عنوان استفاده‌کنندگان بالقوه‌ی فناوری ذکر شده و تحلیل ادراک و احساس‌های والدین با استفاده از تحلیل توصیفی ۹۸۵ پرسش‌نامه پرداخته‌اند.^[۹] جینگ^۶ و همکاران (۲۰۲۱)، با تحلیل متغیرهای روان‌شناسی و نگرشی در نمونه‌ی موردی چین و ساخت مدل معادله‌های ساختاری، به بررسی عوامل مؤثر در پذیرش خودروی خودران توسط والدین برای انجام سفر تحصیلی فرزندان پرداخته و دریافته‌اند که نگرش به طور قابل‌توجهی 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 تلاش کرده‌اند تا از طریق دریچه‌ی درک کاربر و پیامدهای اجتماعی، موضوع چندوجهی تأثیر بالقوه‌ی خودروی خودران در تحرک خانواده و حمل و نقل کودک را روشن کنند. نویسندگان 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 اتوماسیون 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 برشمرده شده‌اند.^[۲۰]

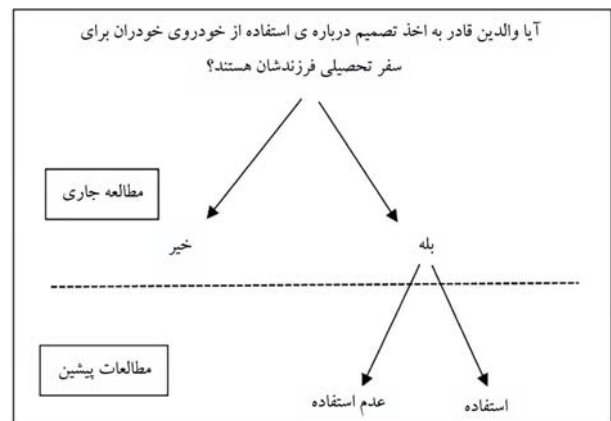
کوپل^۸ و همکاران (۲۰۲۲)، در مطالعه‌ی تمایل والدین را برای اجازه دادن به فرزندان بدون همراه خود برای استفاده از حالت‌های سفر در حال ظهور و آینده (مانند وسایل نقلیه‌ی مشترک سواری و وسایل نقلیه‌ی خودران) بررسی کرده‌اند. یک نظرسنجی آنلاین توسط ۶۳۱ پاسخ‌دهنده‌ی استرالیایی که گزارش کردند در حال

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 فرزندان اجازه دهند به تنهایی از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی استفاده کند و بیش از نیمی از پاسخ‌دهندگان (۵۷/۲٪) تمایل داشتند به فرزندان اجازه دهند به تنهایی از وسیله‌ی نقلیه‌ی خودران استفاده کند. پاسخ‌دهندگانی که تمایل داشتند به فرزندان اجازه دهند از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی به تنهایی استفاده کنند، در مقایسه با پاسخ‌دهندگانی که تمایلی به استفاده از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی سواری نداشتند، تمایل بیشتری به استفاده از وسیله‌ی نقلیه‌ی خودران به تنهایی نشان 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 حمل‌ونقل نشان داده است. تمایل پاسخ‌دهندگان به اجازه دادن به فرزند بدون همراه خود برای استفاده از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی به طور قابل‌توجهی با استفاده‌ی قبلی آنها از وسیله‌ی نقلیه‌ی اشتراکی همراه با فرزندان، داشتن دیدگاه خوشبینانه از فناوری، مسافت پیموده شده‌ی سالانه، رفتارهای ناهنجار رانندگی آنها و تمایل ایشان به کنترل مسیر مرتبط بوده است. علی‌رغم پتانسیل حالت‌های مسافرتی در حال ظهور یا آینده برای ارائه‌ی گزینه‌های حمل‌ونقل شخصی اضافی، این نتایج نشان می‌دهد که والدین استرالیایی تمایلی به اجازه‌ی استفاده از روش‌های حمل‌ونقل 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 توسعه‌یافته انجام شده است، از جمله در آمریکا،^[۲۲] چین^[۱۹] و استرالیا.^[۲۱] از طرف دیگر، اغلب مطالعات پیشین، عوامل مؤثر در انتخاب مثبت 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 فناوری است، باید در نظر داشت که احتمال پذیرش فناوری 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 گسسته برای بررسی اثر هم‌زمان عوامل مختلف کالبره 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 فناوری 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 موفقیت فناوری 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 فرزندان، 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 موردی شهر کرمان و ساخت و پرداخت مدل انتخاب گسسته از نوع لجستیک دوگانه مطالعه شده است.

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

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



شکل ۱. نمایش محدوده‌ی مطالعاتی پژوهش حاضر.

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، معایب 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 ایمنی/امنیت سفر، آلودگی 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 تنهایی، با والدین یا دوستان)، حمل‌ونقل عمومی، دوچرخه، اسنپ یا آژانس و 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 ۶ 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 آشنایی برخی والدین با آن، یک توضیح گویا و مختصر درباره‌ی خودروی خودران در متن پرسش‌نامه ارائه شده است.

به دلیل مشکلات ناشی از همه‌گیری ویروس کووید ۱۹ و غیرحضور 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 اداری کل آموزش و پرورش استان کرمان در اختیار نمونه‌ی خوشه‌ی تصادفی از مدیران مدارس قرار گرفت، تا در گروه‌های آموزش مجازی با والدین دانش‌آموزان بازرگاری شود. پس از دریافت، بررسی و اعتبارسنجی پاسخ‌ها و حذف پاسخ‌های نامعتبر، پایگاه داده با ۱۴۳۵ ردیف تشکیل شد.

تحلیل برخی ویژگی‌های جمعیت‌شناختی پاسخ‌دهندگان جدول ۲ نشان می‌دهد که ۷۰٪ پرسش‌نامه‌ها توسط مادر خانوار، ۲۵٪ توسط پدر و مابقی توسط سایر اعضا پُر شده است؛ بیش از نیمی از پاسخ‌دهندگان دارای بُعد خانوار ۴ نفره و دارای دو فرزند بودند؛ ۷۳٪ از خانوارها دارای مالکیت یک خودرو و ۴۵٪ به عقیده‌ی خود دارای درآمد برابر با میانگین 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

پژوهشگران دریافته‌اند که رگرسیون لجستیک به ویژه برای بررسی رابطه بین احتمال پاسخ دودویی یا ترتیبی و متغیرهای توضیحی مناسب است.^[۲۳] 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٪)، که 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 اداری آموزش و پرورش 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٪) نتوانسته‌اند در خصوص رد یا پذیرش فناوری تصمیم‌گیری کنند، که در نوشتار حاضر با ساخت مدل انتخاب گسسته از نوع لجوجیت دوگانه به تحلیل عوامل مرتبط با رفتار والدین پرداخته شده است. آگاهی از رفتار مصرف‌کنندگان برای سیاست‌گذاران حوزه‌ی عرضه و تقاضا نیز اهمیت بالایی دارد.

ساختار ادامه‌ی نوشتار حاضر به این شرح است: در بخش دوم، به جمع‌آوری و معرفی داده و بخش سوم، معرفی مدل و در بخش چهارم، به ارائه‌ی نتایج پرداخته شده است، در بخش پنجم نیز نتیجه‌گیری و ارائه‌ی پیشنهاد برای مطالعات آتی و در انتها هم منابع 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،^[۹، ۱۳، ۱۹، ۲۴-۲۷] که شامل ۶ بخش کلی است. در جدول ۱، عناوین 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 ویژگی‌های جمعیت‌شناختی پاسخ‌دهندگان، نمونه‌ی موردی مطالعه‌ی حاضر (درصد).

ویژگی‌های فردی (تعداد پاسخ‌دهندگان ۱۴۳۵ نفر)			
جنسیت دانش‌آموز		تحصیلات پدر	
پسر	۴۷	بی‌سواد	۲
دختر	۵۳	زیر دیپلم و دیپلم	۴۷
جمع	۱۰۰	فوق دیپلم	۱۳
پایه تحصیلی		لیسانس	۲۳
		تحصیلات حوزوی	۱
		فوق لیسانس و پزشک عمومی	۱۱
		دکتری و پزشک متخصص	۳
		جمع	۱۰۰
تعداد گواهینامه در خانواده		تحصیلات مادر	
هیچ	۱	بی‌سواد	۲
یک	۱۸	زیر دیپلم و دیپلم	۴۳
دو	۷۰	فوق دیپلم	۱۶
سه و بیشتر	۱۱	لیسانس	۲۹
جمع	۱۰۰	تحصیلات حوزوی	۱
مالکیت خودرو		فوق لیسانس و پزشک عمومی	۸
		دکتری و پزشک متخصص	۱
		جمع	۱۰۰
		شغل پدر	
		تمام وقت	۴۵
صفر	۶	پاره وقت	۴۱
یک	۷۳	بازنشسته	۷
دو	۱۹	بیکار	۳
سه و بیشتر	۲	سایر	۴
جمع	۱۰۰	جمع	۱۰۰
سطح درآمد خانوار نسبت به میانگین		شغل مادر	
خیلی کمتر	۱۵	تمام وقت	۱۹
کمتر	۳۰	پاره وقت	۱۵
برابر	۴۵	بازنشسته	۲
بیشتر	۹	خانه‌دار	۶۳
خیلی بیشتر	۱	سایر	۱
جمع	۱۰۰	جمع	۱۰۰
تعداد اعضای خانواده		گواهینامه پدر	
دونفر	۱	بی‌سواد	۹۷
سه نفر	۱۳	زیر دیپلم و دیپلم	۳
چهار نفر	۵۵	جمع	۱۰۰
پنج نفر	۲۶	فرزند چندم	
شش نفر و بیشتر	۵	اول	۵۴
جمع	۱۰۰	دوم	۳۳
تعداد فرزندان		سوم	۹
یک	۱۳	چهارم و بعد از آن	۴
دو	۵۵	جمع	۱۰۰
سه	۲۶	شیوه غالب سفر به مدرسه	
چهار و بیشتر	۶	سرویس	۴۱
جمع	۱۰۰	خودرو شخصی	۳۷
فرزند چندم		پیاده	۱۴
اول	۵۴	سایر	۸
دوم	۳۳	جمع	۱۰۰
سوم	۹	گواهینامه مادر	
چهارم و بعد از آن	۴	بی‌سواد	۷۹
جمع	۱۰۰	زیر دیپلم و دیپلم	۲۱
فرزند چندم		فوق دیپلم	۱۰۰
		لیسانس	۲۳
		تحصیلات حوزوی	۱
		فوق لیسانس و پزشک عمومی	۱۱
		دکتری و پزشک متخصص	۳
		جمع	۱۰۰
تعداد فرزندان		گواهینامه مادر	
یک	۱۳	بی‌سواد	۷۹
دو	۵۵	زیر دیپلم و دیپلم	۲۱
سه	۲۶	فوق دیپلم	۱۰۰
چهار و بیشتر	۶	لیسانس	۲۳
جمع	۱۰۰	تحصیلات حوزوی	۱
فرزند چندم		فوق لیسانس و پزشک عمومی	۱۱
اول	۵۴	دکتری و پزشک متخصص	۳
دوم	۳۳	جمع	۱۰۰
سوم	۹	گواهینامه مادر	
چهارم و بعد از آن	۴	بی‌سواد	۷۹
جمع	۱۰۰	زیر دیپلم و دیپلم	۲۱
فرزند چندم		فوق دیپلم	۱۰۰
		لیسانس	۲۳
		تحصیلات حوزوی	۱
		فوق لیسانس و پزشک عمومی	۱۱
		دکتری و پزشک متخصص	۳
		جمع	۱۰۰
تعداد فرزندان		گواهینامه مادر	
یک	۱۳	بی‌سواد	۷۹
دو	۵۵	زیر دیپلم و دیپلم	۲۱
سه	۲۶	فوق دیپلم	۱۰۰
چهار و بیشتر	۶	لیسانس	۲۳
جمع	۱۰۰	تحصیلات حوزوی	۱
فرزند چندم		فوق لیسانس و پزشک عمومی	۱۱
اول	۵۴	دکتری و پزشک متخصص	۳
دوم	۳۳	جمع	۱۰۰
سوم	۹	گواهینامه مادر	
چهارم و بعد از آن	۴	بی‌سواد	۷۹
جمع	۱۰۰	زیر دیپلم و دیپلم	۲۱
فرزند چندم		فوق دیپلم	۱۰۰
		لیسانس	۲۳
		تحصیلات حوزوی	۱
		فوق لیسانس و پزشک عمومی	۱۱
		دکتری و پزشک متخصص	۳
		جمع	۱۰۰

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 لوجیت 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 ۱ 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.

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

$$\rho^2 = 1 - \frac{LL(model)}{LL(0)} \quad (4)$$

۴. مدل‌سازی و نتایج

در جدول ۳، نتایج شبیه‌سازی مدل در قالب ضرایب، ویژگی‌ها، مقدار t ، آنها، مقدار تابع لگاریتم و درصد شبیه‌سازی 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 اتومبیل 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 موافقم، ۲- موافقم، 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 و والدینی که گزینه‌ی «نظری ندارم» را انتخاب کرده بودند، در گروه دیگر قرار گرفته‌اند. به عبارت دیگر، والدینی که توانسته‌اند در خصوص رد یا پذیرش فتاوری نظر بدهند، در برابر گروهی که نتوانسته‌اند 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 ۴، ۵ یا ۷ تایی (نزدیک به ۵۰۰ متغیر) و پس از ساخت، بیش از ۱۰۰۰ مدل (با افزودن و حذف متوالی تک تک متغیرها و آزمایش ترکیب‌های مختلف جهت دست‌یابی به بهترین مدل) به دست آمده‌اند. 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 مک‌فادن برابر با ۰/۴ و مقدار درصد برآورد صحیح برابر با ۱/۷۷ و هر دو قابل قبول بوده است.^[۳۰] براساس نتایج مدل ذکر شده، افراد با این ویژگی‌ها نتوانسته‌اند درباره‌ی (عدم) استفاده از خودروی خودران برای سفر تحصیلی تصمیم بگیرند.

(۱) نظر کلی بی‌طرف درباره‌ی استفاده از خودروی خودران،



شکل ۲. توزیع فراوانی سفرهای دانش‌آموزان به تفکیک شیوه‌ی حمل‌ونقل، نمونه‌ی 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 دانش‌آموز 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) پایاده با والدین، (۴) پایاده با دوستان، (۵) پایاده به تنهایی، (۶) تاکسی اینترنتی یا آژانس، (۷) اتوبوس یا تاکسی عمومی، (۸) موتورسیکلت پدر و (۹) سایر شیوه‌ها.

شیوه‌ی پایاده به دلیل اهمیت بالا در مطالعات شیوه‌ی سفر تحصیلی در سه بخش مجزا تعریف شده است، که با توجه به سهم هر کدام، مجموع سه بخش یک شیوه با عنوان «پایاده» 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٪، بیشترین سهم سفرهای تحصیلی را به خود اختصاص داده‌اند؛ شیوه‌ی پایاده، ۱۴٪ از کل سهم را شامل بوده و سایر شیوه‌ها به دلیل سهم بسیار پایین از روند مدل‌سازی حذف شده‌اند.

۳. مدل لوجیت دوگانه

بسیاری از انتخاب‌های افراد را می‌توان در قالب یک رخداد کیفی دوتایی تعریف کرد. مدل لوجیت، یکی از روش‌های مدل‌سازی رخدادهای گسسته با هدف شناسایی متغیرهای توصیفی، رابطه‌ی آنها با وقوع 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 لوجیت در بازسازی رخداد انتخاب گسسته، مدل لوجیت دوگانه برای بررسی انتخاب افراد انتخاب شده است.

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

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

ردیف	توضیح متغیره	مقدار متغیر	فراوانی متغیر (%)	ضریب	قدرمطلق آماری (t)
۱	عدد ثابت	-	-	۲/۲۴	۴/۲۰
۲	نظر کلی شما در خصوص استفاده از اتومبیل خودران چیست؟ حتی اگر پیش از شرکت در این نظرسنجی هرگز از وسایل نقلیه خودران نشنیده اید، لطفاً نظر خود را بر اساس توضیحی که تازه خوانده اید به ما بگویید.	نظری ندارم	۲۵	-۰/۹۲	-۴/۹۸
۳	شما چه نسبتی با دانش آموز دارید؟	خواهر یا برادر	۳/۰۳	-۰/۹۰	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	۰۲/۳	-۰/۸۵	۵/۱۹
۵	تعداد اتومبیل شخصی تحت تملک خانواده را بفرمایید	گسسته		۰/۳۲	۲/۰۶
۶	در هنگام انتخاب شیوه حمل‌ونقلی سفر تحصیلی فرزندان، هزینه چه اندازه برای شما حائز اهمیت است.	خیلی کم	۹	-۰/۶۵	۲/۴۳
۷	در سفر فرزند خود به مدرسه، احتمال تصادف را در هر یک از شیوه‌های حمل‌ونقلی زیر چقدر ارزیابی می‌کنید؟ [خودرو خودران]	زیاد	۳۵/۸	۲/۹۱	۱۲/۲۸
۸	در صورت استفاده از هر یک از شیوه‌های حمل‌ونقلی توسط فرزندان، چقدر احساس نگرانی می‌کنید؟ [خودرو خودران]	خیلی زیاد	۱/۸۱	-۱/۰۹	۵/۷۳
۹	در سفر فرزند خود به مدرسه، احتمال تصادف را در هر یک از شیوه‌های حمل‌ونقلی زیر چقدر ارزیابی می‌کنید؟ [پاده روی با دوستان]	زیاد	۲۳	۰/۴۳	۲/۲۱
۱۰	در سفر فرزند خود به مدرسه، احتمال تصادف را در هر یک از شیوه‌های حمل‌ونقلی زیر چقدر ارزیابی می‌کنید؟ [اتوبوس یا تاکسی]	زیاد	۱۱/۲۹	-۰/۴۰	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
۱۲	آیا پدر خانواده گواهینامه دارد؟	بله	۹۷	۹۷	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.	موافقم	۴۵/۰۲	۰/۶۵	۳/۸۸
۱۴	استفاده از اتومبیل خودران در سفر تحصیلی فرزندم موجب آشنایی او با فناوری‌های جدید خواهد شد.	کاملاً موافقم	۳۳	۱/۲۵	۶/۵۳
۱۵	کدام یک شیوه غالب فرزند شما برای رفتن به مدرسه است؟	خودروی شخصی	۳۷	-۰/۴۵	۲/۷۶

ادامه جدول ۳.

۱۶	به نظر من معایب فناوری در زندگی بیش از مزایای آن است.	نظری ندارم	۱۲	۵۲/۰	۲/۲۲
۱۷	آیا تا به حال بستگان نزدیک (درجه یک و دو) شما تصادفی داشته‌اند که منجر به فوت یا جراحت شدید خودشان یا فرد دیگری شده باشد؟	دو مورد	۹/۸۳	۸۹/۰	۳/۳۰
۱۸	در هنگام انتخاب شیوه حمل‌ونقلی سفر تحصیلی فرزندتان، هر کدام از موارد زیر چه اندازه برای شما حائز اهمیت است. (امنیت در طول مسیر)	خیلی زیاد	۴۸/۰۸	۲۷/۰	۱/۶۹
			۸۶۱/۲۵		
			۵۱۳/۷۹		
			۰/۴		
			۷۷/۱		
			$LL(0)$		
			$LL(model)$		
			$McFadden \rho^2$		
			$Percent\ correct$		

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 فناوری هنوز در دسترس عمومی قرار نگرفته است (در نمونه‌ی موردی مطالعه‌ی حاضر)، می‌تواند به بهبود کیفیت عرضه برای بالا بردن نرخ پذیرش فناوری کمک کند.

براساس بهترین دانش نگارندگان، مطالعه‌ی حاضر، اولین مطالعه در نوع خود است که به بررسی رفتار والدینی پرداخته است که نتوانسته‌اند نظری در خصوص رد یا پذیرش استفاده‌ی فرزندشان از فناوری مذکور بدهند. پرداخت مدل انتخاب گسسته از نوع لوجیت دوتایی نتایج قابل تأملی ارائه می‌دهد. افرادی که سابقه‌ی تصادف فوتی در بستگان نزدیک خود داشته‌اند و نسبت به شیوه‌ی خودروی خودران و حمل‌ونقل عمومی بی‌اعتماد هستند و در امنیت فرزندشان در سفر تحصیلی اهمیت بالایی در انتخاب شیوه‌ی سفر دارند، نتوانسته‌اند در باره‌ی استفاده یا عدم استفاده از خودروی خودران تصمیم بگیرند. به نظر می‌رسد بیشترین نگرانی والدین مذکور از امنیت خودروی خودران برای فرزندشان است. هر چند این موضوع می‌تواند ناشی از عدم آشنایی با فناوری اخیر باشد، اما توصیه می‌شود با تأکید بیشتر بر جوانب ایمنی و امنیت در معرفی و ارائه‌ی آن، مثلاً ارائه‌ی فیلم‌های آموزشی یا فراهم‌سازی یک محیط آزمایشی برای تجربه‌ی استفاده از فناوری، ایشان را به استفاده از آن ترغیب کرد.

هنوز فضای پژوهشی بسیار مناسبی در استفاده از خودروی خودران در سفر تحصیلی 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 تحصیلی، با تعریف هزینه‌ی احتمالی برای هر گزینه؛
- تعریف سناریوهای زمانی و هزینه‌ی برای چند شیوه‌ی سفر تحصیلی در کنار خودروی خودران و بررسی انتخاب افراد.

تقدیر و تشکر

از ادارهی کل آموزش و پرورش استان کرمان به دلیل همکاری مؤثر در گردآوری بخشی از داده‌های مورد نیاز مطالعه‌ی حاضر، صمیمانه سپاسگزاری می‌شود.

۲) درآمد کمتر از میانگین مورد انتظار،

۳) کم‌توجه به پارامتر هزینه در انتخاب شیوه‌ی سفر تحصیلی فرزند،

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

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

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

۷) شیوه‌ی غالب سفر تحصیلی فرزندشان خودروی شخصی است،

۸) در خصوص معایب و مزایای فناوری 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 حمل‌ونقلی سفر تحصیلی فرزند.

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

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

- ۱) سطح مالکیت خودروی بالاتر،
- ۲) ارزیابی احتمال تصادف زیاد در سفر تحصیلی برای شیوه‌ی خودروی خودران،
- ۳) ارزیابی احتمال تصادف زیاد در سفر تحصیلی 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 فناوری‌های 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

پانوشتها

1. World Health Organization (HWO)
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

منابع (References)

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 آب‌وهوایی ایران: یک مطالعه‌ی مقایسه‌ای

سید مهدی حسینیان* (دانشیار)

علی صبوری قوچان عتیق (دانشجوی کارشناسی ارشد)

مهران کریمی پور (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۲ (۳۹، شماره ۴، صص. ۵۳-۶۴)، پژوهشی

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 نشده است. این تحقیق، با جمع‌آوری داده‌های مورد نیاز از جمله ۱۱ کارخانه مصالح و ۳۴ ساختمان بومی (سنگی، چوبی، خشتی و آجری)، تحلیلی از ردپای آب خاکستری و آبی ساخت ساختمان‌های بومی در ایران با تأکید بر مناطق مختلف آب‌وهوایی 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 الگویی مناسب برای کاهش مصرف آب و کاهش آلودگی آن است.

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

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

۱. مقدمه

آن‌ها رو به کاهش است. این ساختمان‌ها به دلیل مهارت مورد نیاز ساخت و احتمال فرسایش، با ساختمان‌های نوین جایگزین می‌شوند.^[۳] تولید مصالح نوین انرژی 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.^[۷-۵] این وضعیت نگرانی‌ها در رابطه با سهم مصالح ساختمانی نوین در مشکلات پایداری صنعت ساخت را افزایش می‌دهد. افکار عمومی به دلیل تغییرات آب‌وهوایی خواهان پاسخگویی صنایع نسبت به عملکرد زیست محیطی خود هستند. متأسفانه، ساختمان‌های نوین بر اساس مد روز و یا گاهی بر اساس الگوهای از کشورهای ثروتمند در آب شکل می‌گیرند.^[۸] 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؛^[۱] مقرون به صرفه بودن؛^[۳] قابل بازیافت بوده و از نظر ضایعات ساختمانی عملکرد خوبی دارند.^[۴]

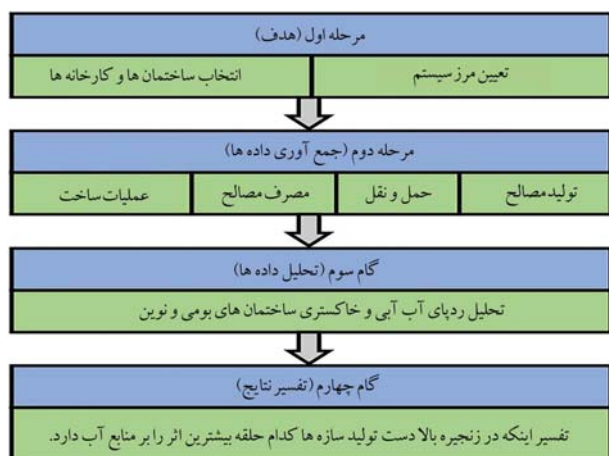
بسیاری از ساختمان‌های بومی همچنان مورد استفاده روزمره هستند، اگرچه تعداد

* نویسنده مسئول

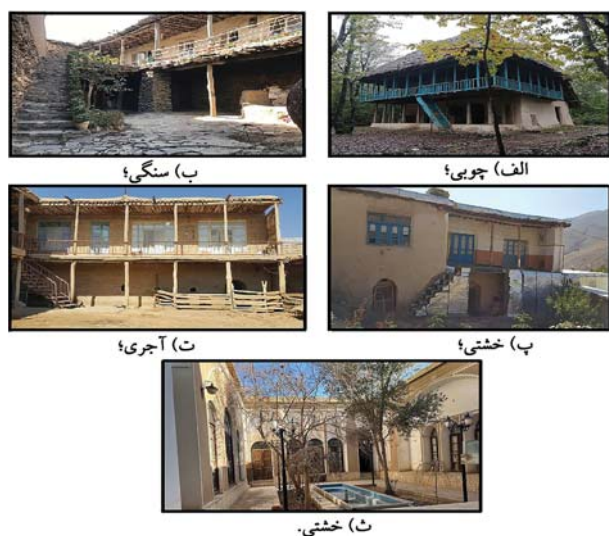
تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۹/۲۰، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۱/۲۶، پذیرش ۱۴۰۱/۱۲/۲۳.

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 آب‌وهوایی ایران: یک مطالعه‌ی مقایسه‌ای. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص. ۵۳-۶۴. DOI:10.24200/J30.2023.61517.3177



شکل ۱. مراحل انجام تحقیق.



شکل ۲. ساختمان های بومی ایران.

گروه زیر دسته بندی کرد:

۱. ساختمان های چوبی در منطقه سبز و مرطوب دریای خزر؛
۲. ساختمان های سنگی و خشتی در منطقه کوهستانی در غرب؛
۳. ساختمان های آجری در منطقه خشک و نیمه خشک در شمال شرقی؛
۴. ساختمان های خشتی در منطقه گرم و کویری در مرکز ایران.

در این تحقیق، ملاک طبقه بندی سازه ها، مصالح قالب در ساخت آن ها است. هرچند تقسیم بندی های دیگری نیز می توان ارائه داد. مطالعاتی به ساختمان های بومی ایران توجه کرده اند^[۲۹، ۲۸، ۲۷]، اما چنین تقسیم بندی خاصی ارائه نشده است. برای تجزیه و تحلیل ردپای آب سازه های بومی، نمونه هایی از ساختمان های بومی هر منطقه شامل ۸ ساختمان سنگی و ۸ ساختمان خشتی در مناطق کوهستانی غرب ایران، ۴ ساختمان خشتی در منطقه گرم و کویری مرکز ایران، ۸ ساختمان آجری در منطقه خشک و نیمه خشک شمال شرق ایران و ۶ ساختمان چوبی در منطقه سبز و مرطوب سواحل دریای خزر انتخاب شده اند. این ساختمان ها با مشورت کارشناسان میراث فرهنگی هر منطقه و در مناطق بومی انتخاب شدند تا به بهترین شکل نمایانگر ساخت بومی اقلیم های مختلف باشند. شکل ۲ نمونه هایی از ساختمان ها را نشان می دهد. جهت مقایسه، ۸ ساختمان نوین نیز به صورت تصادفی از میان کارهای

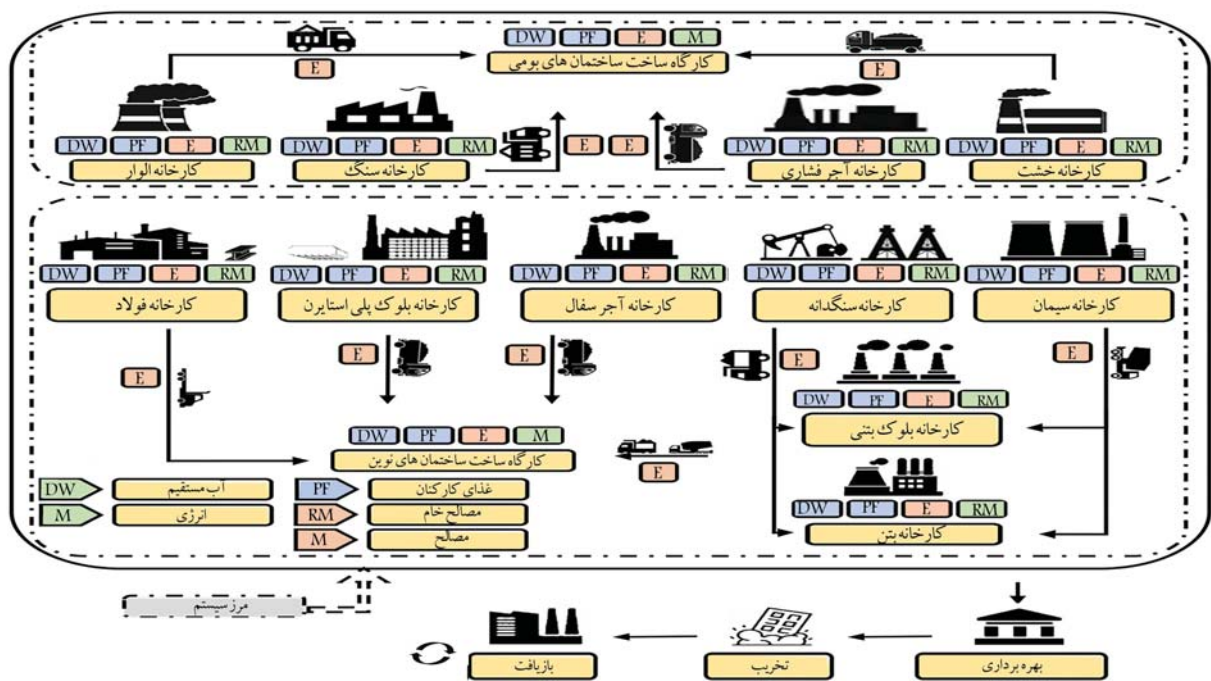
علی رغم کمبود آب جهانی، مصرف آب در ایران و سراسر جهان همچنان در حال افزایش است. ساختمان های بومی راه حل خوبی برای مشکلات زیست محیطی صنعت ساخت به نظر می رسند.^[۹] گذشتگان ما، در منطقه خاورمیانه سازه هایی را ساخته اند که اولویت اصلی آن ها جنبه های اجتماعی و زیست محیطی سازه ها بوده است.^[۸] به نظر می رسد قبل از انقلاب صنعتی، انسان با ایده پایداری بیشتر آشنا بوده است. معماری بومی ایرانی، الگویی ارزشمند برای ایجاد بناهای دوستدار محیط زیست در ایران و شاید هم در دنیای مدرن است. این معماری با توجه به اقلیم محلی، با سازه، محیط و ساکنین تعادل ایجاد می کند.^[۱۰] درون گرایی، هدفمندی، حریم خصوصی، انطباق با محیط و استفاده از مصالح محلی، از مزیت های اصلی بناهای بومی ایران است.^[۱۱] متأسفانه، امروزه معماری بومی بیشتر در خانه های روستایی دیده می شود.

مطالعات خوبی در زمینه مرزبای زیست محیطی ساختمان های بومی (در مقایسه با ساختمان های نوین) صورت گرفته است.^[۹، ۳] با این حال، اطلاعات کمی در زمینه ردپای آب این ساختمان ها وجود دارد. کاهش منابع آبی ایران موجب حساسیت عمومی و نارضایتی اجتماعی در مناطق کم آب شده است.^[۱۲] این امر باعث می شود که صنایع (از جمله صنعت ساخت) مسئولیت سهم خود در منابع آب را بر عهده گرفته و اقداماتی را برای کاهش مصرف آب انجام دهند.

مجموعه ای از نوشته ها، در زمینه ردپای آب مصالح ساختمانی مانند سیمان^[۱۳، ۵]، فولاد^[۱۳، ۶] و بتن^[۱۴] وجود دارد. علاوه بر این، تلاش های جهانی قابل قبولی برای ارزیابی سهم صنعت ساخت در منابع آب در کشورهای مختلف مانند استرالیا^[۱۵-۱۷]، هند^[۱۸-۲۰]، چین^[۲۱-۲۳]، اسپانیا^[۲۴] و ایران^[۲۵، ۲۶] اختصاص داده شده است. با این حال، دانش کمی در زمینه ردپای آب آبی ساختمان های بومی وجود دارد.^[۲۷] همچنین، تنها در مرجع^[۱۳] در زمینه ردپای آب خاکستری صنعت ساخت تحقیقاتی صورت گرفته است. با توجه به این که درصد قابل توجهی (حدود ۱۰ تا ۴۰ درصد) از ساختمان های احداث شده در جهان همچنان بومی هستند^[۲۷]، توجه به ردپای آب این ساختمان ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است. برخی از محققان، صرفه جویی در انرژی و آسایش حرارتی ساختمان های بومی ایرانی را بیشتر در منطقه خشک مرکزی مطالعه کرده اند.^[۸] با این حال، بر اساس دانش نویسندگان، مطالعه ای ردپای آب چنین ساختمان هایی را به ویژه در مناطق مختلف آب و هوایی ایران تجزیه و تحلیل نکرده است. هدف از این تحقیق، ارائه تحلیلی از ردپای آب آبی و خاکستری سازه های بومی با تأکید بر مناطق مختلف آب و هوایی ایران است و در همین راستا، ایده هایی از شبکه ردپای آب و ارزیابی چرخه حیات اعمال می شود. نمونه ای از ۱۱ کارخانه تولید مصالح ساختمانی بررسی شده و ۳۴ ساختمان بومی شامل خشتی، آجری، سنگی و چوبی که هر کدام مربوط به منطقه ای خاص از ایران است، مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرند. نتایج با ساختمان های نوین (فولاد و بتنی) مقایسه می شوند. ردپای آب خاکستری و آبی در طول زنجیره مورد بررسی قرار گرفته و حجم آب در هر متر مربع ساختمان در نظر گرفته می شود. ردپای آب تولید و استخراج مصالح، حمل و نقل (مربوط به مصالح و نیروی انسانی) و کارگاه ساخت ارزیابی می شوند. شکل ۱ ساختار این تحقیق را نشان می دهد.

۲. ساختمان های بومی

بناهای بومی ایران به طور گسترده در سراسر کشور بسته به آب و هوا، در دسترس بودن مصالح و فرهنگ محلی مورد استفاده قرار می گیرند. این بناها را می توان در چهار



شکل ۳. مرز سیستم ارزیابی ردپای آب ساختمان کارخانه.

در مقابل، شبکه ردپای آب تنها بر نحوه ارتباط تولیدکننده محصول با مصرف کننده محصول با منابع آب شیرین متمرکز است^[۳۱] شبکه ردپای آب نیز شامل چهار مرحله از جمله تعریف هدف، تجزیه و تحلیل داده ها، ارزیابی زیست محیطی و تفسیر نتایج است.^[۳۱] تمرکز این تحقیق در مرحله دوم، یعنی تجزیه و تحلیل داده ها است. چرخه عمر یک ساختمان شامل چهار مرحله ساخت، بهره برداری، تخریب و بازیافت است. تحلیل ها در مرحله ساخت انجام می گیرند.^[۲۵] تا به مالکان، طراحان و تصمیم گیران در ساخت پایدار کمک کنند. مرحله ساخت شامل سازه، دیوار چینی، نازک کاری، تاسیسات مکانیکی و برقی است. در این تحقیق، تمرکز روی سازه ساختمان ها و دیوارچینی است. تحقیقات گذشته^[۶۵] نشان می دهند که غذای کارکنان سهم قابل توجهی از کل ردپای آب تولید را در صنعت ساخت تشکیل می دهند. بنابراین، اثر آن در این تحقیق نیز دیده می شود. شکل ۳ مرز ارزیابی ردپای آب را نشان می دهد. کارخانه های مختلف مصالح ساخت (بومی و نوین) مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرند. داده های جمع آوری شده شامل میزان تولید، تعداد کارکنان، روزهای بهره برداری، ماشین آلات مورد استفاده، نوع و میزان مصرف انرژی، مصرف مستقیم آب، مواد اولیه و حمل و نقل کارکنان است. چوب خام معمولاً به آب آبی نیاز ندارد، زیرا آب سبز مصرف می شود. بنابراین، ردپای آب چوب خام مورد بررسی قرار نمی گیرد. همچنین، ردپای آب آبی گاه (مورد استفاده در خشت) نادیده گرفته می شود، زیرا گندم محصول اصلی است.^[۳۲] خاک رس و سنگ در طبیعت وجود دارند. بنابراین، ردپای آب آن ها دنبال نمی شود.

۲.۳. ردپای آب مصالح

مطالعات پیشین نشان می دهند که ردپای آب آبی مصالح در برخی از مطالعات مورد تحلیل قرار گرفته اند. در این تحقیق، اولویت با مطالعات مربوط به ایران بود. داده های مربوط به ردپای آب آبی تولید فولاد، سیمان، سنگدانه و بتن از تحقیقات^[۱۴،۵] و داده های مربوط به تولید بلوک های بتنی از تحقیق^[۲۵] استخراج شدند. از این بلوک ها

تکمیل شده در بایگانی سال ۲۰۲۱ سازمان نظام مهندسی شهر همدان انتخاب شدند. این ساختمان ها نمونه هایی از ساخت شهری هستند. مساحت ساختمان ها و تعداد طبقات، مشابه با ساختمان های بومی انتخاب شدند تا مقایسه درستی انجام شود. سازه ساختمان های نوین از نوع فولادی و بتنی بودند.

برای نام گذاری ساختمان ها از عبارت M-A استفاده شد که M نشان دهنده نوع ساختمان Wo: چوبی، Br: آجری، Ad: خشتی، Sto: سنگی، Co: بتنی و St: فولادی و A نشان دهنده مساحت زیربنای کل ساختمان است. ساختمان های انتخاب شده به طور عمده دو طبقه با مساحت زیربنای ۱۲۹ الی ۶۶۵ مترمربع بودند.

۳. روش انجام پژوهش

۳.۱. محاسبه ردپای آب یک محصول

در این تحقیق، ایده هایی از ارزیابی چرخه حیات (Life cycle assessment)^[۳۰] و شبکه ردپای آب (Water footprint network)^[۳۱] اعمال شد. ارزیابی چرخه حیات فراتر از شبکه ردپای آب است و تأثیرات زیست محیطی مرتبط با خدمات و محصولات را ارزیابی می کند. به عبارت دیگر، ارزیابی چرخه حیات نشان می دهد که چگونه محصولات و خدمات بر محیط زیست تأثیر می گذارند.^[۳۰] رویکردهای ارزیابی چرخه حیات به طور کلی شامل چهار مرحله است.

- مرحله اول (تعریف هدف و محدوده)، موضوع مطالعه، مرزهای مدل و داده های مورد نیاز را مشخص می کند.
- مرحله دوم (سیاه چرخه حیات)، ورودی ها (به عنوان مثال، مواد خام) و خروجی ها (به عنوان مثال، مصرف آب) را در طول حیات محصول ارزیابی می کند.
- مرحله سوم، ارزیابی تأثیر چرخه حیات است که شامل شناسایی، کمی کردن و ارزیابی نتایج سیاه است.
- در مرحله چهارم، تفسیر نتایج و پیشنهادات ارائه می شود.^[۳۰]

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 بتنی (تیرچه و بلوک) کاربرد دارند. اطلاعات مربوط به ردپای آب خاکستری تولید فولاد و سیمان از تحقیق^[۱۳] گرفته شدند. از آنجایی که تحقیق^[۱۳] ردپای آب خاکستری غذای کارکنان را در نظر نگرفته، تعداد کارکنان مشغول در کارخانه‌های فولاد و سیمان از تحقیقات^[۶،۵] گرفته شد.

برای ارزیابی ردپای 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 ساختار بندی شده بود تا اطمینان حاصل شود که پارامترهای مهم مربوط به ردپای آب در فرایند تولید مصالح در نظر گرفته شده‌اند. کارخانه الوار انتخابی دارای ظرفیت تولید سالانه ۲/۶۵۵ تن (۴/۴۲۵ مترمکعب) چوب می‌باشد. چوب‌ها عمدتاً صنوبر با چگالی ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب هستند. برای تأمین چوب مورد نیاز، از کامیون‌هایی با ظرفیت ۱۰ تن استفاده می‌شود. مسافت طی شده کامیون‌ها (رفت و برگشتی) حدود ۱۹/۴۴۰ کیلومتر در سال است. اگر متوسط مصرف گازوئیل در هر کیلومتر ۳۵/۰ لیتر در نظر گرفته شود^[۳۳]، مصرف گازوئیل کامیون‌ها ۵/۵۸۶ لیتر در سال برآورد می‌شود. مصرف آب برای شست‌وشوی ماشین‌آلات، نظافت و آشامیدن کارکنان ۸۰۰ مترمکعب در سال است. انرژی مورد نیاز توسط برق و با مصرف ۲۹۶/۲۷ مگاوات ساعت در سال تأمین می‌شود. کارکنان محلی هستند و از همین رو، مصرف آب برای حمل‌ونقل کارکنان در نظر گرفته نمی‌شود. تعداد کارکنان ۱۰ نفر در روز و ساعات کار معمول آنان ۸ ساعت در روز است. تعداد روزهای کاری تولیدی ۲۹۵ روز در سال است که در مجموع به ۲/۹۵۰ وعده غذایی نیاز است. ردپای آب چوب خام نادیده گرفته می‌شود؛ زیرا مربوط به ردپای آب سبز است.

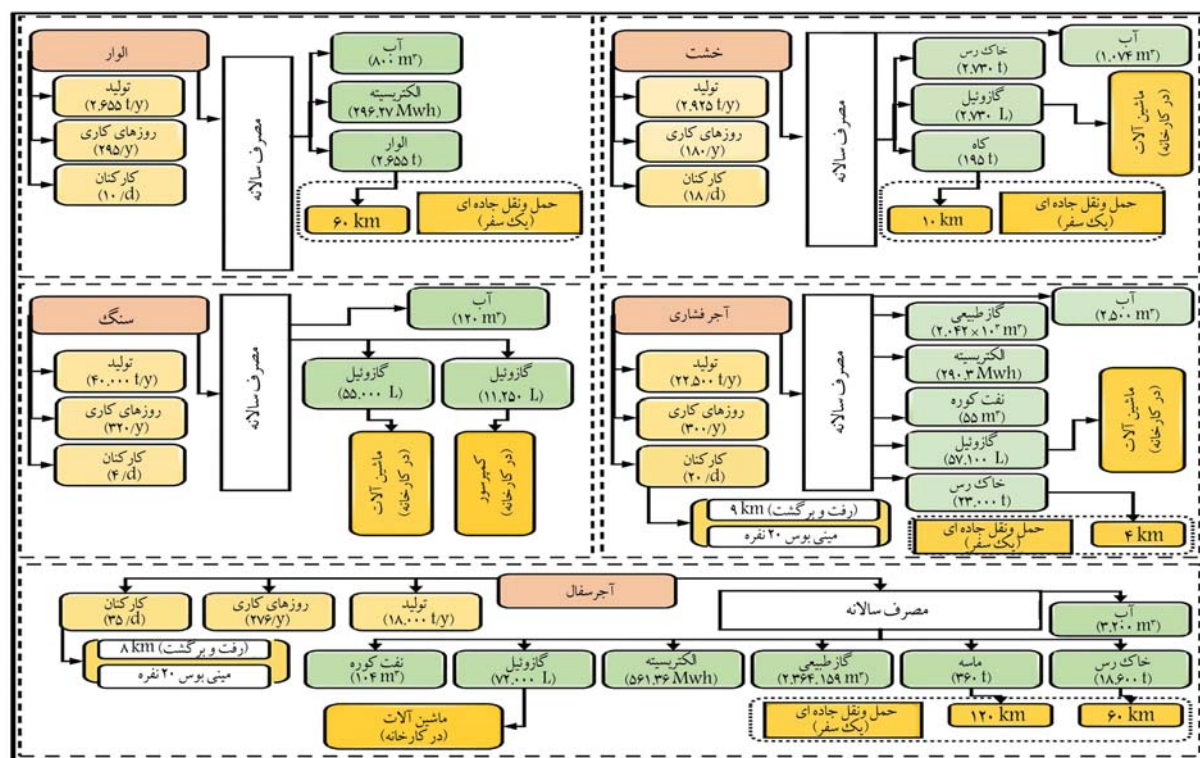
کارخانه خشت در نظر گرفته شده، یک تولیدکننده بلوک خشت خشک شده در آفتاب با ظرفیت ۲/۹۲۵ تن در سال است. در این تولیدی، میزان مصرف مستقیم آب ۱/۰۷۴ مترمکعب در سال و مصرف سالانه خاک رس و کاه به ترتیب ۲/۷۳۰ و ۱۹۵ تن می‌باشد. خاک رس در اطراف تولیدی و کاه از فاصله حدود ۵ کیلومتری تأمین می‌شود. برای حمل کاه از کامیون‌هایی با ظرفیت ۱۰ تن استفاده می‌شود که هر کامیون حدود ۷ تن کاه حمل می‌کند. مسافت طی شده کامیون‌های کاه (رفت و برگشتی) ۲۸۰ کیلومتر است. میزان گازوئیل مصرفی کامیون‌ها ۹۸ لیتر در سال است.^[۳۳] 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 می‌کنند. تعداد کارکنان ۱۸ نفر در روز و ساعات کاری آنان ۸ ساعت در روز می‌باشد. تعداد روزهای کاری کارخانه ۱۸۰ روز در سال است که در مجموع به ۳/۲۴۰ وعده غذایی نیاز است.

معادن 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 شست‌وشوی 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

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 ساعات کار آنان ۸ ساعت در روز است. تعداد روزهای کاری ۳۲۰ روز در سال است که در مجموع به ۱/۲۸۰ وعده غذایی نیاز است. به دلیل بومی بودن کارکنان، مصرف آب برای حمل‌ونقل کارکنان در نظر گرفته نمی‌شود.

کارخانه آجر انتخابی، آجر فشاری به ابعاد ۲۲ × ۱۱ × ۵ سانتی‌متر و وزن ۲/۷ 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، شست‌وشوی 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 ۱۰^۲ × ۲/۰۴۲ مترمکعب، برق ۲۹۰/۳ مگاوات ساعت، نفت کوره ۵۵ مترمکعب و گازوئیل ۵۷/۱ مترمکعب در سال است. تعداد کارکنان این کارخانه ۲۰ نفر در روز و ساعات کاری آنان ۸ ساعت در روز می‌باشد. تعداد روزهای کاری کارخانه ۳۰۰ روز در سال است. بنابراین، در مجموع ۶/۰۰۰ وعده 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.^[۳۳]

کارخانه آجر سفال، دو نوع آجر تولید می‌کند: یکی به وزن ۲/۴۳ کیلوگرم و ابعاد ۱۹ × ۱۹ × ۱۴ سانتی‌متر و دیگری با وزن ۱/۵۶ کیلوگرم و ابعاد ۱۹ × ۱۹ × ۸ سانتی‌متر. این کارخانه حدود ۱۰^۳ × ۱۸ تن در سال آجر تولید می‌کند. برای تولید آجر از خاک رس و ماسه بادی استفاده می‌شود. میزان آب مصرفی در خط تولید، شست‌وشوی 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 در سال است. خاک رس و ماسه، به ترتیب، از فاصله ۳۰ و ۶۰ کیلومتری تأمین می‌شوند. از کامیون‌هایی با ظرفیت ۱۰ تن برای تأمین خاک رس و ماسه استفاده می‌شوند. مسافت طی شده کامیون‌ها (رفت و برگشت) ۱۱۵/۹۲۰ کیلومتر در سال است. مصرف گازوئیل کامیون‌ها ۵۷۲/۴۰ لیتر در سال محاسبه می‌شود.^[۳۳] نوع انرژی مورد استفاده در کارخانه عبارت است از گاز طبیعی، برق، نفت کوره، سوخت ماشین‌آلات و گازوئیل. میزان مصرف گاز طبیعی ۱۰^۳ × ۲/۳۶۴ مترمکعب، برق ۵۶۱/۳۶ مگاوات ساعت، نفت کوره ۱۰۴ مترمکعب و گازوئیل ۷۲ مترمکعب در سال است. تعداد کارکنان ۳۵ نفر در روز و ساعات کاری کارخانه ۸ ساعت در روز است. تعداد روزهای کاری کارخانه ۲۷۶ روز در سال است. بنابراین، در مجموع به ۹/۶۶ وعده غذایی نیاز است. برای جابجایی کارکنان از دو خودرو با ظرفیت ۲۰ نفر در روز استفاده می‌شود و مسافت طی شده ۸ کیلومتر (رفت و برگشت) می‌باشد. بدین ترتیب، میزان گازوئیل مصرفی خودروها ۶۱۸ لیتر در سال است.^[۳۳] شکل ۴، داده‌های جمع‌آوری شده در تولیدی‌های مصالح را نشان می‌دهد. همچنین، جدول ۱ فرضیات نحوه محاسبه ردپای آب سازه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۴. داده‌های ردپای آب مصالح ساختمانی.

جدول ۱. فرضیات نحوه محاسبه ردپای آب سازه‌ها.

فرضیات	منابع
استفاده از ایده چرخه حیات	[۳۰]
استفاده از ایده شبکه ردپای آب	[۳۱]
انجام تحلیل‌ها در مرحله ساخت	[۲۵]
در نظر گرفتن غذای کارکنان	[۶۵]
صرف نظر کردن از ردپای آب آبی تولید کاه به عنوان محصول جانبی گندم	[۳۲]
صرف نظر کردن از ردپای آب خاکستری حمل و نقل	[۱۳]

جدول ۲. شدت ردپای آب آبی انرژی‌های مختلف.

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

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

۳.۳. ردپای آب غذا

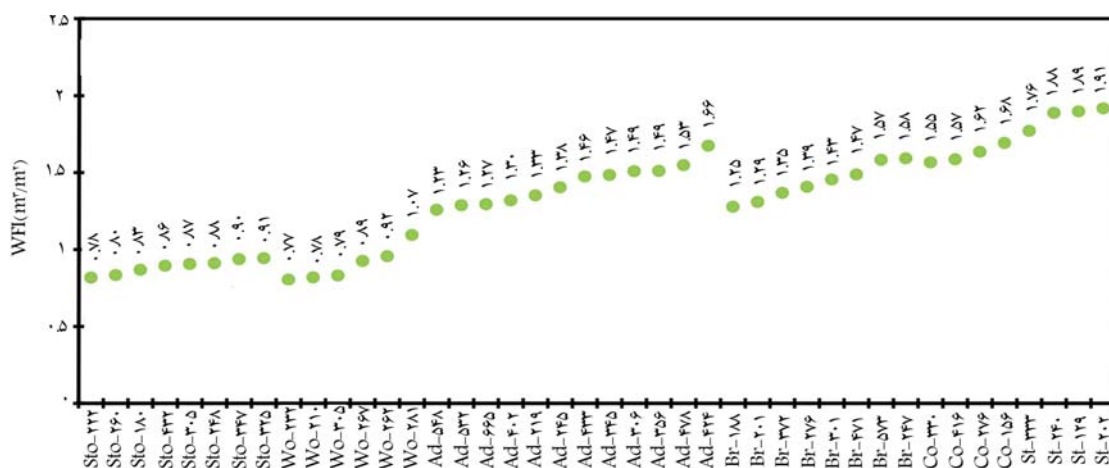
عمده ردپای آب مجازی انسان مربوط به غذا است. [۶] ردپای آب غذای کارکنان حاوی حجم آب مصرفی برای تولید و فرآوری مواد غذایی است. بخش تولید (کشاورزی) سهم بزرگی از ردپای آب مواد غذایی را به خود اختصاص می‌دهد. در حالی که بخش فرآوری، سهم کوچکی دارد که می‌توان نادیده گرفت. [۳۴] اطلاعات ۱۲ وعده غذایی کارکنان مشغول 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 [۳۵، ۳۴] گرفته شد. ردپای آب آبی و خاکستری هر وعده غذایی به‌طور میانگین به ترتیب ۳۹۱/۰ و ۳۴۱/۰ مترمکعب محاسبه گردید.

۴.۳. ردپای آب انرژی

جهت محاسبه ردپای آب انرژی از نتایج مراجع [۳۷، ۳۶] استفاده شد. جدول ۲ شدت

۵.۳. 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 به‌صورت دستی میزان مصالح مصرفی محاسبه شد. در ساختمان‌های بومی، دیوارها باربر هستند؛ بنابراین، مصالح به‌کار رفته در دیوارهای داخلی و خارجی نیز در محاسبات لحاظ شدند. تمامی مصالح به‌کار رفته در سازه ساختمان‌ها شامل سنگ، الوار، خشت، آجر و غیره در تحلیل‌ها در نظر گرفته شدند. شکل ۱ در پیوست، میزان 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 ساختمانی بومی وجود نداشت و بنابراین در نظر گرفته نشدند. برای ساختمان‌های نوین از ترسیمات



شکل ۵. شدت ردپای آب آبی ساختمان‌ها.

لیتر برای هر نفر در یک نوبت کاری ۸ ساعته) از مرجع^[۵] برداشته شد. همچنین، داده مربوط به آب مستقیم مورد نیاز برای عمل‌آوری بتن (۳۵ لیتر برای هر مترمربع سطح - در ۷ شبانه روز) از مرجع^[۵] استخراج شد.

