



مقالات پژوهشی:

- مطالعه‌ی آزمایشگاهی تأثیر نصب اسپویلر و پیگیبک‌لاین در لوله‌های موزی مستغرق قرار گرفته در بستر فرسایشی تحت جریان یک‌طرفه مجتبی دامرودی، کانلم اسماعیلی و سیدحسن رحمانی
- بررسی محدوده‌های تحت تأثیر کنج مقعر قائم و تعیین نسبت کرنش مسطح در گودبرداری‌های بسیار عمیق ترگی ریاحی و حمد باسته
- مدل‌های رگرسیون مبتنی بر یادگیری ماشین برای تخمین هزینه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌ی ساختمان‌های مصالح بتایی جواد میرزایی، حسین امیری هنزایی، حمد خاکی و حامد کاشانی
- تحلیل لرزه‌ی سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل - به روش هیبرید عدد موج گسسته و اجزاء محدود حمید محمدزاده، محسن قائمان و حمید زعفرانی
- بررسی کنج تاب‌آوری لرزه‌ی در قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگرهای لرج غیرخطی تحت زلزله‌ی ثانویه محمدجواد حمیدیا و رضا دلیلی بزدی
- ارزیابی عملکرد سیستم‌های ترکیبی با قاب خمشی و قاب با لینک برشی فرید محمودی صالحی، علیرضا رهایی و فرزاد حاتم‌ی بوق
- بررسی اهمیت پارامترهای مؤثر در گسختگی ستون کوتاه با استفاده از روش‌های همبستگی و یادگیری ماشین زهرا توری و فریبرز ناطقی الهی
- بررسی رفتار ماسه‌ی آبی‌دار تثبیت شده با سلیس کلئویدی در مقابل روانگرایی ایمان توری دلور، رضا نورزاد و بهرام طغنه گنبدی
- پیامدهای اجتماعی شکست زیرساخت‌ها محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری برای تحلیل تاب‌آوری جامعه در ایران حامد کاشانی و محمد امین عشقی
- بررسی تأثیر آلب هیبریدی در مقاومت الکتریکی و مقاومت دینامیکی بتن در برابر انفجار بتن امین جعفرنیا، رضا خدابخشی، محمد فیاض و سعید محمد

یادداشت فنی:

- تبیین اثر مؤلفه‌های فرهنگ ملی در پذیرش فناوری مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM) در شرکت‌های ساختمانی استان تهران سحر طاهری‌پور، مجتبی عزیزی و احسان‌اله اشتهازادیان
- ارزیابی رفتار لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی با و بدون دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی نوید سیاهپلو، امید لطیفیان و سیدمعمانی رضوی
- بررسی تأثیر اندازه و مقدار ذرات نانوسیلیس در پارامترهای مقاومتی و دوام بتن متراکم شده‌ی غلتکی در سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان امیرحسام‌الدین آرمان‌پور، محمدمهدی امیری، محسن ادابی و احسان درویشان
- بهینه‌سازی مقطع کانال سهموی مرکب براساس تغییرات دبی جریان و ارتفاع آزاد سمه پوربخشیان و بهمان فصیح
- مطالعه‌ی آزمایشگاهی و تئوری رفتار کششی پوسته‌های استوانه‌یی فولادی با ضخامت متغیر تحت بارگذاری مرکب فشارهای محوری و خارجی ندا فاعلمی‌پور و حسین شوکتی

ARTICLES:

- Experimental Investigation of the Impact of the Spoiler and Piggyback Line on Scour Holes of the Parallel Pipe Lines Under the Erodeable Bed
M. Damroudi, K. Esmaili and S.H. Rajaei
- Investigation of Areas Affected By Vertical Concave Corners During Very Deep Excavations and Determination of the Plain Strain Ratio
N. Riahy and H. Bayesteh
- Machine Learning-Based Regression Models for Estimating Seismic Retrofit Cost of Masonry Buildings
J. Mirzae, H. Amiri, H. Khaledghi and H. Kashani
- Seismic Analysis of Dam-Foundation-Reservoir-Fault System by Hybrid Discrete Wavenumber-Finite Element Method
H. Mohammadrezaei, M. Ghaemian and H. Zafarani
- Seismic Resiliency Assessment of Steel Moment Resisting Frames with Nonlinear Viscous Dampers Under Secondary Earthquake
M.J. Haridisa and R. Dalli-Yazdi
- Evaluation of Dual Systems with Moment-Resisting Frame and Shear Link Frame
F. Mahmoudi, A. Rahai and F. Hatami
- Investigation of Effective Parameters in Short Column Failure Using Correlation and Machine Learning Methods
Z. Nouri and F. Nateghi-Alahi
- Investigation of the Behavior of Stabilized Silty Sand with Colloidal Silica Against Liquefaction
I. Nouri Delavar, R. Noorzad and B. Tanegonbadi
- The Social Impacts of Infrastructure Failure: Estimation of the Value of a Statistical Life for Community Resilience Analysis in Iran
H. Kashani and M. Eshghi
- Investigation of the Effect of Hybrid Fibers Against Electrical Resistance and Dynamic Resistance Against Concrete Explosion
A. Jafarinia, R. Khodsabakhshy, M. Fayyaz and S. Mohamad

RESEARCH NOTES:

- Explaining the Effects of National Culture Dimensions on the Adoption of Building Information Modeling (BIM) Technology in Tehran Province Construction Companies
S. Taheripour, M. Azizi and E. Eshtehardian
- Evaluation of Seismic Behavior of SMRFs with and Without Steel Shear Wall Against Sequencing Earthquakes
N. Shahpolo, O. Latifiyan and S.A. Razavi
- Investigation of Effect of Size and Content of Nano/SiO₂ on the Strength and Durability of RCC in Freezing-Thawing Cycles
A. Armanpour, M.M. Amiri, M. Adabi, E. Darvishan
- Optimization of Composite Parabolic Channel Cross-Section Based on Changes in Discharge and Freeboard
S. Pourbakhshian and P. Fasih
- Experimental and Theoretical Study of Buckling Behavior of Steel Cylindrical Shells with Variable Wall Thicknesses Under Combined Loading of Axial Compression and External Pressure
N. Fazilipour and H. Showkat

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف
مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی
سر دبیر: دکتر محسن قائمیان
سر دبیر هیأت تحریریه: دکتر سعید سهراب پور

مدیر داخلی: پوران خیرمندی

مدیر اجرایی: پریسا مروتی

مسئول روابط عمومی: محمدرضا یوسف خان

ویرایش: رزیتا رستخیز پیدار

حروفچینی: ساناز نادری، رضیه قربانی و مریم علی کرمی

صفحه آرایی: غزل احمدی میرقائد

امور اجرایی: شیمیا آل اسداله، مریم پورابراهیمی باوفا

طراح لوگو: زنده یاد مرتضی ممیز

طرح روی جلد و ساختار صفحه آرایی: مصطفی اسداللهی

نظارت فنی و چاپ: پیمان فرگاهی

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.

مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵

دفتر مجله علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۶۶۰۰۵۴۱۹-۶۶۱۶۴۰۹۳

پست تصویری: ۶۶۰۱۲۹۸۳

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

سایت اسپرینگر: www.globalsciencejournals.com

پست الکترونیکی: pajouhesh@sharif.edu

چاپ: کارگاه گرافیک فرگاهی، <http://www.fargahi.com>

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، 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 محمدنقی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدجواد کتابداری

دانشکده مهندسی دریا، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر محمد کرمانشاه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر موسی محمودی

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 واثقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دکتر ابوالحسن وفائی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

هیأت تحریریه تخصصی

• سردبیر تخصصی: دکتر ابوالحسن وفایی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر احمد ابریشم‌چی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر همایون استکانچی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباس افشار

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی برخوردار

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ایوب ترکیان

دانشیار مرکز تحقیقات آب و انرژی - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباسعلی تسنیمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر حسن حاجی کاظمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر سیدمحسن حائری

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیررضا خوبی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فیاض 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 عطا آقایی آرائی

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

دکتر محمود اکبری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه کاشان

دکتر امین الوانچی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ابراهیم افسر دیزج

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدمدنی آذربایجان

دکتر آرش اکبری حامد

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی سهند

دکتر عباس پوردلیلی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه دامغان

دکتر مهدی پنچی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

دکتر مجید پاسبانی خیاوی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه محقق اردبیلی

دکتر اکبر چشمی

دانشکده‌ی مهندسی زمین‌شناسی - دانشگاه تهران

دکتر مهدی حمیدی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی بابل

دکتر یوسف حسین‌زاده

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز

دکتر علیرضا حاجیانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد شیراز

دکتر جهانگیر خزائی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه رازی

دکتر سعیدرضا خداشناس

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مشهد

دکتر رسول دانشفراز

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه

دکتر مهدی دستورانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بیرجند

دکتر حمید رحمانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

مقالات پژوهشی:

- ۳ مطالعه‌ی آزمایشگاهی تأثیر نصب اسپویلر و پیگیبک‌لاین در لوله‌های موازی مستغرق قرار گرفته در بستر فرسایشی تحت جریان یک‌طرفه
مجتبی دامرودی، کاظم اسماعیلی و سیدحسن رجایی
- ۱۵ بررسی محدوده‌های تحت تأثیر کنج مقعر قائم و تعیین نسبت کرنش مسطح در گودبرداری‌های بسیار عمیق
نرگس ریاحی و حامد بایسته
- ۲۷ مدل‌های رگرسیون میبنتی بر یادگیری ماشین برای تخمین هزینه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌ی ساختمان‌های مصالح بنایی
جواد میرزائی، حسین امیری هنزائی، حامد خالقی و حامد کاشانی
- ۳۹ تحلیل لرزه‌ی سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل - به روش هیبرید عدد موج گسسته و اجزاء محدود
حمید محمدنژاد، محسن قائمیان و حمید زعفرانی
- ۵۱ بررسی کتی تاب‌آوری لرزه‌ی در قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگرهای لزج غیرخطی تحت زلزله‌ی ثانویه
محمدجواد حمیدیا و رضا دلیلی یزدی
- ۶۷ ارزیابی عملکرد سیستم‌های ترکیبی با قاب خمشی و قاب با لینک برشی
فرید محمودی صاحبی، علیرضا رهایی و فرزاد حاتمی برق
- ۷۷ بررسی اهمیت پارامترهای مؤثر در گسیختگی ستون کوتاه با استفاده از روش‌های همبستگی و یادگیری ماشین
زهرا نوری و فریبرز ناطقی الهی
- ۸۹ بررسی رفتار ماسه‌ی لای‌دار تشبیه شده با سلیس کلوتیدی در مقابل روانگرایی
ایمان نوری دلاور، رضا نورزاد و بهرام طعنه گنبدی
- ۹۹ پیامدهای اجتماعی شکست زیرساخت‌ها محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری برای تحلیل تاب‌آوری جامعه در ایران
حامد کاشانی و محمد امین عشقی
- ۱۰۹ بررسی تأثیر الیاف هیبریدی در مقاومت الکتریکی و مقاومت دینامیکی بتن در برابر انفجار بتن
امین جعفرنیا، رضا خدابخشی، محمد فیاض و سعید محمد

یادداشت فنی:

- ۱۱۹ تبیین اثر مؤلفه‌های فرهنگ ملی در پذیرش فناوری مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM) در شرکت‌های ساختمانی استان تهران
سحر طاهری‌پور، مجتبی عزیزی و احسان‌اله اشتهاردیان
- ۱۳۱ ارزیابی رفتار لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی با و بدون دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی
نوید سیاه‌پلو، امید لطیفیان و سیدعبدالنبی رضوی
- ۱۴۵ بررسی تأثیر اندازه و مقدار ذرات نانوسیلیس در پارامترهای مقاومتی و دوام بتن متراکم شده‌ی غلتکی
در سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان
امیرحسام‌الدین آرمان‌پور، محمدمهدی امیری، محسن آدابی و احسان درویشان
- ۱۵۵ بهینه‌سازی مقطع کانال سهموی مرکب براساس تغییرات دبی جریان و ارتفاع آزاد
سمیه پوربخشیان و پیمان فصیح
- ۱۶۹ مطالعه‌ی آزمایشگاهی و تئوری رفتار کمانشی پوسته‌های استوانه‌ی فولادی با ضخامت متغیر
تحت بارگذاری مرکب فشارهای محوری و خارجی
ندا فضلعلی‌پور و حسین شوکتی

ضمائم:

- ۱۸۸ چکیده مقالات به انگلیسی

مطالعه‌ی آزمایشگاهی تأثیر نصب اسپویلر و پیگیبک‌لاین در لوله‌های موازی مستغرق قرار گرفته در بستر فرسایشی تحت جریان یک‌طرفه

مجتبی دامرودی (دکتری)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد نجف‌آباد، اصفهان

کاظم اسماعیلی* (دانشیار)

گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد

سیدحسن رجایی (استادیار)

مرکز تحقیقات و آموزش کشاورزی و منابع طبیعی، مشهد، استان خراسان رضوی

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۳-۳، (پژوهشی)

استفاده از اسپویلر و پیگیبک‌لاین بر روی لوله، تأثیر بسزایی در کاهش عمق آبستستگی دارد. از این رو، در پژوهش حاضر تأثیر موقعیت قرارگیری اسپویلر و پیگیبک‌لاین و هندسه‌ی آن‌ها و همچنین فاصله‌ی بین لوله‌های مستغرق موازی بر عمق آبستستگی زیر لوله‌ها به صورت آزمایشگاهی بررسی شده و نتایج نشان داده است که تغییرات گودال آبستستگی، تابعی از فاصله‌ی قرارگیری لوله‌ها، زاویه‌ی قرارگیری اسپویلر یا پیگیبک‌لاین و همچنین موقعیت آن‌ها بر روی لوله است. در حالی که شکل مقطع پس از نصب، تأثیر قابل توجهی در گودال آبستستگی ندارد. بیشترین مقادیر آبستستگی در زیر هر دو لوله با افزایش فاصله‌ی لوله‌ها از یکدیگر و قرارگیری اسپویلر و پیگیبک‌لاین در زوایای 18° و 135° درجه رخ داده است. این موضوع در حالی است که با کاهش فاصله‌ی لوله‌ها از هم، کمترین مقادیر آبستستگی در زوایای 9° و 27° درجه اتفاق افتاده است، که می‌تواند به عنوان سازه‌ی حفاظتی بررسی شود.

mojtaba.damroudi@yahoo.com
esmaili@um.ac.ir
shrajaie@yahoo.com

واژگان کلیدی: آبستستگی، لوله‌ی موازی، اسپویلر، پیگیبک‌لاین، لوله‌ی مستغرق.

۱. مقدمه

همچنین شسته شدن رسوب‌های زیر لوله است که به سمت پایین حرکت خواهد کرد.

معلق شدن لوله^۲ به حالتی اطلاق می‌شود که در اثر فرسایش، زیر لوله خالی شود و لوله در حالت معلق به دلیل گیردار بودن طرفین باقی بماند.^[۱] در این حالت، تونلی در زیر لوله تشکیل می‌شود و جت جریان آب از ناحیه‌ی زیر لوله با سرعت عبور می‌کند. از این رو، در صورتی که فرایند آبستستگی زیر لوله تسریع شود، می‌تواند از پدیده‌ی خوددلفنی به عنوان گزینه‌ی ارزان به جای حفر مکانیکی ترانشه استفاده کرد. یکی از روش‌های تسریع در فرایند آبستستگی، استفاده از باله یا همان اسپویلر است. باله، صفحه‌ی است که بر روی خط لوله نصب می‌شود. همچنین امروزه برای عبور کابل‌های برق و مخابرات از طریق دریا از یک خط لوله با قطر کمتر بر روی لوله‌ی اصلی به نام پیگیبک‌لاین استفاده می‌شود که می‌تواند جریان اطراف لوله را تحت تأثیر قرار دهد. در پژوهش حاضر، تأثیر موقعیت قرارگیری اسپویلر و پیگیبک‌لاین و هندسه‌ی آن‌ها و همچنین فاصله بین لوله‌های مستغرق موازی در عمق آبستستگی زیر لوله‌ها به صورت آزمایشگاهی بررسی شده است. آبستستگی

عبور خطوط لوله از روی بستر فرسایشی دریا و رودخانه، تغییراتی در الگوی جریان اطراف خطوط لوله ایجاد می‌کند. زمانی که لوله‌های انتقال مستقیماً بر روی بستر فرسایش‌پذیر قرار می‌گیرند، در صورت قوی بودن جریان‌های دریایی، با برقراری جریان نشستی در بستر لوله و حرکت دانه‌های رسوب، پدیده‌ی آبستستگی آغاز می‌شود. پدیده‌ی آبستستگی ناشی از گرادبان فشار ایجاد شده بین بالادست و پایین‌دست لوله است.^[۱] آبستستگی زیر لوله، باعث معلق شدن لوله می‌شود که خطر خمیدگی لوله و شکستن آن را به دنبال دارد و می‌تواند باعث بروز خسارت‌های عمده‌ی زیست‌محیطی و مالی شود. لوله‌ی که در بستر فرسایشی قرار گرفته است، به علت آبستستگی موضعی می‌تواند دچار خوددلفنی^۱ شود. پدیده‌ی را خوددلفنی گویند که طی آن آب آبستستگی بستر، لوله به تدریج درون آن فرو می‌رود و رسوب‌ها روی لوله را می‌پوشانند؛ این امر به دلیل نبود تکیه‌گاه لوله در بستر رسوبی، وزن لوله و

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۳/۲۲، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۲۸، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۲۵

DOI:10.24200/J30.2022.58192.2963

در اطراف خطوط لوله‌ی انتقال در مراحل مختلفی ایجاد می‌شود. در اثر قرارگیری لوله بر روی بستر رسوبی و برخورد جریان و موج و یا اثر توأم، اندرکنشی بین خط لوله و بستر فرسایش‌پذیر به‌وجود می‌آید و باعث ایجاد تغییراتی در شرایط و الگوی جریان و برهم خوردن تعادل انتقال رسوب بستر در زیر لوله می‌شود. همچنین، پدیده‌هایی نظیر: انقباض جریان، شکل‌گیری گردابه‌های نعل‌اسبی در جلوی سازه، شکل‌گیری گردابه‌های چرخشی در پشت سازه و نیز تولید آشفستگی را به همراه خواهد داشت. [۵-۳]

فرایند آشفستگی زیر خطوط لوله‌ی مستغرق، روندی پیچیده دارد که به شرایط هیدرولیکی، ژئوتکنیکی و هیدرولوژیکی بستگی دارد، تغییر و شکست ساختار الگوی جریان توسط آشفستگی در زیر خطوط لوله در موارد شدید از جریان‌های ناپایدار و تعامل با شرایط در حال تغییر کانال رخ می‌دهد. [۶] بایکر و لیووستاین (۱۹۸۴)، بیان کرده‌اند که مکانیسم آشفستگی زیر خطوط لوله، در سه مرحله‌ی فرسایش اصلی اتفاق می‌افتد. فرسایش اصلی به فرسایش زیر خطوط لوله اطلاق می‌شود و فرسایش‌های پایین دست لوله و بعد از پشته‌ی آشفستگی را شامل نمی‌شود. آشفستگی ابتدا در یک مقطع از لوله به‌صورت موضعی ایجاد و به تدریج در جهت محور طولی لوله گسترش می‌یابد، پس از ایجاد فاصله‌ی بسیار اندک بین لوله و بستر فرسایش‌پذیر، سیال با سرعت زیادی از درون حفره‌ی ایجاد شده عبور می‌کند و موجب افزایش تنش برشی در زیر لوله می‌شود. [۷]

هولسبرگن و بایکر^۴ (۱۹۸۴)، در مطالعات خود بیان داشتند که نصب باله در بالای لوله‌های واقع بر بستر رسوبی، روند خوددلفنی را تسریع می‌کند. این میزان از خوددلفنی، ۲ تا ۳ برابر قطر لوله گزارش شده است. همچنین در پژوهش اخیر، پروفیل‌های سطح رسوب‌ها در پایین دست خطوط لوله بررسی شده است. با در نظر گرفتن ارتفاع موج رسوبی در پایین دست خطوط لوله، میزان عمق ترانشه برای جلوگیری از قرار گرفتن لوله در حادث شدن فرسایش محاسبه شده است. این میزان به عنوان پارامتری از عمق جریان، میزان ارتفاع موج رسوبی پایین دست و ارتفاع باله معرفی شده است. [۸-۱۰] هانسن^۵ و همکاران (۱۹۸۶)، بیان داشتند که اگر لوله در ابتدا کمی زیر بستر قرار داده شود، توسعه‌ی چاله‌ی آشفستگی آهسته‌تر و بر حسب مقدار جایگذاری زیر بستر ممکن است که توسعه‌ی چاله‌ی آشفستگی متوقف شود. [۱۱] وستهورتمن^۶ و همکاران (۱۹۹۲)، الگوی آشفستگی و بیشینه‌ی عمق آشفستگی زیر لوله‌های موازی را به ازاء فاصله‌ی ۱/۵ برابر قطر لوله‌ی انتقال بررسی کردند و دریافته‌اند لوله‌هایی که فواصل مابین آن‌ها نصف قطر لوله است، عمق آشفستگی بیشینه نسبت به حالتی که فواصل آن‌ها برابر قطر لوله بوده است، حدود ۵ الی ۳۵ درصد کاهش یافته است. [۱۲]

چنگ و چیو^۷ (۲۰۰۳)، میزان تنش برشی در زیر لوله‌ی خطوط انتقال را با استفاده از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی بررسی کردند و دریافته‌اند که بیشترین میزان تنش برشی در زیر خط لوله با فاصله‌ی ۳ برابری قطر لوله از بستر رسوبی به دست آمده است. همچنین نتایج نهایی پژوهش ایشان نشان داده است که با افزایش فاصله بین لوله و بستر رسوبی، میزان تنش برشی تا ۷۰٪ از حالت آزمایش شاهد (نزدیکی سطح بستر) است. [۱۳] استفاده از مدل‌های عددی برای برآورد پارامترهای هیدرولیکی، از جمله تنش برشی، راهکار مناسبی است. ژائو و وانگ^۸ (۲۰۰۹) با استفاده از مدل عددی، تنش برشی در زیر خطوط لوله‌ی انتقال را در حالت‌های مختلف استفاده از باله در تاج لوله بررسی و ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که با افزایش طول باله‌ی نصب شده در تاج لوله، میزان تنش برشی تا ۱۲ برابر برای نسبت طول باله به قطر لوله ۳۷۵/۰ به‌دست خواهد آمد. [۱۴]

در نصب باله بر روی خطوط لوله، نیروهای هیدرولیکی مختلفی تأثیرگذار هستند.

از این رو، بررسی نیروهای هیدرولیکی در مطالعه‌ی عمق آشفستگی اطراف لوله و پارامترهای تأثیرگذار در پدیده‌ی اخیر بسیار حائز اهمیت است. آرنولد^۹ (۲۰۰۷)، نشان داد که یک خط لوله به همراه پیگیک‌لاین و اسپور باعث افزایش نیروی دراگ و کاهش نیروی لیفت در مقایسه با یک خط لوله‌ی ساده خواهد شد که می‌تواند در پایداری لوله مؤثر باشد. [۱۵] ژانگ^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۲)، در بررسی تأثیر موج‌های فعال در سطح بر روی گودال آشفستگی در زیر خطوط لوله دریافته‌اند که گردابه‌افکنی در اطراف پیگیک‌لاین به اثر نسبت دفن اولیه به قطر لوله و فاصله‌ی لوله از بستر رسوبی بستگی دارد و به علت تغییرات پیگیک‌لاین نصب شده بر روی لوله بر توزیع فشار، موج فعال در سطح آب باعث افزایش عمق چاله‌ی آشفستگی می‌شود. [۱۶]

یانگ^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۲ و ۲۰۱۳)، در آزمایش‌های خود نشان دادند که باله‌های سخت، آشفستگی زیر خطوط لوله را تسریع می‌بخشند و توپوگرافی بالادست و پایین دست بستر را به‌طور قابل‌توجهی تغییر می‌دهند. اما باله‌های انعطاف‌پذیر، علاوه بر اینکه عمل آشفستگی را سرعت می‌بخشند، اثر باله در توپوگرافی بالادست و پایین دست بستر لوله را کم می‌کنند؛ همچنین، عدد فرود سیال و ارتفاع باله را در عمق آشفستگی مؤثر دانستند. [۱۷، ۱۸]

ژنگ^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۵)، با استفاده از مدل عددی به شبیه‌سازی خطوط لوله در حالت خوددلفنی پرداختند و دریافته‌اند وجود باله بر روی لوله باعث بهم‌ریختگی منحنی توزیع فشار در جلو و پشت لوله و نیز به وجود آمدن گشتاور پیچشی در مرکز لوله می‌شود که باید این مسئله به خودی خود در طراحی‌ها لحاظ شود. از این رو، با بررسی عددی، گراف‌هایی برای تعیین میزان بیشینه‌ی طول باله در نظر گرفته شد که به ازاء آن، لوله در معرض گشتاور مخرب قرار نخواهد گرفت. همچنین دریافته‌اند که افزایش عدد فرود به افزایش سرعت دفن لوله کمک می‌کند. [۱۹]

ژائو و همکاران (۲۰۱۵)، با استفاده از مدل عددی به بررسی آشفستگی دو لوله‌ی موازی بر بستر دریا پرداختند و با استفاده از دو لوله با قطر یکسان با فاصله‌های قرارگیری در محدوده‌ی $G = 0/5D$ تا $G = 5D$ (فاصله‌ی بین خطوط لوله و D قطر لوله‌ها)، مشخص شد بیشینه‌ی عمق آشفستگی در حالت‌های مختلفی، افزایش اندکی نسبت به حالت لوله‌ی منفرد داشته است، اما عمق آشفستگی در پایین دست لوله‌ها در حالت دو لوله افزایش قابل توجهی داشته و در حالت $G = 2/5D$ ، بیشترین عمق آشفستگی در پایین دست لوله‌ها نسبت به حالت لوله‌ی منفرد به وجود آمده است. [۲۰، ۲۱] هو^{۱۳} و همکاران (۱۹۶۸)، به بررسی عددی و بزرگی‌های هیدرونیامیک امواج سونامی اطراف خط لوله‌ی مستغرق منفرد و موازی پرداختند و نتایج شبیه‌سازی نشان داد که بیشینه‌ی نیروهای هیدرونیامیکی موج سونامی، بیشتر از موج منفرد بوده است. نیروهای هیدرونیامیکی موج سونامی اطراف خط لوله، با افزایش ارتفاع موج افزایش یافته‌اند، اما با کاهش عمق آب، کاهش پیدا کرده‌اند. [۲۱]

دامرودی^{۱۴} و همکاران (۲۰۲۱)، به بررسی تأثیر نصب باله و پیگیک‌لاین در خطوط لوله‌ی منفرد در دو حالت آشفستگی و دفن شده پرداختند و شکل هندسی مختلف باله و پیگیک‌لاین‌ها را با طول و ارتفاع مختلف ارزیابی کردند و دریافته‌اند در صورت نصب شکل باله‌ی مستطیلی، بیشترین خوددلفنی اتفاق می‌افتد. همچنین در نوع پیگیک‌لاین دایره‌یی، تأثیر آن به کمینه‌ی میزان خود به ازاء زاویه‌های مختلف نصب باله خواهد رسید. بررسی‌های دوبعدی شبیه‌سازی شده‌ی سرعت در اطراف باله نیز نشان داده است که علت تغییرات ذکر شده، بهم‌ریختگی منحنی توزیع فشار در جلو و پشت لوله‌ی انتقال بوده است. [۲۲]

یانگ و همکاران (۲۰۱۹)، در بررسی تأثیر به کارگیری پیگیک‌لاین در اطراف خطوط لوله‌ی در معرض آشفستگی، از جریان غیر یکنواخت با طول موج‌های مختلف

مطابق رابطه‌ی ۳ باید در نظر داشت که در مسئله‌ی گودال آبخستگی، جریان آب به صورت آشفته است و از آثار لزجت سیال، می‌توان صرف‌نظر کرد. در این صورت پارامتر لزجت دینامیک سیال از رابطه‌ی ۳ حذف می‌شود و با در نظر گرفتن سرعت جریان، عمق آب، و شتاب گرانش زمین به عنوان پارامترهای تکرار شونده، می‌توان رابطه‌ی ۴ را نوشت:

$$\frac{d_{st}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gh}}\right) \quad (4)$$

رابطه‌ی اخیر نشان می‌دهد که نیروی وزن (عدد فرود) تأثیر مستقیمی در روند آبخستگی در شسته شدن رسوب‌ها در زیر خطوط لوله دارد. بنابراین با توجه به تمامی پارامترهای بدون بعد باقی‌مانده برای عمق نسبی آبخستگی می‌توان رابطه‌ی ۵ را نوشت:

$$\frac{d_{st}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gh}}, \frac{h}{L}, \frac{D}{L}, \theta\right) \quad (5)$$

به دلیل تغییرات کم عدد فرود در مطالعه‌ی حاضر می‌توان از اثر آن چشم‌پوشی کرد. در نهایت با استفاده از روش رگرسیون غیرخطی در نرم‌افزار Mathematical، می‌توان رابطه‌ی تجربی ۶ را که بر پایه‌ی اعداد بی‌بعد است، ارائه کرد:

$$\frac{d_{st}}{D} = C_1 \left[\frac{h}{L}\right]^{C_2} \left[\frac{D}{L}\right]^{C_3} [\theta]^{C_4} + C_5 \quad (6)$$

با توجه به اینکه آزمایش‌های پژوهش حاضر در شرایط آشفته انجام شده است، می‌توان از آثار عدد رینولدز نیز چشم‌پوشی کرد.

۳. تجهیزات آزمایشگاهی

فلوم آزمایشگاهی: کلیه‌ی آزمایش‌ها در فلوم مستطیلی فلزی - شیشه‌ی آزمایشگاه هیدرولیک مرکز تحقیقات و آموزش کشاورزی و منابع طبیعی خراسان رضوی به طول ۱۱ متر و عرض ۵۰ سانتی‌متر مطابق شکل ۱ انجام شده است. جریان ورودی فلوم به وسیله‌ی پمپ از مخزن زیرزمینی آزمایشگاه تأمین شده است. اندازه‌گیری دبی جریان توسط یک سرریز لبه‌تیز مثلثی قرار گرفته در انتهای فلوم که واسنجی شده است، صورت گرفته است. عمق پایاب توسط یک دریچه‌ی قابل تنظیم در پایین دست طوری تنظیم شده که شرایط استغراق برقرار شود. عمق جریان به وسیله‌ی یک عمق‌سنج با دقت ۱/۰ میلی‌متر که در بالای فلوم نصب شده بود، قرائت شده است. همچنین از کف کاذب به ارتفاع ۱۰ سانتی‌متر در ابتدا و انتهای فلوم، استفاده شده است. کف کانال به جز در محدوده‌ی ۲ متری که از رسوب‌ها پر شده و مدل خطوط لوله در آن نصب شده است، برای ایجاد جریان یکنواخت در قسمت ابتدایی کف کاذب با استفاده از ذرات ماسه پوشانده شد، تا جریان یکنواخت در ابتدای بستر شنی ایجاد شود. همچنین یک حوضچه در انتهای سکوی سیمانی برای تله‌اندازی ذرات شسته شده تعبیه شده است. آزمایش‌های مقدماتی عمق مناسب رسوب را حدود ۹ سانتی‌متر نشان دادند، که جهت اطمینان برابر ۱۰ سانتی‌متر (معادل ارتفاع کف کاذب) در نظر گرفته شد.

۴. مدل آزمایشگاهی خطوط لوله

در شکل ۲، وضعیت قرارگیری خطوط لوله در کانال آزمایشگاهی همراه با پارامترهای در نظر گرفته شده در پژوهش حاضر و نیز وضعیت قرارگیری محور مختصات مشخص

در سطح استفاده کردند و دریافتند که در همه‌ی موارد، اضافه کردن پیگیبک لاین در اطراف لوله‌ی در حال آبخسته شدن، میزان عمق آبخستگی نسبت به لوله‌ی بدون پیگیبک لاین، مقادیر بیشتری را به وجود آورده است. همچنین در ادامه، عدد بی‌بعد گلاگان را معرفی کردند و با مقایسه‌ی نتایج دریافتند که به ازاء افزایش فاصله‌ی پیگیبک لاین و فاصله‌ی بین لوله و بستر رسوبی، مقادیر عددی بی‌بعد تعریف شده کاهش پیدا کرده است که این امر نشان‌دهنده‌ی کاهش عمق آبخستگی است. [۲۳] توفانی و همکاران (۲۰۱۹)، با استفاده از مدل عددی کالیبره شده توسط داده‌های آزمایشگاهی، به بررسی روند آبخستگی در اطراف خطوط لوله با استفاده از روش عددی پرداختند که در آن با وارد کردن مرزهای هیدرولیکی ورودی و خروجی جریان در ابتدا و انتهای لوله‌ی موازی، روش موردنظر با حل عددی رابطه‌ی جریان و درون‌یابی ابعاد گودال آبخستگی با زمان تخمین زده شد. در نهایت نتایج به دست آمده از روش عددی، با روش آزمایشگاهی مقایسه و منابع خطای روش اخیر، تجزیه و تحلیل شد. همچنین در مورد اثر لرزش‌های لوله در روند آبخستگی بحث شد. در نهایت آثار وضعیت ذکر شده به صورت پارامتری در پایه‌ی مفهوم تکانه به روش عددی اضافه شد. [۲۴] بررسی مطالعات پیشین نشان داد که استفاده از اسپویلر و پیگیبک لاین تاکنون بر روی لوله‌های موازی گزارش نشده است. لذا، بررسی این امر می‌تواند راهکارهای مناسبی را برای بررسی وضعیت شسته شدن رسوب‌ها در زیر خطوط لوله‌های موازی و جلوگیری از صدمات احتمالی به همراه داشته باشد.

۲. مواد و روش‌ها

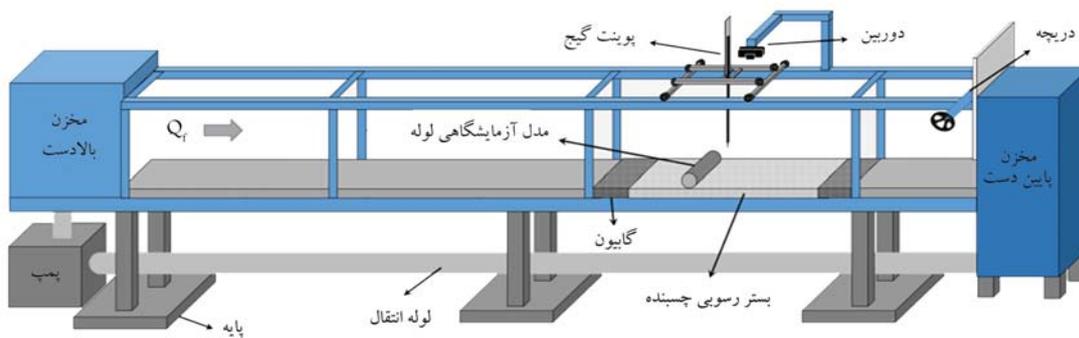
آنالیز ابعادی: پارامترهای مؤثر در آبخستگی موضعی پیرامون خطوط لوله عبارت‌اند از: خصوصیات جریان، خصوصیات رسوب و هندسه‌ی لوله. عمق آبخستگی (d_{st}) را می‌توان به صورت تابعی از پارامترهای مطابق روابط ۱ و ۲ نوشت:

$$d_{st} = f(V, h, B, \mu, d_{50}, L, D, \theta, \rho_s, \rho_w, g) \quad (1)$$

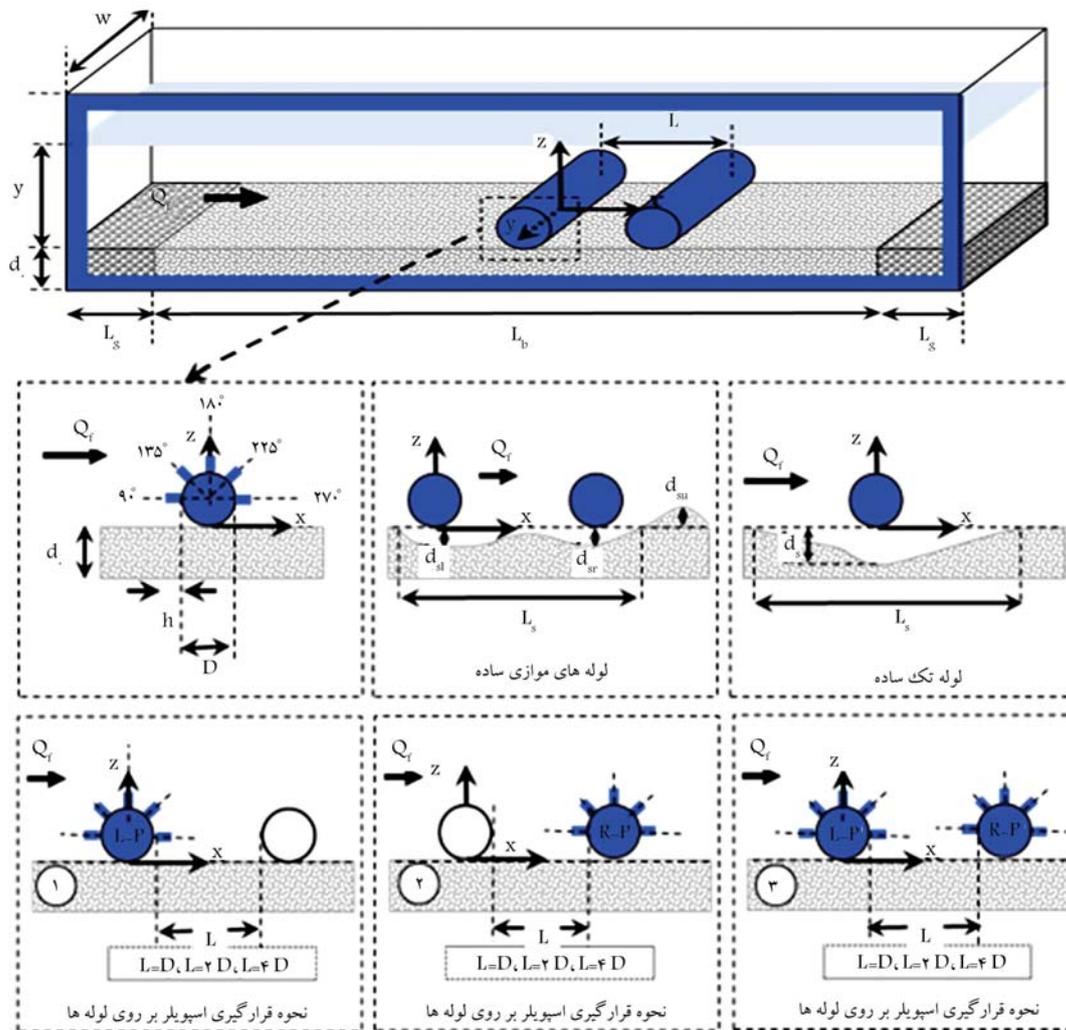
$$d_{st} = \frac{d_{st} + d_{st}}{2} \quad (2)$$

که در آن، d_{st} بیشینه‌ی عمق آبخستگی، ρ چگالی آب، ρ_s چگالی رسوب‌ها، g شتاب گرانش زمین، V سرعت سیال، θ زاویه‌ی نصب اسپویلر و پیگیبک لاین بر روی لوله، d_{50} متوسط قطر رسوب‌ها، D قطر لوله، B عرض کانال، h ارتفاع آب، μ لزجت دینامیک سیال و L طول آبخستگی در کانال هستند. باید در نظر داشت که عمق متوسط آبخستگی در زیر خطوط لوله‌های موازی، تابعی از عمق آبخستگی یک به یک لوله‌هاست. از این رو می‌توان عمق آبخستگی را به صورت متوسط عمق آبخستگی در زیر خطوط لوله با توجه به رابطه‌ی ۲ نمایش داد. باید در نظر داشت که آبخستگی در بستر رسوبی ماسه‌ی در نظر گرفته شده است. از این رو می‌توان از تأثیر وزن مخصوص رسوب‌ها و همچنین اندازه‌ی متوسط ذرات صرف‌نظر کرد. همچنین به دلیل دوبردی در نظر گرفتن آزمایش‌ها، از تأثیر عرض کانال صرف‌نظر شده است. در ادامه، می‌توان اعداد بی‌بعد مؤثر را به صورت رابطه‌ی ۳ در نظر گرفت. در ادامه، با تقسیم عمق جریان بر قطر لوله و قطر لوله بر طول آبخستگی اعداد بی‌بعد d_{st}/D و D/L ، h/L و D/L به دست می‌آیند. در نهایت، اعداد مشارکت‌کننده در پدیده‌ی مذکور می‌توانند به صورت رابطه‌ی ۳ خلاصه شوند. همچنین زاویه‌ی اسپویلر به صورت عدد بی‌بعدی در نظر گرفته شده و به دلیل وجود تأثیر خاصیت سیال در پارامتر لزجت دینامیکی سیال از آثار وزن مخصوص آب نیز صرف‌نظر شده است.

$$d_{st} = f(V, D, h, \mu, g) \quad (3)$$



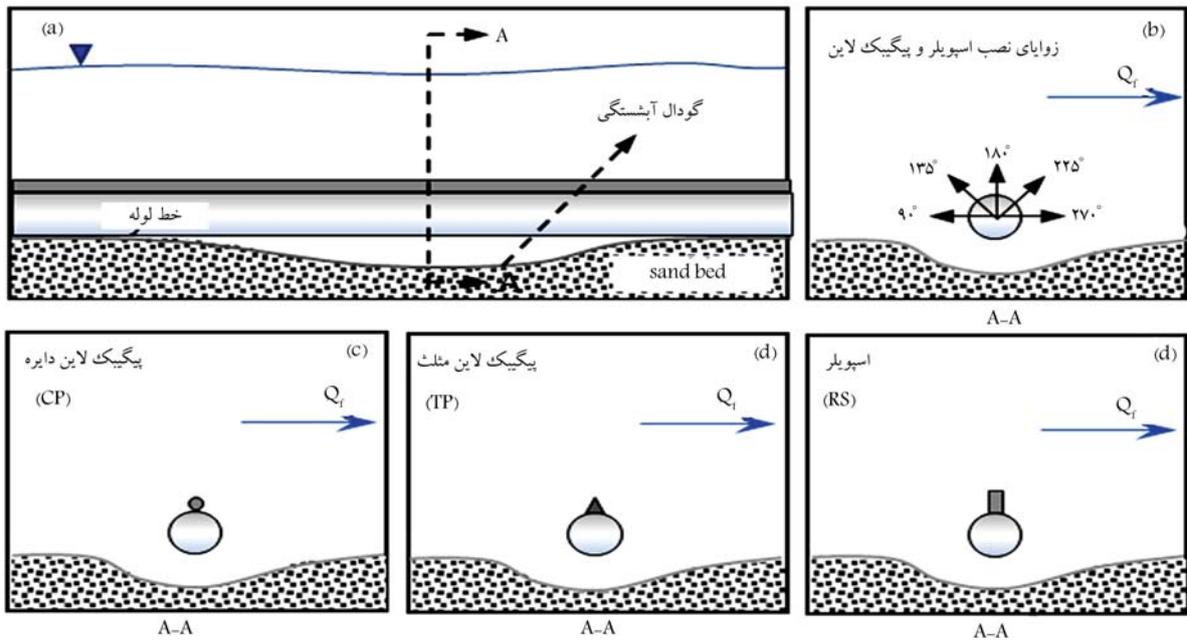
شکل ۱. فلوم آزمایشگاهی و تجهیزات آن.



شکل ۲. مدل آزمایشگاهی لوله های موازی با تکیه‌گاه ثابت.

شده است. برای آبه‌گیری اولیه‌ی فلوم، جریان به آرامی برقرار می‌شود تا مانع از به هم خوردن بستر و تشکیل ریبیل در سطح بستر نشود. پس از هر آزمایش برای اندازه‌گیری میزان آبه‌ستگی از یک عمق‌سنج که در عرض و در طول فلوم به راحتی حرکت می‌کند، استفاده شده است. در آزمایش‌های مذکور، سرعت متوسط جریان ورودی $(V/V_c = 0/8 - 0/9)$ تنظیم شده است، تا شرایط آبه‌ستگی آب زلال برقرار شده و شدت جریان آزمایش ثابت در نظر گرفته شده است. سرعت بحرانی ورود

شده است. در شکل ۳، وضعیت قرارگیری اسپویلر و پیگ‌بک‌لاین‌ها بر روی لوله‌ها مشاهده می‌شود. در جدول ۱، نیز مجموعه‌ی آزمایش‌ها به صورت ساده ارائه شده است. لازم به ذکر است ابتدای هر آزمایش برای جلوگیری از آبه‌ستگی ناخواسته در سطح بستر، فلوم از انتهای پایین دست از آب پر و بعد از رسیدن به عمق قابل قبول جریان را ساکن نگه داشته و لوله در نقطه‌ی موردنظر از ابتدای بستر قرار داده



شکل ۳. وضعیت قرارگرفتن خطوط لوله با اسپویلر و پیگبیک لاین های نصب شده.

میلی متر برای دبی بیشینه ۲۸ لیتر بر ثانیه به دست آمد. در نهایت آزمایش های آبخستگی با دبی بیشینه انجام پذیرفت. لازم به ذکر است این دبی با استفاده از روش حجمی در انتهای کانال واسنجی شد. همچنین برای اطمینان از صحت مقادیر دبی از سرریز مثلثی تعبیه شده در انتهای کانال نیز استفاده شده است. شایان ذکر است، برای تخمین مقدار سرعت برشی بحرانی از رابطه‌ی ارائه شده توسط ملویل،^[۲۶] استفاده شده است (رابطه‌ی ۸).

$$V_C^* = 0.115 + 0.125d_0^{0.7} \quad (8)$$

برای جلوگیری از تشکیل فرم بستر (ریپل)، اندازه‌ی متوسط ذرات رسوبی باید بزرگتر از ۰/۷ میلی متر باشد ($d_{50} > 0.7 \text{ mm}$)^[۲۶]، در مطالعه‌ی حاضر از یک نوع دانه بندی با اندازه‌ی متوسط ذرات رسوبی ۰/۷۹ میلی متر استفاده شده است. در بخش حاضر، در جدول ۱، آزمایش های مدل خطوط لوله‌ی موازی ارائه شده‌اند. همچنین در شکل ۴، تعدادی از آزمایش های انجام شده در فلوم آزمایشگاهی مشاهده می شود. در زمان انجام آزمایش ها به ازاء افزایش فاصله‌ی طولی بین خطوط لوله‌ی پروفیل آبخستگی با استفاده از پوینت گیج و همچنین عکس برداری استخراج شده است. پروفیل گودال آبخستگی به روش پردازش تصاویر انجام شده است که ابتدا دوربینی در زمان آبخستگی نهایی، تصویری از نمای کناری فلوم آزمایشگاهی تهیه می کرد. با قرار دادن مترهای اندازه گیری شده در کادر عکس مذکور بر روی شیشه‌ی فلوم آزمایشگاهی به سادگی می توان مقیاس تصاویر تهیه شده را حفظ کرد. در مرحله‌ی بعد، با فراخوانی تصاویر اخیر در نرم افزار پلات دیجیتایز و در نظر گرفتن مبدأ مختصات از پیش تعیین شده و حفظ مقیاس، گودال آبخستگی را به راحتی و براساس نقاط تعریف شده در نرم افزار با دقت ۰/۱ میلی متر برداشت کرد. در مجموع سه فاصله بین لوله‌ها با هدف پوشش دادن محدوده‌ی وسیعی از فاصله‌ی دو لوله براساس قطر در نظر گرفته شده است. فاصله‌ی بین دو لوله نباید بیش از حدی باشد که لوله‌ها نقش لوله‌ی انفرادی را ایفا کنند.

S-P نماینده‌ی لوله‌ی تک است و منظور از I-P و R-P به ترتیب اسپویلر

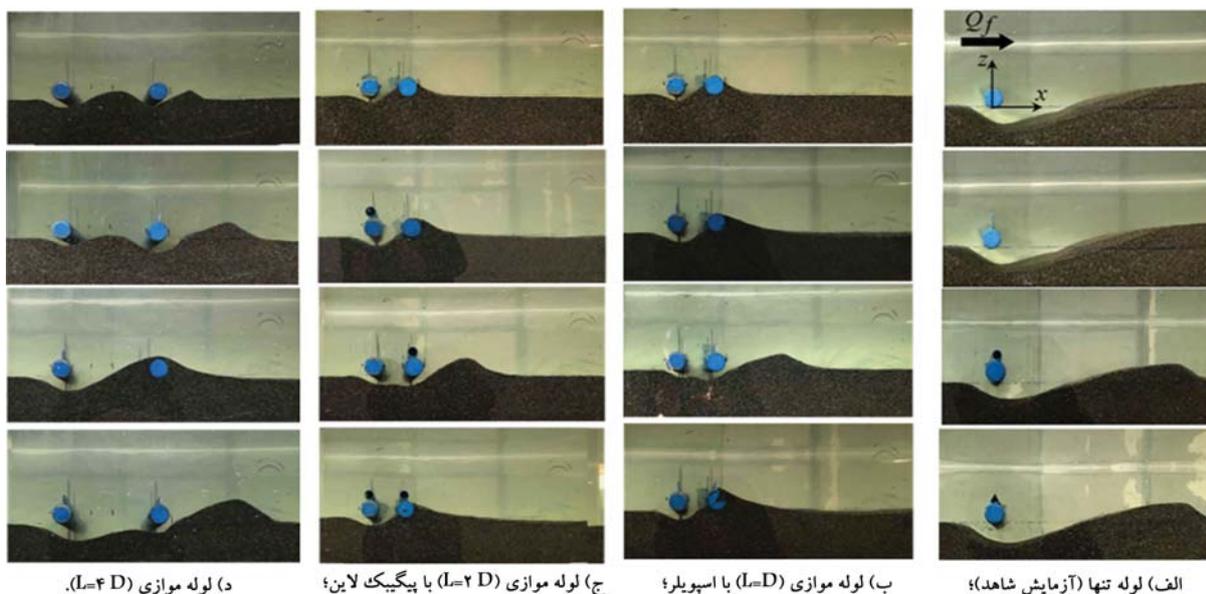
جدول ۱. مجموعه آزمایش های تحقیق.

فاصله‌ی لوله	نوع زائده	زاویه‌ی قرارگرفتن زائده روی لوله (°)
لوله‌ی تک	اسپویلر پیگبیک لاین	۹۰
لوله‌ی تک	اسپویلر پیگبیک لاین	۱۳۵
لوله‌ی تک	اسپویلر پیگبیک لاین	۱۸۰
لوله‌ی تک	اسپویلر پیگبیک لاین	۲۷۰
۱D		۹۰
۲D		۱۳۵
۳D	اسپویلر	۱۸۰
۴D		۲۷۰
۱D		۹۰
۲D	پیگبیک لاین	۱۳۵
۳D		۱۸۰
۴D		۲۷۰

(V_C) توسط رابطه‌ی لگاریتمی ۷ به دست می آید که براساس آن می توان عمق و دبی جریان را برای ایجاد شرایط آستانه‌ی حرکت در هنگام انجام آزمایش تعیین کرد، که با مشاهده‌ی چشمی نیز قابل کنترل است.

$$\frac{V_C}{V_C^*} = 0.75 \text{Log} \left(0.53 \frac{h}{d_{50}} \right) \quad (9)$$

با توجه به نظر ملویل^[۱۵] آستانه‌ی حرکت ذرات به زمانی اطلاق می شود که ذرات بستر رسوبی سه حرکت جهش، خیزش و پرش ناگهانی را داشته باشند.^[۲۵] از این رو به ازاء سرعت بحرانی ایجاد شده در کانال، بیشینه‌ی ارتفاع آب برابر با ۲۱۰



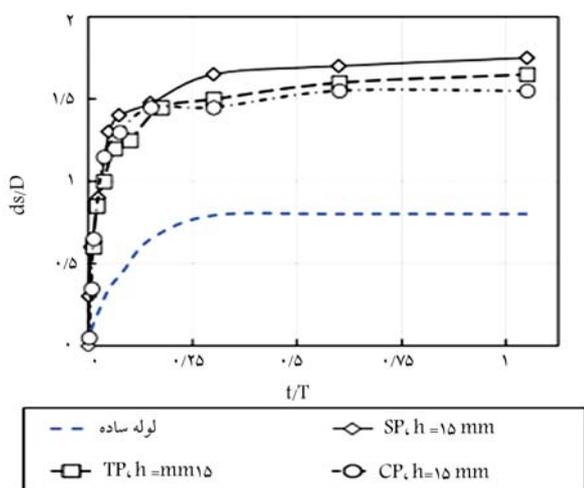
شکل ۴. آزمایش‌های لوله‌های موازی با تکیه‌گاه ثابت.

یا پیگیکلاین نصب شده بر روی لوله‌ی سمت بالادست یا پایین دست با توجه به شکل ۲ است. به همین منظور لوله با هر دو علامت اختصاری $L-P$ و $R-P$ بدین معناست که اسپویلر یا پیگیکلاین بر روی هر دو لوله نصب شده است. لازم به ذکر است به ازاء آزمایش‌های مذکور، پروفیل آبهستگی در زمان تعادل (زمان ۴ ساعت) با روش‌های اشاره شده برداشت شده است. برای حذف تأثیر غیریکنواختی رسوب‌ها در آبهستگی موضعی، باید انحراف معیار هندسی ذرات رسوبی حدود $1/4$ در نظر گرفته شود.^[۲۶] انحراف معیار هندسی در پژوهش حاضر $1/2$ به دست آمده است که خود نشان‌دهنده‌ی یکنواختی ذرات است.

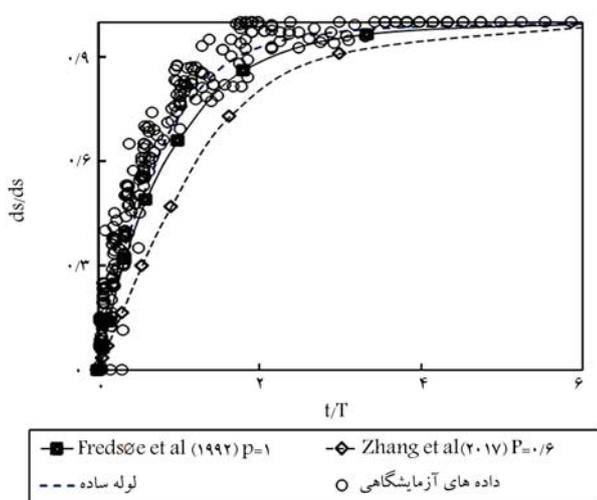
۵. نتایج و بحث

به جهت بررسی زمان تعادل آبهستگی لوله، ۴ آزمایش مقدماتی انجام شده است که در آن‌ها، ابتدا آبهستگی زیر لوله‌ی ساده بررسی شد. سپس با نصب اسپویلر و پیگیکلاین دایره‌یی و مثلثی با ارتفاع $1/5$ سانتی‌متری و با زاویه‌ی 180° درجه، آزمایش‌ها ادامه یافت. برای به دست آوردن زمان تعادل دینامیکی بستر و خاتمه‌ی هر آزمایش، تغییرات آبهستگی در محدوده‌ی خط لوله در مدت $T_b = 8hr$ ساعت ثبت شد. با توجه به شکل ۵ مشاهده می‌شود که لوله‌ی ساده به مراتب در زمان زودتری نسبت به حالتی که اسپویلر بر روی لوله نصب شده است، به تعادل خواهد رسید. پیش‌بینی این امر به دلیل وجود جریان‌های آشفته‌ی تشکیل شده توسط اسپویلر و پیگیکلاین‌ها در پشت خطوط لوله‌ی موازی است که به خودی خود باعث بالا رفتن اغتشاش جریان در پشت لوله‌ها می‌شود و در نهایت تغییرات در پشت خطوط لوله را محسوس‌تر نشان می‌دهد. همچنین مطابق با معیار اتما (1980)، با توجه به اینکه تغییرات بستر آبهستگی زیر لوله بعد از ۴ ساعت ثابت شده است، به عنوان زمان آزمایش‌ها تعیین شد.^[۲۷]

برای اطمینان از رسیدن به حالت تعادل و همچنین صحت‌سنجی داده‌ها، زمان به تعادل رسیدن داده‌های آزمایشگاهی با برخی مطالعات پیشین مقایسه و ارزیابی شده است. مقایسه‌های انجام شده در شکل ۶ به ازاء آزمایش‌های صورت گرفته



شکل ۵. منحنی بی بعد عمق آبهستگی.



شکل ۶. مقایسه‌ی زمان تعادل گودال آبهستگی با برخی مطالعات پیشین.^[۲۷-۲۹]

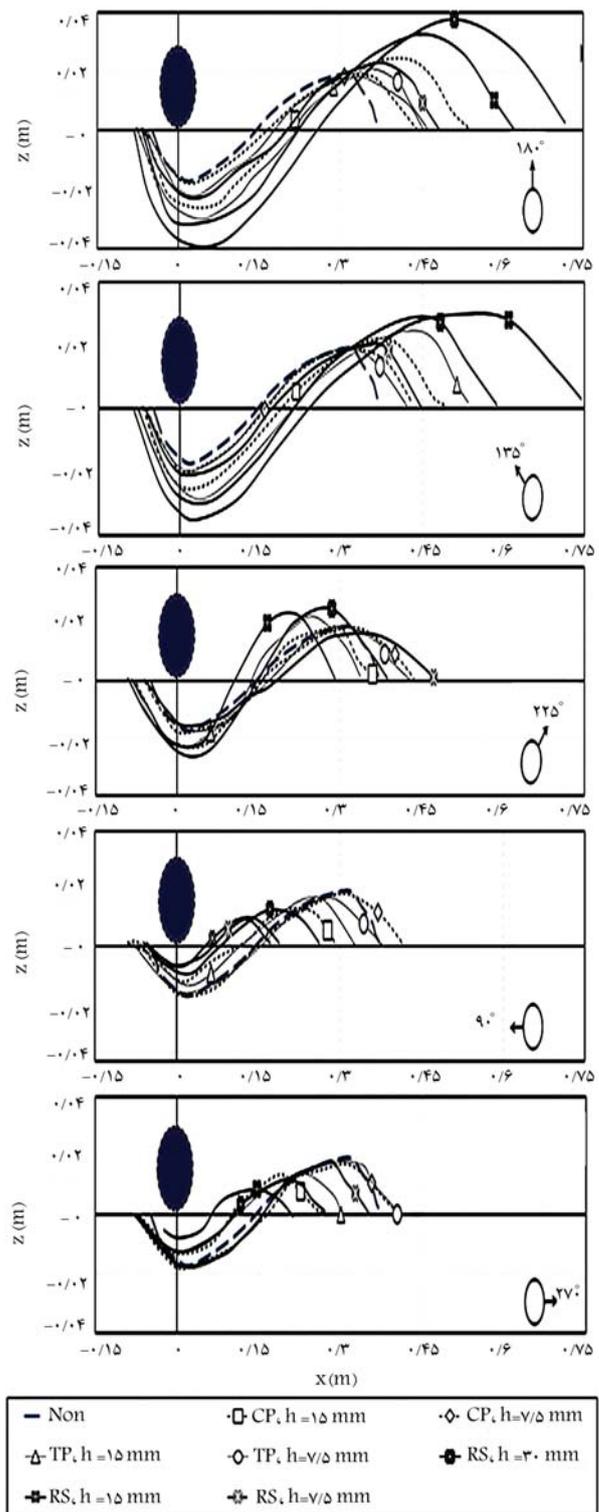
الف) نتایج حاصل از آبستگي لوله‌های موازی: در بخش حاضر، نتایج حاصل از پروفیل آبستگي در لوله‌های موازی ارائه شده است. نتایج با توجه به فاصله‌ی قرار گرفتن لوله‌ها از یکدیگر در سه حالت با فاصله‌ی: ۱ قطر لوله، ۲ قطر لوله، و ۴ قطر لوله ارائه شده است. در شکل ۸، نیز نتایج پروفیل‌های آبستگي مشاهده می‌شود.

بحث در رابطه با حجم آبستگي، نیازمند بررسی سه‌بعدی جریان است. با فرض یکنواخت بودن و دویعدی بودن جریان، نتایج دویعدی می‌تواند برای حالت سه‌بعدی نیز در نظر گرفته شوند. با توجه به بالا بودن عرض کانال آزمایشگاهی، که در حدود ۵۰ سانتی‌متر است، فرض دویعدی بودن جریان می‌تواند درست باشد. از این رو، می‌توان انتظار داشت با در نظر گرفتن سطح آبستگي و ضرب آن در عرض کانال، روند مقایسه‌ها چه در فضای دویعدی و چه سه‌بعدی تقریباً یکسان باشد.

- آبستگي لوله‌های موازی با فاصله‌ی یک قطر ($L = D$): با توجه به شکل (الف)، نتایج لوله‌ی ساده نشان داد که با شروع آزمایش، پدیده‌ی رگاب و آبستگي فقط در زیر لوله‌ی L-P اتفاق افتاده است. با نصب اسپویر و پیگیبک‌لاین بر روی لوله‌ی ۱، در زاویه‌ی ۱۸° درجه‌ی آبستگي در زیر لوله‌ی L-P، حدود ۶۰٪ و در زاویه‌ی ۱۳۵° درجه، حدود ۴۵٪ نسبت به لوله‌ی ساده افزایش پیدا کرده است. این در حالی است که با قرار گرفتن اسپویر یا پیگیبک‌لاین بر روی هر دو لوله، آبستگي زیر لوله‌ی L-P در زوایای ۱۸° و ۱۳۵° درجه، حدود ۳۰٪ نسبت به لوله‌ی ساده افزایش پیدا کرده است. به ازاء نصب اسپویر و پیگیبک‌لاین بر روی لوله‌ی R-P، تغییر معناداری بر روی آبستگي زیر لوله‌ها رخ داده است. به طوری که پدیده‌ی رگاب در زیر هر لوله اتفاق افتاده و زیر هر دو لوله، آبسته شده و باعث افزایش حدود ۱۵٪ عمق آبستگي در زیر لوله‌ی L-P نسبت به لوله‌ی ساده شده است. در زاویه‌ی ۲۲۵° درجه، آبستگي زیر لوله همانند لوله‌ی ساده بوده و هیچ گزارشی مبنی بر آبستگي لوله‌ی R-P ثبت نشده است. همچنین در زوایای ۹° و ۲۷° درجه، به دلیل موقعیت قرار گرفتن اسپویر یا پیگیبک‌لاین مسیر عبور جریان در بین دو لوله مسدود شده و در حالت نصب بر روی هر دو لوله، آبستگي به میزان چشم‌گیری کاهش یافته است.

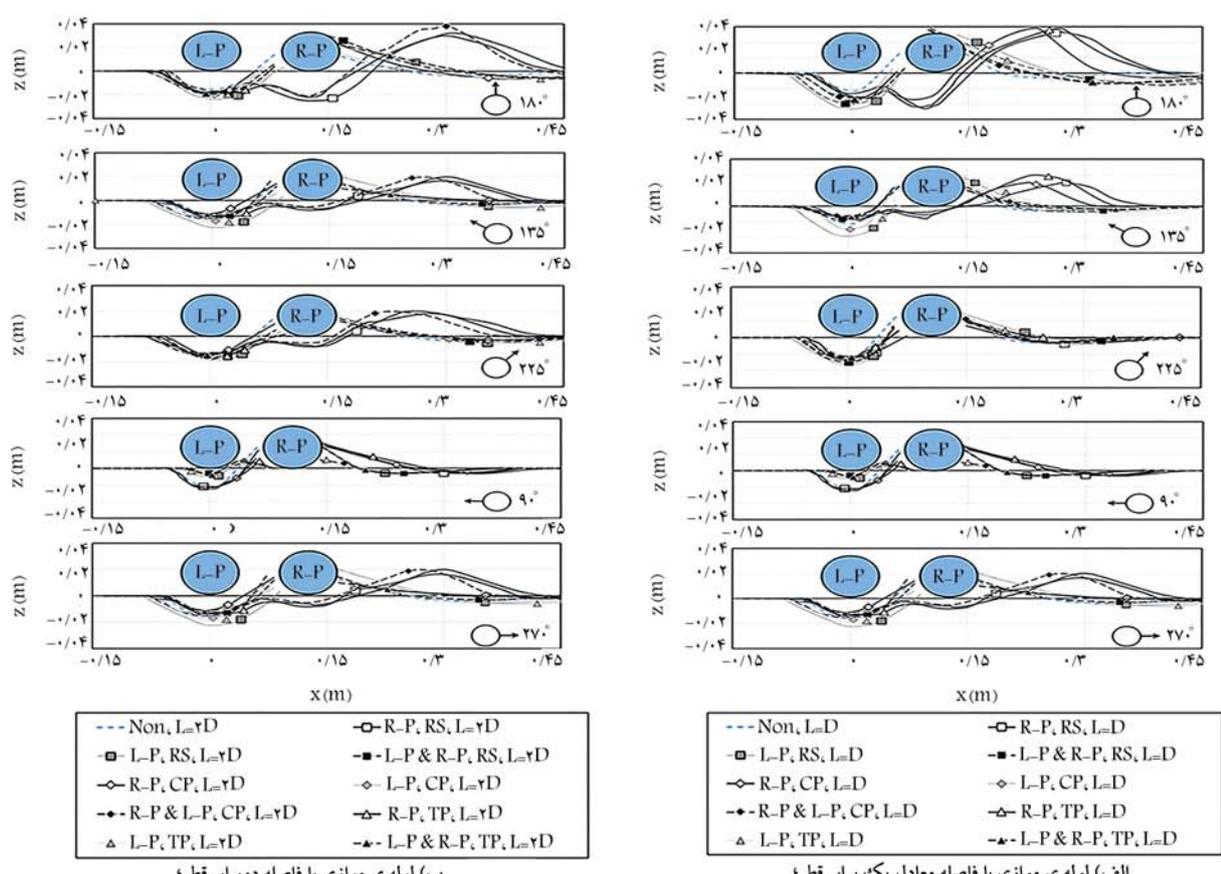
- آبستگي لوله‌های موازی فاصله‌ی ۲ قطر ($L = 2D$): با توجه به شکل (ب)، نتایج لوله‌ی ساده نشان می‌دهد که مانند حالت فاصله‌ی لوله‌ی ۱D، پدیده‌ی رگاب و آبستگي فقط در پایین دست لوله‌ی ۱ اتفاق افتاده است، با این تفاوت که ابعاد چاله‌ی آبستگي نسبت به حالت ۱D افزایش یافته است. همچنین به ازاء نصب اسپویر و پیگیبک‌لاین در زوایای مختلف و در موقعیت‌های در نظر گرفته شده، تغییر محسوسی نسبت به حالت ۱D مشاهده نشده و فقط در برخی زوایا، ابعاد چاله‌ی آبستگي اندکی افزایش پیدا کرده است.

- آبستگي لوله‌های موازی فاصله‌ی ۴ قطر ($L = 4D$): با توجه به شکل (ج)، با افزایش فاصله‌ی لوله از یکدیگر از ۲D به ۴D، تغییرات معناداری در آبستگي زیر لوله‌ها ایجاد شده است. به طوری که نتایج لوله‌ی ساده نشان می‌دهد، برخلاف فاصله‌های لوله‌ی ۱D و ۲D، پدیده‌ی رگاب و آبستگي در زیر هر دو لوله اتفاق افتاده است. همچنین ابعاد چاله‌ی زیر لوله‌ها نسبت به حالت ۱D افزایش یافته است. به دلیل ته‌نشین شدن رسوب‌های شسته شده از زیر لوله‌ی L-P در بالادست لوله‌ی R-P، یک پشته‌ی رسوبی در بین دو لوله ایجاد شده است که باعث انحراف جریان و کاهش آبستگي در زیر لوله‌ی دوم شده است.

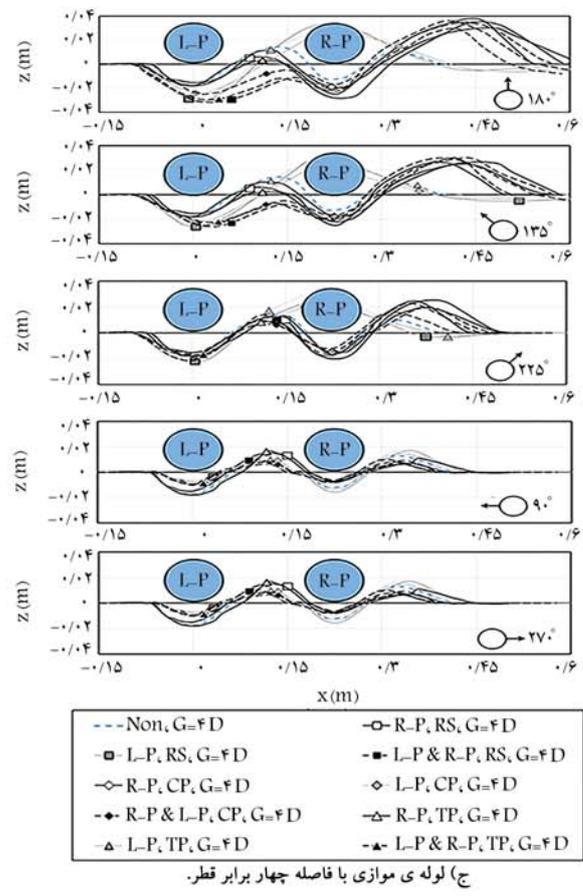


شکل ۷. نتایج آبستگي لوله‌ی ساده.