۴. نتایج

۱.۴. ردپای آب آبی احداث سازه‌ها

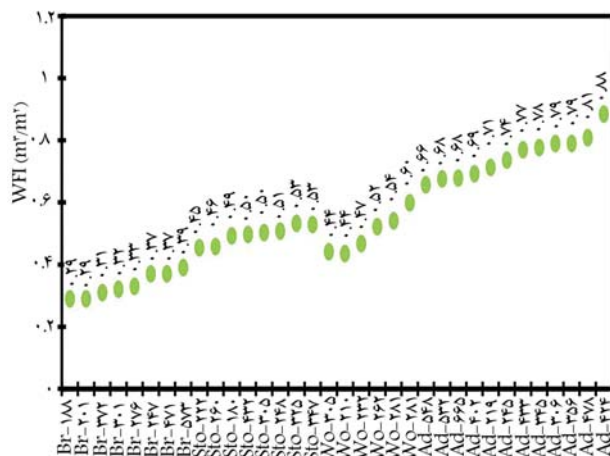
شکل ۵ سهم مقادیر مختلف در شدت ردپای آب آبی سازه‌های بومی و نوین را نشان می‌دهد. شدت ردپای آب آبی سازه‌های بومی در بازه ۷۸/۰ الی ۱/۵۸ مترمکعب بر مترمربع زیربنا متغیر است. همچنین، شدت ردپای آب آبی سازه‌های نوین در بازه ۱/۵۵ الی ۱/۹۱ مترمکعب بر مترمربع تغییر می‌کند. سازه‌های فولادی دارای بیشترین ردپای آب آبی هستند. این سازه‌ها دارای ردپای آب آبی دو برابر بزرگ‌تر از ردپای آب آبی سازه‌های سنگی هستند. ردپای آب آبی سازه‌های سنگی و چوبی تقریباً یکسان هستند. ردپای آب آبی سازه‌های خشتی و آجری در میان حداقل ردپای آب آبی سازه‌های بومی و حداکثر ردپای آب آبی سازه‌های نوین قرار دارند. ردپای آب آبی سازه‌های بتنی تقریباً ۸۶ درصد ردپای آب آبی سازه‌های فولادی و ۱۳ درصد بیشتر از ردپای آب آبی سازه‌های خشتی و آجری است.

شکل‌های ۶ و ۷ سهم پارامترهای مختلف در ردپای آب آبی ساختمان‌ها را نشان می‌دهند. ردپای آب آبی مصالح سازه‌ای قابل توجه و برای حمل‌ونقل به نسبت کوچک است. شدت ردپای آب آبی کارگاه‌های ساخت بومی ۳/۳۳ درصد (۴۱/۰ مترمکعب بر مترمربع) بیشتر از شدت ردپای آب آبی کارگاه‌های ساخت نوین (۳۱/۰ مترمکعب بر مترمربع) است. این به دلیل مشارکت بیشتر نیروی انسانی نسبت به ماشین‌آلات در ساخت بومی و مصرف بیشتر آب مجازی مربوط به انسان است. از سوی دیگر، شدت ردپای آب آبی مربوط به مصالح در ساخت نوین (۱/۴۲ مترمکعب بر مترمربع)، ۹۷/۲ درصد بزرگ‌تر از شدت ردپای آب مربوط به مصالح ساخت بومی (۷۲/۰ مترمکعب بر مترمربع) است. میلگرد و بتن به ترتیب ۴۱/۸۵ (۶۷/۰ مترمکعب بر مترمربع) و ۲۸/۲۵ درصد (۴۵/۰ مترمکعب بر مترمربع) از ردپای آب آبی سازه‌های بتنی را تشکیل می‌دهند. در مقایسه، فولاد و بتن به ترتیب مرتبط با ۵۸/۰۶ (۸/۰ مترمکعب بر مترمربع) و ۱۴/۷۳ درصد (۲۷/۰ مترمکعب بر مترمربع) از ردپای آب آبی سازه‌های فولادی هستند. برای سازه‌های

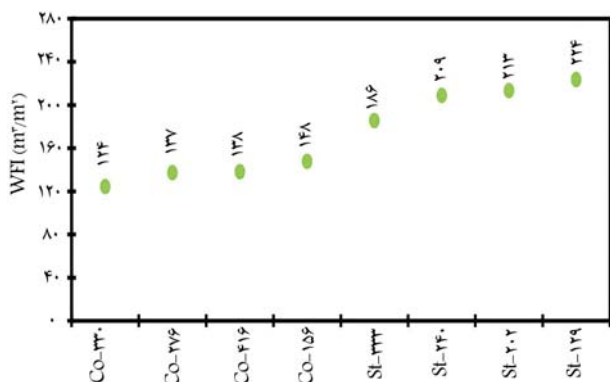
جدول ۳. مسافت حمل‌ونقل مصالح (رفت و برگشت).

مصالح	مسافت (Km)
کاه، خشت، خاک، چوب و سنگ	۱۰
آجر فشاری	۱۰۰
بتن آماده	۲۰
بلوک یونولیتی	۱۰۰
بلوک بتنی	۲۰
آجر سفال	۲۰۰
فولاد	۱/۰۶۰
سیمان	۲۰۰
سنگدانه	۸۰

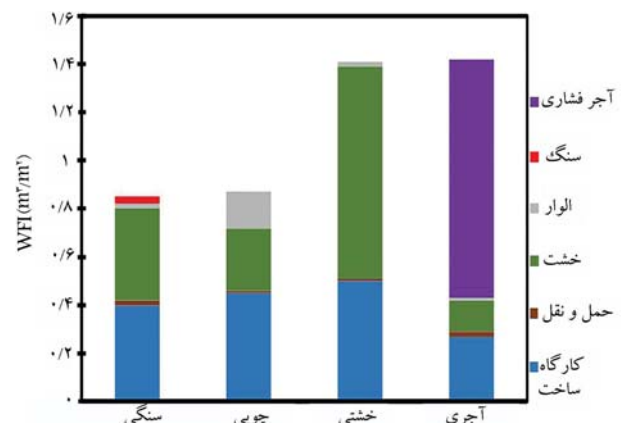
سازه‌ای و معماری جهت محاسبه مصالح مصرفی استفاده شد. محاسبات با کمک نرم‌افزارهای ایتبس (CSI ETABS) و سازه ۹۰ انجام شد. اطلاعات ماشین‌آلات مورد استفاده و زمان کار آن‌ها از تحقیق^[۷] برداشت شد. بیل مکانیکی با ظرفیت سید ۸/۰ مترمکعب و متوسط خاک‌برداری ۶۴ مترمکعب در ساعت، به طور معمول در عملیات خاک‌برداری استفاده می‌شود. برای حمل مصالح به کارگاه‌های ساختمانی، فاصله کارخانه‌های مصالح و ظرفیت کامیون‌ها از مصالحه‌های میدانی با پیمانکاران محلی جمع‌آوری شد. مسافت حمل‌ونقل مصالح به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شد.^[۲۵] جهت محاسبه مسافت حمل مصالح بومی (شامل کاه، خشت، خاک، چوب و سنگ)، ۱۰ کیلومتر (رفت و برگشت) در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه بتن آماده و کارگاه‌های ساخت بلوک‌های بتنی در نزدیکی شهرها هستند، ۲۰ کیلومتر فاصله حمل (رفت و برگشت) لحاظ شد. برای آجر فشاری با توجه به دوری محل تولید از شهرها، فاصله ۱۰۰ کیلومتر (رفت و برگشت) در نظر گرفته شد. برای سایر مصالح سازه‌ای نوین مانند سیمان و فولاد، از آنجا که محل بررسی سازه‌های نوین شهر همدان است، فاصله کارخانه‌های میلگرد، آجر سفال، بلوک یونولیتی، سنگدانه و سیمان برای این شهر (مرکز شهر) محاسبه شد. داده‌ها در جدول ۳ خلاصه می‌شوند. جرثقیل سیار ۲۰ تنی و دستگاه جوش دیزلی ۲۰ کیلوولت آمپر برای جوشکاری سازه‌های فولادی در نظر گرفته شد. پمپ بتنی قابل حمل با ظرفیت حدود ۲۴ مترمکعب در ساعت برای پمپ بتن در سازه‌های نوین در نظر گرفته شد. مصرف آب مستقیم افراد مشغول در کارگاه‌های ساخت (۳۰



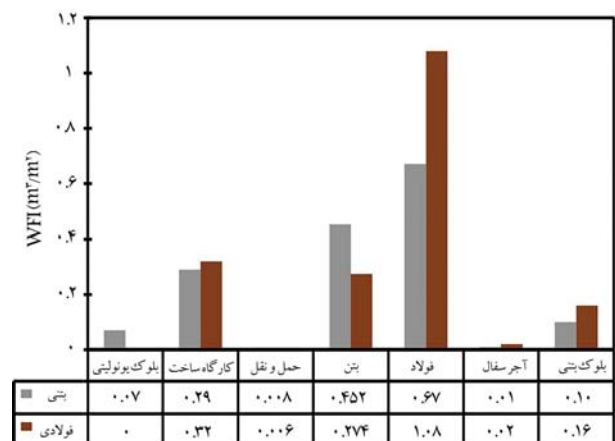
شکل ۸. شدت ردهای آب خاکستری ساختمان‌های بومی.



شکل ۹. شدت ردهای آب خاکستری ساختمان‌های نوین.



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



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

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

۲.۴. ردهای آب خاکستری احداث سازه‌ها

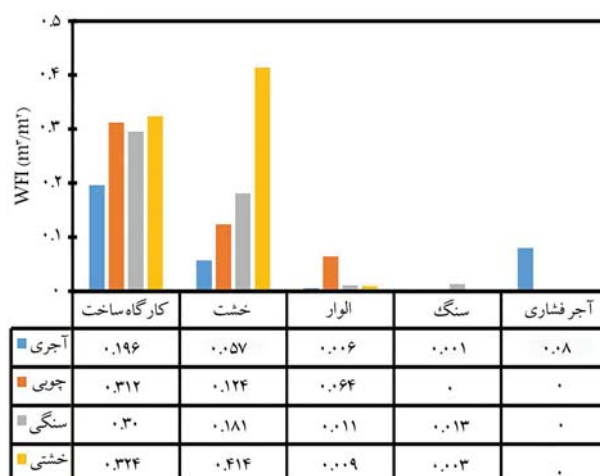
شکل‌های ۸ و ۹ به ترتیب شدت ردهای آب خاکستری سازه‌های بومی و نوین را نشان می‌دهند. بسته به نوع سازه، شدت ردهای آب خاکستری سازه‌های بومی از ۲۹/۰ الی ۸۸/۰ مترمکعب بر مترمربع و سازه‌های نوین از ۱۲۴ الی ۲۲۴ مترمکعب بر مترمربع است. گفتنی است که ردهای آب خاکستری سازه‌های بومی، برابر کوچک‌تر از ردهای آب خاکستری سازه‌های نوین است. این به دلیل ردهای آب خاکستری زیاد مصالح نوین است. ردهای آب خاکستری برای سازه‌های فولادی بزرگ‌ترین و برای سازه‌های آجری کوچک‌ترین است. ردهای آب خاکستری سازه‌های بتنی، ۶۵ درصد ردهای آب خاکستری سازه‌های فولادی است. ردهای آب خاکستری سازه‌های فولادی و بتنی بسیار بزرگ‌تر از ردهای آب آبی است.

شکل‌های ۱۰ و ۱۱ سهم پارامترهای مختلف در شدت ردهای آب خاکستری ساختمان‌ها را نشان می‌دهند. برای سازه‌های بومی، ردهای آب خاکستری در بازه ۲۹/۰ الی ۸۸/۰ مترمکعب بر مترمربع است که تا حد زیادی به ردهای آب خاکستری وعده‌های غذایی کارکنان (۴۳/۲ - ۶۲/۴ درصد) و تولید مصالح (۳۷/۶ - ۵۶/۸ درصد) وابسته است. برای سازه‌های بتنی، شدت ردهای آب خاکستری ۱۳۶/۹ مترمکعب بر مترمربع و به‌طور عمده مربوط به ردهای آب خاکستری تولید میلگرد (۷۵ درصد) و پس از آن ردهای آب خاکستری سیمان مورد

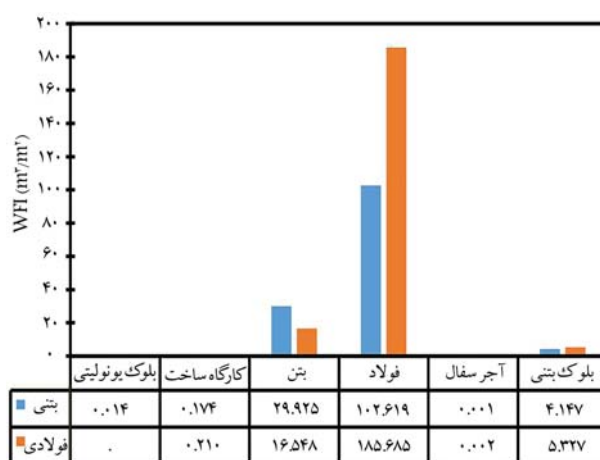
چوبی، ردهای آب آبی مصالح (۴۳/۰ مترمکعب بر مترمربع) تنها حدود یک‌چهارم ردهای آب آبی مصالح سازه‌های فولادی (۱۵۳/۰ مترمکعب بر مترمربع) است. شدت ردهای آب آبی سازه‌های بتنی (۱/۶ مترمکعب بر مترمربع)، تحت اثر آب مستقیم موردنیاز برای خط تولید فولاد (۲۶/۶ درصد) و به دنبال آن ردهای آب آبی غذای کارکنان در کارگاه‌های ساخت (۱۲/۵ درصد) است. برای سازه‌های فولادی، ردهای 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، ردهای آب آبی انرژی مصرف شده در تولید فولاد (۱۸/۵ درصد) و ردهای آب آبی وعده‌های غذایی کارکنان کارگاه‌های ساخت (۱۲/۹ درصد) قرار می‌گیرند. برای سازه‌های سنگی، شدت ردهای آب آبی ۸۵/۰ مترمکعب بر مترمربع و عمدتاً تحت تأثیر ردهای آب آبی کارگاه‌های ساخت (۴۷/۱ درصد) و به دنبال آن ردهای آب آبی تولید خشت (۴۴/۷ درصد) و ردهای آب آبی تولید سنگ (۳/۵ درصد) قرار دارند. برای سازه‌های چوبی، ردهای آب آبی ۸۷/۰ مترمکعب بر مترمربع، عمدتاً تحت اثر ردهای آب آبی کارگاه‌های ساخت (۵۱/۷ درصد) و به دنبال آن ردهای آب آبی تولید خشت (۲۹/۹ درصد) و ردهای آب آبی کارخانه چوب (۱۷/۲ درصد) قرار دارند. برای سازه‌های خشتی، شدت ردهای آب آبی ۱/۴۱ مترمکعب بر مترمربع، عمدتاً تحت اثر ردهای آب آبی تولید خشت (۶۲/۴ درصد) و به دنبال آن، ردهای آب آبی کارگاه ساخت (۳۵/۵ درصد) و کارخانه چوب (۱/۴۲ درصد) قرار دارند. برای سازه‌های آجری، ردهای آب آبی ۱/۴۲ مترمکعب بر مترمربع تا حد زیادی تحت تأثیر ردهای آب آبی کارخانه آجر (۶۹/۷ درصد) است و به دنبال آن ردهای

تحلیل ردپای آب، متفاوت است. تحقیقات میدانی بیشتری برای ایجاد یک پایگاه داده محلی در زمینه ردپای آب سازه‌های بومی و نوین مورد نیاز است. ردپای آب خاکستری انرژی به دلیل نبود داده‌های قابل اعتماد محاسبه نشد. هرچند، انرژی مورد نیاز برای حمل و نقل در مقایسه با تولید مصالح ناچیز است. کارگاه‌های ساخت و کارخانه‌های مصالح، منابع مهمی برای جمع‌آوری داده‌های ردپای 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 انرژی‌های مختلفی برای تولید برق استفاده کنند. این ممکن است ردپای آب محاسبه شده را تحت تأثیر قرار دهد. از آنجا که چنین داده‌هایی در ایران در دسترس نیست، میانگین جهانی ردپای آب آبی انرژی از تحقیقات [۲۷، ۲۶] استخراج شدند. با این حال، میانگین جهانی ردپای آب برای انرژی 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، ردپای آب آن صفر در نظر گرفته می‌شود. برخی از اشکال انرژی (به عنوان مثال انرژی تجدیدپذیر نظیر خورشیدی یا بادی) دارای ردپای آب بسیار پایین‌تری نسبت به سایرین (سوخت‌های فسیلی) هستند. [۲۷] داده‌های ردپای 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، ۲۴] استخراج شدند.

فاضلاب‌ها در محیط زیست اکثر اوقات شناسایی نمی‌شود. بنابراین، نتایج ردپای آب خاکستری باید با احتیاط تفسیر شوند. برای ارزیابی ردپای آب خاکستری کارخانه‌های فولاد و سیمان از تحقیق [۱۳] استفاده شد. پژوهشگران این تحقیق، نتایج را بر اساس پایگاه داده جهانی به دست آوردند. با این حال، مشخص نیست که آیا پایگاه داده جهانی آلاینده‌های واقعی وارد شده به محیط زیست، یعنی آلاینده فاضلاب را پس از تصفیه یا قبل از تصفیه گزارش می‌دهد. اگر آلاینده ارائه شده توسط پایگاه داده جهانی در عمل خیلی زیاد باشد، ردپای آب خاکستری در اینجا بیش از حد برآورد شده است. علاوه بر این، استفاده از مفهوم ردپای آب خاکستری نشان می‌دهد که این تحقیق حجم آب مورد نیاز برای رقیق کردن مقدار آلاینده‌هایی شیمیایی وارد شده به آب برای دستیابی به کیفیت آب قابل قبول را تعیین می‌کند. جدول ۴، نتایج ردپای آب محاسبه شده در این تحقیق را با نتایج گزارش شده در تحقیقات دیگران مقایسه می‌کند. مطالعات اندکی در زمینه ردپای آب سازه‌ها انجام شده است. تحقیق [۱۵]، ردپای آب ۱۷ سازه در استرالیا را در محدوده (۲/۵) الی ۹ مترمکعب بر مترمربع محاسبه کرده است که این مقدار بزرگ‌تر از مقادیر به دست آمده در این تحقیق (۱/۵۵) الی ۱/۶۸ مترمکعب بر مترمربع است. این ممکن است به دلیل زیربنا و طبقات ساختمان‌های انتخاب شده (تا ۱۳۰ مترمربع و ۵۲ طبقه) و کاربری آن‌ها (تفریحی، صنعتی و مسکونی) باشد. [۱۵] در مقایسه، در این تحقیق، ساختمان‌ها مسکونی، دوطبقه و مساحت آن‌ها ۱۲۹ الی ۶۶۵ مترمربع می‌باشد. چانگ و همکاران، شدت ردپای آب سازه‌های مسکونی فولادی و چوبی را در چین ارزیابی کردند. [۲۱] آن‌ها شدت ردپای آب سازه‌های چوبی را ۱/۵ مترمکعب بر مترمربع و سازه‌های فولادی را ۲ مترمکعب بر مترمربع گزارش کردند که تطابق خوبی با نتایج این تحقیق دارد. با این حال، آن‌ها مصالح ساختمانی دیگری (مانند شیشه و سرامیک) را نیز در نظر گرفتند. حسینیان و قهاری، ردپای آب سازه‌های بتنی و فولادی مسکونی سه تا هشت طبقه را در ایران بررسی کردند. [۲۵] آن‌ها شدت ردپای آب سازه‌ها را بالاتر از نتایج به دست آمده در این تحقیق گزارش کردند. این امر به این دلیل است که آن‌ها مصرف آب سبز را نیز در 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. به‌طور مشابه، برای سازه‌های فولادی، ردپای آب خاکستری ۲۰۷/۸ مترمکعب بر مترمربع و به‌طور عمده مربوط به ردپای آب خاکستری تولید فولاد (۸۹/۴ درصد) و پس از آن ردپای آب خاکستری سیمان مورد نیاز برای بتن (۷/۹۶ درصد) است. غلظت جیوه، ردپای آب خاکستری سیمان را تعیین می‌کند و برای فولاد، کادمیوم آلاینده مهم است. [۱۳] برای وعده‌های غذایی، آلاینده‌ها به‌طور کلی شامل کودهای شیمیایی (نیتروژن، فسفر و غیره)، حشره‌کش‌ها و آفت‌کش‌ها هستند. [۲۵]

۳.۴ بحث

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 مورد استفاده نیز ممکن است بر نتایج تأثیر بگذارند. علاوه بر این، ردپای آب تولید مصالح ساختمانی، از کارخانه‌ای به کارخانه دیگر به دلیل میزان نوع انرژی مصرف شده، فرایند تولید، فناوری‌های محلی و حتی روش انتخاب شده

جدول ۴. شدت رد پای آب احداث ساختمان‌ها در کشورهای مختلف.

کشور	تعداد طبقات	مساحت (m^2)	شدت رد پای آب (m^3/m^2)			منابع
			بتنی	فولادی	چوبی	
چین	-	-	-	۲	۱/۵	۲۱
استرالیا	۵۲-۲	۱۸۰-۱۳۰,۰۰۰	۲/۵-۹	-	-	۱۵
ایران	۸-۳	۶۶۵-۲,۷۰۳	۳/۳۰-۴/۶۹	۴/۰۸-۵/۶۰	-	۲۵
ایران	۲	۱۲۹-۶۶۵	۱/۵۵-۱/۶۸	۱/۷۶-۱/۹۱	۱/۰۷-۰/۷۷	این تحقیق

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

این تحقیق، برای اولین بار تحلیل رد پای 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 انطباق بیشتر در طراحی ساختمان‌های نوین مورد استفاده قرار گیرد. متأسفانه، ساختمان‌های نوین در ایران بر اساس مد روز و یا گاهی الگوهایی 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 منابع آب و کاهش آلودگی آن‌ها می‌شود. بنابراین، استفاده از الگوهای بومی در روستاها 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 رد پای آب سبز، نتایج آن‌ها به $۱/۷۹$ الی $۳/۱$ مترمکعب بر مترمربع کاهش می‌یابد که نزدیک به نتایج این تحقیق ($۱/۵۵$) الی $۱/۹۱$ 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 رد پای آب خاکستری سازه‌ها، طبق دانش نویسندگان، هیچ تحقیقی وجود ندارد که اجازه مقایسه نتایج را بدهد. مساحت کل ساختمان‌های تکمیل شده در ایران در سال ۱۳۹۹ برابر با $۱۰۶ \times ۷۷/۶$ مترمربع بوده است^[۳۸] که $۲۰/۳$ درصد آن بومی، $۱۷/۵$ درصد فولادی و باقی آن ($۶۲/۲$ درصد) بتنی است. با استفاده از شکل ۵، می‌توان کل رد پای آب سازه‌ها در ایران را ($۱۰۶ \times ۱۲۷/۸$ مترمکعب) به دست آورد. همچنین، مجموع رد پای آب آبی ایران حدود $۱۰۶ \times ۴۰,۹۱۲/۷۶$ مترمکعب است.^[۵] بنابراین، سهم رد پای آب سازه‌ها به کل رد پای آب ایران حدود $۰/۳۱$ درصد است. در مقایسه، سهم رد پای آب تولید فولاد در چین به کل رد پای آب آبی چین حدود $۰/۴$ درصد است.^[۳۹] همچنین، سهم رد پای آب آبی تولید سیمان در ایران حدود $۰/۳۹$ درصد کل رد پای آب آبی ایران است.^[۵] این نشان می‌دهد که رد پای آب سازه‌های ساختمانی در مقایسه با سایر صنایع قابل توجه است.

۵. نتیجه‌گیری

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

منابع (References)

- 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.
- Ahani, F., 2011. Natural light in traditional architecture of Iran: Lessons to remember. *Light in Engineering, Architecture and the Environment*, 121, pp.25-36.

<http://dx.doi.org/10.2495/LIGHT110031>.

- 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>.
- 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>.
5. Hosseinian, 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>.
 6. Nezamoleslami, R., and Hosseinian, 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>.
 7. Hosseinian, 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>.
 8. 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>.
 9. 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>.
 10. 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>.
 11. 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.
 12. 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>.
 13. 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>.
 14. Hosseinian, 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.
 15. 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>.
 16. 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>.
 17. 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.
 18. 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>.
 19. 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.
 20. 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>.
 21. 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>.
 22. 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>.
 23. 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>.
 24. 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.
 25. Hosseinian, 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>.
 26. 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>.
 27. 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>.
 28. 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.
 29. 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*.
 30. International Organization for Standardization., 2006. ISO 14040. Environmental Management: Life Cycle Assessment; Principles and Framework. ISO.
 31. 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.

پیوست

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

ساختمان‌ها	خاک (m³)			کاه (t)	آجر فشاری (t)		الوار (m³)		سنگ (t)		خشت (t)		
	پی	دیوار	سقف		سقف	دیوار	سقف	دیوار	پی	دیوار	پی	دیوار	سقف
Sto-۲۲۲	-	۱۴/۶	۸/۲	۳/۳	-	-	۱/۷	۸/۷	-	۲۰۴/۴	-	۵۲/۰	۴۵/۱
Sto-۴۳۲	-	۳۲/۹	۱۱/۲	۷/۴	-	-	۳/۴	۱۳/۷	-	۵۰۳/۸	-	۱۱۷/۶	۹۴/۱
Sto-۲۴۸	-	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	-	۱۷۰/۰	-	۴۴/۲	۳۶/۰
Sto-۲۶۰	-	۲۰/۴	۱۰/۴	۴/۴	-	-	۱/۸	۹/۹	-	۲۷۰/۰	-	۷۲/۹	۴۵/۳
Sto-۳۰۵	-	۲۱/۴	۲۱/۴	۵/۰	-	-	۳/۹	۱۲/۴	-	۳۵۷/۱	-	۷۶/۵	۷۵/۵
Sto-۳۴۷	-	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	۷۲/۳
Ad-۲۴۵	۷/۱	۵۴/۲	۱۶/۹	۴/۸	-	-	۱/۷	۷/۴	۲۳/۱	۸۵/۲	-	۱۹۳/۷	۴۴/۹
Ad-۳۴۵	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-۳۰۶	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	۱۳۲/۷	-	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	-	-	-	۳۰/۴	۴۶۴/۳	۱۵۶/۱
Ad-۵۳۲	۵/۵	۶۲/۴	۳۱/۶	۶/۴	-	-	۱۵/۷	-	-	-	۳۴/۱	۳۹۰/۴	۱۹۶/۲
Ad-۶۶۵	۶/۸	۷۷/۴	۳۹/۴	۷/۷	-	-	۱۸/۵	-	-	-	۴۵/۲	۴۳۸/۸	۲۵۱/۲
Br-۳۷۲	۸/۱	۵/۵	۵/۱	۴/۲	۲۷۰/۸	۲۶/۸	۱/۶	۶/۶	۲۹/۶	-	-	۱۹/۸	۳۰/۳
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	-	-	۱۱/۰	۱۰/۲
Br-۲۴۷	۴/۶	۵/۴	۳/۷	۳/۱	۲۱۰/۵	۲۰/۰	۱/۶	۵/۰	۱۶/۸	-	-	۱۹/۳	۱۹/۸
Br-۳۰۱	۴/۹	۴/۲	۱۲/۳	۳/۲	۲۳۹/۵	۲۱/۷	۱/۲	۵/۴	۱۸/۱	-	-	۱۵/۰	۲۵/۴
Br-۴۷۱	۶/۷	۱۳/۱	۲۴/۰	۵/۶	۳۵۶/۹	۳۳/۲	۲/۲	۱۲/۵	۲۶/۰	-	-	۴۶/۹	۴۱/۹
Br-۲۰۱	۴/۷	۳/۸	۶/۸	۲/۵	۱۳۵/۳	۲۰/۷	۱/۰	۳/۳	۱۷/۹	-	-	۱۳/۵	۸/۳
Br-۲۷۶	۴/۲	۶/۲	۹/۱	۳/۵	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	-	-	۲۲/۳	۸۹/۷	-
Wo-۲۶۲	۱/۶	۲۷/۸	۲/۳	۲/۳	-	-	۸/۱	۳۷/۴	-	-	-	۱۰۷/۳	-
Wo-۲۶۷	۳۶/۲	۱۲/۱	۱/۵	۳/۳	-	-	۲۵/۶	۱۰۸/۲	-	-	-	۴۸/۸	-
Wo-۲۱۰	۲/۰	۱۶/۶	۲/۱	۱/۴	-	-	۲۵/۱	۲۲/۴	-	-	-	۶۷/۱	-
Wo-۲۸۱	۵/۸	۳۰/۶	۲/۶	۲/۹	-	-	۱۱/۵	۴۳/۲	-	-	۲۸/۰	۱۱۸/۶	-
Wo-۲۳۲	۲۴/۳	۸/۳	۲/۹	۲/۲	-	-	۲۱/۱	۷۰/۲	-	-	-	۳۹/۸	-



شکل ۲. نمونه هایی از پلان طبقات همکف و زیر زمین در ساختمان های بومی و نوین (مقیاس ۱/۱۰۰)

تأثیر شیرابه زباله بر پارامترهای دینامیکی خاک‌های رسی

رضا ایروانی (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه نقرش

مجید یزدان دوست (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

محمودرضا شاهوردی* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه نقرش

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۲ (۷۴-۶۵، صص. ۴، شماره ۳۹، دوی)

در این مطالعه، تأثیر شیرابه زباله بر مدول برشی و نسبت میرایی سه نوع خاک رس مختلف تحت فشارهای مختلف سربار مورد ارزیابی شد. برای این منظور، پس از تجزیه و تحلیل شیرابه نمونه‌گیری شده از مدفن 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 بافت خاک استفاده شد. بر اساس حلقه‌های هیستریزیس به دست آمده از آزمایش‌های برش ساده دینامیکی، مشخص شد که آلودگی و افزایش آن سبب افزایش مدول برشی و کاهش نسبت میرایی می‌شود. این افزایش و کاهش، تحت تأثیر نوع خاک بوده و در خاک‌هایی با دامنه خمیری کمتر، برجسته‌تر است. همچنین، مشاهده شد که بیشترین تأثیر شیرابه بر بهبود مدول برشی خاک در سطوح کمتری از آلودگی نمایان می‌شود. افزایش تأثیرپذیری مدول برشی و نسبت میرایی خاک رس از سربار به عنوان یکی از اثرات آلودگی خاک به شیرابه شناسایی شد. این افزایش تأثیرپذیری در رس‌هایی با دامنه خمیری بالا مشهودتر بود.

واژگان کلیدی: خاک رس، شیرابه زباله، مدول برشی، نسبت میرایی.

rezairani4152@gmail.com
m.yazdandoust@qom.ac.ir
shahverdi@tafreshu.ac.ir

۱. مقدمه

گوناگون فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی تولید می‌شود. شیرابه از سمی‌ترین مواد آلاینده خاک و آب است. با این وجود، در سراسر دنیا به دلایل متعددی مانند مشکلات اقتصادی و نبود محل‌های دفن مهندسی، گاهی خاک و محیط اطراف آن توسط شیرابه آلوده می‌شود. با وجود میزان قابل توجهی از مطالعات استاتیکی در زمینه بررسی تأثیر شیرابه بر خاک، تحقیقات کمتری در زمینه پارامترهای دینامیکی انجام شده است. در زمینه بررسی رفتار مکانیکی خاک آلوده به شیرابه، پژوهش‌های مختلفی طی سال‌های گذشته صورت گرفته است. محققان ایرانی همچون حسن‌زاده، نگهدار، عسگری لاسکی و خوداری به کمک همکاران و با استفاده از دستگاه‌های سه‌محوری و برش مستقیم، کاهش زاویه اصطکاک داخلی و افزایش چسبندگی را گزارش کردند.^[۸-۱۱] بر اساس تحقیق یوسفی کبریا و همکاران، با اضافه شدن شیرابه و در پی آن برخی املاح و فلزات سنگین همچون نیتрат، آمونیاک و ... خاک و محیط اطراف آن اسیدی شده و PH نمونه

بررسی رفتار تنش 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، به‌طوری‌که زیر ساخت‌ها ممکن است قابلیت سرویس‌دهی 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.^[۴-۷]

یکی از موضوعات چالش برانگیز ژئوتکنیک لرزه‌ای و ژئوتکنیک زیست‌محیطی، بررسی اثر شیرابه زباله بر پارامترهای دینامیکی خاک است. شیرابه در اثر فرایندهای

* نویسنده مسئول

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

استناد به این مقاله:

ایروانی، رضا، یزدان دوست، مجید، و شاهوردی، محمودرضا، ۱۴۰۲. تأثیر شیرابه زباله بر پارامترهای دینامیکی خاک‌های رسی. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص. ۶۵-۷۴.

DOI:10.24200/J30.2023.61511.3182

جدول ۱. خواص فیزیکی خاک های رسی مورد استفاده.

دامنه خمیری (درصد)	۱۶/۷	۱۴/۷	۱۳/۹
حد روانی (درصد)	۵۱	۳۶	۳۲
حد خمیری (%)	۳۴/۳	۲۱/۳	۱۸/۱
رطوبت بهینه (درصد)	۱۷/۱	۱۴/۲	۱۳/۲
وزن مخصوص خشک	۱۶	۱۷/۸	۱۶/۶
حداکثر (kN/m^2)			



شکل ۱. الف) مدفن البرز قم و ب) نمونه گیری از شیرابه.

جدول ۲. نتایج ویسکوزیته شیرابه در دماهای مختلف.

ویسکوزیته	چگالی (gr/cm^3)	دما ($^{\circ}C$)
(cp)	(cSt)	
۱	۱/۰۱	۲۰
۰/۸	۰/۸۱	۳۰
۰/۷	۰/۷۱	۴۰
۰/۶	۰/۶	۵۰

جدول ۳. نتایج آزمایش های شیمیایی شیرابه.

آزمایش	نام آزمایش	استاندارد	نتایج
COD	spectrophotometer	SM۵۲۲۰D	۵۵۸۰۰ (mg/LO_2)
TDS	Conductivity meter	SM۲۵۴۰C & ۲۵۱۰	۱۳۷۰۰ (mg/l)
BOD	BOD meter	SM۵۲۱۰B	$2000 <$ (mg/LO_2)
PH	PH meter	ASTM D-۱۲۹۳	۵/۵
EC	Conductivity meter	SM۲۵۴۰C & ۲۵۱۰	۲۵۸۰۰ ($\mu S/cm$)

کاهش می یابد. بر اثر این کاهش، حد روانی افزایش یافته، حد خمیری تغییری نمی کند و در مجموع دامنه خمیری افزایش می یابد.^[۱۲] همچنین، محققان خارجی همچون شارما، سونیل و ژیانگ به کمک همکاران و دستگاه های مختلف بر روی رس سیلت دار آزمایش هایی انجام داده و دریافتند که با افزودن شیرابه، زاویه اصطکاک داخلی در تمامی نمونه ها و چسبندگی در بیشتر نمونه ها 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 سیکی^۱ به بررسی تأثیر فشار سربار و درصد آلودگی بر پارامترهای دینامیکی رس ها پرداخته شده است.

۲. مصالح

۲.۱. خاک

از آنجا که لاینرهای رسی واقع در مدفن زباله یکی از حالت های مواجهه شیرابه با خاک می باشد، بنابراین تلاش شده است تا شرایط حاکم بر آزمایش های این تحقیق مطابق با شرایط مدفن زباله باشد. برای این منظور، بر اساس دستورالعمل های ارائه شده در خصوص انتخاب مصالح به کار رفته در لاینرهای مدفن زباله، از دو رس با دامنه های خمیری ۱۴/۷ و ۱۶/۷ درصد استفاده شده است. این دو رس به گونه ای انتخاب شدند که دامنه خمیری آن ها در محدوده دستورالعمل های لاینرهای مدفن زباله باشد.^[۱۶] علاوه بر آن، با انتخاب سایت مدفن زباله البرز قم به عنوان مرجع این تحقیق، از خاک لاینر این مدفن به عنوان سومین خاک مورد مطالعه استفاده شد. دامنه خمیری رس این مدفن در حدود ۱۳/۹ درصد تعیین شد. از لحاظ شکل ظاهری، رس با دامنه خمیری بیشتر کرم رنگ و دو رس دیگر به رنگ قهوه ای می باشند. در جدول ۱ نتایج حاصله از مشخصات فیزیکی رس مورد استفاده ارائه شده است. جهت استفاده از این سه خاک در فرایند آزمایش ها، ابتدا خاک ها به مدت ۲۴ ساعت در دمای ۱۱۰ درجه سانتی گراد به منظور از دست دادن کامل رطوبت در گرم خانه قرار گرفتند و سپس از الک نمره ۵۰ عبور داده شدند.

۲.۲. شیرابه

در این پژوهش، به منظور آلوده سازی خاک، از شیرابه نمونه برداری شده از مدفن البرز استان قم استفاده شد. همانطور که در شکل ۱ مشاهده می شود، پس از اخذ نمونه ها از مدفن، آن ها در ظروف در بسته و در دمای ۱۰ درجه سانتی گراد نگهداری شدند تا از فعل و انفعالات شیمیایی و تغییر ماهیت آن ها جلوگیری شود.

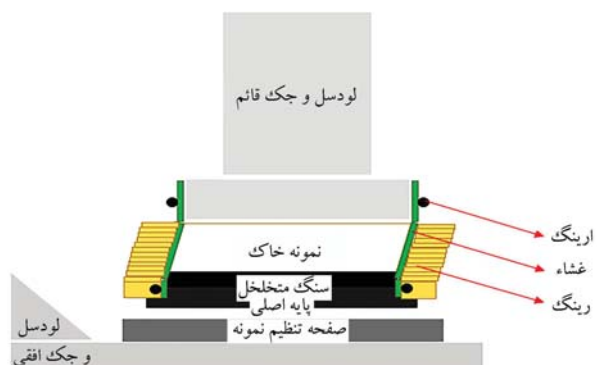
ویسکوزیته یکی از مشخصه های بارز شیرابه زباله است که به عنوان یک پارامتر متأثر از دما تعریف می شود. از اینرو، ویسکوزیته نمونه های اخذ شده توسط ویسکومتر بروکفیلد AMETEK BROOKFIELD و با اسپیندل ۶۳ و ۱۰۰ دور در دقیقه در دماهای ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درجه سانتی گراد اندازه گیری شد که نتایج آن در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین، به منظور شناسایی بهتر شیرابه، پارامترهای شیمیایی و فلزات سنگین آن با استفاده از دستگاه ICP^۲ اندازه گیری شد. این پارامترها در جدول های ۳ و ۴ ارائه شده است.



شکل ۲. شمایی از دستگاه برش ساده دینامیکی.



شکل ۳. الف) آماده سازی نمونه خاک با ترکیب رس، آب و شیرابه و ب) ساخت نمونه در قالب آزمایش بر اساس روش کنترل حجم و بهره گیری از کوبش مرطوب.



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

غشا لاتکس در بین رینگ های تغلونی و نمونه خاک استفاده شد. جزئیات قالب آزمایش در شکل ۴ نمایش داده شده است. پس از آماده سازی 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 $3/9 \pm$ کیلو پاسکال و فرکانس ۱ هرتز قرار گرفت. این دامنه برابر با ۵۰ درصد مقاومت برشی بیشینه رس لایز مدفن البرز انتخاب شد تا بار دینامیکی اعمال شده به آن بر اساس ضریب اطمینان ۲ انتخاب شده باشد. انتخاب فرکانس بارگذاری نیز بر اساس تحلیل های پاسخ گزارش شده از ساختمان 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.

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

۳. فرایند انجام آزمایش ها

۱.۳. دستگاه برش ساده دینامیکی

در این تحقیق، یک دستگاه برش ساده دو جهته با قابلیت انجام تست بر روی نمونه استوانه ای به ارتفاع ۲۶ میلی متر و قطر ۱۰۰ میلی متر 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 نرخ بارگذاری در آزمایش برش ساده دینامیکی، این آزمایش در گروه آزمایش های با کرنش متوسط تا بزرگ ($10^{-4} > \gamma$) طبقه بندی می شود.

در آزمایش برش ساده، با اعمال تغییر شکل برشی به نمونه، امکان اندازه گیری تنش و کرنش برشی درالمان خاک به طور مستقیم فراهم می شود. این مزیت موجب می شود که منحنی های تنش برشی، کرنش برشی و سختی برشی بدون هیچ واسطه و با کمترین خطا در مقایسه با سایر آزمایش ها تعیین شوند. همچنین، از دیگر مزایای بارز این دستگاه ایجاد شرایط سکون^۳ برای نمونه ها مطابق با شرایط واقعی زمین حین اعمال تنش های 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 جابه جایی کنترل را در هر سه جهت فراهم می کند. همچنین، این دستگاه با بهره گیری از سه نیروسنج^۴ و سه جابه جایی سنج^۵، ضمن ثبت خودکار نتایج با نرخ داده برداری بالا (۱۰۰ داده بر ثانیه)، امکان اعمال انواع مسیر تنش و مسیر کرنش را به نمونه فراهم می سازد.

۲.۳. روش ساخت نمونه ها و انجام آزمایش

نمونه های مورد استفاده در آزمایش برش ساده بر اساس 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 میلی متر و قطر ۱۰۰ میلی متر توزین شد و در دو لایه متراکم گردید. این وزن مخصوص بر اساس گزارش های ژئوتکنیکی موجود از مدفن البرز انتخاب شد. جهت حذف اثر درصد رطوبت و نمایان شدن اثر دقیق شیرابه، میزان آب اضافه شده به نمونه ها جهت تراکم به گونه ای انتخاب شد که میزان درصد رطوبت کلی نمونه ها 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 استوانه ای و تا رسیدن به ارتفاع ۱۳ میلی متر کوبیده می شود. 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 (%)	آلودگی (%)	سر بار (kPa)
۱، ۲، ۳	۰/۳۱ - ۰/۲۸ - ۰/۱۹ - ۰/۱۳	۰	۰	۰
۴، ۵، ۶	۰/۲۵ - ۰/۱۷ - ۰/۱۳ - ۰/۰۹	۱۶/۷	۶	۶
۷، ۸، ۹	۰/۲۴ - ۰/۱۵ - ۰/۱۱ - ۰/۰۷	۱۲/۵	۱۲/۵	۱۲/۵
۱۰، ۱۱، ۱۲	۰/۵۹ - ۰/۳۲ - ۰/۲۲ - ۰/۱۶	۰	۰	۰
۱۳، ۱۴	۰/۳۷ - ۰/۲۲ - ۰/۱۷ - ۰/۱۲	۱۴/۷	۶	۶
۱۶، ۱۷، ۱۸	۰/۳۵ - ۰/۲۳ - ۰/۱۴ - ۰/۱۰	۱۲/۵	۱۲/۵	۱۲/۵
۱۹، ۲۰، ۲۱	۰/۵۶ - ۰/۳۶ - ۰/۲۵ - ۰/۱۸	۰	۰	۰
۲۲، ۲۳، ۲۴	۰/۷۷ - ۰/۴۶ - ۰/۲۷ - ۰/۱۴	۱۳/۹	۶	۶
۲۵، ۲۶، ۲۷	۰/۶۲ - ۰/۳۳ - ۰/۱۹ - ۰/۱۲	۱۲/۵	۱۲/۵	۱۲/۵

۳۱/۱۸، ۴۷/۶، ۸۸/۲۹

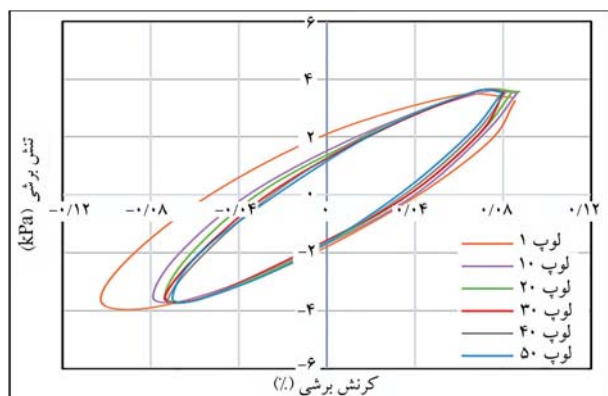
رو، با در نظر گرفتن سه آلودگی وزنی مختلف (۰، ۶ و ۱۲/۵ درصد)، تلاش شد تا تأثیر میزان آلودگی نیز مورد بررسی قرار گیرد. برنامه آزمایش‌ها در جدول ۵ ارائه شده است.

۳.۳. برنامه آزمایش‌ها

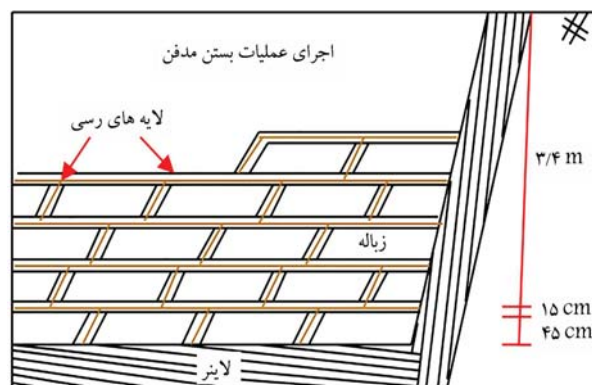
همانطور که در شکل ۵ نشان داده شده است، یک مدفن زباله از تراکم متوالی لایه‌های زباله و لایه جداکننده رسی تشکیل می‌شود. در نهایت، هر مدفن پس از تکمیل فرایند دفن زباله، با اجرای یک لایه مصالح خاکی به عنوان پوشش نهایی و قراردادن تجهیزات کنترل گاز و شیرابه بسته می‌شود. ضخامت هر یک از لایه‌های مذکور متناسب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

۴. تحلیل داده‌ها و ارائه نتایج دستگاه برش ساده

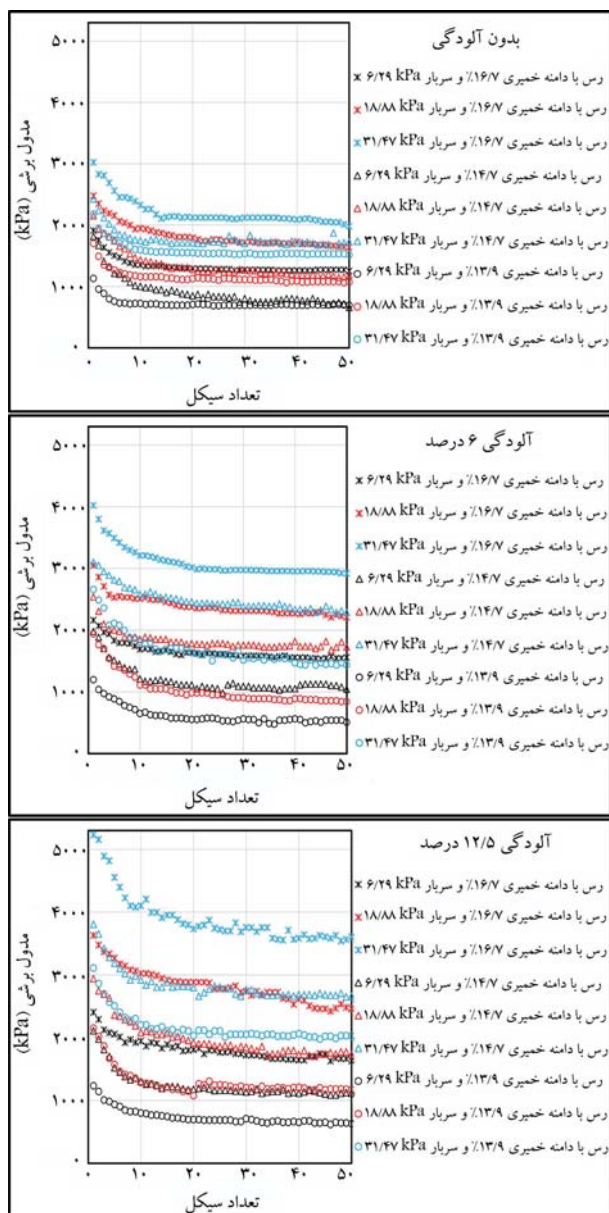
همانطور که در شکل ۶ برای آزمایش شماره ۲۰ مشاهده می‌شود، نتایج آزمایش‌های برش ساده سیکلی بر روی نمونه‌ها در قالب حلقه‌های هیستریزیس^۶ تنش برشی و کرنش برشی به دست آمده است. از آنجا که هر حلقه هیستریزیس نماینده یک سیکل بارگذاری مشخص بوده و شیب حلقه نیز بیان‌کننده مدول برشی سکانتی نظیر آن سیکل است، بنابراین تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای هر نمونه بر اساس حلقه‌های هیستریزیس به دست آمده تعیین شد. از سوی دیگر، با تعیین انرژی الاستیک ذخیره شده (w_s) و انرژی تلف شده (w_D) در هر سیکل بارگذاری (شکل ۷)، نسبت میرایی متناظر با هر سیکل بارگذاری محاسبه و تغییرات آن در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای تمامی نمونه‌ها تعیین شد. از روابط ۱ و ۲ جهت تعیین مقادیر مدول برشی و نسبت میرایی برای هر حلقه هیستریزیس استفاده شده است. محدوده سطوح کرنش برشی تجربه شده برای هر نمونه در خلال ۵۰ سیکل بارگذاری در جدول ۵ ارائه شده است.



شکل ۶. حلقه‌های ۱ تا ۵۰ آزمایش شماره ۲۰.



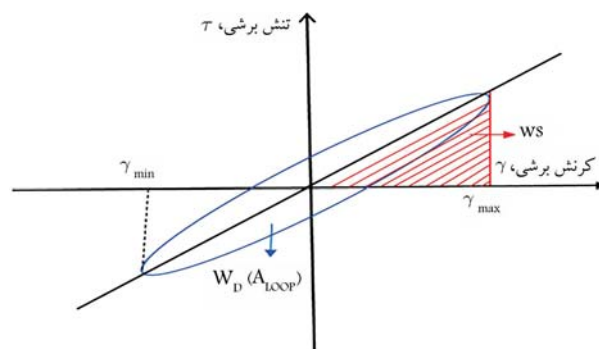
شکل ۵. نمای شماتیک از سلول مدفن زباله.



شکل ۸. تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای خاک با سربار مختلف به تفکیک درصد آلودگی.

افزایش سربار از ۱۸/۸۸ به ۳۱/۴۷ کیلوپاسکال در رس با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد حدود ۲۱ درصد می باشد، در حالی که در رس ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ و ۱۳/۹ درصد، رشد مدول برشی به ۳۳ و ۳۸ درصد رسید. این در حالی بود که با آلودگی خاک به ۶ درصد شیرابه، مقادیر رشد مدول برشی در این خاک ها به ترتیب به ۲۹، ۳۷ و ۶۵ درصد و سپس با افزایش آلودگی به میزان ۱۲/۵ درصد، به ۳۸، ۴۴ و ۶۹ درصد رسید.

به منظور درک بهتر رابطه بین آلودگی، دامنه خمیری و مدول برشی خاک، تغییرات مدول برشی در مقابل سیکل بارگذاری برای نمونه های مختلف به تفکیک سربار در شکل ۹ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می شود، آلودگی و افزایش آن سبب رشد مدول برشی در کلیه نمونه ها شده است، اما با این تفاوت که این رشد متأثر از نوع خاک بوده و در خاک هایی با دامنه خمیری بیشتر پرنرنگتر است. همانطور



شکل ۷. نمای شماتیک از حلقه هیستریزیس.

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

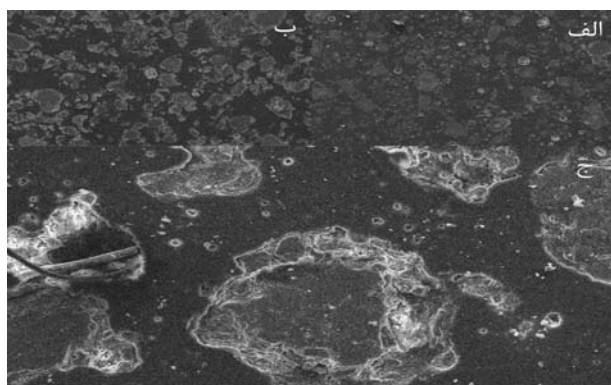
$$D = A_{loop} / 2\pi G [(\gamma_{\max} - \gamma_{\min}) / 2]^2 \quad (2)$$

۱.۴. اثر سربار و آلودگی بر مدول برشی رس ها

به منظور بررسی تأثیر سربار بر مقادیر مدول برشی نمونه ها با نسبت آلودگی مختلف، تغییرات مدول برشی در برابر تعداد سیکل بارگذاری در شکل ۸ ارائه شده است. اولین نکته ای که در شکل ۸ جلب توجه می کند، رشد مدول برشی ناشی از افزایش سربار است. این رشد که با کاهش دامنه خمیری پرنرنگتر می شود، می تواند به افزایش تراکم و به دنبال آن سختی نمونه ها در فشار همه جانبه بالا نسبت داده شود. تأثیرپذیری بیشتر رس ها با دامنه خمیری کمتر از تغییر فشار همه جانبه توسط معجزی و همکاران نیز گزارش شده است.^[۱۸]

همانطور که در کلیه نمونه ها مشاهده می شود، روند کاهش مدول برشی در مقابل سیکل بارگذاری ابتدا با یک شیب تند آغاز می شود و پس از عبور از سیکل دهم با یک شیب ملایم دنبال می شود. با افزایش تعداد سیکل، این روند کاهشی رفته رفته کم رنگ شده بطوری که پس از عبور از سیکل چهارم می توان از تغییرات ایجاد شده در مدول برشی صرف نظر نمود. این بدان معنی است که عمده کاهش به وجود آمده در مدول برشی رس ها در خلال تجربه یک بار دینامیکی تنها در سیکل های ابتدایی رخ می دهد و آلودگی آن ها به شیرابه نیز تأثیری بر این روند ندارد. از این رو می توان نتیجه گرفت که در تحلیل دینامیکی این نوع خاک ها، اثر مدت دوام بارهای دینامیکی می تواند نادیده گرفته شود.

مقایسه روند تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری در سربارهای ۶/۲۹ و ۱۸/۸۸ کیلوپاسکال نشان می دهد که در خاک های بدون آلودگی، رشد مدول برشی در رس با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد حدود ۳۶ درصد می باشد، در حالی که در رس ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ درصد و ۱۳/۹ درصد، رشد مدول برشی به ۵۰ و ۵۹ درصد می رسد. این مقادیر رشد مدول برشی که در خاک های آلوده شده به ۶ درصد شیرابه برابر با ۴۵، ۵۶ و ۶۹ درصد اندازه گیری شد و با افزایش آلودگی به میزان ۱۲/۵ درصد به ۵۶، ۵۹ و ۷۵ درصد رسید. این روند نشان می دهد که آلودگی به شیرابه سبب افزایش تأثیرپذیری مدول برشی رس از سربار می شود، بطوری که این افزایش در رس ها با دامنه خمیری کم تر پرنرنگتر است. با افزایش سربار از ۱۸/۸۸ به ۳۱/۴۷ کیلوپاسکال، رشد مدول برشی همچنان ادامه داشت، اما با این تفاوت که این رشد با نرخ کمتری دنبال شد. همانطور که در شکل ۸ برای خاک های بدون آلودگی مشاهده می شود، رشد مدول برشی ناشی از



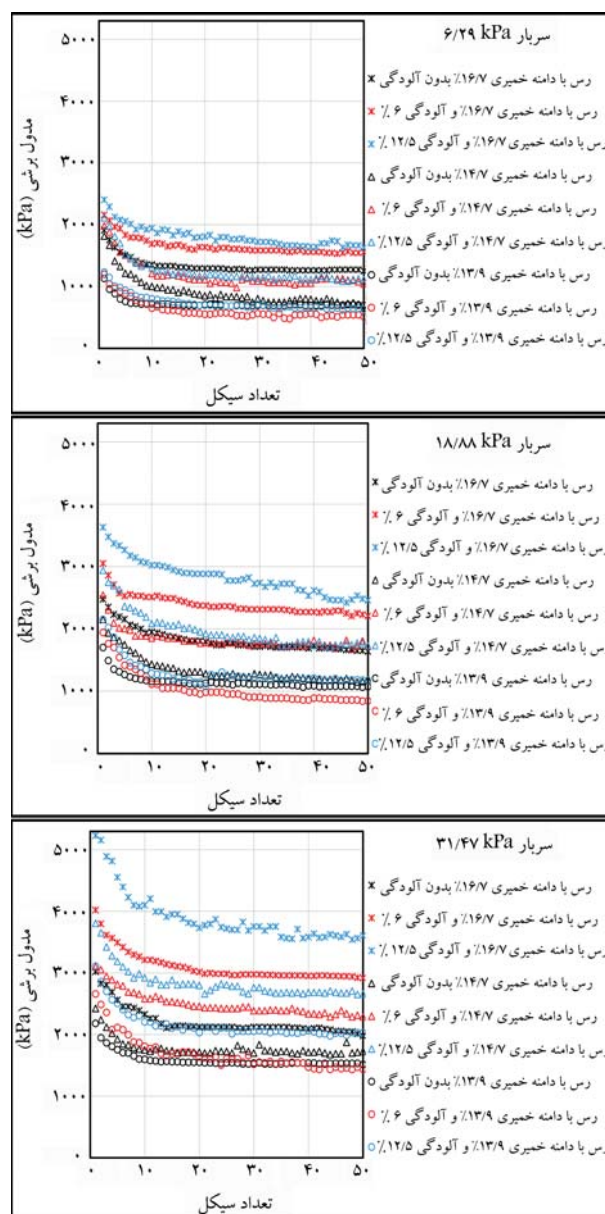
شکل ۱۰. تصاویر میکروسکوپ الکترونی از رس با دامنه خمیری ۱۴/۷ درصد.

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

همانطور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، رشد مدول برشی ناشی از افزایش آلودگی در سربارهای ۱۸/۸۸ و ۳۱/۴۷ کیلوپاسکال نیز مشاهده می‌شود. این رشد در نمونه‌ها با دامنه خمیری بیشتر، پررنگتر است. این بدان معنا است که در مدفن‌های عمیق، هنگامی می‌توان افزایش سختی لایه‌های رسی را ناشی از نفوذ شیرابه در طراحی در نظر گرفت که از رس با دامنه خمیری بالا در ساخت در لایه‌ها استفاده شود. نکته مهم دیگری که در نمودارهای شکل ۹ مشاهده می‌شود، نقش دامنه خمیری در میزان رشد مدول برشی ناشی از نفوذ شیرابه است. همانطور که مشاهده می‌شود، رشد مدول برشی ناشی از نفوذ شیرابه با کاهش دامنه خمیری پررنگتر می‌شود. این بدان معنی است که نوع کانی رس در میزان تأثیرگذاری آلاینده بر خواص خاک آلوده نقش تعیین‌کننده‌ای ایفا می‌کند. افزایش دامنه خمیری، هرچند اندک، نشان از فعالیت بیشتر کانی‌های رس و تمایل بیشتر آن‌ها جهت انجام واکنش شیمیایی با شیرابه است. بنابراین، می‌توان انتظار وقوع فعل و انفعالات شیمیایی فراگیرتر و متعاقب آن، تشکیل باندهای قوی‌تر در نمونه‌هایی با دامنه خمیری بیشتر را داشت، همانطور که در نتایج نیز مشاهده می‌شود. لازم به ذکر است که اگر چه اختلاف بین دامنه خمیری نمونه‌ها پررنگ نیست، اما این اختلاف حاکی از تغییر نوع کانی رس می‌باشد. بنابراین، تفاوت بین کانی‌های سه نمونه رس مورد استفاده در این تحقیق را می‌توان در کنار دامنه خمیری، عامل دوم بروز تغییرات در پارامترهای خاک حین آلودگی دانست.

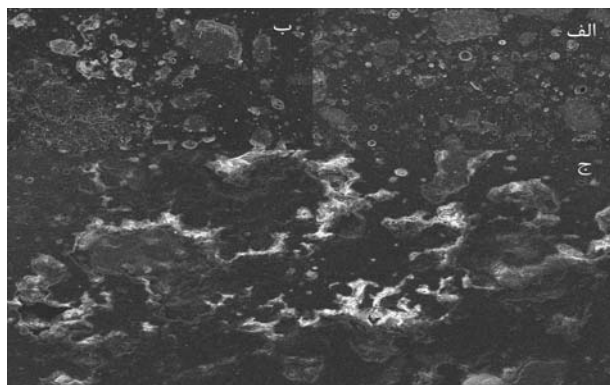
۲.۴. آنالیز SEM

به منظور بررسی تأثیرات شیرابه بر بافت خاک رس، نمونه‌ها پس از آغشته شدن به شیرابه، با میکروسکوپ الکترونی روبشی مورد عکس برداری قرار گرفتند و سپس از لحاظ پستی، بلندی و شروع واکنش‌ها، با استفاده از نرم افزار Image J 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 دانه‌های رس، نمای سه بعدی از این خاک (رس با دامنه خمیری ۱۴/۷ درصد) در شکل ۱۱ ارائه شده است. همانطور که در شکل ۱۱ ب مشاهده می‌شود، نقاطی از این نمونه خاک شروع به واکنش با شیرابه کرده‌اند. به علت زیاد بودن غلظت شیرابه و تجمع فلزات سنگین، سطح وسیع‌تری از نمونه با گذشت زمان دچار واکنش شده است. این گسترش آلودگی در شکل

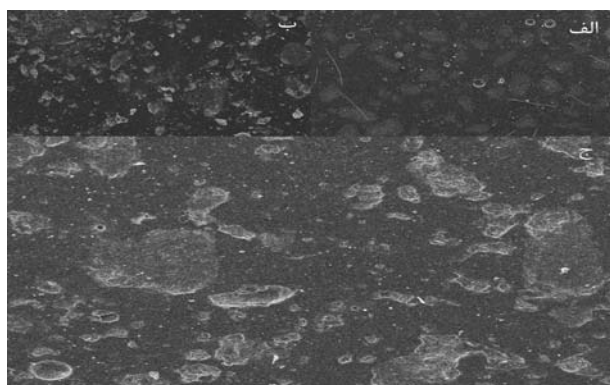


شکل ۹. تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای خاک با درصد آلودگی مختلف به تفکیک سربار.

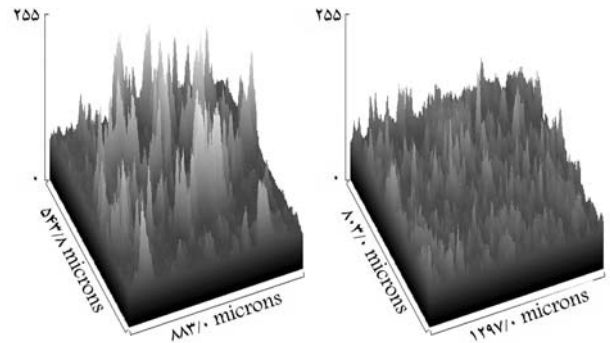
که در شکل ۹ برای سربار ۶/۲۹ کیلوپاسکال مشاهده می‌شود، آلودگی نمونه رسی با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد به ۶ درصد شیرابه منجر به رشد ۱۳ درصدی مدول برشی شد، در حالی که این رشد در رس‌ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ و ۱۳/۹ درصد حدود ۹ و ۶ درصد مشاهده شد. این پدیده را می‌توان به افزایش چسبندگی بین دانه‌ها در اثر حضور شیرابه و قرارگیری فلزات سنگین با مقاومت بالا در بین ذرات خاک نسبت داد. این امر سبب ایجاد ترکیب‌هایی قوی در نمونه‌ها و افزایش مقاومت خاک افزایش می‌شود. با افزایش آلودگی به میزان ۱۲/۵ درصد، رشد مدول برشی همچنان مشاهده شد، با این تفاوت که این رشد با نرخ کمتری ظاهر شد و در رس‌ها با دامنه خمیری ۱۶/۷، 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 می‌شود. دلیل این پدیده را می‌توان به تجمع بیش از



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

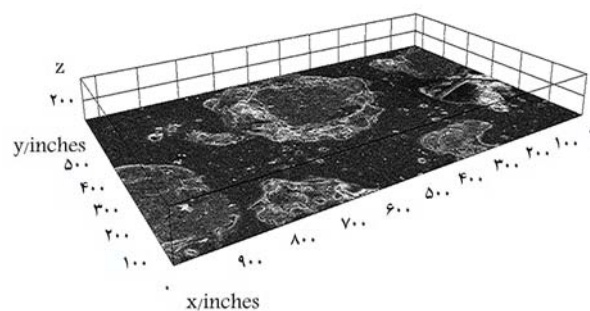


شکل ۱۳. تصاویر میکروسکوپ الکترونی از رس با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد (الف) بدون آلودگی، (ب) با ۶٪ آلودگی و (ج) با ۱۲/۵٪ آلودگی.

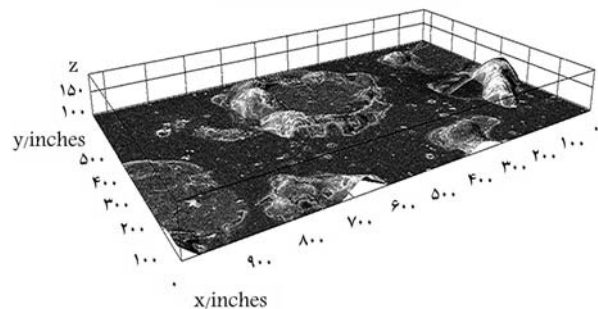


شکل ۱۴. میزان پستی و بلندی سطح نمونه رس با دامنه خمیری ۱۳/۹ درصد.

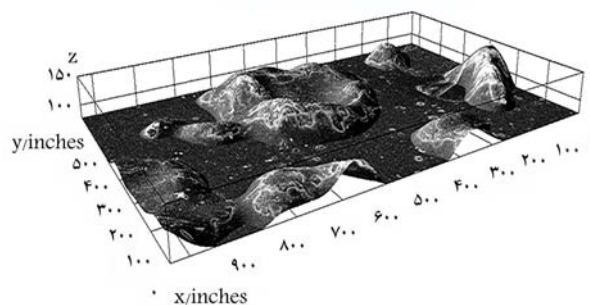
کاهش که با کاهش دامنه خمیری پررنگ تر می شود، می تواند به افزایش قفل و بست دانه ها و کاهش حرکت نسبی آن ها نسبت به هم و به دنبال آن افزایش استهلاک انرژی در فشار همه جانبه بالا نسبت داده شود. مشابه با آنچه در مورد روند تغییرات مدول برشی در مقابل تعداد سیکل مشاهده شد، عمده تغییرات به وجود آمده در نسبت میرایی در ۱۰ سیکل اول بارگذاری رخ داد. روند افزایش نسبت میرایی در مقابل سیکل بارگذاری ابتدا 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 چهارم می توان از تغییرات ایجاد شده در نسبت میرایی صرف نظر نمود. بنابراین، مشابه با آنچه در رابطه با مدول برشی



الف) بلافاصله بعد از آلودگی؛



ب) ۱۲ ساعت پس از آلودگی؛



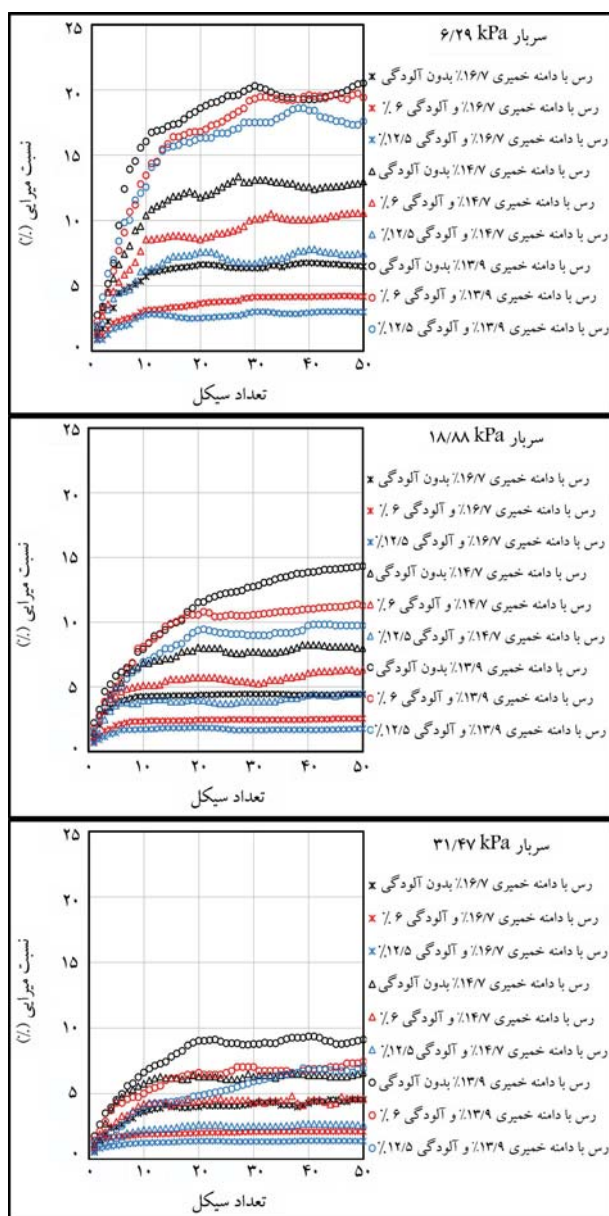
ج) ۲۴ ساعت پس از آلودگی.

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

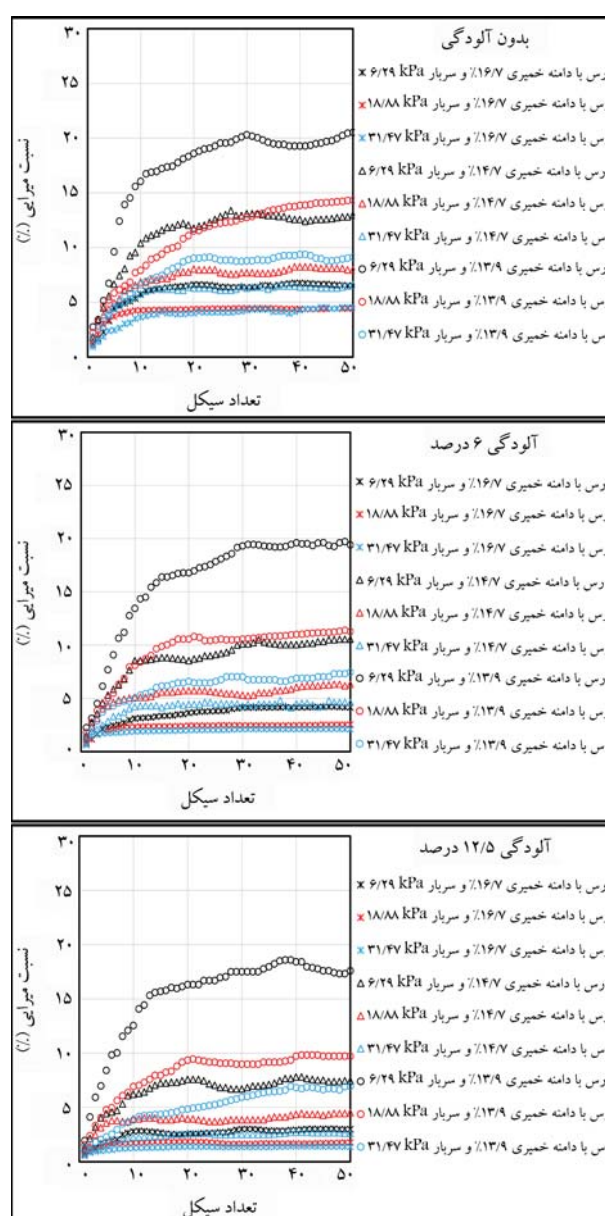
۱۱ ج مشاهده می شود. در شکل های ۱۲ و ۱۳ نیز تصاویر به دست آمده از نمونه رس با دامنه خمیری ۱۳/۹ و ۱۶/۷ درصد با درصد آلودگی مختلف نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود، بر اثر اضافه شدن شیرابه به نمونه ها، ساختارهایی در خاک تشکیل شده اند که عامل اصلی افزایش سختی خاک می باشد. میزان تجمع این ساختارها و زبری آن ها در شکل ۱۴ برای خاک با دامنه خمیری ۱۳/۹ درصد نشان داده شده است. همانطور که به وضوح دیده می شود، حضور شیرابه سبب تشکیل ساختارهایی زبر و مجتمع در سطح خاک رسی می شود. این سطوح زبر سبب قفل و بست بیشتر و به دنبال آن سبب سختی خاک می شود. این امر پیش از این نیز در بخش ۱-۴ مشاهده شده است.

۳.۴. اثر سربار و آلودگی بر نسبت میرایی رس ها

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



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



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

کاهش نسبت میرایی همچنان ادامه داشت، اما با نرخ کمتری دنبال شد. همانطور که در شکل ۱۵ برای خاک‌های بدون آلودگی مشاهده می‌شود، 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 می‌باشد. این کاهش در رس‌ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ و ۱۳/۹ درصد، رشد مدول برشی به ۱۹ و ۲۷ درصد رسید. این در حالی بود که با آلودگی خاک به ۶ درصد شیرابه، مقادیر کاهش نسبت میرایی در این خاک‌ها به ترتیب به ۱۵، ۲۳ و ۳۴ درصد و سپس با افزایش آلودگی به میزان ۱۲/۵ درصد، به ۲۲، ۳۷ و ۳۹ درصد رسید. برای تعیین رابطه بین آلودگی، دامنه خمیری و میرایی خاک، تغییرات نسبت میرایی در مقابل سیکل بارگذاری برای نمونه‌های مختلف به تفکیک سربار در شکل ۱۶ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، آلودگی و افزایش آن سبب کاهش نسبت میرایی در کلیه نمونه‌های رسی می‌شود. این کاهش

نتیجه‌گیری شده، این بدان معنا است که اثر مدت دوام بارهای دینامیکی در انتخاب نسبت میرایی می‌تواند نادیده گرفته شود.

همانطور که در شکل ۱۵ برای خاک‌های بدون آلودگی مشاهده می‌شود، کاهش نسبت میرایی در رس با دامنه خمیری ۱۶/۷ درصد در اثر افزایش سربار از ۶/۲۹ به ۱۸/۸۸ کیلوپاسکال حدود ۲۷ درصد می‌باشد. این کاهش در رس‌ها با دامنه خمیری ۱۴/۷ و ۱۳/۹ درصد به ترتیب به ۳۳ و ۳۵ درصد می‌رسد. این مقادیر کاهش نسبت میرایی که در خاک‌های آلوده شده به ۶ درصد شیرابه برابر با ۳۲، ۳۶ و ۳۹ درصد اندازه‌گیری شد و با افزایش آلودگی به میزان ۱۲/۵ درصد، نسبت میرایی به ۴۰، ۴۶ و ۴۹ درصد رسید. این روند نشان می‌دهد که آلودگی به شیرابه سبب افزایش تأثیرپذیری نسبت میرایی رس از سربار می‌شود. این افزایش در رس‌ها با دامنه خمیری کمتر، پررنگ‌تر است. با افزایش سربار از ۱۸/۸۸ به ۳۱/۴۷ کیلوپاسکال،

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

۵. نتیجه‌گیری

در این تحقیق، با استفاده از آزمایش برش ساده سیکلی، رفتار دینامیکی خاک رس آلوده به شیرابه زباله در فشار سربار مختلف بررسی شد. نتایج به دست آمده نشان داد که عمده 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 آلودگی به شیرابه نیز تأثیری بر این روند ندارد. همچنین، مشاهده شد که آلودگی 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 آلودگی و افزایش آن سبب رشد مدول برشی و همچنین کاهش نسبت میرایی خاک می‌شود. میزان 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 آلودگی 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 $6/29$ کیلوپاسکال مشاهده می‌شود، آلودگی نمونه رسی با دامنه خمیری $6/7$ درصد به 6 درصد شیرابه منجر به افت 38 درصدی نسبت میرایی شد. این کاهش در رس‌ها با دامنه خمیری $14/7$ و $13/9$ درصد به حدود 26 و 4 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 آلودگی به میزان $12/5$ درصد، کاهش نسبت میرایی همچنان مشاهده شد، اما این کاهش با نرخ کمتری ظاهر شد. در رس‌ها با دامنه خمیری $16/7$ ، $14/7$ و $13/9$ درصد به ترتیب به حدود 29 ، 22 و 7 درصد رسید. این بدان معنا است که بیشترین تأثیر شیرابه بر کاهش نسبت میرایی خاک در سطوح کمتری از آلودگی 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 مجدداً 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 آلودگی در سربارهای $18/88$ و $31/47$ کیلوپاسکال نیز مشاهده می‌شود. این کاهش در نمونه‌ها با دامنه خمیری بیشتر، پررنگ‌تر است. این بدان معنا است که در مدول‌های عمیق،

پانویس‌ها

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 Geoenvironmental 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 Sharifipour, 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 land-fill 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 Acase study on behavior sand mechanisms. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.10.013>.
 16. Jonidi Jafari, A. and Talaiekhosani, A., 2010. Solid waste management. Ebadifar Publishers. [In Persian].
 17. Taghi zadeh, F., Eskandari, M., Afsari, N. and Ghey-tanchi, 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 لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی

رضا اسماعیل‌زاده شهری (دانشجوی دکتری)

ساسان عشقی* (دانشیار)

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

مهندسی عمران شریف، آرمستان ۱۴۰۲
دوری ۳۹، شماره ۴، صص. ۷۵-۸۷، (پژوهشی)

استفاده از تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی (NTHA) در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها فرایندی پیچیده و سخت‌گیرانه است. تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) می‌تواند در ساده‌سازی فرایند اخیر کمک کند. پژوهش حاضر قصد دارد با استفاده از تحلیل بار افزون و بر اساس نظریه‌ی توازن انرژی، یک روش ارزیابی لرزه‌ای را توسعه دهد. در روش پیشنهادی، با استفاده از منحنی بار افزون حاصل از اعمال بارگذاری جانبی متناسب با هر مد، منحنی ظرفیت انرژی سازه محاسبه شده است. سپس با محاسبه‌ی منحنی تقاضای انرژی و روی هم انداختن دو منحنی اخیر، پاسخ‌های نهایی سازه به‌دست می‌آید. این روش می‌تواند با در نظر گرفتن آثار مدهای بالاتر، پاسخ‌های غیرخطی ساختمان‌های میان مرتبه را با عملیات محاسباتی بسیار کمتر از NTHA تخمین بزند. از مزیت‌های روش اخیر می‌توان به محاسبه‌ی ظرفیت انرژی با استفاده‌ی مستقیم از منحنی ظرفیت سازه‌ی چند درجه آزادی و محاسبه‌ی تقاضای انرژی سازه بر اساس طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌های زلزله متناسب با هر سطح خطر دلخواه به‌جای به‌کارگیری جداگانه‌ی طیف شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌ی متعدد اشاره کرد. به‌منظور ارزیابی دقت روش پیشنهادی، سه ساختمان ۴، ۸ و ۹ طبقه‌ی فولادی انتخاب و در نرم‌افزار آپنسیس (OpenSEES) مدل شده است. نتایج پژوهش حاضر نشان می‌دهد که روش پیشنهادی در مقایسه با میانگین نتایج روش NTHA، قادر است پاسخ‌های سازه را با دقت قابل قبول تخمین بزند. علاوه بر این، روش پیشنهادی باعث کاهش قابل ملاحظه‌ی میزان خطا نسبت به روش MPA شده است.

واژگان کلیدی: ارزیابی لرزه‌ای، تحلیل بارافزون، روش انرژی، آثار مدهای بالاتر، قاب‌های فولادی.

reza.esmaeizadeh@stu.iiees.ac.ir
s.eshghi@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

ارزیابی لرزه‌ای دقیق ساختمان‌ها برای تحلیل عملکردی و دستیابی به پاسخ‌های آن، نیازمند تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی (NTHA)^۱ است، اما به‌کارگیری آن، یک فرایند پیچیده و سخت برای مهندسان است. به‌منظور حل مشکل اخیر، پژوهش‌های پیشین و آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، روش‌های مختلفی را ارائه کرده‌اند، که غالباً بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)^۲ تعریف شده‌اند. دستورالعمل ATC۴۰^۱، روش طیف ظرفیت و دستورالعمل FEMA ۳۵۶^۲ و استاندارد ASCE ۴۱-۱۷^۳، روش ضرایب را معرفی کرده‌اند. هر دو روش ذکر شده، بر اساس منحنی ظرفیت تحلیل بار افزون تعریف شده‌اند و با توجه به این‌که در آنها، الگوی بار جانبی ثابت فرض می‌شد، آثار مدهای بالاتر به‌خوبی در نتایج تحلیل در نظر گرفته نمی‌شد. از این رو، روش تحلیل مبتنی بر توزیع بار سازگار ارائه شده است.^۴ علی‌رغم دقت خوب روش مذکور در منظور کردن آثار مدهای بالاتر، عملیات محاسباتی آن زیاد بود و این مشکل باعث کاهش به‌کارگیری آن شد؛ که برای رفع آن، روش تحلیل بار افزون مودال (MPA)^۳ پیشنهاد شد.^۵ در روش MPA، پاسخ‌های غیرخطی هر مد به‌طور جداگانه محاسبه می‌شود، سپس آنها با استفاده

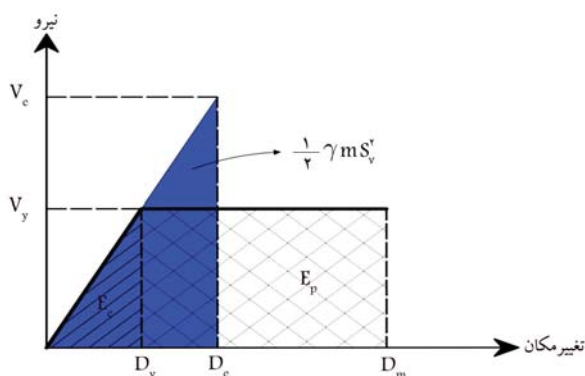
از تحلیل عملکردی و دستیابی به پاسخ‌های آن، نیازمند تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی (NTHA)^۱ است، اما به‌کارگیری آن، یک فرایند پیچیده و سخت برای مهندسان است. به‌منظور حل مشکل اخیر، پژوهش‌های پیشین و آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، روش‌های مختلفی را ارائه کرده‌اند، که غالباً بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)^۲ تعریف شده‌اند. دستورالعمل ATC۴۰^۱، روش طیف ظرفیت و دستورالعمل FEMA ۳۵۶^۲ و استاندارد ASCE ۴۱-۱۷^۳، روش ضرایب را معرفی کرده‌اند. هر دو روش ذکر شده، بر اساس منحنی ظرفیت تحلیل بار افزون تعریف شده‌اند و با توجه به این‌که در آنها، الگوی بار جانبی ثابت فرض می‌شد، آثار مدهای بالاتر به‌خوبی در نتایج تحلیل در نظر گرفته نمی‌شد. از این رو، روش تحلیل مبتنی بر توزیع بار سازگار ارائه شده است.^۴ علی‌رغم دقت خوب روش مذکور در منظور کردن آثار مدهای بالاتر، عملیات محاسباتی آن زیاد بود و این مشکل باعث کاهش به‌کارگیری آن شد؛ که برای رفع آن، روش تحلیل بار افزون مودال (MPA)^۳ پیشنهاد شد.^۵ در روش MPA، پاسخ‌های غیرخطی هر مد به‌طور جداگانه محاسبه می‌شود، سپس آنها با استفاده

* نویسنده مسئول

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

استاد به این مقاله:

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



شکل ۱. توازن انرژی اصلاح شده.

که در آن،

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

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

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

که در آن، T دوره‌ی تناوب سازه، μ شکل پذیری و T_a ، T_b و T_c دوره‌های تناوب مرزی هستند، که به مشخصات شتاب‌نگاشت‌های زلزله بستگی دارند.

در نوشتار حاضر، رابطه‌ی ۳ به‌عنوان 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 معرفی شده است، لازم است رابطه‌ی ۳ برای سازه‌های مذکور تعمیم داده شود. بدین منظور، برای محاسبه‌ی تقاضای انرژی (سمت چپ رابطه‌ی ۳)، باید هر یک از متغیرهای آن بر اساس مدهای سازه‌ی چند درجه‌ای آزادی تعریف شود. همچنین برای محاسبه‌ی ظرفیت انرژی (سمت راست رابطه‌ی ۳) می‌توان از منحنی بارافزون متناسب با هر مد استفاده کرد. نحوه‌ی دقیق محاسبه‌ی مؤلفه‌های ذکر شده در بخش ۲.۲ بیان شده است.

۲.۲. روش

پژوهش حاضر قصد دارد به‌منظور تخمین پاسخ‌های ساختمان‌ها و با استفاده از نظریه‌ی توازن انرژی، روشی را بر مبنای تحلیل بارافزون توسعه دهد. لیلاتاویات و همکاران [۸]، (۲۰۰۹)، 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 بارافزون ساختمان با استفاده از الگوی بارگذاری جانبی مشابه با مد ۱.م.

از اصل جذر مجموع مربعات (SRSS) ^۴ ترکیب می‌شوند. علاوه بر این، روش‌های دیگری همچون: CMP [۶]، SPA [۷] ارائه شدند، که می‌توانستند پاسخ‌های غیرخطی سازه را تخمین بزنند.

در تحلیل بارافزون، تغییرمکان بام در کنار برش پایه به‌عنوان شاخص ظرفیت سازه استفاده می‌شود، در حالی که ممکن است شاخص اخیر در شرایطی همچون بازگشت تغییرمکان در منحنی ظرفیت به‌واسطه‌ی آثار مدهای بالاتر گمراه‌کننده باشد. [۸] از طرفی دیگر، برای محاسبه‌ی تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها در روش‌های بر پایه‌ی تحلیل بارافزون، [۳-۱] از شتاب طیفی استفاده و از سایر پارامترهای مؤثر در تقاضا، همچون رفتار غیرخطی سازه و شکل پذیری آن، صرف‌نظر می‌شود.

رویکرد انرژی می‌تواند نقایص موجود در مفهوم روش‌های رایج را رفع کند. انرژی، آثار هم‌زمان نیرو و تغییرشکل را شامل می‌شود و شاخص‌های مبتنی بر آن قادر هستند خسارت تجمعی ناشی از تمامی مؤلفه‌های مؤثر را در قالب یک سنجش مناسب بیان کنند. استفاده از رویکرد انرژی برای ارزیابی سازه‌ها در پژوهش‌های مختلفی بحث شده است. [۹-۱۴] از طرف دیگر، رویکرد انرژی را می‌توان به‌منظور محاسبه‌ی تقاضا و ظرفیت سازه‌ها استفاده کرد. [۱۵ و ۱۶]

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 (۲۰۰۹)، [۸] معرفی کند. در روش مذکور، از آثار مدهای بالاتر صرف‌نظر شده است، در حالی که آثار اشاره شده به‌جهت اهمیت قابل ملاحظه‌ی آنها، در پژوهش حاضر در نظر گرفته شده‌اند. برای این منظور، سه قاب خمشی فولادی ۴، ۸ و ۹ طبقه انتخاب و در نرم‌افزار OpenSEES ^۸، [۱۷] مدل شده‌اند. علاوه بر این، نتایج روش پیشنهادی با نتایج NTHA و MPA راستی‌آزمایی و مقایسه شده است.

۲. روش ارزیابی لرزه‌ای مبتنی بر انرژی

۲.۱. نظریه‌ی توازن انرژی

به‌طور کلی، رابطه‌ی توازن انرژی در سازه‌ها به‌صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود:

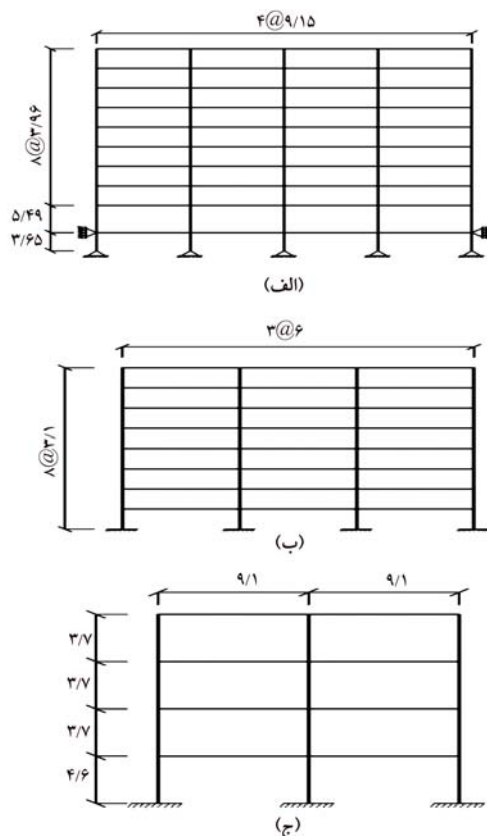
$$E_{demand} = E_{capacity} \quad (1)$$

که در آن، $E_{capacity}$ مجموع ظرفیت انرژی‌های کشسان (E_e) و خمیری (E_p) است ($E_{capacity} = E_e + E_p$). برای تعریف تقاضای انرژی (E_{demand})، هاوسنر ^۹ (۱۹۵۶)، [۱۸] 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. هاوسنر از اصل برابری سطح زیر نمودار نیرو- تغییرمکان سامانه‌های کشسان و غیرکشسان استفاده کرده است. با وجود این، مطالعات متعددی اثبات کرده‌اند، [۱۹ و ۲۰] که رابطه‌ی ۲، فقط برای سازه‌هایی با دوره‌ی تناوب کوتاه برقرار است. از این رو، لی و گوئل ^{۱۰} (۲۰۰۱)، [۲۱] از یک ضریب اصلاحی با نام ضریب انرژی (γ) استفاده و بر اساس آن، رابطه‌ی توازن انرژی را مطابق رابطه‌ی ۳ بازنویسی کرده‌اند:

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



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

۳. ارزیابی دقت روش پیشنهادی و مقایسه‌ی نتایج با

روش‌های رایج

۱.۳. مشخصات سازه‌ها

با توجه به این‌که در دستورالعمل FEMA ۳۵۵، [۲۴] تعداد طبقات ساختمان‌های میان‌مرتبه بین ۴ تا ۹ طبقه در نظر گرفته 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 پسانورثیج 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 دو‌بعدی مورد نظر نوشتار حاضر را برای ساختمان‌های ۹، ۸ و ۴ طبقه نشان می‌دهد. دوره‌ی تناوب مد اول سازه‌های اخیر به ترتیب برابر با ۲/۰۳، ۲/۰۲ و ۱/۶۱ ثانیه بوده است، که با نتایج مراجع ارائه دهنده‌ی ساختمان‌های ذکر شده هم‌خوانی دارند. چون در ساختمان‌های اشاره شده از یک قاب دو‌بعدی استفاده شده است، بارگذاری ثقلی هر ستون بر اساس سطح بارگیر آن محاسبه و باقیمانده‌ی بارگذاری ثقلی به ستون‌های ثقلی کناری^{۱۱} منتقل شده است، که در کنار هر یک از قاب‌ها تعبیه شده‌اند.

برای تعریف رفتار غیرخطی سازه‌ها از فرم‌های دورانی غیرخطی با طول صفر در

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 مد \hat{z}_m ، α_i ضریب افزایشی بار جانبی در مد \hat{z}_m ، φ_i بردار شکل مد \hat{z}_m و M ماتریس جرم سازه هستند. این تذکر لازم است که باید مقدار بردار شکل مدی در تراز بام، در همه‌ی مدها، به عدد ۱ مقیاس شود.

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

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

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

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

برای محاسبه‌ی γ_i می‌توان رابطه‌ی ۴ را استفاده کرد، که در آن، نحوه‌ی 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 بزرگ‌تر از ۱ ثانیه تقریباً برابر است. لذا، می‌توان از یک ساده‌سازی برای محاسبه‌ی R_y استفاده کرد؛ اگر دوره‌ی تناوب مد \hat{z}_m بزرگ‌تر از ۱ باشد، R_y و μ با هم برابر هستند، اما اگر دوره‌ی تناوب مد \hat{z}_m از ۱ کمتر باشد، $R_y = 2\mu - 1$ 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 مد و تعیین نقطه‌ی برخورد دو منحنی اخیر. نقطه‌ی برخورد آنها، نشان‌دهنده‌ی پاسخ هدف در مد \hat{z}_m است (تغییرمکان بام هدف و برش پایه‌ی هدف). اکنون می‌توان پاسخ‌های متناظر با نقطه‌ی هدف را در هر مد با استفاده از منحنی بار افزون آن مد به‌دست آورد. پاسخ‌های نهایی (r_u) ناشی از ترکیب مدی را می‌توان از طریق رابطه‌ی ۸ محاسبه کرد:

$$r_u = \left(\sum_{i=1}^n (\Gamma_i r_i)^2 \right)^{0.5} \quad (8)$$

که در آن، Γ_i ضریب مشارکت مدی، r_i مقدار پاسخ در مد \hat{z}_m و n آخرین مد 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 مقادیر 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.

دو انتهای تمامی اعضا استفاده شده است، که بر اساس مدل ایبارا - کراوینکار اصلاح شده^[۱۲، ۲۷] معرفی شده اند. علاوه بر این، رفتار چشمه ای اتصال طبق پژوهش گوپتا و کراوینکار (۱۹۹۸)،^[۱۳، ۲۵] تعریف شده است. مشخصات تمامی مقاطع قاب های ۸، ۹ و ۴ طبقه به ترتیب در جدول ۱ الی ۳ ارائه شده است.

۲.۳. شتاب نگاشت های زلزله

برای راستی آزمایی و ارزیابی دقت روش پیشنهادی، از تحلیل تاریخچه ای زمانی غیرخطی (NTHA) به عنوان یک روش مرجع استفاده شده است. شتاب نگاشت های پژوهش بیکر^{۱۴} و همکاران (۲۰۱۱)،^[۲۹] مجموعه های ۱۴# و ۲# جهت انجام تحلیل های مذکور انتخاب شده اند (در پیوست، مشخصات شتاب نگاشت ها در جدول های ۴ و ۵ و طیف آنها در شکل ۱۴ ارائه شده است). شتاب نگاشت های اخیر، میدان دور هستند و متناسب با خاک سخت (مجموعه ای ۲#) با میانگین سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متری، V_{S30} ، برابر با ۷۶۰ متر بر ثانیه برای ساختمان های

جدول ۱. مقاطع تیرها و ستون های ساختمان ۹ طبقه.

طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون
۱-	$W27 \times 114$	$W24 \times 229$
۱	$W27 \times 114$	$W24 \times 229$
۲	$W27 \times 114$	$W24 \times 229$
۳	$W27 \times 94$	$W24 \times 229$
۴	$W27 \times 94$	$W24 \times 207$
۵	$W27 \times 94$	$W24 \times 207$
۶	$W24 \times 16$	$W24 \times 162$
۷	$W21 \times 62$	$W24 \times 162$
۸	$W21 \times 62$	$W24 \times 131$
۹	$W21 \times 62$	$W24 \times 131$

جدول ۲. مقاطع تیرها و ستون های ساختمان ۸ طبقه.

طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون
	داخلی	خارجی
۱	IPE360	$BOX320 \times 20$
۲	IPE360	$BOX200 \times 20$
۳	IPE360	$BOX200 \times 20$
۴	IPE360	$BOX200 \times 20$
۵	IPE360	$BOX280 \times 20$
۶	IPE360	$BOX280 \times 20$
۷	IPE330	$BOX260 \times 20$
۸	IPE240	$BOX260 \times 20$

جدول ۳. مقاطع تیرها و ستون های ساختمان ۴ طبقه.

طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون
۱	$W27 \times 102$	$W24 \times 131$
۲	$W27 \times 102$	$W24 \times 131$
۳	$W21 \times 93$	$W24 \times 131$
۴	$W21 \times 93$	$W24 \times 76$

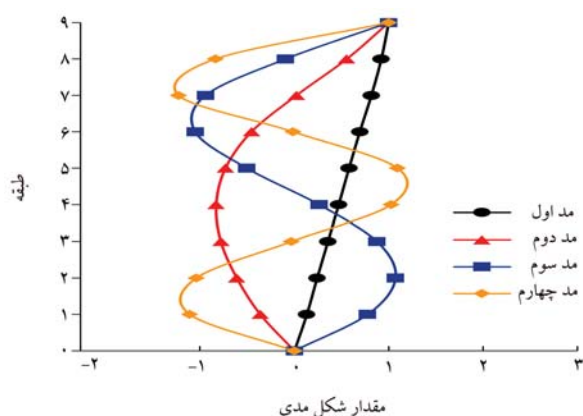
۸ و ۹ طبقه و متناسب با خاک نرم (مجموعه ای ۱۴#) با V_{S30} ، برابر با ۲۵۰ متر بر ثانیه، برای ساختمان ۴ طبقه با استفاده از طیف میانگین شرطی انتخاب شده اند. با توجه به این که ساختمان های مورد نظر در پژوهش حاضر در سه مکان متفاوت احداث و بر اساس استانداردهای لرزه ای مختلفی (ایران و آمریکا) طراحی شده اند، برای مقیاس شتاب نگاشت های 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 به گونه ای بوده است که پاسخ های سازه ای (مانند دررفت بین طبقاتی) در سطوح بالای عملکردی (بین سطح ایمنی جانی و آستانه ای فروریزش) قرار گیرند، تا غالب اعضاء سازه ای تسلیم و وارد فاز غیرخطی شوند. لذا، برای ساختمان ۹ طبقه، مجموعه ای 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 طرح استاندارد ۲۸۰۰) و برای ساختمان ۴ طبقه، مجموعه ای ۱۴# به مقدار شتاب طیف MCE_R متناظر با شهر لس آنجلس مقیاس شده است. بر اساس نتایج نوشتار حاضر، در سطوح خطر لرزه ای ذکر شده، هر سه ساختمان تقریباً در محدوده ای دررفت بین طبقاتی ۰/۲ تا ۰/۵ قرار می گیرند، که این پاسخ ها بر اساس دستورالعمل FEMA ۳۵۶^[۲] بین سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه ای فروریزش قرار می گیرند.

شایان ذکر است که روش مقیاس کردن شتاب نگاشت ها به گونه ای بوده است که میانگین شتاب طیفی تمام شتاب نگاشت ها در محدوده ای ۰/۲ تا ۲ برابر دوره ی تناوب مد اول ساختمان از نمودار طیف شتاب متناظر با سطح خطر مورد نظر کمتر نباشد. در پیوست، میانگین طیف شتاب نگاشت های انتخابی و طیف های هدف ارائه شده است.

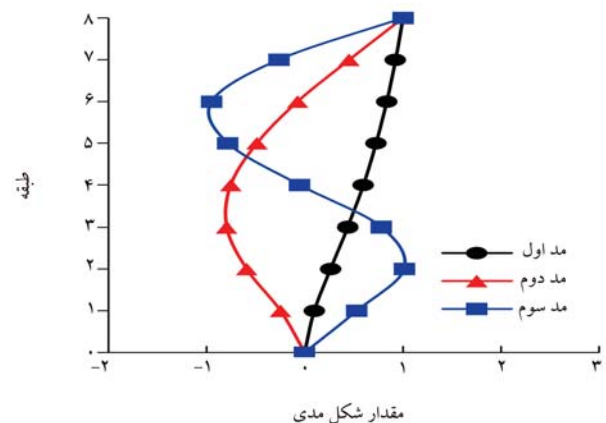
۳.۳. نتایج

در بخش کنونی، پاسخ های ساختمان های ۸، ۹ و ۴ طبقه ی فولادی با استفاده از روش های NTHA، MPA و روش پیشنهادی مبتنی بر انرژی ارائه شده است. این تذکر لازم است که پاسخ های روش NTHA به صورت میانگین پاسخ های تمامی شتاب نگاشت ها ارائه شده اند.

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 محاسبه ی پاسخ های ساختمان ها داشته اند. از این رو، مقادیر شکل مدی ساختمان های ۸ و ۹ طبقه به ترتیب در شکل ۳ و ۴ ترسیم شده اند. همچنین، مقادیر



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



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

شکل مدی برای طبقات اول تا چهارم ساختمان ۴ طبقه، به ترتیب برابر با ۰/۱۵۴، ۰/۳۴۴، ۰/۶۲۶ و ۱/۰ 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 جانبی 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، دوره تناوب مدهای اول و دوم بزرگ‌تر از ۱ بوده است، بنابراین در دو مد ذکر شده، مقدار γ فقط برای تغییرمکان‌های کمتر از حد تسلیم مساوی ۱ است (بخش افقی ابتدای منحنی تقاضا). با وجود این، دوره تناوب مدهای سوم و چهارم کمتر از ۱ هستند، از این رو برای مدهای سوم و چهارم، مقدار γ همواره برابر با ۱ است. به همین دلیل، منحنی تقاضا در مدهای سوم و چهارم، یک خط افقی و مقدار آن برابر با $\gamma_i m_i^* S_{vi}^2 / 2$ است.

نتایج تحلیل بار افزون و محاسبه 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 تغییرمکان‌های کمتری نسبت به مد اول شروع شده است. همچنین، منحنی تقاضای انرژی فقط برای مد سوم به صورت یک خط افقی است؛ چرا که در مد سوم، دوره تناوب کمتر از ۱ ثانیه است، از این رو، مقدار γ برابر با ۱ فرض شده است.

علاوه بر این، نتایج تحلیل بار افزون و منحنی‌های ظرفیت و تقاضای انرژی برای ساختمان ۴ طبقه در شکل ۷ مشاهده می‌شود. همان‌طور که قبلاً بیان شد، برای سازه اخیر، فقط از مد اول استفاده شده است.

در شکل ۸ و ۹، تغییرمکان طبقات و نسبت دررفت بین طبقاتی (IDR) به ترتیب برای ساختمان ۸ و ۹ طبقه با استفاده از روش‌های 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 می‌شوند. علاوه بر این در شکل ۱۰ پاسخ‌های ساختمان ۴ طبقه با در نظر گرفتن مد اول نشان داده شده است. همچنین در ساختمان ۴ طبقه، برای به‌کارگیری روش MPA از مد اول استفاده شده است.

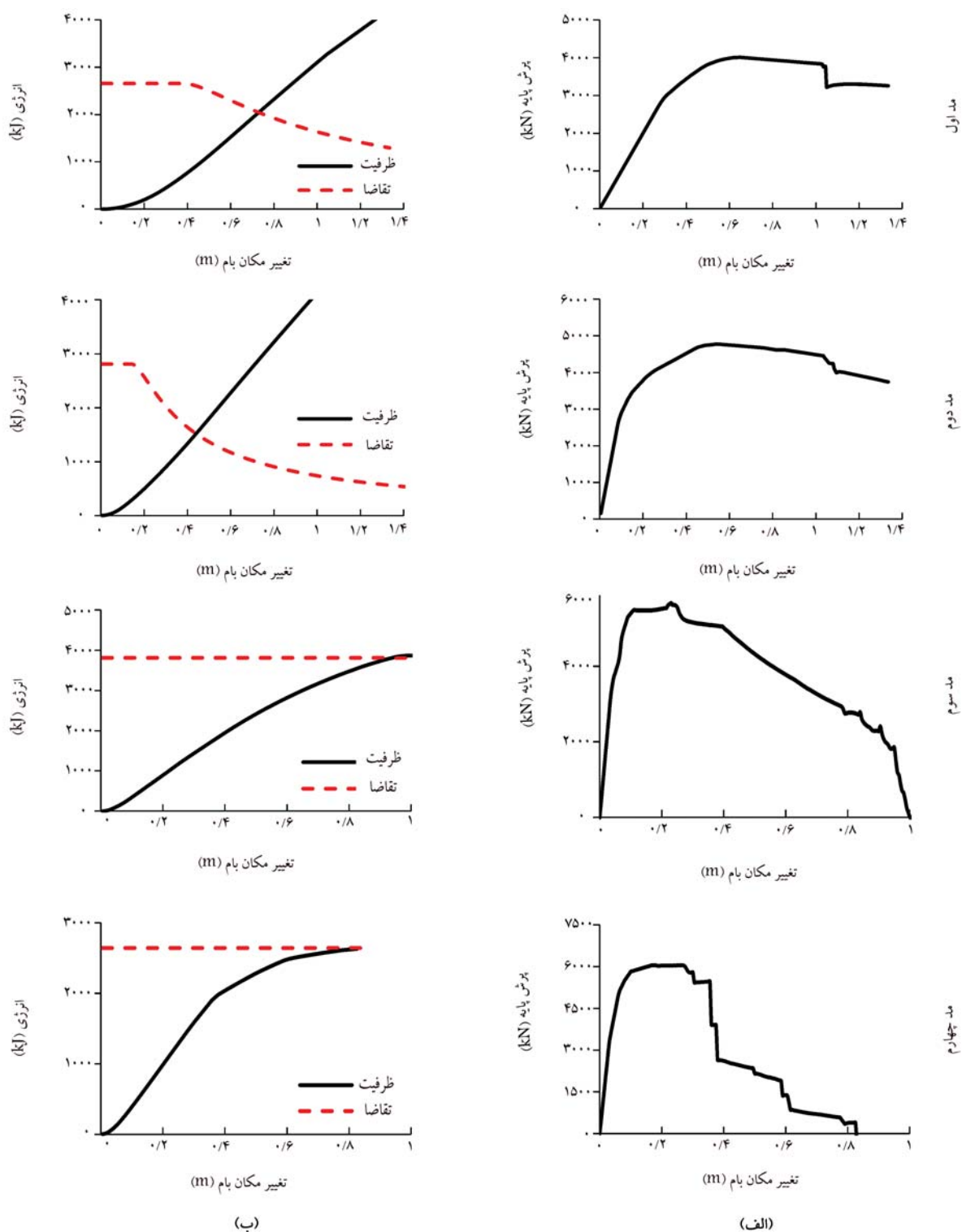
در شکل ۱۱ و ۱۲، مقادیر خطای پاسخ‌های اخیر در مقایسه با نتایج NTHA برای

ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه مشاهده می‌شود. شایان ذکر است، مشابه روش پیشنهادی، آثار 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 دررفت بین طبقاتی ساختمان ۹ طبقه در شکل ۸ - الف نشان 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 تمامی طبقات به جز طبقه 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 دررفت بین طبقاتی ساختمان ۸ طبقه هم بر دقت منطقی و قابل قبول روش پیشنهادی صحنه 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 دررفت بین طبقاتی در شکل ۱۰ - الف برای ساختمان ۴ طبقه هم مشابه سایر ساختمان‌ها، بیانگر دقت مناسب روش پیشنهادی است. پاسخ‌های نسبت دررفت بین طبقاتی در سازه اخیر نشان می‌دهند که در تمامی طبقات به جز طبقه 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 طبقه اول و در تمامی طبقات ساختمان ۸ طبقه به جز طبقه اول، دقت روش پیشنهادی در تخمین پاسخ‌های تغییرمکان طبقات، بالاتر از روش MPA بوده است. میانگین خطای روش پیشنهادی در طبقات ذکر شده ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه به ترتیب برابر با ۲ و ۵ درصد بوده است (شکل ۱۱ - ب و شکل ۱۲ - ب). 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 طبقه آخر، دقت روش MPA بیشتر بوده است (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 طبقه اول، میانگین خطا به ترتیب ۴ و ۷/۵ درصد بوده است.

شایان ذکر است در روش لیلاناویات 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 لیلاناویات 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 از آثار مدهای بالاتر صرف نظر کرد (شکل ۱۰).