بر روی تک لوله مشاهده می‌شود. لازم به ذکر است در شکل ۷، نتایج آبستگي لوله‌ی تک مشاهده می‌شود. مقایسه‌ها بین داده‌های زمان تعادل آزمایشگاهی و برخی مطالعات پیشین، بیانگر این مطلب است که آزمایش‌ها در زمان قابل قبولی به تعادل گودال آبستگي رسیده‌اند. در شکل ۶، زمان t ، مقیاس زمانی آبستگي و d_{se} عمق نهایی و در تعادل آبستگي هستند.

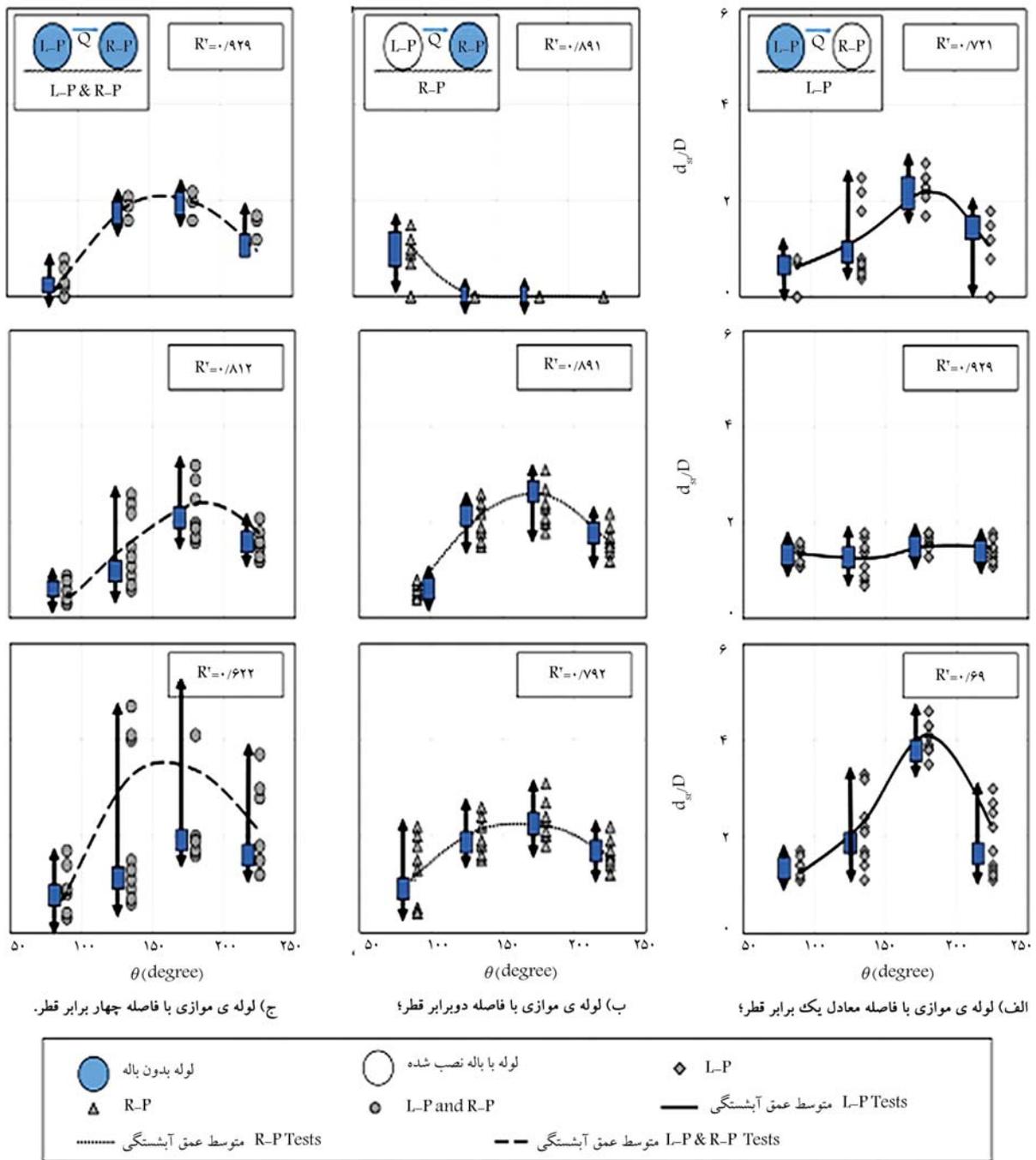


(ب) لوله‌ی موازی با فاصله دوبرابر قطر؛ (الف) لوله‌ی موازی با فاصله معادل یک برابر قطر؛



(ج) لوله‌ی موازی با فاصله چهار برابر قطر.

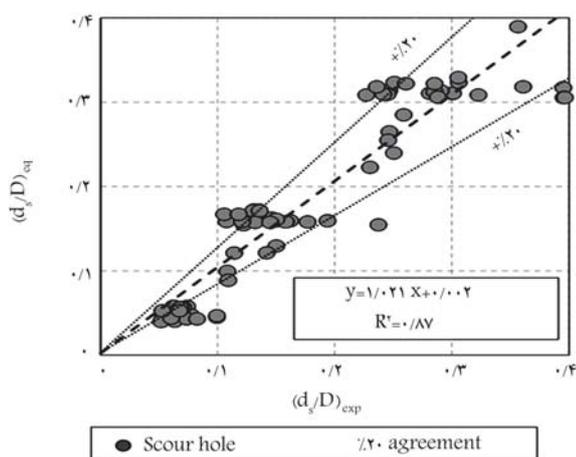
شکل ۸. پروفیل آبشستگی بستر در لوله‌های موازی در شرایط مختلف آزمایشگاهی.



شکل ۹. تأثیر زاویه‌ی نصب باله در میزان حجم آبخستگی.

لوله‌ها رخ داده است. چنانچه خوددفعنی لوله‌ها مدنظر باشد، زوایای ۱۸۰ و ۱۳۵ درجه می‌توانند گزینه‌های مناسبی برای بررسی خوددفعنی لوله‌های موازی در بستر فرسایشی باشند. در زاویه‌ی ۲۲۵ درجه با قرار گرفتن اسپویلر یا پیگیبک‌لاین بر روی لوله‌ی L-P، آبخستگی زیر لوله‌ی R-P مشاهده نشده و عمق بیشینه‌ی آبخستگی مشابه لوله‌ی ساده ثبت شده است. همچنین زوایای ۹۰ و ۲۷۰ درجه، اگرچه باعث کاهش میزان آبخستگی نسبت به لوله‌ی ساده شده‌اند، اما نسبت به حالت ۱D مقادیر افزایشی نشان داده‌اند. در حالت کلی می‌توان از مقایسه‌ی شکل‌های ۸ (الف، ب و ج) نتیجه گرفت که روند و الگوی آبخستگی در لوله‌های

نصب اسپویلر و پیگیبک‌لاین بر روی لوله‌ی L-P، در زوایای ۱۸۰ و ۱۳۵ درجه، آبخستگی در زیر لوله‌ی L-P حدود ۷۸٪ نسبت به لوله‌ی ساده افزایش پیدا کرده و رسوب‌های شسته شده در پایین دست لوله‌ی L-P بر روی لوله‌ی R-P، نه‌نشین شده‌اند که این موضوع مانع از آبخستگی در زیر لوله‌ی R-P شده است. همچنین به ازاء نصب اسپویلر و پیگیبک‌لاین بر روی هر دو لوله، آبخستگی در زیر لوله‌ی L-P حدود ۷۰٪ و در زیر لوله‌ی R-P، حدود ۴۰٪ نسبت به لوله‌ی ساده افزایش پیدا کرده است. با قرار گرفتن اسپویلر یا پیگیبک‌لاین در زوایای مذکور بر روی هر دو لوله‌ی L-P و R-P، تغییرات معناداری در آبخستگی زیر



شکل ۱۰. میزان خطای ارائه شده برای تخمین عمق آبستستگی لوله‌های موازی در مقایسه با میزان عمق آبستستگی آزمایشگاهی.

پارامتری از دیگر اعداد بی‌بعد است. از این رو با برازش معادله‌ی بر داده‌های آزمایشگاهی می‌توان رابطه‌ی ۹ را برای تخمین میزان آبستستگی ارائه کرد. لازم به ذکر است در شکل ۱۰، میزان خطای رابطه‌ی اخیر با مقادیر آزمایشگاهی مشاهده می‌شود.

$$\frac{d_{st}}{D} = 2.3 \left[\frac{h}{L} \right]^{0.12} \left[\frac{D}{L} \right]^{0.12} [\sin\theta]^{0.24} - 0.77, \quad R^2 = 0.87 \quad (9)$$

(د) **حجم آبستستگی:** در شکل ۱۱، حجم رسوب‌های شسته شده در مقابل زاویه‌ی نصب اسپویلر و پیگیک‌لاین بر روی لوله‌ی بالادست و پایین دست ترسیم شده است. مشاهده می‌شود که با نصب اسپویلر مستطیلی در زاویه‌ی ۱۸° درجه، بر روی لوله‌ی پایین دست، میزان آبستستگی به ازاء مدل‌های مختلف اسپویلرها و پیگیک‌لاین‌ها مشابه است. این بدین معناست در صورتی که اسپویلرها و پیگیک‌لاین‌ها فقط بر روی لوله‌ی پایین دست نصب شوند، رفتار مشابهی با حالتی که بر روی هر دو لوله نصب شوند، خواهند داشت. همچنین مقایسه بین درصد حجم آبستستگی بین اسپویلر مستطیلی و پیگیک‌لاین مثلثی نشان می‌دهد، درصد آبستستگی اسپویلر مستطیلی در کلیه‌ی حالت‌ها بیشتر از آبستستگی دیگر پیگیک‌لاین‌ها بوده است. نتایج نشان می‌دهد با تغییر اسپویلر مثلثی به دایره‌ی، حجم آبستستگی به ازاء حالت دایره‌ی تا زاویه‌ی ۱۰۸٪ افزایش پیدا کرده است؛ در حالی که به ازاء تغییر پیگیک‌لاین مثلثی با اسپویلر دایره‌ی این میزان تا ۳۰۵٪ هم افزایش خواهد داشت.

۶. نتیجه‌گیری

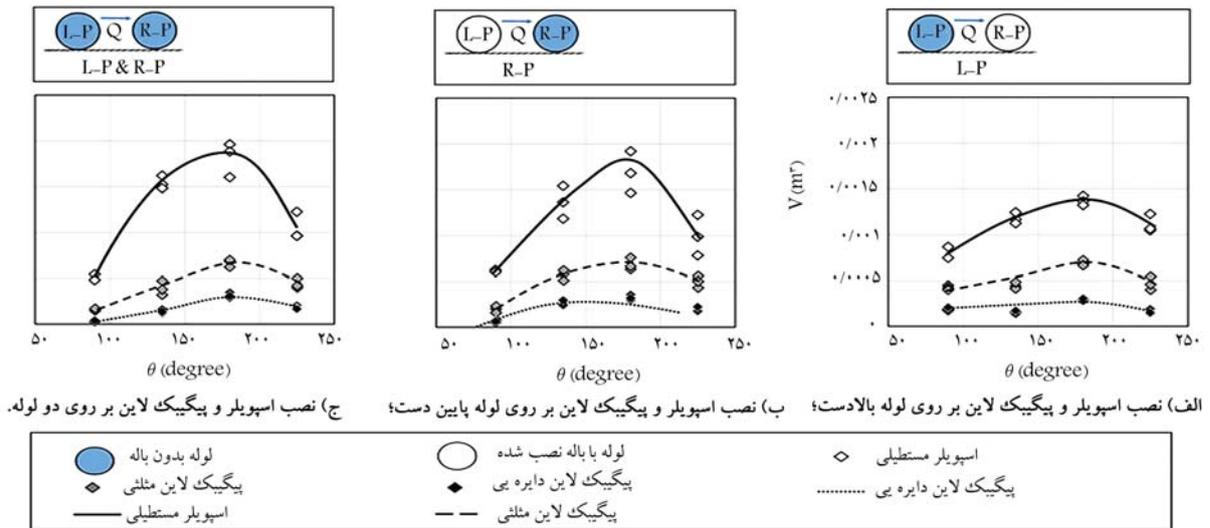
در پژوهش حاضر، تأثیر موقعیت قرارگیری اسپویلر و پیگیک‌لاین و هندسه‌ی آن‌ها و همچنین فاصله‌ی بین لوله‌های مستغرق موازی در عمق آبستستگی زیر لوله‌ها به صورت آزمایشگاهی بررسی شده است که با توجه به یافته‌های پژوهش حاضر، این نتایج به دست آمده است:

۱. نصب اسپویلر و پیگیک‌لاین روی لوله، موجب تغییرات چشمگیری در بیشینه‌ی عمق آبستستگی لوله‌ها شده است.

موازی بیشتر تابع زاویه و محل قرارگیری (لوله‌ی سمت پایین دست یا بالادست یا هر دو) است تا شکل اسپویلر یا پیگیک‌لاین و همچنین فاصله‌ی قرارگیری لوله‌ها از یکدیگر، پارامتر تأثیرگذار در میزان عمق آبستستگی زیر لوله‌های موازی به حساب می‌آید.

(ب) **تأثیر زاویه‌ی نصب باله و پیگیک‌لاین در میزان حجم آبستستگی:** نتایج آزمایش‌های لوله‌ی موازی نشان می‌دهد که استفاده از پیگیک‌لاین و اسپویلر، میزان عمق آبستستگی و حجم انتقال رسوب‌ها را نسبت به لوله‌ی ساده به طور چشمگیری افزایش می‌دهد. همچنین تأثیر زاویه‌ی قرارگیری اسپویلر و پیگیک‌لاین به مراتب بیشتر از شکل مقطع آن‌هاست. از همین رو به ازاء آزمایش‌های مختلف در شکل ۹، متوسط عمق آبستستگی در زیر لوله‌های L-P و بالادست R-P پایین دست محاسبه و پس از میانگین‌گیری، در مقابل زاویه‌ی نصب شده در محور افقی ترسیم شده است. شکل ۹، متشکل از سه ستون است، که به ترتیب از سمت بالادست به سمت راست: نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی لوله‌ی راست، نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی لوله‌ی سمت بالادست، و نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی هر دو لوله است. همچنین شکل ۹ شامل سه سطر است که به ترتیب ردیف اول، مربوط به میزان متوسط عمق آبستستگی در لوله‌ی سمت پایین دست (d_{st})؛ سطر دوم، نماینده‌ی میزان متوسط عمق آبستستگی در لوله‌ی سمت چپ (d_{sl}) و سطر سوم جمع میزان آبستستگی در هر دو لوله به ازاء زاویه‌ی نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی لوله است. نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی لوله‌ی سمت پایین دست (شکل‌های سمت راست) تغییر زاویه، تأثیری در روند آبستستگی لوله‌ی بالادست ندارد؛ در حالی که لوله‌ی سمت پایین دست در این وضعیت بیشترین میزان آبستستگی را در زاویه‌های ۱۸° و ۱۳۵° درجه تجربه می‌کند (شکل ۹). همچنین با نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین در زوایای ۹° و ۲۷° درجه بر روی لوله‌ی پایین دست، کمترین میزان عمق آبستستگی به دست خواهد آمد. در ستون دوم شکل ۹ مشاهده می‌شود با نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی لوله‌ی سمت چپ، میزان عمق آبستستگی در زیر لوله‌ی سمت پایین دست به جز زاویه‌ی ۹° درجه، صفر است. این بدان معناست که به ازاء نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی لوله‌ی سمت بالادست، همواره لوله‌ی سمت پایین دست در زیر رسوب‌ها دفن خواهند شد. این در حالی است که همچنان نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی لوله‌ی سمت بالادست، باعث شسته شدن بیشینه به ازاء زاویه‌ی نصب ۱۸° و ۱۳۵° درجه شده است. همچنین میزان کمیته‌ی رسوب‌های شسته شده در زاویه‌ی ۲۲۵° درجه رخ داده است. ستون سوم شکل ۹، نمایانگر این مطلب است که به ازاء نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین با زوایای مختلف بر روی هر دو لوله به مراتب میزان آبستستگی در لوله‌ی سمت پایین دست و سمت بالادست در زاویه‌های ۱۸° و ۱۳۵° درجه به مقدار بیشینه‌ی خود رسیده است. توصیه می‌شود در مناطقی که هدف شسته شدن رسوب‌ها در زیر لوله، هم در لوله‌ی بالادست و هم در لوله‌ی پایین دست، است؛ از اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی لوله‌ها در زاویه‌ی ۱۸° درجه استفاده شود. این امر با به کارگیری اسپویلر، شدت بیشتری خواهد داشت.

(ج) **تخمین آبستستگی لوله‌های موازی:** با در نظر گرفتن پارامترهای مختلف تأثیرگذار در عمق آبستستگی و همچنین زاوایای مختلف نصب اسپویلر یا پیگیک‌لاین بر روی خطوط لوله می‌توان رابطه‌ی برای تخمین میزان آبستستگی در زیر خطوط لوله ارائه کرد. با توجه به رابطه‌ی ۹ می‌توان بیان کرد که میزان عمق آبستستگی،



شکل ۱۱. حجم آبشستگی در زیر خطوط لوله‌ی موازی.

یکدیگر، مقادیر آبشستگی در زیر لوله‌ها مقادیر کاهشی را نشان داده‌اند، به طوری که در زیر لوله‌ی R-P، هیچ گونه آبشستگی گزارش نشده است.

۶. با افزایش فاصله‌ی لوله‌ها از یکدیگر، تأثیر هر یک از آنها در دیگری کمتر و سبب شده است با افزایش فاصله‌ی لوله‌ها از یکدیگر مقدار آبشستگی لوله‌ها بیشتر شود.

۷. رابطه‌ی ارائه شده برای تخمین میزان آبشستگی در زیر لوله‌های موازی، سبب تخمین مناسبی از مقدار آبشستگی متوسط در زیر دو لوله شده است.

۲. نتایج آبشستگی زیر لوله‌های موازی نشان داد مقادیر بیشینه‌ی عمق آبشستگی نسبت به لوله‌های منفرد کاهش حدود ۵۰ درصدی داشته است.

۳. شکل مقطع اسپویلر و پیگیبک لاین، تأثیر چشمگیری در مقادیر آبشستگی نداشته است، بلکه زاویه و موقعیت قرارگیری آنها در عمق آبشستگی تأثیرگذار بوده است.

۴. نصب اسپویلر یا پیگیبک لاین در زوایای ۱۸° و ۱۳۵°، درجه‌ی آبشستگی را سرعت بخشیده و باعث افزایش عمق نهایی آبشستگی شده است. در مقابل، در زوایای ۹۰° و ۲۷۰°، کمترین میزان آبشستگی بستر لوله مشاهده شده است.

۵. در ارتباط با فاصله‌ی قرارگیری لوله‌ها می‌توان گفت با نزدیک شدن لوله‌ها به

پانویس‌ها

منابع (References)

1. self-burial
2. Pipe suspension
3. Bijker & Leeuwestein
4. Hulsbergen & Bijker
5. Hansen
6. Westerhorstmann
7. Cheng & Chew
8. Zhao & Wang
9. Arnold
10. Zhang
11. Yang
12. Zheng
13. Hu
14. Damroudi
15. Melville

1. Blevins, R.D., *Flow Induced Vibrations*, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 363 p. (1977).
2. Zang, Z.P., Gao, F.P. and Cui, J.S. "Physical modeling and swirling strength analysis of vortex shedding from near-bed piggyback pipelines", *Applied Ocean Research*, **40**, pp. 50-59 (2013).
3. Mao, Y. "The interaction between a pipeline and an erodible bed", PhD Thesis, Lyngby, Denmark, Technical University of Denmark (1986).
4. Sumer, B.M. "Physical and mathematical modelling of scour", *In Proceedings 2nd International Conference on Scour and Erosion (ICSE-2)*, Singapore (Nov. 14-17 2004).

5. Bearman, P. W. and Zdravkovich, M.M. "Flow around a circular cylinder near a plane boundary", *Journal of Fluid Mechanics*, **89**(1), pp. 33-47 (1978).
6. Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. "Scouring, hydraulic structure design manual", No. 2, I.A.H.R. Balkema, 152 p. (1991).
7. Bijker, E.W. and Leeuwestein, W. "Interaction between pipelines and the seabed under the influence of waves and currents", In *Seabed Mechanics*, Springer, Dordrecht, pp. 235-242 (1984).
8. Huisbergen, C.H. "Stimulated self-burial of submarine pipelines", *Offshore Technology Conference* (Jan 1984).
9. Hulsbergen, C.H. "Spoilers for stimulated self-burial of submarine pipelines", *Offshore Technology Conference* (Jan 1986).
10. Hulsbergen, C.H. and Bijker, R. "Effect of spoilers on submarine pipeline stability", *Offshore Technology Conference* (Jan 1989).
11. Hansen, E.A., Fredsoe, J. and Ye, M. "Two-dimensional scour below pipelines", In *International Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Symposium*, 5, pp. 670-678 (1986).
12. Westerhorstmann, J.H., Machemehl, J.L. and Jo, C.H. "Effect of pipe spacing on marine pipeline scour", In *The 2ed International Offshore and Polar Engineering Conference, International Society of Offshore and Polar Engineers* (Jan 1992).
13. Cheng, L. and Chew, L.W. "Modelling of flow around a near-bed pipeline with a spoiler", *Ocean Engineering*, **30**(13), pp. 1595-1611 (2003).
14. Zhao, J. and Wang, X. "CFD numerical simulation of the submarine pipeline with a spoiler", *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, **131**(3), 5 p. (2009).
15. Arnold, M.B. "The south sudan defence force: Patriots, collaborators or spoilers", *Journal of Modern African Studies*, **45**(4), pp. 489-516 (2007).
16. Zhang, Z.Y., Shi, B., Ruan, X.J. and et al. "Study on the submarine pipeline with spoiler under wave action", *Ocean Engineering (Haiyang Gongcheng)*, **30**(4), pp. 90-96 (2012).
17. "Calculation and experiment on Yang, L., Shi, B., Guo, Y. and et al. scour depth for submarine pipeline with a spoiler", *Ocean Engineering*, **55**, pp. 191-198 (2012).
18. Zhu, H., Qi, X., Lin, P. and et al. "Numerical simulation of flow around a submarine pipe with a spoiler and current-induced scour beneath the pipe", *Applied Ocean Research*, **41**, pp. 87-100 (2013).
19. Zheng, H.C., Shi, B. and Yu, Q. "Numerical study on spoiler torque effect to a half-buried pipeline", In *International Conference on Computer Information Systems and Industrial Applications*, Atlantis Press, pp. 892-893 (June, 2015).
20. Zhao, M., Vaidya, S., Zhang, Q. and et al. "Local scour around two pipelines in tandem in steady current", *Coastal Engineering*, **98**, pp. 1-15 (2015).
21. Hu, D., Tang, W., Sun, L. and et al. "Numerical simulation of local scour around two pipelines in tandem using CFD-DEM method", *Applied Ocean Research*, **93**, 101968, pp.137-149 (2019).
22. Damroudi, M., Esmaili, K. and Rajaei, S.H. "Effect of pipeline external geometry on local Scour and self-burial time scales in current", *Journal of Applied Fluid Mechanics*, **14**(1), pp. 103-115 (2021).
23. Yang, S., Shi, B. and Guo, Y. "Investigation on scour scale of piggyback pipeline under wave conditions", *Ocean Engineering*, **182**, pp. 196-202 (2019).
24. Tofany, N., Low, Y.M., Lee, C.H. and et al. "Two-phase flow simulation of scour beneath a vibrating pipeline during the tunnel erosion stage", *Physics of Fluids*, **31**(11), pp. 250-63, 113302 (2019).
25. Guan, D., Melville, B.W. and Friedrich, H. "Flow patterns and turbulence structures in a scour hole downstream of a submerged weir", *ASCE, Journal of Hydraulic Engineering*, **140**(1), pp. 68-76 (2014).
26. Melville, B.W. "Pier and abutment scour: integrated approach", *Journal of hydraulic Engineering*, **123**(2), pp. 125-136 (1997).
27. Chiew, Y.M. "Prediction of maximum scour depth at submarine pipelines", *Journal of Hydraulic Engineering*, **117**(4), pp. 452-466 (1991).
28. Fredsoe, J., Sumer, B.M. and Arnskov, M.M. "Time scale for wave/current scour below pipelines", In *The 1st International Offshore and Polar Engineering Conference, International Society of Offshore and Polar Engineers*, (Jan 1991).

بررسی محدوده‌های تحت تأثیر کنج مقعر قائم و تعیین نسبت کرنش مسطح در گودبرداری‌های بسیار عمیق

ژگس ریاحی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

حامد بایسته* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۵-۲۵، (پژوهشی)

در پروژه‌های کاربردی عموماً از مدل‌سازی سه‌بعدی پرهیز می‌شود و با مدل‌های کرنش مسطح دوبعدی، طراحی صورت می‌گیرد، که افزایش هزینه‌های طرح را در پی خواهد داشت. در پژوهش حاضر، با بررسی نتایج پایش یک گود بسیار عمیق به عمق ۶۰ متر، که با روش مهارگذاری پایدارسازی شده بود و با رویکرد در نظر گرفتن اثر کنج مقعر قائم در مدل‌های سه‌بعدی، عواملی همچون: تأثیر عمق و طول گود و نسبت آنها در تغییر شکل‌ها و چگونگی توزیع آن در سطح دیواره، واکاوی و نسبت کرنش مسطح و عوامل مؤثر در آن ارزیابی شده است. کمترین مقدار نسبت کرنش مسطح در فاصله‌ی ۵ متری از گوشه رخ داده و مقدار آن در آن‌جا بین صفر تا ۰/۴۵ بوده است. به منظور بهینه‌سازی گودها، ابتدا بدون منظور کردن اثر سه‌بعدی و در حالتی با منظور کردن اثر کنج‌ها طراحی شده‌اند و با حفظ تغییر شکل یکسان بیشینه، مقایسه‌ی احجام صورت گرفته است. نتایج نشان می‌دهند در صورت منظور کردن اثر کنج در طراحی روش پایدارسازی و متناسب با ابعاد گود، میزان ۲۱ الی ۵۵ درصد در طول مهارها صرفه‌جویی خواهد شد.

واژگان کلیدی: گود بسیار عمیق، تأثیر کنج، نسبت کرنش مسطح، مهارگذاری، بهینه‌سازی.

n.riahy@stu.qom.ac.ir
h.bayesteh@qom.ac.ir

۱. مقدمه

امروزه در ایران و خصوصاً کلان‌شهرها، تعداد زیادی پروژه‌های بزرگ با گودبرداری‌های عمیق تعریف، طراحی و اجرا می‌شوند. تأمین ایمنی متناسب از لحاظ پایداری و تغییر شکل‌های دیواره‌ی گود و نشست خاک مجاور، اهمیت ویژه‌ی دارد. نکته‌ی قابل توجه، بهینه‌سازی اقتصادی طرح‌های پایدارسازی همزمان با تأمین ضوابط آیین‌نامه‌ی است. یکی از مواردی که می‌تواند سبب بهینه‌سازی اقتصادی طرح‌های گودبرداری شود، منظور کردن آثار کنج‌ها در آنالیزها و به بیانی مدل‌سازی سه‌بعدی گودهاست. آنچه عموماً در پروژه‌های اجرایی متداول است، رفتار گودهاست که عموماً به صورت دوبعدی، مدل‌سازی و در حالت کرنش مسطح بررسی می‌شوند. هر چند در گودهای با طول دیواره‌ی زیاد و در وسط دیواره‌ها، فرض اخیر صحیح است، لیکن در فواصل نزدیک به کنج‌ها، رفتار متفاوت است و نمی‌توان آنها را به صورت کرنش مسطح مدل‌سازی کرد. برای ارزیابی شرایط حاکم بودن فرض کرنش مسطح حاکم، پارامتری با نام نسبت کرنش مسطح (PSR)^۱ در ادبیات فنی رواج یافته است.^۱ پارامتر PSR برای تعیین محدوده‌ی است که متأثر از کنج‌ها و تابع نسبت

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۵/۹، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۱۳، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۲۲.

DOI:10.24200/J30.2022.58809.3004

مشخصات هندسی گود، سختی سیستم و ضریب اطمینان در برابر بالادگی کف گود پرداختند و دریافتند که اثرپذیری از رفتار سه‌بعدی در گودهای با ابعاد کوچک‌تر، بیشتر است؛ به گونه‌ای که در گود با محیط 80×80 متر، تغییرشکل در عمق‌های مختلف در مدل سه‌بعدی و حالت کرنش مسطح تفاوت چندانی ندارد. در حالی که در گود با محیط 20×20 متر، مقادیر مذکور تفاوت قابل توجهی دارند. و همکاران (۲۰۱۰)،^[۶] نموداری جهت بررسی اثر گوشه در مدل‌سازی گود مبتنی بر عدد نسبت کرنش مسطح ارائه کردند و نشان دادند بیشینه‌ی جابه‌جایی دیوار در هر مرحله‌ی گودبرداری حدوداً بین $2/5$ تا $5/5$ درصد عمق گودبرداری در آن مرحله برای مقطع نزدیک به وسط است. همچنین جابه‌جایی دیواره در هر نقطه بستگی به عمق گودبرداری و فاصله‌ی آن نقطه از گوشه‌ها دارد و جابه‌جایی در گوشه‌ها در حدود 20 الی 60 درصد جابه‌جایی در وسط است. زمردیان و رضایی (۲۰۱۳)، نیز نشان دادند که با افزایش چسبندگی، نسبت کرنش مسطح افزایش می‌یابد و با افزایش عمق، تأثیرپذیری پارامتر نسبت کرنش مسطح از پارامتر چسبندگی بیشتر می‌شود. همچنین با افزایش زاویه‌ی اصطکاک داخلی از تأثیر عمق در نسبت کرنش مسطح کاسته می‌شود. برای هر عمق معین، با تغییر ضریب کشسانی نسبت کرنش مسطح تغییر قابل توجهی از خود نشان نمی‌دهد و این نسبت تقریباً ثابت است. به ازاء ضرایب کشسانی ثابت، با افزایش عمق نسبت کرنش مسطح کاهش می‌یابد.^[۷] ژائو^۶ و همکاران (۲۰۱۵)،^[۸] با مطالعه‌ی موردی یک گودبرداری عمیق به بررسی میزان تغییرشکل‌های ایجاد شده در گوشه‌های محدب و مقعر گود اخیر، که بر روی آنها سازه‌هایی موجود بود، پرداختند و دریافتند که الگوی نشست‌های ایجاد شده به مانند سطحی سه‌بعدی است و اگر سازه بر روی ناحیه‌ی که آثار تغییرشکل ترکیبی نشست و پیچش گوشه در آن بیشینه است، قرار گیرد، موجب ایجاد ترک در آن خواهد شد. لا^۷ و همکاران (۲۰۱۴)،^[۹] در مقایسه‌ی نتایج آنالیز برگشتی سه‌بعدی با مقدار جابه‌جایی افقی اندازه‌گیری شده، نشان دادند که هر چند مقدار مدول کشسانی خاک در رفتار گود مهم است، لکن تأثیر هندسه و اثر گوشه‌ی گود در عملکرد کلی، از جمله جابه‌جایی افقی نیز پراهمیت است. ژائو و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۰] با ارزیابی گودی به ارتفاع 12 متر، تأکید داشتند که در راستای بهینه‌سازی طرح، نباید در فرایند مدل‌سازی از فرض کرنش مسطح استفاده کرد. چرا که در این موارد، دیوارهای عمود بر سطح مدل‌سازی شده به صورت کرنش مسطح، در میزان تغییرشکل‌های نهایی تأثیر زیادی می‌گذارد. از طرفی ایشان در مطالعه‌ی خود یک گوشه‌ی بیرون‌زده (محدب) را نیز مدل‌سازی کردند و بیان داشتند در مسائل ژئوتکنیکی در شرایط واقعی، احتمال به وقوع پیوستن هندسه‌های نامنظم، که با فرض کرنش مسطح مدل‌سازی در تناقض هستند، زیاد است. همچنین چنگ^۸ و همکاران (۲۰۱۸)،^[۱۱] در بررسی تأثیر سه‌بعدی در تغییرشکل دیواره‌ی گود و ضریب کرنش مسطح برای گودهای اجرا شده در خاک ماسه‌ی شل تا متوسط نشان دادند هر چقدر ضریب عرض به طول کوچک‌تر باشد، رفتار تغییرشکل‌پذیری خاک رسی و خاک ماسه‌ی بی‌یکدیگر نزدیک می‌شود. هسیونگ^۹ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۲] با مدل عددی سه‌بعدی یک مطالعه‌ی موردی، نسبت کرنش مسطح را استخراج کردند و نشان دادند که مقدار آن تابع نوع خاک است. چنگ و لیکیتارسونگ^{۱۰} (۲۰۱۸)،^[۱۳] نشان دادند که مقدار و تغییرات نسبت کرنش مسطح برای نسبت عرض به طول کمتر از 1 در ماسه و رس مشابه است، ولی برای نسبت عرض به طول کمتر از $5/5$ ، مقدار آن در خاک ماسه‌ی بزرگ‌تر از خاک رس است.

بررسی ادبیات فنی نشان می‌دهد مفهوم اخیر تاکنون برای گودهای کوچک توسعه یافته است. لیکن در گودهای عمیق کمتر به آن توجه شده است. مهم‌ترین نوآوری پژوهش حاضر، ارزیابی رفتار سه‌بعدی در گودهای عمیق در یک مطالعه‌ی

موردی واقعی با پارامترهای ژئوتکنیکی صحت‌سنجی شده است، که به طرح‌های اقتصادی قابل‌توجهی منتج خواهد شد. از دیگر سو، با توجه به احجام عملیات پایدارسازی نسبتاً بزرگ پروژه‌ها و همچنین قیمت قابل توجه مصالح استفاده شده در پایدارسازی دیواره‌ی گودبرداری‌ها و فضای رقابتی بین شرکت‌های فعال در این زمینه، ضرورت ارائه‌ی طرح‌های بهینه و اقتصادی بیش از پیش احساس می‌شود و یکی از مواردی که می‌تواند تأثیر به‌سزایی در امر بهینه‌سازی طرح‌های پایدارسازی دیواره‌ی گودبرداری‌ها داشته باشد، در نظر گرفتن اثر سه‌بعدی کنج‌های مقعر قائم است، که کمتر در گودهای عمیق لحاظ شده و هدف دیگر پژوهش حاضر بوده است. عموم مطالعات نشان داده‌اند برای تحلیل بهتر رفتار گودها، زمانی که نسبت کرنش مسطح کمتر از 1 است، باید از مدل‌سازی سه‌بعدی استفاده شود. لیکن زمانی که نسبت کرنش مسطح برابر 1 باشد، نتایج مدل‌های دوبعدی و سه‌بعدی یکسان است. نسبت کرنش مسطح، تابع مشخصات خاک و هندسه‌ی گود است، که در شرایط مختلف توسط پژوهشگران ارزیابی شده است. لیکن رفتار سه‌بعدی گودهای بسیار عمیق (بیش از 5 متر) و تعیین نسبت کرنش مسطح در آنها تاکنون در ادبیات فنی بسیاری بررسی نشده است. از طرفی، از آن‌جا که در کلان‌شهرهای کشور، احداث گودهای بسیار عمیق در حال انجام است، رفتار سه‌بعدی گودهای بسیار عمیق در راستای بهینه‌سازی اقتصادی باید در دستور کار قرار گیرد، که هدف پژوهش حاضر نیز قرار گرفته است، تا بیان کمی مقادیر، رویکرد بهینه‌سازی مبتنی بر آثار مثبت کنج‌های مقعر قائم نهادینه شود.

۲. روش پژوهش

پژوهش حاضر، با رویکرد ارزیابی نتایج پایش یک مطالعه‌ی موردی، انجام آنالیز بازگشتی به منظور تدقیق پارامترها و صحت‌سنجی مدل و نهایتاً مدل‌سازی سه‌بعدی رفتار گود و انجام مطالعات پارامتریک نظام یافته است. در ادامه، جزئیات هر مرحله ارائه شده است.

۱.۲. معرفی مطالعه‌ی موردی

در پژوهش حاضر، از نتایج پایش یک گود بسیار عمیق در منطقه‌ی ۲۲ شهر تهران استفاده شده است، که عمق آن 60 متر و پلان گود در ابعاد 175×300 متر بوده است.

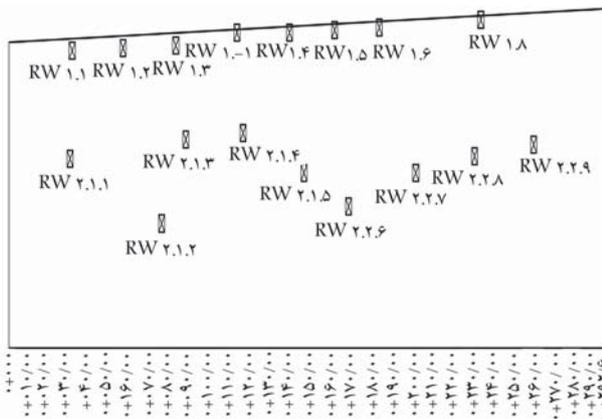
مطالعات ژئوتکنیک در محل پروژه نشان می‌دهد که خاک محدوده‌ی پروژه اغلب به صورت درشت‌دانه از نوع شن همراه با ماسه و میان‌لایه‌های سیلت و رس است. پارامترهای توده‌ی خاک در ۴ لایه، در جدول ۱ ارائه شده است. نتایج اخیر بر مبنای آزمون‌های بارگذاری صفحه و برش مستقیم برجا حاصل شده است، که بیانگر خاک با مقاومت بالایی است. در پژوهش حاضر به ارزیابی رفتار سه‌بعدی

جدول ۱. تقسیم‌بندی لایه‌های زمین و مقادیر پارامترهای ژئوتکنیکی.^[۱۴]

عمق m	$\gamma (\frac{kN}{m^3})$	φ	$c (kPa)$	$E_{50} (kPa)$	$E_{ur} (kPa)$
۰-۱۶	۱۹	۳۹	۴۰	۷۰۰۰۰	۲۱۰۰۰۰
۱۶-۳۱	۲۰	۴۲	۴۰	۹۰۰۰۰	۲۷۰۰۰۰
۳۱-۴۳	۲۰	۴۳	۴۵	۱۱۰۰۰۰	۳۳۰۰۰۰
۴۳-۸۱	۲۰	۴۴	۵۵	۱۲۰۰۰۰	۳۳۰۰۰۰

جدول ۲. مشخصات طراحی و چیدمان مهارها در دیوار غربی گود. [۱۴]

ردیف	فاصله‌ی افقی مهارها (متر)	طول غلاف (متر)	طول باند (متر)	نیروی پیش‌تندگی (kN)
۱	۲/۵	۲۸	۸	۳۱۲
۲-۵	۲/۵	۲۸	۸	۴۷۰
۶-۷	۲/۵	۲۶	۸	۴۷۰
۸-۹	۲/۵	۲۴	۸	۴۷۰
۱۰-۱۱	۲/۵	۲۲	۸	۴۷۰
۱۲-۱۳	۲/۵	۲۰	۸	۴۷۰
۱۴-۱۵	۲/۵	۱۸	۸	۴۷۰
۱۶-۱۷	۲/۵	۱۶	۸	۴۷۰
۱۸-۱۹	۲/۵	۱۴	۸	۴۷۰
۲۰-۲۱	۲/۵	۱۲	۸	۴۷۰
۲۲-۲۳	۲/۵	۱۰	۸	۴۷۰



شکل ۱. تصویری از نشانه‌های نقشه‌برداری دیوار غربی به عمق ۶۰ و طول ۳۰۰ متر. [۱۴]



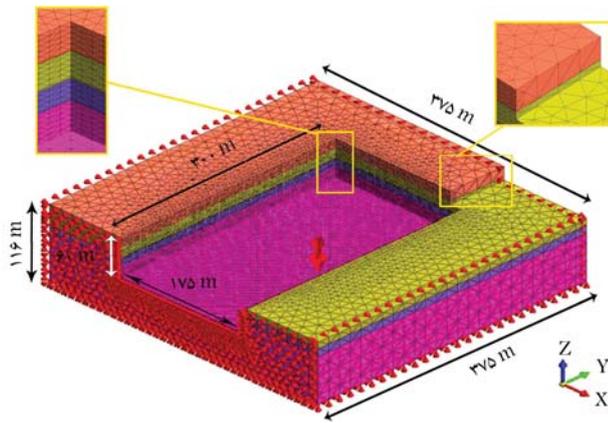
شکل ۲. نمودار جایه‌جایی قائم در نشانه‌ی نمونه. [۱۴]

ضلع غربی گود مذکور پرداخته شده و لذا اطلاعات ارائه شده فقط در خصوص نتایج پایش و طرح استفاده شده در دیوار غربی است. فاصله‌ی قائم مهارها ۱۱، ۲/۵ متر بوده است، که با توجه به ۲۳ ردیف مهار، کل ارتفاع گود معادل ۶۰ متر را پایدار ساخته است. پایین‌ترین مهار از فاصله‌ی ۲/۵ متری کف گود و بالاترین مهار در فاصله‌ی ۲ متر از بالای گود تعبیه شده است.

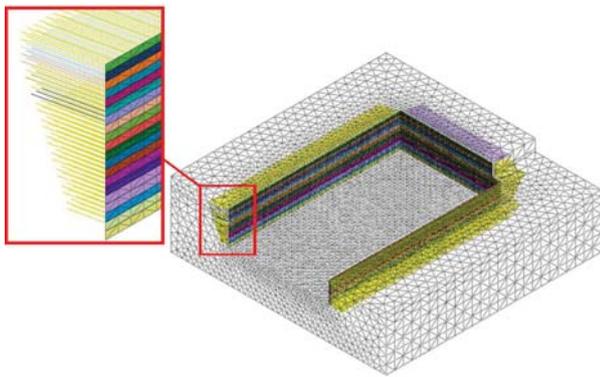
روش پایدارسازی گود اخیر به صورت روش مهارگذاری با رخیوش^{۱۲} بتنی بوده و طراحی و چیدمان مهارها مطابق با طراحی اولیه و آنچه که در آن اجرا شده بود، در مدل سه‌بعدی انجام شده است. رخیوش دیواره‌ها در هر مرحله از گودبرداری به طور جداگانه و هر یک به ارتفاع ۳ متر و ضخامت ۱۰ سانتی‌متر تعریف شده است. فاصله‌ی عمودی هر ردیف از مهارها در دیواره‌ی غربی گود ۲/۵ متر بوده است. مشخصات مهارهای اجرا شده در جدول ۲ ارائه شده است. در این طرح از ۲۳ ردیف مهار با طول‌های ۱۸ تا ۳۶ متر استفاده شده است. [۱۴] مهارها به صورت ۶ رشته‌یی و با زاویه‌ی ۱۵ درجه نسبت به افق اجرا شده‌اند. در جدول ۲، منظور از طول غلاف، قسمتی از ابتدای مهار است که دور آن دوغاب تزریق نشده است و با خاک پیرامون خود اندرکنش ندارد. این قابلیت با تعبیه‌ی یک غلاف PVC در دور مهارها در فرایند اجرا ایجاد شده است. منظور از طول باند، قسمت انتهایی مهار است، که پیرامون آن تزریق دوغاب تحت فشار صورت گرفته و با خاک هم‌جسبی پیدا کرده است. [۱۵] گفتنی است نیروهای پیش‌تندگی بر اساس آنچه در واقعیت اجرا شده است، منظور شده‌اند.

در پروژه‌ی مورد مطالعه با توجه به اهمیت و حساسیت‌های بالای پروژه، که ناشی از ابعاد بزرگ و هم‌جواری بدون فاصله با سازه‌ی مجاور است، پایش تغییرشکل‌ها با دقت بسیار بالا صورت گرفته است. در پژوهش حاضر، تمرکز بر نتایج پایش دیوار غربی پروژه‌ی حاضر با عمق ۶۰ متر و طول ۳۰۰ متر بوده است و نمای نشانه‌های نقشه‌برداری برای نمونه‌ی نتایج پایش دو نشانه^{۱۳} در شکل‌های ۱ الی ۳ مشاهده می‌شود. [۱۴] در شکل ۱، کیلومترآز هر نشانه در تصویر مشخص است.

مطابق شکل‌های ۲ و ۳، می‌توان تغییرات تغییرشکل‌ها را با پیشرفت عملیات گودبرداری مشاهده کرد. با افزایش عمق گود طی زمان، تغییرشکل‌ها افزایش یافته‌اند،



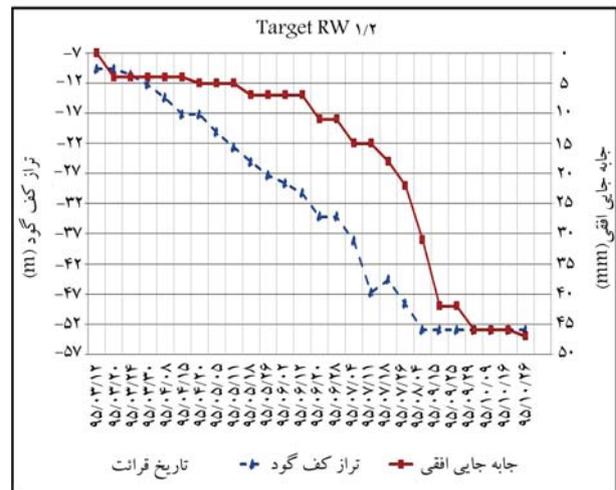
شکل ۴. نمایی از مدل سه بعدی ساخته شده به همراه لایه بندی خاک و ابعاد مدل و شرایط مرزی اعمال شده در لبه های مدل.



شکل ۵. نمایی از مدل سه بعدی ساخته شده و نمایش مهارها.

۱۰ متر به ۲/۵ متر تعریف و سپس کل مدل با فاصله ۲/۵ متر و از نوع سه وجهی، مش بندی شده است. تعداد المان های ایجاد شده معادل ۳۱۷۴۶۸ المان بوده است. در شکل های ۴ و ۵، نمایی از مدل سه بعدی ساخته شده به همراه لایه بندی خاک و ابعاد مدل مشاهده می شود. شرایط مرزی با محدود کردن مدل در لبه ها و در راستای افقی و قائم تعریف شده است. مشخصات مکانیکی صورت همگن و انتخاب مدل رفتاری سخت شونده است. مشخصات مکانیکی لایه های خاک در جدول ۱ ارائه شده است. اجزاء سازه ای مدل، مهارها و رخیوش دیوارها، از نوع کشسان با مدول کشسانی فولاد برابر با ۲۱۰ گیگاپاسکال و برای بتن برابر با ۲۰ گیگاپاسکال بوده است. در راستای مدل سازی گودبرداری، ابتدا شرایط اولیه تنش با شرایط فشار جانبی حالت سکون به خاک اعمال شد، تا شرایط تنش برجا شبیه سازی و تاریخچه تنش در آن ذخیره شود. در ادامه، به صورت مرحله ای نسبت به خاک برداری و فعال سازی مهارها اقدام شد. در شکل ۵، ناحیه ی بزرگ نمایی شده ی مراحل خاک برداری در هر گام با رنگی مجزا مشاهده می شود، که متناسب با هر مرحله، مهار مرتبط نیز فعال شده است. در راستای مدل سازی مهارها در ناحیه ی باند و ناحیه ی دارای غلاف، از قابلیت های نرم افزار Midas استفاده شده و از آنجا که نرم افزار Midas برای مدل سازی های ژئوتکنیکی توسعه یافته است، برای تعریف ناحیه ی دارای غلاف و باند در مهارها پیش فرض های مناسبی دارد.

در راستای صحت سنجی مدل سه بعدی، از نتایج پایش موجود استفاده شده است. در این راستا، از نشانه های واقع شده در یک تراز افقی روی دیوار غربی



شکل ۳. نمودار جابه جایی افقی در نشانه ی نمونه [۱۴]

تا نهایتاً در بیشینه ترین حالت، جابه جایی قائم به ۲۷ میلی متر و جابه جایی افقی به ۴۵ میلی متر رسیده و طی زمان ثابت مانده است. در بخش های بعد، به مقایسه ی نتایج نمودارهای ذکر شده با نتایج شبیه سازی پرداخته شده است.

۲.۲. مدل سازی عددی و صحت سنجی

به منظور مدل سازی رفتار سه بعدی گود از نرم افزار Midas TS NX و مدل رفتاری سخت شونده استفاده شده است، که استفاده از آن در پروژه های گودبرداری با عنایت به ماهیت باربرداری حین گودبرداری بسیار توصیه شده است. [۱۶] مشخصات شاخص مدل رفتاری ذکر شده عبارت از وابستگی سختی به سطح تنش، رفتار های پیرولیک تنش - کرنش و تفاوت مدول بارگذاری و باربرداری است و لازم است سه نوع مدول کشسانی معرفی شود. مدول کشسانی اولیه E_i با استفاده از رابطه ی ۱ تعریف می شود، که در آن E_{δ^0} مدول کشسانی سکانتی در ۵۰٪ بارگیختگی است و از رابطه ی ۲ استخراج می شود. همچنین R_f نسبت q_f در رابطه ی ۳ به q_a است، که به صورت پیش فرض برابر ۹/۰ لحاظ شده است.

همچنین، $E_{\delta^{ref}}$ مدول سکانتی آزمایش سه محوری در حالت استاندارد در فشار مرجع $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$ است. σ'_t تنش اصلی کوچک تر، C' چسبندگی مؤثر و ϕ' زاویه ی اصطکاک مؤثر است. m نیز توان رابطه در وابستگی سختی به سطح تنش است. در مدل رفتاری ذکر شده، به منظور ارزیابی رفتار باربرداری و بارگذاری مجدد که در گودبرداری های بسیار رایج است، از مدول باربرداری E_{ur} استفاده می شود، که مطابق رابطه ی ۴ محاسبه شود. به طور کلی مدول باربرداری معادل ۳ برابر مدول بارگذاری است.

$$E_i = \frac{2E_{\delta^0}}{2 - R_f} \quad (1)$$

$$E_{\delta^0} = E_{\delta^{ref}} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_t \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2)$$

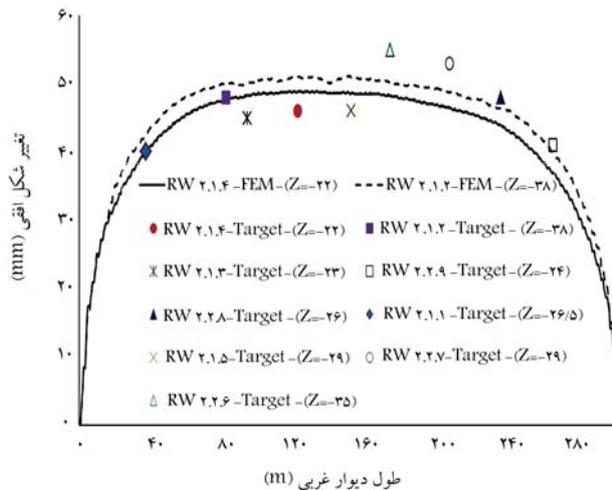
$$q_f = (c' \cot \phi' - \sigma'_t) \times \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (3)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_t \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (4)$$

ضرب اندرکنش^{۱۴} مطابق ادبیات فنی در سیستم های میخ کوبی و مهارگذاری برابر با ۱ منظور شده است. [۱۷، ۱۸] مش بندی در لبه ها از فاصله ی دور به نزدیک

جدول ۳. مقایسه‌ی قرائت نهایی نشانه‌های دیواره‌ی غربی گود با مقادیر خروجی نرم افزار سه بعدی.

ردیف	نام نشانه	تغییر شکل پایش (mm)		تغییر شکل افقی مدل (mm)	درصد خطا (%)
		افقی	قائم		
۱	RW ۱.۱	۳۴	-۲۴	۳۱/۱	-۸/۳۹
۲	RW ۱.۲	۴۸	-۲۹	۴۲/۸	-۱۰/۸۳
۳	RW ۱.۳	۴۹	-۳۳	۴۵/۱	-۷/۹۳
۴	RW ۱.-۱	۴۰	-۳۰	۳۷/۳	-۶/۷۴
۵	RW ۱-۸	۳۹	-۱۴	۳۵	-۱۰/۲۱
۶	RW ۲.۱.۱	۴۰	-۲۷	۴۲/۶	+۶/۴۹
۷	RW ۲.۱.۳	۴۵	-۳۵	۴۸/۷	+۸/۲۷
۸	RW ۲.۱.۴	۴۶	-۳۵	۴۹	+۶/۵۴
۹	RW ۲.۱.۵	۴۶	-۳۰	۵۱	+۱۰/۸۲
۱۰	RW ۲.۱.۲	۴۸	-۳۰	۵۰/۲	+۴/۶۵
۱۱	RW ۲.۲.۶	۵۵	-۲۶	۵۹/۱	+۷/۴۵
۱۲	RW ۲.۲.۷	۵۳	-۲۲	۵۶/۹	+۷/۲۸
۱۳	RW ۲.۲.۸	۴۸	-۲۳	۵۲/۲	+۸/۷۶
۱۴	RW ۲.۲.۹	۴۱	-۲۱	۴۳	+۴/۹۹



شکل ۶. مقایسه‌ی روند تغییر شکل واقعی دیواره‌ی غربی گود مورد مطالعه با روند تغییر شکل مدل سه بعدی.

۳. نتایج و بحث

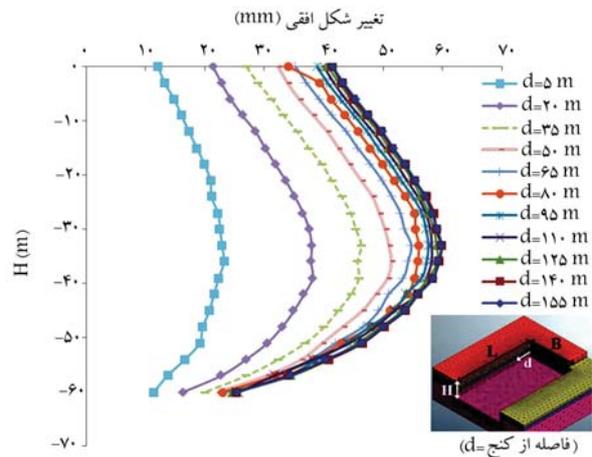
جهت بررسی اثر سه بعدی گوشه‌ها در جابه‌جایی افقی دیواره‌ی گود، از مدل سه بعدی در فواصل مختلف از گوشه‌ی تقاطع دیواره‌ی غربی با دیواره‌ی شمالی، نمودار جابه‌جایی افقی استخراج و با یکدیگر مقایسه شدند، که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، که مطابق آن جابه‌جایی افقی دیواره‌ی گود در میانه‌ی گود بیشتر شده است. همچنین تأثیر فاصله از گوشه در جابه‌جایی افقی دیواره‌ی گود در طول ارتفاع گود نشان داده شده است، که بیان‌گر افزایش فاصله از گوشه است، که باعث افزایش تغییر مکان‌های

استفاده شده است. ۱۴ عدد نشانه جهت بررسی تغییرات جابه‌جایی بر روی دیواره‌ی غربی نصب و مانی‌تورینگ گود از شروع گودبرداری تا اتمام عملیات گودبرداری به طور منظم انجام و نتایج ثبت شده است. با توجه به تحلیل نرم افزار از فاز اولیه تا فاز پایانی گودبرداری، جهت صحت‌سنجی سه بعدی گود از نتایج نشانه‌ها، که بعد از اتمام گودبرداری قرائت شده استفاده شده است. مشخصات قرائت نهایی نشانه‌های دیواره‌ی غربی گود و مقایسه‌ی آنها با خروجی نرم افزار مدل سه بعدی در جدول ۳ ارائه شده است. مشاهده می‌شود درصد خطاها بین $+۴/۹۹$ تا $-۱۰/۸۳$ درصد متغیر است. مقادیر مثبت خطا به معنی مقدار بیشتر خروجی نرم افزار و مقادیر منفی خطا به معنی مقدار کمتر خروجی نرم افزار نسبت به تغییر شکل واقعی نشانه است. مقادیر ذکر شده حاکی از مدل‌سازی صحیح شرایط گود است و بر این اساس می‌توان به نتایج مطالعات پارامتریک آتی اعتماد داشت.

نشانه‌ها همگی در یک تراز قرار ندارند و در سطح دیواره با ترازهای مختلف پراکنده شده‌اند و جهت صحت‌سنجی نموداری، ابتدا مقدار جابه‌جایی افقی هر یک از نشانه‌ها با نمودار پلان جابه‌جایی افقی حاصل از مدل سه بعدی نرم افزار در تراز همان نشانه مقایسه شده است. به منظور مقایسه‌ی مقادیر قرائت شده از چند نشانه به طور هم‌زمان، ۹ عدد از نشانه‌ها که بین ترازهای ۲۲- متر و ۳۸- متر قرار داشتند، با دو نمودار پلان جابه‌جایی افقی حاصل از مدل سه بعدی نرم افزار در تراز ۲۲- متر و ۳۸- متر مقایسه شدند، که در شکل ۶ مشاهده می‌شود. در نمودار اخیر، محور افقی طول دیواره (۳۰° متر) و محور قائم تغییر شکل افقی گود است. روند تغییر شکل واقعی دیواره‌ی غربی گود مورد مطالعه با روند تغییر شکل مدل سه بعدی نرم افزار (خطوط منته در شکل) منطبق است. به بیانی دیگر، در محدوده‌ی تأثیر گوشه‌ها، تغییر شکل کمتر و در وسط گود، تغییر شکل‌ها بیشتر است، که در مدل‌های عددی سه بعدی و نتایج نقشه‌برداری مشاهده می‌شود.

جدول ۴. ابعاد دیواره‌های طراحی شده جهت مطالعه‌ی پارامتریک.

شماره	حالت	L(m)	H(m)
۱		۶۰	۶۰
۲	حالت اول	۵۰	۵۰
۳	(L = H)	۴۰	۴۰
۴		۳۰	۳۰
۵		۶۰	۴۰
۶	حالت دوم	۵۰	۴۰
۷	(L و H متغیر)	۴۰	۴۰
۸		۳۰	۴۰



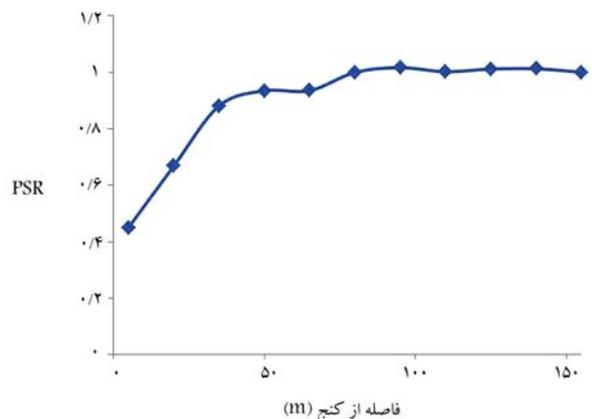
شکل ۷. جابه‌جایی افقی با فواصل مختلف از گوشه در دیواره‌ی غربی.

که تا طول ۴۰ متر آن بیشتر قابل تأمل است. کمترین مقدار نسبت کرنش مسطح، که در مطالعه‌ی حاضر محاسبه شده است، در فاصله‌ی ۵ متری از گوشه رخ داده و در این ناحیه بین ۰ تا ۰/۴۵ بوده است، که بیان‌گر تأثیر اثر گوشه در جابه‌جایی افقی دیواره‌ی گود و کاهش آن تا میزان ۴۵٪ جابه‌جایی افقی در وسط گود است، که در مطالعات پیشین نیز در گودهای با مشخصات دیگر اثبات شده است.^[۲]

آنچه بدیهی است بهره‌گیری از مزایای رفتار سه‌بعدی گود، زمانی مناسب است که منجر به بهینه‌سازی اقتصادی طرح شود. لذا لازم است پایداری گود بدون استفاده از مزایای رفتار سه‌بعدی گود با شرایطی که از آثار سه‌بعدی استفاده می‌شود، مقایسه شود. در این راستا، تعدادی دیواره‌ی گود با ابعاد متفاوت در نظر گرفته شده است. برای هر دیواره با ابعاد خاص، دو نوع طرح صورت گرفته است. طرح اولیه مانند طراحی‌های متداول بدون در نظر گرفتن آثار سه‌بعدی گوشه‌ها انجام شده است. طرح ثانویه، طراحی همان دیواره با در نظر گرفتن اثر سه‌بعدی گوشه بوده است. بدین شکل که در گوشه‌های گود و در قسمتی از پایین گود که متأثر از کنج است، فاصله‌ی افقی و عمودی مهارها به ۲ برابر مقدار طرح اولیه افزایش یافته است، به گونه‌ی که تغییر شکل‌ها در نواحی ذکر شده نیز به میزان تغییر شکل‌های وسط گود برسد. با این روش، در نواحی که به طراحی متراکم نیاز ندارد، مثل گوشه‌ها، با طراحی کمتر مهارها و با حاشیه‌ی ایمنی مناسب، تأثیر قابل توجهی در صرفه‌جویی هزینه‌ها خواهد شد. در پژوهش حاضر، شاخص مشترک بین طراحی‌های اولیه و ثانویه، بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی لب گود (تاج گود) به میزان ۲ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. بدین معنی که بودن یا نبودن مهارهایی که در طرح ثانویه از گوشه‌های گود حذف می‌شوند، در بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی که در لب گود اتفاق می‌افتد، تأثیری ندارد و آنها در جهت بهینه‌سازی اقتصادی طرح پایداری گودها، به راحتی و با ایمنی بالا قابل حذف هستند.

مشخصات و ابعاد دیواره‌هایی که جهت مطالعه‌ی پارامتریک، طراحی و مدل‌سازی سه‌بعدی شده‌اند، در جدول ۴ ارائه شده است، که در آن، L طول دیواره و H ارتفاع دیواره‌ی (عمق گود) است. مدل‌های پارامتریک در دو حالت تعریف شده‌اند: حالت اول، وقتی که طول دیواره‌ی گود برابر با ارتفاع گود شود (L=H). در حالت دوم، زمانی که طول دیواره‌ی گود ثابت است، ارتفاع گود (H) متغیر است. مدل‌های شماره‌ی ۳ و ۷، مدل‌های مشابه هستند و فقط جهت نشان دادن روند چگونگی انتخاب ابعاد دیواره‌ی مدل‌های پارامتریک در دو حالت مختلف، در جدول ۴ تکرار شده‌اند.

برای نمونه در شکل‌های ۹ و ۱۰، نمای دو گود با ابعاد مختلف مشاهده می‌شود و طرح مبتنی بر شرایط کرنش مسطح و طرح مبتنی بر مدل‌سازی سه‌بعدی نیز نشان



شکل ۸. نمودار نسبت کرنش مسطح در طول دیواره‌ی غربی گود.

افقی شده است. به عنوان مثال، در فاصله‌ی ۵ متری از گوشه، بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی برابر با ۲۳ میلی‌متر بوده و با افزایش فاصله از گوشه تا ۵۰ متر، بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی به ۵۱ میلی‌متر افزایش یافته است.

همچنین در شکل اخیر مشاهده می‌شود که نرخ افزایش جابه‌جایی افقی و تأثیر پذیری اثر گوشه، در فاصله‌های کمتر از گوشه بیشتر از نمودارهای با فاصله بیشتر از گوشه است. به عنوان مثال، با افزایش ۱۵ متری در فاصله از گوشه، بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی فقط ۱ میلی‌متر افزایش داشته است و تقریباً می‌توان مقادیر مذکور را برابر در نظر گرفت. بر این اساس، اثر سه‌بعدی گوشه، که باعث کمتر شدن تغییر شکل‌ها می‌شود، در نقاط نزدیک به گوشه بیشتر بوده و در نقاط با فواصل بیشتر از گوشه و در میانه‌های گود، شرایط کرنش مسطح برقرار شده است. نتایج اخیر در برخی مطالعات پیشین نیز اثبات شده است.^[۲]

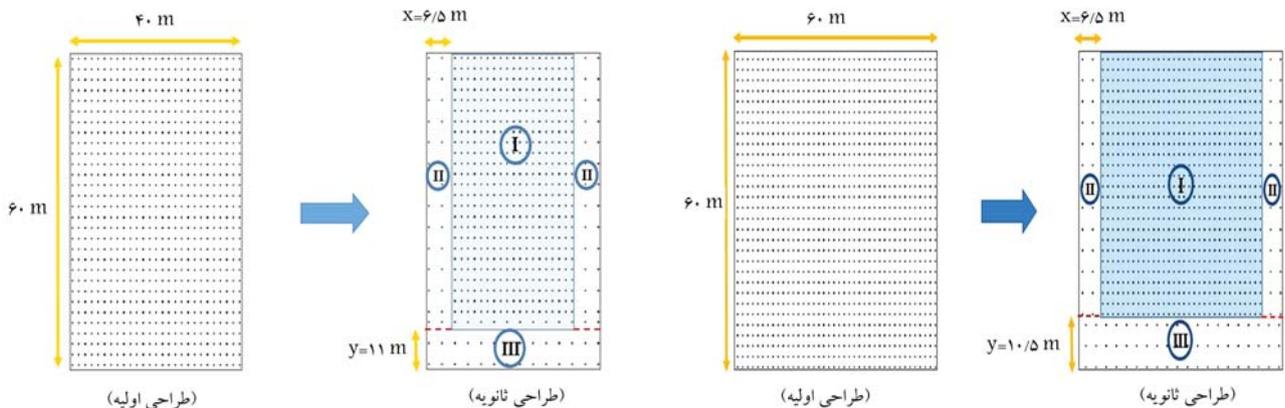
همچنین نمودار نسبت کرنش مسطح در طول دیواره‌ی غربی گود مورد مطالعه، که بر اساس تغییر شکل‌های تاج گود محاسبه شده است، در شکل ۸ مشاهده می‌شود. نتایج $d=155m$ به عنوان نقطه‌ی وسط گود، که بیشترین فاصله را از کنج و همچنین به دلیل عدم تأثیر اثر سه‌بعدی کنج، بیشترین جابه‌جایی افقی را دارد، به عنوان نسبت کرنش مسطح برابر با ۱ در نظر گرفته شده است. مشاهده می‌شود با افزایش فاصله از گوشه، مقدار نسبت کرنش مسطح افزایش یافته است. بیشترین مقدار نسبت کرنش مسطح برابر با ۱ است، که از فاصله‌ی ۹۵ متر به بالا تا میانه‌ی دیواره‌ی گود اتفاق افتاده است. به بیانی دیگر، تا حدود ۹۰ متر، تغییر شکل متأثر از کنج‌ها خواهد بود،

جدول ۵. جزئیات و مقایسه‌ی طراحی‌های اولیه و ثانویه مدل 60×60 متر.

تفاوت	طرح ثانویه	طرح اولیه	توضیحات
۲	۲۸	۳۰	تعداد ردیف‌های مهارها
-	ناحیه‌ی (I) $1/5$ ناحیه‌های (II) و (III) 3	$1/5$	فاصله‌ی افقی مهارها (m)
-	ناحیه‌ی (I) 2 ناحیه‌های (II) و (III) 4	۲	فاصله‌ی عمود مهار (m)
۰/۰۹	$2/14$	$2/5$	جابه‌جایی افقی لب‌گود (cm)
۸۷۸۴	۳۲۱۷۶	۴۰۹۶۰	مجموع طول حفاری (m)

جدول ۶. محاسبه‌ی صرفه‌ی اقتصادی اجرای طرح‌های ثانویه در مقایسه با طرح‌های اولیه‌ی مدل‌های پارامتریک.

ردیف	مشخصات مدل گود ($m \times m$)	طول مهار طرح اولیه (m)	طول مهار طرح ثانویه (m)	میزان صرفه‌جویی (m)	درصد صرفه‌جویی (%)
۱	60×60	۴۰۹۶۰	۳۲۱۷۶	۸۷۸۴	۲۱
۲	50×50	۲۳۱۰۰	۱۷۲۳۶	۵۸۶۴	۲۵
۳	40×40	۸۲۰۰	۵۰۶۰	۳۱۴۰	۳۸
۴	30×30	۳۶۰۰	۱۵۸۸	۲۰۱۲	۵۵
۵	40×60	۲۸۰۸۰	۲۰۴۰۰	۷۶۸۰	۲۷
۶	40×50	۱۸۹۰۰	۱۲۷۹۶	۶۱۰۴	۳۲
۷	40×30	۴۸۰۰	۲۵۳۶	۲۲۶۴	۴۷



شکل ۱۰. نمای شماتیک و مقایسه‌ی طراحی‌های اولیه و ثانویه‌ی گود مستطیلی.