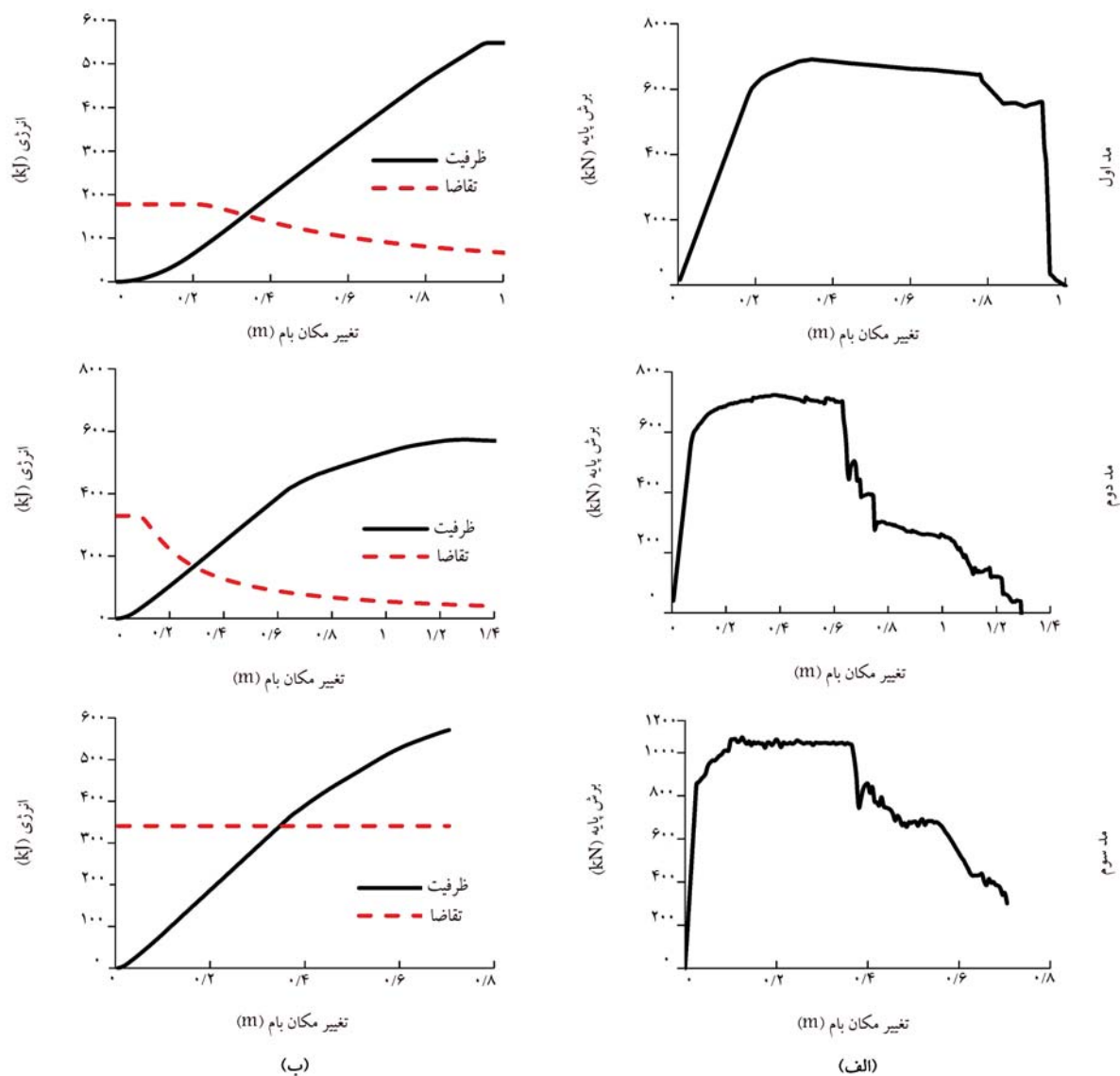
بر اساس نتایج ارائه شده، روش پیشنهادی دقتی منطقی در تخمین تغییرمکان‌های طبقات و نسبت‌های دررفت بین طبقاتی از خود بروز داده است. علاوه بر این، روش پیشنهادی قادر است برآوردهای دقیق‌تری از روش MPA ارائه دهد. به طور میانگین، روش پیشنهادی در مقایسه با روش MPA، مقدار خطا را بین ۲ تا ۱۴ درصد در ساختمان ۹ طبقه، 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.



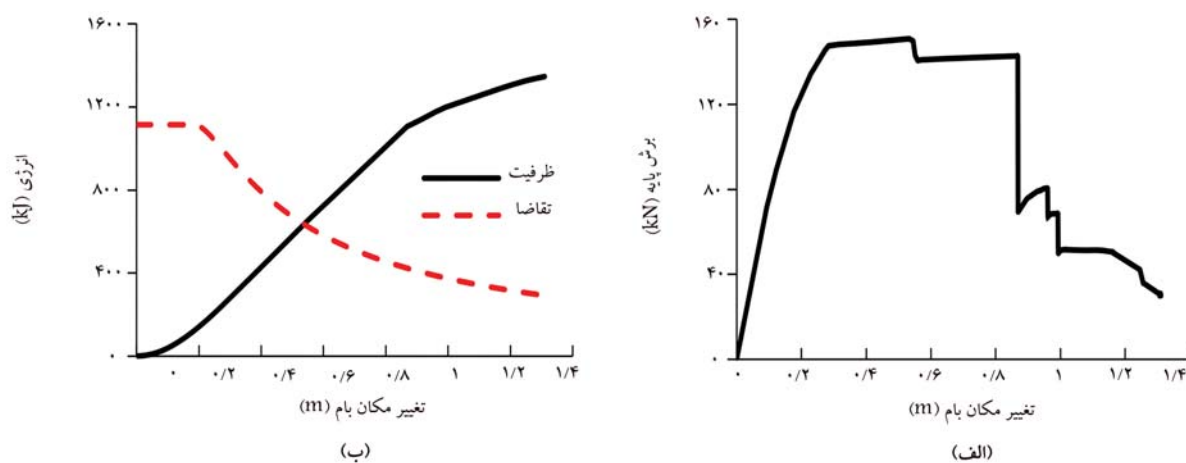
شکل ۵. الف) منحنی‌های ظرفیت و ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدهای مختلف برای ساختمان ۹ طبقه.

و نسبت‌های دررفت طبقات ۱ تا ۶ در ساختمان ۸ طبقه را اصلاح کند و به مقادیر NTHA نزدیک کند. علاوه بر این، مدهای بالاتر، پاسخ‌های طبقات انتهایی را بهبود بخشیده‌اند. لذا، اهمیت در نظر گرفتن آثار مدهای بالاتر کاملاً مشهود است. با این حال، بررسی پاسخ‌های تغییر مکان طبقات نشان می‌دهد که فقط پاسخ‌های مد اول، تفاوت آشکاری با نتایج NTHA داشته‌اند، در حالی که پاسخ‌های مدهای

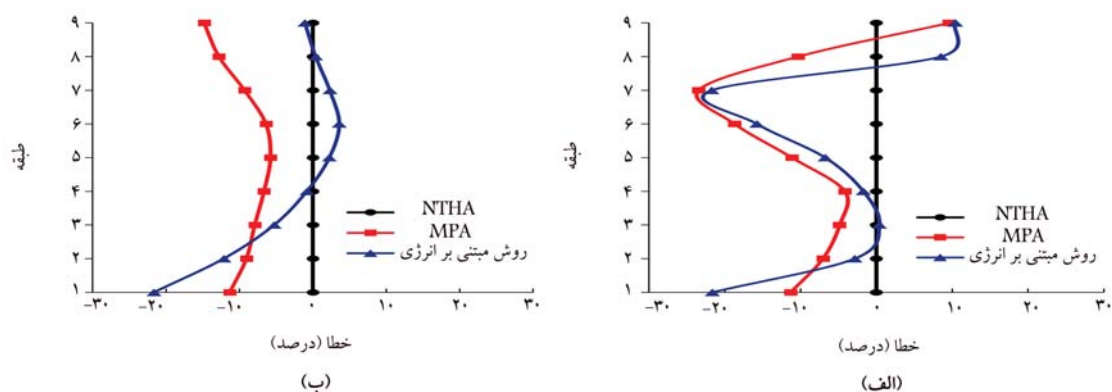
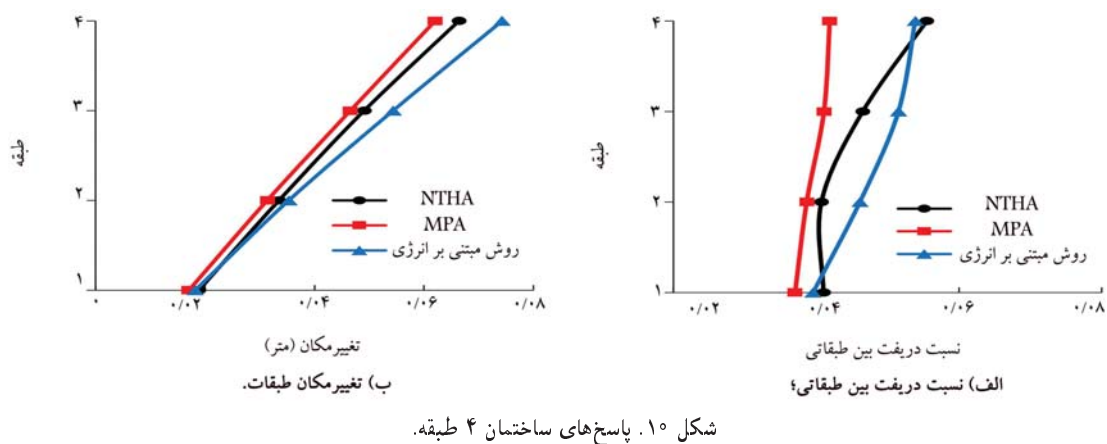
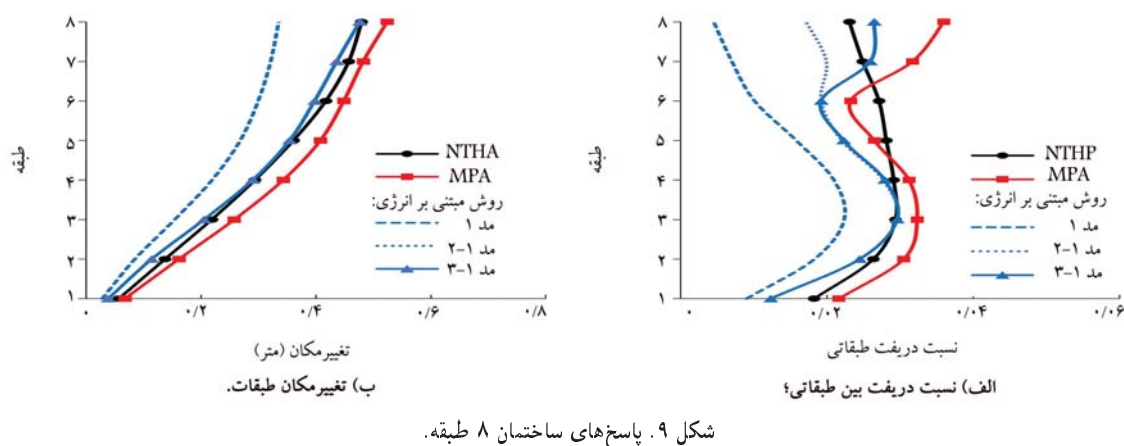
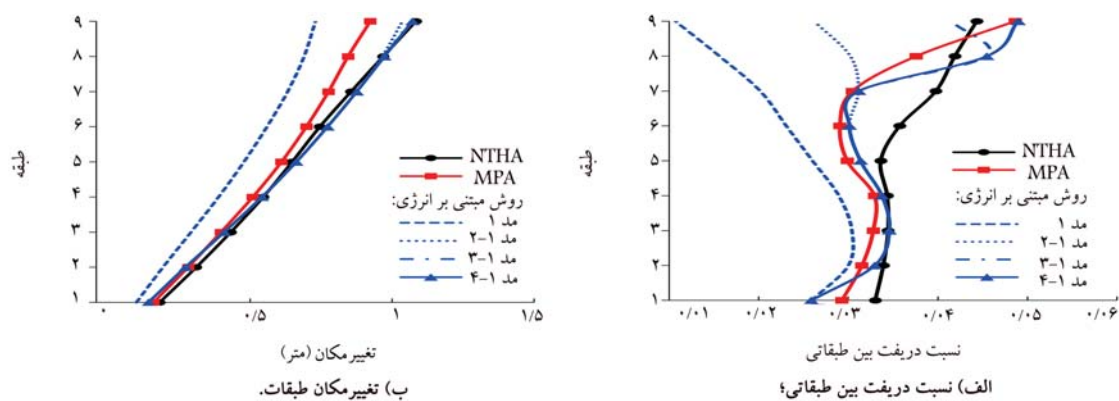
مقایسه‌ی آثار مدهای مختلف در پاسخ‌های ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه به ترتیب در شکل ۸ و ۹ نشان می‌دهند که آثار مدهای بالاتر در این ساختمان‌ها حائز اهمیت هستند. بر اساس یافته‌ها، پاسخ‌های ناشی از مد اول برای هر دو ساختمان ۸ و ۹ طبقه، خطای بسیار زیادی نسبت به میانگین نتایج روش NTHA داشته است. نتایج مد دوم توانسته است نسبت‌های دررفت طبقات ۲ تا ۷ در ساختمان ۹ طبقه

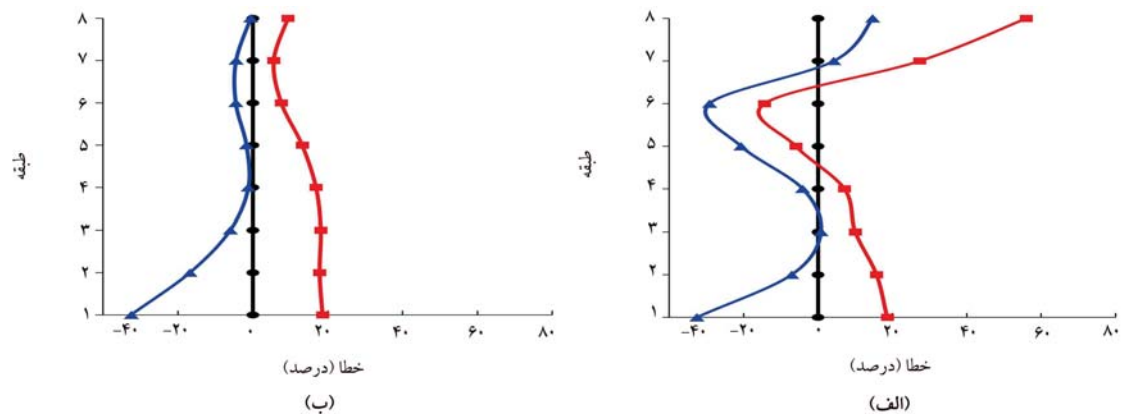


شکل ۶. الف) منحنی‌های ظرفیت و ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدل‌های مختلف برای ساختمان ۸ طبقه.

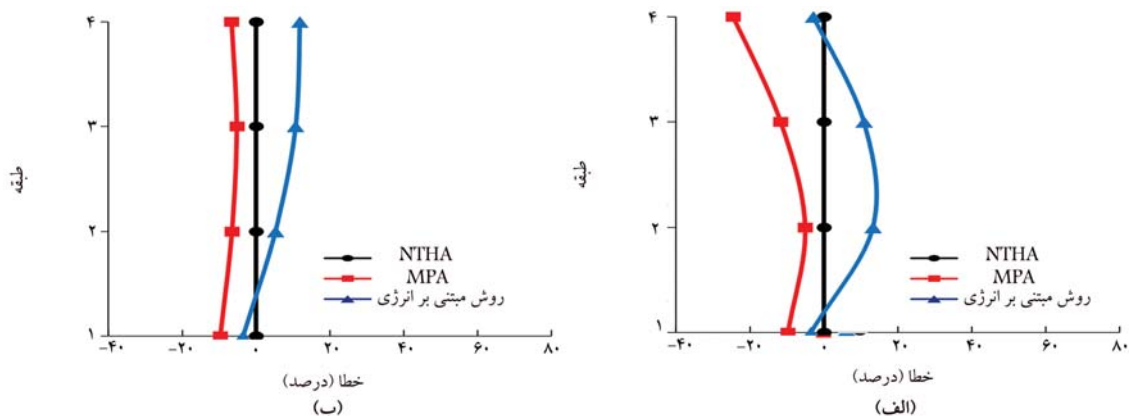


شکل ۷. الف) منحنی ظرفیت و ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدل اول برای ساختمان ۴ طبقه.





شکل ۱۲. خطای پاسخ‌های: (الف) نسبت دریافت 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 طبقاتی و (ب) تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج میانگین NTHA برای ساختمان ۴ طبقه.

برای محاسبه‌ی ظرفیت انرژی، مستقیماً از منحنی ظرفیت سازه‌های چند درجه آزادی (MDOF) استفاده شده و نیازی به تبدیل منحنی ظرفیت سازه MDOF به سازه یک درجه آزادی معادل (ESDOF) نبوده است. علاوه بر این، برای تعیین تقاضای انرژی سازه حاصل از یک مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت، می‌توان از مقادیر طیفی میانگین تمام شتاب‌نگاشت‌ها استفاده کرد، از این رو، نیازی به محاسبه‌ی جداگانه‌ی پاسخ‌ها برای هر شتاب‌نگاشت زلزله 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 پژوهش حاضر استفاده شود، خطای پاسخ‌های ساختمان‌های بررسی شده نسبت به پاسخ‌های NTHA تا ۴۱٪ کاهش می‌یابد. علاوه بر این، خطای پاسخ‌های روش پیشنهادی در تعدادی از طبقات به کمتر از ۱٪ رسیده است. یافته‌های پژوهش 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 بوده است.

بر اساس مطالعات موردی انجام شده در پژوهش حاضر می‌توان نتیجه گرفت روش پیشنهادی مبتنی بر انرژی قادر است با دقت منطقی پاسخ‌های سازه‌ها را تخمین بزند و جایگزینی ساده، کارا و سریع برای تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی باشد.

بالاتر به هم نزدیک بوده‌اند. از این رو، برای محاسبه‌ی تغییر مکان طبقات، استفاده از نتایج دو مدل اول ساختمان‌ها کافی به نظر می‌رسد.

۴. نتیجه‌گیری

اگرچه تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی (NTHA)، ابزاری قدرتمند برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌هاست، 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 ساختمان‌های فولادی بدون انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با دقت مناسب و بالاتر از روش‌های رایج است. از این رو، 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 منظم استخراج شده‌اند. به منظور راستی‌آزمایی و مقایسه‌ی نتایج روش پیشنهادی با سایر روش‌ها، علاوه بر 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 تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها در روش اخیر بر اساس انرژی محاسبه می‌شود.

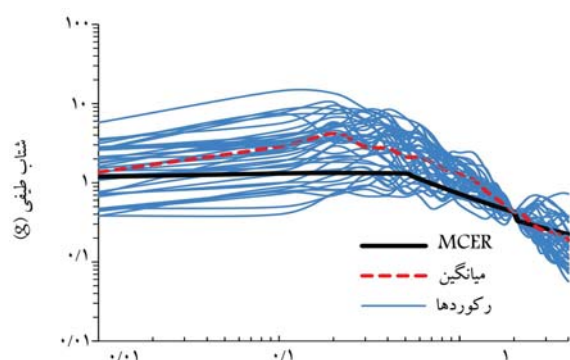
پانویس‌ها

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

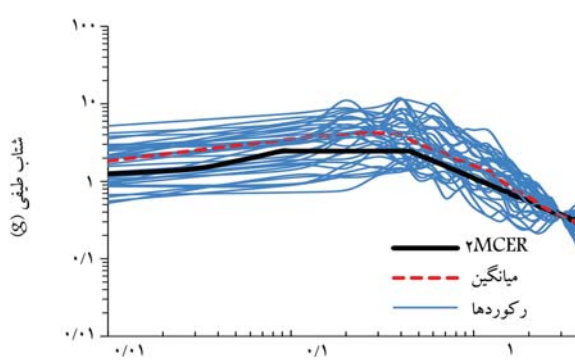
منابع (References)

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 spectral-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 (IIEES).
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.

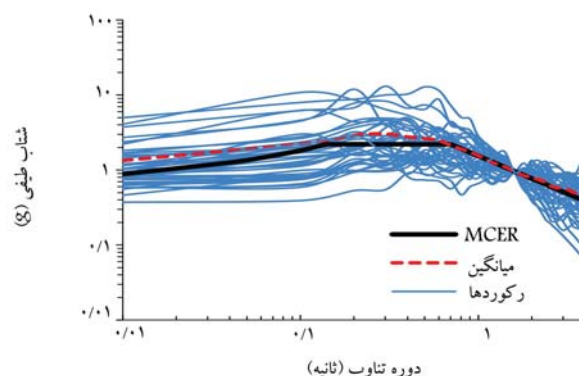
25. Gupta, A. and Krawinkler, H., 1998. *Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Ed: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. 132, Stanford University.
26. Eshghi, S., and Maddah, M.M., 2019. A study on influencing factors for simplified 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.



ب) ساختمان ۸ طبقه؛
دوره تناوب (ثانیه)



الف) ساختمان ۹ طبقه؛
دوره تناوب (ثانیه)



دوره تناوب (ثانیه)

ج) ساختمان ۴ طبقه.

شکل ۱۴. طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به طیف هدف.

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

ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگای (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	۲۴/۵۵
۴	Imperial Valley-06	Delta	۱۹۷۹	۶/۵	۳۵/۱۷
۵	Kocaeli, Turkey	Yarimca	۱۹۹۹	۷/۵	۲۵/۰۷
۶	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	۱۹۷۹	۶/۵	۵۸/۰۰
۷	Chi-Chi, Taiwan	CHY034	۱۹۹۹	۷/۶	۴۶/۸۲
۸	Chi-Chi, Taiwan	NST	۱۹۹۹	۷/۶	۸۹/۳۰
۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۵	۹۹/۵۲
۱۰	Trinidad	Rio Dell Overpass, E Ground	۱۹۸۰	۷/۲	۷۸/۳۲
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	۳۸/۳۹
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	۸۴/۸۹
۱۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #4	۱۹۷۹	۶/۵	۲۸/۹۰
۲۰	Big Bear-01	San Bernardino - E & Hospitality	۱۹۹۲	۶/۵	۴۷/۳۳
۲۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳	۸۶/۳۸
۲۲	Northridge-01	Sylmar - Converter Sta	۱۹۹۴	۶/۷	۲۱/۸۷
۲۳	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	۱۹۷۱	۶/۶	۴۱/۵۷
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	۶/۵	۴۴/۳۹
۲۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY088	۱۹۹۹	۷/۶	۶۹/۳۴
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	۱۹۴۰	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]

ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگای (M_w)	فاصله (کیلومتر)
۱	San Fernando	Lake Hughes #4	۱۹۷۱	۶/۶	۲۷/۴۶
۲	Loma Prieta	Gilroy Array #6	۱۹۸۹	۶/۹	۳۹/۵۴
۳	Kocaeli, Turkey	Izmit	۱۹۹۹	۷/۵	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	۷/۶	۲۵/۵۰
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	۷/۶	۷۷/۹۱
۱۸	Kocaeli, Turkey	Gebze	۱۹۹۹	۷/۵	۴۹/۶۸
۱۹	Northridge-01	Pacoima Dam (downstr)	۱۹۹۴	۶/۷	۲۶/۸۵
۲۰	Denali, Alaska	Carlo (temp)	۲۰۰۲	۷/۹	۶۸/۳۹
۲۱	Helena, Montana-01	Carroll College	۱۹۳۵	۶/۰	۸/۷۱
۲۲	Northridge-01	Vasquez Rocks Park	۱۹۹۴	۶/۷	۴۱/۹۰
۲۳	Chi-Chi, Taiwan	WNT	۱۹۹۹	۷/۶	۱۶/۲۷
۲۴	Loma Prieta	Golden Gate Bridge	۱۹۸۹	۶/۹	۱۰۱/۷۰
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	۶/۷	۲۲/۸۳
۲۸	Loma Prieta	Gilroy - Gavilan Coll.	۱۹۸۹	۶/۹	۳۳/۸۴
۲۹	Duzce, Turkey	Mudurnu	۱۹۹۹	۷/۱	۴۳/۸۳
۳۰	Northridge-01	Burbank - Howard Rd.	۱۹۹۴	۶/۷	۲۹/۰۵
۳۱	Chi-Chi, Taiwan-03	TCU138	۱۹۹۹	۶/۳	۲۹/۷۹
۳۲	Chi-Chi, Taiwan-06	TCU138	۱۹۹۹	۶/۳	۴۵/۴۸
۳۳	Loma Prieta	UCSC Lick Observatory	۱۹۸۹	۶/۹	۲۳/۹۳
۳۴	Loma Prieta	Gilroy Array #1	۱۹۸۹	۶/۹	۳۳/۵۵
۳۵	Northridge-01	LA Dam	۱۹۹۴	۶/۷	۲۱/۱۰
۳۶	Northridge-01	LA 00	۱۹۹۴	۶/۷	۲۲/۶۷
۳۷	Sitka, Alaska	Sitka Observatory	۱۹۷۲	۷/۷	۴۵/۴۰
۳۸	Northridge-01	LA - Chalon Rd	۱۹۹۴	۶/۷	۲۲/۹۹
۳۹	Loma Prieta	Belmont - Envirotech	۱۹۸۹	۶/۹	۶۶/۸۸
۴۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU129	۱۹۹۹	۷/۶	۱۶/۲۶

مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای دیوارهای بنایی غیر باربر تقویت شده با استفاده از میلگرد بستر و مش الیاف

وحید رازقی (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

مژده زرگان* (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

مهندسی عمران شریف، آزمون ۱۴۰۲
دوری ۳۹، شماره ۴، صص. ۸۹-۹۹، (پژوهشی)

عامل اصلی آسیب و خرابی دیوارها در هنگام زلزله، ناپایداری و فروریزش آن تحت اثر توام جابه‌جایی درون صفحه دیوار تحت اثر جابه‌جایی نسبی طبقات و نیروی لرزه‌ای خارج از صفحه وارده به دیوار می‌باشد. در اغلب تحقیقات صورت گرفته، هر یک از بارگذاری درون صفحه‌ای و خارج از صفحه به صورت جداگانه بررسی شده‌اند با اثر اندرکنش بین این بارها به صورت غیر مستقیم مورد مطالعه قرار گرفته است. در این تحقیق، رفتار دیوار غیر سازه‌ای تحت اثر توام جابه‌جایی درون صفحه‌ای و بار برون صفحه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است و تأثیر مسلح‌سازی دیوارهای غیر سازه‌ای جداسازی شده از قاب سازه‌ای با استفاده از ملات مسلح شده به شبکه الیاف و میلگرد بستر بررسی شده است. به این منظور، سه نمونه دیوار جداسازی شده از بلوک لیکا ساخته شد. نمونه‌های مسلح شده با دو روش استفاده از میلگرد بستر و استفاده از مش الیافی با مقیاس ۱ به ۱ تحت بار توامان چرخه‌ای درون صفحه‌ای و بار ثابت برون 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 تغییر 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 تغییر مکان نسبی مربوط به کاهش مقاومت دیوار و حداکثر نیروی داخل صفحه نسبت به دیوار غیر سازه‌ای مسلح شده با میلگرد بستر نشان داد.

واژگان کلیدی: دیوار بنایی، رفتار لرزه‌ای، ملات مسلح شده به شبکه الیاف،

میلگرد بستر، 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 وارده در زلزله‌های اخیر ناشی از آسیب وارده 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 به‌طور گسترده در المان‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای مورد استفاده قرار

اعضای غیرسازه‌ای معماری، از جمله دیوارهای داخلی و خارجی ساختمان‌ها، در زلزله آسیب‌پذیر بوده و تاکنون موجب خسارت‌های جانی و مالی فراوانی در سطح جهانی و به ویژه در ایران شده است. از جمله این اجزا می‌توان به دیوار خارجی، تیغه،

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۱۰/۲۶، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱/۲۳، پذیرش ۱۴۰۲/۱/۲۸.

استناد به این مقاله:

رازقی، وحید، زرگان، مژده، نیکخو، علی، خواجه احمد عطاری نادر، و آزادوار، نرگس، ۱۴۰۲. مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای دیوارهای بنایی غیر باربر تقویت شده با استفاده از

میلگرد بستر و مش الیاف. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص. ۸۹-۹۹. DOI:10.24200/J30.2023.61543.3185

می‌گیرند. این مصالح از منظر لرزه‌ای ضعیف بوده و وزن بالا و شکل‌پذیری پایین دارند. عامل موثر دیگر در رفتار لرزه‌ای نامناسب دیوارهای بتنی، 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 شاکریت^[۱]، بست‌های متصل کننده دیوار به ستون^[۲،۳]، میلگرد بستر^[۴]، پلیمر مسلح شده به الیاف (FRP)^۱ و ملات مسلح شده به شبکه الیاف (TRC)^۲ اشاره کرد. بر اساس پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰^[۵] و تجدید نظر اول نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه^[۶]، مسلح کردن دیوار به دو روش استفاده از میلگرد بستر و استفاده از مش الیاف (TRC) مجاز می‌باشد. روش استفاده از میلگرد بستر یکی از روش‌های قدیمی مسلح کردن دیوارهای مصالح بتنی است که روش طراحی آن در ۵۳۰-۱۱ ACI و Eurocode ۶ آمده است.^[۷،۸] همچنین، روش مسلح کردن دیوارهای مصالح بتنی با مش الیاف TRC روش جدیدی است که تحقیقات زیادی در سال‌های اخیر بر روی آن انجام شده است. در ادامه، به منظور شناخت ویژگی‌های روش تقویت دیوارهای بتنی با استفاده از TRM^۳ 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 مناسب‌تر 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 TRM، TRC، FRCM^۴ یا IMG^۵ شناخته می‌شود. در این روش، شبکه الیاف تقویت‌کننده از رشته‌های بافته شده حداقل در دو جهت عمود برهم ساخته شده‌اند. تراکم شبکه الیاف (مقدار و فاصله چشمه‌ها) که به عنوان مشخصه مکانیکی آن شناخته می‌شود، قابل کنترل است. این موضوع بر سطح نفوذ ملات به داخل چشمه‌ها نیز موثر است. امروزه دانش 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 بتنی (بسته به تعداد لایه‌های الیاف و همچنین نوع ملات)، ظرفیت شکل‌پذیری (بسته به نوع و هندسه نمونه)، خرابی الیاف وابسته و یا لغزش شبکه الیاف در ملات می‌شود. این روش در ابتدا به منظور تقویت سازه‌های بتنی مسلح توسعه یافت^[۹،۱۰]، اما خیلی زود توانست با فائق آمدن بر مسائل مرتبط با استفاده از FRP، در سازه‌های بتنی نیز جایگزین شود.

به منظور شناخت روش تقویت دیوارهای بتنی 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^۶ یا پاششی^۷ صورت می‌گیرد. از جمله این تحقیقات می‌توان به تحقیق انجام شده توسط مارتینز و همکاران اشاره کرد. آن‌ها به منظور تقویت سازه‌های بتنی در جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای،

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

همچنین، برنات و همکاران در دو مطالعه مجزا به بررسی عملکرد روش TRM در تقویت دیوارهای بتنی پرداختند. در یک مطالعه آزمایشگاهی، آن‌ها تعدادی دیوار بتنی 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 بتنی به منظور افزایش چسبندگی. بر اساس نتایج این تحقیق، تمامی ملات‌ها از مقاومت اتصال لازم که چسبندگی TRM به دیوار بتنی 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 وابستگی بیشتری به نوع و مقدار الیاف داشت. استفاده از TRM، دیوار را یکپارچه کرده و از پراکندگی 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، برنات و همکاران نحوه اعمال روش TRM در سازه‌های بتنی را مورد بررسی قرار دادند. بر اساس نتایج، استفاده از روش پاششی در مقایسه با روش دستی موجب افزایش قابل توجه در بهره‌وری و شکل‌پذیری شد. اگرچه باید ذکر کرد که افزایش مقاومت، قابل توجه نبوده است.^[۱۳] دارآباد و همکاران، با انجام آزمایش کشش قطری بر روی ۴ دیوار بتنی، رفتار درون صفحه دیوارهای بتنی بتنی 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 می‌باشند. افزایش درصد تسلیح وابسته به مقاومت فشاری واحد بتنی است، چرا که اگر حاکم شود، افزودن درصد تسلیح بی‌فایده خواهد بود.^[۱۴] پاپانیوکولا و همکاران، روش TRM را به عنوان روشی برای افزایش ظرفیت باربری و قابلیت تغییر شکل دیوارهای بتنی غیرمسلح تحت بارگذاری چرخه‌ای درون صفحه به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. به این منظور، ۲۲ دیوار بتنی 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 راه‌حل مناسبی برای بهبود رفتار داخل صفحه دیوارهای بتنی معرفی شده است. بر اساس مقاومت، کارایی TRM نسبت به FRP 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] ترتیتافیلو 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 شکل‌پذیری شده است. در این تحقیق نشان داده شد که مقاومت ملات و تعداد لایه‌های الیاف هر دو تأثیر زیادی بر

شده توسط آیین نامه اعمال شده است. سپس، در حضور بار خارج از صفحه، یک بار دیگر چرخه جابه‌جایی داخل صفحه اعمال شده است. با استفاده از این روش، با بررسی میزان تغییر مکان‌های خارج از صفحه، دیوار غیر سازه‌ای تحت بار یکسان اما تحت اثر جابه‌جایی‌های داخل صفحه مختلف قاب (دامنه‌های مختلف بارگذاری داخل صفحه) می‌توان تأثیر جابه‌جایی داخل صفحه قاب بر کاهش ظرفیت باربری خارج از صفحه دیوار غیر سازه‌ای را ارزیابی نمود. همچنین، با مقایسه دو چرخه بارگذاری داخل صفحه که یکی با حضور بار خارج از صفحه و دیگری بدون آن است، می‌توان اثر بار خارج از صفحه بر روی رفتار داخل صفحه را بررسی کرد. این امر می‌تواند در تأمین پایداری قاب نقش داشته باشد. نمونه‌های دیوار به ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر به ابعاد ۳۰۰۰ میلی‌متر در ۳۰۰۰ میلی‌متر در قاب فولادی ساخته شده است. برای ساخت نمونه‌های دیوار جهت انجام این مجموعه آزمون‌ها قاب فولادی به ابعاد ۳۰۰۰ × ۳۰۰۰ میلی‌متر ساخته شد. ستون‌ها و تیر از مقطع IPE۱۸۰ و اتصال تیر به ستون از نوع مفصلی بوده است. با توجه به اینکه جزئیات اتصال دیوار به ستون‌های کناری از نوع اتصال کشویی با استفاده از نبشی گرم نورد انتخاب شده است، لازم بود قبل از اجرای دیوار، نبشی‌ها در محل خود بر روی ستون (۳ نبشی با فواصل یک چهارم ارتفاع ستون) جوش شود. نبشی‌های مورد استفاده از نوع نبشی نمره ۶ به طول ۱۰۰ میلی‌متر بوده است.

۲.۲. مشخصات مصالح

۱.۲.۲. واحدهای بنایی

آزمایش مقاومت فشاری المان بنایی متشکل از بلوک‌های سیمانی سبک‌دانه بر اساس استاندارد ASTM C۱۳۱۴ [۲۱] و مطابق شکل ۱ الف انجام شد. با توجه به استاندارد، حداقل سه نمونه مورد آزمایش قرار گرفت. نسبت ارتفاع به عرض نمونه‌ها باید در بازه ۱/۳ الی ۵ باشد. مقاومت فشاری المان بنایی که برای هر سری از نمونه‌های بنایی تعیین می‌شود، باید مساوی یا بیشتر از f'_m باشد. نمونه‌ها ۲۸ روز بعد از ساخت مورد آزمایش قرار گرفتند. به همین منظور، نمونه‌ها در دستگاه قرار گرفتند و در بالا و پایین آن دو صفحه فولادی قرار داده شده و بار محوری و جابه‌جایی محوری المان بنایی در طول آزمایش فشاری ثبت شد. نتایج آزمایش در جدول ۱ نشان داده شده است و مود شکست در نمونه‌ها مخروطی می‌باشد که در شکل ۱ ب نشان داده شده است.

برای آزمایش مقاومت برشی، دیوار به ابعاد ۱۲۰۰ در ۱۲۰۰ میلی‌متر ساخته شده از بلوک لیکا بر اساس استاندارد ASTM E5۱۹/E5۱۹M-۱۰ [۲۲] مطابق شکل ۲ الف انجام شد. نتایج حاکی از آن است که شکست فشاری پنجه در نمونه‌ها اتفاق افتاده است (شکل ۲ ب). مود شکست با فشار پنجه آغاز شده و با خرابی بلوک‌ها و توسعه ترک ادامه یافته است. نتایج آزمون در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۱. نتایج آزمون مقاومت فشاری.

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

سیستم تسلیح دارند. [۱۶] امپرس دریافت که سختی بتن محصورشده با افزایش تعداد لایه‌های FRCM افزایش می‌یابد. افزایش دما موجب کاهش مقاومت در المان‌های محصور شده می‌شود، در حالی که در کرنش نهایی قابل چشم پوشی است. [۱۷] دکاسو وای باسلو و همکاران گروت‌های مختلف به‌عنوان ماتریس بتنی و الیاف با بافت‌های مختلف (مش‌های یک جهته و دو جهته از الیاف شیشه‌ای با تراکم بالا یا تراکم پایین) را مورد بررسی قرار دادند. [۱۸] کلاسانی و همکاران نشان دادند که المان‌های محصور شده با PBO موجب افزایش چشمگیر مقاومت و شکل‌پذیری می‌شوند. [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 تقویت‌کننده‌های TRC پایین‌تر از FRP بوده اما ظرفیت انعطاف‌پذیری 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 مسلح‌سازی دیوارهای جداسازی شده با استفاده از ملات مسلح شده به شبکه الیاف و روش مسلح‌سازی با میلگرد بستر تحت بارگذاری توأمان درون صفحه‌ای و برون صفحه‌ای پرداخته شده است. این امر نتایج حاصل از تحقیق را به شرایط واقعی زلزله نزدیک‌تر 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 مسلح‌سازی بر رفتار لرزه‌ای دیوارهای مصالح بنایی مورد بررسی قرار گیرد. بخش‌های مختلف این آزمایشات در ادامه توضیح داده شده است.

۱.۲. نمونه‌های آزمایشگاهی

در این آزمایشات، سه دیوار مصالح بنایی با مقیاس ۱ به ۱ تحت آزمایش چرخه‌ای قرار گرفتند تا اثر تغییر مکان درون صفحه قاب و دیوار بر روی عملکرد بیرون صفحه دیوار غیر سازه‌ای که با دو روش مختلف مسلح شده‌اند مورد بررسی قرار گیرد. روش‌های تسلیح دیوار برای بارهای خارج از صفحه که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته‌اند، عبارتند از: تسلیح با استفاده از ملات سیمانی مسلح شده به شبکه الیاف (TRC) و تسلیح با استفاده از میلگرد بستر. تمام نمونه‌های مورد مطالعه دیوار غیر سازه‌ای می‌باشند. بنابراین، بر اساس ضوابط پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ و ضوابط فصل دوازدهم تجدید نظر اول نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه کشور، به اندازه حداقل دو مقدار ۳ سانتی‌متر و یک درصد ارتفاع قاب از تیر و ستون جداسازی شده‌اند.

اولین نمونه، دیوار بدون تقویت می‌باشد که به‌عنوان 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 مسلح‌شده به شبکه الیاف بر روی هر دو وجه مسلح شده است. الگوی بارگذاری داخل صفحه نمونه‌ها براساس نشریه FEMA۴۶۱ 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 گونه‌ای 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



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

جدول ۳. طرح اختلاط ماتریس سیمانی.

۱۲۱۴ Kg/m ^۳	ماسه
۷۰۰ Kg/m ^۳	سیمان
۲۸۰ Kg/m ^۳	آب
۷٪ وزن سیمان	فوق روان کننده

جدول ۴. مشخصات مکانیکی میلگرد بستر.

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

میلی (متر) و آب است (جدول ۳). میانگین مقاومت فشاری مشخصه این ملات براساس $ASTM C 109/C 109M - 20b$ [۲۴] برابر با ۴۰/۰ مگاپاسکال بود.

۳.۲.۲. میلگرد بستر

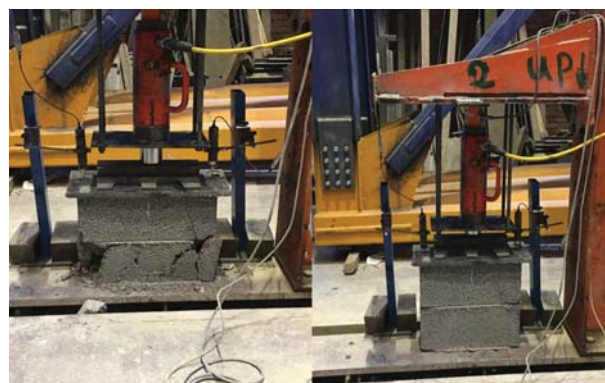
در این بخش، مشخصات مکانیکی میلگرد بستر مورد استفاده در تقویت نمونه براساس استاندارد $ASTM A 951$ [۲۵] در جدول ۴ ارائه شده است.

۳.۲. جزئیات اجرای نمونه ها

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

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

این نمونه دیوار به ضخامت ۱۵۰ میلی متر به ابعاد ۳۰۰۰ میلی متر در ۳۰۰۰ 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 نبشی گرم نورد می باشد، قبل از اجرای دیوار نبشی ها (نبشی نمره ۶ به طول ۱۰۰ میلی متر) در محل خود بر روی ستون جوش شدند. برای اجرای دیوار، ابتدا یک لایه ملات ماسه سیمان اجرا شده، سپس ردیف اول بلوک ها بر روی ملات ماسه سیمان قرار گرفت. به منظور جداسازی دیوار از ستون، بلوک ها به شکلی چیده شده است که از طرفین دیوار حدود ۳۰ میلی متر فضای خالی بین



شکل ۱. الف) آزمایشی؛ ب) مد شکست فشاری.

شکل ۱. آزمایش فشاری بنایی.



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

جدول ۲. نتایج آزمون مقاومت فشاری.

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

۲.۲.۲. آزمایشات TRC

الیاف: در این بخش، مشخصات مکانیکی چند رشته های الیاف شیشه مورد استفاده در تقویت نمونه براساس استاندارد $ASTM E 2098/E 2098M - 13$ [۲۳] ارائه شده است. وزن متر مربع مش الیاف مورد استفاده برابر با ۱۰۰ بر متر مربع بوده است. این مش الیافی متشکل از چند رشته های الیاف شیشه می باشد که از مقاومت مکانیکی مناسبی برخوردار بوده و چسبندگی خوبی با ماتریس سیمانی دارد. فاصله چشمه ها در جهت تار و پود ۵ میلی متر است (شکل ۳). مساحت اسمی چند رشته های الیاف شیشه مورد استفاده در این تحقیق برابر با ۲۲۲/۰ 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 بتنی استفاده می شود، شش نمونه مکعبی $50 \times 50 \times 50$ میلی متر مکعب ساخته شد. این ماتریس متشکل از سیمان پرتلند 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 دوطرفه

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 ۱۶الف) و پس از این مرحله، روی الیاف لایه نهایی ملات اعمال شده است (شکل ۱۶ب).

دوخت TRC به دیوار تنها در صورتی لازم است که چسبندگی مناسبی 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^[۲۴] به صورت کامل مورد ارزیابی قرار گرفته است. نمای کلی نمونه شماره ۳ در شکل ۱۶ج نشان داده شده است.

۴.۲. 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 IPE180 و اتصال تیر به ستون از نوع مفصلی بوده و اتصال قاب به کف صلب آزمایشگاه به صورت گیردار می‌باشد. به منظور اعمال نیروی جانبی از دو جک هیدرولیکی 100 تنی استفاده شده است. برای اعمال بار خارج صفحه از قاب مربعی شکل به ابعاد 1500×1500 میلی‌متر مربع استفاده شده است. به منظور اندازه‌گیری نیرو، دو نیروسنج در دو سمت قاب و در پشت جک‌ها تعبیه شد. همچنین، به منظور اندازه‌گیری تغییر مکان نقاط مختلف دیوار از دو تغییر مکان‌سنج در قسمت میانی دیوار و یک تغییر مکان‌سنج 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.

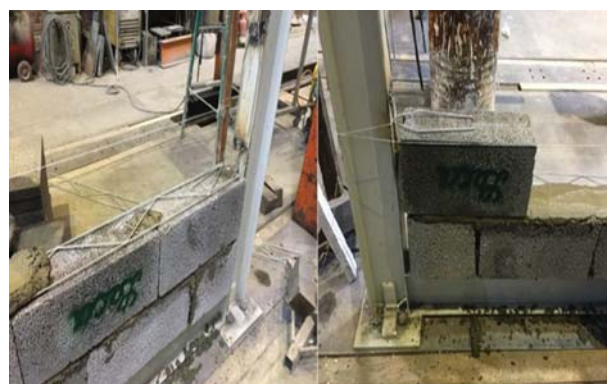
دیوار و ستون وجود داشته باشد. برای این منظور، پلی‌استایرن به ضخامت 30 میلی‌متر در فضای بین ستون و دیوار جایگذاری شد. به همین ترتیب تا انتهای دیوار بلوک چینی انجام و در ردیف آخر بالای دیوار 30 میلی‌متر فضای خالی در نظر گرفته شد و جهت مهار خارج از صفحه دیوار، سه عدد نبشی نمره ۶ به طول 100 میلی‌متر در فواصل مساوی در هر دو طرف و هر دو سمت دیوار تعبیه 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

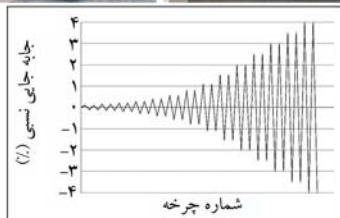
این نمونه دیوار به ضخامت 150 میلی‌متر به ابعاد 3000×3000 میلی‌متر در قاب فولادی با مشخصات نمونه شاهد ساخته شد. با توجه به اینکه جزئیات اتصال دیوار به ستون‌های کناری از نوع شاخک انتهایی انتخاب شد، قبل از اجرای دیوار، شاخک‌ها در محل خود بر روی ستون (در ارتفاع هر دو رج بلوک چینی) جوش و نصب شدند. برای اجرای دیوار، ابتدا یک لایه ملات ماسه سیمان اجرا شد. سپس، ردیف اول بلوک‌ها بر روی ملات ماسه سیمان قرار گرفتند. بلوک‌ها طوری چیده شدند که از طرفین دیوار حدود 30 میلی‌متر فضای خالی بین دیوار و ستون وجود داشته باشد. پس از اینکه دو ردیف اول بلوک چینی انجام شد، شبکه میلگرد بستر به قطر 4 میلی‌متر تعبیه شد و ملات ماسه سیمان بر روی آن اجرا شد. به همین ترتیب تا انتهای دیوار بلوک چینی انجام و در هر دو ردیف از شبکه میلگرد بستر جهت تسلیح دیوار استفاده شد. در ردیف آخر بالای دیوار 30 میلی‌متر فضای خالی در نظر گرفته شد و جهت مهار خارج از صفحه دیوار، دو عدد نبشی نمره ۶ به طول 100 میلی‌متر در فواصل یک سوم میانی تعبیه 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.

$$R_{\mu} = \left(\frac{1}{\Omega_s} R \right) \geq 1.3 \rightarrow R_{\mu} = 1.3 \quad (5)$$

R : ضریب رفتار سازه طبق استاندارد ۲۸۰۰؛

Ω_s : ضریب اضافه مقاومت برای سازه طبق استاندارد ۲۸۰۰.

برای اعمال این بار از قطعات سربی استفاده شد و این نیرو به صورت افقی در محدوده مربع شکل به ابعاد ۱۵۰۰ در ۱۵۰۰ میلی متر مربع مطابق جزئیات شکل ۸ الف در وسط دیوار اعمال شد. بارگذاری داخل صفحه مطابق پروتکل بارگذاری شکل ۸ ب اعمال شده که این بارگذاری به صورت کنترل شونده توسط تغییر مکان می باشد. در الگوی بارگذاری داخل صفحه، تعداد ۲۳ چرخه بارگذاری جانبی معکوس شونده در نظر گرفته شد و این چرخه ها از تغییر مکان نسبی جانبی ۱/۸٪ درصد شروع و تا تغییر مکان نسبی ۴٪ درصد ادامه پیدا کرد. هر چرخه بارگذاری بار تکرار شد که در چرخه های فرد، بار داخل صفحه به همراه بار خارج از صفحه اعمال شد و در چرخه های زوج تنها بار داخل صفحه به نمونه اعمال شد. بارگذاری اعمال شده به نمونه ها با سرعت بسیار پایین انجام شد تا اثر افزایش مقاومت مصالح در پاسخ نمونه ها نقشی نداشته باشد. این روش آزمایش به نام روش شبه استاتیکی شناخته می شود.

۳. نتایج و بحث

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

۱.۳. رفتار چرخه ای

نمودار هیستریزس نمونه ها در شکل ۹ نشان داده شده است.

۲.۳. منحنی بک بون

منحنی بک بون^۹ نمونه های شماره ۲ و ۳ در شکل ۱۰ نشان داده شده است. براساس نتایج، بارگذاری نمونه شاهد (نمونه شماره ۱) تنها تا جابه جایی نسبی ۲/۰ درصد ادامه یافت و در این جابه جایی نسبی، نمونه دچار خرابی و تغییر مکان 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 بسترا)،

۵.۲. پروتکل بارگذاری

بارهای وارده به دیوار شامل بارهای خارج از صفحه و داخل صفحه می باشد. بارگذاری داخل صفحه دیوار به صورت چرخه ای می باشد که هر دامنه آن دو چرخه تکرار شده است. بارگذاری به گونه ای انتخاب شد که در چرخه های 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 چرخه های 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 تنهایی، اثر نیروی زلزله در راستای عمود بر دیوار به تنهایی و اثر توامان این دو با یکدیگر مورد بررسی قرار گرفته است.

بار خارج از صفحه، بار معادل زلزله وارد بر دیوار می باشد که مطابق ضوابط طراحی لرزه ای اجزای غیر سازه ای ASCE-۲۰۲۲^[۲۷] و با استفاده از روابط زیر محاسبه شده و برابر با ۹ کیلونیوتن در نظر گرفته شده است.

$$F_P = 0.4A(1+S)W_P I_P \left(\frac{H_f}{R_{\mu}} \right) \left(\frac{C_{AR}}{R_{po}} \right) \\ = 0.4 \times 0.35 \times (1 + 2.5) \times 1623 \times 9.81 \times 1 \times \left(\frac{2.25}{1.3} \right) \times \left(\frac{1}{1.5} \right) \\ \cong 9000 N = 9 kN \quad (1)$$

$$F_{P \min} = 0.3A(1+S)W_P I_P \\ = 0.4 \times 0.35 \times (1 + 2.5) \times 1623 \times 9.81 \times 1 \\ \cong 5850 N = 5.85 kN \quad (2)$$

$$F_{P \max} = 1.6A(1+S)W_P I_P \\ = 1.6 \times 0.35 \times (1 + 2.5) \times 1623 \times 9.81 \times 1 \\ \cong 31200 N = 31.2 kN \quad (3)$$

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 جز؛

W_P : وزن جز غیرسازه ای همراه با محتویات آن در زمان بهره برداری؛

H_f : ضریب بزرگ نمایی نیرو که تابعی از ارتفاع مرکز جرم جز از تراز پایه می باشد که براساس رابطه ۴ محاسبه می شود.

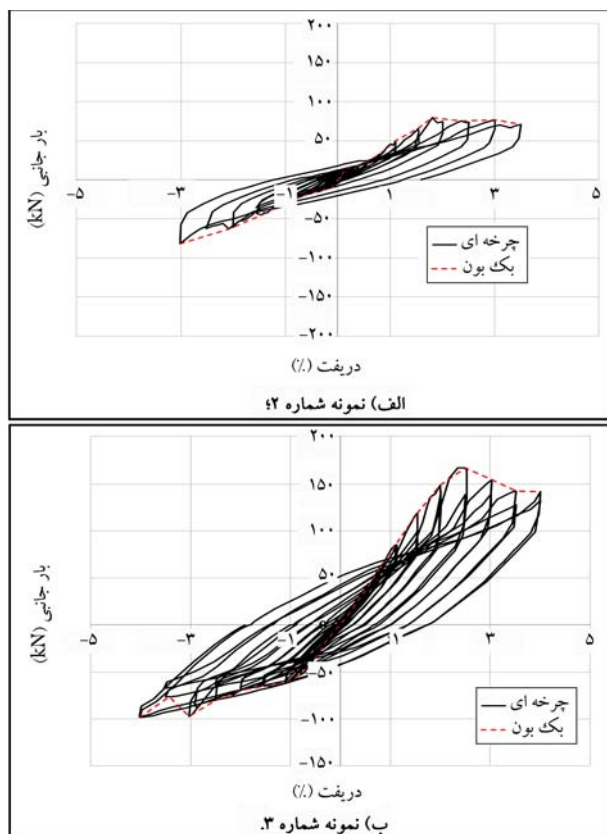
R_{μ} : ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری که براساس رابطه ۵ محاسبه می شود.

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

$$H_f = 1 + 2.5 \left(\frac{Z}{H} \right) = 1 + 2.5 \left(\frac{1}{2} \right) = 2.25 \quad (4)$$

Z : ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه؛

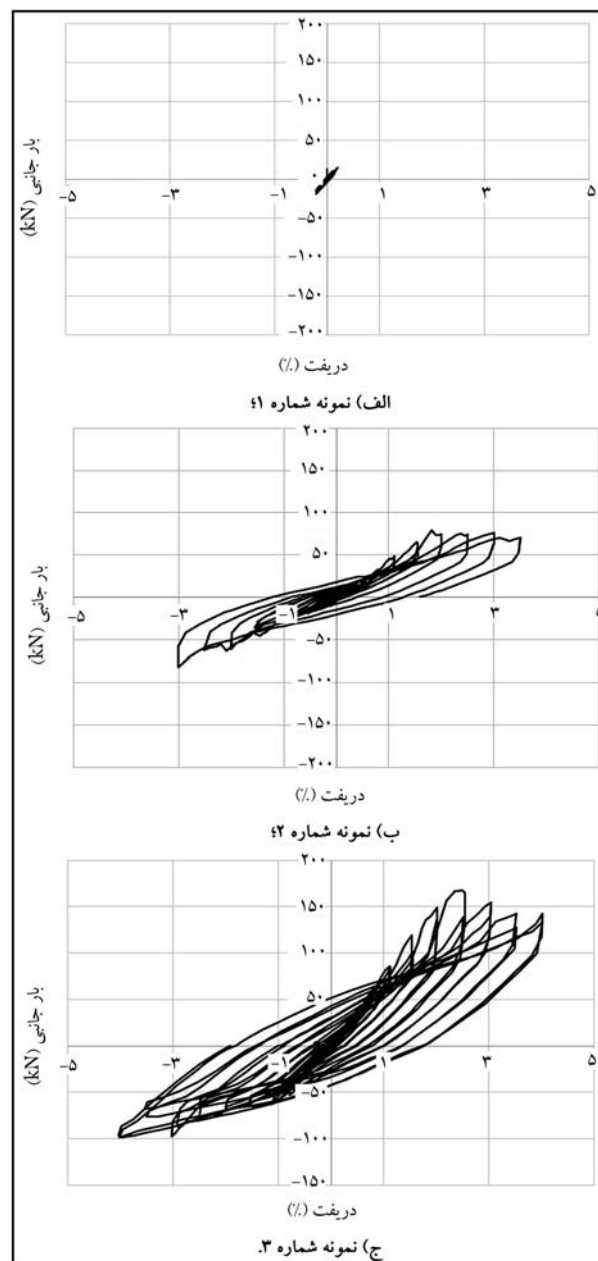
H : ارتفاع محل اتصال جز غیر سازه ای نسب به تراز پایه.