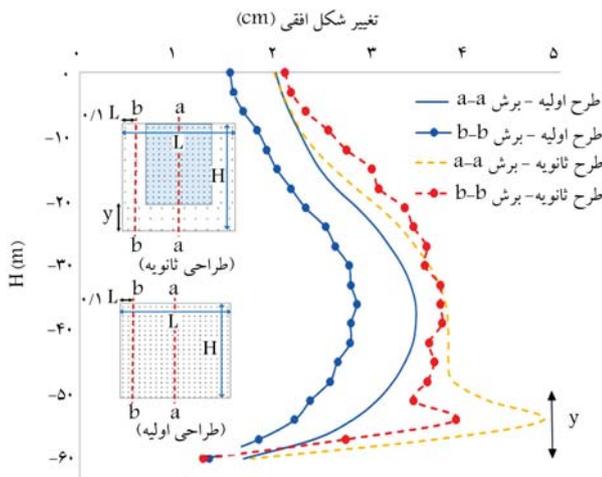
شکل ۹. نمای شماتیک و مقایسه‌ی طراحی‌های اولیه و ثانویه‌ی گود مربعی.

بررسی جزئیات و مقایسه‌ی طراحی‌های اولیه و ثانویه در مدل‌های پارامتریک با ابعاد مختلف نشان می‌دهد که عملیات هزینه‌بر اجرای سیستم پایداری دیواره‌ی گودها، مقادیر قابل توجهی کاهش داشته است. برای مثال، در بین کل مدل‌های پارامتریک، مجموع طول حفاری و همچنین مجموع طول مهار مورد نیاز ۲۱ الی ۵۵ درصد کاهش یافته است. با تبدیل این اعداد و ارقام به واحدهای مالی، اهمیت و صرفه‌ی اقتصادی پژوهش حاضر در استفاده از طراحی‌های ثانویه بیش از پیش آشکار خواهد شد، که در جدول ۶ ارائه شده است.

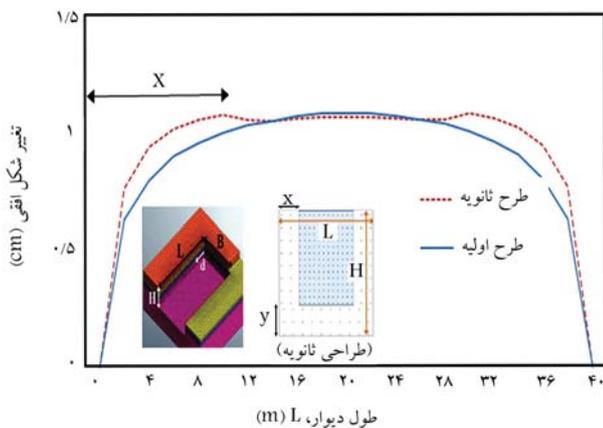
در طرح‌های اولیه، تغییرشکل‌های افقی در کناره‌های دیواره‌ی گود از ارتفاع بالا تا کم گود کمتر از تغییرشکل‌ها در مرکز دیواره‌ی گود بوده است. در طرح‌های ثانویه با کمتر شدن تراکم مهار در نواحی مذکور، تغییرشکل‌ها به مقادیر مرکز دیواره نزدیک‌تر

داده شده است. مطابق شکل‌های ۹ و ۱۰، در نواری از کناره‌ها و پایین دیواره‌ی گود، فاصله‌ی افقی و عمودی مهارها، در طراحی ثانویه به میزان ۲ برابر نسبت به طراحی اولیه افزایش یافته است. قسمت‌های مذکور به ترتیب «X» (قسمت کناری طول دیواره) و «Y» (قسمت پایین دیواره) نام‌گذاری شده‌اند.

در جدول ۵، برای نمونه مقایسه‌ی اجمالی بین مشخصات فنی طرح، مانند فاصله‌های افقی و عمودی در نواحی گوناگون طرح‌های اولیه و ثانویه و نیز احجام و مقادیر عملیات هزینه‌بر مانند طول حفاری برای گود 60×60 متر ارائه شده است. همان طور که از مقادیر مذکور و مقایسه‌ی آنها مشاهده می‌شود، طرح‌های ثانویه در عین ایمنی و ثابت بودن بیشینه‌ی تغییرشکل افقی لب‌گود نسبت به طرح‌های اولیه‌ی متناظر، بسیار اقتصادی هستند.

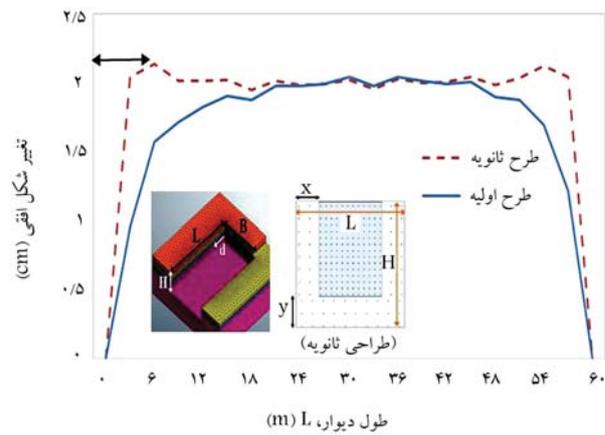


شکل ۱۲. مقایسه‌ی جابه‌جایی افقی وسط و کنارگود در طرح‌های اولیه و ثانویه‌ی مدل ۶۰ × ۶۰ متر.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی جابه‌جایی افقی لب‌گود در طرح‌های اولیه و ثانویه‌ی مدل ۴۰ × ۳۰ متر.

گود، پارامترهای بی‌بعد $\alpha = \frac{x}{L}$ و $\beta = \frac{y}{H}$ تعریف شده‌اند. در روابط فوق، x و y بخش‌های نشان داده شده در شکل ۱۳ هستند. α و β به ترتیب درصدی از طول و ارتفاع دیواره‌ی گود را نشان می‌دهند، که تحت تأثیر اثر سه‌بعدی گوشه، قابلیت ۲ برابر کردن فاصله‌ی افقی و عمودی مهارها در نواحی مذکور ممکن است. در رابطه‌های اخیر، L طول دیواره‌ی گود و H ارتفاع گود است. روند تغییرات α و β در مدل‌های پارامتریک با ابعاد گوناگون در نمودارهای شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، که مطابق آن افزایش عمق سبب کاهش مقادیر α می‌شود. از آنجا که α بیان‌گر آثارکنج در رفتار است، لذا افزایش عمق سبب کاهش آثارکنج می‌شود. به عنوان مثال، در حالت اول و در عمق ۳۰ متری (مدل ۳۰ × ۳۰ متر)، مقدار α برابر با ۰/۳۷ بوده است. لیکن با افزایش عمق گود به ۶۰ متر (مدل ۶۰ × ۶۰ متر)، α به مقدار ۰/۱۱ تغییر یافته است. لذا با افزایش ۱۰٪ در عمق گود، مقدار α ، به میزان ۷۰٪ کاهش یافته است. این فرایند برای حالت دوم نیز با مقادیر متفاوت نسبت به حالت اول صادق است. همچنین نتایج نشان می‌دهد در مدل‌های حالت دوم (با $L=H$ است و در صورتی که $L/H < 1$ باشد، مقدار α بیشتر از حالت اول است. در مورد مقادیر β نیز نتایج نشان می‌دهد افزایش عمق سبب کاهش مقادیر β



شکل ۱۱. مقایسه‌ی جابه‌جایی افقی لب‌گود در طرح‌های اولیه و ثانویه‌ی مدل ۶۰ × ۶۰ متر.

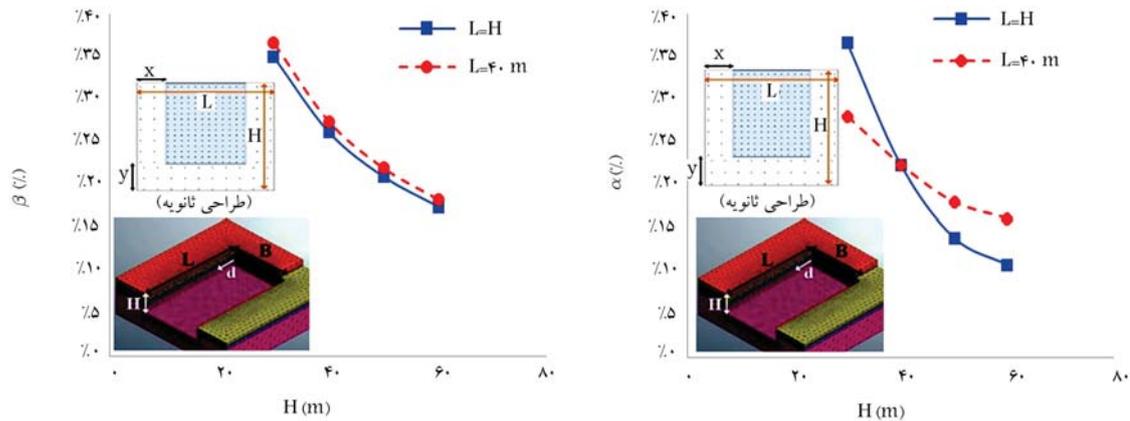
شده است. در این راستا، جهت درک بهتر از تغییرات اعمال شده در طرح‌های ثانویه، نمودارهای خروجی از تغییرشکل‌های طرح‌های اولیه و ثانویه در ابعاد مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند، که با توجه به محدودیت حجم نوشتار حاضر، فقط برای گود ۶۰ × ۶۰ متر ارائه شده است (شکل ۱۱).

در شکل ۱۱، جابه‌جایی افقی در لب‌گود در طراحی‌های اولیه و ثانویه‌ی مدل ۶۰ × ۶۰ متر مشاهده می‌شود. در طراحی اولیه، بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی در وسط طول دیواره‌ی گود اتفاق افتاده و در فواصل نزدیک‌تر به گوشه‌ها، تغییرشکل‌ها کوچک‌تر شده‌اند. همان‌طور که نتایج نمودارها نشان می‌دهد، شرط اول طراحی ثانویه مبنی بر برابر بودن بیشینه‌ی جابه‌جایی لب‌گود در طراحی‌های اولیه و ثانویه رعایت شده و مقادیر مذکور در میانه‌ی طول دیواره‌ی گود، از ۱۵ متر تا ۴۵ متر، تا حد زیادی برابر بوده‌اند. جابه‌جایی افقی لب‌گود در طراحی ثانویه و در نزدیکی گوشه‌ها (منطقه‌ی x) بیشتر از مقادیر متناظر در طراحی اولیه بوده است. برای مثال، در فاصله‌ی ۹ متری از گوشه‌ی سمت چپ، مقدار جابه‌جایی افقی در طراحی اولیه برابر با ۱/۷۲ سانتی‌متر و در طراحی ثانویه برابر با ۲/۰۲ سانتی‌متر بوده است.

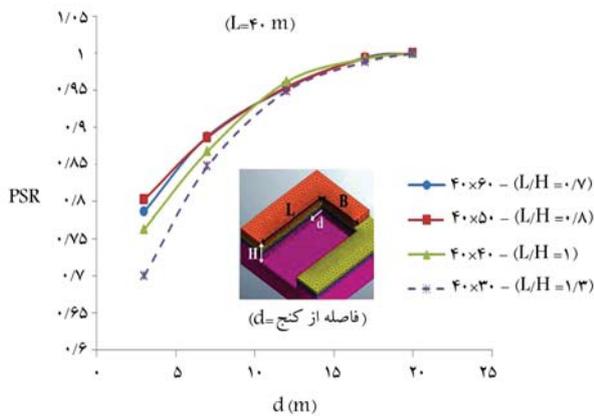
در شکل ۱۲، جابه‌جایی افقی در طول ارتفاع گود، در دو مقطع میانی (a-a) و کناری (b-b)، هر یک در طرح‌های اولیه و ثانویه‌ی مدل ۶۰ × ۶۰ متر مشاهده می‌شود. مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که طرح اولیه‌ی جابه‌جایی‌های افقی در مقطع میانی (a-a) بیشتر از مقطع کناری (b-b) است و با مقایسه‌ی آنها با مقاطع میانی و کناری طرح ثانویه، این نتیجه به دست می‌آید که با اعمال چیدمان طرح ثانویه و ۲ برابر کردن فواصل مهارها در نواحی کناری، جابه‌جایی افقی در مقطع کناری (b-b) طرح ثانویه افزایش یافته و به مقادیر جابه‌جایی افقی مقطع میانی (a-a) طرح اولیه نزدیک شده است. بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی در مقطع میانی (a-a) و کناری (b-b) طرح ثانویه هر دو در طول y رخ داده‌اند. با توجه به نزدیکی مقادیر مربوط به نمودارهای مقطع میانی (a-a) و کناری (b-b) در طرح ثانویه مشاهده می‌شود که تغییرشکل‌های افقی در طراحی‌های ثانویه، به طور یکنواخت‌تری نسبت به طراحی‌های اولیه در سطح دیواره‌ی گود گسترده شده است.

به عنوان نمونه‌ی دیگر در شکل ۱۳، جابه‌جایی افقی در لب‌گود در طراحی‌های اولیه و ثانویه مدل ۴۰ × ۳۰ متر مشاهده می‌شود، که رویه‌ی همانند گود ۶۰ × ۶۰ متر دارد.

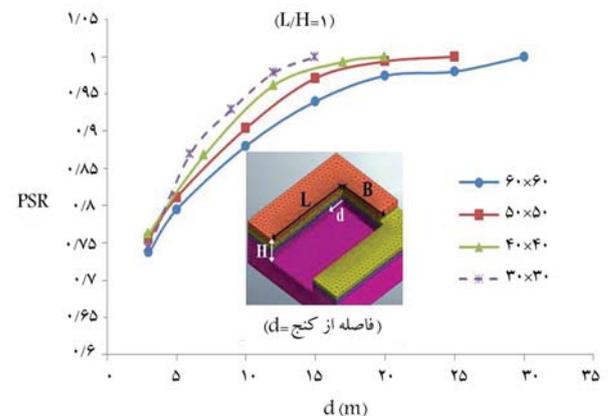
به منظور بررسی تأثیر هندسه‌ی گود در کمیت و کیفیت تأثیر کنج‌ها در رفتار



شکل ۱۴. روند تغییرات α و β در مدل‌های پارامتریک با ابعاد گوناگون.



شکل ۱۶. نمودار نسبت کرنش مسطح در طول دیواره‌ی گود مدل‌های پارامتریک (حالت دوم).



شکل ۱۵. نمودار نسبت کرنش مسطح در طول دیواره‌ی گود مدل‌های پارامتریک (حالت اول).

آنجا 88° بوده است، که از نسبت کرنش مسطح میانی که برابر ۱ است، فاصله‌ی بیشتری دارد و از مقدار متناظر در گود کوچک‌تر 30×30 متر، کمتر است. نتیجه اینکه در حالت اول، کمینه و بیشینه مقدار نسبت کرنش مسطح در گوشه و وسط گود، در همه‌ی ابعاد یکسان و برابر با 75° تا 1° بوده و با توجه به برابر بودن ابعاد گود (طول و ارتفاع)، هیچ‌یک از آنها تأثیری در بازه‌ی مقدار نسبت کرنش مسطح نداشته است.

در شکل ۱۶، مقادیر نسبت کرنش مسطح در فواصل مختلف از گوشه برای مدل پارامتریک در حالت دوم مشاهده می‌شود. در این حالت با توجه به ثابت بودن طول دیواره، در هر فاصله‌ی از گوشه، موقعیت محل برای همه‌ی مدل‌ها یکسان است، لذا ارتفاع گود در مقادیر نسبت کرنش مسطح مؤثر است. با افزایش ارتفاع گود، مقدار نسبت کرنش مسطح افزایش می‌یابد. برای مثال، در مدل 40×40 متر با ارتفاع 40 متر، در نقطه‌ی $d=3$ متر، مقدار نسبت کرنش مسطح برابر با 76° بوده است، که با افزایش ارتفاع و در مدل 40×50 متر با ارتفاع 50 متر، این مقدار به 80° افزایش یافته است. با کاهش ارتفاع و در مدل 40×30 متر با ارتفاع 30 متر، مقدار نسبت کرنش مسطح به مقدار 70° کاهش یافته است. همچنین نتایج نشان می‌دهد با توجه به ثابت بودن طول دیواره‌ی گود، با کاهش ارتفاع که منجر به افزایش L/H می‌شود، مقادیر نسبت کرنش مسطح نسبت به گودهای با L/H کوچک‌تر، کاهش یافته است. چرا که در

می‌شود. در این مورد نیز افزایش عمق سبب کاهش آثار گوشه می‌شود. ضمن این‌که مقادیر β در هر دو حالت تقریباً یکسان بوده و نسبت ابعاد گود، تأثیری در مقدار آن نداشته است. با افزایش H ، مقدار γ ثابت بوده است. لیکن شکل ۱۴ نشان می‌دهد با افزایش H ، مقدار β کاهش یافته است.

در شکل ۱۵، مقادیر نسبت کرنش مسطح (PSR) در فواصل مختلف از گوشه برای ۴ مدل پارامتریک در حالت اول مشاهده می‌شود، که مطابق آن، در همه‌ی مدل‌های پارامتریک با هر ابعادی، نسبت کرنش مسطح در نقطه‌ی میانی گود برابر با ۱ بوده و با کاهش فاصله از گوشه (d) و افزایش اثر گوشه، مقدار نسبت کرنش مسطح نیز کاهش یافته است. برای مثال در مدل 40×40 متر در نقطه‌ی $d=7$ متر، نسبت کرنش مسطح برابر با 87° بوده است. همچنین نمودارها نشان می‌دهند در مدل‌های با ابعاد کوچک‌تر، مقدار نسبت کرنش مسطح بیشتر است. چرا که در هر فاصله‌ی از گوشه (d)، برای گودهای بزرگ‌تر فاصله‌ی مذکور نسبت به گودهای کوچک‌تر به گوشه نزدیک‌تر است. برای مثال در نقطه‌ی $d=10$ متر، این نقطه برای گود 30×30 متر نزدیک به نقطه‌ی میانی گود ($d=15$ متر) و مقدار نسبت کرنش مسطح در آنجا 95° بوده است، که به نسبت کرنش مسطح میانی که برابر ۱ است، نزدیک‌تر است. لیکن همین نقطه برای یک گود بزرگ‌تر مثل گود 60×60 متر، یک نقطه‌ی کناری که به گوشه‌ی گود نزدیک‌تر است محسوب می‌شود و مقدار نسبت کرنش مسطح در

گودهای با L/H بزرگ‌تر، تأثیر اثر سه‌بعدی گوشه بیشتر است. مقایسه‌ی نتایج پژوهش حاضر با مطالعات اخیر نشان می‌دهد افزون بر همبستگی مناسب بین مطالعات، امکان توسعه‌ی رفتار سه‌بعدی در طراحی‌های کاربردی به منظور بهینه‌سازی میسر است. [۱۹، ۲۰]

در پژوهش حاضر، سه دیواره‌ی گود مدل‌سازی شده است. لیکن در راستای مطالعات آتی، پیشنهاد می‌شود در راستای کاهش حجم محاسبات، از شرایط تقارن مسئله استفاده شود و فقط دیوار مورد مطالعه با شرایط مرزی مناسب مدل‌سازی شود. همچنین برای ارزیابی‌های بهتر آتی می‌توان مدل‌های عددی دوبعدی با فرض کرنش مسطح ساخت و جابه‌جایی‌های آنها با مدل‌های سه‌بعدی در وسط دهانه مقایسه و کنترل شوند.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با تحلیل پایش یک گود اجرا شده با عمق ۶۰ متر و مدل‌سازی سه‌بعدی رفتار آن، به ارزیابی رفتار سه‌بعدی گودها پرداخته شده است. در این راستا، ضمن استخراج نسبت کرنش مسطح متناسب با شرایط هندسی گود، به بهینه‌سازی طرح‌ها متناسب با مطالعات پارامتریک پرداخته و میزان کاهش احجام برآورد شده و این نتایج به دست آمده است:

- گودهای با L/H بزرگ‌تر، تأثیر اثر سه‌بعدی گوشه بیشتر است. مقایسه‌ی نتایج پژوهش حاضر با مطالعات اخیر نشان می‌دهد افزون بر همبستگی مناسب بین مطالعات، امکان توسعه‌ی رفتار سه‌بعدی در طراحی‌های کاربردی به منظور بهینه‌سازی میسر است. [۱۹، ۲۰]
- در پژوهش حاضر، سه دیواره‌ی گود مدل‌سازی شده است. لیکن در راستای مطالعات آتی، پیشنهاد می‌شود در راستای کاهش حجم محاسبات، از شرایط تقارن مسئله استفاده شود و فقط دیوار مورد مطالعه با شرایط مرزی مناسب مدل‌سازی شود. همچنین برای ارزیابی‌های بهتر آتی می‌توان مدل‌های عددی دوبعدی با فرض کرنش مسطح ساخت و جابه‌جایی‌های آنها با مدل‌های سه‌بعدی در وسط دهانه مقایسه و کنترل شوند.
- افزایش عمق سبب کاهش مقادیر α (درصد نسبت ناحیه‌ی کم‌تراکم به طول دیواره‌ی گود) می‌شود. در حالت اول، با افزایش 10% در عمق گود، مقدار α به میزان 7% کاهش یافته است. این فرایند برای حالت دوم نیز با مقادیر متفاوت نسبت به حالت اول صادق بوده است.
- افزایش عمق سبب کاهش مقادیر β (درصد نسبت ناحیه‌ی کم‌تراکم به ارتفاع دیواره‌ی گود) می‌شود. در این مورد نیز افزایش عمق سبب کاهش آثار گوشه شده است. ضمن این‌که مقادیر β در هر دو حالت مدل‌های پارامتریک تقریباً یکسان بوده و نسبت ابعاد گود تأثیری در مقدار β نداشته است.
- کمینه و بیشینه‌ی مقدار نسبت کرنش مسطح در گوشه و وسط گود، در همه‌ی ابعاد یکسان و برابر با 75% تا 1 بوده و با توجه به برابر بودن ابعاد گود (طول و ارتفاع)، هیچ‌یک از آنها تأثیری در بازه‌ی مقدار نسبت کرنش مسطح نداشته است.
- با توجه به ثابت بودن طول دیواره‌ی گود، با کاهش ارتفاع که منجر به افزایش L/H می‌شود، مقادیر نسبت کرنش مسطح نسبت به گودهای با L/H کوچک‌تر کاهش یافته است. چرا که در گودهای با L/H بزرگ‌تر، تأثیر اثر سه‌بعدی گوشه بیشتر است.

پانویس‌ها

1. plain strain ratio
2. Ou
3. Lee
4. Finno
5. Wu
6. Zhao
7. Law
8. Cheng
9. Hsiung
10. Cheng & Likitlersuang
11. anchor
12. shotcrete
13. target
14. interface

منابع (References)

1. Hsiung, B.C.B., Likitlersuang, S., Phan, K. and et al. "Impacts of the plane strain ratio on excavations in soft alluvium deposits", *Acta Geotechnica*, 16, pp. 1923-1938 (2021).

2. Hsiung, Bin-Chen Benson, Yang, K.H., Aila, W. and et al. "Three-dimensional effects of a deep excavation on wall deflections in loose to medium dense sands", *Computers and Geotechnics*, 80, pp.138-151 (2016).
3. Ou, C.-Y., Chiou, D.-C. and Wu, T.-S. "Three-dimensional finite element analysis of deep excavations", *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(5), pp. 337-345 (1996).
4. Lee, F.H., Yong, K.Y., Quan, K.C. and et al. "Effect of corners in strutted excavations: field monitoring and case histories", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(4), pp. 339-349 (1998).
5. Finno, R.J., Blackburn, J.T. and Roboski, J.F. "Three-dimensional effects for supported excavations in clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1), pp.30-36 (2007).
6. Wu, C.H., Ou, C.Y. and Tung, N.C. "Corner effects in deep excavations-establishment of a forecast model for taipei basin T2 zone", *Journal of Marine Science and Technology*, 18(1), pp. 1-11 (2010).
7. Zomorodian, S.M.A. and Rezaei, M.H. "Two and three-dimensional analyses of supported excavations via truss", *Journal of Computational Methods In Engineering*, 32(1) , pp. 27-50 (2013).

8. Zhao, W., Chen, Ch., Li, Sh. and et al. "Researches on the influence on neighboring buildings by concave and convex location effect of excavations in soft soil area", *Journal of Intelligent & Robotic Systems*, **79**(3-4), pp. 351-369 (2015).
9. Law, K.H., Roslan, H. and Zubaidah, I. "3D numerical analysis and performance of deep excavations in Kenny Hill formation. ", *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Hicks, London: Taylor & Francis Group, pp. 759-764 (2014).
10. Zhao Sh.-Li, Zhang G., Li, M.-X. and et al. "The feature of deformation at convex corner of deep foundation pit based on FLAC3D", *Directory of Open Access Journals*, **2**(1), pp. 1-9 (2016).
11. Cheng, C. and Likitlersuang, S. "Underground excavation behaviour in Bangkok using three-dimensional finite element method", *Computers and Geotechnics*, **95**, pp. 68-81 (2018).
12. Hsiung, Bin-Chen Benson, and Dao, S.D. "Impacts from three-dimensional effect on the wall deflection induced by a deep excavation in Kaohsiung, Taiwan", *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, **2**(45), pp. 1602-1607 (2016).
13. Cheng, C. and Likitlersuang, S. "Underground excavation behaviour in Bangkok using three-dimensional finite element method", *Computers and Geotechnics*, **95**, pp. 68-81 (2018).
14. "Excavation report for IRAN-MALL project?", Tahkim Saze Meryan (in Persian) (1390).
15. FHWA, "Ground anchors and anchored systems, technical manual no. FHWA-IF-99-015", (Authors: P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus) (1999).
16. Zhang, W. and Liu, H. "Design of deep braced excavation and earth retaining systems Un andder complex built environmen", Springer, pp. 459 (2022).
17. Chu, L.-M. and Yin, J.-H. "Comparison of interface shear strength of soil nails measured by both direct shear box tests and pullout tests", *Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **131**(9), pp. 1097-1107 (2005).
18. Wang, Z. and W. Richwien "A study of soil-reinforcement interface friction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(1), pp. 92-94 (2002).
19. Sabermahani M. and Keshavarz, M. "Study on limitative effects of adjacent walls of soil nailed trenches by comparing 2D & 3D analysis results", *Dam and Hydroelectric Powerplant*, **4**(13), pp. 26-42 (in Persian) (2017).
20. Khazaei, J. and Ghahramani, A. "Comparison of nail axial force, deformation and failure urfaces in sand and clay soils with considering corner effect", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **8**(4), 2021, pp. 251-266 (in Persian) (2021).

مدل‌های رگرسیونی مبتنی بر یادگیری ماشین برای تخمین هزینه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌ی ساختمان‌های مصالح بنایی

جواد میرزائی (دانشجوی کارشناسی)

حسین امیری هنزائی (دانشجوی کارشناسی)

حامد خالقی (دانشجوی کارشناسی)

حامد کاشانی* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره‌ی ۲ - ۳۸، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۲۷-۳۷، (پژوهشی)

برای مقاوم‌سازی لرزه‌ی ساختمان‌های مصالح بنایی، شیوه‌های متعددی، مانند: شاتکریت، تسمه‌ی فولادی و پلیمر تقویت شده با فیبر وجود دارد. هر یک از روش‌های مذکور، ویژگی‌ها و هزینه‌های متفاوتی دارند. در مطالعه‌ی حاضر، با استفاده از ظرفیت‌های یادگیری ماشین به توسعه‌ی چهار نوع مدل رگرسیونی: خطی چندگانه، رگرسیون لاسو، رگرسیون ستیغی و رگرسیون شبکه‌ی کخسان، به تخمین هزینه‌ی مقاوم‌سازی ساختمان‌های مصالح بنایی پرداخته شده است. برای مدل‌سازی، از داده‌های ۱۶۷ پروژه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌ی ساختمان‌های بنایی مربوط به مدارس ایران استفاده شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، صرف‌نظر از شیوه‌ی مقاوم‌سازی، ارتفاع و مساحت کل زیربنای ساختمان، مؤثرترین متغیرها در تخمین هزینه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌ی بوده‌اند. در مدل‌های مربوط به روش‌های پلیمر تقویت شده با فیبر و نیز شاتکریت، متغیر نیابتی مساحت دیوارهای جانبی در هزینه‌های برآورد شده تأثیر گذاشته‌اند. همچنین متغیر نیابتی مقاومت جانبی اضافه شده از متغیرهای اصلی تأثیرگذار در مدل‌های روش شاتکریت شناخته شده است.

javad.mirzaei98@sharif.edu
hossein.amiri31@sharif.edu
hamed.khaleghi99@sharif.edu
hamed.kashani@sharif.edu

واژگان کلیدی: مقاوم‌سازی لرزه‌ی، تخمین هزینه، یادگیری ماشین، رگرسیون.

۱. مقدمه

داشته باشد. یکی از راه‌های کاهش خطرهای لرزه‌ی در ساختمان‌های مصالح بنایی، مقاوم‌سازی لرزه‌ی^۱ است.^[۱۰ و ۱۱]

مقاوم‌سازی لرزه‌ی ساختمان‌های مصالح بنایی به روش‌های مختلفی قابل اجراست؛ که در پژوهش حاضر، بر روی سه نوع رایج مقاوم‌سازی، یعنی: بتن‌بشی، تسمه‌ی فولادی و پلیمر تقویت شده با فیبر مدل‌سازی صورت گرفته است. در مقاوم‌سازی به روش بتن‌بشی، شبکه‌ی سیم‌های فولادی به صورت یک‌طرفه یا دو طرفه (عمود بر هم) به دیوارها متصل می‌شوند و سپس لایه‌ی نازکی از بتن بر روی آن پاشیده می‌شود. برای اطلاعات بیشتر به نوشتار مهدی‌زاده و همکاران (۲۰۱۲)،^[۱۲]

مراجعه شود. لازم به ذکر است که در حال حاضر روش بتن‌بشی، متداول‌ترین نوع مقاوم‌سازی لرزه‌ی ساختمان‌های بنایی در ایران است.^[۱۳] در مقاوم‌سازی به روش تسمه‌ی فولادی، برای افزایش مقاومت برشی دیوار، صفحات فلزی را به صورت قطری، افقی و عمودی با پیچ و مهره به دیوار متصل می‌کنند، که برای اطلاعات بیشتر در مورد آن به نوشتار تقدی و همکاران (۲۰۰۵)،^[۱۴] رجوع شود. در مقاوم‌سازی با استفاده از پلیمر تقویت شده، شبکه‌هایی از پلیمر تقویت شده با فیبر به صورت قطری و عمودی به یک طرف یا دو طرف دیوار و نیز دو شبکه از بالا و پایین دیوار

همواره مقاوم‌سازی، موضوع مطالعات متعددی بوده است؛ پژوهش‌های پیشین بر موضوعات مختلف مقاوم‌سازی از جمله: ساختمان‌ها،^[۱-۴] پل‌ها،^[۵] تونل‌ها،^[۶] تأسیسات صنعتی،^[۷] متمرکز شده‌اند. مقاوم‌سازی با توجه به ملاحظات، مانند: نوع سازه، کاربری، میزان آسیب‌پذیری و سطح مطلوب مقاومت پس از انجام مقاوم‌سازی، باید طراحی و اجرا شود. به همین دلیل، برخی پژوهش‌های پیشین به بررسی روش‌های مقاوم‌سازی برای ساختمان‌های قابی (فولادی یا بتنی)^[۸ و ۱۱] و مصالح بنایی،^[۲ و ۳] پرداخته‌اند. اهمیت کاربری باعث شده است که برخی از مطالعات فقط بر روی مقاوم‌سازی بیمارستان‌ها و مدارس متمرکز شوند.

ساختمان‌های مصالح بنایی به صورت نسبی، آسیب‌پذیری زیادی در برابر زلزله دارند. در ایران، درصد قابل توجهی از ساختمان‌ها به صورت مصالح بنایی ساخته شده‌اند.^[۹] کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ی ساختمان‌های مصالح بنایی می‌تواند نقش قابل توجهی در کنترل پیامدهای اقتصادی، اجتماعی و اقتصادی - اجتماعی زلزله‌ها

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۵/۲۳، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۹، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۵

DOI:10.24200/J30.2021.58718.2998

می‌توانند به یکدیگر متصل شوند. برای اطلاعات بیشتر در خصوص روش مقاوم سازی تسمه فولادی، به نوشتار لون و ریزکالا^[۱۵] مراجعه شود. برخی از توصیه‌های تجربی نیز برای روش‌های مقاوم سازی لرزه‌ی خاص وجود دارد. برای نمونه، سازمان مدیریت بحران فدرال ایالات متحده‌ی آمریکا، روش‌های ساده‌ی را برای مقاوم سازی ساختمان‌های آسیب‌دیده‌ی خاص پیشنهاد داده است.^[۱۶]

تخمین هزینه در پروژه‌های مقاوم سازی لرزه‌ی، همانند دیگر پروژه‌های عمرانی، اهمیت بسیاری دارد. افزایش دقت در تخمین هزینه‌ها می‌تواند تأثیری قابل توجه در موفقیت پروژه داشته باشد.^[۱۷-۱۹] با توجه به هزینه‌بر بودن پروژه‌های مقاوم سازی و لزوم تصمیم‌گیری در خصوص انجام یا عدم انجام، در گذشته مطالعات بسیاری با هدف مدل سازی هزینه‌های ساخت در پروژه‌های مقاوم سازی انجام شده است. یکی از دستاوردهای پژوهش‌های پیشین،^[۲۰-۲۵] تعیین عوامل مؤثر در هزینه‌های ساخت، از جمله: مساحت کل ساختمان، نوع و سختی دیافراگم بوده است.

کیم^۳ و همکاران (۲۰۰۴)،^[۱۸] برای تخمین هزینه‌ی ساخت تعدادی مجتمع مسکونی، از سه نوع مدل: رگرسیون، شبکه‌های عصبی^۴ و منطق موردی (CBR)^۵ استفاده کرده‌اند. لوو^۶ و همکاران (۲۰۰۶)،^[۲۶] با استفاده از رگرسیون‌ها، به تخمین هزینه‌ی ساختمان‌های نوساز کشور انگلیس پرداخته‌اند.

پتروساتو و لاپروپولوس^۷ (۲۰۱۰)،^[۶] با استفاده از دو نوع مدل رگرسیون محور و شبکه‌ی عصبی مصنوعی، هزینه‌ی نهایی پروژه‌های ساخت تونل جاده‌ی در یونان را تخمین زدند و عملکرد مدل‌ها را مقایسه کردند. همان‌طور که اشاره شد، مدل سازی برای تخمین هزینه در صنعت ساخت بسیار رایج است. در ادامه، مواردی که به تخمین هزینه‌ی مقاوم سازی پرداخته‌اند، بررسی شده‌اند.

جعفرزاده و همکاران (۲۰۱۴)،^[۸] با استفاده از رگرسیون استاندارد خطی بر روی داده‌های ۱۵۸ پروژه‌ی مقاوم سازی سازه‌های قابی^۸ مدارس در ایران مدل سازی کرده‌اند. سپس، جعفرزاده و همکاران (۲۰۱۴)،^[۱۱] از شبکه‌های عصبی مصنوعی برای مدل سازی استفاده کردند. آنها مساحت کل ساختمان را به عنوان مهم‌ترین پارامتر اثرگذار در هزینه‌ی مقاوم سازی معرفی کردند. در ادامه، جعفرزاده و همکاران (۲۰۱۵)،^[۲۱] با مدل سازی رگرسیونی بر روی مجموعه‌ی داده‌ی جدیدی که شامل اطلاعات ۱۸۳ پروژه‌ی مقاوم سازی لرزه‌ی بر روی ساختمان‌های بنایی مدارس ایران بود، عوامل متعددی مانند: مساحت کل، شاخص وزن لرزه‌ی، نوع دیافراگم و کیفیت ملات را به عنوان عوامل مؤثر معرفی کردند.

نصرآزادانی و همکاران (۲۰۱۷)،^[۲۱] با مدل سازی بر روی مجموعه‌ی داده‌ی حاوی اطلاعات ۱۶۷ پروژه‌ی مقاوم سازی ساختمان‌های بنایی مدارس ایران، از مدل رگرسیون بیژین^۹ برای تخمین قیمت استفاده کرده‌اند. ایشان بر ضرورت لحاظ شدن «میزان مقاومت برشی افزوده شده» در تخمین هزینه‌ی مقاوم سازی تأکید داشته‌اند. به علاوه، آنها با استفاده از مدل سازی به روش بیژین، عدم قطعیت ناشی از نوع و کیفیت داده و نیز روش مدل سازی را کمی سازی کردند.

فانگ^{۱۰} و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۱] برای مقایسه‌ی مدل خطی عمومی (GLM)^{۱۱} با مدل استاندارد رگرسیون خطی بر روی داده‌های مقاوم سازی کار کردند، با این تفاوت که به جای سن، ارتفاع و نوع ساختمان‌ها، متناسب با موقعیت ساختمان این موارد را تخمین زدند و سپس مدل سازی کردند. آنها ویژگی‌های لرزه‌ی ساختمان را به عنوان عامل اصلی تعیین‌کننده‌ی هزینه مشخص کردند.

هدف پژوهش حاضر، استفاده از روش‌های یادگیری ماشین^{۱۲}، مانند: رگرسیون خطی چندگانه^{۱۳}، رگرسیون لاسو^{۱۴}، رگرسیون ستیجی^{۱۵} و رگرسیون شبکه‌ی کسسان^{۱۶}، برای توسعه‌ی مدل‌های تخمین هزینه‌ی مقاوم سازی ساختمان‌های مصالح بنایی است. روش‌های نوین مبتنی بر هوش مصنوعی و یادگیری ماشین، مزیت‌های متعددی

بر روش‌های متداول مدل سازی هزینه‌ی مقاوم سازی دارند. توانایی کار با داده‌های محدود، نویزدار^{۱۷}، ناکامل و داده‌های خارج از محدوده، مواجهه با عدم قطعیت و همچنین وفق‌پذیری غیرخطی، از جمله ویژگی‌های روش‌های مدل سازی مبتنی بر یادگیری ماشین هستند.

برای آموزش و ارزیابی مدل‌های ارائه شده در نوشتار حاضر از داده‌های ۱۶۷ پروژه‌ی مقاوم سازی لرزه‌ی ساختمان‌های بنایی مدارس در ایران استفاده شده است. مجموعه‌ی داده‌ی اخیر، حاوی ۷۱ پروژه‌ی مقاوم سازی با روش بتن‌پاشی^{۱۸}، ۵۵ پروژه‌ی پلیمر تقویت شده (FRP)^{۱۹} و ۴۱ پروژه با روش مقاوم سازی تسمه فولادی^{۲۰} بوده است. یکی از دلایل انتخاب مجموعه‌ی داده‌ی ذکر شده برای مدل سازی، میزان اهمیت بالای ساختمان‌های مدارس نسبت به سایر ساختمان‌ها بوده است. علاوه بر این‌که مدارس از اماکن عمومی متراکم به شمار می‌روند؛ بعد از زلزله، در صورت امکان، از ظرفیت‌های آنها برای اسکان شهروندان می‌توان بهره برد.

در پژوهش حاضر، برخلاف بیشتر مطالعات، انواع روش‌های مقاوم سازی ساختمان از یکدیگر جدا و برای هر یک مدلی جداگانه توسعه داده شده است. متناسب با روش انتخابی مقاوم سازی، پارامترهای متفاوتی بر روی هزینه‌ی نهایی پروژه تأثیر می‌گذراند. نتیجه‌ی پژوهش حاضر، توسعه‌ی ۱۲ مدل، حاوی ۴ روش مدل سازی بر روی ۳ شیوه‌ی مقاوم سازی بوده است. یکی از دستاوردهای پژوهش حاضر نیز تعیین عواملی است که در هزینه‌ها و عملکرد هر یک از روش‌های مقاوم سازی لرزه‌ی تأثیر می‌گذارد.

یکی دیگر از ویژگی‌های پژوهش حاضر، استفاده از روش اعتبارسنجی متقابل^{۲۱} است. در روش‌های مرسوم، بخشی از داده‌ها منحصراً برای مدل سازی و بخشی دیگر برای ارزیابی و آزمایش مدل‌های توسعه یافته استفاده می‌شوند. در روش اعتبارسنجی متقابل، از همه‌ی داده‌های موجود برای آزمودن و اعتبارسنجی استفاده می‌شود، لذا به همین دلیل، روش اعتبارسنجی متقابل، بسیار کارآمدتر است.^[۲۱] ساختار باقیمانده‌ی نوشتار حاضر به این شرح است:

در بخش دوم، روش‌های مدل سازی استفاده شده در پژوهش حاضر معرفی شده است. در بخش سوم، چارچوب مدل سازی و در بخش چهارم، نتایج مدل سازی ارائه شده است. بخش پنجم، نیز به جمع‌بندی و فرصت‌های پژوهشی آینده اختصاص یافته است.

۲. معرفی روش‌های مدل سازی

در بخش کنونی، مدل‌های رگرسیون استفاده شده در پژوهش حاضر به اختصار بررسی شده‌اند:

۱.۲. رگرسیون خطی چندگانه

در رگرسیون خطی ساده تلاش می‌شود تا بین متغیر مستقل و متغیر هدف (وابسته)، یک رابطه‌ی خطی به صورت رابطه‌ی ۱ پیدا شود:

$$\hat{y} = w_0 + w_1 x \quad (1)$$

که در آن، x متغیر مستقل، \hat{y} تخمینی از متغیر هدف و w_0 و w_1 پارامتر^{۲۲} های مدل هستند. با تعمیم مسئله‌ی اخیر، هنگامی که تعداد متغیرهای مستقل افزایش می‌یابد، از رگرسیون خطی چندگانه استفاده می‌شود. رابطه‌ی خطی بین متغیرهای

مستقل و متغیر وابسته، به صورت رابطه ۲ تعریف می شود:

$$\hat{y} = w_0 + w_1 x_1 + w_2 x_2 + \dots + w_n x_n \quad (2)$$

که با قرار دادن عبارت ۱ = x_0 ، می توان رابطه ۲ را به صورت رابطه ۳ بازنویسی کرد:

$$\hat{y} = \sum_{i=0}^n w_i x_i = w^T x \quad (3)$$

که در آن، x بیانگر ماتریس متغیرهای مستقل مشاهده شده و n تعداد پارامترهای مدل هستند. برای تخمین تابع هدف باید پارامترهای مدل (w) مشخص شوند، به این منظور از روش بهینه سازی کمینه ی مربعات عادی (OLS) ^{۲۳} استفاده می شود رابطه ۴:

$$\hat{w} = \arg \min_w (\|y - w^T x\|^2) \quad (4)$$

که در آن، y ماتریس مقادیر واقعی تابع هدف و \hat{w} ماتریس مقادیر محاسبه شده برای پارامترهای مدل است. در رابطه ۴، عبارت $y - w^T x$ نشان دهنده ی فاصله ی مقدار واقعی تابع هدف از مقدار پیش بینی شده برای آن، یعنی خطاست. هدف بهینه سازی ذکر شده، یافتن پارامترهای مدل با کمینه سازی مجذور خطاست.

۲.۲. رگرسیون لاسو

در رگرسیون لاسو، تابع تخمین هدف و پارامترهای مدل همانند رگرسیون خطی تعریف می شوند. تفاوت رگرسیون لاسو و رگرسیون خطی در این است که تابع بهینه سازی به صورت رابطه ۵ تعریف می شود:

$$\hat{w} = \arg \min_w (\|y - w^T x\|^2 + \alpha \|w\|_1) \quad (5)$$

که این بهینه سازی با در نظر گرفتن تنگی و پراکندگی داده ها به دنبال کمینه سازی مجذور خطا با وجود مقداری برای جریمه است. مقدار $\alpha \|w\|_1$ مقدار منظم سازی ^{۲۴} است، که در تابع بهینه سازی ظاهر و به صورت رابطه ۶ تعریف می شود:

$$\alpha \|w\|_1 = \alpha \sum_{i=1}^n |w_i| \quad (6)$$

که در آن، $\alpha (\alpha \geq 0)$ ، یا همان ضریب لاسو، تنظیم کننده ی میزان منظم سازی است.

۳.۲. رگرسیون ستیغی

رگرسیون ستیغی عموماً زمانی استفاده می شود که تعداد پارامترها از تعداد نمونه ها بیشتر باشد و همانند رگرسیون لاسو است، با این تفاوت که تابع سازی به صورت رابطه ۷ تعریف می شود:

$$\hat{w} = \arg \min_w (\|y - w^T x\|^2 + \lambda \|w\|_p) \quad (7)$$

عبارت $\lambda \|w\|_p$ بیانگر مقدار تنظیم کننده و $\lambda (\lambda \geq 0)$ ضریب ستیغی است. در این بهینه سازی، ضریب ستیغی همانند ضریب لاسو در بهینه سازی قبل عمل می کند. هر چه λ بزرگ تر باشد، نشان دهنده ی افزایش میزان بیشتر منظم سازی مدل است، که پارامترهایی منقبض تر را نتیجه می دهد. مقدار جریمه به صورت رابطه ۸ نیز تعریف می شود:

$$\lambda \|w\|_p^p = \lambda \sum_{j=1}^n w_j^p \quad (8)$$

۴.۲. رگرسیون شبکه ی کشسان

شبکه ی کشسان، حد وسطی میان رگرسیون لاسو و ستیغی است. برتری شبکه ی کشسان نسبت به دیگر روش ها این است که در بهینه سازی به طور هم زمان، جریمه ی بخش لاسو را برای تنگی و بخش ستیغی را برای زمانی که تعداد پارامترها از تعداد نمونه ها بیشتر باشد، در نظر گرفته است. رابطه ۹، تابع بهینه سازی شبکه ی کشسان را نشان می دهد.

$$\hat{w} = \arg \min_w (\|y - w^T x\|^2 + \alpha \|w\|_1 + \lambda \|w\|_p) \quad (9)$$

برای جزئیات بیشتر به نوشتارهای: بیشاپ ^{۲۵} (۲۰۰۶)، راشکا ^{۲۶} و میرجلیلی ^{۲۷} (۲۰۱۹) و ژرون ^{۲۷} (۲۰۱۹)، رجوع شود.

۳. چارچوب مدل سازی

در بخش حاضر، جزئیات گام به گام مسیر مدل سازی و در بخش بعدی، مدل سازی ارائه شده است. عوامل متعددی در هزینه ی مقاومت سازی لرزه یی ساختمان های بنایی تأثیرگذار هستند. ابتدا به منظور رسیدن به مدل تخمین هزینه برای هر روش مقاومت سازی خاص، از مدلی استفاده شده است که در آن تمام متغیرهایی که احتمال اثرگذاری در هزینه را داشتند، در نظر گرفته شده اند. متغیرهای استفاده شده در مدل ابتدایی عبارتند از: ارتفاع ساختمان، مساحت کل زیر بنا، تعداد طبقات، سن سازه، آیین نامه ی ساخت، نوع سازه ی بنایی، نوع دیافراگم سقف، نامنظمی پلان، نامنظمی عمودی، امکان برخورد با ساختمان مجاور، نوع خاک، مساحت کل مقطع افقی دیوارها، نوع مقاومت سازی، قیمت واحد ساخت مجدد، درصد مقاومت جانبی اضافه شده و متغیر نیابتی مقاومت جانبی اضافه شده است. در جدول ۱، متغیرهای اولیه به همراه نماد آن ارائه شده است. ستون دوم جدول ۱، نشانگر منابع تأییدکننده از ادبیات فنی برای متغیرهای استفاده شده در پژوهش حاضر است.

در مدل ابتدایی، علاوه بر متغیرهای اخیر، متغیرهای نیابتی ^{۲۸} نیز تعریف شده اند. بدیهی است که در مقاومت سازی ساختمان، مساحت دیوارها اثرگذار است. از آنجایی که متغیرهای نیابتی در داده های پروژه های مقاومت سازی استفاده شده ثبت نشده بودند، متغیر نیابتی W_i طبق رابطه ۱۰ تعریف شده است:

$$W_i = \sqrt{\frac{A}{N}} \cdot H \quad (10)$$

از طرفی دیگر، به ازاء هر سطحی از هزینه برای مقاومت سازی، میزان مقاومت جانبی اضافه شده به ساختمان متغیر مهمی برای تصمیم گیرندگان است. در نتیجه، متغیر نیابتی V_i به نمایندگی از مقاومت جانبی اضافه شده مطابق رابطه ۱۱ تعریف شده است:

$$V_i = \log_{10} \left(1 + \frac{V}{V_0} \right) \quad (11)$$

در هر مدل ابتدایی از متغیرهای ارتفاع ساختمان، مساحت کل زیر بنا، سن سازه، آیین نامه ی استفاده شده در زمان طراحی و ساخت، نوع سازه ی بنایی، نوع دیافراگم سقف، نامنظمی پلان، نامنظمی عمودی، امکان برخورد با ساختمان مجاور، نوع خاک، متغیر نیابتی مقاومت اضافه شده و متغیر نیابتی مساحت دیوار جانبی به

جدول ۱. متغیرهای استفاده شده در مدل‌سازی.

متغیر توضیح دهنده	پایه از ادبیات فنی	نماد	توضیحات
ارتفاع ساختمان	[۳]	H	ارتفاع کل سازه از مبدأ پی، برحسب متر
مساحت کل زیربنا	[۸ و ۳۰]	A	برحسب متر مربع
تعداد طبقات	[۸ و ۱]	N	شامل طبقات زیرزمین
سن سازه	[۳]	LL	برحسب سال
آیین‌نامه‌ی ساخت	[۳]	CL	۱ برای ساختمان‌های قبل از سال ۱۹۶۹ میلادی، ° برای ساختمان‌های بعد از آن
نوع سازه‌ی بتایی	[۳]	M	۱ برای ساختمان‌های تقویت نشده، ° برای ساختمان‌های محصور شده
نوع دیافراگم سقف	[۳ و ۲]	D	۱ برای ساختمان‌های انعطاف‌پذیر، ° برای ساختمان‌های صلب
نامنظمی پلان	[۸ و ۱]	PI	۱ برای ساختمان‌هایی که پلان مستطیلی ندارند، ° پلان‌های منظم (مستطیلی)
نامنظمی عمودی	[۳]	VI	۱ برای ساختمان‌هایی که در ارتفاع، پلان تغییر می‌کند، ° برای پلان منظم در راستای ارتفاع
امکان برخورد با ساختمان مجاور	[۳]	P	۱ در صورت امکان برخورد با ساختمان مجاور، ° در غیر این صورت
نوع خاک	[۸ و ۱]	S	۱ تا ۴ به ترتیب برای سخت‌ترین تا نرم‌ترین خاک بستر
مساحت کل مقطع افقی دیوارها	[۳]	A_w	برحسب مترمربع
قیمت واحد ساخت مجدد	[۳]	C_U	قیمت ساخت مجدد ساختمان به ازای هر مترمربع برحسب ریال سال ۲۰۱۰ میلادی
درصد مقاومت جانبی اضافه شده	[۳]	V	متغیری برای ارزیابی مقاومت اضافه شده
مساحت دیوارهای جانبی	جدید	W_l	متغیر نیابتی (رابطه‌ی ۱)
متغیر نیابتی مقاومت جانبی اضافه شده	جدید	V_t	متغیر نیابتی (رابطه‌ی ۱۱)

مدل را کاهش می‌دهد. در پژوهش حاضر، از روش اعتبارسنجی متقابل در مدل‌سازی استفاده شده است. در اعتبارسنجی متقابل k -دسته‌یی، مجموعه‌ی داده به صورت تصادفی به k دسته‌ی بدون جایگذاری تقسیم می‌شود، که $k-1$ دسته برای آموزش و ۱ دسته برای ارزیابی و سپس دسته‌ی بعدی استفاده می‌شود، این فرایند تا جایی ادامه دارد که هر دسته یک بار به عنوان دسته‌ی ارزیابی‌کننده قرار گیرد. وقتی فرایند اخیر به پایان رسد، k مدل به دست می‌آید. خروجی اعتبارسنجی متقابل، متوسط k مدل مذکور است. در انتخاب تعداد دسته‌ها باید توجه داشت حجم دسته‌ی مربوط به آزمون مدل‌سازی بیش از حد کوچک نشود، تا نتایج به دست آمده معتبر باشد. [۲۸]

در ادامه، فرایند تکامل از مدل‌های ابتدایی به مدل‌های نهایی از طریق فرایند حذف متغیرهای کم‌تأثیر^{۳۰}، ارائه شده است.

ضعف مدل‌های ابتدایی، تعدد متغیرهای توضیحی است و این موضوع باعث پیچیدگی^{۳۱} بیهوده و کاهش توضیح‌دهندگی مدل خواهد شد. به همین منظور در این فرایند، هر یک از متغیرهای توضیحی ابتدا از مدل حذف و سپس اضافه می‌شود و میزان تغییرات دقت مدل (R^2) اندازه‌گرفته می‌شود. پس از به دست آمدن مدل‌های نهایی، در فرایندی مشابه فرایند بالا، متغیرهای تعیین‌کننده از میان متغیرهای توضیحی مدل نهایی انتخاب می‌شوند. برای ارزیابی مدل‌های نهایی، یعنی مدل به دست آمده از فرایند حذف، از معیارهای دیگری مانند کیفیت پیش‌بینی^{۳۲}، ناهمگونی پراکنش و همبستگی^{۳۳}، و نرمال بودن خطاها^{۳۴} استفاده می‌شود. کیفیت پیش‌بینی، مهم‌ترین معیار در ارزیابی مدل‌هاست. به طور کلی، کیفیت پیش‌بینی، توسط رسم نمودار مقادیر پیش‌بینی شده در مقابل مقادیر مشاهده شده به دست می‌آید. هر اندازه که نقاط موجود بر روی نمودار به خط ۴۵ درجه نزدیک‌تر باشند، کیفیت پیش‌بینی مدل بهتر است. ضریب تعیین‌کنندگی (R^2)، که طبق رابطه‌ی ۱۳ تعریف می‌شود، کمی‌سازی نمودار کیفیت پیش‌بینی است. همبستگی و ناهمگونی خطاها با نمودار کردن مقادیر خطا در مقابل متغیرهای مستقل و وابسته، به دست می‌آیند. تغییرپذیری نابرابر مقادیر خطا در مقابل متغیرهای مستقل و وابسته، نشان‌دهنده‌ی ناهمگونی پراکنش و وجود الگو در نمودارهای گفته شده، بیانگر همبستگی است. برای بررسی نرمال بودن خطاها از هیستوگرام مقادیر خطا استفاده می‌شود. هر اندازه که ظاهر هیستوگرام به دست

عنوان متغیر توضیحی (مستقل) استفاده شده است. متغیر وابسته در هر مدل ابتدایی و مدل نهایی طبق رابطه‌ی ۱۲ تعریف شده است:

$$Y = \log_{10} \left[\frac{C_R}{C_U \cdot (A - A_w) \cdot N} \right] \quad (12)$$

تابع تعریف شده در رابطه‌ی اخیر، به عنوان تابع هدف در مراحل آموزش مدل‌ها و به عنوان خروجی ارزیابی شده در فرایند آزمون استفاده می‌شود. متغیر وابسته بیانگر نسبت هزینه‌ی مقاوم‌سازی ساختمان C_R به هزینه‌ی ساخت مجدد همان ساختمان است. در مخرج کسر رابطه‌ی ۱۲، مساحت مقطع افقی دیوارها از مساحت کل زیربنا کم می‌شود تا مساحت خالص استفاده شده به دست آید. حاصل در هزینه‌ی واحد ساخت C_U و تعداد طبقات ضرب می‌شود، تا هزینه‌ی نهایی ساخت مجدد محاسبه شود. تا این‌جا، متغیرهای مستقل و متغیر وابسته ارائه شده‌اند.

در فرایند مدل‌سازی با استفاده از هر یک از الگوریتم‌ها، مدل ابتدایی بر اساس متغیرهای توضیحی بیان شده و تابع هدف رابطه‌ی ۱۲ و روش مدل‌سازی مرتبط ایجاد شده است. برای سنجش توضیح‌دهندگی مدل از ابزارهای ارزیابی، از جمله: ضریب تعیین‌کنندگی (R^2)، میانگین مربع‌ها خطا (MSE) و میانگین اندازه‌های خطا (MAE) به ترتیب طبق روابط ۱۳ الی ۱۵ استفاده شده است:

$$R^2 = 1 - \left[\frac{\sum_{i=1}^n (Y_{A,i} - Y_{P,i})^2}{\sum_{i=1}^n (Y_{A,i} - \bar{Y}_A)^2} \right] \quad (13)$$

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Y_{A,i} - Y_{P,i})^2 \quad (14)$$

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |Y_{A,i} - Y_{P,i}| \quad (15)$$

که در آنها، $Y_{A,i}$ مقادیر واقعی تابع هدف، $Y_{P,i}$ مقادیر پیش‌بینی تابع \bar{Y}_A میانگین مقادیر واقعی تابع هدف هستند.

در مدل‌سازی به روش جداسازی^{۲۹}، همواره بخشی از داده‌ها برای سنجش کنار گذاشته و از باقی برای آموزش مدل استفاده می‌شود، که روش مذکور، تعمیم‌پذیری

جدول ۲. دقت مدل‌های نهایی.

روش رگرسیون	نوع مقاوم سازی	R^2	MSE	MAE
خطی چندگانه	بتن پاشی	۰/۸۳۳	۰/۰۲۵۰	۰/۱۱۴۴
	تسمه‌ی فولادی	۰/۹۱۷	۰/۰۱۳۰	۰/۰۹۲۰
	پلیمر تقویت شده با فیبر	۰/۸۳۶	۰/۰۲۵۱	۰/۱۱۳۶
لاسو	بتن پاشی	۰/۸۳۰	۰/۰۲۵۵	۰/۱۲۳۵
	تسمه‌ی فولادی	۰/۹۰۳	۰/۰۱۵۲	۰/۱۰۰۵
	پلیمر تقویت شده با فیبر	۰/۸۲۱	۰/۰۲۵۷	۰/۱۱۶۶
ستیفی	بتن پاشی	۰/۸۳۳	۰/۰۲۵۱	۰/۱۱۴۴
	تسمه‌ی فولادی	۰/۹۰۲	۰/۰۱۵۵	۰/۱۰۰۰
	پلیمر تقویت شده با فیبر	۰/۸۳۸	۰/۰۲۳۴	۰/۱۰۸۳
شبکه‌ی کشسان	بتن پاشی	۰/۸۳۰	۰/۰۲۵۶	۰/۱۱۶۳
	تسمه‌ی فولادی	۰/۹۰۳	۰/۰۱۵۲	۰/۱۰۰۵
	پلیمر تقویت شده با فیبر	۰/۸۲۰	۰/۰۲۵۹	۰/۱۱۷۹

جدول ۳. متغیرهای توضیحی پس از حذف متغیرهای کم‌تأثیر.

پارامترها	متغیرهای توضیحی تأثیرگذار در مدل‌سازی نهایی*	نوع مقاوم سازی	روش رگرسیون
-	$W_t(0/0.78), V_t(0/0.82), A(0/0.78), H(0/1.64)$	بتن پاشی	خطی چندگانه
-	$LL(0/0.19), A(0/0.32), H(0/1.82)$	تسمه‌ی فولادی	
-	$W_t(0/0.36), VI(0/0.36), A(0/0.55), H(0/0.96)$	پلیمر تقویت شده با فیبر	
$\alpha = 0/0.04$	$W_t(0/0.77), V_t(0/0.78), A(0/0.78), H(0/1.64)$	بتن پاشی	خطی لاسو
$\alpha = 0/0.09$	$A(0/0.38), H(0/2.20)$	تسمه‌ی فولادی	
$\alpha = 0/0.09$	$W_t(0/0.36), VI(0/0.36), A(0/0.57), H(0/1.01)$	پلیمر تقویت شده با فیبر	
$\lambda = 0/0.1$	$W_t(0/0.78), V_t(0/0.83), A(0/0.78), H(0/1.64)$	بتن پاشی	خطی ستیفی
$\lambda = 0/0.3$	$A(0/0.36), H(0/2.18)$	تسمه‌ی فولادی	
$\lambda = 0/0.2$	$W_t(0/0.42), VI(0/0.33), A(0/0.65), H(0/1.09)$	پلیمر تقویت شده با فیبر	
$\lambda = 0/0.468, \alpha = 0/0.08$	$W_t(0/0.77), V_t(0/0.77), A(0/0.78), H(0/1.64)$	بتن پاشی	خطی شبکه‌ی کشسان
$\lambda = 0/0.666, \alpha = 0/0.13$	$A(0/0.37), H(0/2.20)$	تسمه‌ی فولادی	
$\lambda = 0/0.592, \alpha = 0/0.16$	$W_t(0/0.36), VI(0/0.38), A(0/0.57), H(0/1.03)$	پلیمر تقویت شده با فیبر	

* اعداد داخل پرانتز، میزان کاهش ضریب تعیین‌کنندگی مدل را پس از حذف متغیر توضیحی نشان می‌دهند.

۴. توسعه‌ی مدل‌ها

در بخش حاضر، ۴ مورد از ۱۲ مدل تخمین هزینه به تفصیل شرح داده شده و دقت نتایج، پارامترها و متغیرهای مؤثر تمام مدل‌ها به طور خلاصه در جدول‌های ۲ و ۳ ارائه شده‌اند. با توجه به تعداد داده‌های موجود برای هر یک از سه روش مقاوم‌سازی لرزه‌یی، تعداد دسته‌ها برای هر روش متناسب با تعداد نمونه‌های مورد نیاز برای فرایند آموزش و ارزیابی انتخاب شده است. بدین منظور تعداد دسته‌ها به گونه‌ی انتخاب شده است که تعداد داده‌های مربوط به دسته‌ی ارزیابی بیش از حد کم نشود، تا نتایج قابل اعتماد باشند. همچنین برای این‌که تعداد داده‌ی کافی برای آموزش مدل در دسترس باشد، تناسب بین تعداد داده‌های آموزش و ارزیابی رعایت شده است.

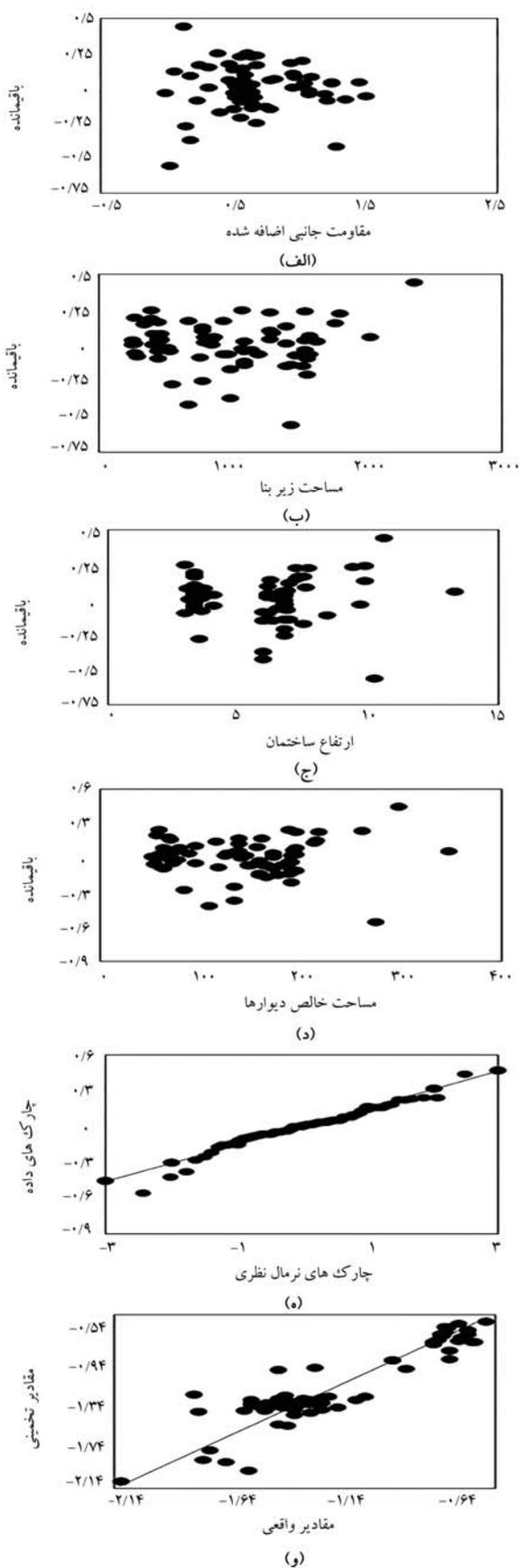
آمده به منحنی نرمال استاندارد نزدیک‌تر باشد، مدل مرتبط عملکرد بهتری خواهد داشت. برای بررسی دقیق‌تر این موضوع، از نمودار Q-Q استفاده می‌شود. با رسم مقادیر خطا در مقابل چارک‌های نظری توزیع نرمال استاندارد، نرمال بودن مقادیر خطا کنترل می‌شود. هر اندازه که پراکندگی نقاط روی نمودار به یک خط راست نزدیک‌تر باشد، می‌توان با یک تبدیل خطی، توزیع حاکم بر مقادیر خطا را به توزیع نرمال استاندارد تبدیل کرد. اگر خط ذکر شده، خط ۴۵ درجه باشد، بدون این تبدیل می‌توان نزدیک بودن توزیع مقادیر خطا به توزیع نرمال استاندارد را نتیجه گرفت. در بخش بعد، به بررسی ۱۲ مدل که از ۴ روش مدل‌سازی (چندگانه‌ی خطی، ستیفی، لاسو و شبکه‌ی کشسان) بر روی ۳ شیوه‌ی مقاوم‌سازی (بتن پاشی، پلیمر تقویت شده با فیبر و تسمه‌ی فولادی) ساخته شده‌اند، پرداخته شده است.

در نتیجه متناسب با حجم داده‌های موجود از پروژه‌های بتن پاشی، تسمه‌ی فولادی و پلیمر تقویت شده با فیبر به ترتیب از اعتبارسنجی متقابل ۶- دسته‌ی، ۴- دسته‌ی و ۵- دسته‌ی استفاده شده است.

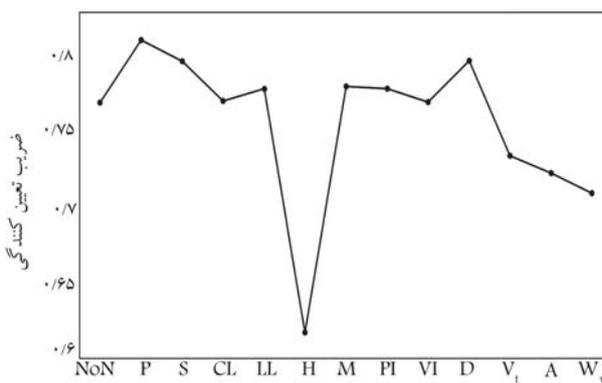
۱.۴. مدل رگرسیون خطی چندگانه برای روش بتن پاشی

در روش ذکر شده، با شروع از مدل ابتدایی که حاوی تمامی متغیرهای توضیحی است، ضریب تعیین‌کنندگی (R^2)، در ابتدا برابر $0/769$ بوده است. سپس مطابق شکل ۱، با استفاده از فرایند حذف متغیرهای توضیحی مدل نهایی عبارت‌اند از: ارتفاع ساختمان، مساحت کل زیر بنا، متغیر نیابتی مقاومت اضافه شده و متغیر نیابتی مساحت دیوار جانبی.

در مدل نهایی، برای تعیین مؤثرترین متغیرهای توضیح‌دهنده‌ی تغییرات متغیر وابسته، همانند فرایند حذف متغیرهای باقی‌مانده در مدل نهایی ارزیابی می‌شوند. نتایج ارزیابی اخیر در شکل ۲ مشاهده می‌شود. بر اساس این فرایند، ارتفاع ساختمان مهم‌ترین متغیر توضیح‌دهنده‌ی مدل نهایی است و متغیرهای نیابتی مساحت دیوارهای جانبی و متغیر نیابتی مقاومت جانبی اضافه شده و متغیر مساحت زیر بنا، تأثیر کمتری نسبت به ارتفاع ساختمان دارند. برای واریس مدل نهایی، نمودارهای کیفیت پیش‌بینی، ناهم‌گونی پراکنش و همبستگی و نرمال بودن خطاها برای مقادیر باقیمانده 35 ، در شکل ۳ مشاهده می‌شوند.

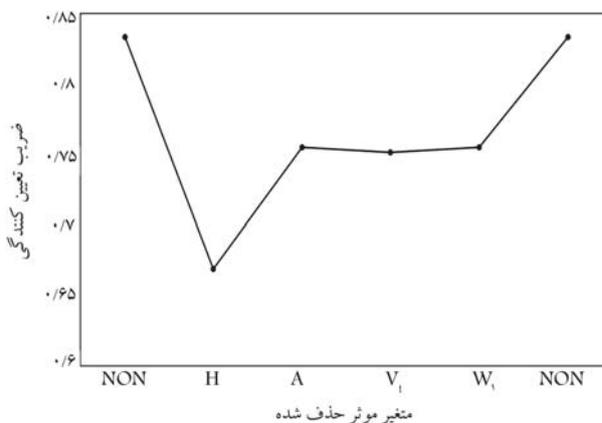


شکل ۳. واریس برای رگرسیون خطی چندگانه در مقاومت‌سازی به روش بتن پاشی.



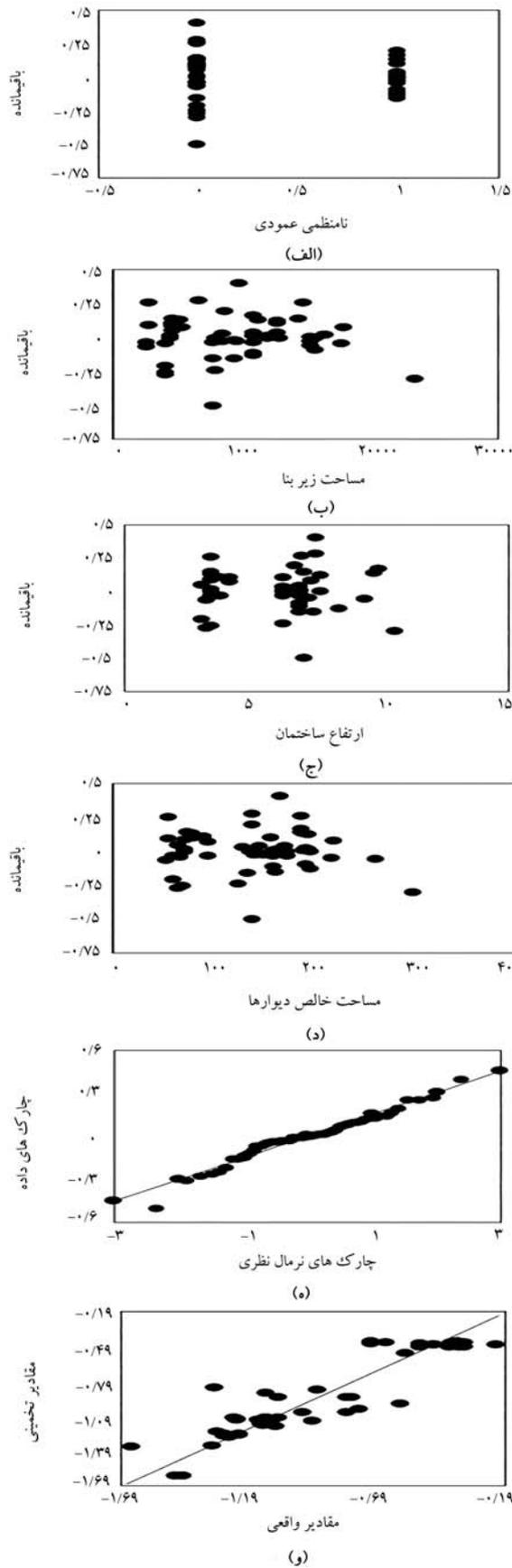
متغیر توضیحی حذف شده

شکل ۱. فرایند حذف در رگرسیون خطی چندگانه برای مقاوم‌سازی به روش بتن پاشی.



متغیر مؤثر حذف شده

شکل ۲. فرایند تعیین میزان اثرگذاری متغیرهای مدل اصلی در رگرسیون خطی چندگانه برای مقاوم‌سازی به روش بتن پاشی.

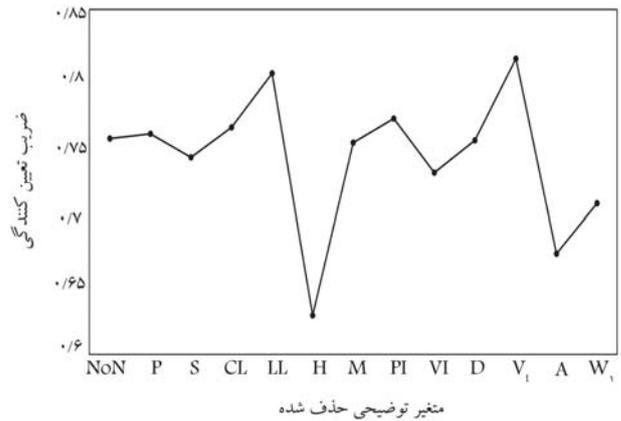


شکل ۴. واریس رگرسیون ستیغی در مقاوم سازی به روش پلیمر تقویت شده با فیبر.

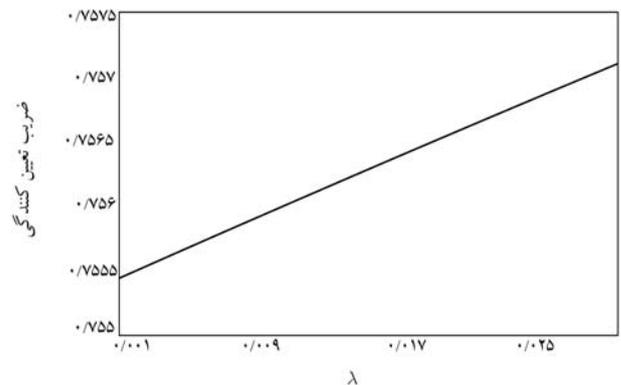
۲.۴. مدل رگرسیون ستیغی برای روش پلیمر تقویت شده
 مدل رگرسیون ستیغی ابتدایی، ضریب تعیین کنندگی (R^2)، ۰/۷۵۷ دارد. از طریق فرایند حذف متغیرهای کم تأثیر مطابق شکل ۴، مدل نهایی به دست آمده است، که ضریب تعیین کنندگی ۰/۸۳۸ دارد.

مدل رگرسیون ستیغی از لحاظ توضیح دهندگی برتر از مدل ابتدایی است. متغیرهای توضیحی و متغیر نیابتی مساحت دیوار جانبی. همانند آنچه در قسمت اخیر بیان شد، میزان اثرگذاری هر یک از متغیرها در مدل های نهایی بررسی و نتایج در جدول ۳ ارائه شده است. در مورد پارامتر^{۳۶} مدل رگرسیون ستیغی ۸، مطابق با شکل ۵، تغییر پارامتر λ تأثیر کمی در میزان خطا دارد و در مدل ذکر شده مقدار ۰/۰۲ برای λ انتخاب شده است. نتایج واریس مدل رگرسیون ستیغی در شکل ۶ مشاهده می شود.

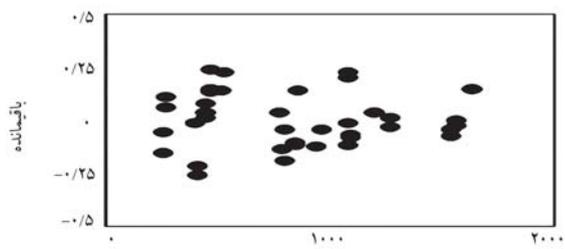
۳.۴. مدل رگرسیون لاسو برای روش تسمه ی فولادی
 مدل ابتدایی ضریب تعیین کنندگی (R^2)، ۰/۹۱۴ دارد. از طریق فرایند حذف متغیرهای کم تأثیر مطابق شکل ۷، مدل نهایی به دست می آید، که ضریب تعیین کنندگی ۰/۹۰۳ دارد. به طور کلی در مدل لاسو، ضریب تعیین کنندگی از ابتدا میزان قابل توجهی داشته و با فرایند حذف متغیر کم تأثیر، تغییر ناچیزی رخ داده است. با ثابت



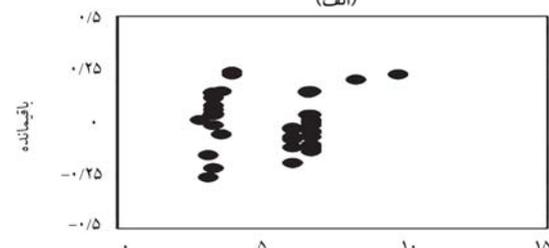
شکل ۴. فرایند حذف در روش رگرسیون ستیغی برای مقاوم سازی به روش پلیمر تقویت شده با فیبر.



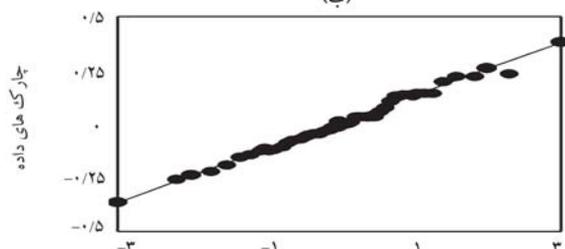
شکل ۵. پارامتر λ برای رگرسیون ستیغی در مقاوم سازی به روش پلیمر تقویت شده با فیبر.



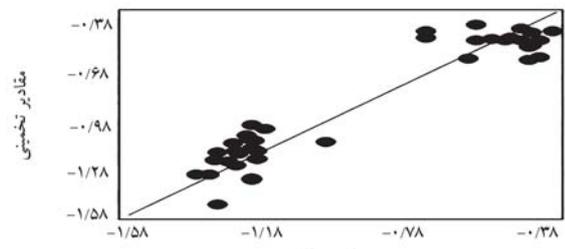
مساحت زیر بنا
(الف)



ارتفاع ساختمان
(ب)

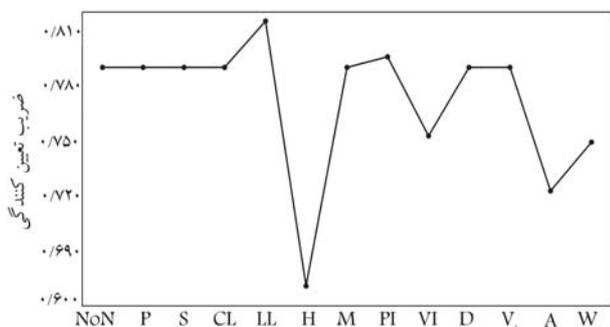


چارک‌های ترمال نظری
(ج)



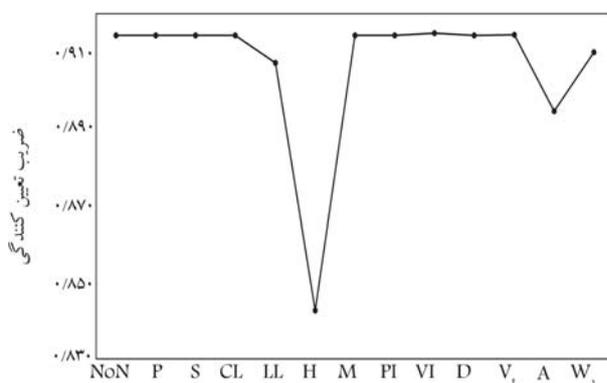
مقادیر واقعی
(د)

شکل ۹. واریس رگرسیون لاسو در مقاوم‌سازی به روش تسمه فولادی.



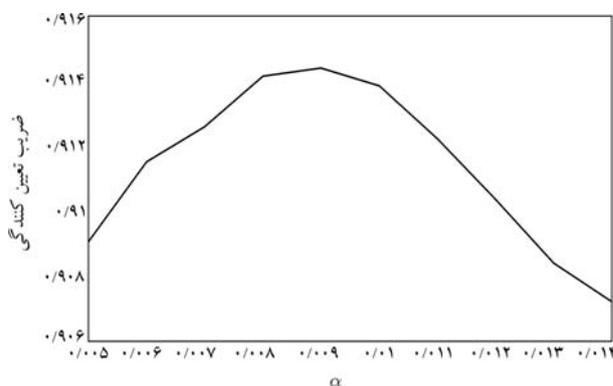
متغیرهای توضیحی حذف شده

شکل ۱۰. فرایند حذف در روش رگرسیون شبکه‌ی کشسان برای مقاوم‌سازی به روش پلیمر تقویت شده با فیبر.



متغیرهای توضیحی حذف شده

شکل ۷. فرایند حذف در روش رگرسیون لاسو برای مقاوم‌سازی به روش تسمه فولادی.



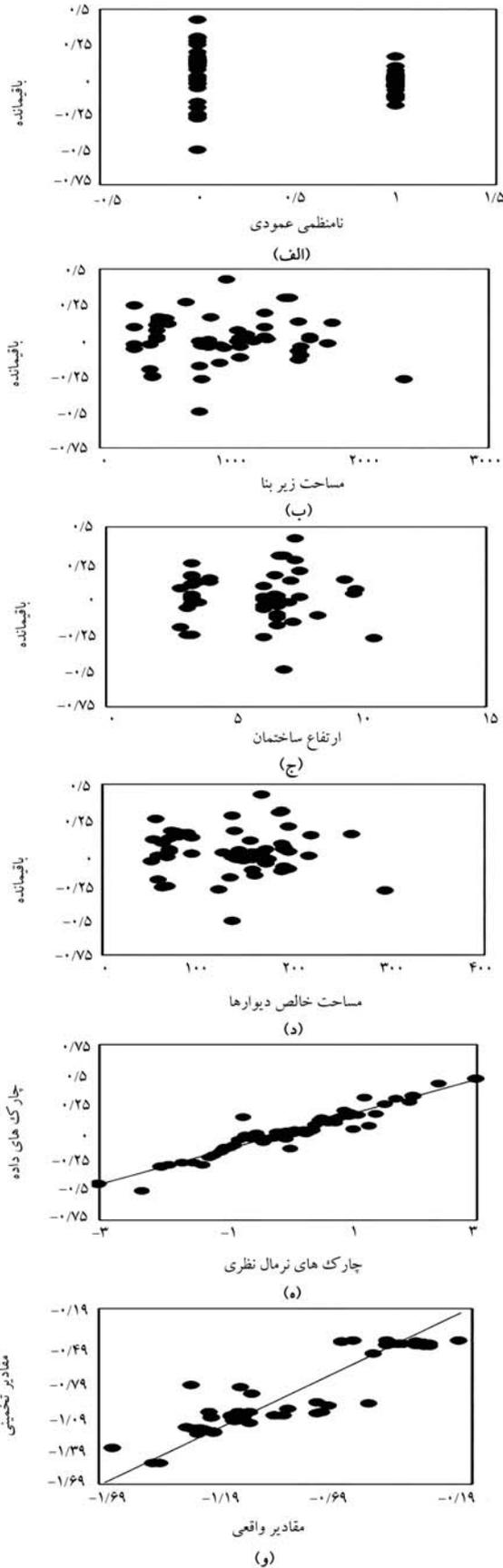
شکل ۸. پارامتر α برای رگرسیون لاسو در مقاوم‌سازی به روش تسمه فولادی.

ماندن ضریب تعیین‌کنندگی، تعداد متغیرهای توضیحی از ۱۲ به ۲ عدد (ارتفاع و مساحت کل زیربنا) کاهش یافته و این مسئله پیچیدگی مدل را به شدت تقلیل داده است.

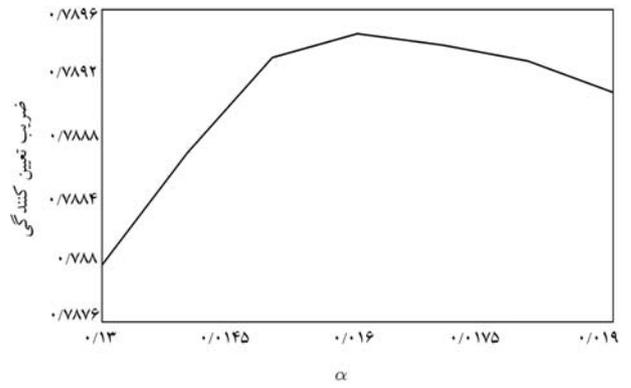
با حذف ارتفاع از متغیرها، ضریب تعیین‌کنندگی 0.22 کاهش یافته است. این در حالی است که این مقدار برای مساحت کل زیربنا 0.04 بوده است. مطابق رابطه ۵، پارامتر α در ساختار مدل اثرگذار است. پارامتر α مطابق با شکل ۸، در حالت بهینه، مقدار 0.09 را گرفته است. نتایج واریس مدل لاسو در شکل ۹ مشاهده می‌شود.

۴.۴. مدل رگرسیون شبکه‌ی کشسان برای روش پلیمر تقویت شده با فیبر

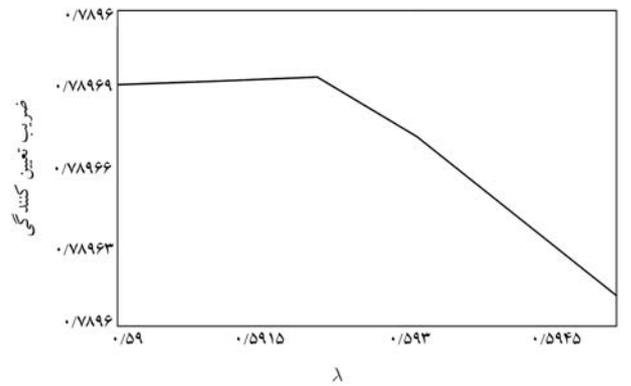
مدل ابتدایی دارای ضریب تعیین‌کنندگی 0.79 بوده است. در شکل ۱۰، میزان اثرگذاری متغیرهای توضیحی اولیه و فرایند حذف مشاهده می‌شود. در پایان این فرایند ضریب تعیین‌کنندگی به 0.82 رسیده است. متغیرهای اثرگذار مدل ذکر شده: ارتفاع ساختمان، مساحت کل زیربنا، نامنظمی عمودی و متغیر نیابتی مساحت دیوار هستند. میزان اثرگذاری هر یک از متغیرهای تأثیرگذار بررسی و نتایج در جدول ۳ گزارش شده است. طبق رابطه ۹، پارامترهای α و λ پارامترهای ساختاری روش مذکور هستند و مطابق شکل‌های ۱۱ و ۱۲، مقدار مناسب برای آن دو به ترتیب 0.16 و 0.592 بوده است. نتایج واریس مدل شبکه‌ی کشسان نیز در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود.



شکل ۱۳. واریس رگرسیون شبکه‌ی کشسان در مقاوم‌سازی به روش پلیمر تقویت شده با فیبر.



شکل ۱۱. پارامتر α برای رگرسیون شبکه‌ی کشسان در مقاوم‌سازی به روش پلیمر تقویت شده با فیبر.



شکل ۱۲. پارامتر λ برای رگرسیون شبکه‌ی کشسان در مقاوم‌سازی به روش پلیمر تقویت شده با فیبر.

۵. بحث و بررسی

در بخش حاضر، پس از توسعه و به دست آمدن مدل‌های نهایی، نتایج به دست آمده بررسی شده است. در جدول ۲، ضریب تعیین‌کنندگی (R^2)، میانگین مربع‌های خطا (MSE) و میانگین اندازه‌های خطا (MAE) برای کل مدل‌ها ارائه شده است. همچنین در جدول ۳، میزان تأثیر هر یک از متغیرهای تأثیرگذار در مدل‌های نهایی ارائه شده است.

با مقایسه‌ی مدل‌های مختلف برای روش‌های متفاوت مقاوم‌سازی، این موارد که با قضاوت مهندسی و یافته‌های پیشین هم‌خوانی دارد، مشخص می‌شوند:

- متغیر نامنظمی عمودی ساختمان، در تخمین هزینه‌ی مقاوم‌سازی به روش پلیمر تقویت شده با فیبر تأثیرگذار شناخته شد.
- در مقاوم‌سازی به روش بتن‌پاشی و پلیمر تقویت شده با فیبر، متغیر نیابتی W_i توانایی مدل را در توضیح‌دهندگی افزایش می‌دهد. این موضوع نشان می‌دهد که مساحت مربوط به دیوارهایی که مقاوم‌سازی بر روی آنها انجام گرفته است، در هزینه‌ی مقاوم‌سازی تأثیرگذار است. لازم به ذکر است که در مدل‌سازی ذکر شده به علت در دسترس نبودن مقدار دقیق مساحت دیوارهای مقاوم‌سازی شده، از یک متغیر نیابتی استفاده شده است.

- از بین ۳ روش مقاوم‌سازی موجود، دقت تخمین هزینه در مدل‌های روش تسمه‌ی فولادی از بقیه‌ی موارد بیشتر است. بر اساس دقت‌های به دست آمده برای هر ۱۲ مدل نهایی، که در جدول ۲ ارائه شده است، مشاهده می‌شود که ضریب

دست آمده است. نتایج خلاصه‌ی مدل‌های ذکر شده و متغیرهای مؤثر برای مدل‌ها در جدول‌های ۲ و ۳ ارائه شده‌اند.

بر اساس نتایج به دست آمده از مطالعه‌ی حاضر، در هر سه روش مقاوم‌سازی لرزه‌یی، ارتفاع ساختمان به عنوان مؤثرترین متغیر در تخمین هزینه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌یی معرفی شده است. بیشترین میزان تأثیرگذاری متغیر ارتفاع ساختمان، در مدل‌های تسمه فولادی و کمترین آن در مدل‌های مربوط به پلیمر تقویت شده با فیبر بوده است. متغیر نامنظمی عمودی جزء متغیرهای تأثیرگذار در مدل‌های نهایی مربوط به تخمین هزینه‌ی پروژه‌های مقاوم‌سازی پلیمر تقویت شده با فیبر است. در اقدام‌های مقاوم‌سازی به روش‌های پلیمر تقویت شده با فیبر و بتن‌پاشی، مساحت دیوارهای جانبی (W_i) در هزینه‌های برآورد شده تأثیر می‌گذارد. همچنین متغیر نیابتی مقاومت جانبی اضافه شده (V_f) از متغیرهای اصلی تأثیرگذار در مدل‌های روش بتن‌پاشی شناخته شده است. بر اساس نتایج نهایی، متغیرهای تأثیرگذار برای برآورد هزینه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌یی عموماً ساده و در دسترس هستند. در نتیجه، مدل‌ها کاربردی‌اند و طراحان و تصمیم‌گیرندگان می‌توانند آنها را در کنترل پروژه اعمال کنند.

پیشنهاد می‌شود که در پژوهش‌های آینده علاوه بر روش‌های رگرسیونی تعیینی، از روش‌های احتمالاتی نظیر بیژین استفاده شود. در گام بعدی در حوزه‌ی مطالعات مقاوم‌سازی، می‌توان از روش‌های نوین‌تر یادگیری ماشین، مانند درخت تصمیم و شبکه‌ی عصبی استفاده کرد. همچنین داده‌های موجود در نوشتار حاضر فقط مربوط به ساختمان‌های بنایی است و می‌توان پژوهش حاضر را به انواع دیگر ساختمان‌ها تعمیم داد و متغیرهای مؤثر را برای درک هر چه بهتر مسئله‌ی مقاوم‌سازی مقایسه کرد.

تشکر و قدردانی

نویسندگان نوشتار حاضر، از آقایان دکتر مجتبی محصولی و حسین نصرآزادانی برای فراهم آوردن و در دسترس قرار دادن داده‌های استفاده شده در پژوهش حاضر، صمیمانه تشکر و قدردانی می‌کنند.

تعیین‌کنندگی (R^2) در مدل‌های مربوط به مقاوم‌سازی به روش تسمه‌ی فولادی از دو روش دیگر بیشتر بوده است. همچنین مقادیر مربوط به میانگین مربع‌های خطا (MSE) و میانگین اندازه‌های خطا (MAE) در این مدل‌ها از دو نوع دیگر کمتر بوده است.

- در مدل‌های رگرسیون لاسو، ستیغی و شبکه‌ی کشسان از لحاظ نظری تلاش می‌شود با آزادی دادن به تابع بهینه‌سازی و وضع عبارت جریمه، توانایی توضیح‌دهندگی مدل را افزایش داد. درصد تشابه بالا بین نتایج رگرسیون خطی چندگانه و سایر رگرسیون‌ها نشان می‌دهد که این آزادی عمل نمی‌تواند توضیح‌دهندگی را بالا ببرد.
- به طور کلی، متغیر ارتفاع ساختمان بیشترین تأثیرگذاری را در روش تسمه‌ی فولادی و کمترین اثر را در روش پلیمر تقویت شده با فیبر داشته است. این موضوع را می‌توان به تأثیرگذار بودن مساحت دیوارهای مقاوم‌سازی شده (دیوارهای داخلی و دیوارهای خارجی) ربط داد. مساحت دیوارها با زیاد شدن ارتفاع، متناظراً تغییر کرده است. همچنین با افزایش ارتفاع ساختمان ریسک لرزه‌یی ساختمان افزایش یافته است. در نتیجه هر اندازه که ریسک لرزه‌یی بیشتر باشد، نیاز به مقاوم‌سازی بیشتری وجود دارد.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، مدل‌سازی برای تخمین هزینه‌های مقاوم‌سازی لرزه‌یی ساختمان‌های مصالح بنایی با استفاده الگوریتم‌های گوناگون یادگیری ماشین انجام شده است. آموزش مدل‌ها با استفاده اطلاعات ۱۶۷ پروژه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌یی ساختمان‌های بنایی مدارس ایران صورت گرفته است. سه روش رایج مقاوم‌سازی، یعنی: بتن‌پاشی، پلیمر تقویت شده با فیبر و تسمه‌ی فولادی، پروژه‌های مقاوم‌سازی استفاده شده است. مدل‌سازی بر روی هر یک از سه روش اخیر با استفاده از مدل‌های رگرسیون خطی چندگانه‌ی: ستیغی، لاسو و شبکه‌ی کشسان انجام شده و سرانجام ۱۲ مدل نهایی به

پانوشته‌ها

1. seismic retrofit
2. Lunn & Rizkalla
3. Kim
4. artificial neural networks
5. case-based reasoning
6. Lowe
7. Petroutsatou & Lambropoulos
8. framed structure
9. bayesian regression
10. Fung
11. Generalized Linear Mmodel
12. machine learning
13. multiple linear regression
14. lasso regression

15. ridge regression
16. elastic net regression
17. noise
18. shotcrete
19. fiber reinforced polymer
20. steel belt
21. cross-validation
22. hyper parameter
23. ordinary least squares
24. regularization
25. Bishop
26. Raschka
27. Géron
28. proxy variables
29. hold-out
30. Model reduction
31. complexity

32. quality of prediction
33. heteroscedasticity and autocorrelation
34. normality
35. residuals
36. hyper parameters

منابع (References)

1. Jafarzadeh, R., Ingham, J.M., Wilkinson, S. and et al. "Application of artificial neural network methodology for predicting seismic retrofit construction costs", *J. Constr. Eng. Manag.*, **140**(2), 4013044 (2014).
2. Jafarzadeh, R., Ingham, J.M., Walsh, K.Q. and et al. "Using statistical regression analysis to establish ed masonry construction cost models for seismic retrofit of con-fin buildings", *J. Constr. Eng. Manag.*, **141**(5), 4014098 (2015).
3. Nasrazadani, H., Mahsuli, M., Asce, A.M. and et al. "Probabilistic modeling framework for prediction of seis-mic retrofit cost of buildings", *J. Constr. Eng. Manag.*, **143**(8), 4017055 (2017).
4. Fung, J.F., Sattar, S., Butry, D.T. and et al. "A pre-dictive modeling approach to estimating seismic retrofit costs", *Earthq. Spectra*, **36**(2), 8755293019891716 (2020).
5. Murphy, T.P. and Collins, K.R. "Retrofitting suspen-sion bridges using distributed dampers", *J. Struct. Eng.*, **130**(10), pp. 1466-1474 (2004).
6. Petroutsatou, K. and Lambropoulos, S. "Road tun-nels construction cost estimation: a structural equation model development and comparison", *Oper. Res.*, **10**(2), pp. 163-173 (2010).
7. Andreolli, F., Bragolusi, P., D'Alpaos, C. and et al. "An AHP model for multiple-criteria prioritization of seismic retrofit solutions in gravity-designed industrial build-ings", *J. Build. Eng.*, **45**, 103493 (2021).
8. Jafarzadeh, R., Wilkinson, S., González, V. and et al. "Predicting seismic retrofit construction cost for build-ings with framed structures using multilinear regres-sion analysis", *J. Constr. Eng. Manag.*, **140**(3), 4013062 (2014).
9. Frankie, T.M., Gencturk, B. and Elnashai, A.S. "Simulation-based fragility relationships for unrein-forced masonry buildings", *J. Struct. Eng.*, **139**(3), pp. 400-410 (2013).
10. FEMA, "Seismic rehabilitation of federal buildings: A benefit/cost model", *Fema 255*, **1**, pp. 135 (1994).
11. Mahsuli, M. and Haukaas, T. "Sensitivity measures for optimal mitigation of risk and reduction of model uncer-tainty", *Reliab. Eng. Syst. Saf.*, **117**, pp. 9-20 (2013).
12. Mahdizadeh, A., Borzouie, J. and Raessi, M. "New ap-proach to seismic rehabilitation of masonry school build-ings", *In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, pp. 24-28 (2012).
13. Ghiassi, B., Soltani, M. and Tasnimi, A.A. "Seismic eval-uation of masonry structures strengthened with rein-forced concrete layers", *J. Struct. Eng.*, **138**(6), pp. 729-743 (2012).
14. Taghdi, M., Bruneau, M. and Saatcioglu, M. "Seismic retrofitting of low-rise masonry and concrete walls us-ing steel strips", *J. Struct. Eng.*, **126**(9), pp. 1017-1025 (2000).
15. Lunn, D.S. and Rizkalla, S.H. "Strengthening of infill masonry walls with FRP materials", *J. Compos. Constr.*, **15**(2), pp. 206-214 (2011).
16. Lizundia, B., Holmes, W.T., Cobeen, K. and et al. "Tech-niques for the seismic rehabilitation of existing build-ings", *8th US Natl. Conf. Earthq. Eng.*, **6**, pp. 3646-3656 (2006).
17. Hwang, S. "Dynamic regression models for prediction of construction costs", *J. Constr. Eng. Manag.*, **135**(5), pp. 360-367 (2009).
18. Kim, G.-H., An, S.-H. and Kang, K.-I. "Comparison of construction cost estimating models based on regression analysis , neural networks , and case-based reasoning", *Build. Environ.*, **39**(10), pp. 1235-1242 (2004).
19. Stoy, C. and Schalcher, H.-R. "Residential building projects: building cost indicators and drivers", *J. Con-str. Eng. Manag.*, **133**(2), pp. 139-145 (2007).
20. Federal Emergency Management Agency, "A benefit-cost Model for the seismic rehabilitation of build-ings volume 2?: supporting documentation", *FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY* (1992).
21. FEMA, "Typical costs for seismic rehabilitation of ex-isting buildings", **I:Summary**, FEMA-156, Hart con-sultant Group, Washington, DC. pp. 1-14 (1994).
22. Hopkins, D.C. and Stuart, G. "Strengthening existing new zealand buildings for earthquake: An analysis of cost benefit using annual probabilities", *Pacific Conf. Earthq. Eng.*, **72**, pp.13-15 (2003).
23. Wei, H.H., Skibniewski, M.J., Shohet, I.M. and et al. "Benefit-cost analysis of the seismic risk mitigation for a region with moderate seismicity: the case of tiberias, israel", *Procedia Eng.*, **85**, pp. 536-542 (2014).
24. Paxton, B., Elwood, K.J. and Ingham, J.M. "Benefit-cost analysis for seismic rehabilitation of unreinforced masonry buildings in Victoria, Canada", *NZSEE Con-ference* (2015).
25. Fung, J. F., Sattar, S., Butry, D.T. and et al. "The to-tal costs of seismic retrofits: State of the art", *Earthq. Spectra*, **37**(4) (2021).
26. Lowe, D.J., Emsley, M.W. and Harding, A. "Predicting construction cost using multiple regression techniques", *J. Constr. Eng. Manag.*, **132**(7), pp. 750-758 (2006).
27. Bishop, C.M. "Pattern recognition and machine learn-ing", *Springer, New York* (2006).
28. Raschka, S. and Mirjalili, V. "Python machine learning", *3rd ed.*, *Packt Publishing Ltd* (2019).
29. Géron, A. "Hands-on machine learning with Scikit-Learn, Keras, and TensorFlow: Concepts, tools, and techniques to build intelligent systems", *O'Reilly Media Inc* (2019).

تحلیل لرزه‌ی سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل - به روش هیبرید عدد موج گسسته و اجزاء محدود

حمید محمدنژاد* (استادیار)

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

محسن قائمیان (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

حمید زعفرانی (استاد)

بزره‌شگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۳۹-۵۰، (پژوهشی)

ارزیابی ایمنی سدها به‌عنوان بخش مهمی از زیرساخت هر کشور، نیازمند تحلیل صحیح و دقیق سیستم کوبه‌ی سد - فونداسیون - مخزن تحت تحریک لرزه‌ی مناسب است. برای شبیه‌سازی شرایط واقعی تر زلزله، باید آثار منبع لرزه‌ی، مسیر انتشار و شرایط ساختگاهی در نظر گرفته شود. هدف نوشتار حاضر، ارائه‌ی روش هیبریدی از ترکیب روش عدد موج گسسته و اجزاء محدود بر مبنای روش کاهش دامنه برای تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل است. نتایج راستی‌آزمایی روش پیشنهادی نشان می‌دهد که روش مذکور با دقت خوبی آثار گسل و مسیر انتشار موج لرزه‌ی را تحت سناریوهای واقعی زلزله در نظر می‌گیرد و به لحاظ هزینه‌ی محاسباتی نیز مقرون به صرفه خواهد بود. سد وزنی کوینا با روش پیشنهادی و روش مرسوم فونداسیون بدون جرم تحلیل شده است. مقایسه‌ی پاسخ‌های به‌دست آمده از هر دو روش نشان می‌دهد که مقادیر بیشینه‌ی تنش کششی و جابه‌جایی نسبی تاج سد با فرضیات روش مرسوم بیشتر از حالت مدل پیشنهادی نزدیک به واقعیت است.

واژگان کلیدی: سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل، روش کاهش دامنه، تحلیل لرزه‌ی، انتشار موج لرزه‌ی، حل عددی.

۱. مقدمه

رفتارهای مختلف، یک سیستم اندرکنش سد - فونداسیون - مخزن باید تحلیل شود. تحلیل لرزه‌ی سیستم اندرکنش سد - فونداسیون - مخزن، یک مسئله‌ی پیچیده‌ی دینامیکی است؛ به همین دلیل در مطالعات گسترده‌ی که توسط پژوهشگران صورت پذیرفته است، فرضیات ساده‌کننده‌ی، از جمله: فونداسیون بدون جرم برای فونداسیون، روش وسترگارد برای اندرکنش سد و مخزن، رفتار خطی سد و فونداسیون، عدم در نظر گرفتن میرایی تشعشعی و صرف نظر کردن از آثار انتشار موج در مخزن استفاده شده است.^[۱-۷] علاوه بر اندرکنش بین محیط‌های مذکور، نامحدود بودن مخزن و فونداسیون به پیچیدگی تحلیل دینامیکی سیستم اندرکنش سد - فونداسیون - مخزن اضافه می‌کند.

برای تحلیل خطی و غیرخطی چنین سیستم پیچیده‌ی لازم است از روش‌های عددی استفاده شود. روش اجزاء محدود^۱ و روش اجزاء مرزی^۲ دو روش مرسوم برای حل سیستم سد - فونداسیون - مخزن هستند که توسط پژوهشگران استفاده شده‌اند. عالم باقری و قائمیان (۲۰۱۳)، با روش اجزاء محدود، رفتار لرزه‌ی سد بتنی وزنی پابن فلت را به روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) و تحلیل

سدهای بتنی، یکی از بزرگ‌ترین دستاوردهای بشر در زمینه‌ی مهندسی عمران هستند که علاوه بر عظمت و زیبایی، به واسطه‌ی هندسه‌ی پیچیده و در عین حال شرایط محیطی خاص هر پروژه، از نظر تحلیل و طراحی هنوز جزء پیچیده‌ترین سازه‌ها محسوب می‌شوند. در طی سال‌ها، پژوهشگران مختلف پیشنهادها و متفاوتی جهت ساده‌سازی و در عین حال بالا بردن دقت محاسبات در زمینه‌ی تحلیل و طراحی آن‌ها ارائه کرده‌اند. یکی از مباحث مورد بحث در زمینه‌ی سدهای بتنی، بحث آنالیز لرزه‌ی آن‌هاست. ایمنی لرزه‌ی سدهای بتنی، به علت نتایج بسیار ضرر بار ناشی از ویرانی و خرابی آن‌ها تحت زلزله‌های شدید بسیار مورد توجه است. خرابی‌های اخیر می‌تواند به شکل مستقیم و غیرمستقیم، زندگی مردم پایین‌دست سدهای بتنی و حتی زندگی مردم کل کشور را تحت تأثیر قرار دهد. در بحث تحلیل لرزه‌ی سدهای بتنی، بحث آنالیز آن‌ها به تنهایی مطرح نیست؛ بلکه به دلیل حضور سه محیط با

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۰۶، اصلاحیه ۱۴۰۰/۰۹/۱۰، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۰۶

DOI:10.24200/J30.2022.58809.3004

دینامیکی فزاینده بررسی کرده و بعد از تعیین عملکرد و حالت‌های حدی سد، سه شاخص خرابی براساس تقاضای لرزه‌یی و ظرفیت سد پیشنهاد داده‌اند.^[۸] نیکروش سندی و سهرابی گیلانی (۲۰۲۱)، در بررسی دو شرط مرزی برای انتهای دور فونداسیون در تحلیل اجزاء محدود سیستم سد - مخزن - فونداسیون نشان دادند که شرایط مرزی مذکور را با ملاحظاتی می‌توان برای در نظر گرفتن جرم فونداسیون به کار برد.^[۹] ماسو و دومنگوتز^۳ (۱۹۹۳)، با استفاده از روش اجزاء مرزی سه‌بعدی، رفتار لرزه‌یی سد قوسی را با در نظر گرفتن اندرکنش سد - فونداسیون و نیز رفتار خطی سد قوسی مارپوینت را تحت انتشار قائم امواج هارمونیک در شرایط مخزن خالی بررسی کردند و نتایج ایشان با برخی از نتایج به دست آمده از روش اجزاء محدود در تضاد بود.^[۱۰] تن و چوپرا^۴ (۱۹۹۵)، با استفاده از روش اجزاء مرزی، رفتار خطی سد قوسی در فضای بسامدی را با در نظر گرفتن اندرکنش سد - فونداسیون بررسی کردند و دریافتند که اندرکنش سد - فونداسیون، تأثیر قابل توجهی در پاسخ سد دارد و با کاهش نسبت مدول کشسانی فونداسیون، که معادل افزایش انعطاف‌پذیری آن است، بسامد تشدید اصلی سد کاهش می‌یابد. همچنین با در نظر گرفتن اندرکنش سد - فونداسیون، مقادیر دامنه‌ی پاسخ در بسامدهای تشدید کاهش می‌یابد.^[۱۱] لطفی (۲۰۰۷)، با استفاده از ترکیب روش‌های اجزاء محدود و اجزاء مرزی، رفتار لرزه‌یی سد قوسی را با در نظر گرفتن اندرکنش سد - فونداسیون با شکل دلخواه دره بررسی کرد و در روش پیشنهادی‌اش، سد را به روش اجزاء محدود و فونداسیون بی‌نهایت به روش اجزاء مرزی مدل‌سازی کرد. نتایج مطالعه‌ی ایشان نشان داد که شکل دره، تأثیر قابل توجهی در پاسخ سد دارد، به گونه‌یی که پیشینه‌ی پاسخ برای شکل دره‌ی غیریکنواخت، کمتر از حالت شکل دره‌ی یکنواخت است و همچنین بسامد طبیعی سیستم نیز کاهش می‌یابد.^[۱۲] به دلیل قابلیت بالای روش اجزاء محدود در مدل‌سازی محیط‌های با هندسه‌ی پیچیده و مدل‌های رفتاری متنوع و تحلیل‌های غیرخطی، روش اجزاء محدود به وفور در تحلیل‌ها استفاده شده است. با اینکه پیشرفت‌های ارزشمندی در سال‌های اخیر در مدل‌سازی و تحلیل لرزه‌یی سیستم سد - فونداسیون - مخزن به روش اجزاء محدود صورت گرفته است، ولی هنوز مواردی از جمله مدل‌سازی فونداسیون جرم‌دار بی‌نهایت، انتشار موج لرزه‌یی و میرایی تشعشی فونداسیون با چالش‌هایی همراه است.^[۱۳] برای مدل‌سازی محیط بی‌نهایت فونداسیون به روش اجزاء محدود لازم است که محیط ذکر شده، در مرزهایی به فواصل معقول بریده و شرایط مرزی مجازی مناسب برای جذب یا عبور امواج برگشتی از سطح آزاد یا سازه اعمال شود. شرایط مرزی مجازی متنوعی در طی سال‌های اخیر توسط پژوهشگران پیشنهاد شده است که به طور مثال می‌توان به شرایط مرزی جاذب، شرط مرزی ویسکوز، لایه‌ی کاملاً جاذب، المان بی‌نهایت و المان سطح آزاد اشاره کرد.^[۱۴-۱۸]

مکانیسم اعمال صحیح زلزله در مدل اجزاء محدود از چالش‌های دیگر تحلیل سیستم پیچیده‌ی سد - فونداسیون - مخزن است. به دلیل سادگی و چالش‌های در نظر گرفتن جرم فونداسیون بی‌نهایت، فرض فونداسیون بدون جرم در بیشتر مطالعات پژوهشگران مشاهده می‌شود. اما لازم است توجه شود که نتیجه‌ی مطالعات پژوهشگران در سال‌های اخیر، از جمله چوپرا^۵ (۲۰۱۲ و ۲۰۱۴) و محمدنژاد و همکاران (۲۰۱۹) نشان داده‌اند که فرض فونداسیون بدون جرم، نتایج را غیرواقعی و محافظه‌کارانه تخمین می‌زند.^[۱۹-۲۱]

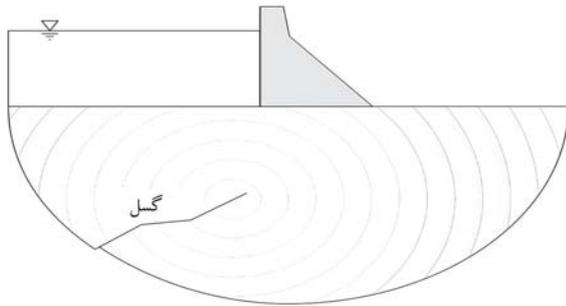
برای تحلیل لرزه‌یی فراسازه‌ها به دلیل اهمیت چندوجهی آن‌ها، از جمله اجتماعی و اقتصادی، لازم است برخلاف سازه‌های معمولی و کم‌اهمیت‌تر، مطالعات ویژه‌ی ساختگاهی انجام و گسل‌های موجود در ساختگاه و سناریوهای محتمل زلزله در

منطقه در نظر گرفته شوند. تخمین مناسب تحریک زلزله‌ی ورودی برای تحلیل سازه‌ها، نیازمند فهم دقیق و در نظر گرفتن آثار مکانیسم گسل، مسیر انتشار و شرایط ساختگاهی است. هر کدام از عوامل اخیر، تحریک زلزله‌ی ورودی را متأثر می‌سازد و در نهایت پاسخ سازه را با توجه به سناریوی انتخابی تغییر می‌دهد. در زمینه‌ی شبیه‌سازی زلزله، مطالعات ارزشمندی در سال‌های اخیر انجام شده است که با تمام تفاوت‌ها و فرض‌ها، در محیط نیم‌بی‌نهایت، بدون حضور سازه، زلزله را شبیه‌سازی کرده‌اند.^[۲۲-۲۳]

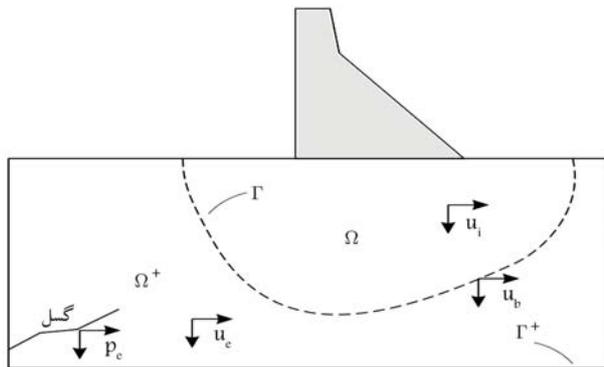
مسئله‌ی سد - فونداسیون - مخزن - گسل، یک مسئله‌ی چندمقیاسی است. به عبارتی باید مسئله‌ی شبیه‌سازی گسل، مسیر انتشار و زلزله‌ی ورودی در مقیاس لرزه‌شناسی به شیوه‌ی مناسب با مسئله‌ی تحلیل دینامیکی سد - فونداسیون - مخزن در مقیاس مهندسی ترکیب شود، تا نتایج دقیق و منطقی از تحلیل به دست آید. برای این منظور، دو رویکرد مستقیم و هیبرید برای حل چنین مسئله‌های بزرگ‌مقیاسی وجود دارد. در رویکرد مستقیم، کل سیستم سازه - گسل با هم در یک مدل شبیه‌سازی و تحلیل می‌شوند. در رویکرد مستقیم، ناحیه‌های دور و نزدیک، شامل: گسل، مسیر انتشار، شرایط ساختگاهی، و سازه در یک مدل لحاظ می‌شوند. استفاده از روش اجزاء محدود در رویکرد مستقیم، به دلیل ابعاد بسیار بزرگ ناحیه‌ی دور و لزوم دستیابی به دقت مناسب برای پاسخ سازه، منجر به تعداد بسیار زیاد المان می‌شود و عملاً تحلیل، بسیار زمان‌بر و هزینه‌بر خواهد بود. در رویکرد هیبرید، مسئله شامل دو مرحله است: در یک مرحله، ناحیه‌ی دور شامل آثار گسل و مسیر انتشار با حذف سازه و شرایط ساختگاهی با روش مناسب در محیط نیم‌بی‌نهایت مدل‌سازی و تحلیل می‌شود؛ و در مرحله‌ی دیگر، ناحیه‌ی نزدیک، شامل: سازه و شرایط ساختگاهی با دقت بالا مدل‌سازی و تحلیل می‌شود. رویکرد هیبرید با هزینه‌ی محاسباتی پایین، دقت قابل قبولی دارد و علاوه بر آن، انعطاف بالایی در ترکیب روش‌های مختلف تحلیلی و عددی برای استفاده در ناحیه‌های دور و نزدیک دارد.^[۲۴-۲۵]

۲. روش کاهش دامنه

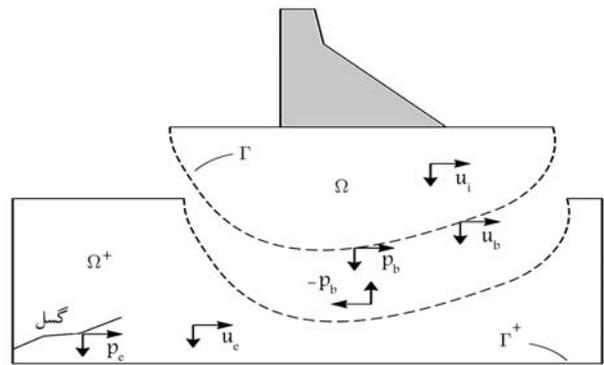
روش کاهش دامنه^۶، یک روش دو مرحله‌یی است که با تغییر متغیرهای حاکم بر معادلات باعث کاهش دامنه‌ی محاسباتی می‌شود. در روش کاهش دامنه، تحریک زلزله مستقیماً وارد دامنه‌ی محاسباتی می‌شود. اساس روش کاهش دامنه به کار هررا و بیلک^۷ (۱۹۷۷) برمی‌گردد که مسئله‌ی اندرکنش خاک - سازه در برابر زلزله را به مسئله‌ی تفرق امواج در محیط پیوسته‌ی معادل تبدیل کرده‌اند.^[۲۶] بیلک^۸ و همکاران، براساس کارهای قبلی خود (هررا و بیلک (۱۹۷۷)، بیلک و کریستیانو^۹ (۱۹۸۴)، کرونینی^{۱۰} و همکاران (۱۹۸۸) و لوکاکیس^{۱۱} و بیلک (۱۹۹۴)، یک رویه‌ی دو مرحله‌یی به نام روش کاهش دامنه را پیشنهاد کرده‌اند.^[۲۷-۳۰] در گام اول، پاسخ‌های سطح آزاد و نیروهای مؤثر در یک نوار یک‌بعدی محاسبه و ذخیره می‌شود. در گام دوم، نیروهای مؤثر محاسبه شده در مرز مورد نظر برای تحلیل سازه اعمال می‌شود. در این روش با تغییر متغیرهای حاکم بر معادلات، دامنه‌ی محاسباتی کاهش و تحریک زلزله مستقیماً وارد دامنه‌ی محاسباتی می‌شود. یوشیمورا^{۱۲} و همکاران (۲۰۰۳)، نتایج روش کاهش دامنه را با روش تابع گرین تحلیلی راستی‌آزمایی کردند. همچنین کاربرد روش کاهش دامنه را در مسائل سه‌بعدی با دامنه‌های بزرگ شامل گسل و شرایط ناهمگنی زیاد محیط نشان دادند.^[۳۱] بعد از آن، روش کاهش دامنه مورد توجه پژوهشگران دیگری قرار گرفت. قائمیان و همکاران (۲۰۱۹)، با استفاده از



شکل ۱. طرح کلی محیط نیم‌بی‌نهایت، شامل گسل و سد. [۳۵]



شکل ۲. محیط محدود شده با مرز مجازی. [۳۵]



شکل ۳. میدان نزدیک و میدان دور. [۳۵]

مرز Γ^+ محدود می‌شود. بردار جابه‌جایی‌های گره‌بی در دامنه‌ی درونی Ω ، دامنه‌ی بیرونی Ω^+ و مرز بین آن‌ها Γ ، به ترتیب با u_i (داخلی)، u_e (خارجی) و u_b (مرزی) مطابق شکل ۳ مشاهده می‌شود. کل دامنه به دو زیردامنه، یکی شامل گسل (میدان دور) و دیگری شامل سازه و ساختگاه (میدان نزدیک) تقسیم می‌شود. جابه‌جایی‌های u_b روی مرز Γ پیوسته هستند و P_b نیروهای گره‌بی منتقل شده از Ω^+ به Ω است.

با گسسته‌سازی معادله‌ی ناویه به عنوان معادله‌ی حرکت حاکم بر کل دامنه به روش اجزاء محدود برای دامنه‌های Ω و Ω^+ ، معادلات ۱ و ۲ را خواهیم داشت:

$$\begin{bmatrix} M_{ii}^{\Omega} & M_{ib}^{\Omega} \\ M_{bi}^{\Omega} & M_{bb}^{\Omega} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_i \\ \ddot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ii}^{\Omega} & K_{ib}^{\Omega} \\ K_{bi}^{\Omega} & K_{bb}^{\Omega} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix}, \text{ in } \Omega \quad (1)$$

روش کاهش دامنه و شرط مرزی سطح آزاد، سیستم سد - فونداسیون - مخزن را با مدل‌سازی فونداسیون جرم‌دار به روش اجزاء محدود تحلیل کردند. همچنین ایشان نتایج حاصل از دو روش در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس را با خروجی‌های برنامه‌ی EAGD-۸۴ که قابلیت در نظر گرفتن فونداسیون جرم‌دار در تحلیل‌های خطی را دارد، مقایسه کردند. تطابق بسیار خوب نتایج نشان داد که از روش‌های اخیر در تحلیل‌های خطی و غیرخطی سیستم سد - مخزن - فونداسیون جرم‌دار می‌توان استفاده کرد. [۳۲] ستوده و همکاران (۲۰۱۹)، با استفاده از روش کاهش دامنه به بررسی سیستم سد بتنی وزنی - مخزن - فونداسیون لایه‌بی جرم‌دار با فرض انتشار قائم امواج لرزه‌یی پرداختند و نتایج حاصل از روش کاهش دامنه با خروجی‌های روش میدان آزاد را مقایسه و راستی‌آزمایی کردند. همچنین تأثیر نسبت مدول کشسانی بین لایه‌ها، هندسه، موقعیت قرارگیری و جهت‌گیری لایه‌های فونداسیون در پاسخ سد را بررسی کردند و دریافتند که علاوه بر جرم فونداسیون، مشخصات مصالح، ضخامت لایه‌ها و موقعیت قرارگیری آن‌ها نیز در پاسخ سد مؤثر است. [۳۳] محمدنژاد و همکاران (۲۰۱۹)، نیز به عنوان اولین تلاش در زمینه‌ی مهندسی سد، به بررسی قابلیت روش کاهش دامنه در تحلیل سیستم سد - فونداسیون - گسل پرداختند. به این منظور، روش کاهش دامنه را در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس اعمال و بعد از راستی‌آزمایی، نتایج روش مستقیم و ترکیبی کاهش دامنه برای تحلیل سیستم سد کوینا - فونداسیون - گسل را مقایسه کردند. برای مدل‌سازی آثار گسل، از موجک ریکر در یک فضای دوبعدی ساده استفاده شده است. دو روش از نظر تعداد المان‌های موردنیاز در مدل اجزاء محدود، زمان تحلیل و سخت‌افزار رایانه‌یی نیز مقایسه شدند و نتایج نشان داد که می‌توان از روش کاهش دامنه به عنوان روشی مناسب و کارا برای تحلیل مسائل واقعی سد - مخزن - فونداسیون - گسل با در نظر گرفتن هندسه‌های پیچیده‌ی ساختگاه با مدل‌های رفتاری مختلف، مدل‌سازی گسل با ابعاد واقعی و مکانیسم‌های گسیختگی تحت سناریوهای واقعی زلزله استفاده کرد. [۳۴] در ادامه‌ی مطالعات قبلی، دانشیار و همکاران (۲۰۲۱)، به بررسی تأثیر انتشار موج زلزله در فونداسیون جرم‌دار با استفاده از روش کاهش دامنه در رفتار غیرخطی سد بتنی وزنی پرداختند و بعد از راستی‌آزمایی اعمال روش کاهش دامنه در نرم‌افزار آباکوس، آثار انتشار موج لرزه‌یی و میرایی تشعشعی را در تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن لحاظ کردند. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن نیز مدل رفتاری جدیدی گسترش یافت و با سابروتین‌نویسی، به نرم‌افزار آباکوس اعمال و در تحلیل‌ها استفاده شد. نتایج تحلیل حالت‌های مختلف نشان داد که میرایی تشعشعی، انتشار موج لرزه‌یی و مدل رفتاری مناسب برای رفتار غیرخطی بتن، تأثیر قابل توجهی در پاسخ سد بتنی داشته‌اند. نتایج نیز با مدل‌های ساده شده، اختلاف‌های قابل توجهی داشتند. [۳۵]

۱.۲. فرمول‌بندی روش کاهش دامنه

در بخش حاضر، فرمول‌بندی روش کاهش دامنه براساس نوشتار بیلک و همکاران (۲۰۰۳) ارائه شده است. [۳۰] به صورت کلی، در شکل ۱، مسئله‌ی موردبحث شامل یک محیط نیم‌بی‌نهایت با لایه‌بندی و شرایط زمین‌شناختی معین و گسل به عنوان منبع تحریک زلزله مشاهده می‌شود.

با توجه به هزینه‌ی محاسبات و زمان در روش‌های عددی، دامنه‌ی محاسباتی کاهش می‌یابد. لذا لازم است آثار تحریک با کمترین تغییر نسبت به مسئله‌ی اصلی به نزدیک سازه‌ی موردنظر انتقال داده شود. در شکل ۲، مرز مجازی Γ که کل ناحیه را به دو قسمت Ω ، شامل سازه و ساختگاه و Ω^+ ، محیط بی‌نهایت شامل گسل، تفکیک می‌کند، مشاهده می‌شود. برای حل مسئله‌ی اصلی، محیط نیم‌بی‌نهایت با

با جایگذاری رابطه‌ی ۵ در رابطه‌ی ۳، مقادیر جابه‌جایی گره‌ی برای کل دامنه به دست می‌آید. این فرمول‌بندی به تنهایی مزیتی نسبت به روش معمول ندارد، زیرا رابطه‌ی ۵ شامل $M_{ee}^{\Omega^+} \ddot{u}_e^*$ و $M_{ee}^{\Omega^+} u_e^*$ است که نیاز به ذخیره‌سازی u_e^* در کل دامنه Ω^+ دارد. برای ساده‌سازی تحلیل، جابه‌جایی کل u_e با استفاده از تغییر متغیر به صورت رابطه‌ی ۶ نوشته می‌شود:

$$u_e = u_e^* + w_e \quad (6)$$

که در آن، w_e جابه‌جایی نسبی نسبت به u_e^* است. با جای‌گذاری رابطه‌ی ۶ در رابطه‌ی ۳ و انتقال عبارت‌ها، شامل متغیرهای میدان آزاد به سمت راست، رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{ii}^{\Omega} & M_{ib}^{\Omega} & \circ \\ M_{bi}^{\Omega} & M_{bb}^{\Omega} + M_{bb}^{\Omega^+} & M_{be}^{\Omega^+} \\ \circ & M_{eb}^{\Omega^+} & M_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_i \\ \ddot{u}_b \\ \ddot{w}_e \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} K_{ii}^{\Omega} & K_{ib}^{\Omega} & \circ \\ K_{bi}^{\Omega} & K_{bb}^{\Omega} + K_{bb}^{\Omega^+} & K_{be}^{\Omega^+} \\ \circ & K_{eb}^{\Omega^+} & K_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_b \\ w_e \end{Bmatrix} \\ & = \begin{Bmatrix} \circ \\ -M_{be}^{\Omega^+} \ddot{u}_e^* - K_{be}^{\Omega^+} u_e^* \\ P_e - M_{ee}^{\Omega^+} \ddot{u}_e^* - K_{ee}^{\Omega^+} u_e^* \end{Bmatrix} \quad (7) \end{aligned}$$

در نهایت با جای‌گذاری رابطه‌ی ۵ در رابطه‌ی ۷، رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{ii}^{\Omega} & M_{ib}^{\Omega} & \circ \\ M_{bi}^{\Omega} & M_{bb}^{\Omega} + M_{bb}^{\Omega^+} & M_{be}^{\Omega^+} \\ \circ & M_{eb}^{\Omega^+} & M_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_i \\ \ddot{u}_b \\ \ddot{w}_e \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} K_{ii}^{\Omega} & K_{ib}^{\Omega} & \circ \\ K_{bi}^{\Omega} & K_{bb}^{\Omega} + K_{bb}^{\Omega^+} & K_{be}^{\Omega^+} \\ \circ & K_{eb}^{\Omega^+} & K_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_b \\ w_e \end{Bmatrix} \\ & = \begin{Bmatrix} \circ \\ -M_{be}^{\Omega^+} \ddot{u}_e^* - K_{be}^{\Omega^+} u_e^* \\ M_{eb}^{\Omega^+} \ddot{u}_b^* + K_{eb}^{\Omega^+} u_b^* \end{Bmatrix} \quad (8) \end{aligned}$$

ماتریس جرم و سختی در سمت چپ رابطه‌ی ۸، همان ماتریس‌های رابطه‌ی ۳ هستند، ولی نیروی لرنزی P_e روی گسل با نیروی مؤثر گره‌ی P_e^{eff} به صورت رابطه‌ی ۹ جایگزین شده است.

$$P_e^{eff} = \begin{Bmatrix} P_e^{eff} \\ P_e^{eff} \\ P_e^{eff} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \circ \\ -M_{be}^{\Omega^+} \ddot{u}_e^* - K_{be}^{\Omega^+} u_e^* \\ M_{eb}^{\Omega^+} \ddot{u}_b^* + K_{eb}^{\Omega^+} u_b^* \end{Bmatrix} \quad (9)$$

که در آن، نیروها و ویژگی کلیدی دارند که فقط شامل زیرماتریس‌های M_{be} و M_{be} است و آن‌ها در تمام نقاط دامنه‌ی Ω^+ جز در یک لایه‌ی محدود در نزدیکی Γ صفر هستند. در نتیجه، مزیت استفاده از رابطه‌ی ۶ به این صورت است که به راحتی نیروی مؤثر در یک لایه‌ی محدود در مسئله‌ی کمکی به دست می‌آید.

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{bb}^{\Omega^+} & M_{be}^{\Omega^+} \\ M_{eb}^{\Omega^+} & M_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb}^{\Omega^+} & K_{be}^{\Omega^+} \\ K_{eb}^{\Omega^+} & K_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \\ & \begin{Bmatrix} u_b \\ u_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ P_e \end{Bmatrix}, in \Omega^+ \quad (2) \end{aligned}$$

که در آن‌ها، ماتریس M و K بیانگر ماتریس جرم و سختی و اندیس‌های i, e و b بیانگر گره‌های داخلی، خارجی و مرزی و بالانویشت Ω و Ω^+ به ناحیه‌ی که هر ماتریس در آن نوشته می‌شود، اشاره دارد. با جمع کردن دو معادله‌ی اخیر، معادله‌ی معمول حرکت برای کل دامنه به دست می‌آید (رابطه‌ی ۳):

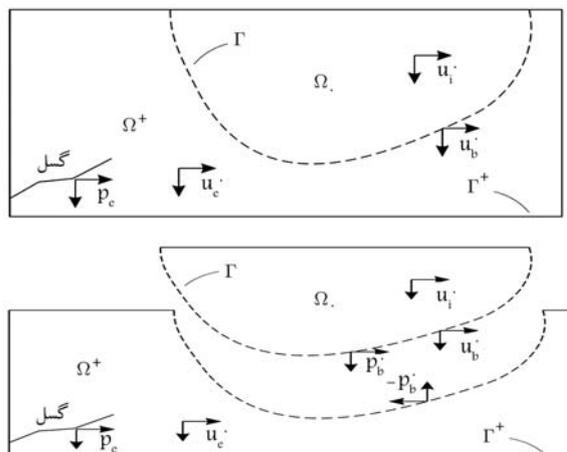
$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{ii}^{\Omega} & M_{ib}^{\Omega} & \circ \\ M_{bi}^{\Omega} & M_{bb}^{\Omega} + M_{bb}^{\Omega^+} & M_{be}^{\Omega^+} \\ \circ & M_{eb}^{\Omega^+} & M_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_i \\ \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_e \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} K_{ii}^{\Omega} & K_{ib}^{\Omega} & \circ \\ K_{bi}^{\Omega} & K_{bb}^{\Omega} + K_{bb}^{\Omega^+} & K_{be}^{\Omega^+} \\ \circ & K_{eb}^{\Omega^+} & K_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_b \\ u_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \circ \\ \circ \\ P_e \end{Bmatrix} \quad (3) \end{aligned}$$

حال برای انتقال تحریک زلزله از گسل به مرز Γ ، یک مسئله‌ی کمکی که در آن دامنه‌ی بیرونی (شامل گسل) بدون تغییر باشد، در نظر گرفته می‌شود. دامنه‌ی درونی Ω مسئله‌ی کنونی، ساده‌تر و بدون سازه است. در این حالت مطابق شکل ۴، جابه‌جایی‌های گره‌ی و نیروهای مرزی با u_i^* ، u_b^* و u_e^* نشان داده شده‌اند. معادله‌ی حرکت برای Ω^+ در مسئله‌ی کمکی به صورت رابطه‌ی ۴ است:

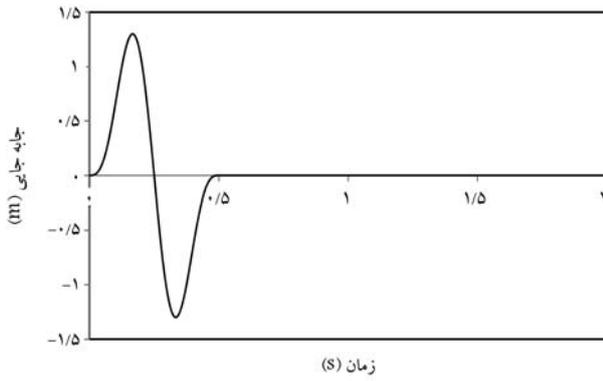
$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{bb}^{\Omega^+} & M_{be}^{\Omega^+} \\ M_{eb}^{\Omega^+} & M_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b^* \\ \ddot{u}_e^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb}^{\Omega^+} & K_{be}^{\Omega^+} \\ K_{eb}^{\Omega^+} & K_{ee}^{\Omega^+} \end{bmatrix} \\ & \begin{Bmatrix} u_b^* \\ u_e^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b^* \\ P_e^* \end{Bmatrix} \quad (4) \end{aligned}$$

با توجه به عدم تغییر دامنه‌ی Ω^+ ، ماتریس‌های جرم، سختی و نیروهای گره‌ی بدون تغییر هستند. از معادله‌ی دوم در رابطه‌ی ۴ می‌توان نیروهای گره‌ی P_e را برحسب متغیرهای سطح آزاد نوشت (رابطه‌ی ۵):

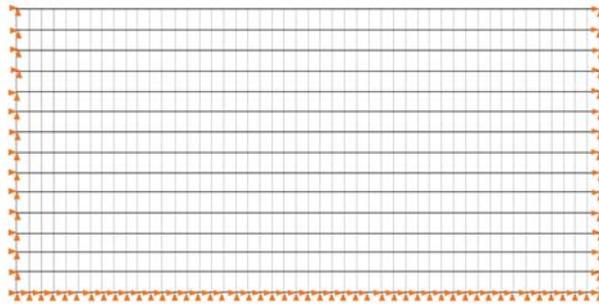
$$P_e = M_{eb}^{\Omega^+} \ddot{u}_b^* + M_{ee}^{\Omega^+} \ddot{u}_e^* + K_{eb}^{\Omega^+} u_b^* + K_{ee}^{\Omega^+} u_e^* \quad (5)$$



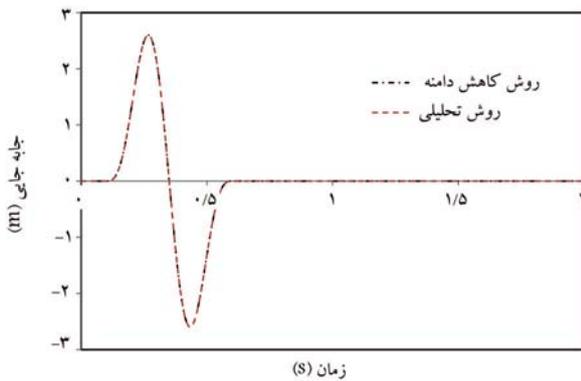
شکل ۴. مسئله‌ی کمکی. [۳۵]



شکل ۷. موجک ورودی برای شبیه‌سازی انتشار موج برشی.



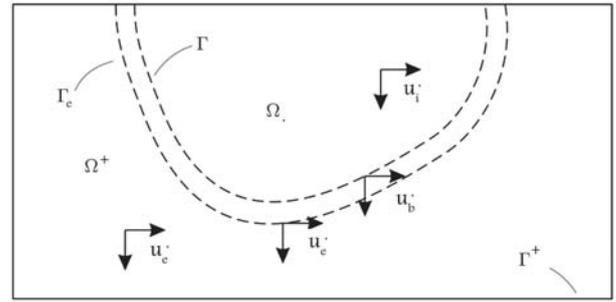
شکل ۸. مدل اجزاء محدود محیط نیم‌بی‌نهایت در مرحله‌ی دوم روش کاهش دامنه.



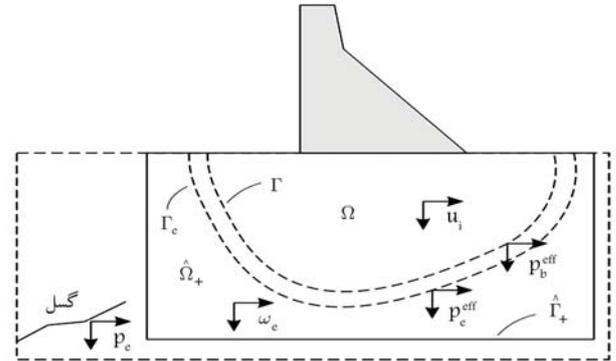
شکل ۹. پاسخ سطح آزاد محیط نیم‌بی‌نهایت تحت انتشار قائم موج برشی به روش کاهش دامنه و تحلیلی.

نیم‌بی‌نهایت در مرحله‌ی دوم روش کاهش دامنه مشاهده می‌شود. ابعاد المان‌ها ۵×۵ متر است. برای راستی‌آزمایی روش کاهش دامنه با توجه به تئوری روش اخیر، کافی است مدل مرحله‌ی دوم با مدل مرحله‌ی اول یکسان در نظر گرفته شود. در این حالت پاسخ محیط در ناحیه‌ی درونی از هر دو مرحله‌ی یکسان و پاسخ در ناحیه‌ی بیرونی، صفر است. با توجه به یکسان بودن مرحله‌ی دوم با مرحله‌ی اول در مسئله‌ی حاضر، عملاً هیچ موج برگشتی در مدل در ناحیه‌ی بیرون وجود نداشته است. لذا از شرایط مرزی ثابت در مرزهای انتهایی دور مدل استفاده شده است.

در شکل ۹، پاسخ به دست آمده از حل تحلیلی و عددی در سطح آزاد محیط نیم‌بی‌نهایت مشاهده می‌شود که مطابق آن، نتایج عددی با استفاده از روش کاهش دامنه تطابق خیلی خوبی با نتایج تحلیلی داشته‌اند. همچنین شکل پاسخ در سطح



شکل ۵. مرحله اول روش کاهش دامنه. [۳۵]



شکل ۶. مرحله دوم روش کاهش دامنه. [۳۵]

۲.۲. الگوریتم روش کاهش دامنه

همان‌گونه که در بخش قبل اشاره شد، روش کاهش دامنه، یک روش دو مرحله‌ی است، که در گام اول (شکل ۵)، مسئله شامل دامنه‌های Ω^+ و Ω^0 حل شده و مقادیر u_e و u_b در تمام گره‌های لایه‌ی محدود به مرزهای Γ و Γ_e محاسبه و برای محاسبه‌ی نیروی مؤثر ذخیره شده‌اند. در گام دوم، مسئله در ناحیه‌ی کاهش داده $\Omega^+ \cup \Omega^0$ ، شامل سازه و ساختگاه، با اعمال نیروی مؤثر محاسبه شده در گام اول تحلیل می‌شود و با حل معادله‌ی ۸، مجهولات مسئله به دست می‌آید (شکل ۶). به این ترتیب در یک فرایند ۲ مرحله‌ی، مسئله‌ی تحلیل لرزه‌ی هرگونه سیستمی، حل شدنی است.