شکل ۱۰. نمودار هیستریزیس.

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 سکانتی آن‌ها می‌باشد. همچنین، متوسط سختی اولیه و سختی سکانتی در هنگام کاهش مقاومت نمونه تقویت شده با میلگرد بستر به ترتیب ۳۲۷۲ و ۱۰۶۲ کیلونیوتن بر متر بوده و این مقادیر در نمونه تقویت شده با TRC به ترتیب برابر با ۱۹۶۳ و ۱۶۳۹ کیلونیوتن بر متر می‌باشد. بنابراین، سختی اولیه و سکانتی نمونه تقویت شده با TRC نسبت به نمونه تقویت شده با میلگرد بستر به ترتیب حدود ۶۰٪ و ۵۴٪ برابر می‌باشد.



شکل ۹. نمودار هیستریزیس.

۳.۳. تغییر مکان خارج از صفحه

تغییر مکان خارج از صفحه نمونه‌ها حاصل میانگین تغییر مکان‌های خارج از صفحه اندازه‌گیری شده توسط 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 ۳۳/۵ و ۴۷/۴۳ و ۲۹/۱ میلی‌متر می‌باشد. همانطور که در شکل ۱۱ الف نشان داده شده است، نمونه شماره ۱ در جابه‌جایی نسبی حدود ۱۵٪ درصد دچار تغییر مکان زیاد خارج از صفحه شده و این امر موجب خرابی کلی سازه در همین جابه‌جایی 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 ۱۷/۳۲ و ۲۱/۴۵

مقاومت حداکثر در بخش منفی در جابه‌جایی نسبی ۱/۸ درصد و با نیروی ۷۹/۳ کیلونیوتن و در بخش مثبت نیز در جابه‌جایی نسبی ۳/۵ درصد با حداکثر نیروی ۸۱/۵ کیلونیوتن رخ داده است. بر همین اساس، متوسط جابه‌جایی نسبی مقاومت حداکثر آن ۲/۴ و متوسط حداکثر نیروی داخل صفحه اعمال شده نیز ۸۵/۴ کیلونیوتن می‌باشد. در نمونه شماره ۳ (نمونه تقویت شده با TRC)، مقاومت حداکثر در بخش منفی در جابه‌جایی نسبی ۳/۵ درصد و با نیروی ۹۷ کیلونیوتن و در بخش مثبت نیز در جابه‌جایی نسبی ۲/۵ درصد با حداکثر نیروی ۱۶۷ کیلونیوتن 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 کیلونیوتن می‌باشد. بنابراین، متوسط جابه‌جایی 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.



(الف)



(ب)

شکل ۱۳. الف) شکسته شدن جوش بست انتهایی ب) خردشدگی بلوک‌های گوشه.



(ب)

(الف)

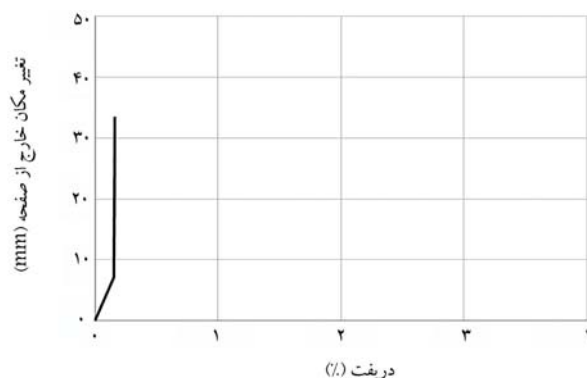


(د)

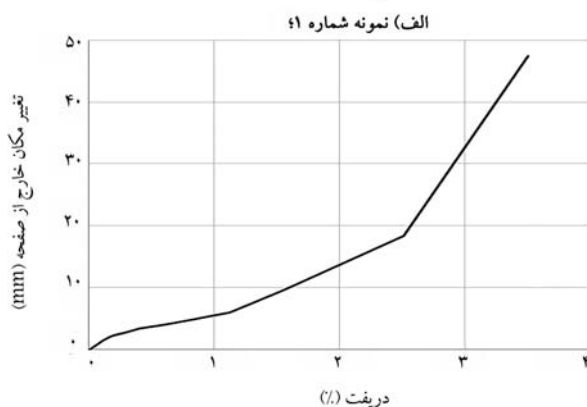
(ج)

شکل ۱۴. مراحل خرابی نمونه شماره ۳.

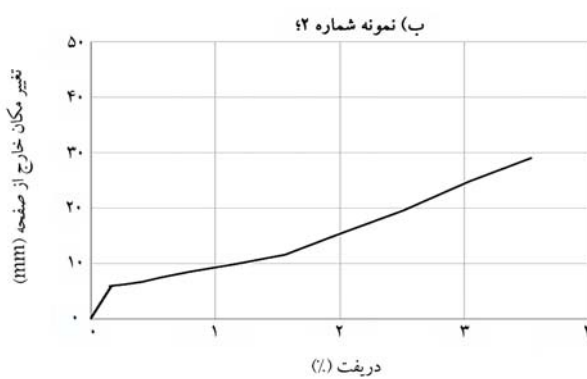
۰/۱۵ درصد در جهت رفت، بلندشدگی دیوار از کف اتفاق افتاد. در ادامه، در تغییر مکان نسبی ۱/۱ درصد و نیروی داخل صفحه ۵۰ کیلونیوتن، ترک خوردگی بلوک گوشه چپ بالای دیوار مشاهده شد. سپس در تغییر مکان نسبی ۱/۵ درصد، جوش بست شاخک‌های انتهایی شکسته شد (شکل ۱۳ الف). در انتها، در تغییر مکان نسبی ۳ درصد، در جهت برگشت و نیروی داخل صفحه ۷۷ کیلونیوتن، 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 ترک‌های مویی در ملات از تغییر مکان



دریفت (%)



دریفت (%)



دریفت (%)

ج) نمونه شماره ۳.

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

میلی‌متر می‌باشد. با توجه به نتایج مشاهده می‌شود که تقویت نمونه با TRC نسبت به نمونه تقویت شده با میلگرد بستر با افزایش مقاومت خارج از صفحه دیوار موجب کاهش حدود ۳۹ درصدی حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه دیوار شد و دیوار تقویت شده با مش الیاف تا تغییر مکانی ۲۴ درصد بیش از نمونه تقویت شده با میلگرد دچار افت مقاومت نشد.

۴.۳. الگوی ترک و خرابی

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

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

درون صفحه ۴ درصد نیز پایداری عمود بر صفحه خود را حفظ می‌کنند. البته میزان جابه‌جایی عمود بر صفحه و کاهش سختی در دو دیوار بسته به روش تسلیح متفاوت 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. نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار لرزه‌ای دیوارهای غیرسازه‌ای تحت اثر اندرکنش بارهای خارج از صفحه و جابه‌جایی‌های داخل صفحه و دو روش مختلف مسلح‌سازی دیوار بررسی و مقایسه شد. بر همین اساس، سه نمونه دیوار تمام مقیاس از جنس بلوک 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 به‌صورت شاهد و بدون تسلیح و در دیوار شماره ۲ دیوار به منظور تامین پایداری خارج از صفحه با میلگرد بستر مسلح‌سازی شد. نمونه شماره ۳ نیز از دو طرف با استفاده از ملات بتنی مسلح شده با مش الیاف شیشه مسلح شد. عملکرد لرزه‌ای این دیوارها تحت بار خارج صفحه معادل بار زلزله آیین‌نامه و جابه‌جایی نسبی چرخه‌ای داخل صفحه مورد بررسی قرار گرفت. نتایج آزمایشات در قالب نمودارهای هیستریزس، منحنی بک‌یون، 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 توام و سلسه‌وار 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 تنهایی جهت پایداری خارج از صفحه دیوار به تنهایی کفایت نمی‌کند.
۲. هر دو روش مسلح‌سازی دیوار غیر سازه‌ای، پایداری خارج صفحه دیوار را تا جابه‌جایی نسبی داخل صفحه مجاز آیین‌نامه 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 جابه‌جایی نسبی مربوط به کاهش مقاومت دیوار و حداکثر نیروی داخل صفحه شده است.
۴. با افزایش مقاومت خارج از صفحه در نمونه تقویت شده با مش الیاف، حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه دیوار نسبت به نمونه تقویت شده با میلگرد بستر، حدود ۳۹ درصد کاهش یافته است. همچنین، تغییر مکانی که دیوار تقویت شده با مش الیاف دچار افت مقاومت شد، نسبت به نمونه تقویت شده با میلگرد، ۲۴ درصد افزایش داشته است. به عبارت دیگر، سختی و شکل‌پذیری دیوار تقویت شده با مش الیافی به میزان قابل توجهی افزایش داشته است.
۵. ترک‌ها و خرابی در نمونه تقویت شده با ملات مسلح شده با الیاف به‌طور چشم‌گیری نسبت به روش تسلیح با میلگرد بستر کاهش یافته است. مجموعه موارد فوق، بیانگر کارایی بیشتر روش تسلیح دیوار با ملات مسلح شده با مش الیاف نسبت به روش میلگرد بستر می‌باشد.

نسبی ۵۶/۰ درصد با نیروی داخل صفحه حدود ۴۰ کیلونیوتن در گوشه‌های دیوار شروع شد (شکل ۱۴الف). در ادامه، در جابه‌جایی نسبی ۲ درصد با نیروی داخل صفحه حدود ۱۰۹ کیلونیوتن، این ترک‌ها عمیق‌تر شدند (شکل ۱۴ب). با ادامه دادن آزمایش، در جابه‌جایی نسبی ۲/۵ درصد و با نیروی داخل صفحه حدود ۱۲۳/۶ کیلونیوتن، خردشدگی در بلوک‌های گوشه‌های دیوار مشاهده شد (شکل ۱۴ج). در نهایت، نمونه به دلیل خردشدگی بیشتر بلوک‌های گوشه دچار کاهش مقاومت شد اما باقی قسمت‌های 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 تغییر مکان‌های نسبی مشابه می‌باشد.

با توجه به مشاهدات انجام شده، نمونه شاهد که بدون تقویت اجرا شده بود، پیش از اعمال جابه‌جایی داخل صفحه، در برابر بار معادل لرزه‌ای خارج از صفحه آیین‌نامه پایداری کرد. بلافاصله پس از اعمال جابه‌جایی خارج از صفحه و پس از دو دامنه از جابه‌جایی داخل صفحه در چرخه‌های ابتدایی آزمایش و در جابه‌جایی نسبی ۱۵/۰ 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 توام و سلسه‌وار بارهای لرزه‌ای داخل و خارج از صفحه حساس می‌باشند و به سرعت ناپایدار می‌شوند. در این آزمایش، ستون‌ها با توجه به دهانه سه متری آن می‌توانند وظیفه وال پست را برای دیوار غیر سازه‌ای بر عهده بگیرند، اما همانطور که مشاهده می‌شود، محدود شدن دهانه دیوار و نگه داشتن دیوار با استفاده از نبشی در اطراف آن در محل اتصال به تیر و ستون به تنهایی موجب پایداری دیوار نمی‌شود. گسیختگی ۱ همچنین، با توجه به نتایج آزمایشات، روش تسلیح TRC از روش میلگرد بستر کاراتر بوده است. در توضیح این امر می‌توان گفت که در راستای قائم، وزن دیوار و 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 قرارگیری الیاف به‌عنوان عضو کششی در سطح خارجی دیوار در روش TRC موجب می‌شود بازوی خمشی 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 علت 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 میانقاب‌ی متفاوت است و برعکس دیوار میانقاب‌ی از چنین دیواری توقع باربری جانبی 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 جابه‌جایی‌های بیشتر از ۱ درصد، آیا دیوار غیر سازه‌ای می‌تواند موجب افزایش ظرفیت قاب گردد یا خیر.

همانطور که مشاهده می‌شود، دیوار غیر مسلح تحت اثر بار عمود بر صفحه که بار ناشی از اینرسی دیوار در زلزله می‌باشد و جابه‌جایی نسبی درون صفحه قاب پس از چند سیکل و در دامنه بسیار کوچک، ظرفیت باربری عمود بر صفحه خود را از دست می‌دهد و فرو می‌ریزد. در حالی که دو دیوار دیگر تا جابه‌جایی نسبی

پانوشتها

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*, 25(3)(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 Laourdekis, 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 عوامل های اکولوژیکی تطبیق پذیر و بهره گیری از آن در ساختارهای معماری

علی احمدیان* (دانشجوی دکتری)

دانشکده معماری و شهرسازی، دانشگاه شهید بهشتی

شبنم صالحی (دانشجوی دکتری)

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

دانشکده هنر و معماری، دانشگاه کالیفرنیا، لس آنجلس

روزبه نقشینه (استادیار)

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

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۲
دوری ۳۹، شماره ۴، صص. ۱۰۱-۱۰۹، (پژوهشی)

درک معماری به عنوان اکولوژی سیستم های تعاملی، گرایش های ثابت و محدود گذشته را به سمت ساخت محیط هایی پویا و تطبیق پذیر با شرایط جدید تبدیل می کند. در این چارچوب، محیط در پی ساخت سناریو تعامل است تا روابط بین اجزاء را فعال کند. در پژوهش حاضر، به طراحی سیستمی پرداخته شده است که می تواند در آینده جایگزین شیوه های فعلی برنامه ریزی ساخت واحدهای ساختمانی شود. نتیجه این پژوهش، شبیه سازی یک سیستم خودمونتاز سلولی است که می تواند 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 شبیه سازی در مقیاس های مختلف با نرم افزار گرسهاپر نمایش داده شده است. با توسعه این مدل می توان گام مهمی در توسعه ماشین شبیه ساز ساخت سامانه های خودمونتاز سلولی بر اساس پیکربندی های متوالی و پر تعداد برداشت.

واژگان کلیدی: اکولوژی های تطبیق پذیر، انتشار تجمعی محدود، خودمونتازی، ساخت برگشت پذیر، معماری زنده.

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

۱. مقدمه

بیان شود. به عبارت دیگر، جایی که تصمیمات کوچک می تواند منجر به تأثیرات بزرگی در مقیاس شهر ایجاد کند. شهر پس از آن مانند موجودات زنده رفتار می کند.^[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 سامانه های اکولوژیکی قابل تطبیق با محیط پیرامون خود می پردازد. این پژوهش به دنبال پاسخ به پرسش های زیر است:

الف) مولفه ها و اجزای تشکیل دهنده یک معماری زنده چیست؟

ب) این مولفه ها چگونه در ایجاد یک مکانیسم پویا و به دنبال آن سیستمی زنده مشارکت می کنند؟

امروزه، تقاطع اطلاعات و زندگی و ماده، حاکی از پیچیدگی هایی است که احتمال وجود سنتزی عمیق تر را نشان می دهد. در چنین شرایطی، این معماری است که باید پاسخی ریشه ای به چالش های اجتماعی و فرهنگی جدید و روند پرشتاب شهرنشینی بدهد.^[۱] چالش اصلی در یک سامانه ای متابولیسم شهری در ظرفیت آن شهر به تعامل، دریافت و ارسال اطلاعات در نقاط با مقیاس ها و اجزای مختلف شهر (زیرساخت، ساختمان ها، فضاها عمومی، شرایط محیطی، جریان ها و جریان های شهری) نهفته است.^[۱] این بحث به مفاهیم اساسی در رابطه با اهمیت سیستم های همزیستی سازمان دهنده بر اساس داده های زمان واقعی^۱ است که می تواند بیشتر با زبان سیستم های پاسخگو و سامانه های متابولیک

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱۱/۳، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱/۱۸، پذیرش ۱۴۰۲/۱/۲۸.

استاد به این مقاله:

احمدیان، علی، صالحی، شبنم، و نقشینه، روزبه، ۱۴۰۲. شناخت عوامل های اکولوژیکی تطبیق پذیر و بهره گیری از آن در ساختارهای معماری. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص.

DOI:10.24200/J30.2023.61722.3192. ۱۰۹-۱۰۱

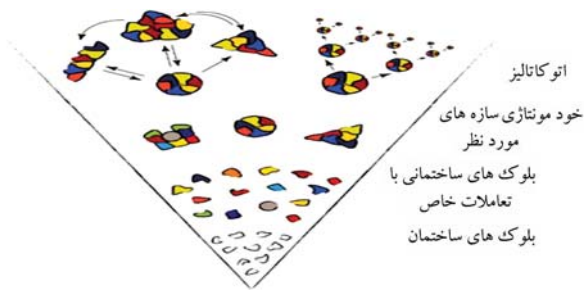
ج) قابلیت حرکت و پویایی این سیستم‌ها چگونه در مقیاس‌های مختلف معماری استفاده می‌شود؟

در همین راستا، ابتدا به تجربیات بهره‌گیری از ساختار ارگانیک‌های زنده موجود در طبیعت به منظور کاربردشان در سامانه‌های ساخت دست بشر اشاره شده است که در سال‌های 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 پژوهش‌های لیدار و همکارانش، تحقق چنین رویکردهایی به صورت ساخت فیزیکی نیز بررسی شده است.^[۲]

۱.۱. خودمونتازی

خودمونتازی به تنظیمات خودبه‌خودی واحدهای یک ساختار برای تشکیل ساختاری بزرگتر از طریق تعاملات محلی اشاره دارد. این فرایند از طریق کدهای اطلاعاتی (مانند شکل، خواص سطحی، بار، خواص قطبی، دو قطبی مغناطیسی، جرم و غیره) در اجزاء منحصر به فرد امکان‌پذیر است.^[۳] موارد اشاره شده، ویژگی‌هایی هستند که مسیر تعامل واحدهای سازنده را تعیین می‌کنند. چهار ویژگی اساسی که مشخصه‌ی پروسه‌های خودمونتاز طبیعی است، عبارتند از: ذرات تشکیل‌دهنده‌ی ساختار، نیروهای اتصال، محیط و نیروی محرکه‌ی مورد نیاز. ذرات ساختاری^۲، واحدهای سازنده یک سیستم خودمونتاز می‌باشند. نیروهای اتصال نیز نیروهایی‌اند 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 تعبیه 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 محرکه، آن نیرویی است که سیستم را به حرکت در می‌آورد.^[۳] چهار مولفه‌ای که در سیستم‌های خودمونتاز طبیعی به کار می‌روند، در سیستم‌های مهندسی نیز استفاده می‌شوند. دو نوع اصلی آن، خودمونتازی ایستا و پویا هستند. سیستم‌های استاتیک در فرایندهای خودمونتاز، سیستم‌هایی هستند که رسیدن به تعادل جهانی^۳ یا محلی^۴ را بدون آزاد کردن انرژی انجام می‌دهند. سیستم‌های دینامیک، گونه‌ی دیگری از این سیستم‌ها هستند که از طریق آزاد کردن انرژی^[۳] پایدار باقی می‌مانند.^[۵]

به نظر می‌رسد ویژگی‌هایی که از مواد پیشرفته‌ی آینده انتظار می‌رود، در سیستم‌های بیولوژیکی یافت 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 سلسله‌مراتبی به رفتار ماکروسکوپی منتقل می‌شود.^[۶] طراحی با الهام از زیست‌شناسی، یک پارادایم قدرتمند برای تولید مواد پیشرفته است که متکی بر طراحی پایین به بالا^۵ از بلوک‌های ساختاری در تعامل دقیق برنامه‌ریزی شده است (شکل ۱). بلوک‌های ساختاری، بدون محرک خارجی به یک ماده‌ی کاربردی مونتاز 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، متکی 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 خودی را نمایش دهد.^[۷] استراتژی برای طراحی ساختارهای پیچیده دلخواه،



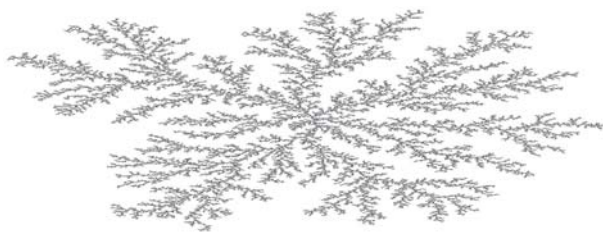
شکل ۱. بلوک‌های مختلف تشکیل دهنده یک ساختار طراحی شده‌اند تا به شیوه‌های خاصی تعامل داشته باشند (منبع: زرواچیک، ۲۰۱۶).

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 مشخص‌کننده‌ی انرژی متقابل بین هر جفت ذره است.^[۷]

اسکایلر تپیتس در دانشگاه ام آی تی در سال ۲۰۱۰ مدلی را با عنوان (منطق ماده ۶) معرفی کرد که سیستمی از ماژول‌های غیرفعال با منطق دیجیتال - مکانیکی برای ساخت و ساز ساختارهای بزرگ مقیاس خودمونتاز بود. وی با ارائه یک ماژول مکانیکی که منطق دیجیتال NAND را به عنوان ابزاری موثر برای رمزگذاری توالی‌های مونتاز 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 مونتاز جداگانه (گسسته)^۷ را به طور مستقیم به مواد خود منتقل کنیم تا بتوانیم ساختار موفقیت‌آمیزی 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، پروسه‌ای از سیستم‌های خودمونتاز با عنوان (سلول ام) معرفی شده است. مایروپولوس بیان می‌کند که این سامانه بر اساس یک واحد مونتاز 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 تعبیه شده است). در طی مراحل مونتاز، غشاء به عنوان محیط مونتاز برای بلوک‌ها عمل می‌کند. هنگامی که پروسه به اتمام می‌رسد، بلوک‌ها به صورت شبکه‌های فضایی ساخته شده‌اند.^[۸]

سیس، غشاء این شبکه را احاطه کرده و در نتیجه یک شی جامد به نام ام^۹ ایجاد می‌کند. ام، محصول این پروژه است. این یک شی پویا است که می‌تواند به راحتی اصلاح گردد، گسترش یابد یا برچیده 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 اشتوتگارت مطالعات متعددی پیرامون شکل‌گیری خودبه‌خودی مواد گرانونولی 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 فرایندهای خودتکرارکنندگی کلونیدی که توسط زرواچیک در مقاله خود پیرامون خودتکراری ذرات کلونیدی^{۱۱} که در سال ۲۰۱۷ ترسیم شده، نشان داده شده است.^[۷] در قسمت الف، ذرات یکسان با محدوده‌ی جذب کوتاه‌برد می‌توانند خوشه‌های مختلفی با خواص سفت و سخت از تعداد مختلف N تشکیل دهند. تعداد آن‌ها به سرعت با N (ستون دوم اعداد) رشد



شکل ۳. یک نمونه‌ی کلاسیک از یک ساختار تجمعی دوبعدی با ضریب چسبندگی صفر و شامل ۳۰۰۰۰ ذره (بروک، ۲۰۰۴).

محیط انتشارشان توسط رایانه وجود دارد. شاید رایج‌ترین آن‌ها، شروع با یک تصویر سفید با یک پیکسل سیاه در مرکز باشد. نقاط جدید در مرزها معرفی می‌شوند و به‌طور 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 لبه‌ی تصویر نزدیک شود، دو استراتژی وجود خواهد داشت. نقطه‌ی یا از لبه‌ی پرش می‌کند یا تصویر به‌صورت حلقوی محدود می‌شود (نقطه‌ای که از لبه‌ی چپ خارج می‌شود، از سمت راست وارد می‌شود و نقطه‌ای که از لبه‌ی سمت راست خارج می‌شود، در سمت چپ وارد می‌شود). به‌طور مشابه برای بالا و پایین نیز این فرایند تکرار می‌شود. به‌طور کلی، نقاط جدید را می‌توان در هر نقطه از ناحیه‌ی تصویر، نه فقط در اطراف مرز، بدون هیچ تفاوت بصری قابل توجهی نشان داد.^[۱۱] آراندا و لاش در سال ۲۰۰۶ و با پروژه‌ای به نام گروتو پاپوین^{۱۳} و با استفاده از الگوریتمی مشابه به ارائه پروتوتایپ‌هایی سریالی از واحدهای تکرارشونده پرداختند. ساختارهای ارائه شده بر مبنای روش تایل‌بندی دنزر^{۱۴} و هندسه‌های ورونوی^{۱۵} شکل گرفته بودند. گروتو پاپوین شامل ۴ مدول پایه بود که با چسبیدن به یکدیگر به‌صورت‌های مختلف، فرم‌های سه‌بعدی تولید می‌کردند. این پاپوین بر اساس زمان تکامل نمی‌یافت بلکه پاپوین هر زمان که پروسه تولید سلول‌ها متوقف می‌شد، کامل می‌گردید.^[۱۱]

۳.۱. مونتاژ گسسته^{۱۶}

به عنوان بخشی از تحقیقات امروزی پیرامون شیوه‌های طراحی دیجیتال، توجه تحقیقات معماری به سوی مجموعه‌های گسسته از اجزای مدولار جلب شده است. این امر با ظهور ایده‌هایی در رابطه با طراحی ترکیبی^[۱۲]، مونتاژ گسسته^[۱۳] و اتصال برگشت‌پذیر^[۱۴] همزمان همراه بوده است. در سال‌های اخیر پیشنهادات مختلفی برای طراحی به وسیله مجموعه‌های گسسته ارائه شده است. تیبس، چارچوبی برای نمایش مونتاژ بلوک‌های هوشمندی که توانایی پیکربندی دوباره در پاسخ به محیط خود را داشتند ارائه کرد.^[۵] جوناس (۲۰۱۴)، استراتژی خاصی برای ساخت به روش مونتاژ گسسته از عناصر هندسی گسسته موجود را ارائه کرد که مانند فرایندهای تولید تجمعی بود. روسی و تسمان، با توجه به نیاز طراحی که از دانش برنامه‌نویسی خوبی بهره نمی‌برند، چارچوبی بر پایه‌ی قوانینی تعریف شده به منظور تولید طرح‌هایی مبتنی بر مونتاژ تکرارشونده‌ی واحدها با اتصالات گسسته در محیط گرسهاپرا ارائه نمودند.^[۱۴] لو و همکاران، با معرفی سیستمی مبتنی بر فتاوری واقعیت افزوده، روشی را ارائه دادند که با تکرار یک الگوریتم مونتاژ به‌صورت شبیه‌سازی شده امکان کنترل جانمایی قالب‌های بلوک‌های بتنی را تا رسیدن به محصول دلخواه به کاربران می‌دهد.^[۱۵]

رتسین و همکارانش، نمونه‌هایی ساخته شده به روش اجزای گسسته را معرفی و ارائه کردند.^[۱۶] این پژوهش بر مبنای دو پروژه‌ای انجام شده که روش‌های طراحی برای محاسبات گسسته و ساخت افزایشی را مورد بررسی قرار می‌دهند. اولین پروژه،

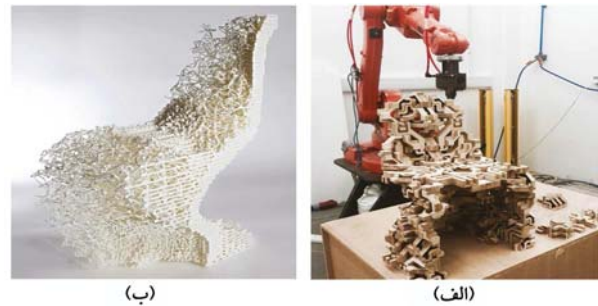


شکل ۲. الف تاج) نمایش نحوه‌ی تعامل ذرات کلوئیدی در یک سامانه‌ی خودتکرارکننده (منبع: زرواچچ، ۲۰۱۷).

می‌کند. این خوشه‌ها حالت‌های پایه یک سیستم با ذراتی به تعداد N هستند و در آزمایش‌های خودمونتاژی 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). هرگونه از هندسه‌های خوشه‌ای، اگرگونه‌ی ذرات انتخابی آن مناسب باشد، می‌تواند یک حالت پایه منحصر به فرد خودمونتاژی از تعداد ذرات N ایجاد کند. در شکل ۲ قسمت ب، یک ماتریس با مجموعه‌ای از تعاملات متقاطع 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 تنوع 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 ببینید). 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 به‌صورت فله‌ای 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 انتهایی نشان‌دهنده‌ی یک چرخه‌ی کاتالیزوری شامل خوشه‌ی کروی در N برابر با ۷ و با تعداد ذرات دانه‌ای است که دارای ماتریس تعامل مشخص شده و ظرفیت‌های متناسب با مونومرها (مرکز) است. رفتار کاتالیزوری پیچیده، از جمله خودتکراری، نتیجه‌ی حاصل از ذراتی با غلظت ۲ (ذرات ۷ دانه‌ای) و تنوع در مقیاس زمانی τ تقویت‌کننده و تضعیف‌کننده است.^[۷]

۲.۱. ساختارهای تجمعی^{۱۲}

روش‌های مختلفی برای شبیه‌سازی فرایندهای انتشار ذرات شیمیایی و فیزیکی در



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

CurVoxels و دومین پروژه INT نام دارد (شکل ۴). آن‌ها چارچوب طراحی و ساخت گسسته‌ی خود را با تحقیق پیرامون مواد به اصطلاح دیجیتال یعنی موادی که از لحاظ فیزیکی دیجیتال هستند، هماهنگ می‌کند.^[۱۷]

هر دو پروژه روش‌های طراحی و ساختی را ارائه می‌دهند که نیازی به هیچگونه فرایند پسمانطق‌سازی^[۱۷] ندارند. این پژوهش استدلال می‌کند که در مقایسه با چاپ سه بعدی، تولید گسسته رباتیک فرصت‌های بیشتری را از لحاظ سرعت، چندمادگی و برگشت‌پذیری ارائه می‌دهد.^[۱۶] روش‌های پیشنهاد شده نشان می‌دهد که چگونه استراتژی‌های گسسته می‌توانند اشکال پیچیده، سازگار و ساختارمند ایجاد کنند. علاوه بر این، با حرکت دادن محاسبات به فضای فیزیکی، تولید گسسته می‌تواند شکاف قابل مشاهده بین شبیه‌سازی و ساخت را با پلی به یکدیگر متصل کند. این شکاف نتیجه‌ی یک فرایند دو مرحله‌ای است که معمولاً با استراتژی‌های طراحی محاسباتی همراه است که در آن طراحی برای اولین بار به صورت دیجیتال توسعه داده شد و پس از آن برای ساخت به کار گرفته شد.

۲. متدولوژی

در طول عمر پژوهش‌های بیونیک، فرایند و روش‌شناسی الگوبرداری از طبیعت بر پایه‌ی دو نوع روش مبتنی بر راهکار^[۱۸] و روش مبتنی بر مسئله^[۱۹] تثبیت شده است. همچنین طراحی در این دو حوزه تحت دو عنوان «رویکرد مسئله محور» و «رویکرد راه حل محور» شناخته می‌شود. طراحی مسئله محور، نگرشی است که در آن طراحان برای حل مسائل به طبیعت نگاه می‌کنند. در این رویکرد، طراحان ابتدا مسائل را مشخص می‌کنند و سپس زیست‌شناسان این مسائل را با ارگانسیم‌هایی که موارد مشابه را حل کرده‌اند، تطبیق می‌دهند. این نگرش به طور موثری با تشخیص اهداف ابتدایی و پارامترهای طراحی توسط طراحان هدایت می‌شود. طراحی راه حل محور، رویکردی است که در آن معلومات زیست‌شناسی بر طراحی انسان تأثیر می‌گذارد. در این رویکرد، فرایند طراحی در ابتدا وابسته به افرادی است که بیشتر دارای دانش زیست‌شناسی هستند تا دانش طراحی^[۱۸] این افراد راه‌حل‌های زیستی را شناسایی می‌کنند و سپس طراحان از این راه‌حل‌ها برای حل مسائل طراحی استفاده می‌کنند.

۱.۲. تئوری سیستم‌ها و جایگاه سیستم بیولوژیکی

تئوری انتخاب طبیعی که برای توصیف منطق تکامل بیولوژیکی به کار می‌رود، قابل تعمیم به هر نوع سیستم دیگری نیز می‌باشد. 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 پیکره‌ی خود خواهد بود که متناسب با تطبیق یافته با محیط باشد.^[۱۹] یک تعریف شهودی و زبانی از خودسازمان‌دهندگی که توسط دیپرس

در سال ۱۹۹۸ ارائه شده است، عبارت است از: سیستم‌هایی که به نظر می‌رسد خود را بدون هدایت خارجی و دستکاری یا کنترل بیرونی سازماندهی می‌کنند. «سازمان» مربوط به افزایش ساختارها یا نظم رفتار سیستم است.

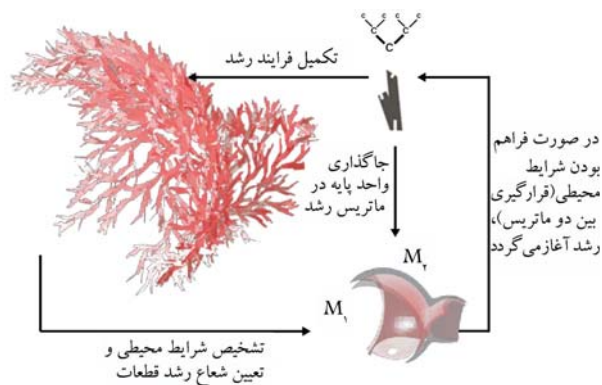
طبق گفته فرانسویس هلیگن، ایمرجنت^{۲۰} یک کانسپت کلاسیک تعریف مسأله است که قوانین کلی در سطح بالا را معرفی می‌کند و نمی‌تواند در زیربخش و یا اعضا تعریف شود. این خصوصیت غیر قابل تقلیل را ایمرجنت نام‌گذاری می‌کنند. تا سال ۱۹۸۹، تئوری قابل قبولی بیان نشده بود که بتواند خواص ایمرجنت را تعریف کند. این مفهوم یک روش معتبر برای ایمرجنت دینامیکی توسط مدل‌های توسعه یافته‌ی کنونی (خودسازمانده) می‌باشد. خصوصیت این مدل در خودبه‌خودی بودن آن است. یکی دیگر از خصوصیات اساسی ایمرجنت در تئوری سیستم‌ها، سلسله‌مراتبی یا چند سطحی بودن آن است.^[۱۹] تا به امروز یک الگوی منطقی که بخواهد خواص خودسازمان‌دهندگی را توضیح دهد، در دو سطح میکرو و ماکرو تعریف شده است. سطح میکرو، جایی که بسیاری از بلوک‌های ساختاری از عناصر در تعاملند (مقیاس محلی)، سطح ماکرو، که فعل و انفعالات را منحصر به الگوهای کلی سازماندهی می‌کند (مقیاس جهانی). اما برای اینکه نحوه‌ی توزیع و رشد یک سیستم خودسازمانده را که به محیط خود واکنش نشان می‌دهد و خود را با شرایط آن تطبیق می‌دهد به دقت نشان داده شود، لازم است به تأثیر و چگونگی کارکرد دو سطح میکرو و ماکرو در پژوهش حاضر پرداخته شود.^[۱۹]

۲.۲. سازماندهی در دو سطح

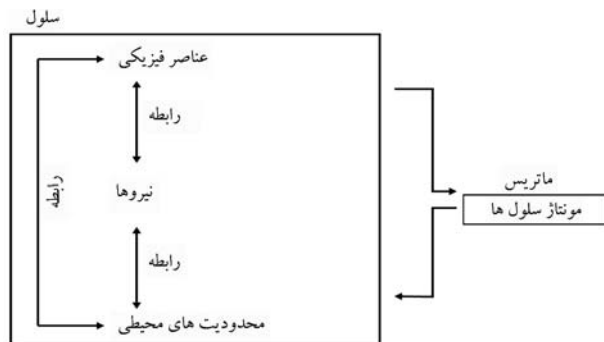
با توجه به نکات ذکر شده، شیوه‌ی به کارگرفته شده در تحقیق پیش رو نه تنها از فرایندهای پایین به بالا (مانند تجربه‌های پیشین در زمینه‌های مرتبط) استفاده کرده است، بلکه از فرایندی دستوری و بالا به پایین نیز بهره برده است. این رویکرد از هر دو راهکار برای رسیدن به پایداری سیستم بهره برده است. این شیوه در سامانه‌های پربازده طبیعی نیز وجود دارد و شیوه‌ای است که بنا به واکنش‌ها و سنتزهای میان اجزای سیستم، از راهکار بهینه‌تر جهت پایداری سیستم و وقوع نتیجه‌ی متعالی استفاده می‌کند. این رویکرد، رویکردی ۲ سطحی است که در مقیاس برهمکنش ذرات تشکیل‌دهنده‌ی خود بیشتر فرایندی پایین به بالا را طی می‌کند و در هنگام نظم‌دهی کلی به سامانه از طریق ماتریس خارج سلولی از فرایندی بالا به پایین پیروی می‌کند. تمام تصمیم‌گیری‌ها با توجه به هسته‌ی کنترلی سیستم (QS Core)^[۲۰] در مقیاس‌های مختلف اجرا می‌شوند. این شیوه با ارسال کدهای ژنتیکی از هسته‌ی مذکور به سطوح زیرین سامانه در دو سطح به وقوع می‌پیوندد: یکی در تعاملات واحد به واحد^{۲۱} و دیگری در ارتباط ماتریس با واحدها^{۲۲} (در بخش بعد به جایگاه QS در سیستم مورد نظر بیشتر پرداخته شده است). در طی پروسه‌ی موتاژ، ماتریس‌های خارج سلولی نقش محیطی را ایفا می‌کنند که سلول‌های منفرد به عنوان بلوک‌های ساختمانی موتاژشونده در حال تعامل با یکدیگر و با محیط مورد نظر هستند. این مسأله، امکان موتاژ موازی و در سطح عمومی را به صورت خودکار و با امکان تصحیح خطاها به سیستم خواهد داد.^[۸]

۳.۲. بسته‌بندی متراکم

به مجموعه‌ای از عناصری که با یکدیگر هم‌پوشانی ندارند (ذرات)، بسته‌بندی می‌گویند. تراکم این بسته‌بندی به عنوان کسری از فضای تحت پوشش ذرات تعریف شده است. بسته‌بندی ذرات متراکم به عنوان مدل‌های مناسبی برای ساختارهای حالت مایع، شیشه‌ای و کریستالی، مواد گرانول و مواد ناهمگن شناخته شده است.^[۲۱] تراکم



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



شکل ۸. دیاگرام نشان دهنده 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.

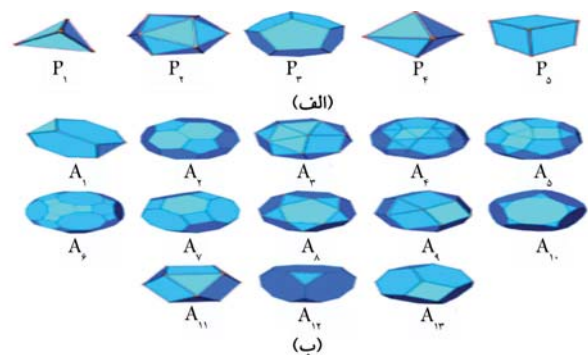
این میحث نیازمند شناخت دقیق مکانیسم هسته‌ی کنترلگر سامانه‌ی هدف (کوآرم سنسینگ^[۲۶]) جهت کنترل و ساخت بیوفیلم خارجی یک نوع سلول اولیه مشخص دارد تا بتوان رفتارهای بیولوژیکی آن‌ها را با توابع جبری به صورت یک الگوریتم منطقی پیاده سازی کرد و به یک رابط اولیه رسید.^[۲۰] این یک محیط شبیه سازی اولیه است که با وارد نمودن هر عضو شروع به پیاده سازی منطق اشاره شده بر روی آن نموده تا به خروجی تعریف شده برسد. در مرحله دوم، برای عضوهای ورودی و بزرگی‌هایی تعریف می‌شود (از لحاظ هندسی، خواص فیزیکی ماده و غیره) تا الگوریتم با در نظر گرفتن این ورودی‌ها، شروع به پیاده سازی کند.^[۲۰] مطابق با شکل ۷، به منظور تقسیم بندی فضای سه بعدی برای ایجاد محیط رشد (وکسلایزیشن^[۲۷]) از پلاگین فاکس در نرم افزار گرسهاپر استفاده شده است.^[۲]

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.

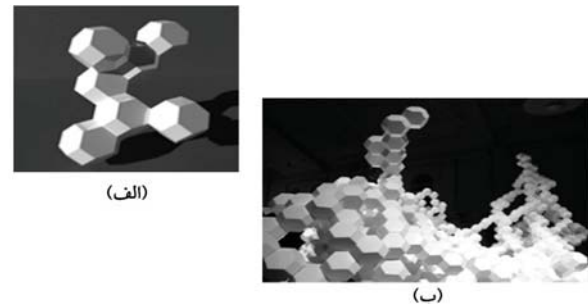
۴. شبیه سازی یک سامانه‌ی خودمونتاز شونده در

مقیاس‌های مختلف

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



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



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

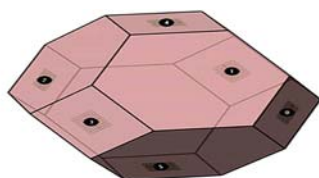
بسته بندی‌های ذرات را می‌توان در دو دسته‌ی احجام افلاطونی و اقلیدسی بررسی کرد.

احجام افلاطونی، چندوجهی‌های محدب هستند که تمامی وجوه آن با یکدیگر یکسان است. در رابطه با این احجام، تنها مکعب (P_4) قابلیت تایل کردن فضا را دارد. احجام اقلیدسی، چندوجهی‌های محدب هستند که وجوه همسر در راس‌های آن‌ها، دو یا بیشتر از دو نوع هستند. در رابطه با این احجام، تنها چهارده وجهی برش خورده (P_{13}) است که فضا را تایل می‌کند (شکل ۵).^[۲۱]

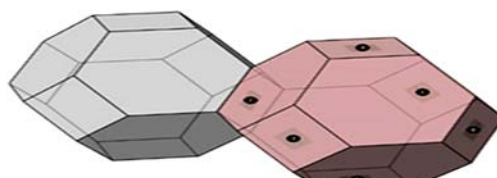
سیستمی که پروسه رشد در آن شکل می‌گیرد، الگوریتم مولدی است که مدل سازی انتشار تجمعی محدود^[۲۴] و پارامترهای محیطی را برای شبیه سازی محصول نهایی با یکدیگر ترکیب می‌کند.^[۲۲] در هر دو مدل سازی رایانه‌ای و فیزیکی، نمونه‌ها بر اساس یک سلول شاخص که یک ۱۴ وجهی برش خورده^[۲۵] است، سازمان یافته‌اند. این سلول‌ها به واسطه هندسه‌ی خاصشان می‌توانند از طریق تمامی ۱۴ وجه به یکدیگر متصل شوند. اصول بسته بندی 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 سخت است، اما جهت‌های رشد مورب، تنوع هندسی بیشتری را به نحوه چیدمان‌ها اضافه می‌کند.^[۲۲]

۳. پیاده سازی منطق الگوریتم

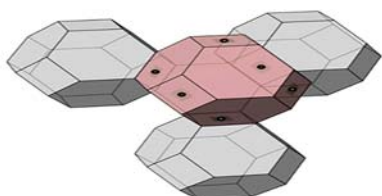
قدم اول در راستای رسیدن به مقصود این پروژه، شناخت دقیق مکانیسم عملکردی کنترل کننده‌ی دو سطح تشکیل دهنده ساختار مورد انتظار است که به صورت موازی انجام می‌پذیرد. در همین راستا، نیاز به پیاده سازی منطق الگوریتم کنترلی در قالب



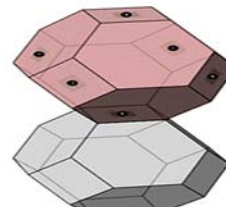
الف) تصویر یک مدول پایه و امکان رشد آن از وجه شماره ۲؛



ب) تصویر یک مدول پایه و امکان رشد آن از وجه شماره ۲؛

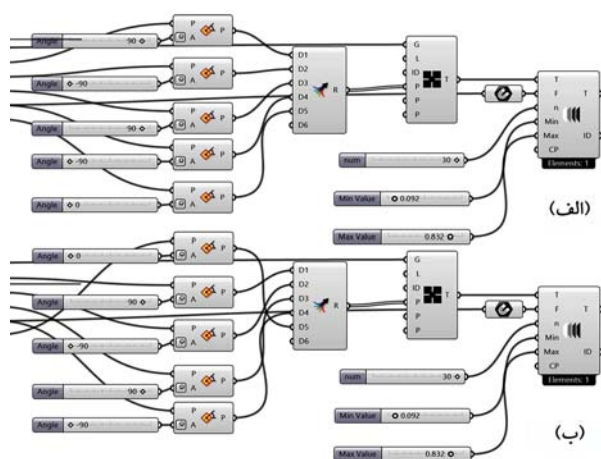


ت) مرحله اول رشد با ۴ عضو.

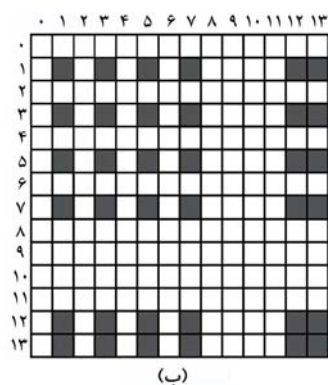


ب) تصویر یک مدول پایه و امکان رشد آن از وجه شماره ۵؛

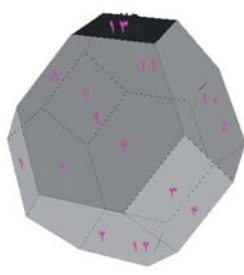
شکل ۹. الف - ت) رشد از وجوه مختلف ۱۴ وجهی.



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



ب)



الف)

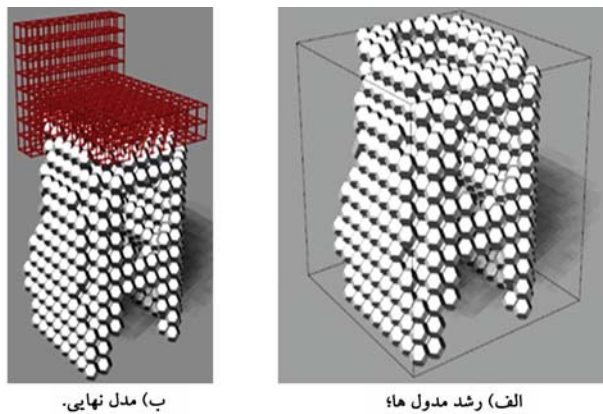
شکل ۱۱. الف) یک ۱۴ وجهی و ب) ماتریس روابط آن.

مطلوب رشد، بایستی ماتریس روابط وجوه هر سلول با دیگر سلول‌ها را تنظیم کرد. در شکل ۱۱ قسمت ب، ماتریس روابط به گونه‌ای تنظیم شده تا تمامی چهار وجهی‌ها (مربع‌ها) در یک ۱۴ وجهی برش خورده امکان اتصال به یکدیگر را داشته باشند.

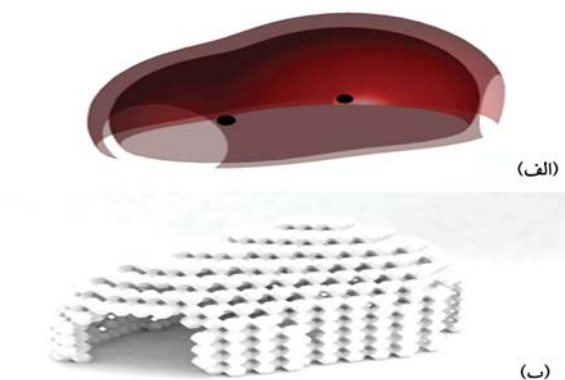
متناسب با هدف پژوهش، یعنی پاسخگویی به نیازهای معمارانه و ساخت سامانه‌های هوشمند اکولوژیکی برای سازماندهی فضا و عناصر تشکیل‌دهنده‌ی آن، طراحی شده‌اند. برای ساخت محصول نهایی که متشکل از رشد قطعات پایه و ماتریس رشد است، با ساده‌سازی عناصر محیطی، ماتریس رشد از غشایی دو پوسته و متناسب با فرم نهایی دلخواه طراحی شده است. بدین منظور، باید ارتباط منطقی قطعات با یکدیگر و با محیط رشد، یعنی جایی که تعاملات و برهمکنش‌های اجزاء در آن رخ می‌دهد، به خوبی بررسی و تعیین گردد.

همان‌گونه که در بخش‌های قبل نشان داده شد، برای اینکه در نهایت و در پایان فرایند برهمکنش‌ها 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 می‌کند. در این راستا، پس از تعیین یک (یا چند) مدول پایه برای شرکت در فرایند رشد، سطوح و نقاطی را که می‌بایست هر جزء امکان اتصال با اجزاء دیگر را از آن طریق فراهم کند، مشخص و طراحی می‌گردد. این تنظیمات هر بار در چرخه‌ی رشد تکرار شده و در هر مرحله، ارتباط اجزاء با یکدیگر را امکان‌سنجی می‌کند تا در صورت فراهم بودن محیط رشد، به تولید و افزایش مدول‌ها برای تامین محصول نهایی منجر شود. در تصاویر (شکل‌های ۹ الف تا ۹ ت) که در نرم‌افزار راینو و با استفاده از پلاگین گرسپا پر تولید شده است، امکان رشد مدولی پایه به شکل ۱۴ وجهی از ۶ وجه مربع شکل آن مورد بررسی قرار گرفته است. این فرایند مانند آنچه در شکل ۷ نمایش داده شده است، در محیطی تعریف شده صورت می‌پذیرد. به همین دلیل، بعضی وجوه امکان اتصال واحدهای بعدی را نمی‌دهند، زیرا فرایند رشد در خارج از محیط تعریف شده‌ی اولیه (فیلد^{۲۸}) امکان‌پذیر نخواهد بود. با برقراری امکان رشد برای همه‌ی وجوه تا زمانی که رشد در فیلد مربوطه برقرار است، چرخه‌ی رشد ادامه می‌یابد. تغییرات صورت گرفته در چرخش صفحاتی که امکان رشد را داشته‌اند، در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در بررسی‌های بالا، چگونگی ارتباط واحدهای منفرد با یکدیگر و همچنین ویژگی‌ها و خواص هر یک از واحدها به صورت مجزا بر ادامه‌ی فرایند رشد بررسی شده است. در قسمت بعد، نحوه‌ی اثرگذاری محیط تعریف شده بر فرایند رشد تعیین می‌گردد.

به منظور کنترل روابط مابین سلولی و تعیین جهت رشد مدول‌ها در هر فرایند



شکل ۱۳. ساخت در مقیاس S : الف) رشد مدول ها و ب) مدل نهایی.

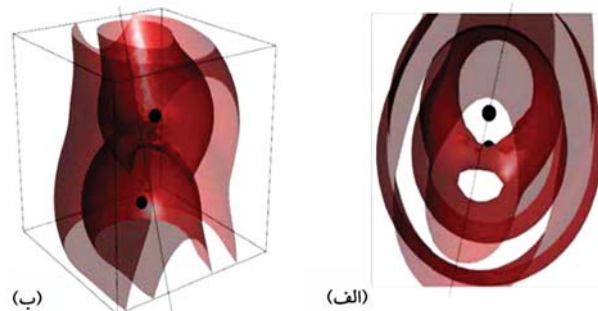


شکل ۱۴. ایجاد محیط رشد مدول ها برای ساخت سرپناه.

دانه بندی را دقت سنجی کرده اند و به موازات ساخت مقیاس ماکرو، مدل سازی اجزای گسسته^{۳۲} را به کار گرفتند تا حرکات ذرات و نیروهای وارده در ساختار ستون نمایش داده شود تا در انتها، ساختارهایی عمودی (مثل یک ستون) را فرم دهند.^[۲۵و۲۴]

۳.۱.۴. مقیاس L

در مرحله ی بعدی، با توجه به مساحت بزرگتری که یک کاربری اشغال می کند، از یکی دیگر از قابلیت های الگوریتم مورد استفاده پروژه، یعنی استفاده از مدول های پایه برای پوشش سازه ای اولیه استفاده شده است. در اینجا، سامانه ای الگوریتمیک بسط داده شده با تشخیص عناصر سازه ای موجود، پوشش و پرکردن فضای اطراف آن ها را برای ایجاد فضای معماری مطلوب آغاز می کند. در این فرایند، ابتدا سازه ای تیر و ستونی با توجه به مساحت فضای یک رستوران تعبیه می شود و در مرحله بعد، الگوریتم شروع به رشد مدول ها در فیلد تعریف شده برای رسیدن به هدف پروژه می کند. در این مرحله، با توجه به سازه ای که ابعاد پلان آن ۱۸ در ۲۴ متر بوده و ارتفاعی ۶ متری داشته است، مدول پایه ی پروژه (۱۴ وجهی برش خورده) با طول ضلع ۱۸ سانتی متر در نقطه ی شروع فرایند رشد قرار گرفته است. پس از تشخیص سازه ای اولیه توسط الگوریتم، فیلد مناسب برای پوشش عناصر سازه ای موجود به دست آمده و فرایند پرکردن این فیلد با مدول پایه آغاز شده است (شکل ۱۵ قسمت الف و ب). همان طور که در شکل ۱۶ نشان داده شده است، شبکه ای از تیر و ستون ها، مدول پایه را در برگرفته اند و شرایط آغاز فرایند تکثیر مدول ها را برای الگوریتم دیکته می کنند. در شکل ۱۷ محیط رشد مدول های سازنده نمایش داده شده است که به واسطه تشخیص شبکه ی سازه ای اولیه شکل گرفته است. شکل ۱۸ نیز مدل نهایی سازه را پس از رشد مدول های ۱۴ وجهی نمایش می دهد.