۳. راستی‌آزمایی اعمال روش کاهش دامنه در نرم‌افزار

آباکوس

در بخش حاضر، برای اطمینان از عملکرد صحیح برنامه‌های توسعه داده شده برای استفاده از روش کاهش دامنه در نرم‌افزار آباکوس، مسئله‌ی انتشار یک‌بعدی موج در محیط نیم‌بی‌نهایت کشسان با استفاده از روش کاهش دامنه، مدل‌سازی و نتایج با روابط تحلیلی موجود مقایسه شده است. برای این منظور، انتشار یک‌بعدی موج برشی در محیط نیم‌بی‌نهایت کشسان با مدول کشسانی ۱/۹۴ گیگاپاسکال، چگالی ۱۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، و ضریب پواسون ۱/۰ در نرم‌افزار آباکوس بررسی شده است. برای مدل‌سازی دو‌بعدی اجزاء محدود محیط نیم‌بی‌نهایت کشسان، دامنه‌ی به ابعاد ۲۴۰×۷۰ متر با رفتار خطی در نظر گرفته شده است. برای شبیه‌سازی انتشار موج برشی در محیط، از موجکی با تاریخچه‌ی زمانی مطابق شکل ۷ استفاده شده است. در شکل ۸، نیز مدل اجزاء محدود محیط

آزاد شبیه شکل تابع موجک ورودی با بزرگ‌نمایی دو برابر و تأخیر زمانی است. مقایسه‌ی انجام شده، حاکی از صحت روش کاهش دامنه و اعمال آن در نرم‌افزار اجزاء محدود است.

۴. روش پیشنهادی برای تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، دو روش کلی برای در نظر گرفتن آثار منبع لرزه‌ی (گسل)، مسیر انتشار، و شرایط ساختگاهی وجود دارد: (۱) روش مستقیم که تمامی اجزاء سیستم از گسل تا سازه، هم‌زمان با هم در یک مدل شبیه‌سازی می‌شوند. (۲) روش هیبرید است، که در مرحله‌ی اول، با حذف سازه و آثار ساختگاهی، حرکت‌های زمین محاسبه می‌شود. در مرحله‌ی دوم، سازه و دامنه‌ی کوچکی از محیط اطراف با دقت مدل‌سازی و تحت نیروهای معادل به‌دست آمده از مرحله‌ی اول تحلیل می‌شوند.

روش پیشنهادی در نوشتار حاضر، برای تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن با شبیه‌سازی زلزله که در آن آثار منبع لرزه‌ی (گسل)، مسیر انتشار و شرایط ساختگاهی مشاهده می‌شود، بر مبنای استفاده از ایده‌ی روش کاهش دامنه است. این روش به صورت هیبرید از ترکیب روش عدد موج گسسته و اجزاء محدود و شامل دو مرحله است. برای شبیه‌سازی زلزله به روش عدد موج گسسته^{۱۳} از نرم‌افزار اکسیترا^{۱۴} استفاده شده است. نرم‌افزار اکسیترا توسط الیور کتان^{۱۵} به زبان فترن نوشته شده است و به صورت گسترده توسط لرزه‌شناسان برای مدل‌سازی میدان موج لرزه‌ی استفاده می‌شود. در نرم‌افزار اکسیترا، تابع گرین با استفاده از روش نیمه تحلیلی انعکاس^{۱۶} محاسبه و سپس با استفاده از قضیه‌ی معرف^{۱۷} برای هر منبع لرزه‌ی با مکانیسم‌های دلخواه، لرزه‌نگاشت محاسبه می‌شود.

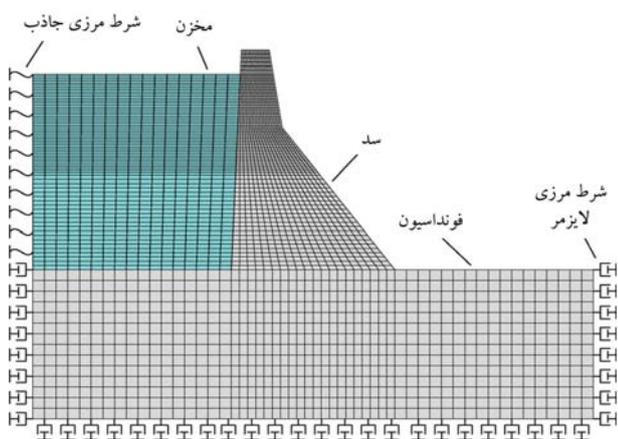
روند اعمال زلزله و تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل در روش پیشنهادی در دو مرحله به این صورت بوده است: در مرحله‌ی اول، با استفاده از روش عدد موج گسسته و نرم‌افزار اکسیترا و در نظر گرفتن مشخصات هندسی گسل، تابع لغزش روی گسل و مشخصات محیط انتشار، پاسخ محیط نیم‌بی‌نهایت در شرایط سطح آزاد (بدون حضور سد و مخزن) در گره‌های لایه‌ی روش کاهش دامنه تحت سناریوی تعریف شده برای زلزله محاسبه شده است. در ادامه، با استفاده از کد متلب توسعه داده شده، ماتریس‌های سختی، جرم، و میرایی مدل سد - فونداسیون - مخزن به‌دست آمده و نیروهای متمرکز معادل زلزله‌ی شبیه‌سازی شده در نقاط گره‌ی لایه‌ی روش کاهش دامنه طبق روابط سد - فونداسیون - مخزن به روش اجزاء محدود تحت اعمال نیروهای مؤثر (معادل تحریک گسل طبق سناریوی مدنظر) به صورت نیروهای متمرکز دینامیکی با در نظر گرفتن تمام اندرکنش‌ها و الزامات مرتبط در نرم‌افزار آباکوس تحلیل شده است. در این حالت بخش کوچکی از فونداسیون مجاور سد مدل و سپس گسل و ناحیه‌ی دور از مدل‌سازی حذف شده‌اند.

۵. حل عددی

در نوشتار حاضر، با استفاده از روش پیشنهادی هیبریدی و روش مرسوم فونداسیون بدون جرم به تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل تحت سناریوی مشخص زلزله پرداخته شده است. در این راستا و به منظور بررسی کارایی روش ذکر شده، سد

بتنی وزنی کوینا در هند به عنوان مطالعه‌ی موردی برای تحلیل انتخاب شده است. زلزله‌ی که در دسامبر ۱۹۶۷، چهار سال پس از اتمام ساخت سد اتفاق افتاده است، باعث آسیب به سد شده و مهندسان را مجبور به ارزیابی مجدد سد کرده است.^[۳۷] مدل اجزاء محدود سیستم سد - مخزن - فونداسیون در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود. سد و فونداسیون با استفاده از المان‌های ۴ گره‌ی CPS۴R و مخزن با استفاده از المان‌های AC۲D۴ آکوستیک مدل شده‌اند.

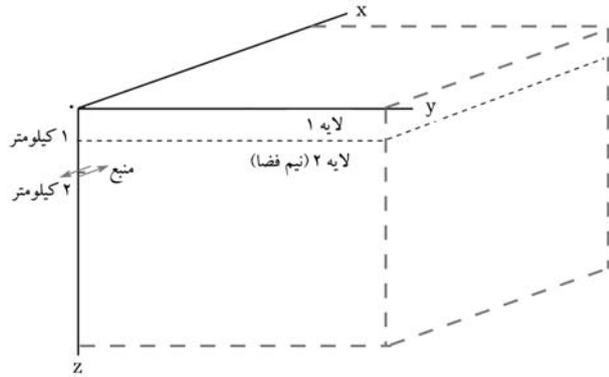
برای مصالح سد، بتن با مدول کشسانی ۳۰ گیگاپاسکال، چگالی ۲۶۳۰ کیلوگرم بر مترمکعب، و ضریب پواسون ۰/۲؛ برای فونداسیون، سنگ با مدول کشسانی ۲۷/۷ گیگاپاسکال، چگالی ۲۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، و ضریب پواسون ۰/۳۳؛ و برای مخزن، آب با مدول بالک ۲/۰۷ گیگاپاسکال و چگالی ۱۰۰۰ در نظر گرفته شده است. شرط مرزی انتهای دور مخزن به صورت غیر بازگشتی صفحه‌ی مدل شده است، تا از بازتاب موج‌های رسیده به مرز ذکر شده جلوگیری کند. اندرکنش بین قسمت‌های مختلف سیستم کوبله نیز در مدل‌سازی لحاظ شده است. برای در نظر گرفتن اندرکنش بین قسمت‌های مختلف سیستم سد - فونداسیون - مخزن از روش کوبله‌سازی براساس سطح با استفاده از قید گره^{۱۸} در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است که در آن، دو سطح اصلی و پیرو (مرز مشترک بین دو محیط) به هم گره زده می‌شوند و تغییرشکل‌های سطح پیرو، مانند سطح اصلی خواهند بود. با استفاده از قید گره، انتقال انرژی و مومنتوم بین دو محیط از طریق مرز مشترک بین آن‌ها صورت می‌گیرد و اندرکنش بین دو محیط (سیال - سد - فونداسیون و فونداسیون - سیال) در نظر گرفته می‌شود. تفاوت تحلیل در دو روش پیشنهادی و روش مرسوم فونداسیون بدون جرم در مدل‌سازی فونداسیون، نحوه‌ی اعمال رکورد زلزله و شرایط مرزی ناحیه‌ی دور است. در روش پیشنهادی، مدل‌سازی فونداسیون جرم‌دار بی‌نهایت با در نظر گرفتن میرایی تشعشعی و آثار انتشار موج لرزه‌ی صورت گرفته و زلزله به صورت نیروهای متمرکز مؤثر (معادل تحریک گسل طبق سناریوی مدنظر) در لایه‌ی روش کاهش دامنه اعمال شده است. به‌منظور جذب امواج برگشتی در فونداسیون جرم‌دار از شرط مرزی لایزر در مرزهای بریده‌شده استفاده شده است. در روش مرسوم فونداسیون بدون جرم، از جرم فونداسیون صرف‌نظر می‌شود. زلزله‌ی سطح آزاد در گره‌های مرزهای بریده‌شده‌ی فونداسیون نیز به صورت تاریخی‌ی زمانی شتاب اعمال می‌شود. در روش مذکور به دلیل صرف‌نظر کردن از آثار اینرسی و انتشار موج در فونداسیون، مرزهای بریده‌شده در راستای قائم مقید می‌شوند.



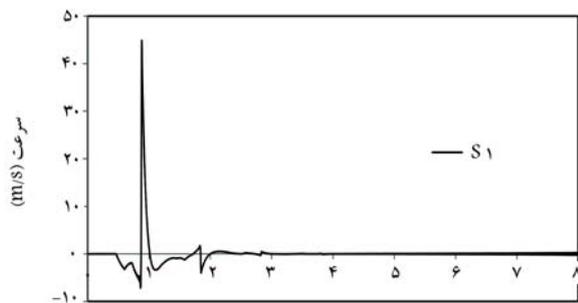
شکل ۱۰. مش بندی و شرایط مرزی مدل اجزاء محدود سیستم سد - فونداسیون - مخزن.^[۳۵]

جدول ۲. ایستگاه‌های رؤیت لرزه.

شماره ایستگاه	X(m)	Y(m)	Z(m)
۱	۰	۱۰۰۰	۰
۲	۰	۵۰۰۰	۰
۳	۱۰۰۰	۱۰۰۰	۰

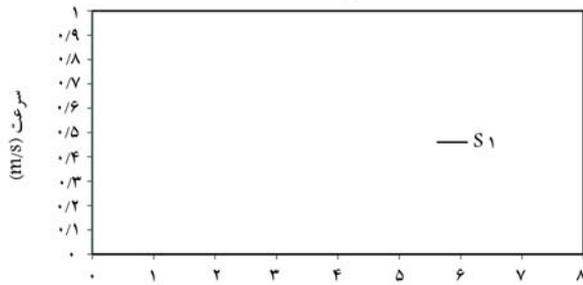


شکل ۱۲. شکل شماتیک مدل LOH.۱ [۳۸]



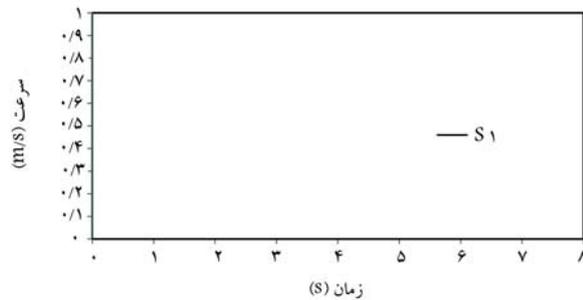
زمان (S)

الف) مولفه ی x



زمان (S)

ب) مولفه ی y



زمان (S)

پ) مولفه ی z

شکل ۱۳. نتایج شبیه‌سازی در ایستگاه شماره یک.

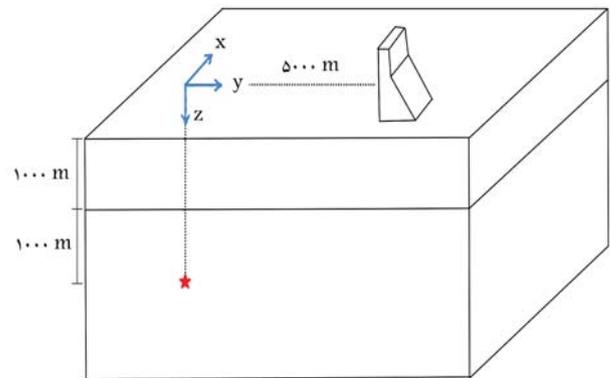
۶. تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل تحت

سناریوی مشخص زلزله

در شکل ۱۱، سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل استفاده شده در تحلیل تحت سناریوی مشخص زلزله مشاهده می‌شود. برای این منظور، براساس یک سناریوی مشخص، شبیه‌سازی یک زلزله صورت گرفته و در ادامه، سیستم سد - فونداسیون - مخزن تحت زلزله ذکر شده تحلیل شده است.

۱.۶. شبیه‌سازی زلزله

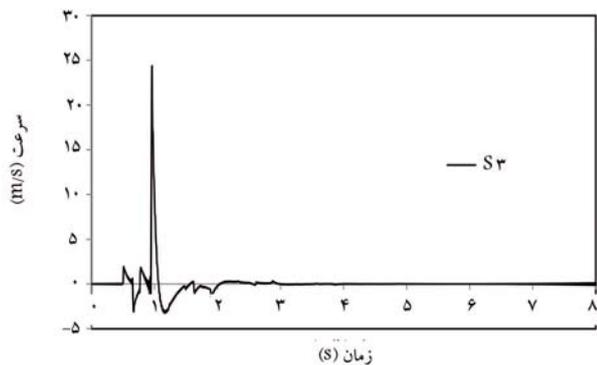
مدل استفاده شده در بخش حاضر، مدل ۱ از گزارش مرکز پیر^{۱۹} با عنوان «سنجش کدهای سه‌بعدی الاستودینامیک» است. [۳۸] مدل LOH.۱ از دولا به تشکیل شده است که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است. چشمه لرزه‌زا در عمق ۲۰۰۰ متری قرار گرفته است. در شکل ۱۲، هندسه مدل LOH.۱ مشاهده می‌شود. چشمه لرزه‌زا به صورت نقطه‌یی با $M_0 = 10^{18} Nm$ و $\lambda = 0, \delta = 90, \phi_s = 0$ و تابع زمانی منبع لرزه‌یی به صورت $T = 0.1 M_0 (1 - (1 + \frac{t}{T}) \exp(-\frac{t}{T}))$ بوده است. نتایج شبیه‌سازی در ایستگاه‌های مشخص شده در جدول ۲، در شکل‌های ۱۳ الی ۱۵ مشاهده می‌شود. در شکل‌های ۱۳ الی ۱۵، پالس سرعت در ابتدای تاریخچه‌ی زمانی سرعت مشاهده می‌شود که با توجه به قرارگیری ایستگاه‌های رؤیت زلزله در حوزه‌ی نزدیک گسل، مورد انتظار است. معمولاً زمین لرزه‌های نزدیک گسل، خصوصیات از قبیل: دوره‌ی تناوب بلند، مدت زمان مؤثر کوتاه و دامنه‌ی پالس بزرگ در تاریخچه‌ی زمانی خود دارند. ویژگی‌های خاص زمین لرزه‌های نزدیک گسل، مستقیماً به مکانیسم شکست، جهت گسیختگی نسبت به ساختگاه و جهت لغزش روی گسل بستگی دارند. پالس‌های بزرگ با دوره‌ی تناوب بلند در نزدیک گسل،



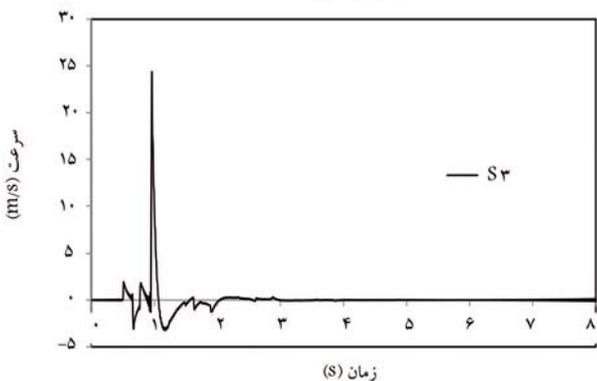
شکل ۱۱. شکل شماتیک سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل.

جدول ۱. مشخصات محیط مدل LOH.۱.

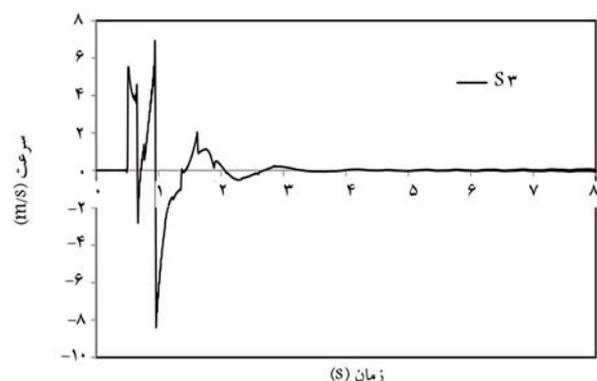
شماره‌ی لایه	۱	۲
ضخامت لایه (متر)	۱۰۰۰	بی‌نهایت
سرعت موج فشاری (متر بر ثانیه)	۴۰۰۰	۶۰۰۰
سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	۲۰۰۰	۳۴۶۴
چگالی (کیلوگرم بر مترمکعب)	۲۶۰۰	۲۷۰۰
QP	بی‌نهایت	بی‌نهایت
QS	بی‌نهایت	بی‌نهایت



الف) مولفه ی X

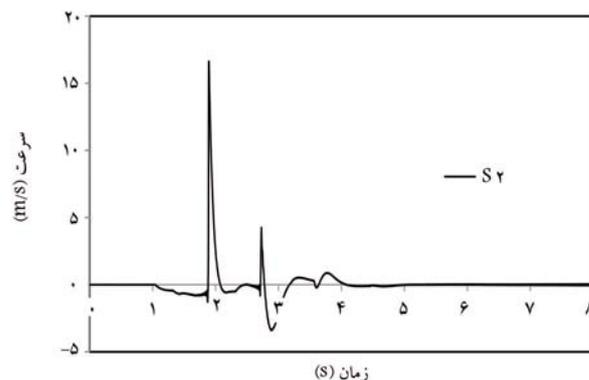


ب) مولفه ی Y

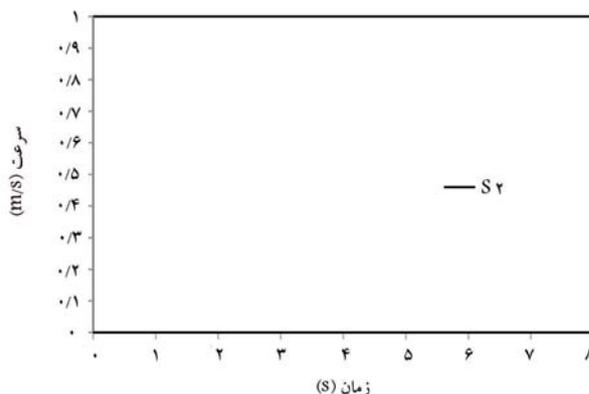


پ) مولفه ی Z

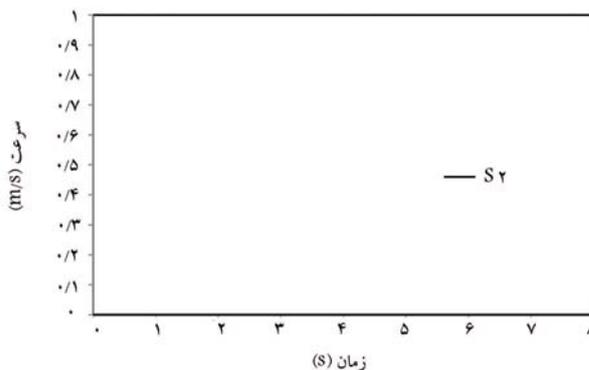
شکل ۱۵. نتایج شبیه‌سازی در ایستگاه شماره ی سه.



الف) مولفه ی X



ب) مولفه ی Y



پ) مولفه ی Z

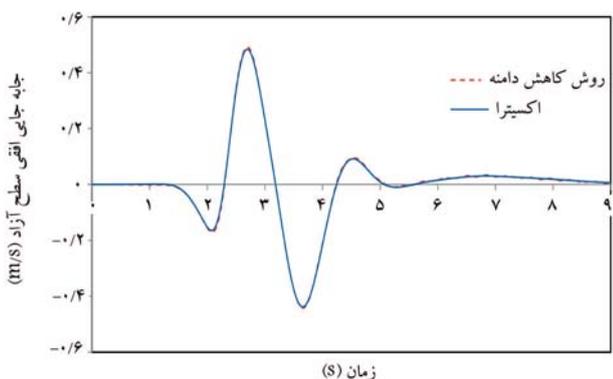
شکل ۱۴. نتایج شبیه‌سازی در ایستگاه شماره ی دو.

عمدتاً ناشی از اثر جهت‌داری گسلش و اثر جابه‌جایی ماندگار زمین است. [۳۹، ۴۰]

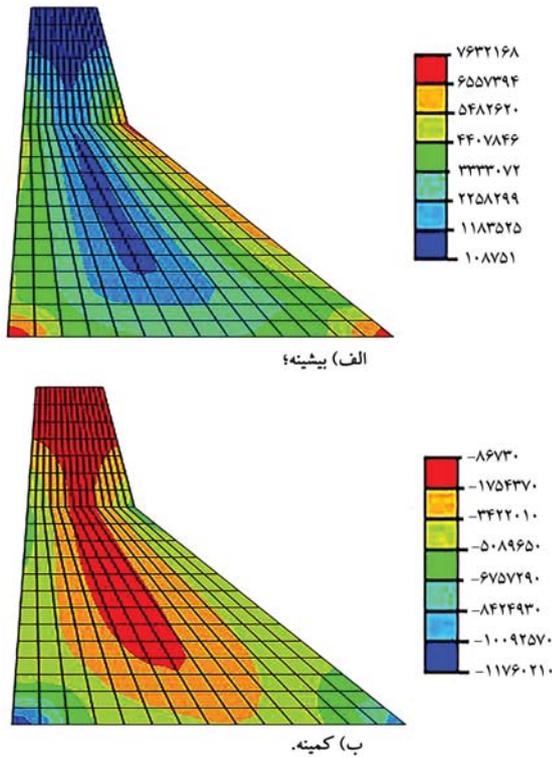
۲.۶. راستی‌آزمایی روش پیشنهادی برای شبیه‌سازی زلزله

در بخش کنونی، روش پیشنهادی ارائه شده برای تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل راستی‌آزمایی شده است. برای این منظور، نتایج شبیه‌سازی در ایستگاه شماره ی دو با نرم‌افزار اکسیترا با نتایج روش اجزاء محدود (به کمک روش کاهش دامنه در شرایط سطح آزاد) مقایسه شده است. این نتایج در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود. لازم به ذکر است نتایج برای بسامدهای بالای ۱ هرتز فیلتر شده است.

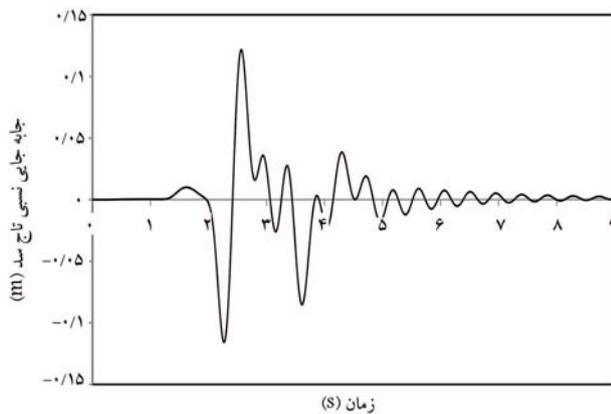
مطابق شکل ۱۶، نتایج دو روش تطابق خوبی با هم دارند و روش پیشنهادی هیبرید مبتنی بر روش کاهش دامنه، پاسخ محیط سطح آزاد را با دقت نزدیک به



شکل ۱۶. مقایسه‌ی نتایج ایستگاه شماره ی دو با استفاده از نرم‌افزار اکسیترا و روش اجزاء محدود.



شکل ۱۸. پوش کانتور تنش اصلی در حالت سد - فونداسیون با روش پیشنهادی.

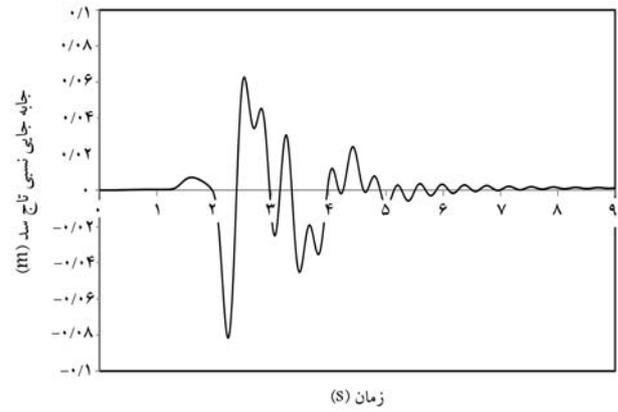


شکل ۱۹. جابه‌جایی نسبی تاج سد در حالت سد - فونداسیون - مخزن با روش پیشنهادی.

بدون جرم به همراه نتایج تحلیل به روش پیشنهادی در جدول ۳ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که روش مرسوم فونداسیون بدون جرم، پاسخ سیستم را بیشتر از روش پیشنهادی تخمین می‌زند. این برآورد محافظه‌کارانه به دلیل نادیده گرفتن مکانیسم‌های میرایی، شامل میرایی تشعشعی و انتشار موج در محیط فونداسیون است که در روش پیشنهادی موارد مذکور در مدل‌سازی لحاظ شده است.

۷. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، روش هیبرید عدد موج گسسته و اجزاء محدود بر مبنای روش کاهش دامنه برای تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل براساس یک سناریوی مشخص زلزله ارائه شده است. به منظور بررسی کارایی روش پیشنهادی



شکل ۱۷. جابه‌جایی نسبی تاج سد در حالت سد - فونداسیون با روش پیشنهادی.

دقت روش عدد موج گسسته (نرم‌افزار اکسیترا) محاسبه کرده است. لذا می‌توان از روش هیبرید پیشنهادی برای حل مسئله پیچیده سد - فونداسیون - مخزن - گسل استفاده کرد. در روش اخیر، آثار گسل و مسیر انتشار موج لرزه‌یی با دقت بالا در مرحله اول با روش‌های مناسب شبیه‌سازی زلزله در نظر گرفته شده است. در مرحله دوم، نیز از قابلیت بالای روش اجزاء محدود برای تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن استفاده شده است.

۳.۶. نتایج تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل

تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل به روش مستقیم، نیازمند مدل‌سازی کل محیط به صورت یک‌جا به روش اجزاء محدود است که با توجه به ابعاد محیط زمین و محل قرارگیری گسل (عمق ۲ کیلومتری) و اختلاف ابعاد مش برای ناحیه‌ی نزدیک (سد، مخزن و فونداسیون) و ناحیه‌ی دور (گسل و مسیر انتشار)، به دلیل اختلاف سرعت انتشار موج و دقت لازم برای دو ناحیه‌ی اخیر، نیازمند صرف هزینه‌ی محاسباتی بالایی است. روش پیشنهادی که در بخش‌های قبلی راستی‌آزمایی شده است، امکان حل مسئله‌ی بزرگ مقیاس ذکر شده را با هزینه‌ی محاسباتی معقول فراهم ساخته است. در بخش حاضر، نتایج تحلیل سیستم اشاره شده تحت سناریوی زلزله‌ی بخش قبل ارائه شده است. همچنین مسئله‌ی حاضر، با فرض ساده شده‌ی مرسوم، فونداسیون بدون جرم نیز تحلیل شده است. در نهایت، نتایج آن با روش پیشنهادی که نزدیک به واقعیت است، مقایسه شده است. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی نسبی تاج سد برای حالت سد - فونداسیون با روش پیشنهادی در شکل ۱۷ و کانتور پوش تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه در بدنه‌ی سد با روش پیشنهادی نیز در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود.

تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی نسبی تاج سد با در نظر گرفتن آثار اندرکنش سیال - سازه در حالت سد - مخزن - فونداسیون با روش پیشنهادی در شکل ۱۹ و کانتور پوش تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه در بدنه‌ی سد با روش پیشنهادی نیز در شکل ۲۰ مشاهده می‌شود.

نتایج شکل‌های ۱۷ الی ۲۰ نشان می‌دهد که اندرکنش سیال - سازه، تأثیر قابل توجهی در پاسخ سد دارد. اندرکنش سیال - سازه باعث افزایش بیشینه‌ی تنش کششی بدنه و جابه‌جایی نسبی تاج سد از مقدار ۷/۶ مگاپاسکال و ۸ سانتی‌متر به ترتیب در حالت مخزن خالی به مقدار ۱۳ مگاپاسکال و ۱۳ سانتی‌متر در حالت مخزن پر شده است که به علت اعمال نیروی هیدرونیامیک اضافی به بدنه‌ی سد در هنگام زلزله است. نتایج تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن با فرض فونداسیون

جدول ۳. نتایج تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن با دو روش پیشنهادی و فونداسیون بدون جرم.

بیشینه‌ی		مدل و روش تحلیل
تنش کششی (مگاپاسکال)	جابه‌جایی نسبی تاج سد (سانتی‌متر)	
۷/۶	۸	سد - فونداسیون (روش پیشنهادی)
۱۳	۱۳	سد - فونداسیون - مخزن (روش پیشنهادی)
۱۶/۶	۱۴	سد - فونداسیون - مخزن (روش فونداسیون بدون جرم)

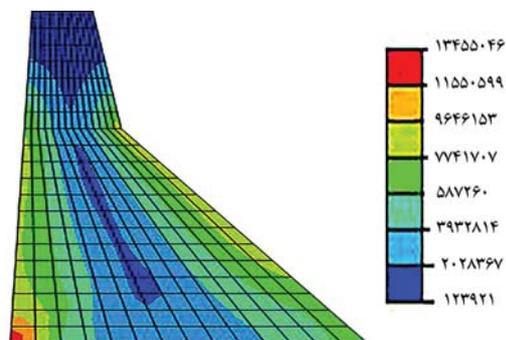
که نشان می‌دهد از روش کاهش دامنه می‌توان برای مدل‌سازی فونداسیون نیم‌بی‌نهایت جرم‌دار استفاده کرد و چالش‌های مدل‌سازی ذکر شده در روش اجزاء محدود، از جمله محدودیت اعمال هم‌زمان رکورد زلزله با شرایط مرزی جاذب را حل کرد.

۲. تطابق قابل قبول نتایج حاصل از روش پیشنهادی مبتنی بر روش کاهش دامنه با نتایج روش عدد موج گسسته (نرم‌فزار اکسیترا) برای سناریوی دلخواه زلزله، کارایی و قابلیت روش پیشنهادی را برای مدل‌سازی آثار گسل و مسیر انتشار در مسئله‌ی بزرگ‌مقیاس پیچیده‌ی سد - فونداسیون - مخزن - گسل را تأیید می‌کند.

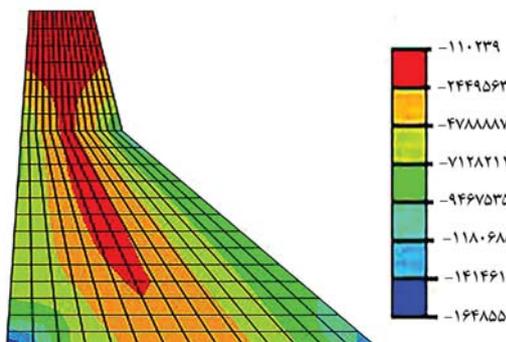
۳. مقایسه‌ی نتایج روش پیشنهادی با روش مرسوم فونداسیون بدون جرم، ضمن تأیید کارایی روش پیشنهادی برای مدل‌سازی صحیح فونداسیون جرم‌دار، حاکی از تخمین بالا و محافظه‌کارانه‌ی روش فونداسیون بدون جرم نیز است. زیرا در روش پیشنهادی با صرف‌نظر کردن از جرم فونداسیون، آثار انتشار موج و میرایی تشعشعی به عنوان منابع میرایی و اتلاف‌کننده‌ی انرژی زلزله نادیده گرفته می‌شود. به‌گونه‌ی که در نظر گرفتن جرم فونداسیون در مطالعه‌ی حاضر، بیشینه‌ی تنش کششی بدنه و جابه‌جایی نسبی تاج سد را به ترتیب به میزان ۲۲ و ۷ درصد نسبت به حالت فونداسیون بدون جرم کاهش داده است.

۴. مقایسه‌ی نتایج مربوط به حالت مخزن پر و خالی، حاکی از اهمیت در نظر گرفتن اندرکنش سازه - سیال و تأثیر قابل توجه آن در پاسخ سد دارد؛ به این دلیل که سیال پشت سد در هنگام زلزله، نیروی هیدرودینامیکی اضافی بر بدنه‌ی سد اعمال می‌کند و باعث افزایش پاسخ سد می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر، افزایش پاسخ سد در تنش کششی بیشینه‌ی بدنه و جابه‌جایی نسبی تاج سد به ترتیب برابر ۷۰ و ۶۲ درصد بوده است.

۵. روش پیشنهادی در نوشتار حاضر و نتایج حاصل، جزء اولین تلاش‌ها برای مدل‌سازی شرایط واقعی مسئله‌ی بزرگ‌مقیاس تحلیل سد - فونداسیون - مخزن - گسل است. نتایج نشان می‌دهد که روش پیشنهادی می‌تواند با هزینه‌ی محاسباتی معقول و با ترکیب روش‌های محاسباتی و عددی مناسب، آثار گسل و مسیر انتشار موج را در تحلیل سدها در نظر بگیرد و لازم است در مطالعات آینده به مطالعه‌ی سناریوهای پیچیده، شرایط واقعی توپوگرافی و رفتارهای غیرخطی پرداخته شود.



الف) بیشینه



ب) کمینه

شکل ۲۰. پوش کانتور تنش اصلی در حالت سد - فونداسیون - مخزن با روش پیشنهادی (پاسکال).

سناریوی دلخواه، زلزله‌ی با استفاده از روش عدد موج گسسته در سه ایستگاه منتخب شبیه‌سازی و برای یکی از ایستگاه‌ها، نتایج با روش عددی اجزاء محدود راستی‌آزمایی شده است. در ادامه، مسئله‌ی بزرگ‌مقیاس تحلیل سیستم سد - فونداسیون - مخزن - گسل تحت سناریوی دلخواه، زلزله‌ی با روش پیشنهادی و روش مرسوم فونداسیون بدون جرم تحلیل و پاسخ سد در حالت‌های مختلف ارائه شده است. براساس تحلیل‌های انجام شده، این نتایج به‌دست آمده است:

۱. نتایج تحلیل راستی‌آزمایی اعمال روش کاهش دامنه در نرم‌افزار آباکوس، تطابق خوبی با نتایج روابط تحلیلی انتشار موج در محیط نیم‌بی‌نهایت داشته است،

پانویس‌ها

1. finite element method
2. boundary element method
3. Maeso & Dominguez

4. Tan & Chopra
5. Chopra
6. domain reduction method
7. Herrera & Bielak
8. Bielak

9. Christiano
10. Cremonini
11. Loukakis
12. Yoshimura et al
13. Discrete Wave-Number method
14. Axitra
15. Olivier Coutant
16. reflectivity method
17. representation theorem
18. tie
19. Peer

منابع (References)

1. Westergaard, H.M. "Water pressure on dams during earthquakes", *Transactions, American Society of Civil Engineers*, **98**(2), pp. 418-433 (1931).
2. Fenves, G. and Chopra, A.K. "Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **12**(5), pp. 663-680 (1984).
3. Fenves, G. and Chopra, A.K. "Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams", *Journal of Structural Engineering*, **113**(8), pp. 1688-1708 (1987).
4. Ghaemian, M. and Ghobarah, A. "Staggered solution schemes for dam-reservoir interaction", *Journal of Fluids and Structures*, **12**(7), pp. 933-948 (1998).
5. Ghaemian, M. and Ghobarah, A. "Nonlinear seismic response of concrete gravity dams with dam-reservoir interaction", *Engineering Structures*, **21**(4), pp. 306-315 (1999).
6. Aghajanzadeh, M. and Ghaemian, M. "Nonlinear dynamic analysis of a concrete gravity dam considering an elastoplastic constitutive model for the foundation", *Scientia Iranica*, **20**(6), pp. 1676-1684 (2013).
7. Mirzabozorg, H. and Ghaemian, M. "Non linear behavior of mass concrete in three dimensional problems using a smeared crack approach", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(3), pp. 247-269 (2005).
8. Alembagheri, M. and Ghaemian, M. "Seismic assessment of concrete gravity dams using capacity estimation and damage indexes", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **42**(1), pp. 123-144 (2013).
9. Nikravesh Sendi, H. and Sohrabi Gilani, M. "The investigation of dam foundation interaction considering the effect of foundation mass", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **37.2**(1.1), pp. 61-69 (in Persian) (2021).
10. Orlando, M. and Dominguez. "Earthquake analysis of arch dams. I: Dam-foundation interaction", *Journal of Engineering Mechanics*, **119**(3), pp. 496-512 (1993).
11. Tan, H. and Chopra, A.K. "Dam-foundation rock interaction effects in frequency-response functions of arch dams", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **24**(11), pp. 1475-1489 (1995).
12. Lotfi, V. "Direct frequency domain analysis of concrete arch dams based on FE-BE procedure", *Structural Engineering and Mechanics: An International Journal*, **26**(4), pp. 363-376 (2007).
13. Lokke, A. and Chopra, A.K. "Direct finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam-water-foundation rock systems", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **46**(8), pp. 1267-1285 (2017).
14. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. "Finite dynamic model for infinite media", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, **95**(4), pp. 859-878 (1969).
15. Givoli, D. "High-order local non-reflecting boundary conditions: A review", *Wave Motion*, **39**(4) pp. 319-326 (2004).
16. Basu, U. and Chopra, A.K. "Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **59**(8), pp. 1039-1074 (2004).
17. Bettess, P. "Infinite elements", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **11**(1), pp. 53-64 (1977).
18. Zienkiewicz, O.C., Bicanic, N. and Shen, F.Q. "Earthquake input definition and the transmitting boundary conditions", *Advances in Computational Nonlinear Mechanics*, pp. 109-138, Springer Vienna (1989).
19. Chopra, A.K. "Earthquake analysis of arch dams: Factors to be considered", *Journal of Structural Engineering*, **138**(2), pp. 205-214 (2012).
20. Chopra, A.K. "Earthquake analysis of concrete dams: Factor to be considered", *In Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research* (July, 2014).
21. Mohammadnezhad, H., Ghaemian, M. and Noorzad, A. "Seismic analysis of dam-foundation-reservoir system including the effects of foundation mass and radiation damping", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **18**(1), pp. 203-218 (2019).
22. Zafarani, H.; Noorzad, A.; Ansari, A. and et al. "Stochastic modeling of Iranian earthquakes and estimation of ground motion for future earthquakes in Greater Tehran", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(4), pp. 722-741 (2009).
23. Zafarani, H. and Soghrat, M. "Simulation of ground motion in the Zagros region of Iran using the specific barrier model and the stochastic method", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **102**(5), pp. 2031-2045 (2012).
24. Ichimura, T. and Hori, M. "Strong ground motion prediction using macro-micro analysis method", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **35**(4), pp. 395-417 (2006).
25. Taborda, R. and Bielak, J. "Large-scale earthquake simulation: computational seismology and complex engineering systems", *Computing in Science & Engineering*, **13**(4), pp. 14-27 (2011).
26. Herrera, I. and Bielak, J. "Soil-structure interaction as a diffraction problem", *In Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, **2**, pp. 1467-1472 (1977).
27. Bielak, J. and Christiano, P. "On the effective seismic input for non-linear soil-structure interaction systems", *Earthquake Engineering & Sstructural Dynamics*, **12**(1), pp. 107-119 (1984).

28. Cremonini, M.G., Christiano, P. and Bielak, J. "Implementation of effective seismic input for soil-structure interaction systems", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **16**(4), pp. 615-625 (1988).
29. Loukakis, K. and Bielak, J. "Seismic response of two-dimensional sediment-filled valleys to oblique incident SV-waves calculated by the finite element method", *In Proceeding of the 5th US National Conference on Earthquake Engineering*, pp. 10-14 (1994).
30. Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y. and et al. "Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, Part I: Theory", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **93**(2), pp. 817-824 (2003).
31. Yoshimura, C., Bielak, J., Hisada, Y. "Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, part II: Verification and applications", *Bulletin of the seismological Society of America*, **93**(2), pp. 825-841 (2003).
32. Yoshimura, C., Bielak, J., Hisada, Y. and et al. "Assessment of foundation mass and earthquake input mechanism effect on dam-reservoir-foundation system response", *International Journal of Civil Engineering*, **17**(4), pp. 473-480 (2019).
33. Sotoudeh, P., Ghaemian, M. and Mohammadnezhad, H. "Seismic analysis of reservoir-gravity dam-massed layered foundation system due to vertically propagating earthquake", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **116**, pp. 174-184 (2019).
34. Mohammadnezhad, H., Zafarani, H. and Ghaemian, M. "Domain reduction method for seismic analysis of dam-foundation-fault system", *Scientia Iranica*, **26**(1), pp. 145-156 (2019).
35. Daneshyar, A., Mohammadnezhad, H. and Ghaemian, M. "Effect of seismic wave propagation in massed medium on rate-dependent anisotropic damage growth in concrete gravity dams", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **15**, pp. 346-363 (2021).
36. Coutant, O. "Program of numerical simulation AXITRA", Res. Rep LGIT, Grenoble (in French) (1989).
37. Chopra, A.K. and Chakrabarti, P. "The Koyna earthquake and the damage to Koyna dam", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **63**(2), pp. 381-397 (1973).
38. Day, S.M. "Tests of 3D elastodynamics codes, LIFELINES program task 1A01", Final Report to Pacific Earthquake Engineering Research Center Sept. 10, 2001). Coordinated by SM Day, San Diego State University (2001).
39. Huang, J. "Earthquake damage analysis of concrete gravity dams: Modeling and behavior under near-fault seismic excitations", *Journal of Earthquake Engineering*, **19**(7), pp. 1037-1085 (2015).
40. Jabbari, S.Y., Taghipour, R. and Bozorgnasab, M. "The Effect of the Near-Fault velocity pulse type ground motions on the response of concrete arch dams (Case Study)", *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, **5**(2), pp. 61-72 (in Persian) (2018).

بررسی کمی تاب‌آوری لرزه‌یی در قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگرهای لزج غیرخطی تحت زلزله‌ی ثانویه

محمدجواد حمیدیا* (استادیار)

رضا دلیلی‌بزدی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهیدبهشتی

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (ص. ۵۱-۶۵)، پژوهشی
دوره‌ی ۲ - شماره‌ی ۱/۲، شماره‌ی ۳۸

حوادثی مانند زلزله سبب شده است مفهومی جدید در تحلیل سازه‌ها و پاسخ به حوادث شکل بگیرد. تاب‌آوری، توانایی یک سامانه برای حفظ سطح عملکرد مطلوب و بازگشت بهنگام به خدمت‌دهی در رویارویی با خطرهایی است که در چرخه‌ی عمر سازه رخ می‌دهد. روند پژوهش، مبتنی بر تاب‌آوری و محاسبه‌ی پارامترهای آن از طریق پیشینه‌ی دریافت سازه بوده است. سه قاب خمشی فولادی توسط تحلیل تاریخی‌چهره‌ی زمانی غیرخطی تحت دو رکورد زلزله‌های اصلی و ثانویه، تحلیل شده‌اند. برای قاب‌های آسیب‌دیده، میراگرهای لزج با درصد‌های میرایی متفاوت تعبیه و شدت رکوردهای لرزه‌یی تا مرز فروریزش سازه‌ها افزایش داده شده و مشاهده شده است که وجود میراگر در سازه تحت زلزله‌ی ثانویه، به کاهش دریافت و جابه‌جایی در طبقات منجر می‌شود. نمودار تاب‌آوری قاب‌ها رسم و پارامترهای تاب‌آوری محاسبه شده‌اند. کاهش ضریب آلفا برای هر درصد میرایی، باعث افزایش ضریب استواری و نیز افزایش سطح زیر نمودار تاب‌آوری برای عملکرد نهایی قاب‌ها شده است. در مقایسه بین ضریب آلفا و درصد میرایی مشخص شده است که تأثیر درصد میرایی در کاهش دریافت، بیشتر از ضریب آلفای میراگر است. همچنین می‌توان گفت، سازه‌ی ۹ طبقه در برابر زلزله، تاب‌آوری کمتری از خود نشان داده و بهترین عملکرد تاب‌آورانه، برای سازه‌ی ۳ طبقه بوده است.

واژگان کلیدی: تاب‌آوری لرزه‌یی، قاب خمشی فولادی، میراگر لزج غیرخطی، دریافت پیشینه، کنترل سازه، تحلیل تاریخی‌چهره‌ی زمانی غیرخطی.

۱. مقدمه

تاب‌آوری لرزه‌یی یک سیستم، با استفاده از کاهش احتمال فروریزش در طول زلزله، کاهش نتایج ناشی از فروریزش و نیز با کاهش مدت زمان بازیابی می‌تواند به دست آید.^[۱] رویدادهای اخیر در دنیا به صورت مشخص بیان می‌کنند که تهدیدهای اشاره شده، همگی قابل جلوگیری نیستند و جوامع پیشرفته در تلاش هستند تا در برابر رویدادهای شدید ذکر شده، تاب‌آوری خود را افزایش دهند.^[۲] حمیدیا و همکاران (۲۰۱۵)،^[۳] با بررسی میراگرهای لزج غیرخطی نشان دادند که عملکرد سازه در برابر فروریزش به کمک میراگرهای غیرلزج بهبود داده می‌شود. ایمنی مطلق هرگز نمی‌تواند به دست آید و این نکته حائز اهمیت است که اگر المان و یا المان‌هایی از سازه دچار فروریزش شوند، چه اتفاقی رخ می‌دهد.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۰۶، اصلاحیه ۱۴۰۰/۰۹/۱۷، پذیرش ۱۴۰۰/۰۹/۲۱

DOI:10.24200/J30.2021.58476.2981

m.hamidia@sbu.ac.ir
r.daliliyazdi@alumni.sbu.ac.ir

۱) آیا ممکن است گسیختگی المان در سیستم منجر به فروریزش کل سیستم یا قسمت مهمی از آن شود؟

۲) آیا ممکن است کارایی سیستم بعد از فروریزش محدود شود؟

۳) میزان قابل قبول و مجاز عملکرد در شرایط ایجاد شده چیست؟

برای پاسخ به سؤال‌های اخیر، لازم است که استواری سازه اندازه‌گیری و ارزیابی شود، که عبارت از توانایی سازه برای جلوگیری از فروریزش نامناسب تحت آسیب اولیه است. در کنار محدود ساختن خسارت در طی رویدادهای شدید، موضوع مهم این است که در نظر گرفته شود چگونه عملکرد محیط پیرامونی می‌تواند بعد از زلزله به طور مؤثری بهبود یابد.^[۴] برای کاهش آسیب‌ها، تمرکز بر روی فعالیت‌های پیشگیرانه‌ی قبل از وقوع زلزله انتقال یافته است. تاب‌آوری در لغت به معنای بازگشت و بازیابی از یک رویداد یا اتفاق ناگوار است.^[۲] برونو^[۱] و همکاران (۲۰۰۳)،^[۲] چهار نوع از تاب‌آوری را مشخص کردند که باید به طرز مناسب و کاملی اندازه‌گیری

شود، که عبارت‌اند از: تاب‌آوری‌های: تکنیکی، سازمانی، اجتماعی و اقتصادی. تاب‌آوری‌های تکنیکی و اقتصادی مربوط به سیستم‌های فیزیکی هستند، در حالی که تاب‌آوری‌های اجتماعی و سازمانی، به سیستم‌های غیر فیزیکی مرتبط هستند. پژوهشگران در گذشته و حال حاضر در موضوع تاب‌آوری، مطالعات ارزشمندی داشته‌اند، که از جمله‌ی آنها می‌توان به این موارد اشاره کرد:

برونو و ریهورن^۲ (۲۰۰۷)،^[۵] با اندازه‌گیری هر ۴ ویژگی تاب‌آوری، روشی را برای اندازه‌گیری تاب‌آوری بر اساس میزان تخریب مورد انتظار در زیرساخت‌ها ارائه دادند. گابریل و شرتل^۳ (۲۰۰۷)،^[۶] نیز رویکردی را برای اندازه‌گیری کمی تاب‌آوری یک شبکه با در نظر گرفتن درصد لینک‌ها و گره‌های آسیب‌دیده در مقابل درصد کارایی شبکه ارائه دادند. همچنین ایوب^۴ (۲۰۱۵)،^[۷] ویژگی‌های بازاریابی را با تقسیم‌بندی به ۳ دسته‌ی سطحی، فضایی و زمانی ارزیابی و محاسبه کرد و آنها را برای کمک به تعریف زمان بازاریابی، توسعه داد.

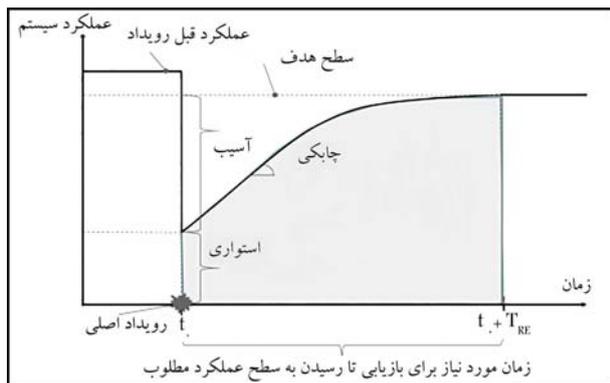
برخی از موضوعات خاص، در تاب‌آوری سازه‌های فولادی به این شرح است: لئون و گانو^۵ (۲۰۱۶)،^[۸] تاب‌آوری و پایداری فولاد و سازه‌های کامپوزیتی را به طور بنیادی بررسی و به رابطه‌ی بین تاب‌آوری، دوام و ریسک در سازه‌های فولادی و کامپوزیتی اشاره کردند. ایشان ۵ سیستم با هدف ارتقاء تاب‌آوری سازه‌های موجود و نیز ۶ راه‌حل ایمنی تاب‌آوری برای سازه‌های جدید ارائه کردند. نوشتار مذکور به عنوان یکی از کارهای پیش‌تاز در استفاده‌ی دوگانه از فولاد و میلگرد آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA)^۶ در اتصال‌های CFT‌ها در نظر گرفته شده است. دانگ^۷ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۹] مطالعاتی بر روی عملکرد لرزه‌یی با مقیاس ۰/۶، برای سازه‌ی قاب فولادی ۳ طبقه با میراگر لزوج غیرخطی انجام دادند و در آن، روش شبیه‌سازی ترکیبی زمان لحظه‌یی (RTS)^۸، تحت زلزله‌های MCE و DBE اتخاذ شده است. RTS، یک روش شبیه‌سازی است، که در آن سازه‌ها به اجزاء فیزیکی یا عددی تقسیم و سپس به زمان واقعی جفت می‌شوند. تحریک بر روی یک یا چند زیرساخت اعمال می‌شود و در نهایت پاسخ کل سازه تحلیل می‌شود. سازه‌های آزمایش شده، قاب خمشی یک دهانه با میراگر لزوج غیرخطی در هر طبقه بوده است. نتایج نشان می‌دهند که قاب‌های فولادی با میراگر با مقاومت کاهش‌یافته می‌توانند طراحی شوند. ماریا^۹ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۰] نیز تاب‌آوری سیستم‌های مجهز به تیر خودمرکز^{۱۰} را بررسی کردند. سیستم تیر خودمرکز، یک عضو ساختاری نوآورانه با قابلیت ساخت در کارگاه است، که مکانیزم بازشو را در بدنه‌ی خود گنجانده است. سیستم تیر خودمرکز پیشنهادی می‌تواند الزام‌های مقاومت و سختی را در نظر بگیرد و استفاده از مصالح فولاد را بهینه سازد. طراحی ساختمان‌های تاب‌آور به صورت خاص نیازمند طراحی اجزاء ساختمانی قابل جایگزینی است، که هدف آن فراهم ساختن یک محدوده‌ی ظرفیتی است، به طوری که قابل تعویض باشند و از سازه‌ی اولیه محافظت کنند. اتصال‌های اصطکاکی لغزشی، جداساز اصطکاکی، لینک‌های برشی قابل جایگزینی در قاب، نمونه‌هایی از ابزارهای ایجاد تاب‌آوری هستند.^[۱۱، ۱۲]

برای غلبه بر آثار منفی یک فاجعه، ساختمان‌ها و زیرساخت‌ها و به طور کلی تر جوامع، باید رفتار تاب‌آورانه داشته باشند. به عنوان تجسمی از مفهوم تاب‌آوری، تاب‌آوری لرزه‌یی به توانایی یک سیستم برای کاهش شانس لرزش، جذب آن و بازیابی سریع سازه بعد از زلزله گفته می‌شود. تاب‌آوری سازه‌ها، رویکرد اولیه‌اش را از یک مفهوم عمومی‌تر و وسیع‌تر به دست آورده است و در ادامه، مسائل آن مهندسی و فرمول‌بندی شده‌اند. کمی‌سازی فیزیکی تاب‌آوری در زیرساخت‌ها، شامل احتمال تجاوز شتاب طبقه یا دررفت درون طبقه‌یی از یک حد مشخص است. برای این منظور از پاسخ‌های غیرخطی سازه استفاده می‌شود. این چهارچوب پیشنهادی، تابع احتمال

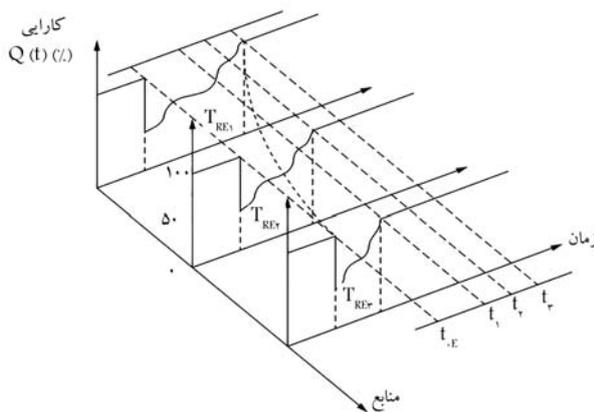
شکست و تاب‌آوری را به صورت یک رویکرد پیوسته به هم ارتباط می‌دهد.^[۱۳] زیرساخت‌های جامعه به طور کلی سرویس‌هایی را ارائه می‌دهند که جامعه توسط آنها می‌تواند درون خود، در بخش‌های مختلف تعامل برقرار کند. اختلال‌های ناشی از زلزله و دیگر بلاهای طبیعی باعث افت عملکرد در چنین زیرساخت‌هایی می‌شود. امروزه با میان آمدن مفهوم تاب‌آوری، توجه‌ها از صرف محافظت فیزیکی زیرساخت‌ها، به تاب‌آوری جلب شده است.^[۱۴] در چنین شرایطی، وضعیت عملکرد سازه برای ارزیابی تاب‌آوری آن حیاتی است. تاکنون نگرش مهندسان و طراحان نسبت به سازه به این صورت بوده است که سازه، پایداری خود را به تنهایی و بدون توجه و تعامل با دیگر اجزاء جامعه حفظ کند، ولی امروزه رویکردی جدید نسبت به این موضوع وجود دارد و آن این است که هر عضوی از جامعه باید پایداری خود را در عین تعامل با دیگر اجزاء جامعه حفظ کند. بنابراین در ادامه، با تعریف مشخصه‌یی به نام تاب‌آوری، جوامع مختلف با هم مقایسه شده‌اند. کمی‌سازی و ارزیابی تاب‌آوری وقایع، مبتنی بر تابع آنالیز بی‌بعد است، که خود وابسته به گوناگونی عملکرد در طی یک دوره‌ی زمانی مورد نظر است.^[۱۵، ۱۶] این تکامل در طی زمان، مخصوصاً در محبت بازاریابی، تاب‌آوری را از دیگر رویکردها که فقط به تخمین خسارت و آثار آنی آن می‌پردازند، تمیز می‌دهد. همچنین تاب‌آوری در مقیاس‌های بزرگ‌تر می‌تواند به صورت یک چهارچوب جامع برای اندازه‌گیری فجاج در یک جامعه تا زمان رسیدن به حالت اولیه تعریف شود.^[۱۶]

علاقه به تاب‌آوری لرزه‌یی سازه‌ها منجر به توسعه‌ی ساختمان‌های هوشمندی شده است، که نه فقط الزام‌های ایمنی زندگی، مانند کدها و آیین‌نامه‌ها را رعایت می‌کنند، بلکه می‌توانند با آن سازگار شوند و بعد از رویداد زلزله، سریع خود را با بازیابی کنند. هدف در تاب‌آوری، عبارت از طراحی، نگهداری و بازاریابی سازه‌هاست.^[۱۷] همچنین لازم به ذکر است که پارامتر مؤثر و مهم دیگری که در تاب‌آوری سازه‌ها مطرح است، کاهش آثار اقتصادی بعد از وقوع یک رویداد است، لذا در چهارچوب طراحی بر اساس عملکرد در مهندسی زلزله، تخمین خسارت‌های سازه‌های آسیب‌دیده، جایگاه بر اهمیتی دارد و می‌توان آن را توسط نتایج استخراج شده از تحلیل لرزه‌یی احتمالاتی به دست آورد،^[۱۸، ۱۹] که بر مبنای FEMA ۵۸ P استوار است.^[۲۰] رابطه‌ی مستقیمی بین خسارت‌های لرزه‌یی و حالت‌های حدی دررفت پسماند در سازه وجود دارد. حالت‌های حدی دررفت پسماند به صورت نسبت دررفت پسماند با مقادیر معادل ۰/۲، ۰/۵، ۱ و ۲ درصد تعریف می‌شوند. حد ۰/۲٪ دلالت بر خسارت ناچیز یا جزئی در ساختار دارد و نیاز به برخی الزام‌ها برای تنظیم و تعمیرات غیرسازه‌یی دارد. حد ۰/۵٪ نیاز به تنظیم و تعمیر مجدد سیستم سازه‌یی دارد؛ در حالی که حد ۱٪ نیاز به تغییر و تعمیر خیلی بیشتری دارد و ممکن است در بعضی اوقات تخریب آن به جای تعمیر، اقتصادی‌تر باشد. در انتها، حد ۲٪ بیان‌گر آن است که سازه در خطر فروریزش در زلزله‌های ثانویه قرار دارد.^[۱۷]

روش طراحی بر مبنای تاب‌آوری، روشی گسترده‌تر از روش طراحی مبتنی بر عملکرد است، که شامل عدم قطعیت (رویکردهای احتمالاتی) در زمانی است که سطح خاصی از اطمینان برای رسیدن به عملکرد مطلوب، مورد نظر باشد. در تعریف تاب‌آوری لرزه‌یی، اطلاعات در حیطه‌های تکنیکی و سازمانی، از لرزه‌شناسی گرفته تا مهندسی زلزله، علوم اجتماعی و اقتصاد، با یکدیگر ترکیب می‌شوند. روش طراحی بر مبنای عملکرد برای ساختمان‌های تنها به خوبی کار می‌کند. الزام استفاده از مفهوم طراحی بر مبنای تاب‌آوری، زمانی فراتر از طراحی بر مبنای عملکرد است که ساختمان‌ها و زیرساخت‌ها، کارایی خود را از دست می‌دهند و یک جامعه به صورت کل بررسی می‌شود.^[۲۱]



شکل ۱. ویژگی‌های اصلی تاب‌آوری در نمودار. [۲۱]



شکل ۲. ویژگی دسترسی به منابع در نمودار تاب‌آوری. [۲۴]

انتقال بار، با ایجاد مسیرهای چندگانه، که می‌تواند بارهای اضافی را در هنگام شکست تحمل کند، اشاره می‌کند.

۴) **چابکی**^{۱۴}: عبارت از ظرفیت شناسایی اولویت‌ها و رسیدن به اهداف، در زمان مناسب است؛ تا خسارت‌های وارده کمتر و کارایی سازه بازگردانده شود و از اختلال آن جلوگیری به عمل آید.^[۱] در شکل‌های ۱ و ۲، پارامترهای مذکور مشاهده می‌شوند.

۱.۲. اندازه‌گیری کمی استواری

در یک مفهوم کلی، ضریب R ، ضریب استواری سازه است رابطه‌ی ۱، که یکی از پارامترهای کمی تاب‌آوری است. همان‌گونه که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، تعبیر فیزیکی آن بیانگر آسیب و میزان کاهش عملکرد بعد از رویداد است. با توجه به شکل ۱، هر چه R بیشتر باشد، میزان کاهش عملکرد و در نتیجه آسیب، کمتر می‌شود؛ که این یعنی سازه ضریب استواری بیشتری دارد S . نیز، تنوع ویژگی‌های یک سیستم است.^[۲]

$$R = \frac{1}{(1 + s)} \quad (۱)$$

روش‌های ارزیابی کمی استواری به صورت کلی، در ۵ رویکرد تقسیم‌بندی می‌شوند:

۱) **مدل‌های مبتنی بر ریسک**: در مدل مبتنی بر ریسک، تعریف استواری با ارزیابی ریسک مرتبط است. نتایج ارتباط با خسارت‌المان‌ها، به آسیب‌های مستقیم و غیرمستقیم تقسیم‌بندی می‌شود. نتایج مستقیم در ارتباط با آسیب

محصولی و نصرآزادنی (۲۰۲۰)،^[۲۲] یک چهارچوب احتمالاتی جدید برای ارزیابی کمی تاب‌آوری جوامع، متشکل از ساختمان‌ها و سیستم‌های زیربنایی مختلف و وابسته به یکدیگر را پیشنهاد کرده‌اند. برای این منظور، چهارچوب پیشنهادی به طور یک‌پارچه، مدل‌های خطر را در یک طرح نمونه‌گیری مونت‌کارلو ادغام می‌کند. در نوشتار مذکور، ریسک، شامل مدل‌هایی است که وضعیت اولیه پس از حادثه برای جامعه را از طریق: شبیه‌سازی احتمالاتی رویداد زلزله، پاسخ سازه، آسیب سازه‌ها و پیامدهای ناشی از وابستگی متقابل را ارزیابی می‌کند.

در ادبیات فنی تاب‌آوری، نگرش به ارزیابی عملکرد لرزه‌یی با استفاده از معیار دریافت و تحت دو زلزله‌ی اصلی و ثانویه، عنوان و مفهومی نوین است که در نوشتار حاضر بررسی شده است. روشی برای افزایش تاب‌آوری قاب‌های آسیب‌دیده با عنوان استفاده از میراگرهای لزج ارائه شده است. هدف، یافتن ارتباطی بین بیشینه دریافت سازه‌ها، شدت زلزله و درصد میرایی با نمودار تاب‌آوری و پارامترهای آن است. نوآوری نوشتار حاضر، در ارائه روش تحلیلی و کمی برای بررسی سازه‌ها تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه و محاسبه پارامترهای تاب‌آوری است. با بررسی نتایج به دست آمده می‌توان گفت که روش ارائه شده برای مطالعه تاب‌آوری قاب‌ها، دارای عملکرد مناسب بوده و افزایش پارامترهای تاب‌آوری قاب‌ها را به دنبال داشته است.

۲. ویژگی‌های تاب‌آوری

تاب‌آوری به دو دسته نرم و سخت تقسیم می‌شود: تاب‌آوری سخت، عبارت از مقاومتی است که سازه مستقیماً تحت آن قرار می‌گیرد و تاب‌آوری نرم، توانایی سیستم در جذب و بازیابی است.^[۲۳] برای رسیدن به اهداف مورد نظر و تلاش برای بهبود عملکرد سیستم و افزایش تاب‌آوری و نیز کاهش هرگونه آسیب، برای هر سیستم تاب‌آور، ۴ ویژگی اصلی به این شرح تعریف شده است:^[۲۴]

۱) **استواری**^{۱۱}: استواری عبارت از توانایی المان و یا سیستم برای جلوگیری از فروریزش نامناسب تحت خسارت و آسیب اولیه است. در واقع، استواری، ظرفیت باقی‌مانده‌ی سیستم پس از وقوع خطر است.

۲) **دسترسی به منابع**^{۱۲}: این مفهوم عبارت از ظرفیت شناسایی خسارت‌ها و استقرار اولویت‌ها و منابع در زمانی است که شرایطی وجود دارد که باعث صدمه زدن به برخی از اجزاء سیستم می‌شود. مباحث نگهداری از سازه، در این دسته قرار می‌گیرند. در واقع افزایش منابع، سبب بالاتر رفتن چابکی می‌شود، که در نوشتار حاضر تعدد میراگرها باعث دسترسی بیشتر به منابع شده است. در شکل ۲، این ویژگی مشخص شده است، که در آن، T_{RE1} : زمان بازیابی برای نمودار اول؛ T_{RE2} : زمان بازیابی برای نمودار دوم؛ T_{RE3} : زمان بازیابی برای نمودار سوم و t_{OE} بیانگر زمان وقوع رویداد، برای هر ۳ نمودار است. همچنین t_1 زمان نهایی رسیدن به سطح عملکرد نهایی برای نمودار سوم؛ t_2 زمان نهایی رسیدن به سطح عملکرد نهایی برای نمودار دوم؛ t_3 زمان نهایی رسیدن به سطح عملکرد نهایی برای نمودار اول است.

۳) **افزونگی**^{۱۳}: بر مبنای حوزه‌ی مهندسی زلزله، افزونگی داشتن یک مسیر جایگزین در سازه است، که نیروهای جانبی می‌توانند به آن منتقل شوند و به سازه این اجازه را می‌دهد که پایدار باقی بماند. به بیان دیگر، توانایی منابع جایگزین را در روند بازیابی سیستم توصیف می‌کند. افزونگی، به توانایی چندمنظوره جهت

۳. تحلیل و مدل‌های سازه‌ی

در نوشتار حاضر، سه قاب خمشی فولادی دوبعدی مدل‌سازی شده‌اند. قاب‌های مذکور، در ابتدا تحت بارگذاری ثقلی و سپس تحت رکورد تاریخچه‌ی زمانی زلزله قرار گرفتند. برای ارزیابی و تحلیل سازه‌ها و نیز محاسبه‌ی بیشینه‌ی دررفت طبقات، به عنوان معیار عملکردی سازه‌ها در نوشتار حاضر، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی توسط نرم‌افزار آپسیس^{۱۵}، انجام شده است. رکوردهای زلزله‌های اصلی و ثانویه به صورت مجزا تعریف و به سازه‌ها اعمال شده‌اند.

۱.۳. میراگرهای لزوج و روش تحلیل

برای کاهش جابه‌جایی‌ها و شتاب‌ها در طی زلزله، به خوبی مشخص شده است که میراگرهای لزوج به طور مؤثرگونه‌ی می‌توانند استفاده شوند. میراگرهای لزوج، ابزاری هستند که می‌توانند در سیستم‌های مهاربندی استفاده شوند و مقدار زیادی انرژی لرزه‌ی ورودی را جذب کنند. میراگرهای لزوج از یک سیلندر که مایع داخل آن از جنس سیلیکون است، به همراه یک پیستون تشکیل شده‌اند.^[۲۵] این میراگرها به عنوان سیستم کنترل غیرفعال سازه عمل می‌کنند و با به کارگیری آنها می‌توان علاوه بر بهبود عملکرد لرزه‌ی، میزان دررفت‌ها و تقاضای تغییرشکل غیرکشسان را بر روی سیستم مقاوم باربر جانبی کاهش داد. عملکرد میراگرهای لزوج به دو صورت خطی و غیرخطی است.^[۲۸-۲۶] مزیت میراگر لزوج غیرخطی به میراگر لزوج خطی در این است که می‌تواند با کاهش نیروهای میرایی در سرعت‌های بالا، از بارگذاری بیش از حد روی میراگرها و یا سیستم‌هایی که به آن متصل هستند، جلوگیری کند. میراگر، توسط جریان سیال سیلیکون در محل‌هایی در دو انتهای مختلف و از طریق روزنه‌هایی کوچک در آن فعال می‌شود. از طریق محدود ساختن سرعت، که با آن مایع درون می‌تواند حرکت کند، یک نیروی مقاوم وابسته به سرعت به دست می‌آید.^[۲۶] نیروی میراگر غیرخطی از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید.^[۲۹ و ۳]

$$F_D = C_{NL} \operatorname{sgn}(\dot{u}_D) |\dot{u}_D|^\alpha \quad (7)$$

که در آن، C_{NL} ثابت میرایی غیرخطی، \dot{u}_D سرعت نسبی دو انتهای میراگر، $\operatorname{sgn}()$ تابعی است که مقدار آن می‌تواند ۱ و -۱ باشد و α نیز مربوط به غیرخطی کردن میراگر لزوج است و به سرعت ارتباط دارد. $\alpha = 1$ مربوط به میراگر لزوج خطی است. لازم به ذکر است که هر چه مقدار عددی ضریب α کمتر باشد، فرایند غیرخطی شدن میراگر بیشتر می‌شود. W_D انرژی مستهلک شده توسط میراگر لزوج غیرخطی در هر سیکل و مساحت زیر نمودار نیرو - جابه‌جایی است، که مقدار آن از رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید. همچنین در جدول ۱، مقادیر مختلف α ارائه شده است.^[۲۹ و ۳]

$$W_D = \lambda C_{NL} \Omega^\alpha u_s^{1+\alpha} \quad (8)$$

که در آن، ξ ، نسبت میرایی بحرانی است و از رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید. همچنین u_s جابه‌جایی اولیه m جرم سازه، ω بسامد طبیعی سازه و Ω بسامد تحریک ورودی هستند.^[۲۹ و ۳]

$$\xi = \frac{\lambda}{\pi} \frac{1}{2m\omega} \frac{C_{NL}}{(\Omega u_s)^{1+\alpha}} \quad (9)$$

نسبت معادل میرایی لزوج مود اول سیستم چند درجه آزادی کشسان خطی، در

اولیه و یا فروریزش قسمتی از سازه است، در حالی که نتایج غیرمستقیم فراتر از آسیب‌های اولیه و مربوط به فروریزش پیش‌رونده است رابطه‌ی ۲:^[۴]

$$I_{ROB} = \frac{R_{Dir}}{R_{Dir} + R_{Ind}} \quad (2)$$

که در آن، I_{ROB} استواری بر مبنای ریسک، R_{Dir} ریسک مستقیم R_{Ind} ، ریسک غیرمستقیم هستند.

(۲) مدل‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد: مدل‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد، بر روی افزونگی سیستم سازه‌ی، تمرکز دارند رابطه‌ی ۳:^[۴]

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \quad (3)$$

که در آن، β_{intact} عبارت است از شاخص اعتمادپذیری سازه‌ی سالم و $\beta_{damaged}$ شاخص اعتمادپذیری سازه‌ی آسیب‌دیده هستند. بیشتر بودن مقدار β ، بیانگر بالاتر بودن استواری است.^[۴]

(۳) مدل‌های مبتنی بر سختی استاتیکی: مدل مبتنی بر سختی استاتیکی با دترمینان ماتریس سختی و نسبت بین دترمینان سازه‌های سالم و آسیب‌دیده ارتباط دارد و ضریبی با عنوان ضریب اهمیت I تعریف می‌شود، که نسبت بین دترمینان نرمال شده است رابطه‌ی ۴:^[۴]

$$I = \frac{|K_n|}{|K_n^*|} \quad (4)$$

که در آن، $|K_n|$ ، دترمینان نرمال شده‌ی سازه‌ی سالم و $|K_n^*|$ ، دترمینان نرمال شده‌ی سازه‌ی آسیب‌دیده است.^[۴]

(۴) مدل‌های مبتنی بر انرژی: در مدل‌های مبتنی بر انرژی، اصل جذب انرژی و تعادل برای ارزیابی استواری، استفاده می‌شود و در آنها، بحرانی‌ترین نتایج با کمترین میزان انرژی مورد نیاز است.^[۴]

(۵) مدل‌های مبتنی بر خسارت‌های تجمعی: مدل‌های خسارت تجمعی، مبتنی بر اندازه‌گیری کمی آسیب پیش‌رونده هستند. شاخص مبتنی بر اندازه‌گیری خسارت تجمعی مطابق رابطه‌ی ۵ بیان می‌شود، به طوری که در آن، P بیشترین آسیب نهایی ناشی از آسیب اولیه و P_{Lim} خسارت نهایی قابل قبول است. رابطه‌ی مذکور اساساً بر روی خرابی پیش‌رونده متمرکز است.^[۴]

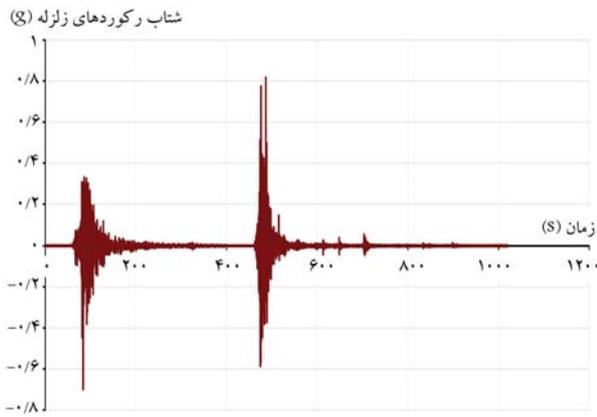
$$R_d = 1 - \frac{P}{P_{Lim}} \quad (5)$$

لازم به ذکر است که اگر $P > P_{Lim}$ شود، معادله منفی و شرایط ناایمن در نظر گرفته می‌شود.

۲.۲. اندازه‌گیری کمی تاب‌آوری

تاب‌آوری سیستم، ماندگاری کارایی و عملکرد آن تحت عدم قطعیت‌ها در مواجهه با خطر است. تاب‌آوری به صورت رابطه‌ی ۶ تعریف می‌شود، که در واقع بیان‌گر سطح زیر نمودار تاب‌آوری است:^[۷] که در آن، $Q(t_0)$ ، عملکرد اولیه‌ی سازه و $Q(t_1)$ ، عملکرد سازه، پس از بهبود عملکرد هستند.

$$R = \frac{\int_{t_0}^{t_1} [Q(t)] dt}{100(t_1 - t_0)} \quad (6)$$



شکل ۳. رکوردهای اعمالی به سازه‌ها.

طبقات تحت زلزله‌ی ثانویه نسبت به حالت بدون میراگر متفاوت هستند. همچنین می‌توان گفت که به طور کلی، افزایش مقدار شدت زلزله مطابق انتظار باعث افزایش درصد دررفت در طبقات می‌شود.

۲.۳. تحریک ورودی سازه‌ها

رکورد شتاب‌نگاشت اصلی، زلزله‌ی رخ داده در ایستگاه فرمانداری سرپل‌ذهاب است، که در فاصله‌ی ۳۹ کیلومتری از مرکز زمین‌لرزه به ثبت رسیده و در تاریخ ۱۳۹۶/۰۸/۲۱ اتفاق افتاده و منشأ آن، یک گسل معکوس از نوع رانده با حرکات فشاری بوده است. بیشینه‌ی شتاب رکورد اخیر، ۰/۶۸۴ سانتی‌متر بر مجذور ثانیه بوده است. مشخصات بزرگای زلزله‌ی اصلی به این شرح بوده است: بزرگی رکورد: ۷/۳ در مقیاس ریشر؛ دوره‌ی تناوب رکورد: ۰/۲ ثانیه و مدت زمان کل رکورد: ۱۰۰ ثانیه بوده است. در نوشتار حاضر منظور از زلزله‌ی ثانویه، یک رکورد مستقل با مشخصات ساخت‌گاهی نسبتاً مشابه با زلزله‌ی اصلی و همچنین در جهت تضعیف سازه‌ی آسیب‌دیده است و فقط تأخر آن را نسبت به زلزله‌ی اصلی نشان می‌دهد. به منظور افزایش تاب‌آوری قاب‌های آسیب‌دیده، پس از آن‌که زلزله‌ی اصلی به وقوع پیوست و سازه دچار آسیب‌دیدگی و اصطلاحاً دچار مفاصل خمیری شد، بزرگ‌ترین زلزله‌ی رخ داده بعد از تاریخ وقوع زلزله‌ی اصلی، به عنوان زلزله‌ی ثانویه در نظر گرفته شده است. این رکورد با بزرگای ۶ بیشتر در تاریخ ۱۳۹۷/۰۶/۰۳ در ساعت ۲۲:۱۳:۲۵ در بخش مرکزی شهرستان ثلاث باباجانی روی داده است. رکورد اخیر دارای شتاب بیشینه‌ی نزدیک به ۷۹۹ سانتی‌متر بر مجذور ثانیه بوده است.^[۳۰] در شکل ۳، رکوردهای اعمال شده مشاهده می‌شود.

۳.۳. مشخصات مدل‌های سازه‌یی

در نوشتار حاضر، سه قاب خمشی فولادی که توسط پروژه‌ی فولادی سک ۱۶ طراحی و ارزیابی شده‌اند، استفاده شده است. مقاطع سازه‌یی، الزامات لرزه‌یی را که بعد از زلزله‌ی نورتریج توسعه یافته شده‌اند، ارضا می‌کنند. سازه‌های اخیر همچنین به عنوان پنج‌مارک برای مطالعات سک عمل می‌کنند و تمام جزئیات مربوط به آنها در برخی نوشتارها،^{[۳۱] [۳۲]} موجود است. در شکل ۴، هندسه و ابعاد قاب‌ها و نیز محل تعبیه‌ی میراگرها در سازه‌ها مشاهده می‌شود. در جدول ۲، فهرست مقاطع تیر و ستون‌ها و نیز جرم لرزه‌یی طبقات ارائه شده است.^[۳۱]

در یک سازه‌ی سه‌بعدی، فقط یک قاب وجود ندارد، بلکه مجموعه‌یی از قاب‌ها موجود است. لذا برای لحاظ کردن آثار قاب‌های دیگر و نیز آثار ستون‌های داخلی

جدول ۱. مقادیر α در برابر λ .

λ	α
۳/۱۴	۱
۳/۲۰	۰/۹
۳/۲۷	۰/۸
۳/۳۴	۰/۷
۳/۴۲	۰/۶
۳/۵۰	۰/۵
۳/۵۸	۰/۴
۳/۶۷	۰/۳
۳/۷۷	۰/۲
۳/۸۸	۰/۱

ارتباط با میراگر لزوج غیرخطی مطابق رابطه‌ی ۱۰ تخمین زده می‌شود:^[۲۹]

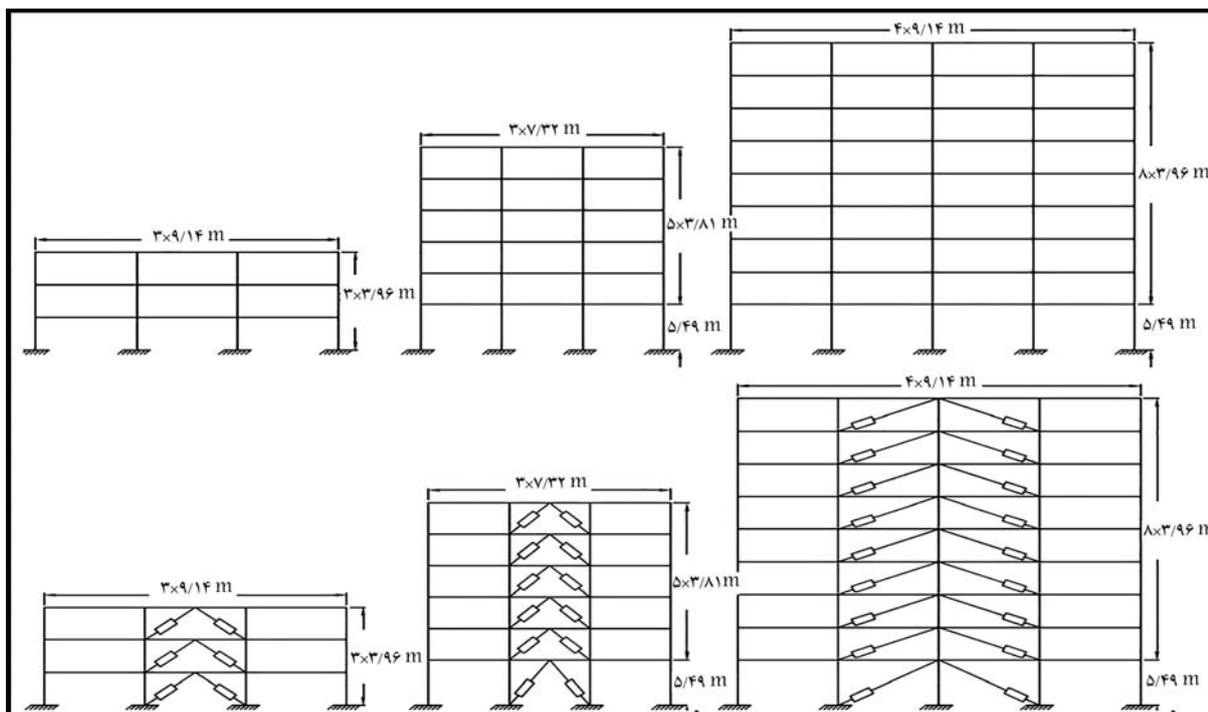
$$\xi_1 = \frac{\sum_{j=1}^{N_d} (\gamma \pi)^{\alpha_j} T_{el}^{\gamma - \alpha_j} \lambda_j C_j' f_j^{\gamma + \alpha_j} D_{roof}^{\alpha_j - 1} (\phi_{1j} - \phi_{1(j-1)})^{\gamma + \alpha_j}}{\lambda \pi^2 \sum_{j=1}^{N_F} m_j \phi_j^{\gamma}}$$

(۱۰)

که در آن، D_{roof} دامنه‌ی جابه‌جایی طبقه، T_{el} دوره‌ی تناوب اساسی کشسان نامیرا، ϕ_1 اولین شکل مودی نامیرا، C_j مجموع تمام ثابت‌های میرایی برای میراگرهای لزوج (خطی و غیرخطی) در طبقه‌ی j ام و f_j ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی است، که به چیدمان هندسی میراگرها در طبقه‌ی j ام وابسته است. همچنین ϕ_1 اولین شکل مودی در طبقه‌ی j ام، N_F شماره‌ی طبقات، N_d شماره‌ی میراگرها و m_j جرم متمرکز طبقه‌ی j ام است.^[۲۹] از نظر فیزیکی ضریب آلفا در میراگر در یک ضریب میرایی مشخص، فرایند غیرخطی شدن تحلیل را افزایش می‌دهد و باعث افزایش نسبت میرایی می‌شود.

درصدهای میرایی مختلف برای میراگرهای لزوج و همچنین ضرایب آلفای متفاوت میراگرها، در تحلیل ثانویه برای سازه‌های آسیب‌دیده استفاده می‌شوند. شدت شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های اصلی و ثانویه، با استفاده از ضریب افزایش زلزله، به یک میزان از عدد معینی شروع و تا مقدار مشخصی، یعنی تا مرحله‌یی که سازه‌ها دچار فروریزش شوند و عملاً توان مقاومت نداشته باشند، افزایش می‌یابد. ضریب مذکور برای قاب‌ها با توجه به تعداد طبقات و مقاطع آنها متفاوت است و ابتدا در هر کدام از آنها، بیشینه‌ی دررفت طبقات تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه برای حالت بدون میراگر محاسبه می‌شود. لازم به ذکر است که دررفت‌های ثانویه به علت آسیب‌دیدگی سازه تحت زلزله‌ی اصلی و نیز بیشتر بودن شتاب زلزله‌ی ثانویه، بیشتر از دررفت‌های طبقات متناظر پس از زلزله‌ی اصلی هستند.

سیس برای افزایش تاب‌آوری سازه‌های آسیب‌دیده و نیز بهبود عملکرد سازه‌ها حین زلزله‌ی ثانویه، میراگرهای لزوج به صورت المان‌های مهاربندی، در میانه‌ی تمامی قاب‌ها تعبیه می‌شوند. برای هر سازه، چهار درصد میرایی ۲۵، ۲۰، ۱۵ و ۱۰ درصد برای میراگرها در نظر گرفته می‌شود. ضریب آلفا نیز به عنوان بخشی از کد دستور برای میراگر، برای هر درصد میرایی شامل مقادیر ۱، ۰/۸، ۰/۶، ۰/۴ و ۰ است. همچنین مانند مرحله‌ی قبل، با حضور میراگرها برای تمامی درصدهای میرایی و نیز ضرایب آلفا، مجدداً بیشینه‌ی دررفت طبقات تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه محاسبه و در جدول‌هایی با حالت قبل مقایسه می‌شوند. مقادیر خروجی، بیشترین دررفت



شکل ۴. مدل‌های سازه‌ی ساختمان‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه. [۳۱]

جدول ۲. مقاطع سازه‌ی قاب‌های مطالعه شده. [۳۲]

جرم لرزه‌ی $kN.S^2/m$	تیرها	ستون‌ها		شماره‌ی طبقه
		خارجی	داخلی	
۴۷۸/۱۵	$W30 \times 116$	$W14 \times 257$	$W14 \times 311$	۱
۴۷۸/۱۵	$W30 \times 116$	$W14 \times 257$	$W14 \times 311$	۲
۵۱۷/۳	$W24 \times 068$ $W24 \times 062$	$W14 \times 257$	$W14 \times 311$	۳
جرم لرزه‌ی $kN.S^2/m$	تیرها	ستون‌ها		شماره‌ی طبقه
		خارجی	داخلی	
۲۶۵/۲	$W30 \times 099$	$W14 \times 193$	$W30 \times 173$	۱
۲۵۶/۶	$W30 \times 099$	$W14 \times 193$	$W30 \times 173$	۲
۲۵۶/۶	$W27 \times 094$	$W14 \times 159$	$W27 \times 146$	۳
۲۵۶/۶	$W27 \times 094$	$W14 \times 159$	$W27 \times 146$	۴
۲۵۶/۶	$W24 \times 076$	$W14 \times 109$	$W24 \times 104$	۵
۱۸۵/۳	$W24 \times 076$	$W14 \times 109$	$W24 \times 104$	۶
جرم لرزه‌ی $kN.S^2/m$	تیرها	ستون‌ها		شماره‌ی طبقه
		خارجی	داخلی	
۵۰۳/۸	$W36 \times 150$	$W14 \times 370$	$W14 \times 500$	۱
۴۹۵/۲	$W36 \times 150$	$W14 \times 370$	$W14 \times 455$	۲
۴۹۵/۲	$W33 \times 141$	$W14 \times 370$	$W14 \times 455$	۳
۴۹۵/۲	$W33 \times 141$	$W14 \times 283$	$W14 \times 370$	۴
۴۹۵/۲	$W33 \times 141$	$W14 \times 283$	$W14 \times 370$	۵
۴۹۵/۲	$W33 \times 130$	$W14 \times 257$	$W14 \times 283$	۶
۴۹۵/۲	$W27 \times 102$	$W14 \times 257$	$W14 \times 283$	۷
۴۹۵/۲	$W27 \times 94$	$W14 \times 233$	$W14 \times 257$	۸
۵۳۳/۴	$W24 \times 62$	$W14 \times 233$	$W14 \times 257$	۹

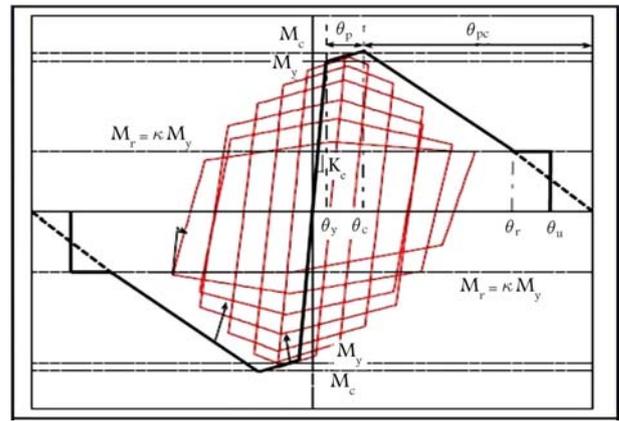
جدول ۳. مقادیر پارامترهای کالیبراسیون مقاطع. [۳۲]

مقاطع	θ_P	θ_{PC}	Λ
W۱۴ × ۲۵۷	۰/۰۳	۰/۲۰	۴/۵۰
W۱۴ × ۳۱۱	۰/۰۳	۰/۲۸	۶/۰۰
W۳۰ × ۱۱۶	۰/۰۰۹۵	۰/۰۴۵	۰/۳۵
W۲۴ × ۰۶۸	۰/۰۰۹	۰/۰۳۵	۰/۳۰
W۳۰ × ۰۹۰	۰/۰۰۶۹۸	۰/۰۳۹۳۵	۰/۲۹
W۴۰ × ۵۹۳	۰/۰۲۲	۰/۱۳	۱/۹۴
W۴۰ × ۴۳۱	۰/۰۰۹۵	۰/۱۲	۱/۷۸
W۴۰ × ۳۶۲	۰/۰۰۹۶	۰/۱۰۷	۰/۷۶
W۱۴ × ۱۰۹	۰/۰۱۵۵	۰/۰۷	۰/۴۸
W۱۴ × ۱۵۹	۰/۰۱۷۵	۰/۱۱	۰/۷۷
W۱۴ × ۱۹۳	۰/۰۱۸۵	۰/۱۲۷	۰/۹۵
W۲۴ × ۱۰۴	۰/۰۱۰۵	۰/۱۱۸	۰/۵۳
W۲۷ × ۱۴۶	۰/۰۱۲	۰/۱۲۵	۰/۶۵
W۳۰ × ۱۷۳	۰/۰۱۱۵	۰/۱۲۵	۰/۶
W۲۴ × ۰۷۶	۰/۰۱	۰/۱۲	۰/۵
W۲۷ × ۰۹۴	۰/۰۰۹۵	۰/۱۱۵	۰/۴۵
W۳۰ × ۰۹۹	۰/۰۰۸۵	۰/۱۰۸	۰/۴
W۱۴ × ۲۲۳	۰/۰۲۸	۰/۲	۴
W۱۴ × ۲۸۳	۰/۰۲۹	۰/۲۵	۴

تیرهای قاب‌های ۳ و ۹ طبقه، برابر $10^8 \times 2/48$ نیوتن بر مترمربع بوده است. ضمناً، در قاب ۶ طبقه، تنش تسلیم فولاد برای تیر و ستون، $10^8 \times 2/9$ نیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. در مدل لیگنوس، مقادیر پارامترها برای مصالح ذکر شده، متناسب با مفاصل متمرکز است. مفاصل متمرکز، تأثیر نیروی محوری را در پارامترهای زوال خمشی در نظر نمی‌گیرند. پس لازم است به جای استفاده از مفاصل متمرکز از المان‌های فایبر استفاده شود، تا اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در نظر گرفته شود. برای این منظور برای مدل‌سازی تیر و ستون قاب‌ها از المان نیرویی تیر با مفصل استفاده شده است. [۳۶] لذا مقادیر پارامترهای لیگنوس کالیبره شده‌اند، تا مفاصل به صورت فایبری مدل‌سازی شوند. در نوشتار حاضر، تمام مقاطع سازه‌ها به مفاصل فایبرکالیبره شده‌اند. لازم به ذکر است که توضیحات بیشتر و تکمیلی در ارتباط با مفاصل متمرکز و فایبری و همچنین کالیبراسیون مفاصل در پژوهش حمیدیا و همکاران (۲۰۱۳-۲۰۱۵)، [۳۷]، [۳۸] ارائه شده است. [۳۲] در شکل ۶، کالیبراسیون برخی از مقاطع مشاهده می‌شود. [۳۹] همچنین در جدول ۳، مقادیر پارامترهای کالیبراسیون مقاطع ارائه شده است.

۵.۳. مشخصات میراگرهای استفاده شده

ضریب آلفا، که در فرمول میراگر غیرخطی وجود دارد، به صورت مجزا برای درصد‌های میرایی ۲۵، -۲۰، -۱۵ و ۱۰ درصد با ضرایب عددی -۱، -۰/۸، -۰/۶ و ۰/۴ در نظر گرفته شده است. ضرایب ثابت (C) برای میراگرها، برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه، با توجه به رابطه‌ی ۱۰ برای تمام سازه‌ها محاسبه شده است. ضرایب بر مبنای نسبت ارتفاع طبقه‌ی اول (h_1)، به ارتفاع سایر طبقات (h_{type})



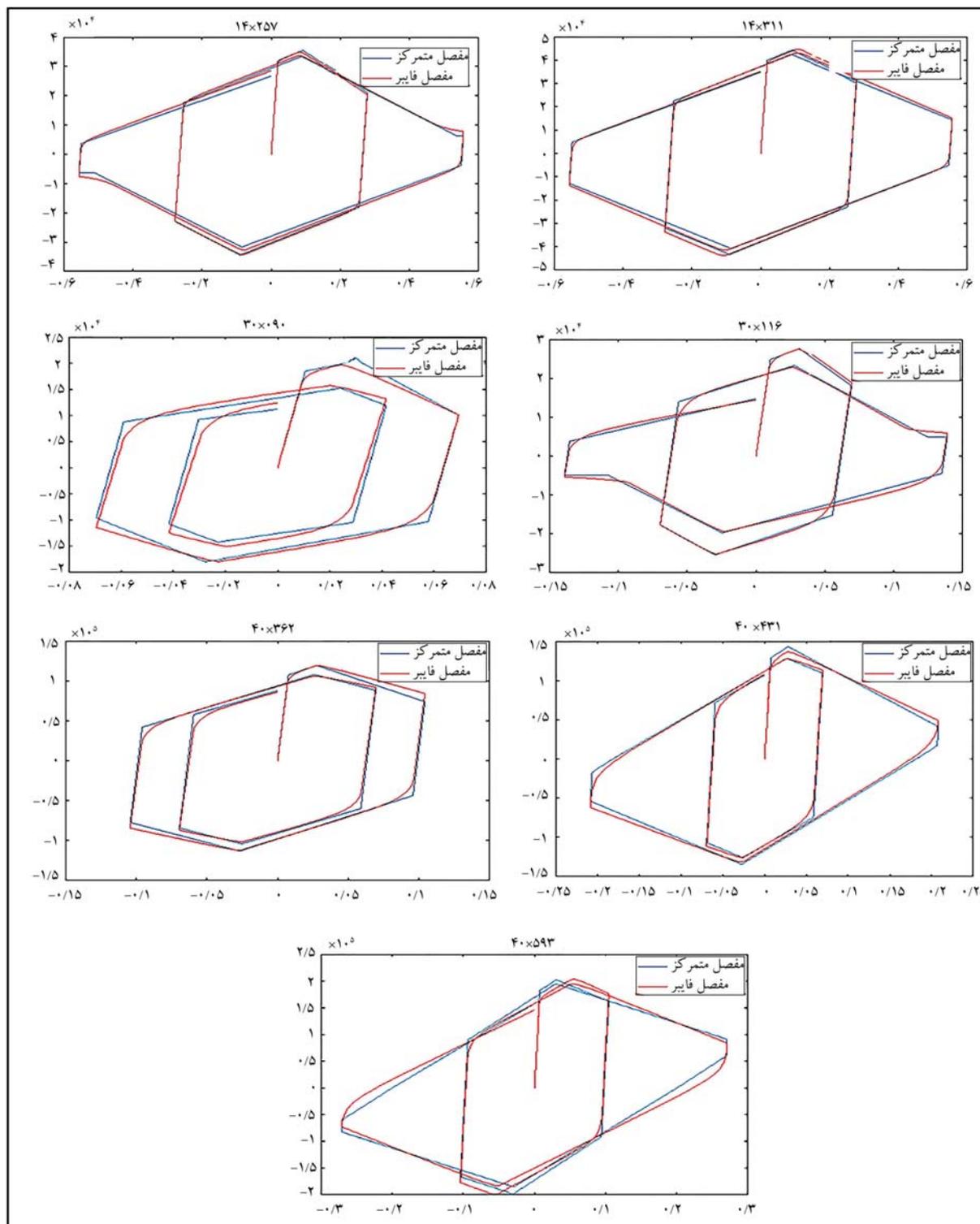
شکل ۵. مدل ایبارا - کراوینکلر اصلاح شده. [۳۴]

در یک تحلیل دوبعدی، از یک ستون تکیه‌گاه در کنار ستون‌های اصلی استفاده شده است. در سازه‌های مذکور، قاب‌های داخلی توانایی باربری زلزله را نداشتند و قاب‌های پیرامونی، بارهای جانبی را تحمل می‌کردند. ستون‌های مذکور با تیرهای صلبی به سازه‌ی اصلی متصل شده و بار ثقلی نصف سقف بر روی آن قرار گرفته است؛ در حالی که بار روی قاب خارجی، معادل مساحت بارگیری قاب مذکور بوده است. چشمه‌ی اتصال در قاب‌های اخیر به اندازه‌ی کافی سخت مدل شده‌اند، تا از تغییرشکل در این ناحیه جلوگیری شود. لذا مفاصل خمیری^{۱۷}، در تیر و ستون تشکیل شدند. میرایی ذاتی رایلی^{۱۸}، برای تمامی مودهای ارتعاشی تعریف شده و میزان آن، ۵٪ برای مودهای اول و سوم بوده است. روابط میرایی رایلی با در نظر گرفتن جرم و سختی و برای دو مد به صورت ثابت قابل تعریف هستند و برای دیگر مودها به طور متناسب محاسبه می‌شوند. [۳۳] معیار آسیب‌دیدگی در سازه‌ها، میزان مقایسه‌ی دریافت‌ها برای تمامی طبقات تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه، با و بدون حضور میراگر بوده است. افزایش دریافت، نشان‌دهنده‌ی رخداد آسیب‌دیدگی و معیاری برای در نظر گرفتن آن بوده است. علاوه بر معیار آسیب‌دیدگی در سازه‌ها، برای در نظر گرفتن آسیب‌دیدگی در مدل‌سازی صورت گرفته برای مصالح و المان‌ها، از مدل زوال ایبارا - کراوینکلر استفاده شده است. رفتار هیستریزیس مفاصل خمیری فایبری اشاره شده از مدل زوال ایبارا و کراوینکلر پیروی می‌کند. این مدل به خوبی زوال‌های مقاومت در قسمت سخت‌شدگی کرنش غیرخطی، زوال مقاومت در قسمت کرنش پس از اوج و زوال سختی باربرداری را در نظر می‌گیرد و معیار مناسبی برای آسیب‌دیدگی است. [۳۲] مدل مورد نظر در شکل ۵ مشاهده می‌شود و پارامترهای آن به این شرح هستند:

M_y و θ_y مقاومت و دوران تسلیم مؤثر، K_e سختی مؤثر، θ_p دوران خمیری قبل از نقطه‌ی اوج، M_c و θ_c مقاومت و دوران نهایی برای بار یکنواخت، θ_{pc} دوران خمیری بعد از نقطه‌ی اوج، M_r مقاومت پسماند، θ_p ظرفیت دوران نهایی و Λ زوال چرخه‌یی.

۴.۳. کالیبره کردن مفاصل متمرکز

برای محاسبه‌ی پارامترهای مصالح ذکر شده، می‌توان از نوشتار لیگنوس بهره برد. برای تنظیم کردن پارامترهای اخیر، مدول کشسانی ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال، $\theta_u = 1$ ، $c_{-K} = 1/11$ ، $c_{-A} = 50$ ، $\frac{L_b}{r_{yy}} = 50$ در نظر گرفته شده است. همچنین c_{-C} ، c_{-S} و c_{-K} برابر با ۱ هستند. با توجه به مدل‌سازی صورت گرفته، مقدار تنش تسلیم فولاد برای ستون‌های سازه‌های ۳ و ۹ طبقه برابر $10^8 \times 3/45$ و برای



شکل ۶. برخی از مقاطع کالیبره شده به فایبر.

۴. ارائه‌ی نتایج

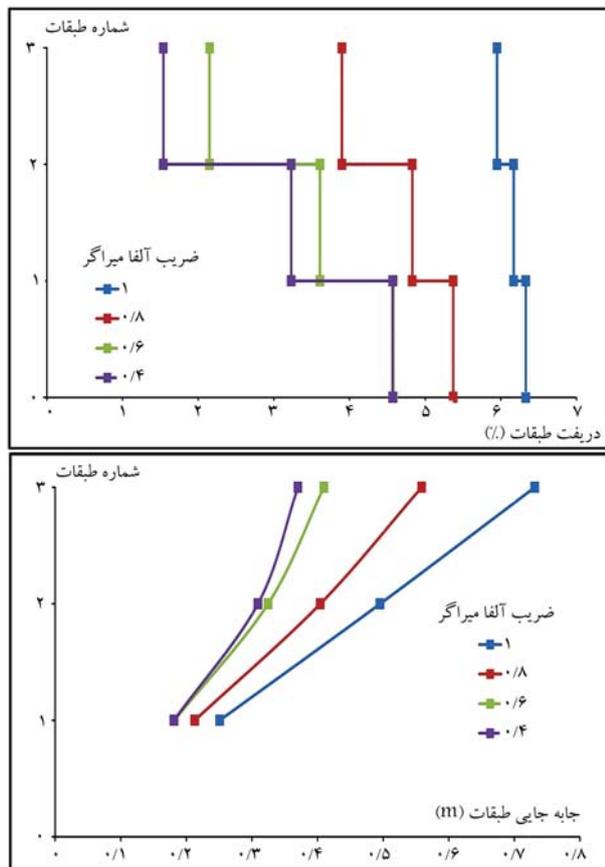
۱.۴. بیشینه‌ی دررفت و جابه‌جایی در میرایی ۲۵٪

کاهش ضریب آلفا در میراگر، باعث افزایش فرایند غیرخطی در زلزله‌ی ثانویه می‌شود. در شکل‌های ۷ الی ۹، بیشینه‌ی دررفت و جابه‌جایی طبقات تمامی قاب‌ها تحت

هستند. سطح مقطع تمام میراگرها برای تمامی سازه‌ها و تمامی درصد‌های میرایی، مقدار $\frac{28}{3}$ اینچ مربع در نظر گرفته شده است. با توجه به مقادیر ذکر شده برای میراگرها در میرایی ۵٪، مقادیر جدول ۴ برای سایر درصد‌های میرایی، در مقدار $\frac{5}{8}$ ضرب شده‌اند.^[۳۱] پارامتر ثابت میراگرها برای تمامی قاب‌ها در جدول ۴ ارائه شده است.^[۳۰]

جدول ۴. پارامتر ثابت میراگر.

سازه ۳ طبقه						
$\frac{h_1}{h_{type}}$	ضریب آلفا (α)	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم		
۱	۰/۴	۰/۳۵	۰/۴۳	۰/۳۷		
	۰/۶	۰/۵۳	۰/۶۵	۰/۵۷		
	۰/۸	۰/۸۰	۰/۹۹	۰/۸۷		
	۱/۰	۱/۲۲	۱/۵۰	۱/۳۱		
سازه ۶ طبقه						
$\frac{h_1}{h_{type}}$	ضریب آلفا (α)	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم
۱/۴۴	۰/۴	۰/۷۹	۰/۳۹	۰/۳۹	۰/۳۰	۰/۱۹
	۰/۶	۱/۴۳	۰/۶۹	۰/۶۷	۰/۵۹	۰/۳۲
	۰/۸	۲/۵۷	۱/۱۹	۱/۱۵	۱/۰۱	۰/۵۵
	۱/۰	۴/۵۸	۲/۰۲	۱/۹۶	۱/۷۲	۱/۵۳
سازه ۹ طبقه						
$\frac{h_1}{h_{type}}$	ضریب آلفا (α)	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم
۱/۴۴	۰/۴	۰/۸۳	۰/۵۴	۰/۵۳	۰/۵۵	۰/۴۹
	۰/۶	۱/۵۰	۰/۹۵	۰/۹۴	۰/۹۹	۰/۹۰
	۰/۸	۲/۶۷	۱/۶۸	۱/۶۶	۱/۷۴	۱/۵۹
	۱/۰	۴/۷۴	۲/۹۴	۲/۹۰	۳/۰۶	۲/۷۸

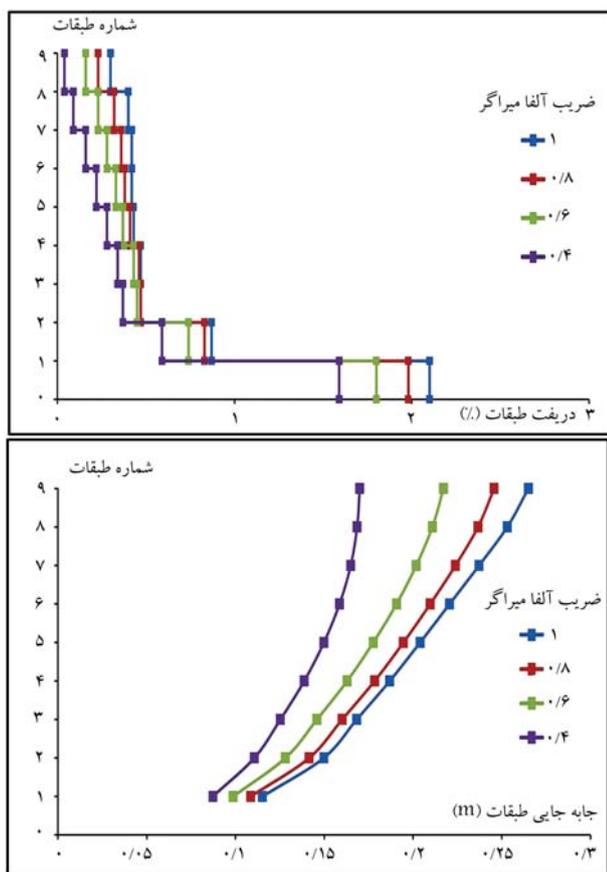


شکل ۷. دررفت و جابه‌جایی قاب ۳ طبقه.

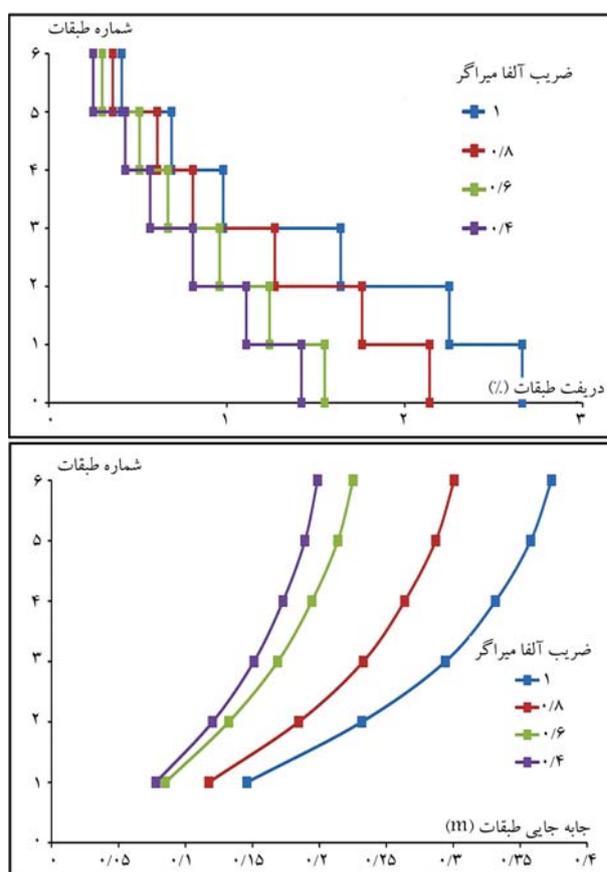
بیشترین درصد میرایی (۲۵٪)، به عنوان نمونه مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها در یک درصد میرایی ثابت برای میراگر، مانند ۲۵٪، با کاهش ضریب آلفا مقادیر دررفت و جابه‌جایی طبقات، در نمودارهای دررفت و جابه‌جایی کاهش پیدا کرده‌اند. خروجی‌های تحلیلی، به کمک آپنسیس به دست آمده‌اند. [۳۱ و ۳۲]

۲.۴. نمودارهای تاب‌آوری برای قاب‌ها

در بخش حاضر، دو دررفت فروریزش و بیشینه تعریف شده است. دررفت بیشینه، بیشترین میزان درصد درفتی است که طبقات تحت بیشترین ضریب شدت زلزله متحمل می‌شوند، ولی در ضریب مذکور، سازه دچار فروریزش نمی‌شود. دررفت فروریزش، میزان درفتی است که تحت ضریبی از شدت زلزله محاسبه و استخراج می‌شود و در آن، سازه دچار فروریزش می‌شود و مقدار آن ۲۵٪ برای سازه ۳ طبقه، ۱۹٪ برای سازه ۶ طبقه و ۱۲٪ برای سازه ۹ طبقه است. دررفت بیشینه، عبارت از بیشینه‌ی میزان دررفت قابل تحمل برای سازه‌هاست. جهت ترسیم نمودارهای تاب‌آوری، خروجی‌ها، که شامل: شدت زلزله، دررفت، ضریب آلفا و درصد میرایی هستند، با هم مرتبط شده‌اند. سازه در طی زلزله‌ی اصلی، عملکرد خود را از دست داده و به کمترین میزان خود در انتهای زلزله‌ی اصلی رسیده است. تحت لرزش‌های ثانویه، وضعیت سازه به علت وجود میراگر بهبود یافته است، زیرا که به علت وجود میراگر، عملکرد مورد نظر نهایی (یعنی کاهش دررفت و جابه‌جایی)، تحقق یافته و تاب‌آوری سازه‌ها نیز افزایش پیدا کرده است. میراگرهای مذکور به صورت قابل توجهی از فروریزش سازه‌ها در برابر افزایش ضریب شدت زلزله جلوگیری می‌کنند. شیب خط ترسیمی در نمودارهای تاب‌آوری، بازگشت بهنگام به خدمت‌دهی است و بیانگر بهبود عملکرد سازه در طول زمان زلزله‌ی ثانویه است. مشاهده می‌شود



شکل ۹. دریفت و جابه‌جایی قاب ۹ طبقه.



شکل ۸. دریفت و جابه‌جایی قاب ۶ طبقه.

در ارتباط با نتایج سطح زیر نمودار تاب‌آوری قاب‌ها، به صورت کمی می‌توان به این موارد اشاره کرد:

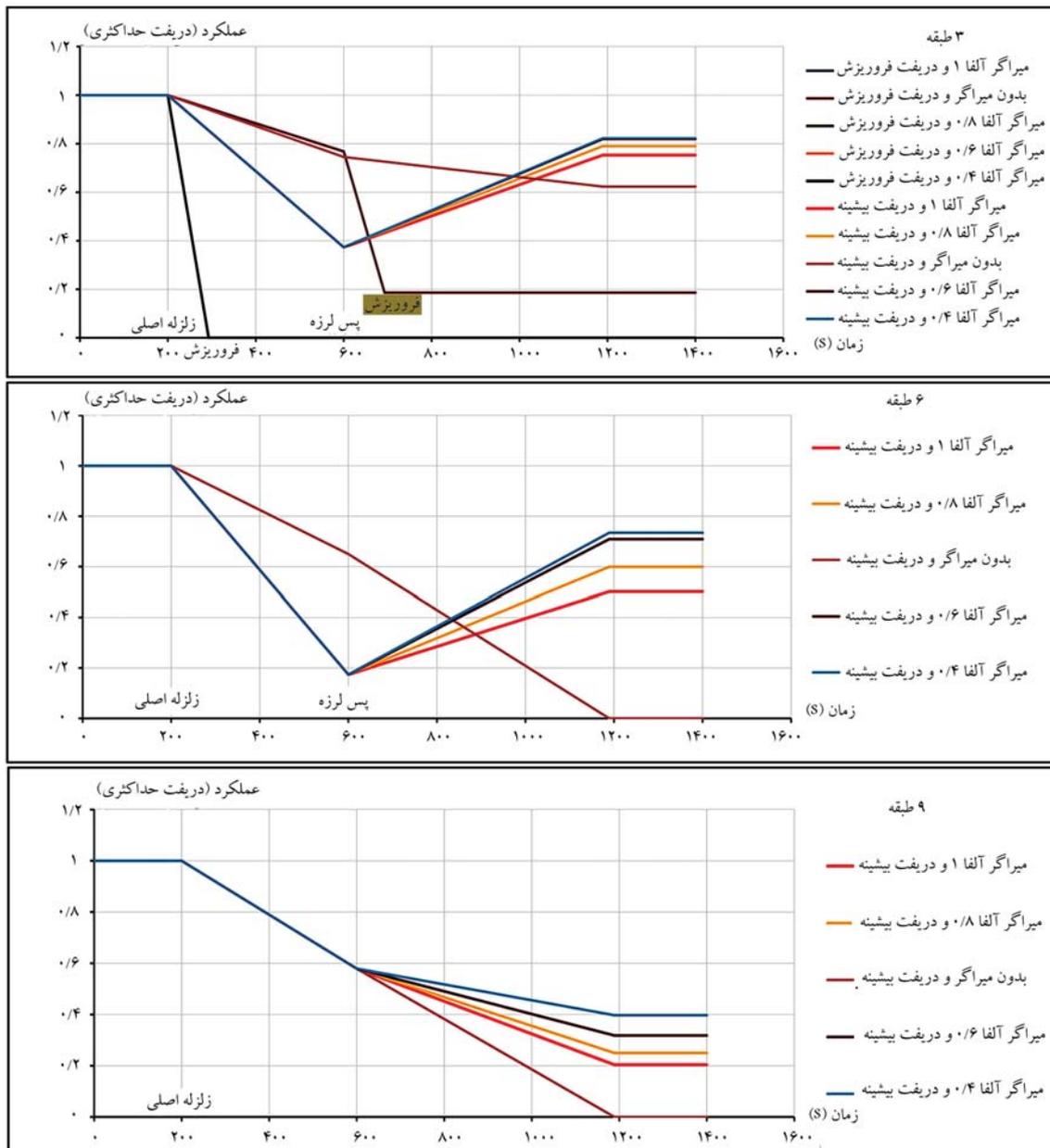
- ۱) در سازه‌ی ۹ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهترین بهبود عملکرد سطح زیر نمودار برای میرایی ۰/۲۵٪، افزایش ۳۵ درصدی است.
- ۲) در سازه‌ی ۳ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهترین بهبود عملکرد سطح نمودار برای میرایی ۰/۱۰٪، افزایش ۳۹ درصدی است.
- ۳) در سازه‌ی ۹ طبقه، با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهترین بهبود عملکرد سطح زیر نمودار برای آلفای برابر با ۰/۴، افزایش ۴۵ درصدی است.
- ۴) در سازه‌ی ۳ طبقه، با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهترین بهبود عملکرد سطح زیر نمودار برای آلفای برابر با ۱، افزایش ۵۴ درصدی است.

۳.۴. ضریب استواری برای قاب‌ها

منظور از توانایی حفظ سطح عملکرد مطلوب، ضریب استواری است، که یکی از پارامترهای اصلی تاب‌آوری است. نتایج ضریب استواری، برای تمامی درصدهای میرایی و تمامی ضرایب آلفا در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. یکی از معیارهای محاسبه‌ی استواری، برش پایه‌ی سازه‌هاست. نسبت برش پایه‌ی سازه‌ی آسیب‌دیده به برش پایه‌ی سازه‌ی سالم، استواری نامیده می‌شود.^[۴۳] برای عملکرد سازه بعد از زلزله، آسیب سازه باید به گونه‌ی تعریف شود که ظرفیت تحمل بار باقی‌مانده از حد قابل قبول بیشتر باشد و عملکرد سازه تحت تأثیر قرار نگیرد.^[۴۴] ابتدا تحت بیشترین ضریب زلزله‌ی قابل تحمل برای هر کدام از سازه‌ها، بیشینه‌ی برش پایه

که با افزایش درصد میرایی و کاهش ضریب آلفا در میراگرها، میزان سطح عملکرد نهایی سازه‌ها به سطح عملکرد اولیه نزدیک‌تر شده است. تا ثانیه‌ی ۲۰۰، فرض بر ثابت بودن عملکرد سازه بوده است. ۴۰۰ ثانیه بعدی، میزان وقوع زلزله‌ی اصلی و از ثانیه‌ی ۶۰۰ تا ۱۲۰۰، زمان زلزله‌ی ثانویه نشان داده می‌شود. روند کار برای ترسیم نمودارهای اخیر به این صورت بوده است که برای هر درصد میرایی، دریفت فروریزش محاسبه و سایر درصدهای دریفت به میزان اخیر، مقیاس شدند تا بتوان تمامی نمودارها را در قالب یک نمودار ترسیم کرد. وقتی زلزله‌ی اصلی تمام شد، سازه تحت دریفت بیشینه‌ی خود، کمترین میزان عملکرد را داشته است. برای تمامی ضرایب آلفای میراگر، مقادیر دریفت بیشینه در انتهای زلزله‌ی ثانویه محاسبه شده است. با مشاهده‌ی خروجی مقادیر دریفت بیشینه در انتهای زلزله‌ی ثانویه مشخص شد که با وجود تعبیه‌ی میراگرها، میزان دریفت به طرز قابل قبولی کاهش پیدا کرده و به صورت خطی و به میزان اولیه‌ی خود در انتهای زمان زلزله‌ی ثانویه، نزدیک‌تر شده است. هر چه ضریب آلفا کاهش پیدا کند، فرایند تحلیل، زمان بیشتری دارد و به صورت غیرخطی‌تری عمل می‌کند و سطح زیر نمودار افزایش می‌یابد. در شکل ۱۰، نمودار تاب‌آوری قاب‌ها و در شکل ۱۱، مقادیر عددی سطح زیر نمودار قاب‌ها مشاهده می‌شود. برای مثال، در سازه‌ی ۳ طبقه بدون میراگر و برای دریفت بیشینه، که دریفت فروریزش آن برابر با ۰/۲۵/۶۵٪ است، داریم:

$$\begin{aligned} 0/9/66 &= \text{دریفت بیشینه‌ی ثانویه} \times 6/52 &= \text{دریفت بیشینه‌ی اصلی} \\ 0/376 &= (9/66)(25/65) &= 0/254 \\ 0/623 &= 1/0 - 0/376 &= 0/745 \\ 0/254 &= 1/0 - 0/745 &= 0/745 \end{aligned}$$



شکل ۱۰. نمودار تاب‌آوری تمام قاب‌ها در میرایی ۲۵٪.

در هر دو جهت مثبت و منفی تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه محاسبه می‌شود. سپس برای به دست آوردن این نسبت، سازه‌ی سالم در حالت بعد از زلزله‌ی ثانویه قرار می‌گیرد و میراگرها اعمال می‌شوند، که در این حالت، عملکرد بهبود می‌یابد. برای سازه‌ی آسیب‌دیده، نیز برش پایه‌ی زلزله‌ی ثانویه از زلزله‌ی اصلی کم می‌شود. دو نسبت به دست آمده برای هر دو جهت مربوط به برش‌های پایه‌ی مثبت و منفی هستند. از بین دو عدد اخیر، نسبت بزرگ‌تر، به عنوان مقدار استواری برای سازه‌ها در نظر گرفته می‌شود. مثالی برای سازه‌ی ۳ طبقه با میرایی ۲۵٪ و آلفای ۰/۶ ارائه شده است. ۴۳۲۲۲۵° برش پایه‌ی سالم (منفی)

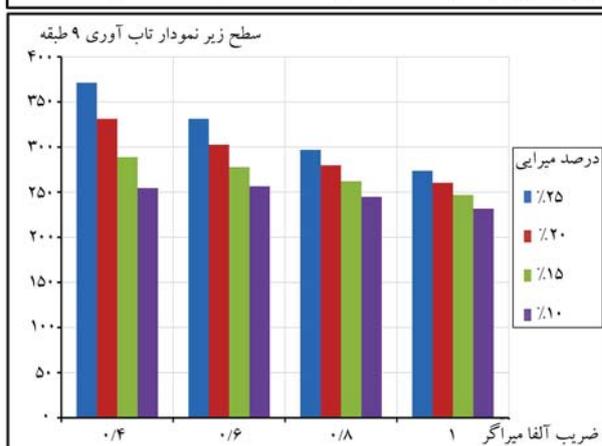
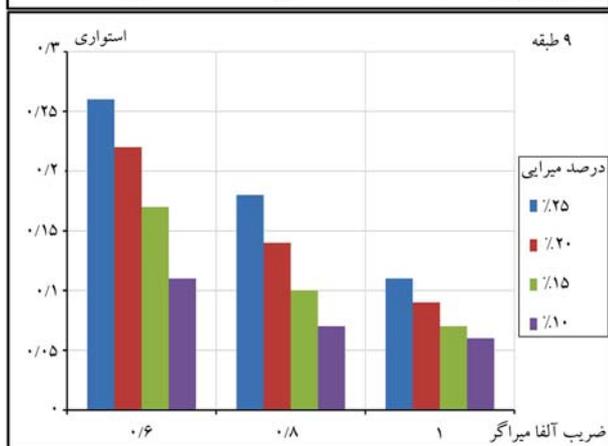
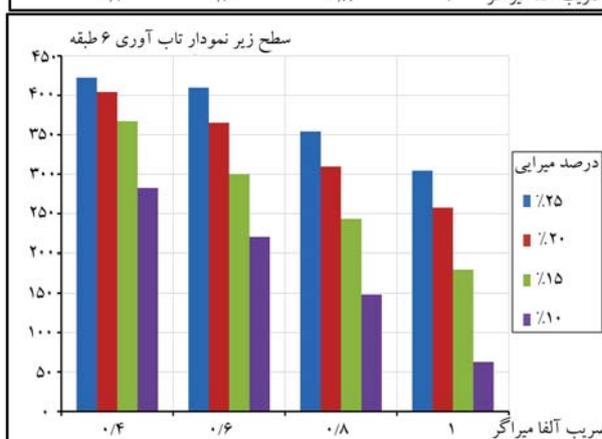
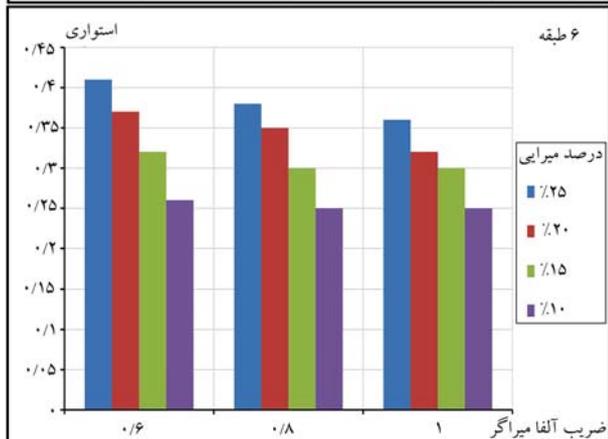
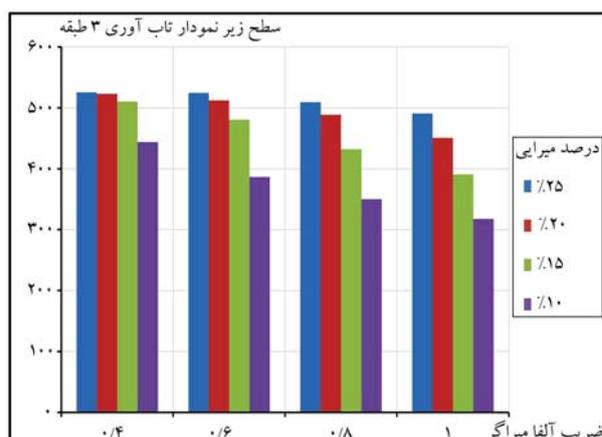
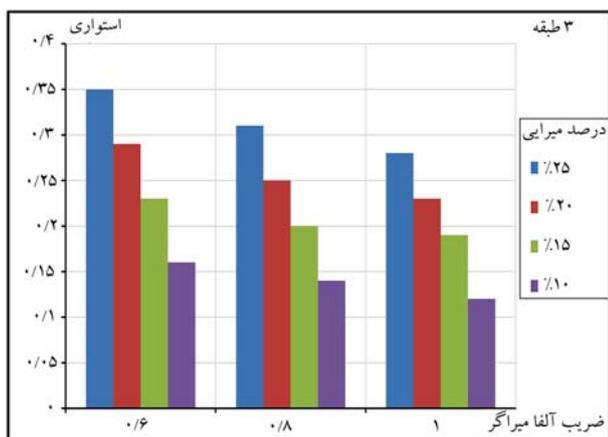
۱۵۸۲۹۱° برش پایه‌ی آسیب‌دیده (مثبت)

$۰/۳۵$ ضریب استواری

$$R = \frac{V_{damaged}}{V_{intact}} \quad (11)$$

مقدار استواری تاب‌آوری، برای تمامی قاب‌ها بین 0° تا 1° است. در ارتباط با نتایج پارامتر استواری به صورت کمی می‌توان به این موارد اشاره کرد:

- (۱) در سازه‌ی ۹ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهبود ضریب استواری برای میرایی ۲۰% ، به میزان ۱۴% افزایش داشته است.
- (۲) در سازه‌ی ۶ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهبود ضریب استواری برای میرایی ۲۰% ، به میزان ۱۵% افزایش داشته است.



شکل ۱۲. مقادیر پارامتر استواری قاب‌ها.

شکل ۱۱. مقادیر سطح زیر نمودار تاب آوری قاب‌ها.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از مفهوم تاب‌آوری لرزه‌یی، روشی جهت کمی‌سازی پارامترهای تاب‌آوری با استفاده از دریفیت ارائه شده است. پارامترهای مذکور برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت تحریک ورودی زلزله‌ی سرپل ذهاب و بزرگ‌ترین زلزله‌ی ثانویه بعد از آن محاسبه شده‌اند. در پژوهش حاضر، از میراگرهای لزج غیرخطی به عنوان ابزار بهبود عملکرد لرزه‌یی پس از زلزله‌ی اصلی استفاده شده است. در رابطه با نتایج و خروجی‌های به دست آمده می‌توان به این موارد اشاره کرد:

- (۱) با توجه به جدول‌های نتایج، افزایش درصد میرایی و کاهش ضریب آلفا در میراگر

- (۳) در سازه‌ی ۳ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهبود ضریب استواری برای میرایی 10% ، به میزان 33% افزایش داشته است.
- (۴) در سازه‌ی ۹ طبقه با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهبود ضریب استواری برای آلفای $0/8$ ، به میزان 157% افزایش داشته است.
- (۵) در سازه‌ی ۶ طبقه با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهبود ضریب استواری برای آلفای $0/6$ ، به میزان 57% درصد افزایش داشته است.
- (۶) در سازه‌ی ۳ طبقه با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهبود ضریب استواری برای آلفای ۱، به میزان 133% افزایش داشته است.

- ۶) پارامتر چابکی در نمودار تاب‌آوری (شیب نمودار)، با افزایش درصد میرایی و کاهش ضریب آلفای میراگر افزایش یافته است.
- ۷) در ارتباط با سطح زیر نمودار تاب‌آوری، تأثیر افزایش درصد میرایی از کاهش ضریب آلفا بیشتر بوده است.

۶. پیشنهادها

در نوشتار حاضر، ارتباط دریافت، شدت زلزله و درصد میرایی میراگر لزوج با تاب‌آوری بررسی شده است، لذا پیشنهاد می‌شود که سایر پارامترهای عملکردی برای سازه در ارتباط با تاب‌آوری در پژوهش‌های آتی مطالعه شود. همچنین توصیه می‌شود سایر سیستم‌های سازه‌ی علاوه بر قاب خمشی برای بهبود و ارتقاء تاب‌آوری ساختمان‌ها در آینده مطالعه شود. سایر سیستم‌های میرایی نیز می‌توانند استفاده و با میراگر لزوج مقایسه شوند. هدف پژوهش حاضر، در نظر گرفتن آثار نامنظمی، چه در ارتفاع و چه در پلان نبوده است؛ لذا برای پژوهش‌های آتی پیشنهاد می‌شود برای در نظر گرفتن آثار نامنظمی، سازه‌ها به صورت سه‌بعدی تحلیل شوند.

به بهبود پارامترهای تاب‌آوری لرزه‌ی انجامیده است. در مقایسه بین ضریب آلفا و درصد میرایی مشخص شده است که تأثیر درصد میرایی در کاهش دریافت، بیشتر از ضریب آلفای میراگر بوده است.

- ۲) در رابطه با پارامتر استواری می‌توان نتیجه گرفت که افزایش درصد میرایی، تأثیر بیشتری نسبت به کاهش میزان آلفا در جهت افزایش پارامتر استواری داشته است.
- ۳) بهترین عملکرد برای پارامتر استواری، مربوط به قاب ۶ طبقه بوده است.
- ۴) در ارتباط با بیشینه‌ی افزایش ضریب شدت زلزله با وجود میراگر مشخص شد که سازه‌ی ۳ طبقه، به میزان ۸۵٪ عملکرد بهتری نسبت به سازه‌ی ۶ طبقه و همچنین، سازه‌ی ۶ طبقه، به میزان ۱۳۳٪ عملکرد بهتری نسبت به سازه‌ی ۹ طبقه داشته است.
- ۵) میراگر لزوج برای سازه‌ی آسیب‌دیده، باعث افزایش سطح زیر نمودار تاب‌آوری سازه می‌شود و هر چه درصد میرایی افزایش یابد و ضریب آلفا نیز کاهش پیدا کند، عملکرد نهایی سازه به حالت قبل از زلزله‌ی اصلی (عملکرد اولیه) نزدیک‌تر می‌شود.

پانویس‌ها

1. Bruneau
2. Reinhorn
3. Gabrin & Shortle
4. Ayyub
5. Leon & Gao
6. shape memory alloy
7. Dong
8. real-time simulation
9. Maurya
10. self-center
11. robustness
12. resourcefulness
13. redundancy
14. rapidity
15. OpenSees
16. SAC
17. plastic hinge
18. Rayleigh

منابع (References)

1. Bruneau, M. and Reinhorn, A. "Overview of the resilience concept?, In Proceedings of the 8th US national conference on earthquake engineering." *San Francisco, California, USA*, **2040**, pp. 18-22 (Apr 2006).
2. Cimellaro, G.P., Renschler, C., Reinhorn, A.M. and et al. "Peoples: A framework for evaluating resilience", *Journal of Structural Engineering*, **142**(10), 04016063 (2016).
3. Hamidia, M., Filiatrault, A. and Aref, A. "Seismic collapse capacity-based evaluation and design of frame buildings with viscous dampers using pushover analysis", *Journal of Structural Engineering*, **141**(6), 04014153 (2015).
4. Stochino, F., Bedon, C., Sagaseta, J. and et al. "Robustness and resilience of structures under extreme loads", *Advances in Civil Engineering*, **2019**, Article ID 4291703 (2019).
5. Bruneau, M. and Reinhorn, A. "Exploring the concept of seismic resilience for acute care facilities", *Earthquake Spectra*, **23**(1), pp. 41-62 (2007).
6. Garbin, D.A. and Shortle, J.F. "Measuring resilience in network-based infrastructures", *Critical Thinking: Moving from Infrastructure Protection To Infrastructure Resilience*, pp. 73-85 (2007).
7. Ayyub, B.M. "Practical resilience metrics for planning, design, and decision making", *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, **1**(3), 04015008 (2015).
8. Leon, R.T. and Gao, Y. "Resiliency of steel and composite structures", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **10**(3), pp. 239-253 (2016).
9. Dong, B., Ricles, J.M. and Sause, R. "Seismic performance of steel MRF building with nonlinear viscous dampers", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **10**(3), pp. 254-271 (2016).
10. Maurya, A. and Eatherton, M.R. "Experimental study of the restoring force mechanism in the self-centering beam (SCB)", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **10**(3), pp. 272-282 (2016).
11. Hogg, S. "Seismically resilient building technology: examples of resilient buildings constructed in New Zealand

- since 2013”, *In Proc. 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific* (2015).
12. Bagheri, S. and Tabiatnejad, D. “Optimum selection of yield displacement of metallic yielding dampers in steel moment resisting frames”, *Journal of Sharif Civil Engineering*, **31-2**(4.2), pp. 71-78 (2016).
 13. Rajabpour, N., Naderpour, H. and Fakharian, P. “Seismic resilience assessment of infrastructure”, *Iranian Concrete Association*, **2**(1) (in Persian) (2015).
 14. Bruneau, M., Chang, S.E., Ronald, T. and et al. “A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities”, *Earthquake Spectra*, **19**(4), pp. 733-752 (2003).
 15. Reinhorn, A.M., Viti, S. and Cimellaro, G. “Retrofit of structures: strength reduction with damping enhancement”, *In Proceedings of the 37th UJNR panel meeting on wind and seismic effects*, pp. 16-21 (May, 2005).
 16. Renschler, C.S., Frazier, A.E., Arendt, L.A. and et al. “A framework for defining and measuring resilience at the community scale: the PEOPLES resilience framework”, *Technical Report MCEER-10-0006*, **110** p. (2010).
 17. Salehi, S. and Ghobadi, M.S. “Seismic resilient bracing structure equipped with hybrid device at base”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **138**, 106256 (2020).
 18. Moehle, J. and Deierlein, G.G. “A framework methodology for performance-based earthquake engineering”, *In 13th World Conference on Earthquake Engineering*, **679** (Aug 2004).
 19. Hasik, V., Chhabra, J.P., Warn, G.P. and et al. “Review of approaches for integrating loss estimation and life cycle assessment to assess impacts of seismic building damage and repair”, *Engineering Structures*, **175**, pp. 123-137 (2018).
 20. Hamburger, R.O., Rojahn, C., Heintz, J. and et al. “FEMA P58: Next-generation building seismic performance assessment methodology”, *In 15th World Conference on Earthquake Engineering*, **10**(10) (Sept 2012).
 21. An, N. and He, Z. “A framework of seismic design based on structural resilience”, *In Proceedings of the 2nd International Conference on Civil, Structural and Transportation Engineering (ICCSTE-2016)*, Ottawa, Canada (2016).
 22. Nasrazadani, H. and Mahsuli, M. “Probabilistic framework for evaluating community resilience: integration of risk models and agent-based simulation”, *Journal of Structural Engineering*, **146**(11), 04020250 (2020).
 23. Proag, V. “Assessing and measuring resilience”, *Procedia Economics and Finance*, **18**, pp. 222-229 (2014).
 24. Cimellaro, G.P. “Urban resilience for emergency response and recovery”, *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering; Springer International Publishing: Cham, Switzerland* (2016).
 25. Parcianello, E., Chisari, C. and Amadio, C. “Optimal design of nonlinear viscous dampers for frame structures”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **100**, pp. 257-260 (2017).
 26. Banazadeh, M. and Ghanbari, A. “Seismic performance assessment of steel moment-resisting frames equipped with linear and nonlinear fluid viscous dampers with the same damping ratio”, *Journal of Constructional Steel Research*, **136**, pp. 215-228 (2017).
 27. Keyvani, J. and Rahimiasl, M. “Improvement of seismic performance of structure behavior utilizing viscous dampers and optimal viscous damper arrangements in steel frames”, *Journal of Sharif Civil Engineering*, **28**(2), pp. 81-88 (2016).
 28. Vaseghi Amiri, J. and Pasandideh, M. “Improvements in the energy distribution of steel building using fluid viscous dampers”, *Journal of sharif civil Engineering*, **32-2**(2.1) (2016).
 29. Lin, W.H. and Chopra, A.K. “Earthquake response of elastic SDF system with nonlinear fluid viscous dampers”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(9), pp. 1623-1642 (2002).
 30. Mahsuli, M., Kashani, H., Dolatshahi, K.M. and et al. “Kermanshah Earthquake Report”, (in Persian) (2018).
 31. Hamidia, M.J. “Simplified seismic collapse capacity-based evaluation and design of frame buildings with and without supplemental damping systems”, *State University of New York, Buffalo* (2013).
 32. Gupta, A. and Krawinkler, H. “Seismic demand for performance evaluation of steel moment resisting frames structures”, *Report 132, Ph.D. Dissertation, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, United State* (1999).
 33. Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G. and et al. “Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. I: assessment of ductile moment frames”, *Journal of Structural Engineering*, **137**(4), pp. 481-491 (2010).
 34. Lignos, D.G. and Krawinkler, H. “Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading”, *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), pp. 1291-1302 (2011).
 35. Bilin Material, Available at: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Bilin_Materil.
 36. Scott, M.H. and Fenves, G. L. “Plastic hinge integration methods for force-based beam– column elements”, *Journal of Structural Engineering*, **132**(2), pp. 244-252 (2006).
 37. Hamidia, M., Filiatrault, A. and Aref, A. “Simplified seismic sidesway collapse analysis of frame buildings”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **43**(3), pp. 429-448 (2014).
 38. Hamidia, M., Filiatrault, A. and Aref, A. “Simplified seismic sidesway collapse capacity-based evaluation and design of frame buildings with linear viscous dampers”, *Journal of Earthquake Engineering*, **18**(4), pp. 528-552 (2014).
 39. Lignos, D.G. and Krawinkler, H. “A database in support of modeling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures”, *In Structural Engineering Research Frontiers*, pp. 1-12 (2007).
 40. “Web-Based Interactive Tools for Performance-Based Earthquake Engineering Lignos”, Available at <https://dimitrioslignos.research.mcgill.ca/databases/>

41. Haselton, C.D. and Deielein, G.G. "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings", *John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report* 156, Stanford Digital Repository (Available at: <http://purl.stanford.edu/ny266sf1883>) (2007).
42. "OpenSees (2.4.0), Open system for earthquake engineering simulation", Available at <http://opensees.berkeley.edu/>. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA.
43. Tavakoli, H. and Afrapoli, M.M. "Robustness analysis of steel structures with various lateral load resisting systems under the seismic progressive collapse", *Engineering Failure Analysis*, **83**, pp. 88-101 (2018).
44. Gebelein, J., Barnard, M., Burton, H. and et al. "Considerations for a framework of resilient structural design for earthquakes", *In 2017 Seaoc convention proceedings*, pp. 1-16 (2017).