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

۱.۴. بسط یک سیستم اکولوژیکی تطبیق پذیر در مقیاس های

مختلف ساخت

در این بخش، با توجه به مبانی و ملزومات پیش گفته، به بررسی قابلیت استفاده از الگوریتم های رشد خودبه خودی و انطباق آن با شرایط و مقیاس های مختلف ساخت پرداخته شده است. شبیه سازی با استفاده از یک مدول پایه و گسترش و رشد آن در محیطی معین آغاز می گردد. در شبیه سازی ها، با استفاده از تشکیل یک فیلد که امکان رشد را در سراسر مجموعه ی نقاط تعیین شده فراهم می کند، شبیه سازی آغاز می گردد. با شروع فرایند، رشد مدول ها از یک موقعیت اولیه^{۲۹} و سپس با افزایش چرخه های تکرار^{۳۰} در این فرایند، بر تراکم مدول ها در محیط رشد افزوده می گردد تا فرایند کامل شود.

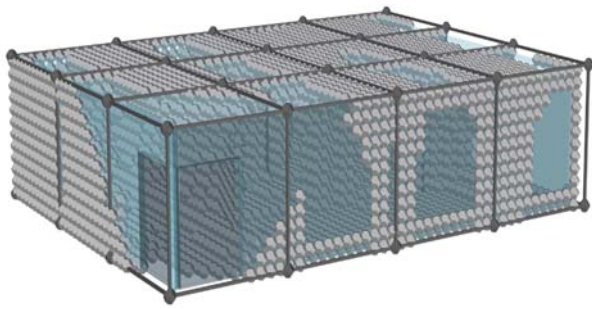
۱.۱.۴. مقیاس S

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. جعبه ی محیطی که مدول ها در آن امکان رشد خواهند کرد، مکعبی به ضلع ۵۰ سانتی متر است. حال فرایند رشد با قرار گرفتن اولین مدول در محیط رشد آغاز می گردد.

در این قسمت، طبق معیارهایی که در بخش های گذشته به دست آمده و با توجه به اصول بسته بندی متراکم، از مدولی با هندسه ۱۴ وجهی استفاده شده است. ابعاد این مدول با توجه به مقیاس انتخابی در این مرحله ۵ سانتی متر است. در نهایت، می توان سطحی مسطح بر روی مدول های 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 ۵۴۶ چهارده وجهی برای رسیدن به شکل نهایی استفاده شده است.

۲.۱.۴. مقیاس M

در این بخش، با افزایش مقیاس شبیه سازی 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 مدول ها با قرارگیری اولین مدول در فیلد مورد نظر آغاز می شود. در این نمونه، با مدول پایه به ابعاد ۲۶ سانتی متر و به تعداد ۹۳۸ مدول که در چرخه ی تکرار ۱۳۲ام تشکیل شده اند، سازه نهایی شکل گرفته است (شکل ۱۴ قسمت الف و ب). بیشتر پژوهش هایی که در این مقیاس انجام شده اند نیز در پی کشف پتانسیل های جدیدی در خلق فضاهای معماری با استفاده از فناوری های نوین ساخت و ساز هستند. به طور مثال، موسسه ی طراحی رایانشی دانشگاه اشتونگارت در ساخت پاپوین تحقیقاتی خود^{۳۱}، ویژگی های مواد



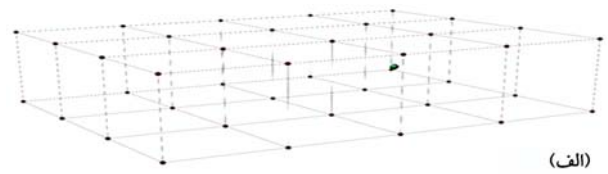
شکل ۱۸. مدل نهایی از رشد مدول‌ها با پوشش شیشه جهت تامین فضای معماری مدنظر.

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

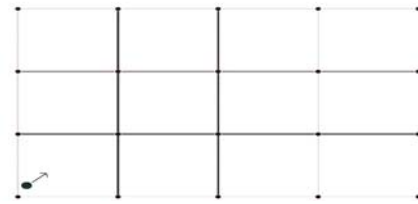
الف) درک معماری به عنوان اکولوژی سیستم‌های تعاملی، گرایش‌های ثابت و محدود گذشته را به سمت ساخت محیط‌هایی پویا و تطبیق‌پذیر با شرایط جدید تبدیل می‌کند. محیط در این چارچوب در پی ساخت سناریو تعامل است تا روابط بین اجزاء (سلول‌های پایه) را فعال کند.

ب) در ادامه، با مروری بر مفاهیم پایه‌ای مورد نیاز در این حوزه نظیر خودمونتازی، 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 کنترل‌کننده‌ی 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 سازنده‌ی 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 توان گام‌های بعدی را در راستای توسعه‌ی ماشین شبیه‌سازی یک سامانه‌ی خودمونتاز 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 گرسهاپر شبیه‌سازی شده است.

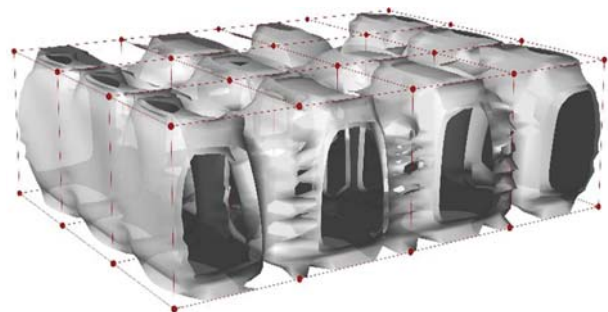


(الف)

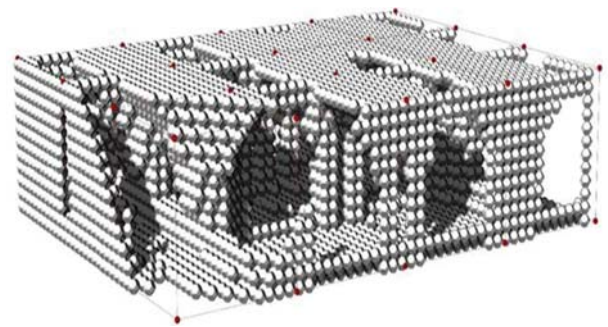


(ب)

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 آلودگی‌های محیط زیستی ناشی از آن‌ها، طراحی یک سامانه‌ی خودمونتازکننده‌ی 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

پانویس‌ها

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

منابع (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 مودال سازه تحریک شده توسط نیروی زلزله

المیرا شمشکی* (کارشناسی ارشد)

حسین کارگر (دکتری)

علی نیکخو (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۲
دوره ۳۹، شماره ۴، صص. ۱۱۱-۱۲۰، (پژوهشی)

از کاربردی‌ترین روش‌های شناسایی پارامترهای مودال می‌توان به روش‌های شناسایی زیر فضای 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 سیگنال‌هایی که شرایط فوق در رابطه با آن‌ها صادق نیست، نتایج با خطا همراه می‌باشد. در این پژوهش، قابلیت اعتماد به نتایج این روش‌ها با تحلیل خطاهای ایجاد شده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به همین منظور، زلزله به‌عنوان سیگنالی که هر دو شرط در رابطه با آن صادق نیست، به‌عنوان سیگنال تحریک در نظر گرفته می‌شود و پارامترهای مودال دو قاب تحریک شده توسط بیست رکورد زلزله جهت مقایسه با پارامترهای مودال مدل عددی به دست می‌آید. همچنین، با مطالعه آماری خطاهای موجود در تخمین فرکانس سازه، تابع توزیع احتمالاتی خطا و یک برآورد فاصله‌ای از خطا پیشنهاد می‌شود. نتایج مطالعه نشان داد که به‌طور کلی، روش شناسایی زیر فضای تصادفی نسبت به روش تجزیه حوزه فرکانسی از عملکرد بهتری برخوردار است.

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

elmira.shemshaki@yahoo.com
h.karegar@lecturer.usc.ac.ir
nikkhoo@usc.ac.ir

۱. مقدمه

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 مودال در طول زمان مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در دهه اخیر، مطالعات گسترده‌ای در حوزه شناسایی پارامترهای مودال سیستم‌های سازه‌ای انجام گرفته است.^[۲-۱] این مطالعات منجر به ارائه روش‌های قدرتمندی مانند روش زیرفضای تصادفی^۲، تجزیه حوزه فرکانسی^۳ و غیره شده است. روش زیرفضای تصادفی توسط ون 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

مربعات به دست می‌آید. سپس، نتایج به دست آمده در فضای حالت با پارامترهای مودال مرتبط می‌شود. در مطالعه‌ای مشابه که توسط جیهاک و همکاران انجام شد، توانایی روش‌های زیرفضای تصادفی، تجزیه حوزه فرکانسی و ابراهیم^۴ از طریق مطالعه داده‌های 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 مودال برخوردار است.^[۶] روش تجزیه حوزه فرکانسی توسط برینگر و همکاران بر پایه تجزیه مقادیر تکین^۵ ماتریس چگالی طیفی ارائه شد.^[۷] در مطالعه‌ای که توسط جنتیله و سانیسی انجام شد، پارامترهای مودال برج ویتوره از طریق روش تجزیه حوزه فرکانسی به دست آمد.^[۸] در مطالعه‌ای مشابه، پارامترهای مودال 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

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۱۱/۳۰، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱/۳۰، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۱۰.

استناد به این مقاله:

شمشکی، المیرا، کارگر، حسین، و نیکخو، علی، ۱۴۰۲. بررسی قابلیت اطمینان روش‌های شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در تخمین پارامترهای مودال سازه تحریک شده توسط نیروی زلزله. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص. ۱۱۱-۱۲۰. DOI:10.24200/J30.2023.61746.3195

به روش‌های دیگر دارای هزینه‌های محاسباتی و عملیاتی کمتری می‌باشند.^[۹] در 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 پورقلی و همکاران انجام شد، تأثیر ابعاد ماتریس هتکل بر نتایج حاصل از روش شناسایی زیرفضای تصادفی مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعه به بررسی حساسیت ابعاد ماتریس هتکل برای یک قاب دو بعدی بتنی و پل روگذر شهر نمین پرداخته شده است. نتایج مطالعه نشان داد که بعد به‌دست 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 تازی 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.^[۱۲-۱۴] 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 تلاش‌های 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 پیشنهاد شد. این روش قادر به شناسایی سیگنال‌های غیر ایستا و غیر همزمان می‌باشد. نتایج مطالعه نشان داد که این روش عملکرد مناسبی در شناسایی و اندازه‌گیری پارامترهای مودال از سیگنال‌های غیر ایستا و غیر همزمان دارد.^[۱۵] یو و رن در مطالعه‌ای دیگر، روش شناسایی زیرفضای تصادفی بر پایه تجزیه مود تجربی را جهت شناسایی پارامترهای مودال ارائه نمودند. نتایج مطالعه نشان داد که روش ارائه شده قادر به استخراج پارامترهای مودال از سیگنال‌های غیر ایستا می‌باشد.^[۱۶] در مطالعه‌ای مشابه، هی و همکاران با ترکیب روش کاهش تصادفی و تجزیه مود تجربی پارامترهای مودال، پل رودخانه یانگ تسه نانجینگ را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج مطالعه نشان داد که روش کاهش تصادفی بر پایه تجزیه مود تجربی می‌تواند به عنوان یک روش موثر و کارآمد برای شناسایی پارامترهای مودال پل‌های بزرگ و دیگر سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.^[۱۷] در مطالعه‌ای دیگر، نیکخو و همکاران دامنه کاربرد روش اتورگرسیو در استخراج پارامترهای مودال سیستم‌های خروجی تنها را از طریق روش تجزیه مود تجربی به سیگنال‌های غیر ایستا توسعه دادند.^[۱۸] در مطالعه‌ای مشابه، پارامترهای مودال پل معلق تسینگ تحت گردباد ویکتور^۶ با استفاده از روش تبدیل هیلبرت بر پایه تجزیه مود تجربی^۷ توسط چن و همکاران به‌دست آمد.^[۱۹]

با وجود تمامی تلاش‌های 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 ایستا استفاده می‌شود که نتیجه آن بروز خطا در نتایج است. تاکنون مطالعه‌ای جامع در رابطه با این خطاها 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 خطاها 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 به‌طور همزمان نقض می‌شود)، مورد بررسی قرار گرفته است. به همین منظور، دو قاب دو بعدی با ارتفاع‌های مختلف به‌صورت عددی مدل می‌شود و به منظور بررسی آماری میزان خطاها، توسط بیست زلزله (حوزه دور و نزدیک) تحریک می‌شوند. با استفاده از پاسخ‌های به‌دست آمده و از طریق دو روش شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی پارامترهای مودال سازه به‌دست می‌آید.

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^۸ 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 بسیاری از محققان را در مسائل اجرایی به خود جلب کرده و بخش 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 نوفه سفید بودن سیگنال‌ها و میرایی 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 به‌دست آمده در مرحله قبل که هر یک معادل با یک سیستم یک درجه آزادی می‌باشند، فرکانس‌های طبیعی و اشکال مودی سازه به‌دست می‌آید. فرایند فوق را می‌توان به‌طور خلاصه به‌صورت 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]

$$G_{yy}(jw) = \bar{H}(jw)G_{xx}(jw)H(jw)^T \quad (۱)$$

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

$$H(jw) = \sum_{k=1}^n \left(\frac{R_k}{jw - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{jw - \bar{\lambda}_k} \right) \quad (۲)$$

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

$$R_k = \phi_k Y_k^T \quad (۳)$$

در رابطه فوق Y_{hp} که نیمه بالایی ماتریس است، ماتریس گذشته^{۱۰} که نیمه پایینی ماتریس است، ماتریس آینده^{۱۱} نامیده می‌شود. برای ایجاد ارتباط بین پاسخ‌ها در زمان گذشته و آینده، ماتریس آینده بر روی ماتریس گذشته تصویر شده و به این ترتیب ماتریس تصویر^{۱۲} تشکیل می‌گردد. ماتریس تصویر به صورت مستقیم از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$O = Y_{hf} Y_{hp}^T (Y_{hp} Y_{hp}^T)^{-1} Y_{hp} \quad (۱۰)$$

با تجزیه ماتریس تصویر از طریق روش تجزیه مقدار تکین ماتریس مشاهده پذیری^{۱۳} استخراج می‌شود.

$$O_{col} = \Gamma_s X_s, \quad \Gamma_s = \begin{bmatrix} C \\ CA^d \\ CA^{\dagger} d \\ \vdots \\ CA^{s-1} d \end{bmatrix} \quad (۱۱)$$

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

$$\hat{\Gamma}(2 : S) \hat{A} d = \hat{\Gamma}(1 : s - 1) \quad (۱۲)$$

در نهایت، پارامترهای مودال سیستم با تجزیه ماتریس سیستم با استفاده از روش تجزیه مقادیر ویژه محاسبه می‌شود.

$$\hat{A} d = \Psi \mu_i \Psi^{-1} \quad (۱۳)$$

$$\omega_i = |\lambda_i| \quad f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad \zeta_i = \frac{\text{Re}(\lambda_i)}{|\lambda_i|} \quad (۱۴)$$

$$\Phi = \hat{C} \Psi \quad (۱۵)$$

با توجه به ماهیت روش‌های موجود در این حوزه، کاربرد این روش‌ها به سیگنال‌های ایستا با مدت زمان برداشت بلند محدود می‌باشد و استفاده از آن‌ها در شرایطی که فرضیات مطرح شده صادق نباشد، با خطا همراه خواهد بود. در نتیجه، می‌توان انتظار داشت که استفاده از روش‌های نام برده شده در ارتباط با سیگنال‌های زلزله (هر دو شرط در مورد آن نقض می‌شود) با خطا 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 خطا 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 رکورد 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_k و y_k به ترتیب شکل مودی و بردار مشارکت می‌باشند. بر پایه روابط ۱ و ۲ و با توجه به خاصیت نطفه سفید بودن نیروهای ورودی، رابطه تابع چگالی طیفی توان بین نیروهای ورودی و پاسخ‌های سیستم مطابق رابطه زیر به دست می‌آید.

$$G_{yy}(jw) = \sum_{k=1}^n \sum_{s=1}^n \left[\frac{R_k}{jw - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{jw - \bar{\lambda}_k} \right] \times c \times \left[\frac{R_s}{jw - \lambda_s} + \frac{\bar{R}_s}{jw - \bar{\lambda}_s} \right] \quad (۴)$$

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

$$G_{yy}(jw) = \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{jw - \lambda_k} + \frac{\bar{A}_k}{jw - \bar{\lambda}_k} + \frac{B_k}{-jw - \lambda_k} + \frac{\bar{B}_k}{-jw - \bar{\lambda}_k} \quad (۵)$$

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

$$A_k \propto R_k C \bar{R}_k = \varphi_k Y_k^T C Y_k \varphi_k^T = d_k \varphi_k \varphi_k^T \quad (۶)$$

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

$$G_{yy}(jw) = \sum_{k \in sub(w)} \frac{d_k \varphi_k \varphi_k^T}{jw - \lambda_k} + \frac{\bar{d}_k \bar{\varphi}_k \bar{\varphi}_k^T}{jw - \bar{\lambda}_k} \quad (۷)$$

بر اساس رابطه ۷ می‌توان 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 متأثر 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 مقادیر تکین خواهیم داشت.

$$\hat{G}_{yy}(jwi) = \sum_{i=1}^n U_i S_i U_i^T \quad (۸)$$

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

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]

$$Y_k = \begin{bmatrix} Y(1 : N - 2S) \\ Y(2 : N - 2S + 1) \\ \vdots \\ Y(2S : N) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_{hp} \\ Y_{hf} \end{bmatrix} \quad (۹)$$

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

قاب پنج طبقه			
محل قرارگیری	تیر	محل قرارگیری	ستون
مقاطع	مقاطع	مقاطع	مقاطع
دهانه کناری طبقات سوم تا پنجم	$PG - W35 * 1 - F15 * 1$	دهانه‌های کناری	$C - W35 * 1/2 - F35 * 2/5$
دهانه میانی در تمام طبقات	$PG - W40 * 0/8 - F20 * 1/5$	دهانه‌های میانی	$C - W40 * 0/8 - F34 * 2$
دهانه کناری طبقات اول و دوم	$PG - W35 * 1 - F15 * 1/5$		
قاب ده طبقه			
تمام طبقات	$PG - W40 * 0/8 - F20 * 1/5$	پنج طبقه اول	$C - W45 * 2 - F45 * 3$
		طبقه ششم	$C - W40 * 0/8 - F34 * 2$
		طبقات هفتم تا دهم	$C - W35 * 1/2 - F35 * 2/5$

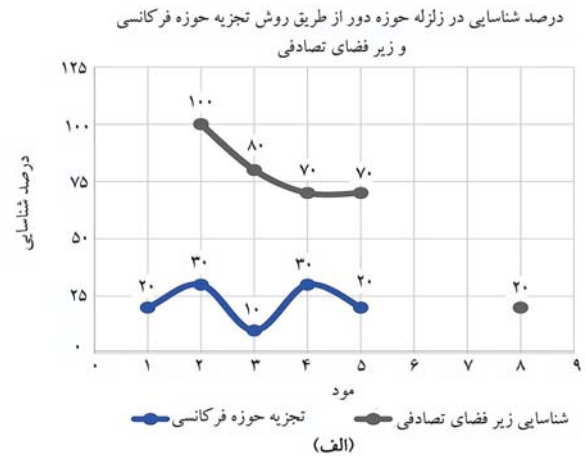
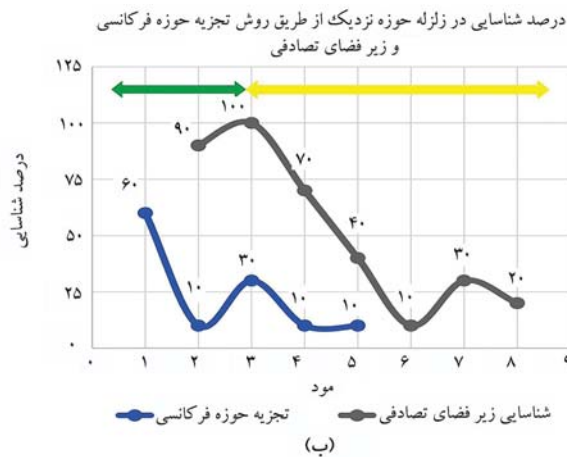
جدول ۲. رکوردهای منتخب حوزه دور و نزدیک.

نام	ایستگاه	بزرگا	فاصله (کیلومتر)	بیشینه شتاب	جابجایی	سرعت
زلزله حوزه دور						
BTIRRENO	Messina ۱	۶	۵۴/۷	۱/۶۹۸	۰/۱۶۶۱	۰/۰۳۱۸
CCHURCH	SPFS	۶/۲	۶۵/۱	۶/۱۱۸	۱/۳۶۰۹	۰/۰۵۴۳
CHI CHI	HWA ۰۴۵	۷/۶۲	۶۰/۲	۳۱/۳۴۱	۱۸/۰۵۲	۰/۱۸۹
CHUETSU	Iizuna Imokawa	۶/۸	۶۴/۲	۷۶/۹۰۴	۹/۵۷۳۴	۰/۰۶۳۱۹
GEORGIA	Zem	۶/۲	۵۱/۳۳	۴/۸۵۵	۰/۹۱۱۵	۰/۰۶۰۷
HECTOR	Big Bear Lake - Fire Station	۷/۱۳	۶۱/۸	۱۵/۷۳۳	۱۲/۵۱۷	۰/۱۵۶۶
MONTENE	Dubrovnik - Pomorska Skola	۷/۱	۶۵/۸	۲/۶۵۷۵	۰/۳۴۵	۰/۰۶۳۹
PALMSPR	Lake Mathews Dike Toe	۶	۶۶/۵	۱/۳۷۱	۰/۱۲۰۵	۰/۰۶۶۷
SFERN	Puddingstone Dam	۶/۶	۵۲/۶	۴/۶۸۱	۱/۹۸۵	۰/۰۷۳۶
SMART	SMART ۱ E ۰۲	۷/۳	۵۱/۳	۱۴/۴۲۸	۶/۷۲۷	۰/۱۳۵
زلزله حوزه نزدیک						
BIGBEAR	Big Bear Lake - Civic Center	۶/۴۶	۷/۳	۳۴/۵۱۱	۴/۱۷۹۱	۰/۵۴۴
CAPEMEND	Bunker Hill FAA	۷/۰ ۱	۶/۴۹	۶۷/۸۹	۳۹/۰۰۴	۰/۱۷۷۳
CHI CHI	TCU ۰۷۶	۶/۲	۱۳	۲۰/۹۰۵	۹/۹۵۵	۰/۱۶۱
DUZCE	Lamont ۱۰۵۹	۷/۱۴	۴/۱	۱۲/۸۶۳	۱۰/۱۹۵	۰/۱۵۲۳
KOBE	Nishi-Akashi	۶/۹	۷/۰۸	۴۶/۸۲۴	۸/۴۰۵۸	۰/۴۸۳
LOMAP	San Jose - Santa Teresa Hills	۶/۹۳	۱۴/۱۸	۲۸/۲۳۶	۲۳/۱۸۵	۰/۲۷۶
PARK	Hog Canyon	۶	۴/۵	۲۰/۰۴۲	۴/۷۵۹	۰/۲۵۸
SANFER	Lake Hughes # ۱۲	۶/۶۱	۱۴	۱۶/۳۶۷	۱/۵۴۸	۰/۳۸۲
SANSIMEO	Templeton - ۱-story Hospital	۶/۵۲	۵/۰۷	۳۹/۱۹۳	۱۳/۱۹۳	۰/۴۳۵
TOTTORI	TTR ۰۰۹	۶/۶۱	۸/۸	۳۹/۷۶۷	۱۶/۹۹۹	۰/۶۳

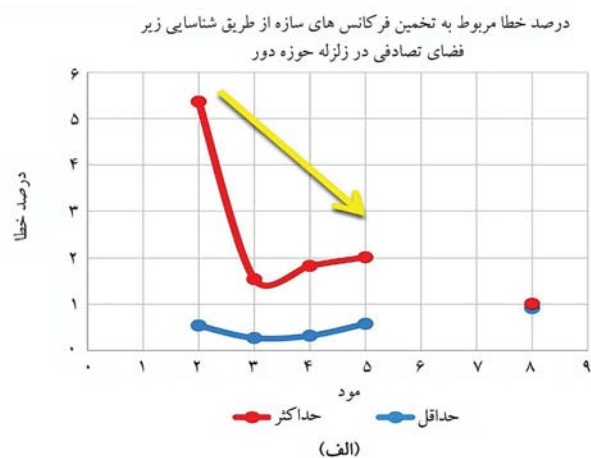
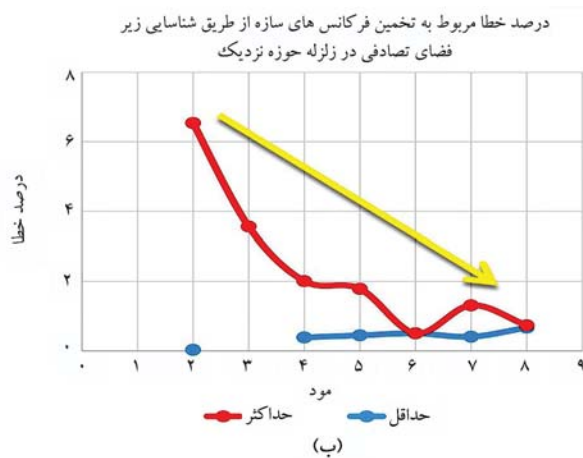
فاصله از گسل (جهت تفکیک حوزه دور و نزدیک) و بزرگای زلزله (بیش از ۶ ریشتر) انتخاب شدند. در نهایت، پاسخ‌های شتاب سازه (در شرایط عملیاتی از حسگرهای شتاب‌سنج استفاده می‌شود) در درجات آزادی تعیین شده (با توجه به تعداد و مکان جانمایی حسگرها) به دست می‌آید. با توجه به پاسخ‌های به دست آمده و با استفاده از روش‌های تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی، پارامترهای مودال سازه استخراج می‌شود. سپس، این پارامترها از طریق روابط ۱۶ تا ۱۸ با مقادیر واقعی

$$\left| \frac{f_{estimate} - f_{target}}{f_{target}} \right| \quad (16)$$

$$\left| \frac{\xi_{estimate} - \xi_{target}}{\xi_{target}} \right| \quad (17)$$



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



شکل ۲. الف) درصد خطا مربوط به تخمین فرکانس‌های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه دور (ب) درصد خطا مربوط به تخمین فرکانس‌های سازه از طریق روش شناسایی زیر فضای 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 زیر فضای تصادفی در شناسایی مود اول (مودهای پایین) دارد.

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

۴. دامنه شناسایی روش شناسایی زیر فضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک به مراتب گسترده‌تر از حوزه دور می‌باشد.

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

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 زیر فضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی (با توجه به مودهای شناسایی شده)، دامنه خطا برای پارامترهای مودال به دست می‌آید. همانطور که در شکل‌های ۲، ۳ و ۴ و جدول ۳ دیده می‌شود:

$$\frac{(\phi_{estimate}^H \phi_{target})^2}{(\phi_{estimate}^H \phi_{estimate})(\phi_{target}^H \phi_{target})} \quad (18)$$

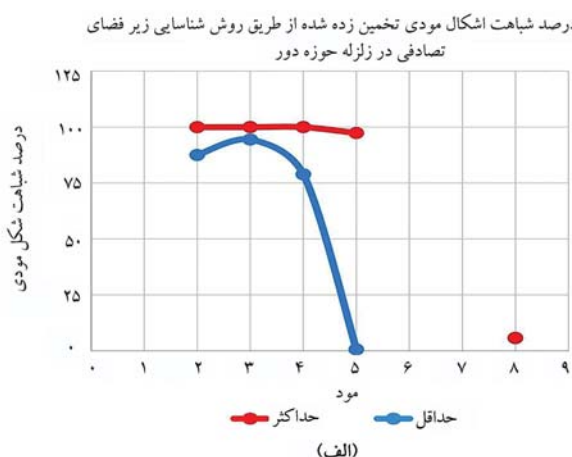
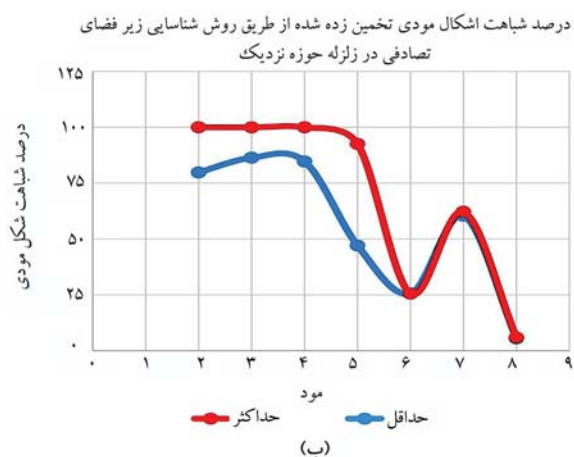
۱.۳. سازه پنج طبقه

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 زیر فضای تصادفی، پارامترهای مودال سازه استخراج شده و با مقادیر واقعی مقایسه می‌شود.

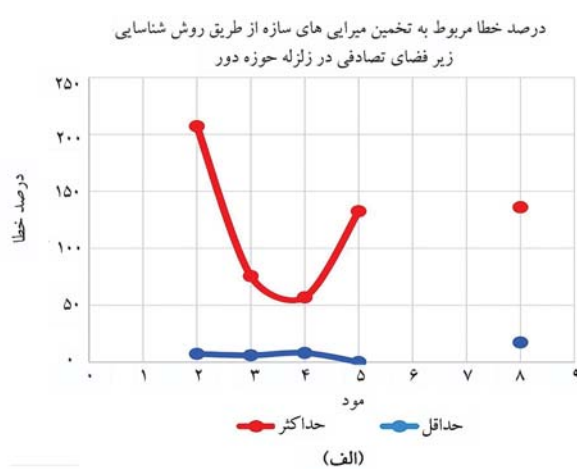
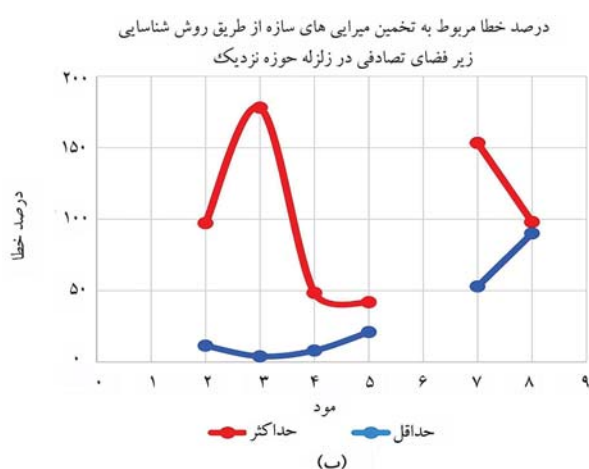
۱.۱.۳. قابلیت شناسایی مودهای سازه

از مهم‌ترین نتایج به دست آمده می‌توان به قابلیت شناسایی مودهای سازه اشاره نمود. شکل ۱ قابلیت شناسایی دو روش تجزیه حوزه فرکانسی و شناسایی زیر فضای تصادفی را به تفکیک حوزه دور و نزدیک بودن زلزله نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود:

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



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



شکل ۴. الف) درصد خطا مربوط به تخمین میرایی‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه دور ب) (درصد خطا مربوط به تخمین میرایی‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک).

تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی، پارامترهای مودال سازه استخراج شده و با مقادیر واقعی مقایسه می‌شود.

۱.۲.۳. قابلیت شناسایی

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

۱. روش شناسایی زیرفضای تصادفی نسبت به روش تجزیه حوزه فرکانسی از عملکرد بهتری برخوردار است.
۲. روش شناسایی زیرفضای تصادفی در هیچ یک از حالات قادر به شناسایی مود اول نبوده و برای شناسایی مودهای بالاتر پیشنهاد می‌شود.
۳. روش تجزیه حوزه فرکانسی در مواجهه با سیگنال‌های غیرایستا (زلزله‌های حوزه دور و نزدیک) در سازه‌های بلند مرتبه از عملکرد قابل قبولی برخوردار نیست.
۴. محدوده کاربرد روش تجزیه حوزه فرکانسی به سیگنال‌های زلزله حوزه نزدیک محدود باشد.
۵. در یک روند کلی، قابلیت روش شناسایی زیرفضای تصادفی با افزایش شماره مودها کاهش می‌یابد.

۱. دامنه خطا در تخمین فرکانس‌های سازه با افزایش شماره مودها کاهش می‌یابد. به عنوان مثال، حداکثر خطا در تخمین پارامتر فرکانس مربوط به مود دوم در روش شناسایی زیرفضای تصادفی پنج درصد می‌باشد که این مقدار در مود پنجم به دو درصد کاهش می‌یابد.

۲. دامنه خطا در تخمین میرایی سازه بسیار بزرگ می‌باشد و نشان‌دهنده عملکرد نامناسب روش شناسایی زیرفضای تصادفی در شناسایی پارامتر میرایی است. با این وجود با افزایش شماره مودها، دامنه خطا کاهش می‌یابد.

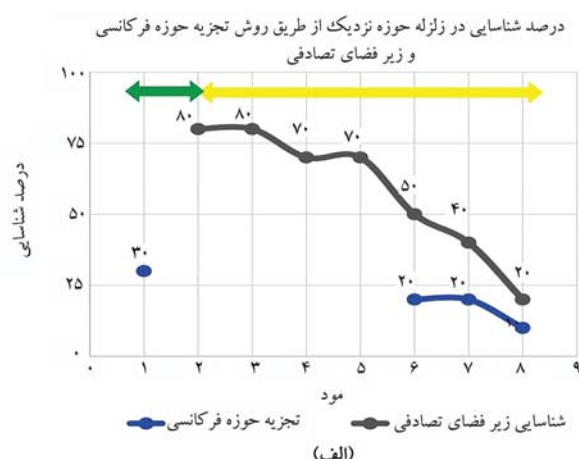
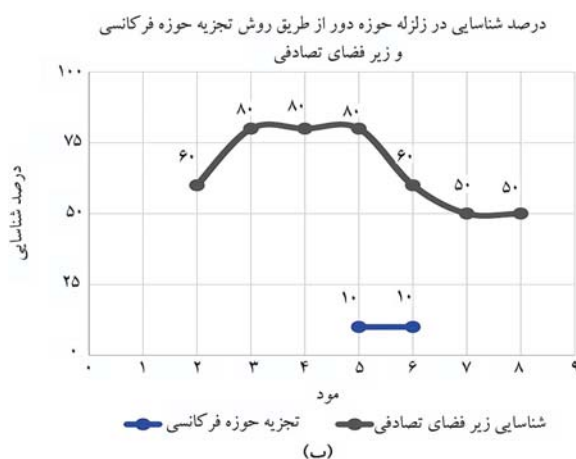
۳. به طور کلی درصد شباهت شکل مودی با افزایش شماره مود کاهش می‌یابد.

۲.۳. سازه ده طبقه

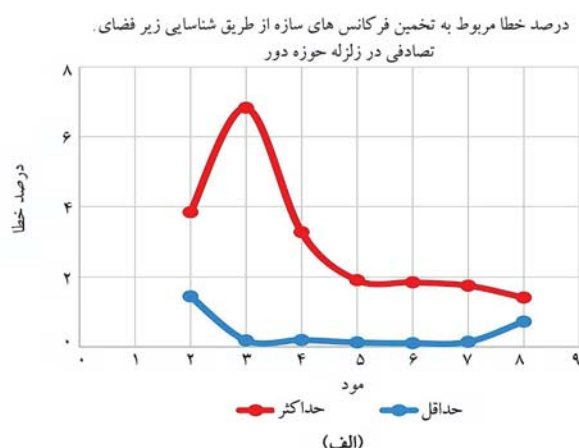
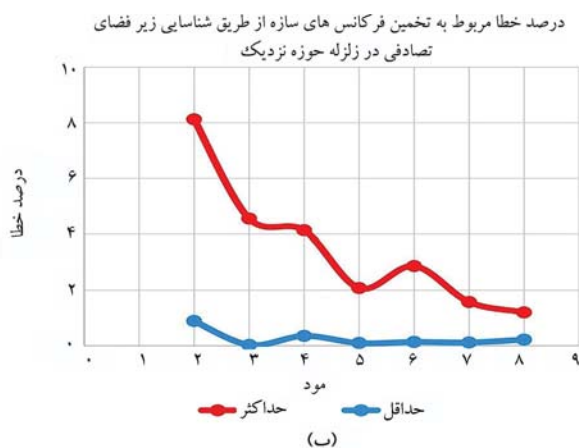
در این بخش، به منظور بررسی عملکرد روش‌های شناسایی نام برده شده، یک سازه ده طبقه به وسیله رکوردهای زلزله ارائه شده در جدول ۲ تحریک می‌شود و پاسخ شتاب سازه در تمامی طبقات (با فرض جانمایی حسگر شتاب‌سنج در تمامی طبقات) به دست می‌آید. با توجه به پاسخ‌های به دست آمده و با استفاده از روش‌های

جدول ۳. مودهای شناسایی شده و درصد خطا فرکانس مربوط به آن‌ها از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه دور.

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



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.



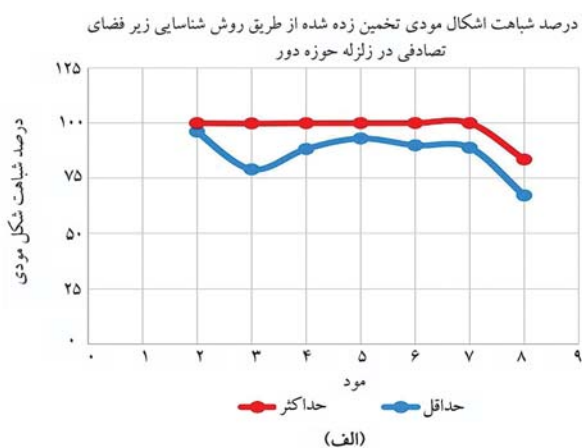
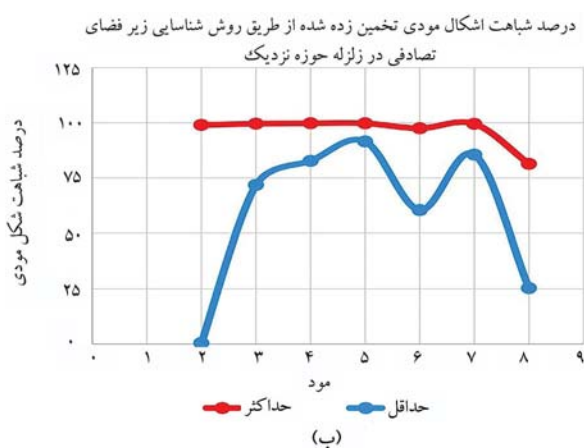
شکل ۶. الف) درصد خطا مربوط به تخمین فرکانس‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه دور ب) درصد خطا مربوط به تخمین فرکانس‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک.

۲.۲.۳. بررسی میزان خطاهای موجود در تخمین پارامترهای مودال

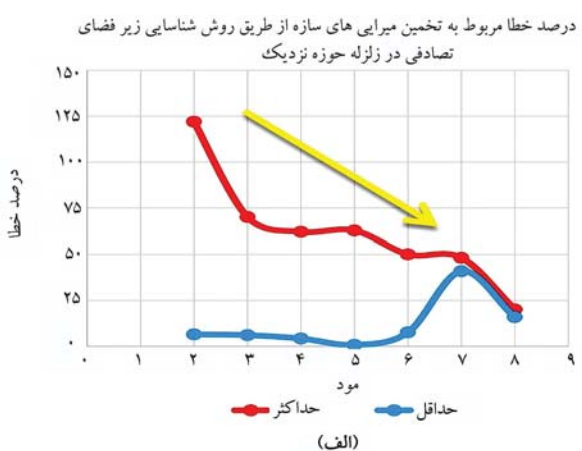
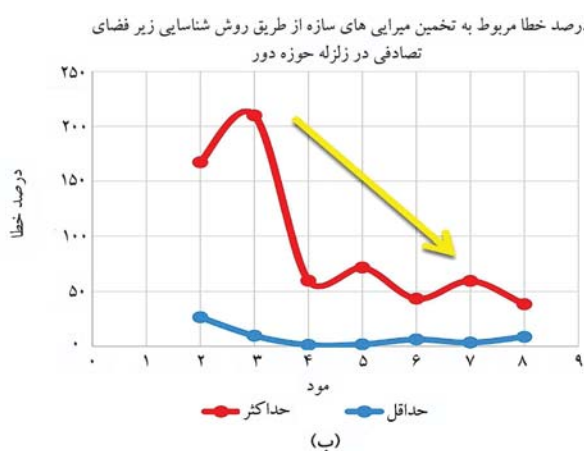
در این بخش، به منظور کمی‌سازی خطاهای موجود در پارامترهای مودال استخراج شده از طریق روش‌های فوق، دامنه خطا برای پارامترهای مودال به دست می‌آید. همان‌طور که در شکل‌های ۶، ۷ و ۸ دیده می‌شود:

۱. دامنه خطا در تخمین فرکانس‌های سازه با افزایش شماره مودها کاهش می‌یابد.

۲. دامنه خطا در تخمین میرایی سازه بسیار بزرگ می‌باشد و نشان‌دهنده عملکرد نامناسب روش شناسایی زیرفضای تصادفی در شناسایی میرایی است.



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



شکل ۸. الف) درصد خطا مربوط به تخمین میرایی‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه نزدیک ب) درصد خطا مربوط به تخمین میرایی‌های سازه از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی در زلزله حوزه دور.

با این وجود، با افزایش شماره مودها، دامنه خطا کاهش می‌یابد.

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

۴. به‌طور کلی درصد شباهت شکل مودی با افزایش شماره مود کاهش می‌یابد.

۳.۳. **جانمایی بهینه حسگرها**

در مسایل عملیاتی مرتبط با پایش سلامت سازه‌ها به منظور کاهش هزینه‌های اجرایی، معمولاً از تعداد محدودی حسگر استفاده می‌شود. در این بخش، عملکرد روش‌های شناسایی فوق در حالتی که داده‌ها توسط پنج و دو حسگر ثبت شده باشند، مورد بررسی قرار می‌گیرد. جهت جانمایی حسگرها در دهه‌های اخیر، روش‌های زیادی با نگرش‌های متفاوت ارائه شده است. در این مطالعه از روش حاصل ضرب مولفه بردار ویژه^{۱۵} که بر پایه دامنه مودهای هدف توسعه یافته است، استفاده می‌شود.

در این روش، محل جانمایی حسگرها از طریق حاصل ضرب درایه‌های متناظر مودهای هدف استخراج می‌شود.^[۲۰] به همین منظور، یک سازه ده طبقه به وسیله رکوردهای زلزله ارائه شده در جدول ۲ تحریک می‌شود و پاسخ شتاب سازه در پنج و دو طبقه به‌دست می‌آید. با توجه به پاسخ‌های به‌دست آمده و با استفاده

از روش‌های تجزیه حوزه فرکانسی و زیرفضای تصادفی، پارامترهای مودال سازه استخراج شده و با مقادیر واقعی مقایسه می‌شود. همانطور که در شکل‌های ۹ و ۱۰ دیده می‌شود:

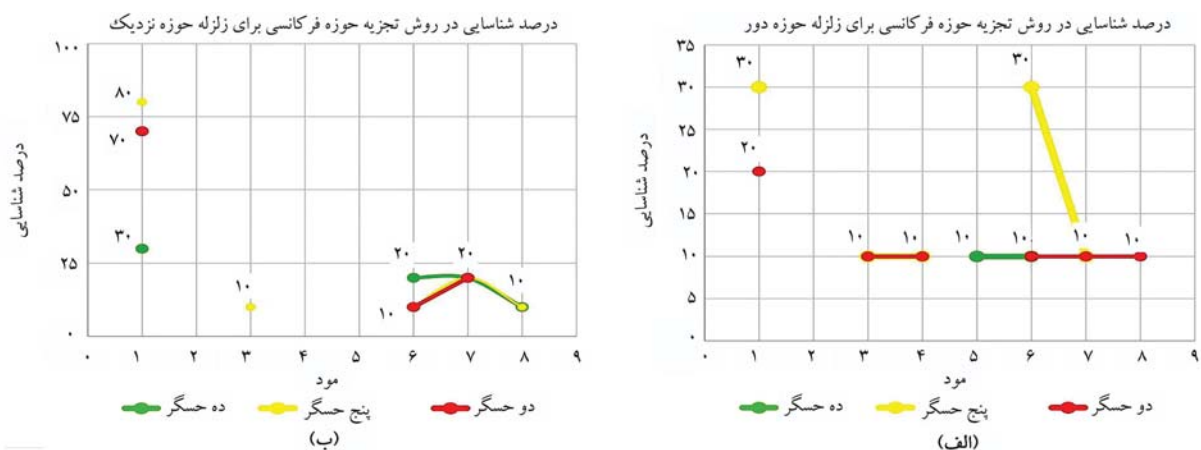
۱. با کاهش تعداد حسگرها و جانمایی مناسب آن‌ها، عملکرد روش تجزیه حوزه فرکانسی به‌طور چشم‌گیری بهبود می‌یابد. اما در روش شناسایی زیرفضای تصادفی، قابلیت شناسایی با افزایش تعداد حسگرها افزایش می‌یابد.

۲. کارایی روش تجزیه حوزه فرکانسی در مواجهه با سیگنال‌هایی با مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک از سیگنال‌هایی با مشخصات زلزله‌های حوزه دور بهتر می‌باشد.

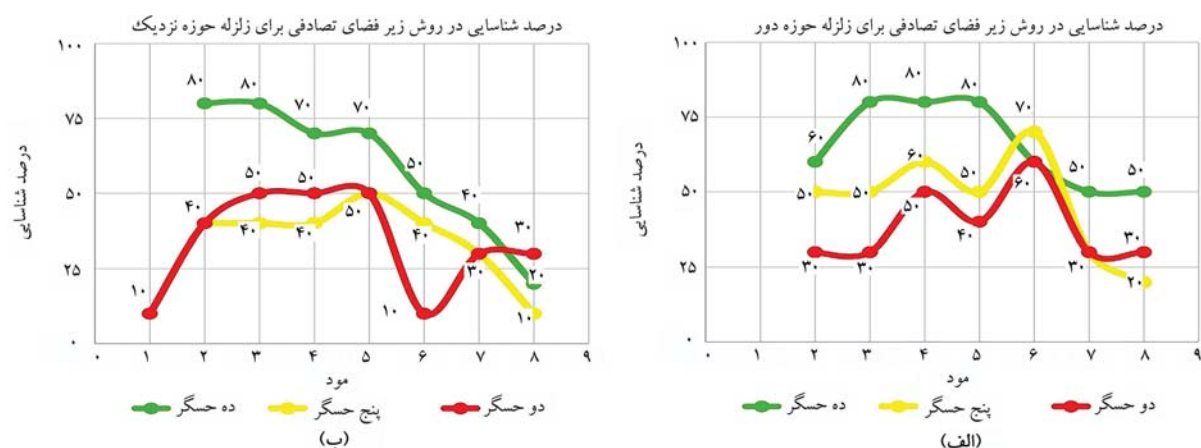
۳. قابلیت شناسایی توسط دو روش، با افزایش شماره مودها کاهش می‌یابد.

۴.۳. فاصله اطمینان برای خطای تخمین پارامتر فرکانس

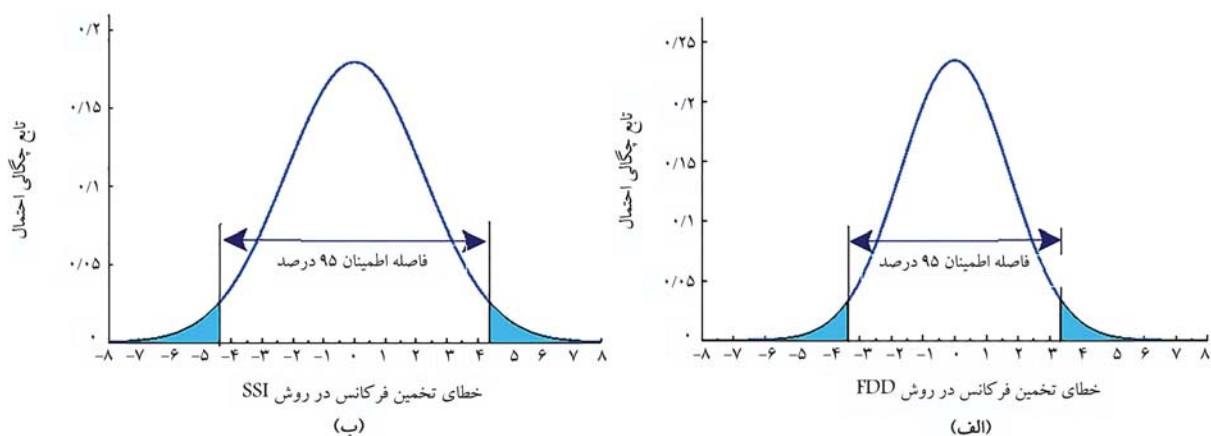
در این بخش، یک برآورد فاصله‌ای برای میزان خطای قابل انتظار در تخمین پارامتر فرکانس استخراج شده از طریق روش شناسایی زیرفضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی ارائه می‌شود. همانطور که در بخش ۲.۱.۳ و ۲.۲.۳ نشان داده شد، نتایج شناسایی فرکانس سازه از طریق دو روش فوق در مواجهه با سیگنال‌های غیر ایستا با



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



شکل ۱۰. الف) درصد شناسایی در روش زیر فضای تصادفی برای زلزله حوزه دور ب) درصد شناسایی در روش زیر فضای تصادفی برای زلزله حوزه نزدیک.



شکل ۱۱. الف) تابع توزیع نرمال پارامتر فرکانس در روش تجزیه حوزه فرکانسی ب) تابع توزیع نرمال پارامتر فرکانس در روش شناسایی زیر فضای تصادفی.

۴. نتیجه‌گیری

در این پژوهش، عملکرد روش شناسایی زیر فضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی در مواجهه با سیگنال‌های غیر ایستا با طول برداشت کوتاه مورد ارزیابی قرار گرفت. به همین منظور، زلزله به عنوان یک سیگنال غیر ایستا 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 خطا 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 زیر فضای تصادفی و تجزیه حوزه فرکانسی، فاصله اطمینان به صورت نشان داده شده در شکل ۱۱ پیشنهاد می‌شود.

که به‌طور کلی، 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 به‌طور 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 خطا در فرکانس و میرایی کاهش می‌یابد. با این وجود، تخمین 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 به‌دست آمد. با استفاده از نتایج به‌دست آمده و مقایسه با نتایج حاصل از مدل عددی، مقادیر خطا برای پارامترهای مودال محاسبه و از این طریق درصد قابلیت اعتماد به نتایج این روش‌ها در مواجهه با سیگنال‌های غیرایستا با طول برداشت کوتاه به‌صورت کمی مورد مطالعه قرار گرفت. همچنین، با مطالعه آماری خطاهای موجود در تخمین فرکانس سازه از طریق دو روش فوق، تابع توزیع احتمالاتی نرمال برای میزان خطا پیشنهاد و از طریق آن یک برآورد فاصله‌ای از خطا برای هر دو روش ارائه شد. نتایج مطالعه نشان داد

پانویس‌ها

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: Februar 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., Vahdani, 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-Sabagh, 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-Sabagh, 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 victor: 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 حسنلوراد* (دانشیار)

علیرضا اردکانی (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی، قزوین

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۲
دوری ۳۹، شماره ۴، صص. ۱۲۳-۱۳۶، (پژوهشی)

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 تنش‌های همه‌جانبه‌ی ۱۰۰، 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 ۲۷۰ روز 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 نمونه با الیاف شده است. با این حال، رفتار نمونه‌ی تثبیت شده، تُرد بوده و عموماً در 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 قابل‌توجهی رفتار نمونه را بعد از نقطه‌ی شکست انعطاف‌پذیرتر کرده و سبب جلوگیری از افت سریع مقاومت برشی شده است.

واژگان کلیدی: خاک ماسه‌ی نکا، پلیمر پی‌تکس، الیاف نخ تایر، آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی نشده.

alirezakhalili@edu.ikiu.ac.ir
hassanlou@eng.ikiu.ac.ir
a.ardakani@eng.ikiu.ac.ir

۱. مقدمه

مهندسان همواره با روش‌های مختلفی درصدد 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 آنجایی 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 ژئوتکنیکی 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 وینیل آکرلیک و اتیرین آکرلیک در خاک ماسه‌ی پرداختند و گزارش کردند با افزایش مقدار پلیمر، مقاومت فشاری تا ۱/۴ MPa و مدول کشسانی تا ۱۷ GPa، افزایش یافته است.^[۱]

مایخالوسکی و سرماک^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 ۱۴۰۱/۱۱/۲۳، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱۲/۲۰، پذیرش ۱۴۰۲/۱۲/۲۸.