ارزیابی عملکرد سیستم‌های ترکیبی با قاب خمشی و قاب با لینک برشی

فرید محمودی صاحبی (دانشجوی دکتری)

علیرضا رهایی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

فرزاد حاتم‌ی برق* (استادیار)

مرکز تحقیقات سازه و زلزله، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۶۷-۷۶، (پژوهشی)

قاب‌های خمشی در عین عملکرد مطلوب شکل‌پذیری، مشکلاتی مانند سختی پایین دارند، لذا طراحان سعی می‌کنند با کاهش طول دهانه‌ی قاب‌های خمشی، مقدار سختی را افزایش دهند. از طرفی آیین‌نامه‌ها، محدودیت کمیته‌یی برای نسبت طول دهانه به عمق آن برای قاب‌های خمشی در نظر گرفته‌اند. در نوشتار حاضر، با انجام مطالعات عددی، یک سیستم فولادی ترکیبی جذب‌کننده‌ی انرژی پیشنهاد شده است که در آن، علاوه بر دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی، از دهانه‌یی با لینک برشی در میانه‌ی تیر استفاده شده است. لینک برشی مذکور، محل تشکیل مفصل‌های خمیری را از دو انتهای تیر به میانه‌ی آن تغییر می‌دهد. در نتیجه، محدودیت آیین‌نامه‌یی پیش‌گفته را غیرضروری می‌سازد. پس از انجام صحت‌سنجی، چند سیستم لرزه‌بر جانبی در حالت‌های مختلف در نظر گرفته شده و با استفاده از روش اجزاء محدود ارزیابی شده‌اند. طبق نتایج به‌دست آمده، سیستمی که شامل دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و رعایت ضوابط آیین‌نامه‌یی است، سختی کمینه و سیستمی که شامل دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی بدون رعایت ضوابط آیین‌نامه‌یی است، سختی بیشینه را در بین سیستم‌های ترکیبی نشان می‌دهند. علاوه بر مورد اخیر، طبق تحلیل عددی، کرنش در سیستم قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی چهار، حدوداً ۵۰٪ بیش از سیستم ترکیبی شامل دهانه‌ی با لینک برشی و دهانه‌ی با اتصال‌های صلب خمشی است. نتایج به‌دست آمده، برتری عملکردی سیستم ترکیبی پیشنهادی را بر سیستم‌های متعارف نشان می‌دهند.

واژگان کلیدی: قاب خمشی، سیستم ترکیبی، لینک برشی، نسبت کم طول دهانه به عمق.

۱. مقدمه

پژوهشگران تلاش‌هایی را جهت بهبود سیستم‌های اخیر انجام دهند. به صورت خاص در نوشتار حاضر، به یک مورد از محدودیت‌های مذکور اشاره شده است. این موارد که در قسمت‌های آتی به تفصیل بیان شده‌اند، لزوم پرداختن به یک سیستم ترکیبی جدید را برای رفع معایب اشاره شده روشن می‌سازد.

تشکیل مفاصل خمیری خمشی در دو انتهای تیر، معمول‌ترین مکانیزم جذب انرژی در قاب‌های خمشی است.^[۱] براساس یک محدودیت آیین‌نامه‌یی، نسبت دهانه‌ی تیر به عمق آن باید در قاب‌های خمشی ویژه بیش از ۷ و در قاب‌های خمشی متوسط بیشتر از ۵ باشد.^[۲] دلیل اصلی تأکید آیین‌نامه‌ها بر رعایت اندازه‌ی کمینه‌ی طول دهانه‌ی تیر به عمق آن، تشکیل مفاصل خمیری با طول کافی در دو انتهای تیر است.^[۳] ضابطه‌ی آیین‌نامه‌یی اخیر، یکی از مهم‌ترین محدودیت طراحی قاب‌های خمشی است. با توجه به طول دهانه‌ی موردنیاز که از طراحی معماری

با توجه به محدودیت‌ها و معایب قاب‌های خمشی، شامل قاب‌های خمشی ویژه و متوسط، پیشنهاد یک سیستم جدید که مشکلات قاب‌های پیشین را به میزان کمینه برساند، ضروری است. قاب‌های خمشی متداول به دلیل عملکرد مناسب و همچنین انعطاف‌پذیری، برای طراحان معمار در کارهای مهندسی به‌طور گسترده استفاده می‌شوند. سیستم قاب‌های خمشی متداول با رفتار شکل‌پذیر، برای جذب انرژی در برابر بارهای لرزه‌یی هستند.^[۱] نکته‌ی کلیدی در رفتار شکل‌پذیر، تشکیل مفاصل خمیری در دو انتهای سازه است. اما طراحی قاب‌های خمشی متداول با رفتار شکل‌پذیر، برای رسیدن به عملکرد مناسب موانعی دارد که باعث شده است

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۰، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۰/۰۴، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۱۵

DOI:10.24200/J30.2022.58422.2979

faridmahmoudi@aut.ac.ir
rahai@aut.ac.ir
hatami@aut.ac.ir

قاب‌های خمشی بررسی شده است. برای نیل به هدف مذکور، فیوز با ظرفیت برشی کمتر نسبت به سایر اعضا تیر در میانه‌ی آن طراحی شده است، تا همانند مکانیزم جذب انرژی مهاربندهای واگرا باعث اتلاف انرژی شود. مهاربندهای واگرا به واسطه‌ی وجود تیر پیوند در برابر تغییرشکل‌های غیرخطی عملکرد مطلوبی از خود نشان داده‌اند.^[۱۵] در سیستم ذکر شده، بقیه‌ی اجزا از قبیل اعضا مهاربندی مورب، ستون‌ها و آن بخشی که خارج از تیر پیوند قرار دارد، باید به گونه‌ی طراحی شوند که با وجود تسلیم شدن، تیر پیوند همچنان در دامنه‌ی خطی باقی بماند.^[۱۶] در مهاربندهای واگرا، لینک برشی ظرفیت جذب انرژی و همچنین نمودار جذب انرژی، پایداری تحت تأثیر بارهای رفت و برگشتی از خود نشان می‌دهند.^[۱۷-۱۹]

طی سال‌های اخیر، مطالعات دیگری بر روی بازیافت سریع عملکرد پس از زلزله با استفاده از دیوارهای گهواره‌ی،^[۲۰] قاب‌های گهواره‌ی،^[۲۱] سازه‌های مرکزگرا،^[۲۲] و اعضا قابل تعویض،^[۲۳] انجام شده است. برای مثال، جهت ارتقاء عملکرد مهاربندهای واگرا، یکی از ابتدایی‌ترین اقدامات توسط استرانتان و دویینا^[۲۴] (۲۰۰۴)، انجام شده است. آن‌ها از ایده‌ی جایگذاری لینک قابل تعویض در مهاربندهای واگرا بهره برده‌اند. پس از آن، استفاده از اجزاء قابل تعویض سازه‌ی در مهاربندهای واگرا،^[۲۵] قاب‌های خمشی،^[۲۶] قاب‌های ستون پیوند^[۲۷]، قاب‌های خمشی ویژه‌ی خرابایی (STMF)^[۲۸،۲۹] و دیوار برشی بتنی به هم بسته شده (CCSW)^[۳۰] نیز پیشنهاد شده است. رضایی و همکاران (۲۰۲۰)^[۳۱]، ایده‌ی استفاده از ستون‌های اتلاف‌کننده به عنوان نوع جدیدی از میراگرهای فولادی تسلیم‌شونده را مطرح کرده‌اند که در آن‌ها، دو ستون در کنار یکدیگر قرار می‌گرفتند و با ورق‌های شکل تسلیم‌شونده به یکدیگر متصل می‌شدند. بدین ترتیب از تغییرشکل‌های غیرخطی در تیرها و ستون‌ها جلوگیری و باعث رفتار چرخه‌ی مناسب‌تر و همچنین افزایش تاب‌آوری سیستم‌های سازه‌ی شده است. پاچیده و همکاران^[۳۲] یک سیستم نوین مهاربندی پیشنهاد کردند که از یک عضو مهاربند لوزی شکل به همراه میراگر تسلیم‌شونده‌ی حلقوی تشکیل شده بود. سیستم اخیر، سبب ایجاد ظرفیت باربری در مهاربند تا حدود ۹ برابر ظرفیت حلقه و باعث افزایش ۴۵ درصدی ظرفیت جذب انرژی سیستم مذکور نسبت به مهاربند هم‌محور شده است. همچنین قله‌کی و همکاران (۲۰۱۹)^[۳۳] ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار دیوارهای برشی را بررسی کردند و دریافتند که ضریب رفتار دیوارهای برشی در حالت حدی برای سازه‌های بلند مساوی ۸ و برای سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه در حدود ۹ است.

۲. روش پژوهش

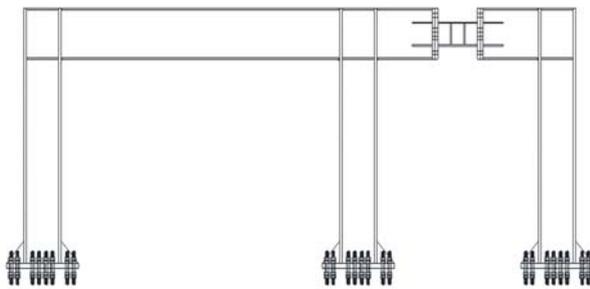
در ابتدا جهت سهولت، در شکل ۱، فلوجارتی از روند انجام کار و اهداف نوشتار حاضر ارائه شده است. نوشتار حاضر، یک ایده‌ی جدید برای طراحی قاب‌های خمشی و سیستم‌های ترکیبی ارائه داده است که در آن بر محدودیت نسبت دهانه به عمق و همچنین هزینه‌ی بالای تعمیر چنین سیستم‌هایی، فائق آید. ایده‌ی استفاده از لینک برشی در قاب خمشی، ابتدا برای یک قاب خمشی توسط نیکوکلام و دولت‌شاهی (۲۰۱۴)^[۴] مطرح و سپس توسط محمودی و همکاران (۲۰۱۹)^[۳۴] به صورت تجربی آزمایش شد که نشان از عملکرد مطلوب قاب با لینک برشی در برابر بار جانبی داشت. همچنین غروی و همکاران (۲۰۱۸)^[۳۵]، ایده‌ی تضعیف میانه‌ی تیر را با استفاده از شکاف‌دار کردن تیر و میرقادی و همکاران (۲۰۲۱)^[۳۶] تضعیف میانه‌ی تیر را با استفاده از سوراخ کردن میانه‌ی تیر انجام دادند و نتیجه‌ی

مشخص می‌شود، برای تأمین کمینه‌ی نسبت طول دهانه به عمق آن، طراح باید عمق تیر را کاهش دهد. در نتیجه، معمولاً ضابطه‌ی آیین‌نامه‌ی پیش‌گفته‌ی طول دهانه به عمق آن برای سازه‌هایی که با مشکل مذکور روبرو هستند، مانند سیستم‌های سازه‌ی لوله‌ی، نادیده گرفته می‌شود.^[۵] بنابراین سازه‌های ذکر شده در برابر بار زلزله، به علت عدم تشکیل مفاصل خمیری به طول کافی در طول تیر و متعاقباً جذب انرژی پایین، عملکرد مطلوبی از خود نشان نمی‌دهند. همچنین در برخی مواقع، طراحان با هدف افزایش سختی سازه، نسبت دهانه به عمق را کاهش می‌دهند و به این ترتیب محدودیت آیین‌نامه‌ی را نقض می‌کنند. هدف از انجام نوشتار حاضر، ارائه‌ی سیستم‌های ترکیبی لرزه‌بر با فیوز در میانه‌ی آن‌هاست که به صورت همیشه باعث افزایش شکل‌پذیری و سختی می‌شود. سیستم اخیر، شامل قاب‌های خمشی و قاب با عملکرد غیرخطی در میانه‌ی آن است.

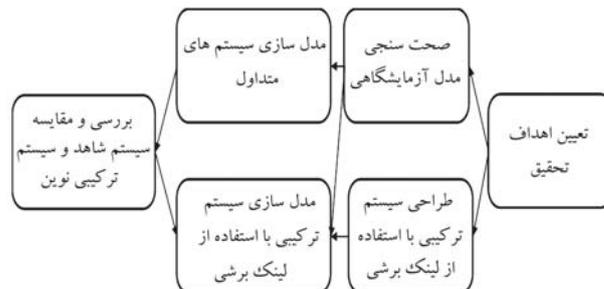
پیش از دهه‌ی ۹۰ میلادی، قاب خمشی متداول به عنوان یکی از ایمن‌ترین سیستم‌ها به منظور مقاومت در برابر زلزله در نظر گرفته می‌شد. اما این اعتماد پس از زلزله‌ی ۱۹۹۴ نورث‌ریج^۱ به طور جدی مورد تردید واقع شد. در زمین‌لرزه‌ی نورث‌ریج، بیش از ۱۵۰ قاب خمشی متداول به صورت جدی آسیب دیدند، به طوری که در محل جوش اتصال بین تیر به ستون، گسیختگی‌های زیادی ایجاد شده بود. آسیب‌های سازه‌ی و فروریزش قاب‌های خمشی طی زلزله‌ی ۱۹۹۵ کوه‌به^۲، اهمیت مشکل مذکور را بیش از پیش روشن ساخته است.^[۶] در سال‌های بعد، نظریات متعددی جهت حل مشکل اخیر مطرح شد که در ادامه، به بعضی از آن‌ها اشاره شده است.

در بخشی از مطالعات انجام گرفته، معضل اخیر با جابه‌جا کردن نقطه‌ی شکست با تضعیف قسمتی از تیر، در مکانی به دور از محل اتصال رفع شده است. تضعیف تیر در فاصله‌ی مناسب از بر ستون، در طراحی سازه‌ها معمول است. یک روش متعارف، تراشیدن بال فوقانی و تحتانی تیر در دو طرف سازه است که با عنوان مقاطع کاهش‌یافته شهرت یافته است.^[۷] این امر این اطمینان را می‌دهد که مفاصل خمیری در مقاطع کاهش‌یافته و نه محل اتصال تشکیل می‌شوند. در سال‌های اخیر، روش‌های اجرای مختلف مقاطع کاهش‌یافته ارائه شده است. به عنوان نمونه، مرشدی و همکاران (۲۰۱۷)^[۸] از ایده‌ی دو مقطع کاهش‌یافته در دو انتهای تیر استفاده کرده‌اند. برای مثال‌های بیشتر به نوشتارهای میرقادی و همکاران (۲۰۱۰)^[۹] و صالح و همکاران (۲۰۱۶)^[۱۰] رجوع شود. پژوهشگران دیگری این نقض عملکرد را با تقویت کافی اتصال به نحوی که تقریباً هیچ تغییرشکل غیرخطی تحمل نکنند و در نتیجه در محل اتصال هیچ‌گونه خرابی رخ ندهد، رفع کردند. برای مثال سامنر^۳ (۲۰۰۳)^[۱۱] اتصال صفحه‌ی انتهایی با پیچ را طراحی کرد که در آن یک صفحه‌ی فولادی با جوش به تیر و با اتصال پیچی به ستون متصل می‌شود. در نتیجه، تسلیم اولیه و تشکیل مفاصل خمیری در تیر و نه در اتصال اتفاق می‌افتد. به عنوان مثالی دیگر، اشنايدر و تیرپر بونگ^۴ (۲۰۰۲)^[۱۲] اتصال پیچی صفحه‌ی بال را پیشنهاد کردند که در آن اتصال تیر به ستون از طریق بال تیر صورت گرفته بود.

در مطالعات دیگری، با افزایش شکل‌پذیری اتصال، از بروز شکست ترد در آن‌ها جلوگیری شده است. باتورث و کلیفتون^۵ (۲۰۰۰)^[۱۳] اتصال‌های تیر به ستون براساس مقاومت اصطکاکی^۶ را طراحی کردند که تحت چرخه‌های زیاد بارگذاری مقاومت مناسبی دارند. همچنین ریسل^۷ و همکاران (۲۰۰۱)^[۱۴] اتصال‌های تیرهای پرس‌کشیده به ستون^۸ را با استفاده از کابل‌ها و مفتول‌های پر مقاومت طراحی کردند که خرابی را محدود به گوشه‌های اتصال می‌کند که قابل تعویض هستند. در پژوهش حاضر نیز به منظور مرتفع ساختن مشکلات ذکر شده، ایده‌ی استفاده از یک تیر پیوند برشی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر برای



شکل ۳. سیستم ترکیبی شامل دهانه‌ی با لینک برشی و دهانه‌ی با اتصالات صلب خمشی.



شکل ۱. فلوچارت روند انجام کار.

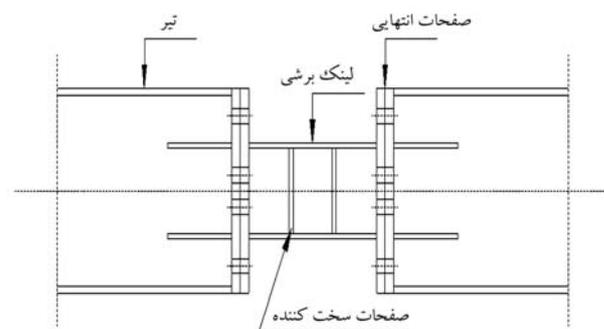
کاهش می‌دهد و در نتیجه باعث طراحی یک سیستم با تاب‌آوری لرزه‌ی بیشتر می‌شود. [۲۸]

۳. نوآوری

در پژوهش حاضر، برای حل محدودیت‌های بیان شده، از جمله محدودیت آیین‌نامه‌ی پیش‌گفته، ایده‌ی استفاده از قاب خمشی و قاب با لینک برشی به صورت توأمان پیشنهاد شده است. منظور از سیستم ترکیبی، سیستمی است که به‌طور هم‌زمان در آن از قاب با لینک برشی و قاب خمشی استفاده شده باشد. بدین ترتیب در قاب‌هایی که برای کنترل جابه‌جایی و افزایش سختی، نسبت طول به عمق کم داشته باشند، می‌توان از ایده‌ی قاب با لینک برشی استفاده و عملکرد قاب‌های مذکور را با قاب ساختمان فوقانی مقایسه کرد. با توجه به اینکه سختی دهانه‌ی لینک برشی کمتر از دهانه با اتصال‌های صلب خمشی است، نیروی بیشتری را تحمل می‌کند و در نتیجه مفاصل خمیری زودتر در آن ایجاد می‌شود و سپس مفاصل خمیری در دو انتهای تیر دهانه‌ی خمشی به وجود می‌آیند. در واقع، با توجه به اینکه تسلیم لینک برشی پیش از تسلیم خمشی رخ می‌دهد، در زلزله‌های متوسط فقط با جابه‌جایی لینک می‌توان سازه را به بهره‌برداری مجدد رساند. نحوه‌ی قرارگیری دهانه‌ها در کنار هم در شکل ۳ نشان داده شده است.

در واقع، با استفاده از یک سیستم ترکیبی شامل دهانه‌ی با اتصال‌های صلب خمشی و دهانه‌ی با لینک برشی می‌توان مشکلات سیستم‌های قاب خمشی در کنترل جابه‌جایی را مرتفع ساخت. چنانچه مساحت برشی فیوز به مقدار قابل ملاحظه‌ی کمتر از مقدار تیر اصلی باشد، فقط تسلیم برشی در تیر حاکم خواهد بود. از این پس، قاب با چنین فیوزی، قاب با لینک برشی (SLF) نامیده می‌شود. از آنجا که تمامی جذب انرژی توسط لینک برشی انجام می‌گیرد، مفصل خمیری در دو انتهای تیر شکل نمی‌گیرد و ظرفیت دو انتهای تیر، دست‌نخورده باقی می‌ماند. اما در بین دو مقطع اشاره شده، در زنجیره‌ی پیوسته، ترکیبی از دو عملکرد خمشی و برشی صورت می‌گیرد، که از این پس قاب ترکیبی (HF) نامیده می‌شود. در واقع نحوه‌ی عملکرد قاب ترکیبی به این ترتیب است که ابتدا لینک دچار تسلیم برشی می‌شود و بقیه‌ی اجزاء سازه، سالم باقی می‌مانند. سپس، هنگامی که لینک به ظرفیت بیشینه‌ی خود می‌رسد، مقاطع دو انتهای تیر نیز دچار تسلیم می‌شوند و با ایجاد مفصل خمشی، باعث جذب انرژی می‌شوند. این قابلیت، راه را برای بهینه‌سازی طراحی، جهت بهینه‌سازی جذب انرژی و شکل‌پذیری سیستم هموار می‌سازد.

یکی دیگر از مشکل‌های قاب‌های خمشی در سیستم‌های لرزه‌برجانبی، کمبود



شکل ۲. نحوه‌ی استقرار لینک برشی در تیر. [۲۴]

مطالعات اخیر، مؤید ایده‌ی استفاده از تسلیم برشی به جای تسلیم خمشی بوده است.

نوشتار حاضر، ایده‌ی استفاده از لینک برشی را در سیستم‌های ترکیبی به همراه مدل‌سازی‌های نرم‌افزاری ارتقاء بخشیده است که مطابق ایده‌ی مذکور، به جای آنکه مفاصل خمشی خمیری در دو انتهای تیر، جابه‌جایی قاب را کنترل کنند، تمام یا بخشی از کنترل انجام شده با شکل‌گیری یک مفصل برشی و یا خمشی در میانه تیر انجام می‌شود. بنابراین، یک فیوز ۱/۲ برشی و یا خمشی در وسط تیر قرار داده شد تا انرژی ورودی را جذب کند. فیوز بخشی از تیر است که با پذیرش تغییر مکان‌های غیرخطی مانع ورود بقیه‌ی اعضا به محدوده‌ی مذکور می‌شود. [۲۷] محمودی و همکاران (۲۰۱۹)، ایده‌ی استفاده از لینک برشی را در یک قاب به صورت‌های عددی و آزمایشگاهی تحت بار جانبی بررسی کردند که مطابق آن در قاب‌های با نسبت پایین طول خالص دهانه به عمق تیر، قاب با لینک برشی عملکرد مطلوبی از خود نشان داده است. [۲۴] در واقع، سیستم ترکیبی اخیر با تضعیف قسمتی از میانه‌ی تیر و قرار دادن لینک برشی در آن، علاوه بر مکانیزم تسلیم خمشی، از تسلیم برشی نیز برای جذب انرژی بهره‌برده است. لینک برشی در شکل ۲ نشان می‌دهد که لینک برشی مذکور از طریق صفحات انتهایی به تیر وصل شده است. اتصال اخیر در قاب‌های خمشی به عنوان مفصل خمشی قابل تعویض توسط شن ۱۳ و همکاران (۲۰۱۱)، [۲۶] و همچنین در مهاربندهای واگرا به عنوان لینک برشی توسط منصور ۱۴ و همکاران (۲۰۱۱)، [۲۵] استفاده شده است. در قاب با لینک برشی، مانند مهاربندهای واگرا، نیروی برشی در تیر به عنوان یک عامل کنترل‌کننده‌ی جابه‌جایی عمل می‌کند و انرژی سازه از طریق تسلیم برشی در میانه‌ی تیر از بین می‌رود. برای نیل به این هدف، لینک با ظرفیت برشی کمتر از تیر اصلی طراحی می‌شود، بدین معنا که میانه‌ی تیر تضعیف شود. استقرار لینک برشی در میانه‌ی تیر، محل تشکیل اولین مفصل خمیری را از دو انتهای تیر به میانه‌ی آن تغییر می‌دهد. قابلیت تعویض لینک برشی، زمان و هزینه تعمیر را

سختی قاب‌های مذکور است. یکی از روش‌های مرتفع ساختن مشکل مطرح شده، استفاده از سیستم‌های ترکیبی است؛ بدین صورت که سیستم لرزه‌بر جانبی متشکل از یک یا چند قاب خمشی به همراه یکی دیگر از سیستم‌های لرزه‌بر جانبی، به عنوان مثال مهاربندهای واگرا، خواهد بود. در پژوهش حاضر سعی شده است ایده‌ی پیشنهاد شود که مشکلات معماری و سختی سیستم‌های ترکیبی تعریف شده‌ی قبلی را مرتفع سازد.

اساس طراحی تیر پیوند در پژوهش حاضر براساس ایده‌ی جابه‌جایی مفاصل خمشی در دو انتهای تیر قاب خمشی با یک لینک برشی بوده است. در واقع، یک فیوز برشی در میانه‌ی تیر، تمام خرابی‌های سازه را تحمل می‌کند؛ در نتیجه، می‌توان پس از زلزله مجدداً سازه را به بهره‌برداری رساند. با توجه به اهمیت لینک قابل تعویض، استفاده از اتصالی با چنین کارایی جهت بهبود عملکرد سازه ضروری به نظر می‌رسد. با استفاده از اتصال صفحه‌ی انتهایی می‌توان پس از تسلیم و یا خرابی لینک، با جابه‌جایی آن، سازه را به بهره‌برداری مجدد رساند. در واقع، با به‌کارگیری اتصال اخیر و تضعیف قسمتی از تیر می‌توان به هدف تشکیل یک فیوز برشی در تیر دست یافت.

مقاومت طراحی لینک برشی V_L معادله‌ی ۱، بر این اساس است که تمام تغییرمکان غیرخطی به جای دو طرف تیر در لینک متمرکز می‌شود:

$$V_L \leq \phi V_{pb} \quad (1)$$

که در آن، V_{pb} معادل با نیروی برشی است که در اثر تشکیل مفاصل خمیری خمشی در دو انتهای تیر ایجاد می‌شود. با توجه به اینکه مقاومت طراحی لینک از رابطه‌ی $V_L = 0.6 A_{WL} F_{yI}$ به دست می‌آید، مساحت برشی فیوز نیز مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$A_{WL} \leq \phi \left(\frac{Z_b}{3L} \frac{F_{yb}}{F_{yL}} \right) \quad (2)$$

که در آن، Z_b و L به ترتیب نشان‌دهنده‌ی اساس مقطع خمیری و طول تیر اصلی و F_{yL} و F_{yb} به ترتیب نشان‌دهنده‌ی تنش تسلیم تیر اصلی و لینک هستند. با توجه به اینکه لینک واقع شده در میانه‌ی قاب خمشی تحت اثر بار جانبی، برش ثابت و همچنین نیروی خمشی خطی را که در دو انتها بیشینه است، را تجربه می‌کند، می‌توان گفت عملکرد مشابهی با لینک‌های موجود در مهاربندهای واگرا دارد. در مهاربندهای واگرا نیز برش لینک ثابت و خمش آن، به صورت خطی تغییر می‌کند. در نوشتار حاضر سعی شده است رفتار لینک کاملاً به صورت برشی انجام شود و طول لینک مطابق ضوابط لینک مهاربندهای واگرا به دست آید. عملکرد برشی تیر در کار آزمایشگاهی و عددی نیز مشاهده شده است.

۴. مطالعات عددی

مطالعات عددی براساس تحلیل اجزاء محدود غیرخطی، توسط نرم‌افزار آباکوس^{۱۷} نسخه‌ی ۱۴.۱^[۲۹] با مدل‌سازی سه‌بعدی قاب انجام شده است. از فولاد ST۳۷ با تنش تسلیم حدود ۳۰۰ مگاپاسکال برای لینک، ستون‌ها، صفحه‌های انتهایی، سخت‌کننده‌ها و ورق‌های پیوستگی استفاده شده است. همچنین فولاد ST۵۲ با تنش تسلیم حدود ۳۷۰ مگاپاسکال برای تیرها انتخاب شده است. برای صحت‌سنجی مدل‌سازی از مطالعات آزمایشگاهی محمودی و همکاران^[۲۹] (۲۰۱۹) استفاده شده است. در مطالعه‌ی حاضر، قاب با نسبت ۵/۰ برای

یک قاب اصلی با ارتفاع ۲/۸ متر و همچنین دهانه‌ی ۳ متری ساخته شده است. همچنین به‌منظور کاهش ارتفاع نمونه و کاهش مقدار نیروی محوری در تیرها، فقط قسمت بالایی ستون تا قسمتی که در آن لنگر صفر است، ساخته شده است. با توجه به محدودیت آزمایشگاهی، طول خالص تیر برابر با ۱۲۰ سانتی‌متر به‌دست آمده است. همچنین با انتخاب مقطع IPE۳۰۰ برای تیر، نسبت طول خالص دهانه به عمق آن حدوداً مساوی ۴ شده است. برای طراحی ستون، ضابطه‌ی ستون قوی و تیر ضعیف رعایت شده و با توجه به رابطه‌ی پیش‌گفته، مقطع لینک برشی نیز به‌دست آمده است. جهت عدم کماتش موضعی، مقاطع به دست آمده فشرده در نظر گرفته شدند، تا شرایط عدم کماتش موضعی که در آیین‌نامه وجود دارد، ارضا شود.

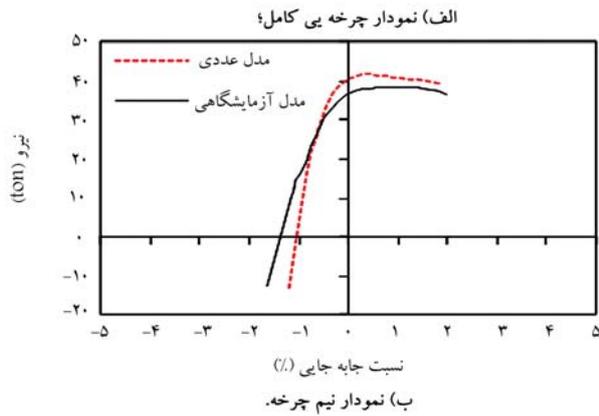
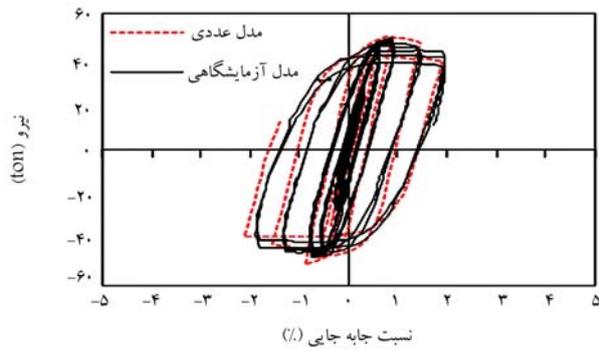
یک اتصال صفحه‌ی انتهایی مطابق آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC۳۵۸-۱۰^[۲] طراحی و استفاده شد، تا تمام ظرفیت مقطع لینک به تیر خارجی منتقل شود. با توجه به یکسان نبودن ارتفاع تیر و لینک در اتصال صفحه‌ی انتهایی، نیرویی که در بال لینک ایجاد می‌شود، به جان تیر متصل انتقال می‌یابد. در کار آزمایشگاهی برای انتقال نیرو از بال لینک به تیر اصلی، از ورق‌های مثلی جهت سخت ساختن جان و جلوگیری از تسلیم یا کماتش موضعی در نقاط اتصال استفاده شده است. همچنین ورق‌های مثلی باعث جلوگیری از برش قالبی در تیر شده‌اند. مقاطع کاهش یافته‌ی بال تیر اصلی مطابق با آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC۳۵۸-۱۰^[۲] طراحی و ساخته شدند. همچنین چشمه‌ی اتصال، ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف مطابق با آیین‌نامه‌ی اخیر، طراحی و ساخته شده‌اند.

برونکل بارگذاری، که در قسمت K۲ آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC۳۴۱-۱۰^[۱۶] برای اتصال‌های تیر به ستون در قاب‌های خمشی تعیین شده است، برای آزمایش حاضر نیز استفاده شده است. طبق برونکل بارگذاری، شش چرخه‌ی ابتدایی، دامنه‌ی جابه‌جایی طبقات ۳۷۵/۰۰۰/۰ رادیان را شامل شده و در ادامه، شش چرخه با دامنه‌ی ۵/۰۰۵/۰ رادیان، شش چرخه با دامنه‌ی ۷۵/۰۰۰/۰ رادیان، چهار چرخه با دامنه‌ی ۱/۰/۰ رادیان، و متعاقباً چرخه‌های بعدی با ۱/۰/۰، ۲/۰/۰، ۳/۰/۰ رادیان و ... ادامه یافته است.

در نوشتار حاضر، مدل‌ها با تعریف کردن عیوبی برای سازه، قادر به پیش‌بینی کاهش مقاومت بودند که نتیجه‌ی آن، تسلیم بال‌ها، جان‌ها و سخت‌کننده‌ها بوده است. طبق مطالعات معمر و دولشاهی^[۱۷] (۲۰۱۷)، اگر لینک ضوابط سختی و فشردگی موجود در آیین‌نامه‌ها را رعایت کند، پارگی آخرین دلیل افت مقاومت در نسبت جابه‌جایی‌های بالاست. با توجه به در نظر گرفتن ضوابط آیین‌نامه‌ی در طراحی اعضا و همچنین مشخص نبودن محل پارگی، شامل اعضا، اتصال‌ها و ... پارگی در پژوهش حاضر مدل‌سازی نشده و با توجه مقدار کرنش خمیری، در رابطه با گسیختگی اظهار نظر شده است.

برای کاهش زمان محاسبات، مدل قاب‌ها با المان‌های ایزوپارامتریک S۴R پوسته‌ی^{۱۸} چهارگره ساخته شدند. همچنین المان‌های پوسته‌ی قادر به در نظر گرفتن آثار کماتش موضعی^{۱۹} هستند. در قاب ترکیبی، صفحات انتهایی متشکل از المان‌های هشت‌گره‌ی جامد پیوسته^{۲۰} (C۳d۸R) جهت در نظر گرفتن آثار ضخامت صفحات مذکور بودند. جزئیات سخت‌کننده‌ها، ورق‌های پیوستگی و صفحات انتهایی در نظر گرفته نشده و همچنین جوش‌ها و پیچ‌ها به صورت دقیق مدل نشده بودند. آنالیز مش^{۲۱} جهت بهبود نتایج و بالا بردن دقت انجام شده است.

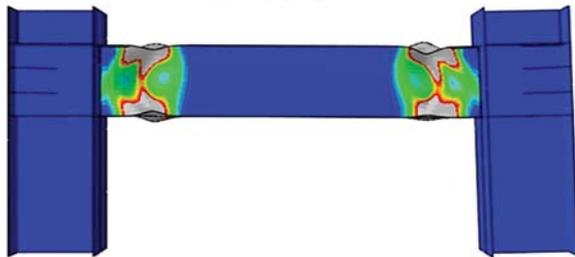
از معیار گسیختگی ون میسر^{۲۲} و قوانین آن برای مدل کردن حالت خمیری مدل استفاده شده است. همچنین از ترکیب کرنش سختی ایزوتروپیک و کینماتیک^{۲۳} که به عنوان حالت ترکیبی^{۲۴} در آباکوس تعریف شده است، برای مدل کردن سخت‌شدگی استفاده شده است. برای لینک و تیر به طور مجزا، نمودار تنش - کرنش با توجه به



شکل ۳. نمودار جابه‌جایی - نیرو مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی.



الف) نمونه آزمایشگاهی؛



ب) قاب خمشی.

شکل ۵. نمونه‌ی تغییرشکل یافته و الگوی تسلیم قاب خمشی در جابه‌جایی ۲ درصد. [۳۴]

گزینه‌ی انتخاب هندسه‌ی غیرخطی 3° در نرم‌افزار آباکوس فعال شده است؛ که به این ترتیب با در نظر گرفتن تسلیم موضعی، رفتار پسا‌کمانشی 3^1 اجزا شبیه‌سازی شده‌اند. پروتکل بارگذاری که در قسمت K2 آیین‌نامه‌ی ۱-۳۴۱-ANSI/AISC^[۱۴] برای اتصال‌های تیر به ستون در قاب‌های خمشی تعیین شده است، برای تحلیل‌ها استفاده شده است، که در بخش پیشین به تفصیل شرح داده شده است. برای

جدول ۱. نتایج آزمایش کشش بر روی مصالح.

مقطع	شماره نمونه	$F_y (MPa)$	$F_u (MPa)$
تیر	۱	۳۷۴	۴۸۱
تیر	۲	۳۷۰	۴۸۸
لینک	۱	۳۰۱	۴۰۳
لینک	۲	۳۰۲	۴۰۴

آزمایش کششی که بر روی آن‌ها صورت گرفته و نیز با استفاده از نوشتار کافمن^{۲۵} و همکاران (۲۰۰۱)^[۴۱] پیش‌بینی صورت گرفته است. براساس آزمایش انجام شده‌ی کوبان^{۲۶}، در جدول ۱ مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی مصالح گزارش شده است. کافمن و همکاران (۲۰۰۱)^[۴۱] رابطه‌ی را برای نمودار تنش و کرنش فولادهایی با تنش تسلیم مشخص ارائه داده‌اند. بنابراین برای پیش‌بینی رفتار خمیری اجزاء سازه در آزمایش، از مصالحی با خصوصیات مشابه در نوشتار کافمن و همکارانش استفاده شده است. مصالح آزمایش حاضر مانند فولاد C در نوشتار کافمن و همکاران در نظر گرفته شده است که خصوصیات مشابهی با فولاد استفاده شده در آزمایش کنونی دارد. فولاد C دارای تنش تسلیم ۳۷۲ مگاپاسکال و تنش گسیختگی ۴۹۶ مگاپاسکال است. مدول کشسانی ۲۷ برابر با ۲۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون^{۲۸} نیز برابر با ۰/۳ در نظر گرفته شده است.

نمودار جابه‌جایی - نیرو نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی برای هر نمونه قاب خمشی در شکل ۳ الف مشاهده می‌شود. نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل عددی با نتایج آزمون مطابقت خوبی نشان می‌دهد. سختی اولیه، مقاومت پیشینه، زوال مقاومت به صورت مطلوبی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد. مطابق شکل ۳ الف، مقاومت پیشینه و جابه‌جایی پیشینه برای مدل عددی قاب خمشی، دارای خطای نسبی ۲ و ۶ درصد با نتایج آزمایشگاهی بوده است. همچنین در شکل ۳ ب، نمودار جابه‌جایی - نیروی مدل‌های عددی و آزمایشگاهی در نیم‌چرخه‌ی نهایی که بیشترین اختلاف در آن نمایان شده است، مشاهده می‌شود. در شکل ۵، نتایج PEEQ در پایان آزمون برای نمونه‌ی قاب خمشی برشی مشاهده می‌شود که در آن، گسترش خمیری و همچنین کمانش جان و بال‌ها، به صورت مناسبی توسط مدل المان محدود نشان داده شده است.

در مدل‌سازی در آزمایشگاه، تیر فرعی که مفاصل و ستون بر روی آن واقع می‌شدند، حذف و انتهای ستون مفصل شده است. همان‌طور که ذکر شد، در نمونه‌ی آزمایشگاهی جهت کاهش ارتفاع ستون‌ها و همچنین عدم تمرکز تنش در پای ستون‌ها، فقط قسمت فوقانی ستون تا قسمتی که در آن لنگر صفر بوده است، ساخته شده و مطابق شکل ۵ الف، در انتهای هر ستون از مفاصل استفاده شده است. در واقع، در آزمایش حاضر، ارتفاع ستون ۲ برابر فاصله‌ی محور تیر تا محور مفاصل بوده است. لذا برای در نظر گرفتن ارتفاع حقیقی ستون و همچنین پرهیز از پیچیدگی، نمونه‌ی عددی مفاصل مدل‌سازی نشدند، اما به اندازه‌ی ارتفاع محور مفاصل تا پای ستون، ستون با مشخصات ستون اصلی در نظر گرفته شده است. مهارهای جانبی نیز که احتمالاً تأثیر ناچیزی در نحوه‌ی عملکرد مدل داشتند، مدل‌سازی نشدند. از طرفی برای اعمال تأثیر نیروی محوری زیاد موجود در تیرها، نحوه‌ی بارگذاری به این شکل بوده است که در هر چرخه‌ی بارگذاری، محل اعمال نیرو تغییر کرده و متناسب با شرایط آزمایش، نیرو به ترتیب در هر چرخه از سمت چپ و سپس از سمت راست به قاب وارد شده است. شایان ذکر است با توجه به آنالیز حساسیت، نیازی به تحلیل کمانشی^{۲۹} نبوده است. علاوه بر این، به‌منظور اعمال آثار جابه‌جایی‌های بزرگ،

جدول ۲. مشخصات مقاطع.

t_f (mm)	t_w (mm)	b (mm)	h (mm)	
۱۰	۶	۱۰۰	۲۰۰	تیر اول
۱۵	۱۰	۲۰۰	۲۰۰	ستون
۶	۴	۵۰	۸۰	لینک
۸	۶	۸۰	۱۱۰	تیر دوم

مقایسه‌ی عملکرد سیستم‌های ترکیبی با یک سیستم قاب خمشی به ترتیب این سیستم‌های ترکیبی، همانند بخش صحت‌سنجی، مدل‌سازی، بارگذاری، و ارزیابی شده‌اند:

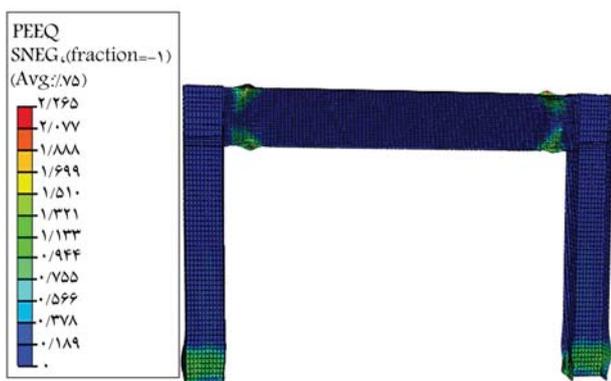
- سیستم اول: قاب یک دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت؛
- سیستم دوم: قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت؛
- سیستم سوم: قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی چهار؛
- سیستم چهارم: قاب دو دهانه‌یی با لینک برشی در هر دو دهانه؛
- سیستم پنجم: قاب دو دهانه‌یی با یک دهانه با لینک برشی و دهانه‌ی دیگر با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت.

قاب‌های اخیر مطابق با آیین‌نامه‌های لرزه‌ی ANS/AISC 358-10^[۳] و ANS/AISC 341^[۱۶] همان‌طور که در بخش صحت‌سنجی به آن اشاره شده است، طراحی شدند و تحت بارگذاری استاتیکی رفت و برگشتی قرار گرفتند. برای اینکه مقایسه‌ی بهتری بین سیستم‌های مذکور صورت بگیرد، سعی شده است مقاطع آن‌ها حتی‌المقدور یکسان باشند. در مطالعه‌ی حاضر، قاب با نسبت ۰/۳۳ برای یک قاب اصلی با ارتفاع ۳/۳ متر و همچنین دهانه‌ی ۳ متری ساخته شده است. لذا طول دهانه برای سیستم‌های ترکیبی مساوی ۱ متر و طول ستون در تمامی سیستم‌های اخیر، برابر با ۱/۱ متر در نظر گرفته شده است. همچنین برای سیستم اول که فقط یک دهانه دارد، طول دهانه مساوی ۲ متر بوده است. ستون تمامی سیستم اول، یک مشخصه داشت و تیر سیستم‌هایی که نسبت خالص دهانه به عمق آن مساوی ۴ بوده است، از نوع تیر اول و سیستم‌هایی که نسبت خالص دهانه به عمق آن‌ها مساوی ۷ بوده است، از نوع تیر دوم بودند (جدول ۲).

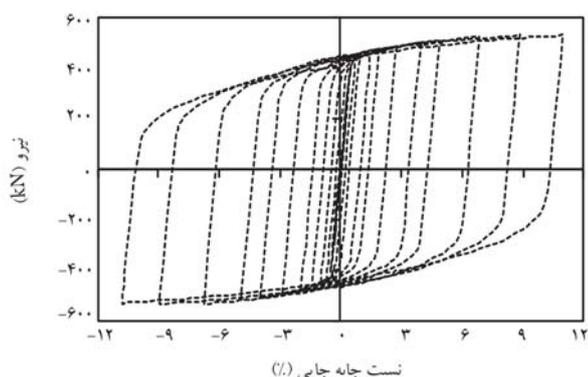
۵. نتایج و تفسیر

در شکل‌های ۶ و ۷، به ترتیب نحوه‌ی عملکرد تسلیم و نحوه‌ی عملکرد چرخه‌یی سیستم اول که فقط یک قاب خمشی داشته است، مشاهده می‌شود که مطابق آن، تسلیم در دو انتهای قاب خمشی رخ داده است. مقاومت بیشینه‌ی سیستم اول مساوی ۵۳۳ کیلونیوتن و سختی آن برابر با ۸۸۶ کیلونیوتن بر متر بوده است.

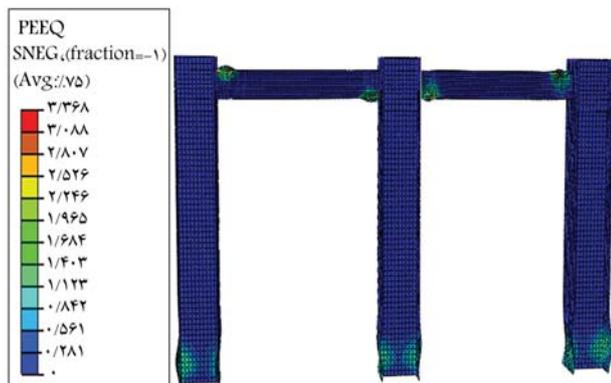
در شکل‌های ۸ و ۹، به ترتیب نحوه‌ی تسلیم و نحوه‌ی عملکرد چرخه‌یی سیستم دوم که یک قاب دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی با نسبت طول خالص دهانه به عمق ۷ بوده است، مشاهده می‌شود که مطابق آن، تسلیم در دو دهانه نیز مطابق تسلیم قاب‌های خمشی در دو انتهای تیر رخ داده است. مطابق شکل‌های اخیر، مقاومت بیشینه‌ی سیستم دوم برابر با ۶۰۸ کیلونیوتن و سختی آن برابر با ۹۵۳ کیلونیوتن بر متر بوده است.



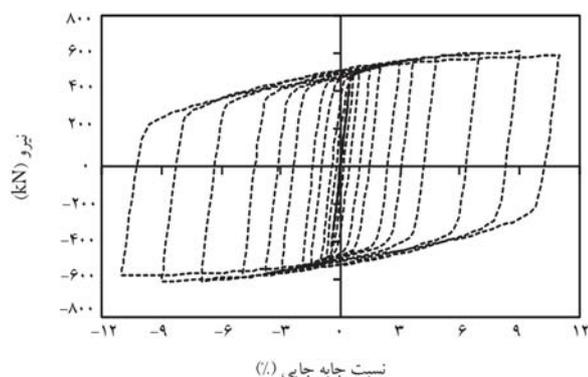
شکل ۶. نحوه‌ی تسلیم سیستم اول.



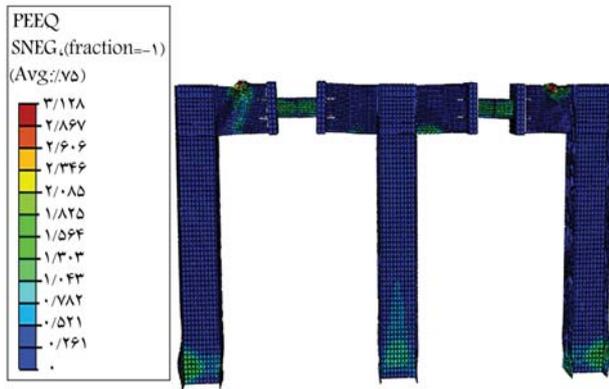
شکل ۷. نمودار چرخه‌یی سیستم اول.



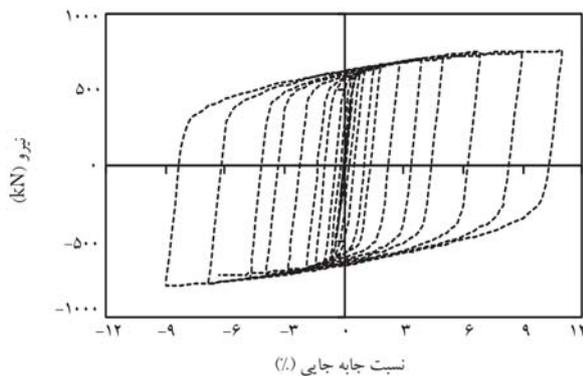
شکل ۸. نحوه‌ی تسلیم سیستم دوم.



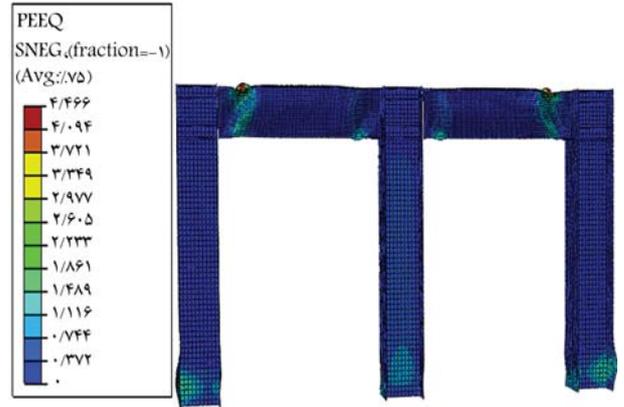
شکل ۹. نمودار چرخه‌یی سیستم دوم.



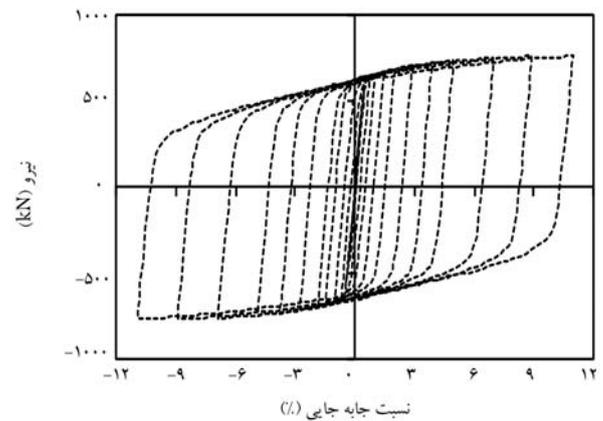
شکل ۱۲. نحوه‌ی تسلیم سیستم چهارم.



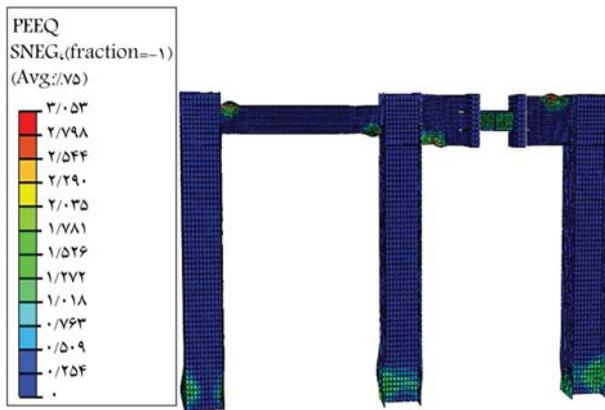
شکل ۱۳. نمودار چرخه‌یی سیستم چهارم.



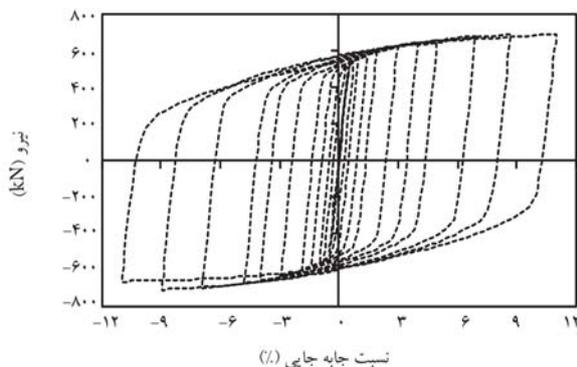
شکل ۱۰. نحوه‌ی تسلیم سیستم سوم.



شکل ۱۱. نمودار چرخه‌یی سیستم سوم.



شکل ۱۴. نمودار تسلیم سیستم پنجم.



شکل ۱۵. نمودار چرخه‌یی سیستم پنجم.

در شکل‌های ۱۰ و ۱۱، به ترتیب نحوه‌ی تسلیم و نحوه‌ی عملکرد چرخه‌یی سیستم سوم که قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی با نسبت طول خالص دهانه به عمق ۴ بوده است، مشاهده می‌شود که مطابق آن، مقاومت بیشینه‌ی سیستم سوم، برابر با ۷۶۴ کیلونیوتن و سختی آن برابر با ۱۳۲۱ کیلونیوتن بر متر بوده است. در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، به ترتیب نحوه‌ی تسلیم و نحوه‌ی عملکرد چرخه‌یی سیستم چهارم که قاب دو دهانه‌یی با لینک برشی بوده است، مشاهده می‌شود. در سیستم مذکور، ابتدا لینک برشی تسلیم شده و پس از تسلیم لینک برشی، دو انتهای تیر شروع به تسلیم شدن کرده‌اند. مطابق شکل‌های اخیر، مقاومت بیشینه‌ی سیستم چهارم، مساوی ۷۶۲ کیلونیوتن و سختی آن مساوی ۱۲۵۴ کیلونیوتن بر متر بوده است.

در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، به ترتیب نحوه‌ی تسلیم و نحوه‌ی عملکرد چرخه‌یی سیستم پنجم، که قاب دو دهانه‌یی با یک دهانه دارای لینک برشی و یک دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی ۷ بوده است، مشاهده می‌شود. در سیستم اخیر، نیز مطابق با پیش‌بینی، ابتدا لینک برشی و پس از آن دو انتهای تیر با اتصال‌های صلب خمشی تسلیم شده‌اند. مطابق شکل‌های اخیر، مقاومت بیشینه‌ی سیستم پنجم، برابر با ۶۹۱ کیلونیوتن و سختی آن برابر با ۱۱۱۱ کیلونیوتن بر متر بوده است. شایان ذکر است در قاب با لینک برشی و همچنین در قاب خمشی از مقاطع کاهش یافته در دو انتهای تیر استفاده شده است. در شکل ۱۶، نمای پلان سیستم پنجم مشاهده می‌شود.

برای مقایسه‌ی سیستم‌های اشاره شده، مقاومت بیشینه و همچنین سختی آن‌ها

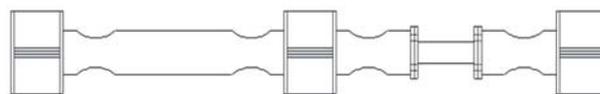
جدول ۳. مشخصات مقاطع.

PEEQ	مقاومت بیشینه (کیلو نیوتن)	سختی (کیلو نیوتن/متر)	
۲/۲۶	۵۵۳	۸۸۶	سیستم اول
۳/۳۶	۶۰۸	۹۵۳	سیستم دوم
۴/۴۶	۷۶۴	۱۳۲۱	سیستم سوم
۳/۱۳	۷۶۲	۱۲۵۴	سیستم چهارم
۳/۰۵	۶۹۱	۱۱۱۱	سیستم پنجم

خمشی رعایت شده است. طبق آیین‌نامه‌های لرزه‌یی، قاب‌های خمشی متوسط و ویژه باید به ترتیب مقادیر ۵ و ۷ را برای نسبت طول خالص دهانه به عمق رعایت کنند.

برای ارزیابی عملکرد جامع سیستم مذکور، پنج سیستم با چینش‌های گوناگون به صورت تحلیلی بررسی شده‌اند که عبارت‌اند از: فقط یک قاب خمشی؛ قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت؛ قاب دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی چهار؛ قاب دو دهانه با دهانه‌ی دارای لینک برشی؛ قاب دو دهانه با یک دهانه‌ی دارای لینک برشی و دیگری دارای اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت.

سیستم‌های مذکور براساس آیین‌نامه و با نسبت ۳۳/۰ برای یک قاب اصلی با ارتفاع ۳/۳ متر و همچنین دهانه‌ی ۳ متری طراحی و در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده‌اند. مدل‌های مذکور تحت بارگذاری رفت و برگشتی استاتیکی قرار گرفته و نیازهای مقاومت، سختی، و همچنین کرنش خمیری آن‌ها ارزیابی شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد، همان‌طور که انتظار می‌رفت، سیستمی که شامل دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی بوده و ضوابط آیین‌نامه‌یی را رعایت کرده است، سختی کمینه را در بین سیستم‌های ترکیبی و بیشینه‌ی سختی را در سیستمی که شامل دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و بدون رعایت ضوابط آیین‌نامه‌یی بوده، نشان داده است. اما نکته‌ی حائز اهمیت آن است که در قاب‌های خمشی، یکی از عوامل گسیختگی پارگی است. طبق داده‌های تحلیلی، کرنش در سیستم قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی چهار، حدوداً ۵۰٪ بیش از سیستم ترکیبی شامل دهانه‌ی دارای لینک برشی و دهانه‌ی دارای اتصال‌های صلب خمشی بوده است. لذا می‌توان نتیجه گرفت استفاده از سیستمی که شامل یک دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و یک دهانه با لینک برشی است، علاوه بر مرتفع ساختن معضل سختی، کرنش بسیاری کمتری نسبت به سیستم‌های دیگر داشته و ضوابط آیین‌نامه‌یی را نیز رعایت کرده است.



شکل ۱۶. نما از بالای قاب دو دهانه (با یک دهانه دارای لینک برشی و یک دهانه با اتصال‌های صلب خمشی).

بررسی شده است. در جدول ۳، اعداد مربوط به سختی و مقاومت بیشینه‌ی قاب‌های اخیر ارائه شده است که مطابق آن، سختی و مقاومت بیشینه‌ی سیستم‌های سوم و چهارم بیش از بقیه‌ی سیستم‌ها بوده است. از طرف دیگر، در قاب‌های خمشی، یکی از دلایل شکست، گسیختگی در نواحی بی‌بوته است که تسلیم رخ داده است. یکی از معیارها برای کمی‌سازی اتفاق اخیر، شاخص PEEQ یا همان کرنش خمیری معادل است که به عنوان معیاری برای نشان دادن مقدار تغییرات غیرکشسان مصالح استفاده می‌شود. PEEQ در سیستم سوم تقریباً ۱/۵ برابر سیستم پنجم بوده است. در قاب‌های خمشی، یکی از دلایل شکست، گسیختگی در نواحی است که تسلیم رخ می‌دهد؛ در نتیجه می‌توان گفت سیستم سوم دچار گسیختگی و پارگی در ناحیه‌یی بوده است که تنش بیشینه‌ی تسلیم رخ داده است. لذا می‌توان نتیجه گرفت در صورتی که طراحان مجبور به عدم رعایت ضوابط آیین‌نامه‌یی شوند، استفاده از قاب با لینک برشی و یا استفاده‌ی توأمان از قاب با لینک برشی و قاب خمشی می‌تواند یک گزینه‌ی جایگزین مناسب باشد.

۶. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، ایده‌ی استفاده از سیستم ترکیبی شامل دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و دهانه‌یی با لینک برشی در میانه‌ی آن مطرح شده است. با استفاده از روش اخیر، علاوه بر حفظ سختی سیستم، محدودیت‌های آیین‌نامه‌یی قاب‌های

پانوشته‌ها

- Northridge
- Kobe
- Sumner
- Schneider & Teeraparbwong
- Butterworth & Clifton
- friction based resistance beam to column connections
- Ricles
- post tensioned beam to column connections
- Stratan & Dubina
- special truss moment frame (STMF)
- coupled concrete shear walls (CCSW)
- Fuse
- Shen
- Mansur
- shear link frame (SLF)
- Hybrid Frame (HF)
- Abaqus

18. Isoparametric S4R Shell
19. local buckling
20. eight-node solid continuum elements
21. Mesh
22. Von Mises
23. kinematic
24. Combined
25. Kaufmann
26. Coupon
27. elastic modulus
28. Poisson's Ratio
29. buckling analysis
30. geometric nonlinearity
31. postbuckling

منابع (References)

1. Schneider, S.P., Roeder, C.W. and Carpenter, J.E. "Seismic behavior of moment-resisting steel frames: Experimental study", *J. Struct. Eng.*, **119**(6), pp. 1885-1902 (1993).
2. Bruneau, M., Uang, C.M. and Sabelli, R. "Ductile design of steel structures", Boston: McGraw-Hill (2011).
3. AISC (American Institute of Steel Construction), "Pre-qualified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications", Chicago (2010).
4. Nikoukalam, M.T. and Dolatshahi, K.M. "Finite element investigation of moment resisting frames with a new shear structural fuse", *2^{ed} European Conference on Earthquake Engineering and Seismology* (2014).
5. Taranath, B.S. "Structural analysis and design of tall buildings: Steel and composite construction", Boca Raton, CRC Press (2011).
6. Gupta, A. "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures", Ph.D. Dissertation, Stanford University, Stanford, CA (1999).
7. Plumier, A. "The dogbone: Back to the future", *Eng. J.*, **34**(2), pp. 61-67 (1997).
8. Morshedi, M.A., Dolatshahi, K.M. and Maleki, S. "Double reduced beam section connection", *J. Constr. Steel Res.*, **138**, pp. 283-297 (2017).
9. Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. "Seismic performance of the accordion-Web RBS connection", *J. Constr. Steel Res.*, **66**(2), pp. 277-288 (2010).
10. Saleh, A., Mirghaderi, S.R. and Zahrai, S.M. "Cyclic testing of tubular web RBS connections in deep beams", *J. Constr. Steel Res.*, **117**, pp. 214-226 (2016).
11. Sumner, E.A. "Unified design of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading", Ph.D. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia (2003).
12. Schneider, S.P. and Teeraparbong, I. "Inelastic behavior of bolted flange plate connections", *J. Struct. Eng.*, **128**(4), pp. 492-500 (2002).
13. Butterworth, J. and Clifton, C.G. "Performance of hierarchical friction dissipating joints in moment resisting steel frames", in *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering* (2000).
14. Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", *J. Struct. Eng.*, **127**(2), pp. 113-121 (2001).
15. Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", *Earthq. Spectra*, **3**(1), pp. 43-55 (1987).
16. AISC (American Institute of Steel Construction), "Seismic provisions for structural steel buildings' AISC/ANSI 341-10", Chicago (2010).
17. Lian, M. and Su, M. "Seismic performance of high-strength steel fabricated eccentrically braced frame with vertical shear link", *J. Constr. Steel Res.*, **137**, pp. 262-285 (2017).
18. Wang, F., Su, M., Hong, M. and et al. "Cyclic behaviour of Y-shaped eccentrically braced frames fabricated with high-strength steel composite", *J. Constr. Steel Res.*, **120**, pp. 176-187 (2016).
19. Rahnavard, R., Hassanipour, A., Suleiman, M. and et al. "Evaluation on eccentrically braced frame with single and double shear panels", *J. Build. Eng.*, **10**, pp. 13-25 (2017).
20. Wada, A., Qu, Z., Motoyui, S. and Sakata, H. "Seismic retrofit of existing SRC frames using rocking walls and steel dampers", *Front. Archit. Civ. Eng.*, **5**(3), p. 259, China (2011).
21. Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H. and et al. "Quasi-static cyclic behavior of controlled rocking steel frames", *J. Struct. Eng.*, **140**(11), pp. 4014083-1 to 11 (2014).
22. Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and et al. "Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections", *J. Struct. Eng.*, **128**(7), pp. 850-859 (2002).
23. Fortney, P.J., Shahrooz, B.M. and Rassati, G.A. "Large-scale testing of a replaceable 'Fuse' steel coupling beam", *J. Struct. Eng.*, **133**(12), pp. 1801-1807 (2007).
24. Stratan, A. and Dubina, D. "Bolted links for eccentrically braced steel frames", Proc. of the fifth AISC/ECCS Int. workshop, *Connection in Steel Structures V. Behaviour, Strength and Design*, June 3-5, Delft Uni., pp. 223-232 (2004).
25. Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R. "Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames", *J. Struct. Eng.*, **137**(10), pp. 1141-1152 (2011).
26. Shen, Y., Christopoulos, C., Asce, M. and et al. "Seismic design and performance of steel moment resisting frames with nonlinear replaceable links", *J. Struct. Eng.*, **137**(10), pp. 1107-1117 (2011).
27. Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. "Seismic response evaluation of the linked column frame system", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **42**(6), pp. 795-814 (2013).
28. Goel, B.S.C., Itani, A.M. and Member, A. "Seismic resistant special truss moment frames", *Struct. Eng.*, **120**(6), pp. 1781-1797 (1994).
29. Goel, B.S.C., Itani, A.M. and Member, A. "Seismic behavior of open web truss moment frames", *Struct. Eng.*, **120**(6), pp. 1763-1780 (1994).

30. Rezaei, S., Hamed, A.A. and Basim, M.C. "Seismic performance evaluation of steel structures equipped with dissipative columns", *J. Build. Eng.*, **29**, pp. 1-16 (2020).
31. Pachideh, G., Kafi, M. and Gholhaki, M. "Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater", *Structures*, **28**, pp. 467-481 (2020).
32. Pachideh, G., Gholhaki, M. and Kafi, M. "Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper", *Steel Compos. Struct.*, **36**(2), pp. 197-211 (2020).
33. Gholhaki, M., Pachideh, G., Rezaeefar, O. and et al. "Specification of response modification factor for steel plate shear wall by incremental dynamic analysis method (IDA)", *J. of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, **6**(2), pp. 211-224 (2019).
34. Mahmoudi, F., Dolatshahi, K.M., Mahsuli, M. and et al. "Experimental study of steel moment resisting frames with shear link", *J. Constr. Steel Res.*, **154**, pp. 197-208 (2019).
35. Dolatshahi, K.M., Gharavi, A. and Mirghaderi, S.R. "Experimental investigation of slitted web steel moment resisting frame", *J. Constr. Steel Res.*, **145**(6), pp. 438-448 (2018).
36. Mirghaderi, S.R., Mahmoudi, B., Gharavi, A. and et al. "Experimental investigation of moment resisting frames with perforated shear link", *in Structures*, **32**, pp. 516-531 (2021).
37. Nikoukalam, M.T. and Dolatshahi, K.M. "Development of structural shear fuse in moment resisting frames", *J. Constr. Steel Res.*, **114**, pp. 349-361 (2015).
38. Bruneau, M.; Chang, S.E.; Eguchi, R.T. and et al. "A Framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities", *Earthq. Spectra*, **19**(4), pp. 733-752 (2003).
39. SIMULIA, "Abaqus analysis user's manual", The Dassault Systèmes, Realistic Simulation. USA (2014).
40. Moammer, O. and Dolatshahi, K.M. "Predictive equations for shear link modeling toward collapse", *Eng. Struct.*, **151**, pp. 599-612 (2017).
41. Kaufmann, E., Metrovich, B. and Pense, A. "Characterization of cyclic inelastic strain behavior on properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 rolled sections", Lehigh University, Report Number: 3048 (2001).

بررسی اهمیت پارامترهای مؤثر در گسیختگی ستون کوتاه با استفاده از روش‌های همبستگی و یادگیری ماشین

زهرا نوری (کارشناس ارشد)

فریبرز ناطقی الهی* (استاد)

بزهشکده‌ی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - شماره ۱/۲، ص. ۷۷-۸۷، (پژوهشی)

در نوشتار حاضر، با استفاده از الگوریتم مونت‌کارلو و با در نظر گرفتن توزیع نرمال برای 10^6 پارامتر مؤثر در تشکیل ستون کوتاه، یک پایگاه داده متشکل از $2000/000$ نمونه ایجاد شده است. برای مدل‌سازی قاب خمشی بتنی با در نظر گرفتن رفتار خمشی و برشی ستون، از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده و راستی‌آزمایی مدل از طریق مقایسه با مطالعات آزمایشگاهی صورت گرفته است. سپس با استفاده از تحلیل پوش‌آور بر روی مدل‌ها، نوع مکانیزم شکست ستون، اعم از خمشی و یا برشی تعیین شده است. با استفاده از روش‌های یادگیری ماشین: تحلیل مؤلفه‌ی اساسی، درخت تصمیم و آزمون F- و همچنین روش‌های تحلیل همبستگی پیرسون و اسپیرمن، میزان اهمیت هر یک از پارامترها بررسی شده است. روش‌های یادگیری ماشین درخت تصمیم و آزمون F و همچنین هر دو روش همبستگی به خوبی قادر به شناسایی میزان اهمیت هر کدام از پارامترها در تشکیل ستون کوتاه هستند. پارامترهای درصد آرماتور برشی ستون و نسبت ارتفاع دیوار به ارتفاع ستون به عنوان مهم‌ترین و مؤثرترین پارامترها تعیین شده‌اند.