استناد به این مقاله:

خلیلی، علیرضا، حسنلوراد، 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، ۳۹(۴)، صص. ۱۲۳-۱۳۶. DOI:10.24200/J30.2023.61814.3197

بررسی کردند و دریافتند که مقاومت نهایی نمونه با افزایش درصد وزنی الیاف در تنش همه‌جانبه‌ای ۶۰۰ تا ۲۲۰۰ (kPa)، افزایش و شیب منحنی کرنش نمونه‌ها کاهش می‌یابد.^[۲]

آناگنوستوپولس^۴ (۲۰۰۵) گزارش کرد که اضافه کردن دوغاب پلیمر (آکریلیک رزین^۵ و متیل متا اکریلات^۶) و سیمان بر خاک ماسه‌یی باعث افزایش مقاومت فشاری تا ۱۲۰۰۰ kPa و مدول کشسانی خاک تا ۸۰۰ MPa می‌شود.^[۳] چاوآن و همکاران (۲۰۰۸)، به بررسی اثر الیاف پلی‌پروپیلن و نارگیل^۷ در ماسه‌ی سیلت‌دار با استفاده از آزمایش فشاری محصور نشده پرداختند و دریافتند که ترکیب ۷۰٪ ماسه‌ی سیلت‌دار و ۳۰٪ خاکستر بادی به همراه ۷۵٪ الیاف نارگیل، بیشینه‌ی مقاومت فشاری (۳۱۴۸ kN/m^۲) را ایجاد می‌کند.^[۴]

شاه‌نظری و همکاران (۲۰۰۹)، با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری بر روی دو نوع خاک ماسه‌ی لای‌دار و ماسه‌ی توپورا به بررسی اثر حضور الیاف موکت و ژئوتکستایل 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.^[۵]

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 ۰/۲۴ و طول ۲۴ میلی‌متر، در درصد‌های ۰ تا ۵٪ نسبت به وزن خشک مخلوط ماسه - سیمان را به کار بردند. براساس نتایج به دست آمده از پژوهش اخیر، افزودن ۱٪ سیمان به ماسه، به طور چشمگیری سختی را تا ۶۰۰۰ MN/m^۲ و مقاومت بیشینه را تا ۱۸۵۰ kN/m^۲ افزایش داده و رفتار ماسه را به طور قابل‌توجهی ترد و شکننده کرده است. رفتار شکل‌پذیری نمونه‌های مسلح شده به الیاف، در مقادیر ۴٪ سیمان و پایین‌تر 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 در ترکیب است. همچنین رفتار اتساع ماسه به شدت به میزان الیاف و سیمان بستگی دارد. اضافه کردن الیاف در نمونه‌های سیمانی نشده، تغییری در سختی اولیه نشان نداده است، که رفتاری مشابه با رفتار مشاهده شده توسط هینک (۲۰۰۵)، داشته است.^[۶]

پارک (۲۰۰۹)، اثر چگونگی توزیع الیاف پلی وینیل الکل^۸ در مقاومت ماسه‌ی تثبیت شده با سیمان را با استفاده از آزمایش‌های مقاومت فشاری محدود نشده بررسی کرده و دریافت است که مقاومت فشاری محدود‌نشده‌ی 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 موردانتظار یا طراحی ایمن را تضمین نمی‌کند.^[۷]

نائینی و مهدوی (۲۰۰۹)، مقاومت خاک ماسه‌یی سیلتی تثبیت شده با پلیمر پلی‌متیل متا اکریلات^۹ را با استفاده از آزمایش برش مستقیم بررسی کرده‌اند. مقادیر سیلت افزوده شده به خاک ماسه‌یی، ۰، ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۵۰، ۶۰ و ۷۰ درصد وزن خاک ماسه‌یی و مقدار پلیمر استفاده شده نیز صفر، ۰/۲۵، ۰/۵ و ۱٪ درصد وزن خاک خشک ماسه‌یی بوده است. نتایج پژوهش اخیر نشان داد که استفاده از پلیمر مذکور، مقاومت خاک ماسه‌یی و خاک ماسه‌یی سیلتی را تا بیشینه‌ی ۴۰۰ kPa افزایش داده و با افزایش مقدار پلیمر به کار رفته در همه‌ی حالت‌ها، مقاومت افزایش یافته است.^[۸]

نائینی و قربانعلی‌زاده (۲۰۱۰)، مقاومت ماسه‌ی سیلت‌دار تثبیت شده با پلیمر

رزین اپوکسی^{۱۰} را در شرایط ترو خشک با استفاده از آزمایش فشاری محدود نشده بررسی کرده‌اند. مقدار رزین استفاده شده، ۳، ۴ و ۵ درصد وزن ماسه‌ی لای‌دار و میزان لای، ۰، ۱۰، ۲۰، ۳۰، 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.^[۹]

صادق و همکاران (۲۰۱۰)، با استفاده از سه نوع الیاف مختلف از جنس نایلون بر خاک ماسه‌یی 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. همین‌طور 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]

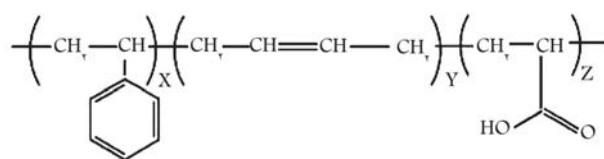
آناگنوستوپولس^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۱)، در پژوهشی در زمینه‌ی تثبیت ماسه‌ی ریزدانه توسط رزین اپوکسی محلول در آب دریافتند که با افزودن رزین اپوکسی به خاک، مقاومت فشاری و کششی افزایش و تخلخل و نفوذپذیری کاهش یافته است. همچنین در آزمایش سه‌محوری، با افزودن رزین اپوکسی به خاک، کاهش نسبت آب به رزین اپوکسی و گذشت زمان، مقدار مقاومت و سختی نیز افزایش یافته است.^[۱۱] آناگنوستوپولس و پاپالیانگاس^{۱۲} (۲۰۱۲)، در زمینه‌ی تثبیت خاک ماسه‌یی توسط رزین اپوکسی، پژوهش خود را تکمیل کردند و دریافتند که افزودن رزین اپوکسی به خاک ماسه‌یی بیشینه باعث افزایش مقاومت فشاری محصور نشده تا ۱۱/۳ 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 ۰/۳۴ (mm) استفاده شده است. از آزمایش‌های فشاری محصور نشده و برش مستقیم به منظور ارزیابی عملکرد ماسه استفاده شده است. ۴ مقدار مختلف الیاف (۰/۱، ۰/۲، ۰/۳ و ۰/۴ 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 ۴٪ پلیمر و ۳٪ الیاف دارای بیشترین مقاومت فشاری محصور‌نشده برابر ۱۶۳ kPa را تجربه کرده و بالاترین چسبندگی در پلیمر ۴٪ و الیاف ۲٪ در حدود ۸۰ kPa به دست آمده است. همچنین تمامی نمونه‌های تقویت شده با پلیمر - الیاف تمایل به نرم شدن داشته‌اند.^[۱۳]

لیو و همکاران (۲۰۱۸)، از پلیمر ارگانیک به عنوان تثبیت‌کننده‌ی خاک ماسه‌یی استفاده کردند. برای بررسی تأثیر پلیمر ارگانیک در مسلح‌سازی خاک، با استفاده از آزمایش‌های مقاومت فشاری محصور‌نشده، 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 برای نمونه‌ها ارزیابی شدند. نتایج نشان‌دهنده‌ی افزایش مقاومت برشی خاک تا ۳۶۰ kPa با ۵۰٪ پلیمر بوده است. همین‌طور گزارش دادند که افزایش وزن مخصوص باعث افزایش مقاومت فشاری محصور‌نشده شده است، به

۲.۲. مصالح مسلح و تثبیت کننده

در پژوهش حاضر از دو نوع ماده استفاده شده است، که یکی از آنها مایع پلیمری شیرین رنگ با نام تجاری PAYTEX NL ۲۵ ساخت ایران است و به صورت محلول در آب تولید می‌شود. پلیمر پی‌تکس، یک کوپلیمر امولسیون تشکیل شده از منومرهای استایرن و بوتادین 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 شیشه‌ای حدود منفی ۲۵ درجه سانتی‌گراد، میزان ژل پلیمری حدود ۹۰٪ (به علت پیوند عرضی)، اندازه‌ی ذرات امولسیون به طور میانگین ۱۵۰ نانومتر و سیستم امولسینی بر پایه‌ی امولسیفایرهای آنیونیک بوده و ساختار شیمیایی پلیمر در شکل ۲ نشان داده شده است. [۲۳] پلیمر پی‌تکس به صورت محلول ۵۰٪ پلیمر و ۵۰٪ آب (غلظت ۵۰٪) ارائه می‌شود و ارزان قیمت است و طبق گزارش فنی ارائه شده از سوی سازنده، در مقایسه با پلیمرهای دیگر و مواد سنتی، مثل سیمان و آهک، سازگار با محیط‌زیست است. ماده‌ی دیگر، رشته‌های الیاف هستند، که از ضایعات صنعتی کارخانه‌ی نخ تایلر صبا در نزدیکی شهر زنجان تهیه شده‌اند. ضایعات مذکور از نایلون ۶ به وجود می‌آیند. الیاف اشاره شده از بهترین نوع نمک نایلون تهیه و در تایلر کمر بند ایمنی، 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 مورد نظر اضافه شده است. در جدول‌های ۱ و ۲، مشخصات مایع پلیمری و نخ تایلر ارائه شده‌اند.



شکل ۲. ساختار شیمیایی مایع پلیمری. [۲۳]



(ب) الیاف پلیمری پلی آمید.

(الف) مایع پلیمری PAYTEX NL ۲۵

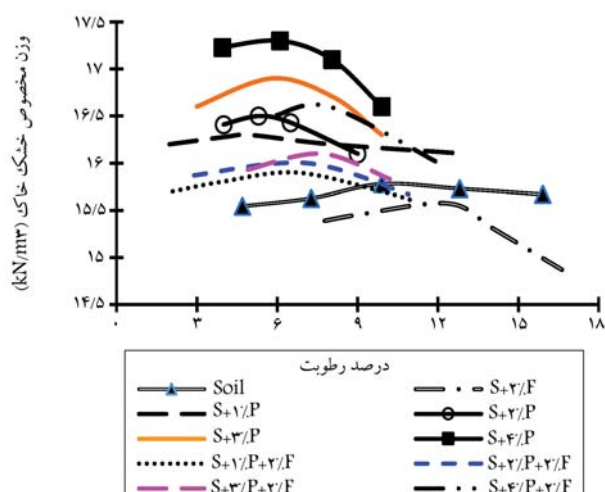
شکل ۳. نمای ظاهری پلیمر و الیاف استفاده شده.

جدول ۱. مشخصات مایع پلیمری استفاده شده. [۲۳]

PAYTEX NL ۲۵	نام تجاری
۵۰-۴۹	محتوای جامد (%)
۹-۶	pH
۲۰۰-۶۵۰	گرانروی (cP)
منسوجات بافته شده و غیر بافته - قیرهای امولسینی	کاربرد

۳.۲. نمونه‌سازی

برای نمونه‌سازی در آزمایشگاه از روش تراکم مرطوب استفاده شده است. با استفاده از استاندارد ASTM-D۶۹۸، 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 پهنی به دست آمده است. در شکل اخیر ملاحظه می‌شود که برای خاک بدون افزودنی، بیشترین مقدار تراکم، متناظر با رطوبت ۹/۹٪ است. الیاف باعث کاهش اندک وزن مخصوص از 15.78 kN/m^3 به 15.57 kN/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 ۴٪ پلیمر با خاک، نسبت به ترکیب ۱٪ 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. همین‌طور 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 انتقال داده است. با توجه به این‌که محدوده‌ی تغییرات وزن مخصوص ترکیب‌های



شکل ۴. نمودار تراکم استاندارد خاک نکا (F=Fiber, P=Polymer) (S=Sand).

جدول ۲. مشخصات فنی نخ تایر نایلون ۶. [۲۴]

پارامتر	واحد	نخ ۸۴۰
تعداد تار	عدد	بیشینه ۲۰۵۰
تاب	در متر	10 ± 490
مقاومت پارگی	نیوتن	کمینه ۱۴۰
ازدیاد طول در نقطه‌ی پارگی	درصد	22 ± 2
ازدیاد طول در نیروی ۴۷/۷ سانتی نیوتن بر تکس	درصد	$9/2 \pm 1$
جمع‌شدگی در هوای داغ ۱۶۰ درجه، ۲ دقیقه، ۴۴/۰ سانتی نیوتن بر تکس	درصد	$7/8 \pm 1$
چسبندگی (روش H)	نیوتن	کمینه ۱۱۰
درصد جذب	درصد	5 ± 1
ضخامت	میلی‌متر	$0/54 \pm 0/6$



شکل ۶. ترکیب ماسه به همراه پلیمر و الیاف.



شکل ۵. ترکیب ماسه به همراه پلیمر.

سه تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال بر روی نمونه‌هایی با دوری نگهداری ۲۷۰ روز در محیط آزمایشگاه با دمای حدوداً ۲۳ درجه‌ی سانتی‌گراد و نمونه‌های مربوط به ماسه‌ی بدون پلیمر و الیاف و ماسه به همراه الیاف انجام شده است. نمونه‌ها دارای قطر ۳۸ و ارتفاع ۸۰ میلی‌متر بوده‌اند. زمان نگهداری نمونه‌ها با توجه به نتایج آزمایش‌های مقاومت فشاری محصورنشده، که قبلاً انجام شده بود، ۲۷۰ روز به دست آمد؛ یعنی بعد از گذشت ۲۷۰ روز، مقاومت نمونه‌ها به مقدار نهایی خود می‌رسد. همین طور با استفاده از نتایج آزمایش مقاومت فشاری محصورنشده، مقدار بهینه‌ی الیاف ۲٪ با طول ۱۲ mm انتخاب شد، که در مقدار مذکور، بیشترین مقاومت و کرنش شکست در نمونه مشاهده شده است.

مولوی نجومی (۲۰۱۲)، نیز درصد بهینه‌ی الیاف را 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 اشباع‌شدگی بیشتر از ۹۵٪ انجام شده‌اند. بعد از اشباع‌سازی، ابتدا تنش همه‌جانبه، اعمال و تحکیم صورت گرفته و سپس بارگذاری محوری با سرعت ۴ mm/min انجام شده است.^[۲۶] مشخصات و کد نمونه‌های آزمایش در جدول ۳ ارائه شده است. برای نامگذاری نمونه‌ها از علائم P برای بیان درصد پلیمر، F برای بیان درصد الیاف و d برای بیان سن نمونه‌ها استفاده شده است. به طور مثال، $1P \cdot 0F \cdot 270d \cdot SCU200$ ، معرف نمونه با ۱٪ پلیمر، ۰٪ الیاف با نگهداری ۲۷۰ روزه است. همین طور $SCU200$ ، معرف آزمایش استاتیکی تحکیم‌یافته‌ی زهکشی‌نشده 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.

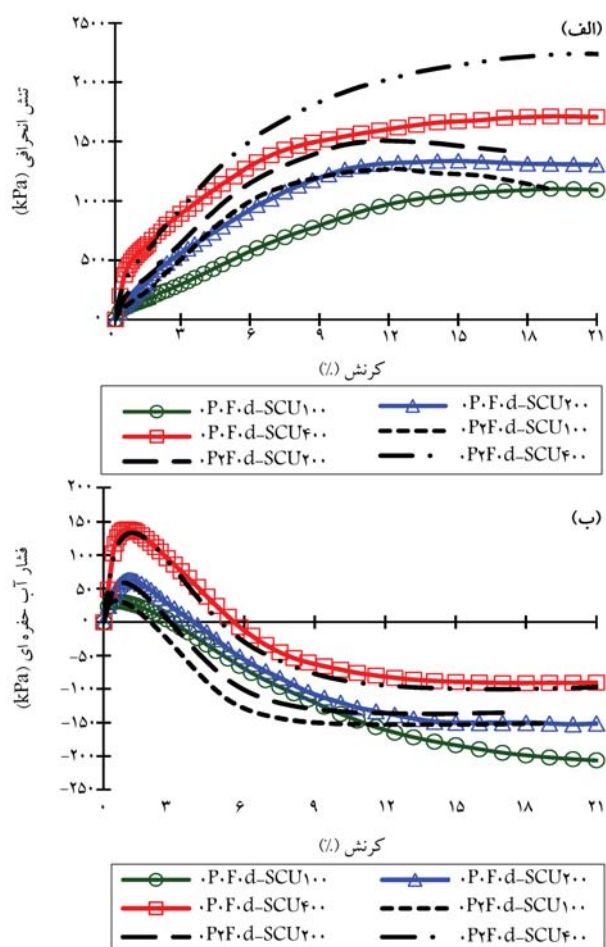
از آنجایی که محلول تولیدی با نسبت ۵۰٪ پلیمر در آب است، لذا اگر قرار باشد به عنوان مثال، به مقدار ۲٪ از محلول مذکور در خاک استفاده شود، ۱٪ آن آب و ۱٪ آن پلیمر خواهد بود. به همین منظور، برای مثال اگر ۱٪ پلیمر به همراه ۵٪ آب مورد نیاز باشد، ۲٪ محلول به همراه ۴٪ آب مخلوط می‌شود؛ که نتیجه‌ی نهایی ۱٪ پلیمر به همراه 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 مورد نظر مخلوط و به خاک به عنوان درصدی از وزن خشک خاک، اضافه و به مدت ۵ دقیقه هم‌زده شده‌اند (شکل ۵). سپس الیاف مورد نظر به نسبت درصد وزنی خشک خاک به مخلوط مورد نظر اضافه و ترکیب حاصل کاملاً هم زده شده است، تا مخلوط یکنواختی حاصل شود (شکل ۶). سپس ترکیب اخیر، در ۵ لایه به درون قالب با وزن‌های مساوی و ارتفاع تمام شده‌ی مشخص، به وسیله‌ی کوبه، با وزن مخصوص مورد نظر آماده شده است. نمونه‌ی حاصل شده با دمای مورد نظر و تا زمان لازم، نگهداری و آزمایش انجام شده است.

۳. انجام آزمایش‌های سه‌محوری

به منظور بررسی رفتار برشی مخلوط خاک، پلیمر و الیاف، از آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی‌نشده استفاده شده است. به همین منظور ۳۰ آزمایش تحت

جدول ۳. جزئیات و کد نمونه‌های آزمایش‌های سه‌محوری.

اسم ترکیب	مقدار پلیمر (%)	مقدار الیاف (%)	σ_3 (kPa)	سن نمونه (روز)
P ^o F ^o d-SCU	۰	۰		۰
P ^o F ^o d-SCU	۰	۲		۰
P ^o F ^o d-SCU	۱	۰		۲۷
P ^o F ^o d-SCU	۲	۰		۲۷
P ^o F ^o d-SCU	۳	۰		۲۷
P ^o F ^o d-SCU	۴	۰	۴۰۰ و ۲۰۰، ۱۰۰	۲۷
P ^o F ^o d-SCU	۱	۲		۲۷
P ^o F ^o d-SCU	۲	۲		۲۷
P ^o F ^o d-SCU	۳	۲		۲۷
P ^o F ^o d-SCU	۴	۲		۲۷



شکل ۸. الف) تنش انحرافی، ب) فشار آب حفره‌ای 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 ماسه‌ی مسلح شده با الیاف نسبت به ماسه، مقاومت بالاتری داشته و در هر سه تنش هم‌جانبه‌ی اعمالی، مقادیر تنش انحرافی بالاتری را نشان داده و با افزایش تنش هم‌جانبه، تنش انحرافی افزایش یافته است. در نمونه‌های دارای ماسه تنها، روند رفتاری در تنش هم‌جانبه‌ی ۱۰۰ تا ۴۰۰



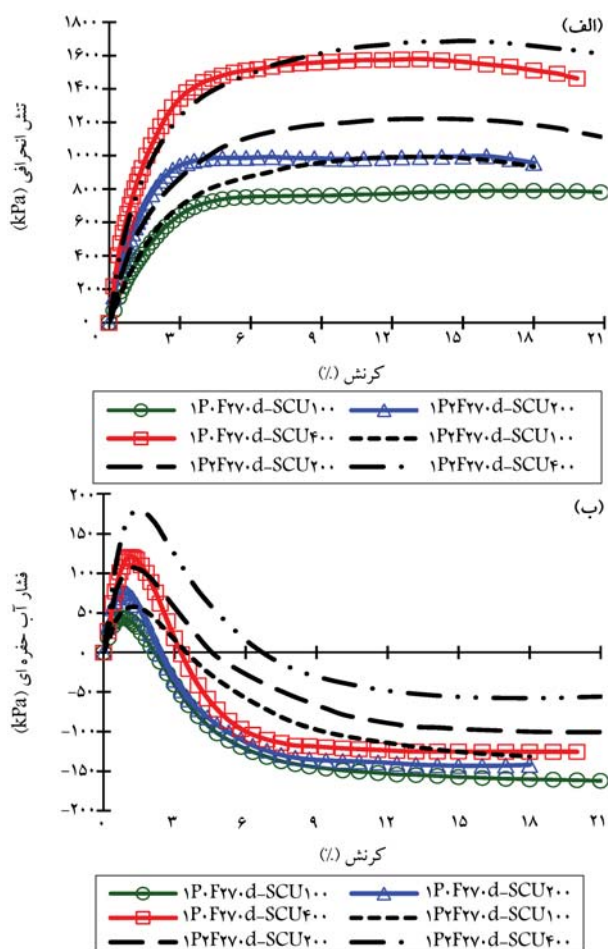
شکل ۷. تجهیزات ساخت و نمونه‌های ساخته شده و دستگاه سه‌محوری استاتیکی و استفاده شده.

تصویر دستگاه سه‌محوری استفاده شده و نمونه‌های ساخته شده نیز در شکل ۷ مشاهده می‌شود.

۴. نتایج آزمایش و تحلیل آنها

۴.۱. رفتار برشی ماسه با و بدون الیاف

نمودارهای تنش انحرافی و فشار آب حفره‌ای در برابر کرنش محوری برای نمونه‌های دارای ماسه تنها و نیز ماسه به همراه الیاف در شکل ۸ مشاهده می‌شود. نمودارهای



شکل ۹. الف) تنش انحرافی و ب) فشار آب حفره‌ای در برابر کرنش محوری در ماسه به همراه ۱٪ پلیمر با و بدون الیاف.

(۴۰۰ kPa)، به دلیل این‌که در حین تحکیم 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 حفره‌ای در هر دو حالت الیاف‌دار و بدون الیاف در ابتدا مثبت و در ادامه، از رفتار انقباضی به سمت رفتار اتساعی و با فشار آب حفره‌ای منفی تغییر کرده است. حضور الیاف باعث افزایش رفتار انقباضی خاک و کاهش رفتار اتساعی نمونه‌ها شده است. بیشترین فشار آب حفره‌ای مثبت مربوط به نمونه‌ی الیاف‌دار در تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ و کمترین فشار آب حفره‌ای مثبت مربوط به حالت بدون الیاف در تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ بوده است. ملاحظه‌ی هم‌زمان رفتار تنش - کرنش و تغییرات فشار آب حفره‌ای نشان می‌دهد با اینکه نمونه‌ی الیاف‌دار، فشار آب حفره‌ای 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 اتصالات و حفظ ساختار خاک در زنجیره‌ی انتقال نیروها و افزایش مقاومت برشی است.

افزایش پلیمر به مقدار ۲٪ باعث زیاده‌تر 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

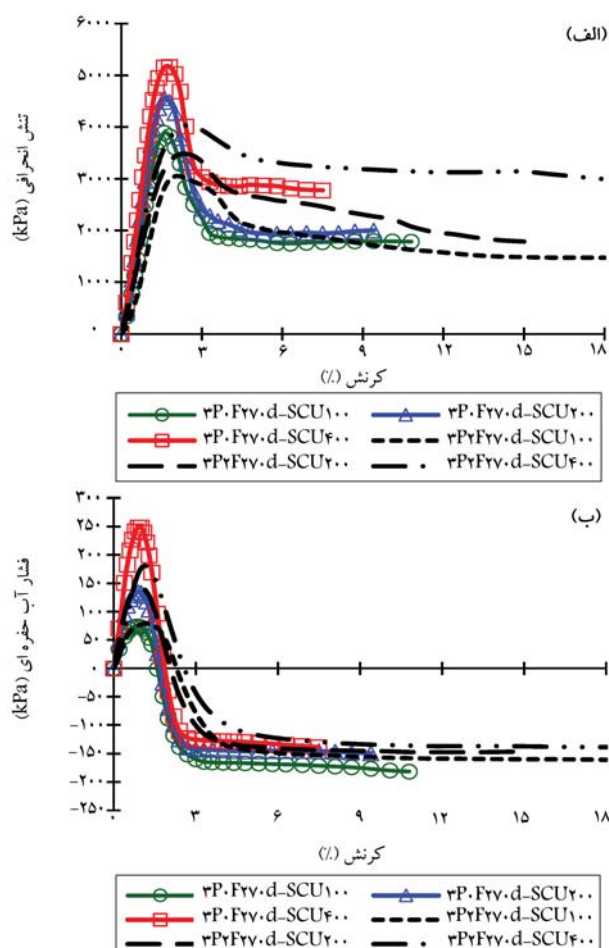
کیلوپاسکال به صورت سخت‌شونده مشاهده می‌شود و نقطه‌ی تنش بیشینه و پسماند در انتهای نمودار یکسان بوده و با افزایش تنش همه‌جانبه، تنش بیشینه و پسماند افزایش یافته است؛ به طوری که از تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ به ۴۰۰ کیلوپاسکال، افزایش مقاومت از ۱۱۰۰ به ۱۷۱۰ کیلوپاسکال ملاحظه می‌شود. از طرفی، در نمونه‌های مسلح شده با الیاف در تنش‌های همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال تا کرنش حدوداً ۱۲٪، رفتار سخت‌شونده از خود نشان داده و سپس دچار نرم‌شوندگی شده‌اند؛ در صورتی که همین نمونه در تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ کیلوپاسکال، رفتاری سخت‌شونده 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 با الیاف استفاده شده باعث افزایش مقاومت نمونه‌ها شده است، ولی شکل‌پذیری 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 حفره‌ای مثبت و سپس اتساعی که منجر به فشار آب حفره‌ای 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 حفره‌ای منفی و رفتار اتساعی بوده‌اند. نکته‌ی دیگر، اثر متقابل فشار همه‌جانبه و تسلیح نمونه در کاهش رفتار اتساعی و فشار آب حفره‌ای منفی است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، افزایش تنش همه‌جانبه‌ی اولیه از ۱۰۰ به ۴۰۰ کیلوپاسکال، منجر به کاهش فشار آب حفره‌ای منفی در نمونه‌های دارای فقط ماسه از ۲۰۷- به 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 تعدیل شود.

۲.۴. رفتار برشی ماسه‌ی اصلاح شده با پلیمر و مسلح شده با الیاف

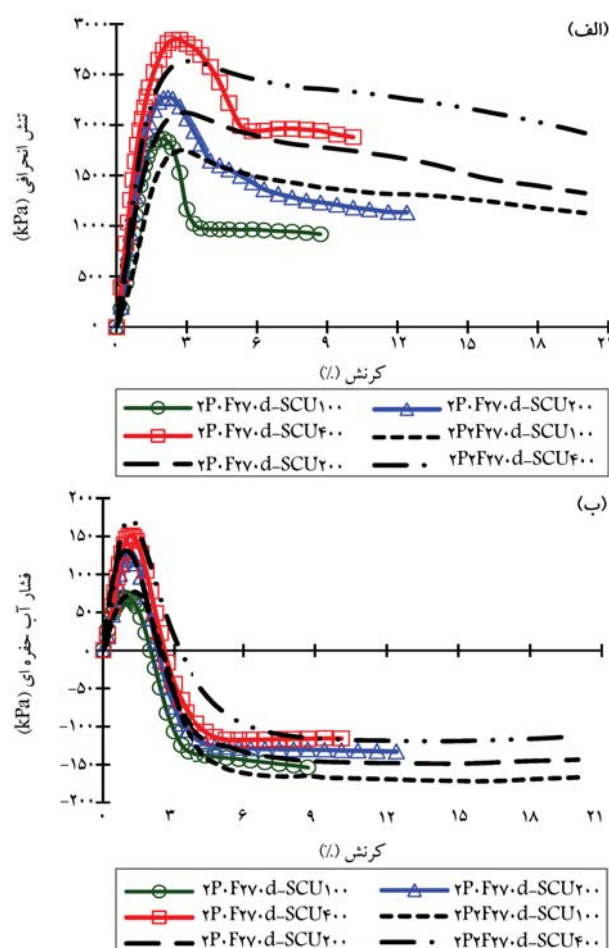
نمودارهای تنش انحرافی و فشار آب حفره‌ای در برابر کرنش محوری برای ماسه دارای پلیمر ۱ تا ۴ درصد با و بدون الیاف در شکل‌های ۹ الی ۱۲ ارائه شده‌اند؛ که در آنها، نمودارهای خط‌چین مربوط به ترکیب‌های با الیاف و خطوط ممتد مربوط به نمونه‌های بدون الیاف هستند.

شکل ۹ الف، نشان می‌دهد که نمونه‌های بدون الیاف دارای سختی اولیه‌ی بیشتری نسبت به نمونه‌های با الیاف هستند و همین‌طور نمونه‌های حاوی ۲٪ الیاف نسبت به نمونه‌های بدون الیاف تا گسیختگی (نقطه‌ی پیک)، کرنش بیشتری را تجربه کرده و رفتاری سخت‌شونده 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 پیوندها نسبت به نمونه‌های با درصد پلیمر بالاتر ضعیف‌تر هستند و چه بسا در حین تحکیم هم شکسته شده باشند، نقش الیاف به واسطه‌ی مقدار کم پیوندهای پلیمر، پُر 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 تفاوت 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 حفره‌ای در برابر کرنش محوری در ماسه به همراه ۳٪ پلیمر و بدون الیاف.

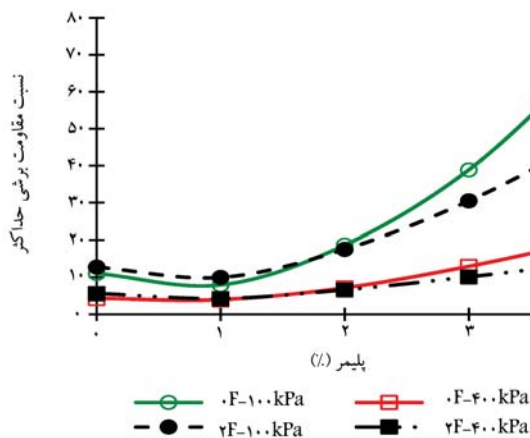
افزایش پلیمر به مقدار ۳٪، باعث قوی‌تر شدن باندهای پلیمری شده است، که به تبع آن افزایش سختی، مقاومت بیشینه‌ی نمونه‌ها و تنش‌های پسماند را ایجاد کرده است (شکل ۱۱ الف). همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مقاومت پیک در کرنش‌های کمتر از ۲٪ رخ داده و همین‌طور افتادگی از قله و رسیدن به مقاومت پسماند در کرنش کمتری اتفاق 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 تردتر 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 پسماند 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 آنجایی که الیاف در طرفین سطح شکست مهار شده‌اند، تحت کشش قرار گرفته و مانع از جداشدگی 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 و یزگی‌های برشی خاک مؤثرتر بوده‌اند. نمودار ۱۱ ب نشان می‌دهد در نمونه‌های به همراه ۳٪ پلیمر در تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ kPa، نمودار فشار آب حفره‌ای نمونه با پلیمر تنها نسبت به حالت الیاف‌دار،



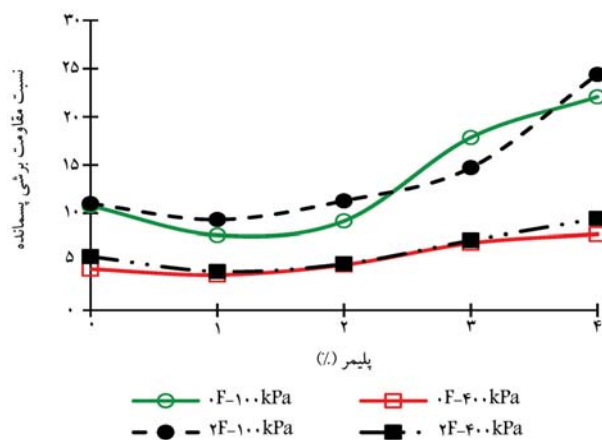
شکل ۱۰. الف) تنش انحرافی و ب) فشار آب حفره‌ای در برابر کرنش محوری در ماسه به همراه ۲٪ پلیمر و بدون الیاف.

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 ادامه، 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.

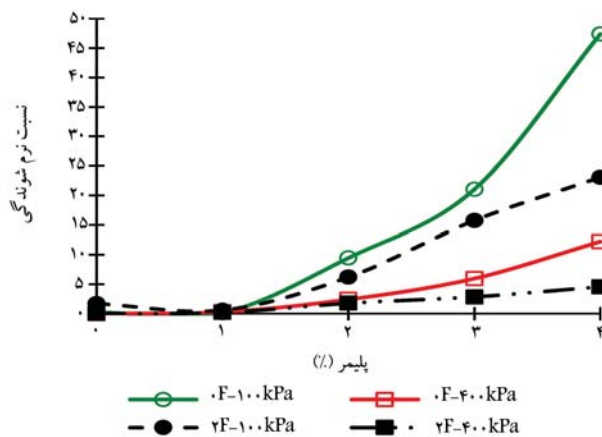
شکل ۱۰ ب نشان می‌دهد در کرنش‌های زیر ۳٪، نمونه دارای فشار آب حفره‌ای مثبت و رفتار انقباضی بوده و در کرنش‌های بالاتر، فشار آب حفره‌ای منفی و رفتار اتساعی به خود گرفته است و در انتهای آزمایش در تمامی حالت‌ها، فشار آب حفره‌ای منفی وجود داشته و تقریباً در تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ کیلوپاسکال، مقادیر فشار آب حفره‌ای 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 اتساعی‌تر کرده است، ولی به طور کلی تأثیر چندانی در نحوه‌ی تغییرات فشار آب حفره‌ای نداشته است.



شکل ۱۳. نسبت مقاومت برشی پیشینه (نقطه‌ی پیک) نمونه‌ی ماسه‌ی اصلاح شده با پلیمر تنها و پلیمر به همراه الیاف.



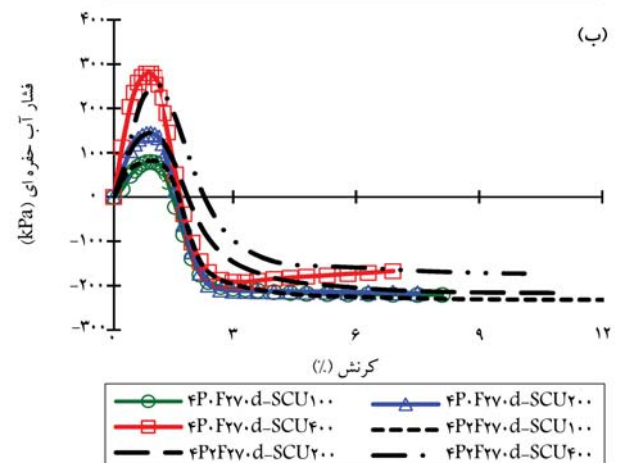
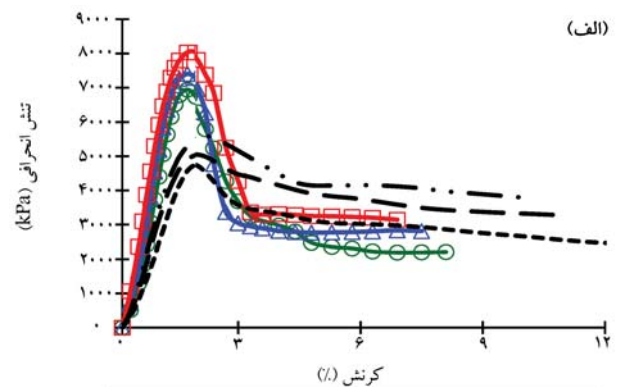
شکل ۱۴. نسبت مقاومت برشی پسمانده‌ی نمونه‌ی ماسه‌ی اصلاح شده با پلیمر تنها و پلیمر به همراه الیاف.



شکل ۱۵. نسبت نرم شوندگی ماسه‌ی اصلاح شده با پلیمر تنها و پلیمر به همراه الیاف.

این دو مقدار $[(\Delta\sigma_{dp}/\sigma_r) - (\Delta\sigma_{dr}/\sigma_r)]$ نیز تحت نام نسبت نرم‌شوندگی در شکل ۱۵ نشان داده شده است.

مطابق شکل ۱۳ ملاحظه می‌شود که در ۱٪ پلیمر، نسبت مقاومت برشی با ماسه‌ی اصلاح نشده، مقادیر تقریباً یکسان و حتی کمتری دارد، که علت آن کم



شکل ۱۲. الف) تنش انحرافی و ب) کرنش حجمی در برابر کرنش محوری در ماسه به همراه ۴٪ پلیمر با و بدون الیاف.

مقادیر مثبت بالاتری را تجربه کرده است، در حالی که در دیگر تنش‌های 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 برجسته‌تر نشان داده شده است. بدین نحو که با افزایش بیشتر مقاومت پیوندها، نمونه سخت‌تر، قوی‌تر و تردتر شده و بعد از نقطه‌ی شکست دچار نرم‌شدگی 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 این جا نیز با شدت بیشتری مطرح است. تنها نکته‌ی قابل ذکر این است که در این حالت و ۴٪ پلیمر، اثر نسبی تنش‌های 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 تنش انحرافی پیشینه به تنش همه‌جانبه‌ی اولیه یا همان مقاومت برشی نرمالیزه شده $(\Delta\sigma_{dp}/\sigma_r)$ در برابر درصد پلیمر برای دو تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ و ۴۰۰ kPa در دو حالت بدون الیاف و با الیاف نشان داده شده است. در شکل ۱۴، نیز همین نسبت در حالت باقیمانده $(\Delta\sigma_{dr}/\sigma_r)$ مشاهده می‌شود. تفاضل

بودن تعداد و مقاومت پیوندها و احتمال شکست آنها در حین تحکیم است. مقدار ۱٪ پلیمر کمک محسوس 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 هم‌جانبه از ۱۰۰ به ۴۰۰ کیلوپاسکال، از شدت افزایش مقاومت نسبی کاسته شده است. به عبارتی، افزایش تنش هم‌جانبه 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 (۱٪)، الیاف اثر مثبت در نسبت مقاومت داشته‌اند، ولی در مقادیر بالای پلیمر (بیشتر از ۲٪)، الیاف اثر منفی در مقاومت داشته‌اند، لذا می‌توان گفت اثر الیاف در مقاومت بستگی به مقاومت پیوندهای ایجاد شده (درصد پلیمر) و مقدار تنش هم‌جانبه دارد.

شکل ۱۴ نشان می‌دهد که نسبت مقاومت پسماند با افزودن ۱٪ پلیمر، کمی کاهش و سپس با افزایش ۲٪ پلیمر، مجدداً کمی افزایش یافته است، ولی به طور کلی تا ۲٪ پلیمر، تغییرات نسبت مقاومت پسماند تقریباً ناچیز بوده و بعد از ۲ تا ۳ و ۴ درصد پلیمر، روند افزایش نسبت مقاومت پسماند ادامه یافته است. از طرف دیگر، افزایش تنش هم‌جانبه، نیز منجر به کاهش نسبت مذکور شده است، به عبارت دیگر، افزایش تنش هم‌جانبه از شدت نرم‌شوندگی نمونه‌ها کم کرده است. چون مقاومت پسماند در کرنش‌های زیاد مطرح می‌شود و در کرنش‌های زیاد، عمده‌ی پیوندها شکسته شده‌اند، لذا تا ۲٪ پلیمر فرق زیادی بین مقاومت پسماند نمونه‌ها مشاهده نمی‌شود، از طرفی، پیوندهای شکسته در درصد‌های بالاتر (برای مثال ۳ و ۴ درصد) و در شرایط پسماند، اولاً شکل 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 پسماند متفاوت‌تری نسبت به نمونه‌ی ماسه‌ی بدون پلیمر مشاهده می‌شود، اتفاقی که در مقادیر کم پلیمر کم‌رنگ‌تر است. حضور الیاف در مقاومت پسماند تحت تنش‌های هم‌جانبه‌ی کم (۱۰۰ kPa)، روند چندان مشخصی نشان نمی‌دهد؛ ولی تحت تنش‌های هم‌جانبه‌ی زیاد (۴۰۰ kPa)، فقط در حالت بدون پلیمر و ۴٪ پلیمر، کمی نسبت مذکور را افزایش داده است.

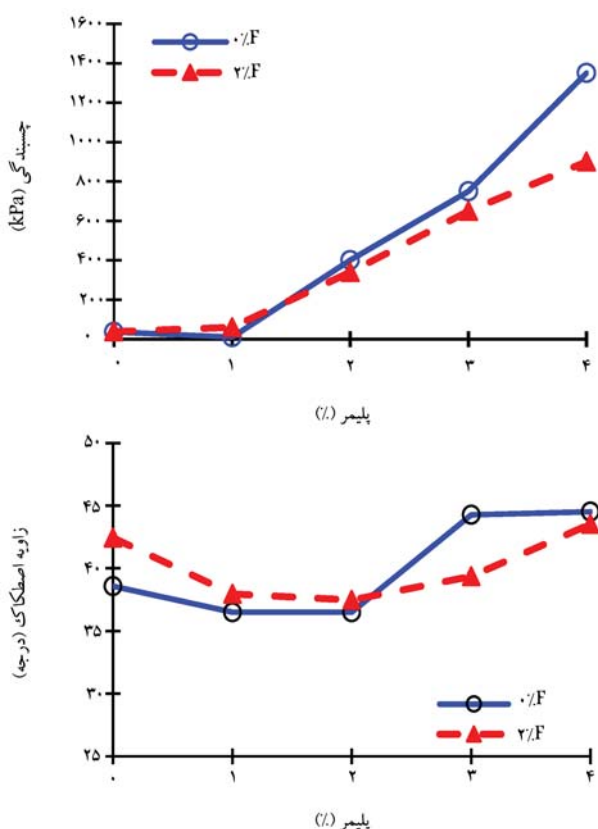
شکل ۱۵ نیز که در واقع پارامتر نرم‌شوندگی را در برابر درصد‌های مختلف پلیمر نشان می‌دهد؛ گویای این مطلب است که تا مقدار پلیمر ۱٪، نرم‌شوندگی چندانی اتفاق نیفتاده و تا ۱٪ پلیمر، رفتار خاک سیمانه مشابه خاک غیرسیمانه است. بیشترین نرم‌شوندگی در نمونه‌ی حاوی ۴٪ پلیمر بدون الیاف در تنش هم‌جانبه‌ی ۱۰۰ kPa مشاهده می‌شود، که علت آن مقاومت زیاد در نقطه‌ی پیک و مقدار کم تنش هم‌جانبه است، که نتوانسته است بعد از نقطه‌ی شکست، افت مقاومت نمونه را جبران کند. از طرفی، افزایش تنش هم‌جانبه تا ۴۰۰ kPa، تا حدود زیادی از شدت افت مقاومت مذکور کاسته است. به طور کلی، افزایش تنش هم‌جانبه و اضافه شدن الیاف به نمونه، منجر به کاهش نرم‌شوندگی در درصد‌های مختلف پلیمر شده است. در واقع، الیاف از گسستن ساختار خاک بعد از شکستن پیوندها و شکل‌گیری نوار برشی در نمونه‌های حاوی ۳ و ۴ درصد پلیمر، جلوگیری و همچنان طرفین سطح شکست را در تماس هم حفظ کرده و مانع از افت زیاد مقاومت برشی شده است.

۴.۴. پارامترهای مقاومت برشی

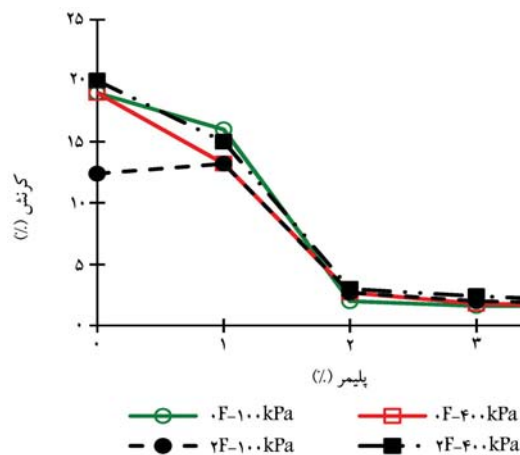
پارامترهای مقاومت برشی، شامل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به کمک رسم دایره‌ی موهر در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۱۶ الف، حضور الیاف در ۰ و ۱ درصد پلیمر، تأثیر محسوس در چسبندگی نداشته و در درصد‌های بالاتر پلیمر، باعث کاهش چسبندگی شده است به‌طوری که بیشترین کاهش در نمونه‌ی ۴٪ پلیمر مشاهده شده است. افزایش مقدار پلیمر، باعث افزایش قابل‌توجه و غیرخطی چسبندگی از مقدار تقریباً صفر برای ماسه‌ی خالی تا ۱۳۵۰ kPa برای نمونه‌ی بدون الیاف و ۹۰۰ 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 جابه‌جایی بوده است؛ به‌طوری که در مقادیر بزرگ‌تر از ۲٪، به علت دیکته شدن اثر پلیمر در الیاف، باعث بیشتر شدن زاویه اصطکاک نمونه‌ی بدون الیاف از نمونه‌ی دارای الیاف شده است. به‌طور کلی، در مقدار الیاف ثابت (۲٪)، افزایش درصد پلیمر مسلماً منجر به افزایش مقاومت برشی (حاصل جمع چسبندگی و اصطکاک) $(\tau = c + \sigma \tan \varphi)$ می‌شود.

۵.۴. تغییرات فشار آب حفره‌ی

پیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی مثبت و منفی در حین آزمایش به ترتیب در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، افزایش تنش هم‌جانبه منجر به افزایش فشار آب حفره‌ی مثبت و کاهش فشار آب حفره‌ی منفی شده است. همچنین



شکل ۱۶. پارامترهای مقاومت برشی در حالت‌های ماسه تنها، ماسه و پلیمر با و بدون الیاف.



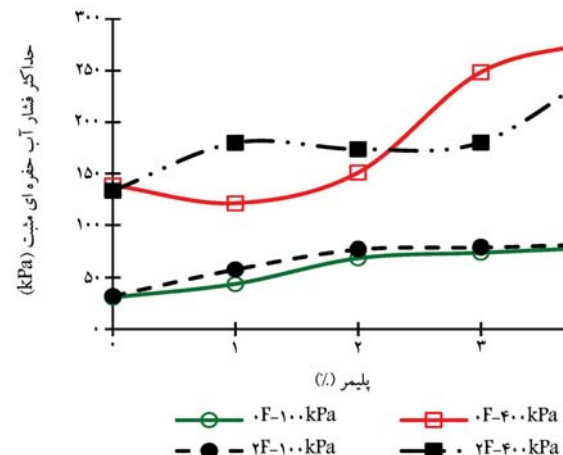
شکل ۱۹. تغییرات کرنش گسیختگی در لحظه‌ی شکست نمونه‌ها در حالت با و بدون الیاف.

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 تحت تنش همه‌جانبه‌ی 400 kPa ، برعکس آن عمل کرده است. لذا مجدداً یادآور می‌شود که رفتار حجمی و فشار آب حفره‌یی یک خاک ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده‌ی سیمانه شده با پلیمر و مسلح شده با الیاف، تابع پیچیده‌ی از مقاومت پیوندها، تسلیح، مقدار محصورشدگی و مقدار تغییرشکل (کرنش) است.

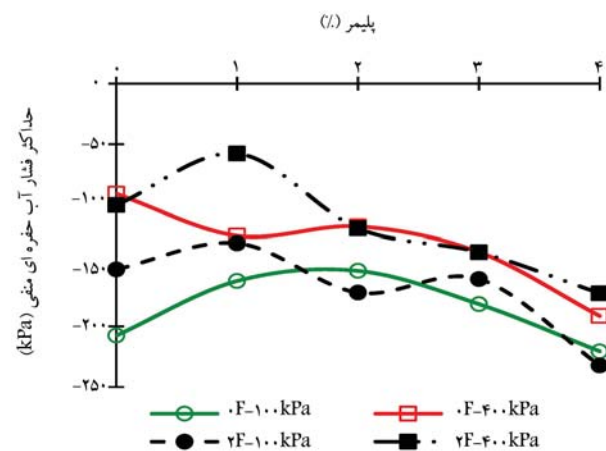
۶.۴. کرنش شکست و مدول کشسانی نمونه‌ها

کرنش محوری نظیر مقاومت برشی یا 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 ترد شدن رفتار آن شده است. نرخ کاهش کرنش شکست و تردشدگی از پلیمر ۱ تا ۲ درصد خیلی شدیدتر از دیگر بازه‌هاست. به بیانی دیگر، از منظر انعطاف‌پذیری و تردی، تفاوت زیادی بین نمونه‌های حاوی ۲ تا ۴ درصد پلیمر مشاهده نمی‌شود. به استثناء نمونه‌ی حاوی ۱٪ پلیمر، نکته‌ی دیگر اثر نامحسوس الیاف در پارامتر مذکور است به بیان دیگر، ۲٪ الیاف، نقش چندانی در افزایش کرنش لحظه‌ی شکست نداشته است (لازم به ذکر است که علت پایین‌تر بودن کرنش نمونه‌ی الیاف‌دار نسبت به نمونه‌ی بدون الیاف در نمونه‌ی دارای ماسه تنها (بدون پلیمر) در آغاز رفتار نرم‌شوندگی (افت مقاومت جزئی) در کرنش ۱۲/۴٪ نمونه‌ی ماسه‌ی الیاف‌دار نسبت به نمونه‌ی بدون الیاف، که رفتار سخت‌شونده دارد، دانست (شکل ۸ الف). البته همان‌طور که قبلاً 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 ۵۰٪ 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 محصورشدگی، روند اخیر را تشدید و حضور الیاف آن را کم کرده است. به عنوان مثال، تحت تنش همه‌جانبه‌ی 400 kPa ، افزودن ۴٪ پلیمر به ماسه، مدول کشسانی آن را از حدوداً ۳۱ به 647 MPa رسانده و کاهش تنش همه‌جانبه به 100 kPa ، همین مقدار را به 456 MPa تنزل داده است. از طرفی، حضور ۲٪ الیاف در بین دانه‌های ماسه، عدد 647 MPa را به 376 MPa کاهش داده است. لذا ملاحظه می‌شود که اثر حضور الیاف در کاهش سختی بیشتر از تنش

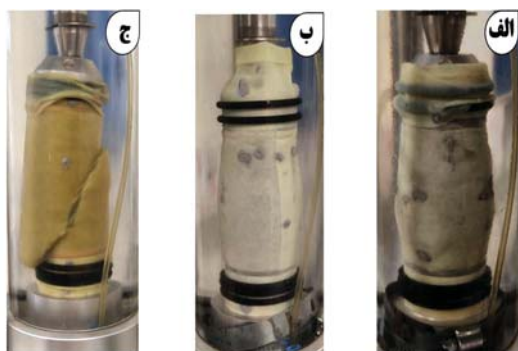


شکل ۱۷. بیشینه‌ی فشار آب حفره‌یی مثبت ایجاد شده در حالت با و بدون الیاف.

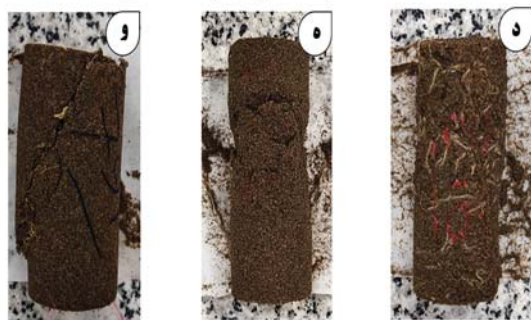


شکل ۱۸. بیشینه‌ی فشار آب حفره‌یی منفی ایجاد شده در حالت با و بدون الیاف.

حضور پیوندهای پلیمری و افزایش تعداد و مقاومت آنها، هم میل انقباضی (فشار آب حفره‌یی مثبت) را افزایش و هم در انتهای آزمایش، میل اتساع (فشار آب حفره‌یی منفی) را افزایش داده است، هر چند نوسان‌هایی در فشار آب حفره‌یی منفی نیز مشاهده می‌شود. فشار آب حفره‌یی 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 ازدیاد حجم نمونه شده و منجر به ایجاد فشار آب حفره‌یی 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 حفره‌یی منفی بیشتری ایجاد شده است. در مقادیر بالای پلیمر (۳ و ۴ درصد)، پیوندهای شکسته منجر به تیزگوشه‌تر 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 حفره‌یی منفی کمک کرده‌اند. الیاف نیز تقریباً همین نقش را دارند، ولی به جای ایجاد چسبندگی، با اتصال دانه‌ها به یکدیگر به کمک اصطکاک به حفظ ساختار نمونه و ایجاد فشار آب حفره‌یی مثبت و کاهش فشار آب حفره‌یی 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 اندرکنش پیچیده‌ی هستند. در ابتدای نمودار شکل ۱۷ ملاحظه می‌شود که حضور الیاف، تأثیر چندانی در رفتار انقباضی ابتدایی (فشار آب حفره‌یی مثبت)

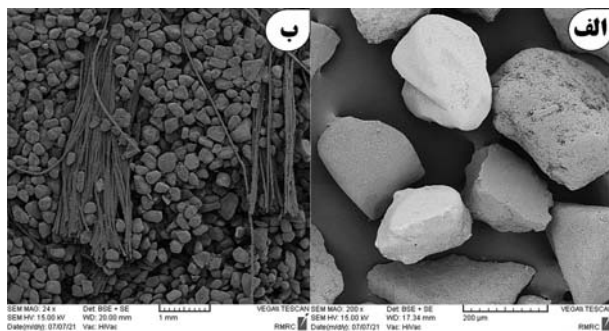


(الف) ماسه تنها با الیاف؛ (ب) ماسه تنها بدون الیاف؛ (ج) ماسه با ۴٪ پلیمر؛

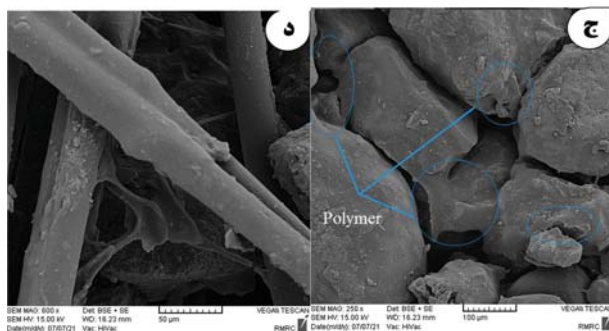


(د) ماسه با ۱٪ پلیمر به همراه الیاف؛ (ه) ماسه با ۱٪ پلیمر بدون الیاف؛ (و) ماسه با ۴٪ پلیمر به همراه الیاف.

شکل ۲۱. تصاویر شکست نمونه در انتهای آزمایش.



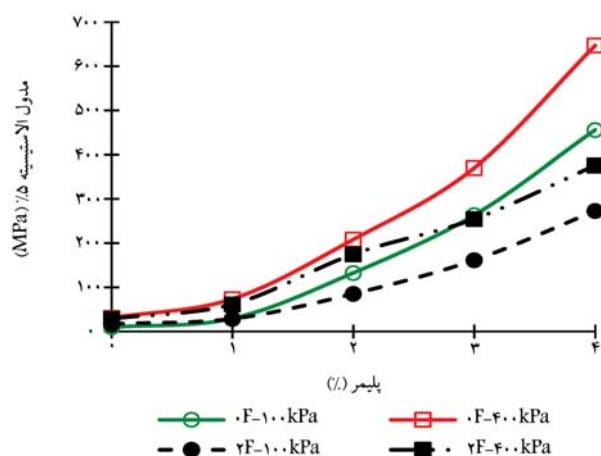
(الف) دانه های ماسه؛ (ب) الیاف در ترکیب با ماسه.



(ج) پیوندهای پلیمر با الیاف؛ (د) پیوندهای پلیمر بر روی دانه های ماسه.

شکل ۲۲. تصاویر میکروسکوپ.

۱۲ ج، پل ها و پیوندهای پلیمر را که در بین دانه های ماسه و سطح آنها ایجاد شده است، را به وضوح نشان می دهد. همین طور در شکل ۱۲ د، پیوندهای مابین الیاف و سطح آنها مشاهده می شود. البته لازم به ذکر است که بخشی از پیوندها در حین نمونه گیری و آماده سازی نمونه جهت تهیه عکس شکسته شده اند.



شکل ۲۴. MDL کشسانی ۵۰٪ در برابر مقدار پلیمر برای دو حالت با و بدون الیاف.

همه جانبه بوده است. البته با ملاحظه‌ی مجدد شکل مشاهده می شود که با افزایش درصد پلیمر، نقش الیاف در کاهش سختی پررنگ تر شده است.

۷.۴. نحوه‌ی شکست نمونه‌ها در انتهای آزمایش

در شکل ۲۱، تصاویر شکست نمونه‌ها در حالت‌های مختلف در انتهای آزمایش مشاهده می شود، که مربوط به ماسه‌ی بدون پلیمر است و مطابق آن، نمونه‌ی با الیاف، تغییر شکل خمیری بیشتری نسبت به نمونه‌ی بدون الیاف دارد. همین طور در تصویر ۱٪ پلیمر به وضوح شکست باندهای پلیمری در بین دانه‌های ماسه در یک سوم میانی نمونه دیده می شود. شکست در نمونه‌ی ۱٪ پلیمر به علت ضعیف بودن باندهای پلیمر، ابتدا در یک سوم میانی نمونه، که تمرکز تنش‌های وارده است، به صورت ترکیبی از خمیری شدن و شکل گیری نوار برشی است و بیشتر باندهای پلیمر در این مقطع از نمونه دچار گسیختگی می شوند و بیشتر انرژی وارد را جذب می کنند و باندهای پلیمر در یک سوم بالایی و پایینی آسیب کمتری می بینند. با اضافه شدن همین ترکیب به الیاف، باعث شکست خمیری و تمامی باندهای پلیمری دچار شکست شده اند و به علت وجود الیاف، جذب انرژی وارده بر تمامی دانه‌ها و باندهای پلیمری وارد می شود، که به طبع آن، شکست خمیری در تمامی نمونه ایجاد می شود، که در شکل ۲۱ د مشاهده می شود. در نمونه‌های بالاتر از ۲٪ به علت وجود پیوندهای قوی پلیمری، تمامی نمونه‌ها به صورت نوار برشی ۴۵ درجه رخ می دهد و به علت مقاومت بالای چسبندگی باندهای پلیمری در نمونه، ترک سراسری ۴۵ درجه مشاهده می شود. حتی در زمانی که به نمونه، الیاف وارد می شود، به علت قوی تر بودن مقاومت کششی الیاف نسبت به باندهای ایجاد شده و همچنین ضعیف بودن اصطکاک سطح الیاف نسبت به آن، مد گسیختگی بیرون کشیدگی الیاف رخ می دهد و الیاف دچار پارگی نمی شود.

۸.۴. عکس‌های میکروسکوپ الکترونیکی

در شکل ۲۲، تصویر میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) ماسه با پلیمر به همراه الیاف و بدون الیاف مشاهده می شود. مطابق شکل ۲۲ - الف، دانه‌های ماسه‌ی استفاده شده تقریباً با سطح‌های نسبتاً صاف، نیمه گرد و تیرگوشه هستند. تصویر ۲۲ ب، وضعیت اندازه‌ی الیاف نسبت به دانه‌های ماسه را نشان می دهد. ابتدا و انتهای الیاف، به علت هم زدن متعدد در حین ساخت نمونه، تارها از هم باز شده اند. تصویر شکل ۲۲ (ج و د)، مربوط به ماسه با ۴٪ پلیمر بدون الیاف و با الیاف است. تصویر

کرنش‌های نظیر نقطه‌ی شکست ماسه بدون پلیمر بسته به مقدار تنش همه‌جانبه و حضور یا عدم حضور الیاف بین ۱۲/۵ تا ۲۰ درصد بوده است. حضور الیاف، کمی کرنش شکست نمونه‌های تثبیت شده را بهبود بخشیده است، ولی عمده‌ی تأثیر آن جلوگیری از شکست ترد نمونه‌ها بوده است؛ به نحوی که بعد از نقطه‌ی شکست نمونه و پیوندها، مانع از پاشیدگی ساختار خاک شده و از افت زیاد مقاومت جلوگیری کرده است، که باعث شده است نمونه تغییرشکل‌های بیشتری را تحمل کند.

۳. افزودن ۱ و ۲ درصد پلیمر منجر به کاهش حدوداً ۲/۵ درجه زاویه‌ی اصطکاک داخلی شده و افزایش درصد پلیمر به ۳ و ۴ درصد، منجر به افزایش ۱ تا ۶ درجه زاویه‌ی اصطکاک داخلی نسبت به خاک مینا شده است. حضور الیاف در مقادیر کم پلیمر (۱ و ۲ درصد) باعث افزایش ۱ تا ۴ درجه زاویه‌ی اصطکاک داخلی و در مقادیر پلیمر ۳ و ۴ درصد، منجر به کاهش آن به اندازه‌ی حدوداً ۱ تا ۵ درجه شده است.

۴. عمدتاً تأثیر پلیمر در ایجاد چسبندگی در ماسه است، به نحوی که اضافه کردن پلیمر تا ۴٪، چسبندگی ماسه را تا ۱۳۵۰ kPa اضافه کرده است. نتایج نشان از آن دارد که حضور الیاف، باعث کاهش چسبندگی خاک تثبیت شده است، به نحوی که عدد ۱۳۵۰ kPa را به ۹۰۰ kPa تقلیل داده است.

۵. اثر تثبیتی دیگر پلیمر پی‌تکس، افزایش قابل توجه سختی خاک است؛ به نحوی که تحت تنش همه‌جانبه‌ی ۴۰۰ kPa، مدول کشسانی سکانت ۵٪ را از حدود ۳۰ MPa به حدود ۶۴۷ MPa رسانده است. با این حال، حضور الیاف آن را کاهش داده و به ۳۷۶ MPa رسانده است.

۶. به طور کلی رفتار برشی و پارامترهای مقاومتی خاک تثبیت شده با پلیمر پی‌تکس و مسلح شده با الیاف نخ تار، تابعی از درصد پلیمر، اندازه‌ی تنش همه‌جانبه و تغییر شکل یا کرنش اعمالی است و گاهی نتایج ناهماهنگ هم مشاهده می‌شود و تشریح را سخت می‌کند.

به طور کلی، ۱٪ پلیمر توانسته باندهایی با ضخامت کافی و مقاومت بالا بین دانه‌ها ایجاد و رفتار خاک را کنترل کند. از طرفی، در قفل و بست و اصطکاک دانه‌های ماسه هم اختلال ایجاد کرده است. افزایش درصد پلیمر باعث انتقال رفتار مقاومت ماسه از دانه‌های آن به پیوندهای پلیمری شده است. افزایش درصد پلیمر باعث افزایش پیوندهای بین دانه‌های ماسه و ضخیم شدن باندها و در نتیجه افزایش مقاومت می‌شود، که در عکس‌های SEM مشاهده می‌شوند.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، پتانسیل اصلاح پذیری مقاومتی خاک ماسه‌یی با دانه‌بندی یکنواخت با استفاده از یک مایع پلیمری به نام PAYTEX NL۲۵ که یک پلیمر دوستدار محیط‌زیست نسبت به دیگر پلیمرها و تثبیت‌کننده‌های سنتی است و الیاف ضایعاتی صنعت نخ تار به کمک آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی - زهکشی شده تحت تنش‌های همه‌جانبه‌ی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال بررسی شده است. مقدار پلیمر به اندازه‌ی صفر، ۱، ۲، ۳ و ۴ درصد و مقدار الیاف به اندازه‌ی ۲٪ وزن خاک خشک انتخاب شده‌اند. نمونه‌ها با رطوبت بهینه و تراکم بیشینه‌ی حاصل از آزمایش تراکم استاندارد ساخته شده‌اند. اهم نتایج به دست آمده به این شرح است:

۱. ۱٪ پلیمر پی‌تکس باعث افزایش اندکی در سختی و مقاومت خاک شده است. استفاده از الیاف نیز تأثیر کمی در مقاومت برشی ماسه‌ی خالی و ماسه‌ی حاوی ۱٪ پلیمر نشان داده است؛ ولی شکل‌پذیری هر دو را ارتقاء داده است. به عبارتی دیگر، در این حالت، الیاف در کنار اثر مثبت در مقاومت برشی و سختی، کرنش لحظه‌ی شکست را نیز افزایش داده‌اند.

۲. مقاومت برشی در مقادیر پلیمر ۲، ۳ و ۴ درصد، افزایش قابل‌توجهی داشته است؛ که عمدتاً تمامی نمونه‌ها در کرنش‌های محوری زیر ۳٪ دچار شکست شده و بعد از آن نرم‌شوندگی و افت مقاومت زیادی را تجربه کرده‌اند؛ در حالی که

پانویس‌ها

1. Polypropylene
2. Polyamide
3. Michalowski & Cermak
4. Anagnostopoulos
5. Acrylic Resin
6. Methyl Methacrylate Ester
7. Coir
8. Polyvinyl Alcohol
9. Poly Methyl Mehta Acrylate
10. Epoxy resin
11. Anagnostopoulos
12. Anagnostopoulos & Papaliangas
13. Polyurethane Organic Polymer
14. Ehrlich
15. Tareh Dehghani & Ezna Ashri

منابع (References)

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 Kanningo, 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., Choobbasti, A.J. and Kutanaei, S.S., 2020. Evaluation of the impact of fiber reinforcement on the durability of lignosulfonate stabilized clayey sand under wet-dry condition. *Transportation Geotechnics*, 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 مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد

مهندسی عمران شریف، آرمستان ۱۴۰۲
دوری ۳۹، شماره ۴، صص. ۱۳۷-۱۴۶، (پادداشت نوی)

در تحقیق حاضر اثر زلزله‌های حوزه نزدیک بر روی پاسخ لرزه‌ای یک سیستم خاک - شمع مورد بررسی قرار گرفته است. اثر جهت‌داری پیش‌رونده، که در ابتدای تاریخچه زمانی سرعت حرکت زمین مشاهده می‌شود و انرژی زیادی را اعمال می‌کند، مخرب‌ترین اثر حرکات زمین در نزدیک گسل است. برای بررسی اثرات حوزه نزدیک، یک مدل سه‌بعدی که شامل خاک دولایه، لایه سست بر روی لایه متراکم، و شمع، در نظر گرفته شده است. مدل سازی با استفاده از نرم‌افزار ۳D FLAC انجام شده است. مدل رفتاری P2PSand که یک مدل پلاستیسیته دوسطحی حالت بحرانی است، برای مدل سازی روانگرایی خاک ماسه‌ای بکار گرفته شد. چهار رکورد حوزه نزدیک، ثبت شده بر روی سنگ، به مدل مورد نظر اعمال شده‌اند. نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که پالس سرعت حوزه نزدیک اثر قابل توجهی بر روی رفتار سیستم دارد و زمینه‌ی تغییر مکان ناگهانی بزرگ بر روی خاک و شمع ایجاد می‌کنند. پالس موجود در رکورد زلزله‌های حوزه نزدیک، باعث شده است در مدت زمان اعمال آن ضریب فشار آب حفره‌ای (Ru) افزایش یافته و روانگرایی در لایه‌ی خاک بالایی ایجاد شود.

واژگان کلیدی: اندرکنش خاک-شمع، پاسخ لرزه‌ای، پالس سرعت، روانگرایی، ۳D FLAC.

abbasi.civil@yahoo.com
r_porhoseini@yazd.ac.ir

۱. مقدمه

هنگام زلزله‌های شدید، گسترش اضافه فشار آب حفره‌ای در ماسه‌های اشباع با تراکم سست تا متوسط می‌تواند موجب روانگرایی شود. روانگرایی انواع مختلفی دارد که دو نوع اصلی آن روانگرایی جریانی^۱ و نرم‌شوندگی تناوبی^۲ می‌باشند. این دو نوع روانگرایی می‌توانند تغییر شکل‌های بسیار بزرگی را به وجود آورند. یکی از راهکارهای مقابله با مشکل روانگرایی، استفاده از پی شمعی در این نوع خاک‌ها است. با این حال، روانگرایی یکی از دلایل عمده خسارت‌های رخ داده در پی‌های شمعی طی زلزله‌هایی مانند نیگاتا (۱۹۶۴)، آلاسکا (۱۹۶۴)، لوما - پریتا (۱۹۹۵)، کوبه (۱۹۹۵)، بوج (۲۰۰۱)، ساماترا (۲۰۰۴)، موله (۲۰۱۰) و هایتی (۲۰۱۰) بوده است. مکانیسم‌های متفاوت خسارت در پی‌های شمعی به شکل‌هایی مانند تغییر شکل‌های شدید، خرابی‌های سازه‌ای مانند کماتش، شکست خمشی و برشی و یا نشست شدید، مشاهده شده‌اند.^[۱،۲] کاهش مقاومت و سختی خاک در اثر روانگرایی ممکن است باعث ایجاد نیروی برشی و لنگر خمشی قابل توجهی در شمع‌ها در

مکانیزم‌های مرتبط بر عملکرد آن‌ها متمرکز شده‌اند. در زمین لرزه‌های شدید اخیر، حرکات زمین در نزدیکی گسل‌ها که از ایستگاه‌هایی در فاصله ۲۰ کیلومتری یک گسل ثبت شده‌اند، ویژگی‌های منحصر به فردی را نشان می‌دهند که با حرکات زمین دور از گسل متفاوت هستند.^[۱۳] این ویژگی‌ها شامل تاریخچه‌های زمانی سرعت و جابه‌جایی برای حرکات زمین با پالس‌های دارای دوره تناوب طولانی و دامنه‌های بالا به‌عنوان ویژگی‌های خاص زلزله‌های نزدیک گسل عنوان شده‌اند^[۱۵] که با حرکات معمولی حوزه دور متفاوت هستند. از مهمترین ویژگی‌های زلزله‌های حوزه نزدیک می‌توان به اثرات جهت‌داری^۳ و حرکت پرتابی^۴ اشاره کرد.^[۱۶] زلزله‌های حوزه نزدیک دو ویژگی مهم دارند که عبارتند

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱۰/۱۰، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱/۲۹، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۱۰.

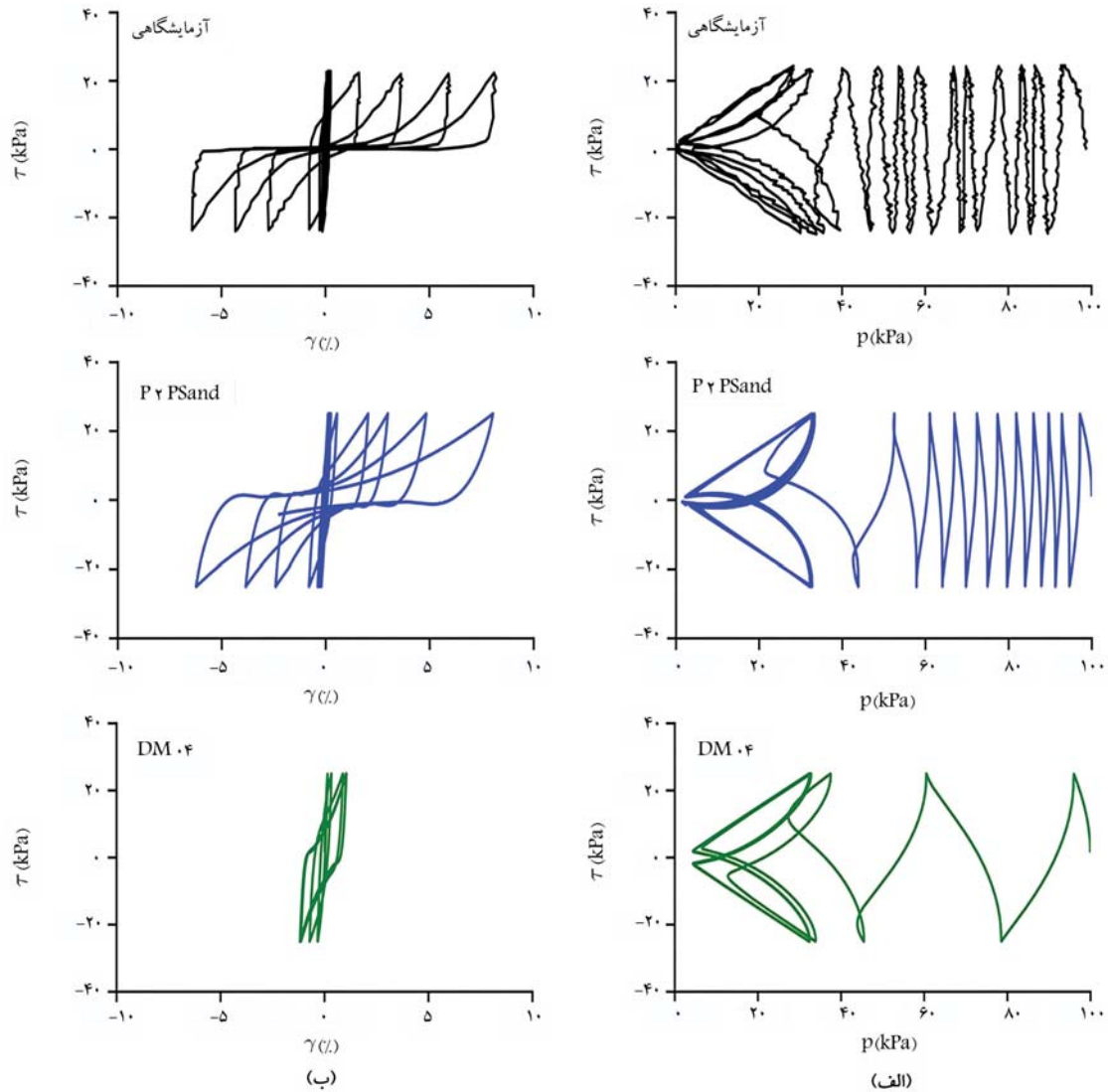
استناد به این مقاله:

عباسی کرافشانی، سعید و پورحسینی اردکانی، رضا، ۱۴۰۲. مدل سازی عددی رفتار شمع - ماسه روانگرا در زلزله حوزه نزدیک. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص. ۱۳۷-۱۴۶.

DOI:10.24200/J30.2023.61572.3186

جدول ۱. مقایسه روابط دو مدل P۲Psand و DM۰۴ [۲۸]

عملکرد پارامتر	مدل P۲Psand	مدل DM۰۴
الاستیک	$G = G_r p_{atm} \left(\frac{p}{p_{atm}} \right)^{0.5}$	$G = G_r \frac{(1.47 - e)^2}{1 + e} p_{atm} \left(\frac{p}{p_{atm}} \right)^{0.5}$
پارامتر حالت	$I_R = -D_r \ln IP$	$\psi = e - e_c$
تابع تسلیم		$f = [(s - p\alpha) : (s - p\alpha)]^{0.5} - \sqrt{2/3} pm$
سطح مرزی	$M_b = M^c \exp(n_b I_R)$	$M_b = M^c \exp(n_b (-\psi))$
سطح اتساع	$M_b = M^c \exp(-n_b I_R)$	$M_b = M^c \exp(n_b \psi)$



شکل ۳. مقایسه نتایج آزمایش استوانه توخالی پیچشی برای مدل‌های DM۰۴ و P۲Psand و نتایج آزمایشگاهی [۲۸]

را به آن اختصاص داد. مقدار φ_{cs} نشان‌دهنده زاویه اصطکاک در حالت بحرانی است. g_0 و C_{Dr} ضرایبی هستند که در محاسبات حالت الاستیک مورد استفاده قرار می‌گیرند. رابطه ۱ نشان‌دهنده رابطه حالت بحرانی مدل P۲Psand است که ضرایب D_{r0} ، λ_c ، ξ به عنوان ضرایب ثابت برای محاسبات آن استفاده می‌شوند.

$$D_{rc} = D_{rc0} + \lambda_c (P_c / P_{atm})^\xi \quad (۱)$$

مقادیر مربوط به حداقل و حداکثر نسبت تخلخل نیز در این جدول ارائه شده‌اند.

در جدول ۱ مقایسه بین معادلات مدل‌های DM۰۴ و P۲Psand انجام شده است. [۲۸] در شکل ۳ مقایسه نتایج استفاده از مدل‌های DM۰۴ و P۲Psand برای مدل‌سازی آزمایش استوانه توخالی پیچشی^۵ نشان داده شده است. [۲۸] همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، نتایج مدل P۲Psand نزدیک به نتایج آزمایشگاهی است.

پارامترهای مربوط به این مدل برای خاک نودا در جدول ۲ ارائه شده‌اند. [۲۸] با توجه به لایه‌بندی مختلف خاک، می‌توان به راحتی تراکم نسبی مربوط به هر لایه

جدول ۲. مشخصات مربوط به پارامترهای مدل رفتاری. [۳۰ و ۳۸]

پارامتر		
عملکرد	نشانه	مقدار
زاویه اصطکاک بحرانی	φ_{cs}	$30^\circ/1$
پارامترهای الاستیک	g_s	15°
	C_{Dr}	$1/62$
پارامترهای حالت بحرانی	D_{r0}	$0/18$
	λ_c	$0/57$
حداقل نسبت تخلخل	ξ	$0/27$
	e_{min}	$0/511$
حداکثر نسبت تخلخل	e_{max}	$0/887$

جدول ۳. مشخصات ماسه نوادا برای تحلیل عددی. [۳۱ و ۳۶]

ماسه نوادا		پارامتر
$Dr = 1\%$	$Dr = 35\%$	
$3/7 \times 10^{-5}$	$7/05 \times 10^{-5}$	نفوذپذیری (m/s)
$19/19$	$19/11$	وزن مخصوص اشباع kN/m^3
$0/594$	$0/743$	نسبت تخلخل (e)

جدول ۴. مشخصات مربوط به فولاد.

پارامتر	جرم مخصوص (kg/m^3)	مدول کشسانی (GPa)	ضریب پواسون
مقدار	7850	200	$0/3$

در جدول ۳ اطلاعات مربوط به پارامترهای نفوذپذیری و وزن مخصوص خاک برای لایه بندی مختلف خاک ارائه شده است. این اطلاعات بر اساس تراکم نسبی ۳۵ درصد و ۸۰ درصد مطابق با لایه بندی در نظر گرفته شده در مدل سازی ارائه شده اند. 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 می شود.

اندرکنش میان شمع و خاک با المان های تماسی در نظر گرفته شده است. در این نوع تماس، زمانی که سطوح در تماس با یکدیگر قرار می گیرند، هر گونه فشار تماسی میان آن ها منتقل می شود. در مدل سازی امکان جداشدگی بین خاک و شمع در نظر گرفته شده است. اگر این فشار تماسی به صفر برسد، سطوح از یکدیگر جدا می شوند. در واقعیت زمانی که شمع تحت بارگذاری جانبی قرار می گیرد، ممکن است میان شمع و خاک فاصله ایجاد شود. اگر جهت بارگذاری جانبی معکوس شود، تا زمانی که درز بین شمع و خاک پر نشده باشد، نیرویی از طرف خاک به شمع وارد نخواهد شد.

۲.۲. شرایط مرزی و بارگذاری

در مدل سازی، کف مدل به عنوان سطح سنگ بستر در نظر گرفته شده است و در سه جهت x ، y و z مقید می شود (درجات آزادی بسته می شوند). همچنین، مرزهای جانبی نیز در جهت عمود بر آن مقید می شوند. در تحلیل دینامیکی در صورت مقید کردن مرزهای جانبی، به دلیل انتشار امواج زلزله در محیط خاک، با برخورد

امواج به مرز و منعکس شدن آن ها به داخل محیط در تحلیل، خطا ایجاد می شود. به همین دلیل، محققان معمولاً در دیواره ها برای جلوگیری از ایجاد خطا از مرزهای جاذب استفاده می کنند. در این تحقیق مرزهای جانبی انتخاب شده از نوع مرز آزاد^۶ هستند. در مطالعه انجام شده توسط Baker، تعداد ۹۱ رکورد مربوط به زلزله های حوزه نزدیک که دارای پالس ناشی از جهت داری پیش رونده در تاریخچه زمانی سرعت حرکت زمین هستند، معرفی شده اند.^[۱۴] 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 شتابنگاشت ها روی سنگ بستر فرض شده است، تعداد ۴ شتابنگاشت ثبت شده روی سنگ سخت از میان این ۹۱ رکورد، جهت انجام تحلیل ها انتخاب شده اند. مشخصات این شتابنگاشت ها در جدول ۵ ارائه شده اند. جهت استفاده از این شتابنگاشت ها، هر یک از آن ها به شتاب حداکثر $0/35g$ مقیاس شده اند.

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 تنش های اولیه در مدل ایجاد گردند. این شرایط در دو مرحله اعمال می شوند. در مرحله اول خاک به صورت خشک در نظر گرفته می شود. همچنین، در این مرحله، مقادیر مقاومتی خاک بسیار زیاد در نظر گرفته می شود 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 می شود تا تنش های اولیه در مدل ایجاد شوند.

در گام دوم، به منظور ایجاد فشار آب حفره ای و اضافه کردن اثر آب به مدل، ابتدا یک تحلیل جریان^۷ انجام می شود. این تحلیل در حالتی انجام می شود که حل مکانیکی غیرفعال است.^۸ در این مرحله مشخصات مربوط به نفوذپذیری و تخلخل اولیه خاک به مدل اعمال می شود. در پایان تحلیل جریان، فشار آب به صورت خودکار در تمام مدل محاسبه و اعمال می شود. 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 می شود^{۱۰}. پس از انجام این مرحله، تنش های موثر در مدل به صورت صحیح محاسبه و اعمال خواهد شد. در گام چهارم، مدل رفتاری به مدل رفتاری PPSand تغییر می یابد. در این مرحله نیز حل به صورت مکانیکی انجام می شود. پس از پایان این مرحله، مدل آماده ی تحلیل دینامیکی است. در گام پنجم، مدل تحت بارهای دینامیکی مختلف تحلیل می شود. در این مرحله، ابتدا مرزهای آزاد فعال می شوند. بار دینامیکی هر زلزله به صورت نگاشت سرعت به مرزهای اطراف و کف مدل اعمال می شود. نفوذپذیری خاک ها در حین وقوع زلزله و روانگرایی تغییر می کنند. شهیر و همکاران، یک مدل ریاضی برای بیان تغییرات نفوذپذیری خاک در پدیده روانگرایی، از شروع لرزش تا پایان زوال اضافه فشار آب حفره ای معرفی کردند.^[۳۲] این مدل، نفوذپذیری را بر اساس نسبت اضافه فشار آب حفره ای به تنش قائم موثر اولیه ($Ru = \Delta u/\sigma_v$) بیان می کند. در این مدل فرض می شود که با شروع لرزش و تا رسیدن به مقدار $Ru = 1$ ، نفوذپذیری افزایش یافته و تا هنگامی که $Ru = 1$ باشد، نفوذپذیری ثابت می ماند و با آغاز زوال اضافه فشار آب حفره ای، کاهش نفوذپذیری نیز کاهش می یابد. در هنگام تحلیل مدل، تغییرات نفوذپذیری طبق مدل شهیر و همکاران در نظر گرفته شده است.^[۳۲] میرایی اعمال شده به خاک به صورت میرایی رایلی در نظر گرفته شده است و

جدول ۵. شتابنگاشت‌های انتخاب شده. [۱۴]

ردیف	زلزله	$T_p(s)$	$PGV(cm/s)$
۱	Coyote Lake(Gilroy Array #۶)	۱/۲	۵۱/۵
۲	Northridge-۰۱ (Pacoima Dam (downstream))	۰/۵	۵۰/۴
۳	Northridge-۰۱ (Pacoima Dam (upper left))	۰/۹	۱۰۷/۱
۴	Kocaeli, Turkey (Gebze)	۵/۹	۵۲

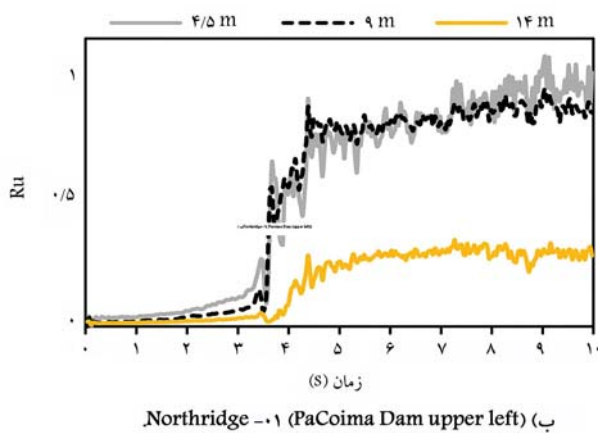
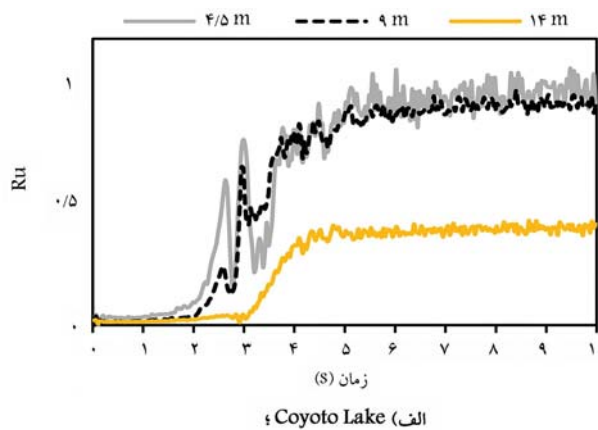
تطابق خوبی میان نتایج مدل‌سازی عددی و نتایج آزمایش سانتریفیوژ وجود دارد.

۳. تحلیل نتایج

پس از ارائه توضیحات مربوط به فرضیات و نحوه‌ی 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.

۱.۳. تحلیل رفتار خاک

در این بخش، رفتار مربوط به خاک در مدل عددی بررسی شده است. شکل ۶

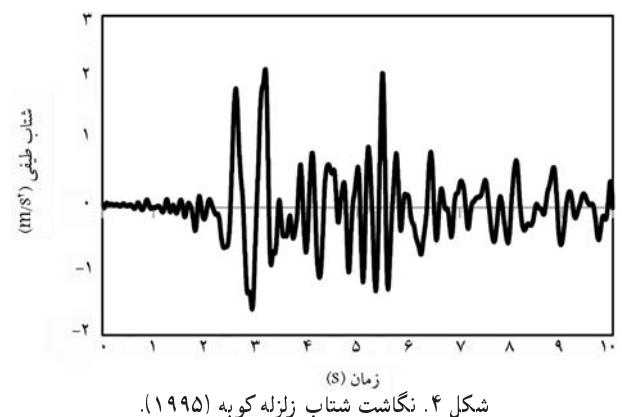


شکل ۶. مقادیر ضریب فشار آب حفره‌ای (Ru) تحت اثر زلزله‌ها.

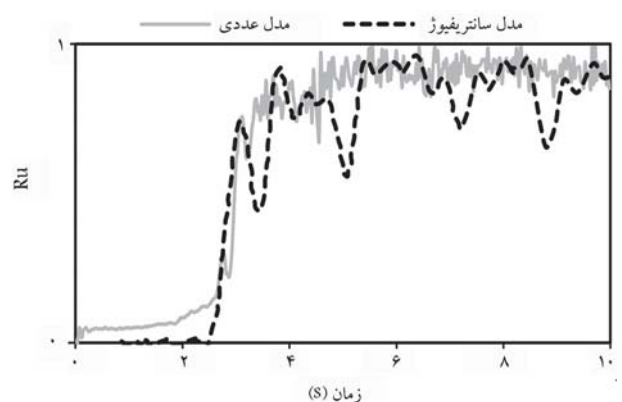
فرض بر آن است که نسبت میرایی در زمان تناوب سیستم خاک - شمع و زمان تناوب خاک برابر با ۰/۵ باشد. هر یک از تحلیل‌ها با یک کامپیوتر با پردازش‌گر شش هسته‌ای نسل ۱۰ و ۱۶ گیگابایت رم، بین ۷۰ تا ۱۴۰ ساعت به طول می‌انجامد.

۴.۲. نتایج صحت‌سنجی

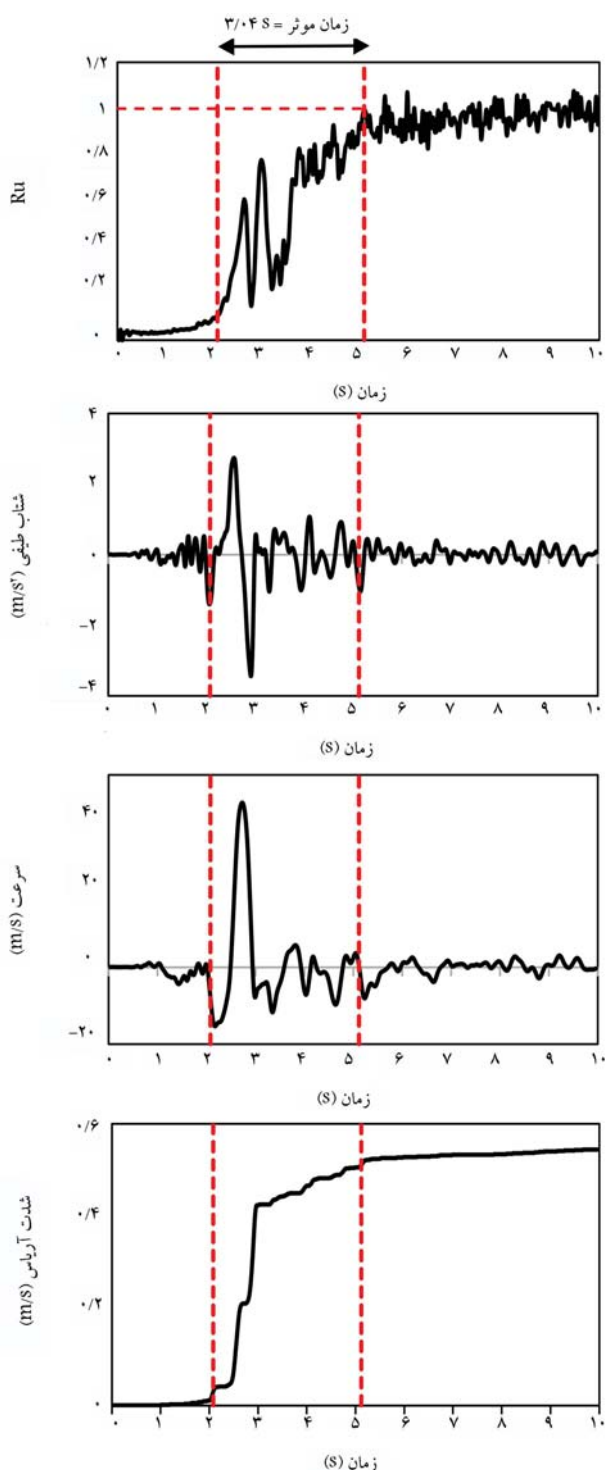
جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی، از نتایج آزمایش سانتریفیوژ شماره‌ی یک پروژه VELACS، که توسط ویلسون [۲۶] صورت گرفته، استفاده شده است. نگاشت شتاب زلزله کوبه، با مقیاس $0/22g$ (شکل ۴)، به عنوان تحریک ورودی به مدل اعمال می‌شود. مقادیر مربوط به تاریخچه زمانی ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای ($Ru = \Delta u / \sigma'_v$) در عمق ۴/۵ متر از سطح زمین در مدل‌سازی عددی، با نتایج به دست آمده از آزمایش سانتریفیوژ مقایسه شد. همانطور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود،



شکل ۴. نگاشت شتاب زلزله کوبه (۱۹۹۵).



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 می توان به ترتیب به صورت معادلات ۲ و ۳ محاسبه کرد: [۲۲]

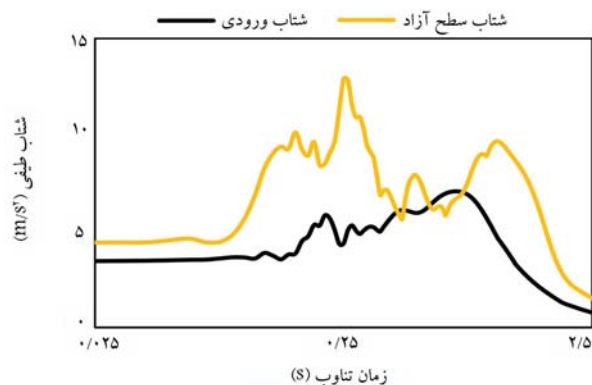
$$v_s = \frac{dw}{dt} = \frac{\varepsilon_{xz} dz}{dt} = \frac{\sigma_{xz}}{G} \frac{C_s dt}{dt} = \frac{\sigma_{xz}}{G} C_s = \frac{\sigma_{xz}}{\rho C_s} C_s = \frac{\sigma_{xz}}{\rho C_s} \quad (2)$$

نشان دهنده تاریخچه زمانی ضریب اضافه فشار آب حفره ای ($Ru = \Delta u / \sigma'_v$) در اعماق مختلف برای زلزله های الف (Coyote Lake و ب (Pacoima Northridge-۵۱)) Dam (upper left) است. این نمودارها برای مقادیر Ru در اعماق ۴/۵، ۹ و ۱۴ متر رسم شده است. عمق ۴/۵ متر نشان دهنده موقعیت وسط لایه روانگر (لایه بالایی) و عمق ۹ متر نشان دهنده موقعیت مرز دولایه روانگر و غیرروانگر هستند. همچنین، عمق ۱۴ متر موقعیت وسط لایه غیرروانگر (لایه پایینی) را نشان می دهد. در این نمودارها نزدیک شدن مقدار Ru به مقدار یک، نشان دهنده وقوع روانگرایی است. همانطور که مشاهده می شود، به طور کلی با افزایش عمق، ضریب Ru کاهش می یابد. این اتفاق به دلیل افزایش تنش موثر اولیه با افزایش عمق است که باعث می شود مقاومت در برابر روانگرایی بیشتر باشد. همان طور که در شکل ۶ نشان داده شده است، در اعماق ۴/۵ و ۹ متر روانگرایی به وقوع پیوسته است، اما در عمق ۱۴ متر، ضریب اضافه فشار آب حفره ای مقدار کمتری از یک دارد و در نتیجه در این لایه روانگرایی ایجاد نشده است. این نتیجه نشان دهنده کارایی مناسب پی شمعی است. به بیان دیگر، اگر تمامی طول شمع در لایه خاک بالایی قرار می گرفت، قطعاً شمع کارایی مناسب نداشت. اما قرار گرفتن نوک شمع در لایه زیرین، می تواند موجب کارایی مناسب شمع شود. البته باید تمامی عوامل موثر بررسی گردند.

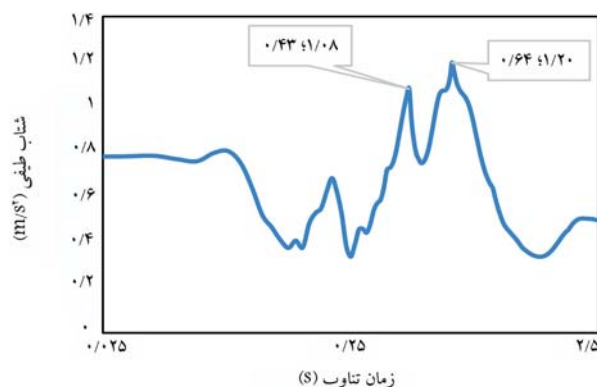
همچنین، در شکل ۶ می توان مشاهده کرد که حرکت پالس گونه زلزله های حوزه نزدیک، که پیش تر به آن اشاره شد، در روند تغییر Ru موثر است. به عبارت دیگر، می توان این نکته را ذکر کرد که اعمال پالس موجود در رکورد زلزله های حوزه نزدیک در مدل موجب شده است تا در مدت زمان اعمال آن (که زمان کوتاهی است)، ضریب اضافه فشار آب حفره ای افزایش یافته و روانگرایی در لایه بالایی ایجاد شود. به همین دلیل، با توجه به مدت زمان اعمال این پالس ها، می توان رفتارهای متفاوت و با شدت های 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 می تواند برای بررسی بهتر مسئله مفید باشد. مطالعات محققان نیز اهمیت بررسی اثر حداکثر سرعت ذره را بر رفتار غیرخطی نشان داده اند. [۲۳] آن ها از این پارامتر برای محاسبه توزیع فاکتور کرنش افقی برای شهر صوفیه استفاده کردند تا مدلی را توسعه دهند که می تواند گسیختگی زمین، ارزیابی حساسیت روانگرایی و تغییر شکل غیرخطی خاک در نزدیکی این شهر را پیش بینی کند.

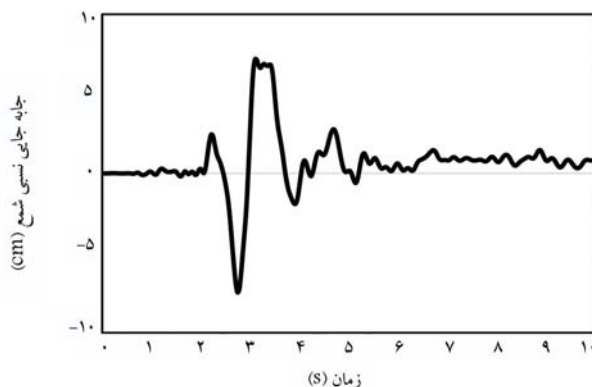
تاریخچه زمانی ضریب اضافه فشار آب حفره ای به دست آمده با تحلیل غیرخطی تحت اثر زلزله Coyote Lake در شکل ۷ ارائه شده است. بزرگترین مقدار ضریب اضافه فشار آب حفره ای زمانی ایجاد شده است که پالس ابتدایی به مدل اعمال شده است. این اثر به دلیل وجود پالس های سرعت با دامنه بالا در نگاشت های نزدیک به گسل است که باعث اعمال انرژی ناگهانی در مدت زمان کوتاه می شود. مدت زمان موثر^{۱۱} و تغییرات کل انرژی ورودی برای هر رکورد نیز در شکل ۷ نشان داده شده اند. مدت زمان موثر برای یک حرکت زمین به عنوان طول فاصله زمانی بین انباشت ۵ و ۹۵ درصد انرژی حرکت زمین تعریف می شود. انرژی حرکت زمین با شدت آریاس^{۱۲} تعریف می شود. [۲۴] همچنین، می توان از شکل ۷ استنباط کرد که بزرگی انرژی ورودی یا اوج شتاب زمین به تنهایی معیار کاملی برای شدت حرکت زمین نمی باشد. 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 می شوند، جابه جایی تنها در جهت افقی در صفحه x-z رخ می دهد. سرعت



شکل ۸. طیف پاسخ شبه 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 تغییر مکان افقی نسبی شمع را برای زلزله‌ی Coyote Lake.

۲.۳. تحلیل رفتار شمع

شکل‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ به ترتیب تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی نسبی شمع را برای زلزله‌ی Coyote Lake (Pacoima Dam (upper, Northridge-۰۱)) و Kocaeli, Turkey (Gebze) (left)) نشان می‌دهد. مقادیر نشان داده شده در نمودار، از تفاضل تغییر مکان 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

$$\sigma_{xz} = 2\rho C_s v_s \quad (3)$$

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.

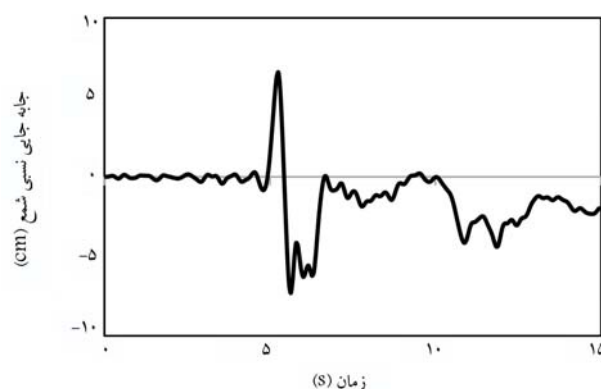
باید توجه داشت که اگرچه مفاهیم معادله ۲ و ۳ از نظر تئوری تنها برای رفتار خطی صحیح هستند، آن‌ها به صورت تجربی مشاهده شده‌اند تا نامایی بهتر در مورد رفتار غیرخطی مانند روانگرایی ارائه دهند. [۳۳] براساس معادله ۳، یک رکورد سرعت را می‌توان به رکورد تنش تبدیل کرد و به یک مرز آرام اعمال کرد. این معادله نشان 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 می‌کنند. یکی دیگر از تفاوت‌هایی که معمولاً میان زلزله‌های حوزه نزدیک و دور وجود دارد، اختلاف در نسبت بیشینه سرعت زمین 13 به بیشینه شتاب زمین 14 (PGV/PGA) است. معمولاً این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک بزرگتر از حوزه دور است و مقدار آن اثر پدیده جهت‌داری را در نگاشت نشان می‌دهد. به طور کلی، این ویژگی منجر به سطح تنش برشی بیشتر می‌شود. این امر باعث می‌شود تا رفتار مصالح به سطح تسلیم برسد. در این شرایط، مصالح ممکن است دچار تغییر شکل پلاستیک شوند. [۳۵] 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. [۳۶] 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 Coyote Lake (۳/۰۴ ثانیه) روی نمودار مشخص شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدت زمان اعمال پالس (مدت زمان موثر)، ضریب 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 سست موجب بزرگ‌نمایی آن‌ها می‌شود. شکل ۸ طیف‌های پاسخ شبه 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 دامن طیف پاسخ شبه شتاب مربوط به شتاب به دست آمده در سطح زمین به دامن طیف پاسخ شبه 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 تناوب‌های متناظر با قله‌های آن بیانگر نحوه تغییر زمان تناوب خاک در اثر اعمال زلزله می‌باشند. شکل ۹ این نمودار را برای رکورد Coyote Lake نشان می‌دهد. در این شکل زمان تناوب متناظر با بلندترین قله بیانگر زمان تناوب لایه خاک در حالت تقریباً خطی و زمان تناوب‌های 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.

ایجاد شده نیز در زمان اعمال پالس بوده است. رفتار شمع به صورت الاستیک در نظر گرفته شده است. اما مشاهده می شود که در انتهای تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی شمع تحت اثر زلزله های متفاوت، یک تغییر مکان ماندگار ایجاد شده است. می توان گفت این تغییر مکان ها به دلیل فشار جانبی ناشی از تغییر شکل های خاک اطراف شمع هستند.

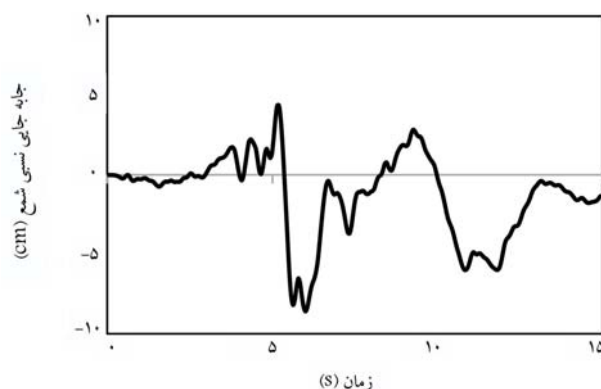
۴. نتیجه گیری

به منظور بررسی اثر زلزله های حوزه نزدیک بر روی پاسخ شمع - ماسه روانگر، مدل سازی خاک و شمع در نرم افزار ۳D 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 شده اند، قرار گرفت. برای مدل سازی رفتار ماسه اشباع با مدل رفتاری P2Psand مدل سازی شد. این مدل، اصلاح شده مدل دافالیاس - منطری است. نتایج به دست آمده از تحلیل ها به صورت زیر ارائه می شوند:

- در بازه زمانی اعمال پالس موجود در رکورد زلزله های حوزه نزدیک، ضریب فشار آب حفره ای افزایش یافته و روانگرایی در لایه ی خاک بالایی ایجاد شده است. این افزایش حدود ۹۰ درصد بوده و خاک به روانگرایی کامل رسیده است.
- با افزایش عمق، ضریب Ru کاهش می یابد که نشان دهنده مقاومت بیشتر در مقابل روانگرایی است.
- وجود پالس سرعت در زلزله های حوزه نزدیک عامل اصلی بیشینه ی تغییر مکان نسبی در مدت اعمال پالس است.



شکل ۱۱. تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی نسبی شمع را برای زلزله ی ۰۱ Northridge- (Pacoima Dam (upper left))



شکل ۱۲. تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی نسبی شمع را برای زلزله ی Kocaeli, Turkey (Gebze)

پانویس ها

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.

2. Tokimatsu, K., Mizuno, H. and Kakurai, M., 1996. Building damage associated with geotechnical problems, *Soils and Foundations*, 36, pp.219-234. https://doi.org/10.3208/sandf.36.Special_219.
3. Bhattacharya, S. and Madabhushi, S., 2008. A critical review of methods for pile design in seismically liquefiable soils. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(3), pp.407-446.
4. Tokimatsu, K., Tamura, S., Suzuki, H. and Katsumata, K., 2012. Building damage associated with geotechnical problems in the 2011 tohoku pacific earthquake. *Soils and Foundations*, 52(5), pp.956-974. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.014>.
5. Zhang, X., Tang, L., Ling, X., Chan, A.H.C., and Lu, J., 2018. Using peak ground velocity to characterize the response of soil-pile system in liquefying ground. *Engineering Geology*, 240, pp.62-73. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.04.011>.
6. Han, Z., Cheng, X. and Ma, Q., 2016. An experimental study on dynamic response for MICP strengthening liquefiable sands. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(4), pp.673-679. <http://dx.doi.org/10.1007/s11803-016-0357-6>.

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/2017EEEEV16..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 Kunnath, 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/2016EEEEV15..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/2016EEEEV15..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.

راهنمای نگارش مقالات مجله علمی و پژوهشی

شریف

مجله علمی «شریف»، از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه‌های پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتلای سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه مجموعه‌ی مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدیع در زمینه‌های علمی و فنی بوده و در مجله‌ی دیگری به چاپ نرسیده باشند؛ مقاله‌های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات، ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می‌رسند.

۲. مقالات مبتنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفته، دارای یکی از مشخصات زیر:

۱.۲. با نقد و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به نتایج تازه‌ی دست یافته باشند.

۲.۲. به اختصار و در زمینه‌های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.

۳.۲. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار برجسته‌ی علمی و فنی باشند.

* مشخصات مقالات ارسالی:

مقاله به صورت دوتونی (طول سطر ۸/۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تمامی معادلات، علائم ریاضی، رابطه‌ها الزاماً فقط در محیط Mathtype ارائه شود) و منضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنما به نشانی سایت مجله <http://journal.sharif.ir> به دفتر مجله ارسال شود.

* ضمن معرفی نویسنده مسئول مقاله، نشانی رایانامه سازمانی کلیه نویسندگان قید شود.

* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندگان و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندگان، نشانی پست الکترونیکی ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه و چکیده انگلیسی بین ۸۰۰ تا ۱۰۰۰ کلمه با قلم Times ارائه شود.

* سایر اجزای اصلی مقاله، نظیر مقدمه، عناوین بخش‌های اصلی، زیربخش‌ها و نتیجه‌گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه -- با احتساب شکل و نمودار -- باشد.

* کلیه عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل‌ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل‌ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

نکته: از آنجا که مطالب مجله در ستون‌های ۸/۵ سانتی‌متری آراسته می‌شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی‌متر با ضخامت کادر Apx و خط نمودار ۶ px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل‌ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 یا پسوند JPG یا Tif امکان‌پذیر است.

* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متداول فارسی می‌باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه‌ی لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

یادآوری مهم و ضروری: با توجه به یکسان سازی شکل‌های کلیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کانتور (فشار، سرعت، تنش و...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل‌های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

* کلیه منابع مورد استفاده، شماره‌بندی (از شماره یک و به‌طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه منابع مورد استفاده به زبان و با فرمت Harvard باتوجه به مثال‌های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه [In Persian] داخل براکت قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples: Journals:

Mashaly E., El-Heweyty 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/jsce.2018.126299.1531.

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G., 1990. The preforation of circular plat with four sided pyramidally - 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).

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) tri-axial test.

NUMERICAL STUDY OF THE LIQUEFIABLE SAND-PILE BEHAVIOR UNDER THE EFFECT OF NEAR-FIELD GROUND MOTIONS

S. Abbasi Karafshani

abbasi.civil@yahoo.com

R. Pourhosseini Ardakani (corresponding author)

r.porhoseini@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-plane 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-plane force in low in-plane 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

shabnamsalehi@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.esmaeilzadeh@stu.iiees.ac.ir

S. Eshghi (corresponding author)

s.eshghi@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. Hosseinian(corresponding author)

s.hosseinian@basu.ac.ir

A. Sabouri G.A.

alisabouri5192@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

DOI:10.24200/J30.2023.61540.3181

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 4, Page 31-41, 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.kamiyab@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

rvahdani@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

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](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. Hosseinian, 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**