واژگان کلیدی: ستون کوتاه، تحلیل پوش‌آور، مونت‌کارلو، یادگیری ماشین، تحلیل همبستگی.

Z_nouri1995@yahoo.com
Nateghi@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

برشی به صورت مجموع مقاومت برشی بتن و تسلیح برشی است. تأثیر پارامترهای مختلف، از قبیل: بارمحوری، شکل‌پذیری و پارامترهای نسبی در بعضی از مدل‌های مذکور نشان داده شده‌اند. لی^۱ و همکاران (۲۰۱۴)، با مطالعه‌ی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌یی ستون با نسبت ارتفاع به عمق کمتر از ۲، بین ۲ و ۴ و بزرگ‌تر از ۴ و با تغییر در درصد آرماتورهای عرضی و بار محوری، برای رفتار برشی ستون‌ها، منحنی‌های نیرو- جابه‌جایی ارائه کرده‌اند. [۲-۱] مورتی^۲ (۲۰۰۷)، با آزمایش بر روی ستون‌های بتن‌آرمه در مقیاس واقعی و با تغییر در مقدار نسبت برش، نسبت نیروی محوری، مقدار آرماتورهای طولی و عرضی و لایه‌بندی آنها نشان داد که با تغییر در نسبت برش، الگوی ترک‌ها و مود شکست ستون‌ها تغییر می‌کند و با کاهش مقدار آرماتور طولی، رفتار شکننده‌تری خواهیم داشت و بیان کردند که کیفیت بتن، نقش مهمی در رفتار لرزه‌یی ستون کوتاه ندارد. [۵] جین^۳ و همکاران (۲۰۱۸)، با انجام آزمایش‌هایی روی نمونه‌های ستون بتن‌آرمه با تغییر در مقطع ستون، طول مؤثر ستون، نسبت برش، تنش فشاری، نیروی محوری، درصد آرماتورهای طولی و عرضی و نوع بارگذاری نمونه‌ها نشان دادند که نسبت برش مستقیماً در الگوی شکست ستون‌های بتن‌آرمه اثر می‌گذارد. [۷] لی و همکاران (۲۰۱۹)، با بررسی آزمایشگاهی بر روی چند ستون کوتاه و متوسط بتن‌آرمه و با اندازه‌گیری درصد

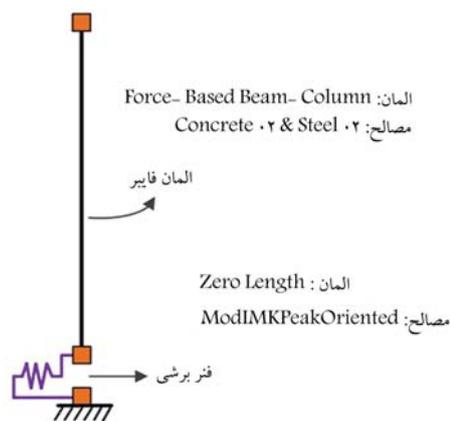
ایجاد ستون کوتاه، مسئله‌ی است که می‌توان به آن از دید مهندسی، معماری و ساخت نگاه کرد. از دید مهندسی می‌توان به برهم‌کنش اعضاء سازه‌یی و غیرسازه‌یی، وجود تیرهای میان‌طبقه و غیره اشاره کرد؛ از منظر معماری، تصمیمات معماری برای جنبه‌های زیباسازی ساختمان، بازشوهای ایجاد شده در قاب‌ها و غیره را نام برد و از نقطه نظر ساخت می‌توان به ساخت و ساز در زمین‌های شیب‌دار اشاره کرد. در ستون‌های لاغر تحت بارگذاری جانبی، مفصل خمشی تشکیل می‌شود؛ در حالی که در ستون‌های کوتاه، ستون قبل از آن‌که به ظرفیت خمشی خود برسد، دچار شکست برشی می‌شود. در زلزله‌های پیشین، ستون‌های کوتاه منجر به آسیب و فروریزش در تعداد زیادی از ساختمان‌های بتنی مسلح شده‌اند. به علت شکل‌پذیری پایین و رفتار شکننده‌ی شکست برشی ستون‌ها، باید از مکانیزم گسیختگی اخیر احتراز شود.

مطالعات متعددی در عوامل مؤثر در شکست برشی ستون در ادبیات فنی وجود دارد و مدل‌های مقاومت برشی متفاوتی پیشنهاد شده‌اند، که بر اساس آنها، مقاومت

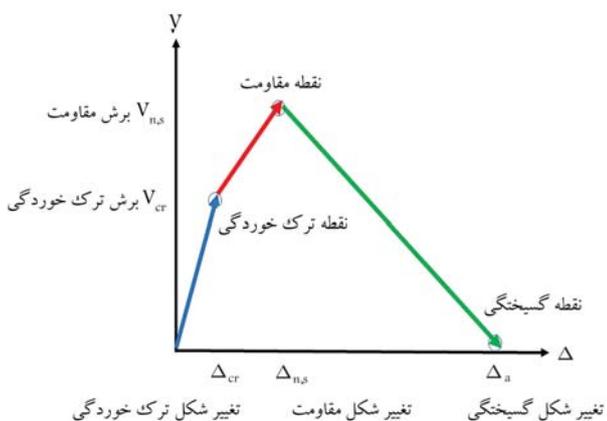
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۷/۷/۱۴۰۰، اصلاحیه ۱۳/۱۰/۱۴۰۰، پذیرش ۲۲/۱۰/۱۴۰۰.

DOI:10.24200/J30.2022.59055.3021



شکل ۱. مدل ارائه شده جهت مدل‌سازی ستون با در نظر گرفتن رفتار برشی.



شکل ۲. منحنی نیرو- تغییرشکل ارائه شده برای ستون گسیخته شده در برش.

به آن معرفی کرد. قابل ذکر است که با مدل‌سازی یک سیستم تک درجه‌ای آزادی و اختصاص دادن مصالح مورد نظر به آن و در ادامه، با تحلیل بارافزون سیستم، پایش رفتار مصالح، صورت گرفته و با نمونه‌های آزمایشگاهی ارائه شده در جدول ۱ مقایسه شده است. در پژوهش حاضر، از یک رابطه‌ی سه‌خطی برای مدل‌سازی رفتار لرزه‌ی ستون‌ها استفاده شده است.

مقادیر مربوط به نقاط کلیدی در شکل ۲ با استفاده از روابط ۱ و ۲ به دست می‌آیند:

$$V_{shear} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}bd + \frac{Nd}{4h} \quad (1)$$

$$V_{flexural} = \left[0.5\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{h(0.1\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N}{bh})}{\frac{M}{V} - \frac{h}{4}} \right] bd \quad (2)$$

رابطه‌ی ۱، مقاومت ترک‌خوردگی ترک برشی جان و رابطه‌ی ۲، مقاومت ترک‌خوردگی ترک برشی خمشی را نشان می‌دهد. مقاومت برشی ترک‌خوردگی، کمیته‌ی دو مقدار اخیر در نظر گرفته می‌شود. در روابط اخیر، λ ضریب نوع بتن، f'_c مقاومت مشخصه‌ی بتن، b عرض مقطع ستون، d عمق مؤثر مقطع ستون، N نیروی محوری، h عمق مقطع ستون، M لنگر مقطع و V برش مقطع هستند.

تعاریف و مقادیر پارامترهای مورد نیاز در روابط ۱ و ۲ و روابط تکمیلی علاوه بر مبانی موجود در آیین‌نامه‌ی ۱۳-۴۱-ASCE، از مطالعات لی و همکاران (۲۰۱۴)، لی و هوانگ (۲۰۱۶)، لی و همکاران (۲۰۱۹) و همچنین شن و همکاران (۲۰۲۱)

تغییرشکل برشی در بیشینه‌ی جابه‌جایی، تعیین نقطه‌ی ترک‌خوردگی و نقطه‌ی بیشینه مقاومت و نقطه‌ی شکست ستون‌های کوتاه متوسط، مکانیزم انتقال برش مک‌گریگر را برای ستون‌های ذکر شده پیشنهاد دادند. همچنین به نقش بحرانی آرماتورهای عرضی در مکانیزم انتقال برش اشاره کردند.^[۳] بهشتی اول و کتابداری (۲۰۱۹)، با استفاده از الگوریتم ژنتیک به تعیین مقاومت برشی ستون کوتاه بتنی مستطیلی پرداختند.^[۸]

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، موارد مؤثر متعددی در تشکیل ستون کوتاه گزارش شده است، اما با وجود این، تاکنون بررسی جامعی صورت نگرفته و جهت تشخیص سریع ستون کوتاه لازم است تا موارد متعدد مؤثر به طور هم‌زمان بررسی و میزان اهمیت نسبی آنها سنجیده شود. از نتایج حاصل از این کار می‌توان در ایجاد ملاک و معیار برای تشکیل ستون کوتاه و همچنین ارائه‌ی مدل‌های پیش‌بینی رخداد شکست برشی ستون‌ها استفاده کرد. لذا در مطالعه‌ی حاضر، با در نظر گرفتن ۱۰ پارامتر مؤثر، شامل: اندازه‌ی مقطع ستون (h)، مقدار آرماتورهای طولی (ρ_l) و عرضی ستون (ρ_s)، طول مؤثر ستون (L_c)، مقاومت فشاری بتن (f'_c)، مقاومت تسلیم آرماتور (f_y)، طول تیر (L_b)، نسبت نیروی محوری (\bar{P})، نسبت ارتفاع دیوار پرکننده به ارتفاع ستون (\bar{H}_w) و ضخامت دیوار (t_w) به بررسی اهمیت هر یک از آنها در تشکیل پدیده‌ی ستون کوتاه پرداخته شده است. در ابتدا لازم است تا یک مدل سازه‌ی ایجاد و صحت‌سنجی شود تا در مرحله‌ی بعدی، با استفاده از الگوریتم مونت‌کارلو و در نظر گرفتن توزیع نرمال برای تمامی پارامترها، تعداد ۲۰۰ هزار حالت مدل ایجاد شود. سپس با استفاده از تحلیل‌های پوش‌آور بر روی قاب خمشی بتنی یک دهانه‌ی یک طبقه، نوع شکست در ستون تعیین شده است. در ادامه، تمامی داده‌های مرتبط به پارامترهای مذکور با استفاده از روش مقیاس کردن هم‌وزن شده‌اند. در نهایت با استفاده از داده‌های اصلاح شده به بررسی اهمیت پارامترهای مختلف در تشکیل پدیده‌ی ستون کوتاه پرداخته شده است. این کار با استفاده از چند روش متداول در زمینه‌ی یادگیری ماشین، شامل: تحلیل مؤلفه‌ی اساسی (PCA)^۴، درخت تصمیم (DT)^۵ و آزمون F (FT)^۶ و همچنین ضرایب همبستگی اسپیرمن^۷ و پیرسون^۸ صورت پذیرفته است. در نوشتار حاضر، از مبانی آماری و الگوریتم‌های یادگیری ماشین متنوعی استفاده شده است، که خواننده جهت مطالعه‌ی بیشتر به مراجع^[۹-۱۹] ارجاع داده می‌شود.

۲. مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees

نرم‌افزار OpenSees، یک نرم‌افزار اجزاء محدود است، که مجموعه‌ی کاملی از المان‌ها، مصالح و روش‌های مختلف تحلیلی را در بر دارد.^[۲۰] در شکل ۱، نمایشگر مدل در نظر گرفته شده برای ستون‌ها مشاهده می‌شود. در مدل‌سازی ستون کوتاه از یک فتر برشی و یک المان خمشی، که به صورت سری قرار گرفته‌اند، استفاده شده است. المان فتر برشی برای در نظر گرفتن رفتار برشی ستون و المان فایبر برای در نظر گرفتن رفتار خمشی استفاده شده‌اند.

جهت اعمال رفتار برشی مذکور به ستون در نرم‌افزار OpenSees، از یک المان ZeroLength استفاده شده است. المان ZeroLength توسط دو نقطه در یک موقعیت مکانی تعریف می‌شود و با توجه به رفتار مورد انتظار آن، باید مصالح غیرخطی مناسب، که بیان‌گر رفتار صحیح المان باشد، را اختصاص داد. مصالح غیرخطی استفاده شده در بخش حاضر از نوع ModIMKPeakOriented هستند، که باید با توجه به پارامترهای مورد نیاز مصالح مذکور، رفتار برشی مدنظر را

جدول ۱. نمونه‌های آزمایشگاهی استفاده شده جهت صحت‌سنجی مدل.

مطالعه	اسم نمونه	L/H	$B \times H$ (mm)	L (mm)	ρ_l (%)	s (mm)	ρ_t (%)	f'_c (MPa)	f_{yt} (MPa)	f_{yl} (MPa)	N/Agf'_c
لی و همکاران ^[۱]	۱DL	۱	۳۰۰ × ۵۰۰	۵۰۰	۳/۱	۱۰۰	۱/۲۷	۲۷/۵	۴۳۰	۴۳۸	۰/۰۹
	۱DH				۳/۱	۱۰۰	۱/۲۷	۲۵/۲	۴۳۰	۴۳۸	۰/۲۹
	۲DL				۳/۱	۱۰۰	۱/۲۷	۲۵/۷	۴۳۰	۴۳۸	۰/۰۹
	۲DH			۱۰۰	۳/۱	۱۰۰	۱/۲۷	۲۴/۴	۴۳۰	۴۳۸	۰/۳
	۲NL		۳۰۰ × ۵۰۰		۳/۱	۲۰۰	۰/۲۴	۲۳/۴	۴۵۸	۴۳۸	۰/۱
	۲NH				۳/۱	۲۰۰	۰/۲۴	۲۵/۵	۴۵۸	۴۳۸	۰/۲۹
لی و همکاران ^[۳]	۳DL				۲/۲۴	۱۰۰	۰/۴۳	۳۴/۵	۴۴۸	۴۷۲	۰/۰۷
	۳NL	۳	۵۰۰ × ۵۰۰	۱۵۰۰	۲/۲۴	۳۰۰	۰/۱	۳۳/۵	۴۴۸	۴۷۲	۰/۰۷
	۳NH				۲/۲۴	۳۰۰	۰/۱	۳۲/۴	۴۴۸	۴۷۲	۰/۲۳
	۴DL				۲/۲۴	۱۰۰	۰/۴۳	۳۰/۷	۴۴۸	۴۷۲	۰/۰۸
	۴NL	۴	۵۰۰ × ۵۰۰	۲۰۰۰	۲/۲۴	۳۰۰	۰/۱	۲۹/۷	۴۴۸	۴۷۲	۰/۰۸
	۳CLH۱۸				۳/۱۲	۴۵۷	۰/۰۷	۲۵/۶	۴۰۰	۳۳۱	۰/۰۹
۳CMH۱۸	۳	۴۵۷ × ۴۵۷	۲۹۴۶	۳/۱۲	۴۵۷	۰/۰۷	۲۷/۶	۴۰۰	۳۳۱	۰/۲۶	
۲CMH۱۸				۱/۱۹	۴۵۷	۰/۰۷	۲۵/۵	۴۰۰	۳۳۱	۰/۲۸	

مقاومت مشخصه‌ی بتن، f_{yt} مقاومت تسلیم آرماتور طولی، f_{yl} مقاومت تسلیم آرماتور عرضی، N نیروی محوری و Ag سطح مقطع برشی هستند.

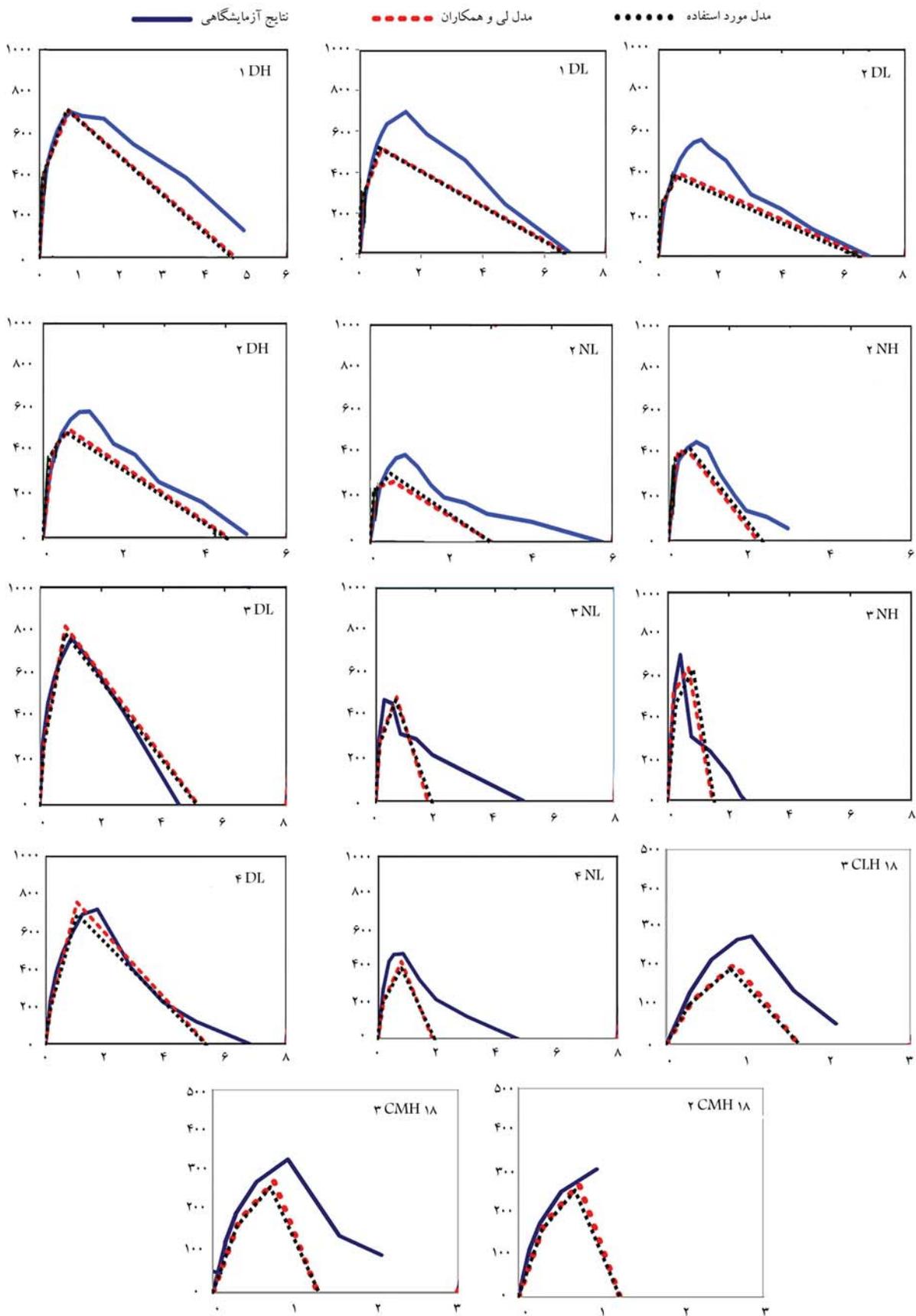
۱.۲. مکانیزم پاسخ مدل پیشنهادی

مدل تهیه شده، رفتار برشی ستون‌های کوتاه را توسط یک المان ماکرو نشان می‌دهد. رفتار خمشی و رفتار برشی به صورتی همبسته شده‌اند که معادلات تعادل و شرایط همسازی را ارضا می‌کنند. تحت بارهای جانبی، نیروی برشی هر دو المان با یکدیگر برابر است، ولی مقدار تغییرشکل هر المان با یکدیگر متفاوت خواهد بود. اگر ظرفیت برشی ستون از مقاومت خمشی آن کمتر باشد، ستون در برش گسیخته خواهد شد. در شکل ۵، پاسخ شکست برشی ستون به صورت شماتیک مشاهده می‌شود. قبل از رسیدن ستون به مقاومت برشی خود، پاسخ برشی و پاسخ خمشی به طور هم‌زمان و در یک خط گسترش می‌یابند. زمانی که مقاومت برشی مورد نیاز از ظرفیت برشی تجاوز کند، شکست برشی رخ خواهد داد و پاسخ برشی وارد مرحله‌ی نزولی می‌شود، که میزان قابل توجهی زوال در رفتار آن مشاهده می‌شود و متعاقباً رفتار برشی بر سازه حاکم می‌شود و مقاومت ستون نیز توسط نیروی برشی المان برشی تعیین می‌شود. اگر ظرفیت برشی ستون از مقاومت خمشی آن بیشتر باشد، ستون در خمش گسیخته خواهد شد. در شکل ۶، پاسخ شکست خمشی ستون مشاهده می‌شود. قبل از رسیدن ستون به مقاومت خمشی خود، پاسخ برشی و پاسخ خمشی به طور هم‌زمان و در یک خط گسترش می‌یابند. زمانی که مقاومت برشی مورد نیاز از ظرفیت خمشی تجاوز کند، شکست خمشی رخ خواهد داد و پاسخ خمشی وارد

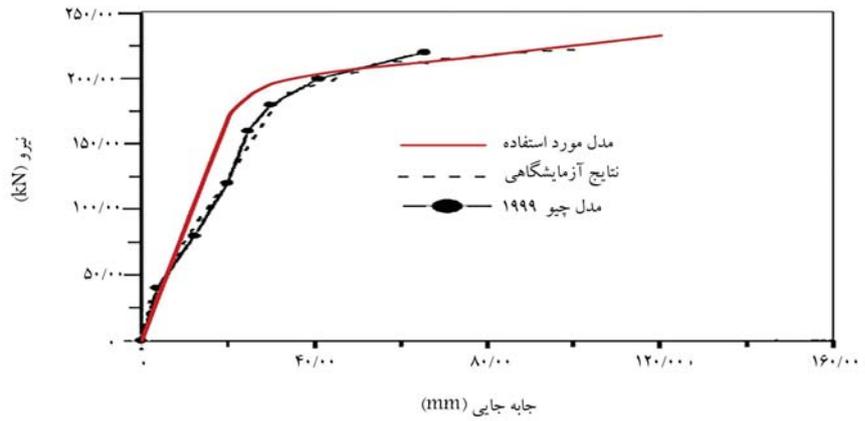
برگرفته شده است.^[۱-۳] در شکل ۳، تطابق رفتار مصالح اتخاذ شده با مدل‌های آزمایشگاهی مشاهده می‌شود.

برای مدل‌سازی رفتار خمشی ستون در نرم‌افزار OpenSees، از المان Force-BeamColumn، که به یک مقطع فایبر اعمال می‌شود، استفاده شده است. به طور کلی، المان‌ها، نیروهای داخلی و ماتریس سختی خود را محاسبه و به‌روزرسانی می‌کنند. المان ForceBeamColumn جهت انجام فرایند اخیر از توابع درون‌یابی نیروهای داخلی استفاده می‌کند. ورودی توابع مذکور از جنس نیرو است و آنها، نیروهای گره‌یی موجود را به نیروهای داخلی تبدیل می‌کنند. همچنین از مدل ارائه شده توسط مصطفایی و کاباساوا (۲۰۰۴) جهت مدل‌سازی دیوار استفاده شده است.^[۲۲] به طور کلی مودهای شکست میانقاب به ۴ دسته‌ی کلی تقسیم می‌شوند: (۱) شکست برشی ناشی از لغزش به صورت افقی، (۲) شکست فشاری قطری، (۳) ترک‌خوردگی کششی قطری، که یک شکست کلی محسوب نمی‌شود و (۴) مود شکست کششی ناشی از خمش، که معمولاً مود شکست بحرانی به حساب نمی‌آید. برای مدل‌سازی دیوار میانقاب در نرم‌افزار OpenSees، از المان Truss و مصالح ModIMKPeakOriented استفاده شده است. به منظور راستی‌آزمایی مدل‌سازی قاب از نمونه‌ی آزمایشگاهی چپو^۹ و همکاران (۱۹۹۹) استفاده شده است، که مشخصات هندسی آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود.^[۲۳] که در آن منحنی بار افزون نشانگر تطابق مدل ایجاد شده با مدل آزمایشگاهی است.

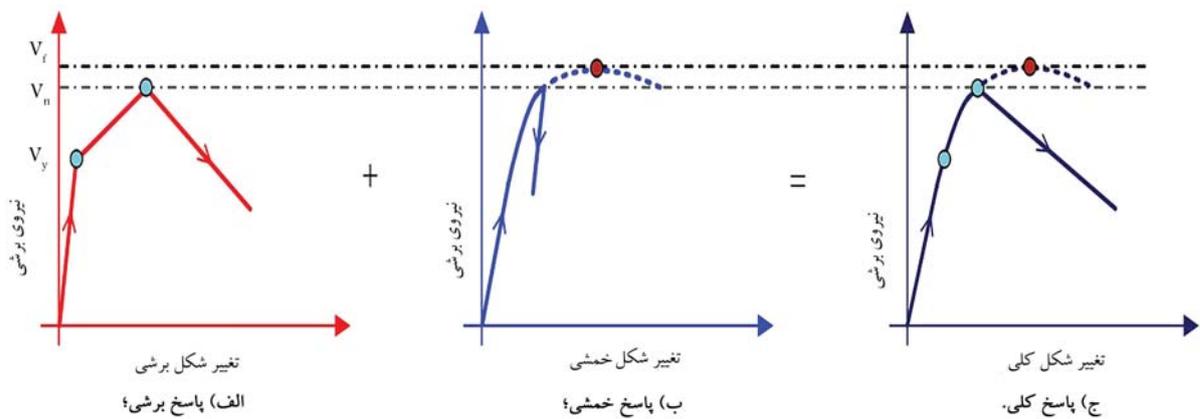
در جدول ۱، L ارتفاع ستون، B و H ابعاد ستون، ρ_l درصد آرماتورهای طولی، ρ_t درصد آرماتورهای عرضی، s فاصله‌ی آرماتورهای عرضی از یکدیگر، f'_c



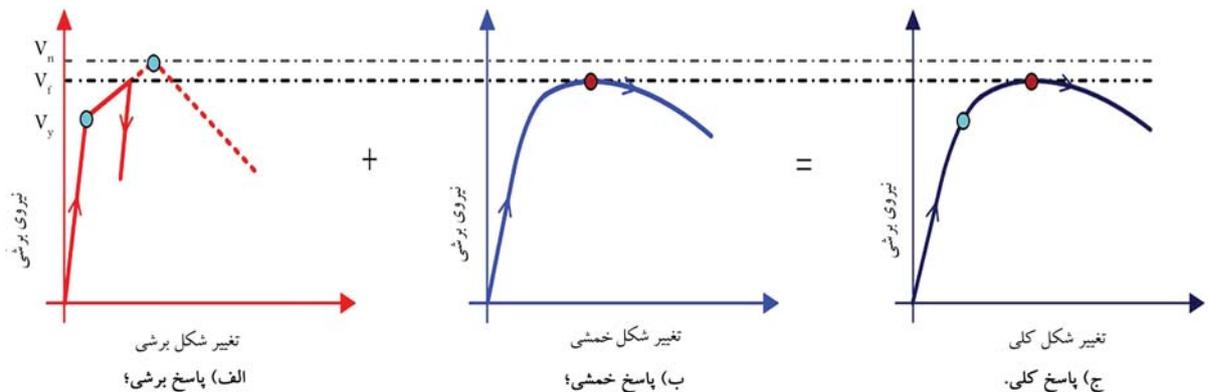
شکل ۳. تطابق رفتار مصالح استفاده شده با مدل‌های آزمایشگاهی (محور قائم بار جانبی بر حسب کیلونیوتن، محور افقی دررفت بر حسب درصد).



شکل ۴. تطابق رفتار قاب مدل‌سازی شده با مدل‌های آزمایشگاهی.



شکل ۵. کلیه‌ی پاسخ‌ها در مود شکست برشی.



شکل ۶. کلیه‌ی پاسخ‌ها در مود شکست خمشی.

خارج از محدوده‌ی در نظر گرفته شده حذف شدند، تا مقادیر پارامترها در یک بازه‌ی منطقی قرار بگیرند.

مرحله‌ی نزولی می‌شود و متعاقباً رفتار خمشی بر سازه حاکم می‌شود.

۲.۲. ایجاد پایگاه اطلاعاتی گسیختگی خمشی یا برشی ستون

در ابتدا برای ایجاد قاب‌های تصادفی متشکل از ۱۰ پارامتر انتخابی، پایگاه داده شامل ۲۰۰/۰۰۰ مدل با استفاده از الگوریتم مونت‌کارلو ایجاد شده است.^[۲۵] اطلاعات آماری مربوط به پارامترها مطابق جدول ۲ منظور شده است.

با توجه به این‌که در توزیع نرمال نمی‌توان کمینه و بیشینه‌ی متصور شد، مقادیر

۳.۲. کنترل توزیع پارامترها پس از حذف موارد واگرا شده

با توجه به آن‌که در انجام تحلیل‌ها حدود ۵٪ از نمونه‌ها به دلیل واگرایی مدل حذف شده‌اند، باید کنترل شود که توزیع مقادیر پارامترها تغییر نکرده باشد. برای بررسی نرمال بودن توزیع پارامترها، از آزمون نمودار چندک چندک استفاده شده است.^[۹]

جدول ۲. اطلاعات آماری مربوط به پارامترها.

ردیف	پارامتر	میانگین	انحراف معیار	حد پایین	حد بالا
۱	(t_w)	۰/۲	۰/۰۲	۰/۱۵	۰/۲۵
۲	(h)	۴۲/۵	۸/۵	۲۵	۶۰
۳	(L_c)	۲/۹	۰/۲۹	۲/۴	۳/۴
۴	(ρ_l)	۰/۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۳
۵	(ρ_s)	۰/۰۰۲۱	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۰۷	۰/۰۰۳۵
۶	(L_b)	۴/۲	۰/۸۴	۲/۴	۶
۷	(\bar{P})	۰/۴	۰/۱۴	۰/۱	۰/۷
۸	(\bar{H}_w)	۰/۶۵	۰/۱۳	۰/۴	۰/۹
۹	(f'_c)	۲۰/۵	۲/۰۵	۱۶	۲۵
۱۰	(f_y)	۳۷۰	۱۸/۵	۳۴۰	۴۰۰

تصمیم (DT) و آزمون F (FT)، میزان اهمیت پارامترهای مدنظر در تشکیل پدیده‌ی ستون کوتاه، [۲۷، ۲۸] بررسی و خلاصه‌ی نتایج در ادامه ارائه شده است.

۱.۲.۳. روش تحلیل مؤلفه‌ی اساسی (PCA)

در ابتدا، با استفاده از روش تحلیل مؤلفه‌ی اساسی، ترتیب اهمیت پارامترها در تشکیل ستون کوتاه مشخص شده است. در شکل ۹ - الف مشاهده می‌شود که با استفاده از روش PCA واریانس پارامترهای مختلف و تقریباً ۷ پارامتر اول، اهمیت تقریباً یکسانی دارند. این موضوع در شکل ۹ - ب نیز مشاهده می‌شود، که مطابق آن با در نظر گرفتن تعداد پارامترهای بیشتر، میزان واریانس جمعی تقریباً به صورت خطی افزایش پیدا کرده است. به عنوان مثال، برای رسیدن به واریانس جمعی ۹۰ درصدی، باید ۸ پارامتر از ۱۰ پارامتر بررسی شده را لحاظ کرد. لذا می‌توان بدین صورت نتیجه‌گیری کرد که روش PCA قادر به تشخیص کارآمد مؤثرترین پارامترها نخواهد بود و نمی‌توان با استفاده از روش PCA با کاهش تعداد متغیرها به نتایج مناسبی دست پیدا کرد.

۲.۲.۳. درخت تصمیم (DT)

در شکل ۱۰ - الف مشاهده می‌شود که با استفاده از روش درخت تصمیم، واریانس پارامترها متفاوت است و تقریباً ۴ پارامتر، اهمیت بالایی نسبت به سایر پارامترها دارند. با مشاهده‌ی نتایج روش درخت تصمیم می‌توان این‌گونه استنباط کرد که مؤثرترین پارامترها در تشکیل ستون کوتاه به ترتیب عبارت‌اند از:

- ✓ نسبت آرماتور عرضی ستون با ضریب اهمیت ۰/۲۵،
- ✓ نسبت ارتفاع دیوار به ستون با ضریب اهمیت ۰/۲۱،
- ✓ ارتفاع مقطع ستون با ضریب اهمیت ۰/۲،
- ✓ نسبت آرماتور طولی ستون با ضریب اهمیت ۰/۱۲.

سایر پارامترها، همگی ضریب اهمیت کمتر از ۰/۰۵ دارند. کم‌اهمیت‌ترین پارامترها نیز عبارت‌اند از: نسبت بار محوری و تنش تسلیم آرماتور. در شکل ۱۰ - ب مشاهده می‌شود که شیب نمودار در ابتدا زیاد و سپس کاهش پیدا کرده است، که در واقع بیان‌گر اهمیت بالای پارامترهای ابتدایی و اهمیت خیلی کمتر سایر پارامترهاست. به عنوان مثال، برای رسیدن به واریانس جمعی ۹۰ درصدی، باید ۵ پارامتر از ۱۰ پارامتر مورد بررسی را لحاظ کرد.

۳.۲.۳. آزمون F (F- Test)

در شکل ۱۱ - الف مشاهده می‌شود که با استفاده از روش آزمون F، واریانس پارامترها متفاوت است و دو پارامتر، اهمیت نسبتاً بالایی نسبت به سایر پارامترها دارند، که به ترتیب اهمیت عبارت‌اند از:

- ✓ نسبت آرماتور عرضی ستون: $F - value = ۳۰۰۰۰$
- ✓ نسبت ارتفاع دیوار به ستون: $F - value = ۲۵۰۰۰$
- ✓ ارتفاع مقطع ستون با: $F - value = ۱۲۵۰۰$
- ✓ نسبت آرماتور طولی ستون با: $F - value = ۹۰۰۰$

سایر پارامترها، همگی F-value کمتر از ۵۰۰۰ دارند. کم‌اهمیت‌ترین پارامترها به ترتیب عبارت از تنش تسلیم آرماتور و نسبت بار محوری هستند. در شکل ۱۱ - ب مشاهده می‌شود که شیب نمودار در ابتدا زیاد و سپس کاهش پیدا کرده است، که در واقع بیان‌گر اهمیت بالای پارامترهای ابتدایی و اهمیت خیلی کمتر سایر پارامترهاست. به عنوان مثال، برای رسیدن به واریانس جمعی ۹۰ درصدی، باید ۳ پارامتر از ۱۰ پارامتر مورد بررسی را لحاظ کرد.

در روش آزمون نرمال بودن QQ-Plot، هر چه منحنی به دست آمده به خط نیمساز نمودار نزدیک‌تر باشد، نشان‌دهنده‌ی تطابق بهتر با توزیع نرمال است. همان‌طور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، برای تمامی پارامترها، علی‌رغم حذف شدن برخی از نمونه‌ها به علت واگرایی مدل سازه‌یی، توزیع داده‌ها دارای تطابق بسیار خوبی با توزیع نرمال هستند.

از آن‌جا که با اتخاذ مقادیر حد پایین و حد بالا برای پارامترهای منتخب مطابق صفر، در واقع از توزیع نرمال بریده شده ۱۰ استفاده شده است، در قسمت‌های ابتدایی و انتهایی نمودار، منحنی‌های QQ-Plot از خط نیمساز فاصله دارند. نکته‌ی قابل ذکر دیگر این‌که در مورد پارامترهای ضخامت دیوار میانقاب و ارتفاع مقطع ستون، با توجه به این‌که از مقادیر ناپیوسته استفاده شده است، منحنی QQ-Plot به صورت پله‌یی ایجاد شده است. همچنین لازم به ذکر است که به علت پیوسته نبودن مقادیر بعد ستون و ضخامت دیوار، نمودار ایجاد شده به صورت پله‌یی است؛ اما با وجود این، تطابق با توزیع نرمال مشاهده می‌شود.

۳. بررسی اهمیت پارامترهای انتخابی

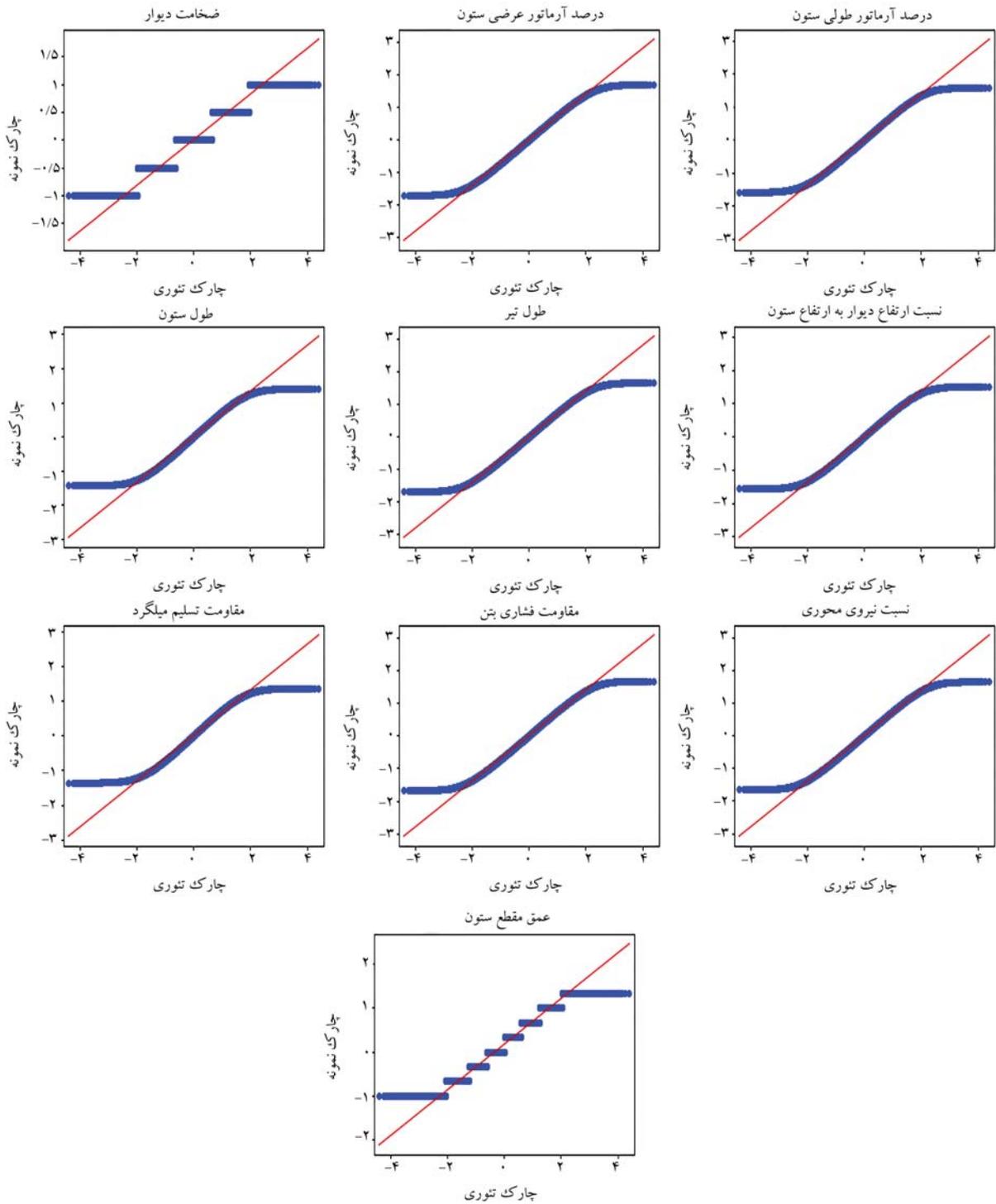
۱.۳. مقیاس کردن داده‌های پارامترها

تحلیل مؤلفه‌ی اساسی روی نسخه‌ی نرمال شده‌ی پارامترهای متغیر قابل انجام است. این امر به آن دلیل است که پارامترهای اصلی، مقیاس‌های گوناگونی دارند و واضح است که مقدار واریانس برخی از آنها، اعداد بزرگی خواهد بود. ابتدا باید کلیه‌ی پارامترهای ارائه شده در جدول ۲ نرمال‌سازی شوند، [۱۳] تا در بخش بعدی به درستی از روش‌های یادگیری ماشین و همبستگی استفاده شود. در پژوهش حاضر، از روش مقیاس استوار^{۱۱} استفاده شده است. [۲۶] در شکل ۸، دو نمونه از پارامترهای مقیاس شده مشاهده می‌شود، که مطابق آن می‌توان دریافت که با مقیاس کردن، نوع توزیع بدون تغییر باقی مانده است و حال می‌توان از داده‌های اخیر برای تعیین مهم‌ترین پارامتر در تشکیل ستون کوتاه استفاده کرد.

۲.۳. بررسی اهمیت پارامترهای مختلف با استفاده از روش‌های

یادگیری ماشین

در بخش حاضر، با استفاده از سه روش تحلیل: مؤلفه‌ی اساسی (PCA)، درخت



شکل ۷. کنترل نرمال بودن داده‌های اصلاح شده با استفاده از روش QQ-Plot.

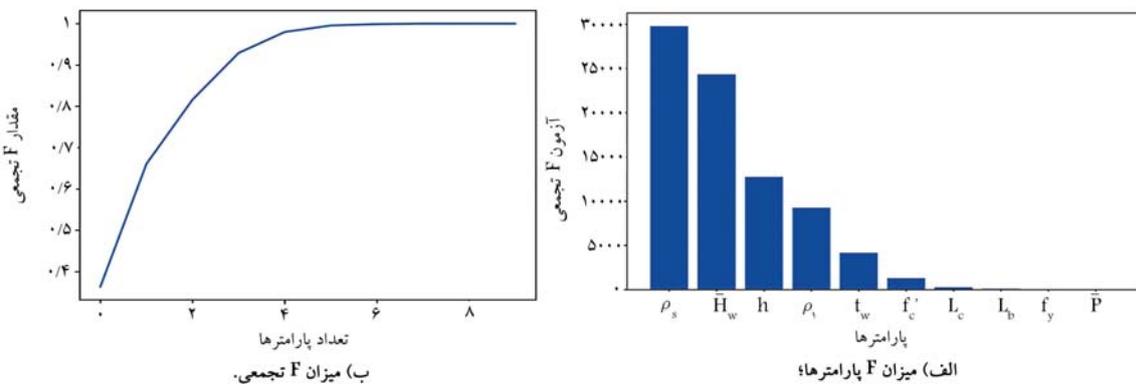
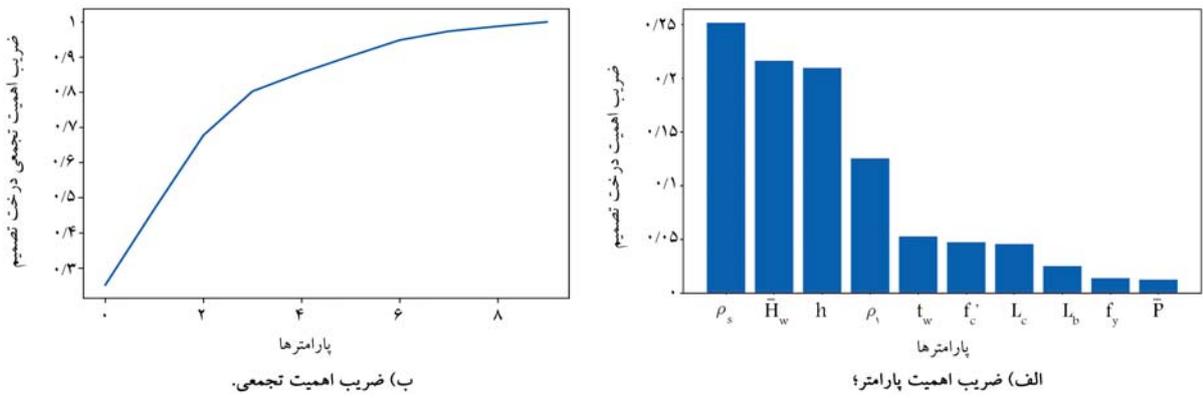
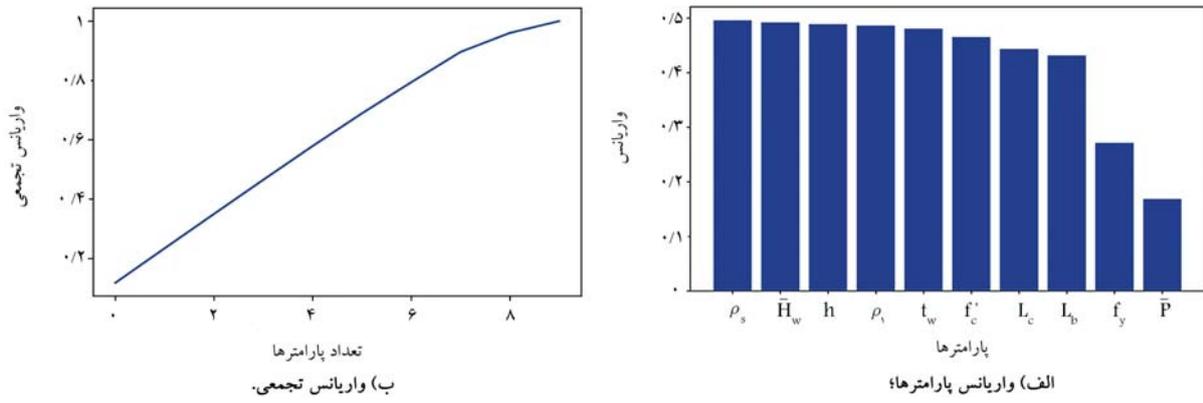
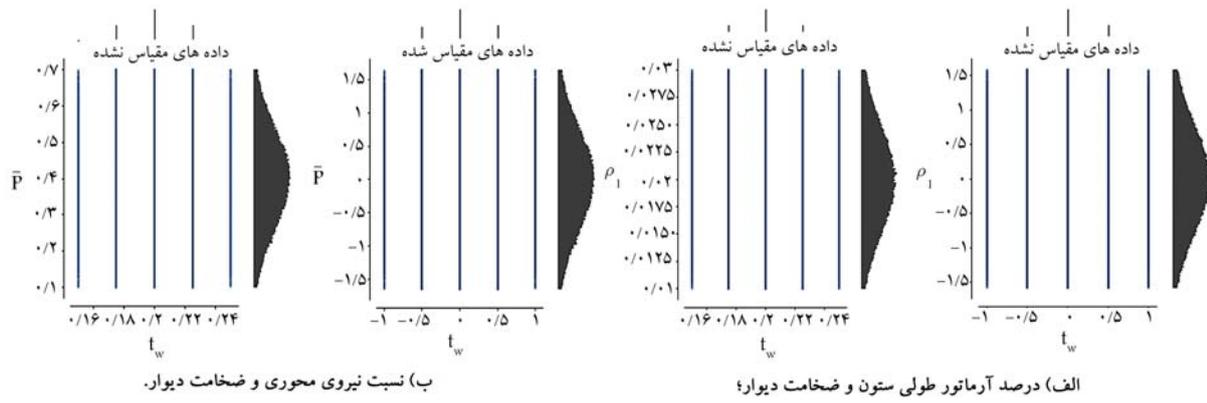
۴. بررسی اهمیت پارامترهای مختلف با استفاده از

روش‌های همبستگی

۱.۴. روش همبستگی پیرسون

روش همبستگی پیرسون یک روش تحلیل همبستگی پارامتری است. در تحلیل همبستگی مقدار ۱، نشان‌دهنده انطباق کامل بین رتبه‌ها و مقدار ۰- نیز انطباق

معکوس بین رتبه‌ها را نشان می‌دهد. اگر ضریب همبستگی، مقداری نزدیک صفر شود، مشخص می‌شود که رابطه‌ی خطی بین دو متغیر وجود ندارد. در مقابل، اگر ضریب همبستگی پیرسون مقداری نزدیک یا برابر با ۱ یا -۱ باشد، وجود رابطه‌ی شدید خطی بین دو متغیر تأیید خواهد شد. قطر اصلی ماتریس مذکور برابر ۱ است، زیرا هر ویژگی با خودش طبیعتاً همبستگی بیشینه دارد. اعداد مثبت نشان می‌دهند که با افزایش یک پارامتر، پارامتر دوم نیز افزایش



۲.۴. روش همبستگی اسپیرمن

روش همبستگی اسپیرمن، یک روش تحلیل همبستگی ناپارامتری است، که تفسیر نتایج آن نیز مشابه روش همبستگی پیرسون است.^[۱۸] بررسی نقشه‌ی گرمایی مربوط به همبستگی اسپیرمن در شکل ۱۳ نشان می‌دهد که مؤثرترین پارامترها در تشکیل ستون کوتاه به ترتیب عبارت‌اند از:

- ✓ درصد آرماتورهای عرضی ستون با ضریب همبستگی ۰/۴،
 - ✓ نسبت ارتفاع دیوار میانقاب به ارتفاع ستون با ضریب همبستگی ۰/۳،
 - ✓ عمق مقطع ستون با ضریب همبستگی ۰/۳،
 - ✓ درصد آرماتور طولی ستون با ضریب همبستگی ۰/۲،
 - ✓ ضخامت دیوار میانقاب با ضریب همبستگی ۰/۱،
- همچنین کم‌اثرترین پارامترها در تشکیل ستون کوتاه به ترتیب عبارت‌اند از:
- ✓ تنش تسلیم آرماتور به ضریب همبستگی ۰/۰۰۱،
 - ✓ نسبت نیروی محوری با ضریب همبستگی ۰/۰۰۱،
 - ✓ طول تیر با ضریب همبستگی ۰/۰۲.

ارتباط و همبستگی بین تمامی پارامترهای مدنظر، بسیار پایین است و روش همبستگی اسپیرمن نیز تأیید می‌کند که تمامی پارامترها مستقلاً در تشکیل پدیده‌ی ستون کوتاه مؤثر بوده‌اند.

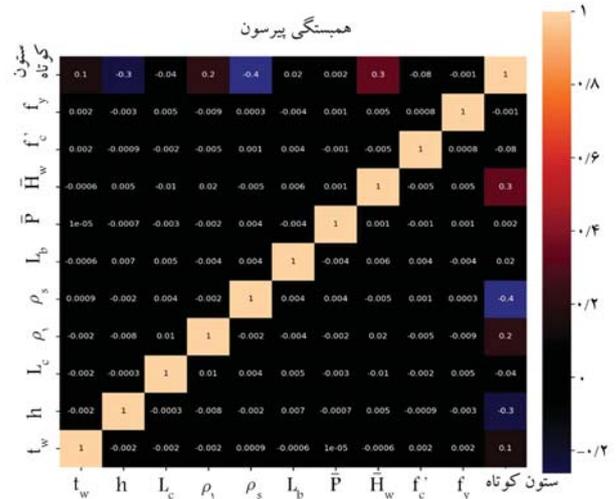
با توجه به این‌که تطابق و همخوانی بسیار مناسبی در هر دو روش همبستگی وجود دارد، اثر پارامترهای مهم بدین صورت خواهد بود:

- ✓ با افزایش درصد آرماتورهای عرضی ستون، احتمال وقوع ستون کوتاه افزایش می‌یابد.
- ✓ با افزایش نسبت ارتفاع دیوار به ستون، احتمال وقوع ستون کوتاه کاهش می‌یابد.
- ✓ با افزایش عمق مقطع ستون، احتمال وقوع ستون کوتاه افزایش می‌یابد.
- ✓ با افزایش درصد آرماتور طولی ستون، احتمال وقوع ستون کوتاه کاهش می‌یابد.
- ✓ با افزایش ضخامت دیوار میانقاب، احتمال وقوع ستون کوتاه افزایش می‌یابد.

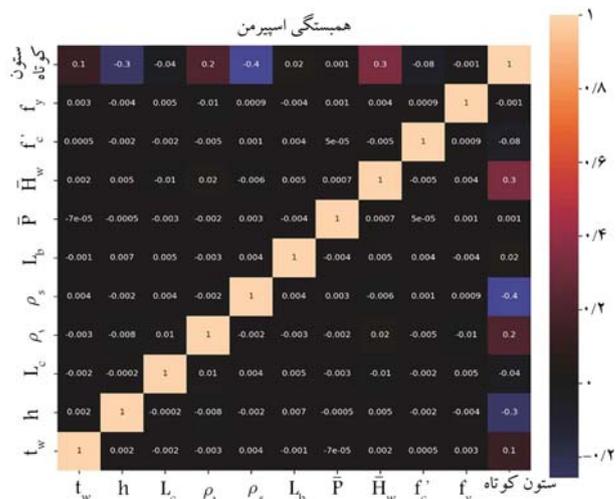
۵. نتیجه‌گیری

با وجود اهمیت زیاد ستون کوتاه در ایجاد آسیب و فروریزش ساختمان‌های بتنی در زلزله‌های پیشین، تاکنون میزان اهمیت پارامترهای مؤثر در تشکیل پدیده‌ی ستون کوتاه به صورت جامع مشخص نشده است. در مطالعه‌ی حاضر، اهمیت پارامترهای مختلف با ایجاد یک پایگاه داده متشکل از ۲۰۰،۰۰۰ مدل قاب بتنی مسلح یک طبقه در نرم‌افزار OpenSees، انجام تحلیل‌های پوش‌آور و تشخیص نوع شکست ستون در هر حالت با استفاده از روش‌های یادگیری ماشین و همبستگی بررسی شده است.

علی‌رغم موفق نبودن روش PCA در تشخیص مناسب میزان اهمیت پارامترها، روش‌های DT و آزمون F و همچنین روش‌های همبستگی پیرسون و اسپیرمن به خوبی قادر به شناسایی مهم‌ترین و کم‌اهمیت‌ترین پارامترها در شکست برشی ستون هستند. با توجه به تطابق روش‌های مذکور و جمع‌بندی تمامی نتایج، نهایتاً دو پارامتر درصد آرماتور برشی ستون و نسبت ارتفاع دیوار به ارتفاع ستون، به عنوان مهم‌ترین پارامترها معرفی شده‌اند. همچنین پارامتر عمق مقطع ستون و درصد آرماتور طولی ستون پارامترهای اصلی سوم و چهارم هستند.



شکل ۱۲. نقشه‌ی حرارتی برای روش همبستگی پیرسون.



شکل ۱۳. نقشه‌ی حرارتی در روش‌های همبستگی اسپیرمن.

می‌یابد.^[۱۸] بررسی نقشه‌ی گرمایی ۱۲ مربوط به همبستگی پیرسون در شکل ۱۲ نشان می‌دهد که مؤثرترین پارامترها در تشکیل ستون کوتاه به ترتیب عبارت‌اند از:

- ✓ درصد آرماتورهای عرضی ستون با ضریب همبستگی ۰/۴،
 - ✓ نسبت ارتفاع دیوار میانقاب به ارتفاع ستون با ضریب همبستگی ۰/۳،
 - ✓ عمق مقطع ستون با ضریب همبستگی ۰/۳،
 - ✓ درصد آرماتور طولی ستون با ضریب همبستگی ۰/۲،
 - ✓ ضخامت دیوار میانقاب با ضریب همبستگی ۰/۱،
- و کم‌اثرترین پارامترها در تشکیل ستون کوتاه به ترتیب عبارت‌اند از:
- ✓ تنش تسلیم آرماتور به ضریب همبستگی ۰/۰۰۱،
 - ✓ نسبت نیروی محوری با ضریب همبستگی ۰/۰۰۲،
 - ✓ طول تیر با ضریب همبستگی ۰/۰۲.

همچنین ملاحظه می‌شود که ارتباط و همبستگی بین تمامی پارامترهای مدنظر بسیار پایین است و در واقع بدین صورت می‌توان تفسیر کرد که تمامی پارامترها مستقلاً در تشکیل پدیده‌ی ستون کوتاه اثرگذارند.

تحلیل‌های پیچیده و زمان‌بر به اطلاعات مناسبی در مورد وضعیت ستون دست پیدا کند.

تشکر و قدردانی

نویسندگان بدین وسیله از حمایت مالی پژوهشگاه بین‌المللی مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی در انجام پژوهش حاضر، کمال تشکر و قدردانی را دارند.

از نتایج پژوهش حاضر می‌توان در کارهای آتی جهت ارائه‌ی مدل‌هایی برای پیش‌بینی سریع رفتار برشی یا خمشی ستون بدون انجام تحلیل یا آزمایش فقط با استفاده از روش‌های یادگیری ماشین استفاده کرد، تا بتوان به سادگی نوع شکست ستون را شناسایی کرد.

برای استفاده‌ی بهتر از نتایج پژوهش حاضر، می‌توان در کارهای آتی اقدام به تولید یک نرم‌افزار با رابط کاربری ساده و گرافیکی کرد، تا کاربر به سادگی و بدون انجام

پانوشت‌ها

1. Li
2. Moretti
3. Jin
4. principal component analysis
5. decision tree
6. F-test
7. Spearman
8. Pearson
9. Chiou
10. truncated normal distribution
11. robust scaling
12. heat map

منابع (References)

1. Li, Y.-A., Huang, Y.-T. and Hwang, S.-J. "Seismic response of reinforced concrete short columns failed in shear", *ACI Structural Journal*, **111**(4), p. 945-954 (2014).
2. Li, Y.-A. and Hwang, S.-J. "Prediction of lateral load displacement curves for reinforced concrete short columns failed in shear", *Journal of Structural Engineering*, **143**(2), 4016164 (2017).
3. Li, Y.-A., Weng, P.-W. and Hwang, S.-J. "Seismic performance of reinforced concrete intermediate short columns failed in Shear", *ACI Structural Journal*, **116**(3), pp. 195-206 (2019).
4. Shen, W.-C., Hwang, S.-J., Li, Y.-A. and et al. "Force-displacement model for shear-critical reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, **118**(1), pp. 241-249 (2021).
5. Moretti, M.L. "Behavior and aseismic design of short columns", *Conference: 3rd Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey (2002).
6. Moretti, M. and Tassios, T.P. "Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: experimental results", *Engineering Structures*, **29**(8), pp. 2018-2029 (2007).
7. Jin, L., Zhang, S., Li, D. and et al. "A combined experimental and numerical analysis on the seismic behavior of short reinforced concrete columns with different structural sizes and axial compression ratios", *International Journal of Damage Mechanics*, **27**(9), pp. 1416-1447 (2018).
8. Beheshti Aval, H. and Ketabdari, S.B. "Estimating shear strength of rectangular short reinforced concrete columns using genetic programming", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **34.2**(4.1), pp. 101-111 (In Persian) (2019).
9. \DJUROVIĆ, Ž.M. and KOVAČEVIĆ, B.D. "QQ-plot approach to robust Kalman filtering", *International Journal of Control*, **61**(4), pp. 837-857 (1995).
10. Pedregosa, F., Varoquaux, G., Gramfort, A. and et al. "Scikit-learn: machine learning in python," *The Journal of machine Learning research*, **12**(85), pp. 2825-2830 (2011).
11. Salzberg, S.L. "C4. 5: programs for machine learning by j. ross quinlan. morgan kaufmann publishers, inc., 1993", *Kluwer Academic Publishers* (1994).
12. St, L. and Wold, S. "Analysis of variance (ANOVA)", *Chemometrics and intelligent laboratory systems*, **6**(4), pp. 259-272 (1989).
13. MacQueen, J. and others, "Some methods for classification and analysis of multivariate observations", *In Proceedings of the 5th Berkeley symposium on mathematical statistics and probability*, **1**(14), pp. 281-297 (1967).
14. Bradley, A.P. "The use of the area under the ROC curve in the evaluation of machine learning algorithms", *Pattern Recognition*, **30**(7), pp. 1145-1159 (1997).
15. Gönen, M. "Receiver operating characteristic (ROC) curves", *SAS Users Group International (SUGI)*, **31**, pp. 210-231 (2006).
16. Altman, N.S. "An introduction to kernel and nearest-neighbor nonparametric regression", *The American Statistician*, **46**(3), pp. 175-185 (1992).
17. Jolliffe, I.T. "Principal Component Analysis", *Springer Series in Statistics*, **29** (2002).
18. Benesty, J., Chen, V, Huang, Y. and et al. "Pearson correlation coefficient", *In Noise Reduction in Speech Processing*, Springer, pp. 1-4 (2009).
19. Myers, L. and Sirois, M.J. "Spearman correlation coefficients, differences between", *Encyclopedia of Statistical Sciences*, **12** (2004).

20. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and et al. "OpenSees command language manual", *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, **264**, pp. 137-158 (2006).
21. ASCE/SEI 31-41, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings", Published online: (May 29 2014).
22. Hossein, M. and Kabeyasawa, T. "Effect of infill masonry walls on the seismic response of reinforced concrete buildings subjected to the 2003 Bam earthquake strong motion: a case study of Bam telephone center", *Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo*, **79**(3), pp. 133-156 (2004).
23. Chiou, Y.-J., Tzeng, J.-C. and Liou, Y.-W. "Experimental and analytical study of masonry infilled frames", *Journal of Structural Engineering*, **125**(10), pp. 1109-1117 (1999).
24. Lynn, A.C., Moehle, J.P., Mahin, S.A. and et al "Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns", *Earthquake Spectra*, **12**(4), pp. 715-739 (1996).
25. Pouraminian, H. and Ekrannejad, M. "Reliability analysis of concrete arch dam under stage construction and hydrostatic pressure by MCS and RS methods", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **37.2**(3.2), pp. 135-145 (In Persian) (2021).
26. Spence, I. and Lewandowsky, S. "Robust multidimensional scaling", *Psychometrika*, **54**(3), pp. 501-513 (1989).
27. Rokach, L. and Maimon, O. "Top-down induction of decision trees classifiers-a survey", *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Part C (Applications and Reviews)*, **35**(4) pp. 476-487 (2005).
28. Huang, L.-S. and Chen, J. "Analysis of variance, coefficient of determination and F-test for local polynomial regression", *The Annals of Statistics*, **36**(5), pp. 2085-2109 (2008).

بررسی رفتار ماسه‌ی لای‌دار تثبیت شده با سیلیس کلئوئیدی در مقابل روانگرایی

ایمان نوری دلاور (دکتری)

رضا نورزاد* (دانشیار)

بهرام طعنه‌گبندی (دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (دوره‌ی ۲ - شماره ۱/۲، ص. ۸۹-۹۸، پژوهشی)

توزیع شیمیایی، یک فرایند ژئوتکنیکی مناسب جهت تثبیت و ناتراوا ساختن خاک است. برای تعیین مشخصات خاک تثبیت شده با سیلیس کلئوئیدی، نمونه‌های ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای‌دار با مقادیر لای ۲۰ و ۴۰ درصد، در حالت تثبیت نشده و تثبیت شده با غلظت‌های گوناگون سیلیس کلئوئیدی از ۵ تا ۳۰ درصد تهیه شده و آثار سیلیس کلئوئیدی در رفتار آن‌ها در حالت بارگذاری دوره‌ی بررسی شده است. آزمایش‌های فشاری تک‌محوری به منظور تعیین بهترین زمان انجام آزمایش‌ها بر روی نمونه‌ها انجام شده است. براساس نتایج به دست آمده، بهترین سن نمونه جهت انجام آزمایش‌های دوره‌ی سه روز انتخاب شد. با انجام آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ی مشاهده شد که تثبیت ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای‌دار با سیلیس کلئوئیدی موجب به تعویق انداختن پدیده‌ی روانگرایی در خاک‌های مستعد پدیده‌ی روانگرایی می‌شود. به گونه‌ی که افزودن سیلیس کلئوئیدی حتی با غلظت ۵٪، می‌تواند در نسبت تنش دوره‌ی ۲/۰ از بروز پدیده‌ی روانگرایی پیشگیری کند، اما برای جلوگیری از روانگرایی در سطوح بالاتر بارگذاری دینامیکی، افزودن سیلیس کلئوئیدی با غلظت بیشتر از ۲۰٪ لازم است.

واژگان کلیدی: ماسه، ماسه‌ی لای‌دار، بارگذاری دینامیکی، سیلیس کلئوئیدی، تثبیت خاک، تزریق.

nouri.im@gmail.com
moorzad@nit.ac.ir
bahram.gonbadi@gmail.com

۱. مقدمه

آثار تراوش، مقاوم‌سازی خاک جهت بهبود ظرفیت باربری، پایداری گود، مقاومت در مقابل روانگرایی، بهبود پایداری سازه‌های موجود، تنظیم مشخصات سازه‌ی تغییرشکل یافته و تثبیت زمین جهت ساده‌سازی حفاری تونل یا شفت استفاده شود.^[۱] معمول‌ترین نوع دوغاب‌ها، سیمان پرتلند، رس، دوغاب شیمیایی و قیر هستند، که هیچ‌یک از آن‌ها جهت استفاده برای همه‌ی انواع خاک‌ها مناسب نیستند و مشخصات هر کدام از دوغاب‌ها، آن را جهت کاربرد در شرایط خاصی مناسب می‌سازد. یک مسئله‌ی مهم در انتخاب نوع دوغاب آن است که ذرات موجود در آن باید به شکل چشمگیری کوچک‌تر از حفره‌های پرشونده‌ی خاک باشند. این اطلاعات به روش تجربی و براساس آزمایش‌ها باید تعیین و استفاده شوند.^[۲] به عنوان مثال، در خاک‌های ریزدانه، فقط دوغاب‌های امولسیون‌ی و محلول کاربرد دارند و دوغاب‌های سوسپانسیون‌ی معمول به کار نمی‌آیند. از سال ۱۹۵۷ به بعد، استفاده از تزریق شیمیایی در خاک‌ها افزایش یافته است. مزیت دوغاب‌های شیمیایی در گرانروی پایین و کنترل زمان گیرش آن‌هاست و عیب آن‌ها در امکان سستی بودن بعضی از انواع آن در طبیعت و هزینه‌ی نسبتاً بالای آن‌ها در مقایسه با سایر دوغاب‌هاست. برخی از انواع دوغاب‌های شیمیایی عبارت‌اند از: سیلیکات سدیم، لیگنوسولفیت، اکریلامید، کلسیم اکریلات و رزین‌ها، مانند اپوکسی رزین و رزورسینول فرمالدهید.^[۳] معمول‌ترین

تثبیت به روش تزریق، فرایندی برای پرکردن حفره‌های خاک و ترک‌ها و یا شکاف‌های موجود در سنگ‌ها جهت بهبود مشخصات آب‌بندی و مکانیکی مصالح مذکور است. سه نوع کلی مصالح تزریق‌شونده عبارت‌اند از: دوغاب حالت سوسپانسیون، دوغاب حالت امولسیون و دوغاب حالت محلول. دوغاب حالت سوسپانسیون، شامل رس، سیمان و آهک مخلوط با آب است. در حالی که دوغاب حالت امولسیون شامل مخلوط آب و قیر است. دوغاب حالت محلول نیز شامل گستره‌ی وسیعی از مواد شیمیایی است. با فشارها و عملیات گوناگون اعمال شده در فرایند تزریق، بهسازی به شکل‌های گوناگون قابل دستیابی است.^[۱] تزریق نفوذی^۱ با بکارگیری دوغاب رقیق و با اعمال فشار پایین (۲ الی ۳ اتمسفر)، در خاک‌های حاوی ریزدانه انجام می‌شود. در حالی که تزریق تراکمی^۲ یا تغییرشکل کنترل شده و یا شکست هیدرولیکی^۳ یا تغییرشکل کنترل نشده با فشار تزریق بالا (۸ الی ۱۰ اتمسفر)، در خاک‌های حاوی ریزدانه صورت می‌پذیرد.^[۲] عملیات تزریق می‌تواند جهت بهبود شرایط ساختگاه در مقابل مسائل احتمالی ساخت، مانند کاهش تراوایی خاک جهت کمینه‌سازی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۸/۴، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۲۸، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۵

DOI:10.24200/J30.2021.59219.3035

ماده‌ی شیمیایی استفاده شده جهت تزریق، سیلیکات‌ها و معمولاً سیلیکات سدیم است. مشکل استفاده از دوغاب سیلیکات سدیم، ژل شدن یکباره‌ی آن قبل از تزریق است که تا حدودی با رقیق کردن دوغاب و یا تزریق دوغاب و ماده‌ی فعال‌ساز آن به‌طور جداگانه قابل اصلاح است.^[۳] یونکورا و کاگا^۴ (۱۹۹۲) با به کارگیری فتاوری نانو در دوغاب‌های شیمیایی با پایه‌ی سیلیکات، سیلیس کلئیدی را به عنوان جایگزینی برای سیلیکات سدیم پیشنهاد کردند که خواص چشمگیری در بحث تزریق شیمیایی دارد.^[۴] مزیت سیلیس کلئیدی در مقایسه با سایر دوغاب‌ها، گرانروی پایین تر و غیرسمی بودن آن است. برخلاف سیمان‌ها، که حتی در اندازه‌ی بسیار ریز، ذرات آن با عبور از خاک فیلتر می‌شوند، ذرات سیلیس کلئیدی قابل فیلتر شدن با خاک نیستند.^[۵] نقش سیلیس کلئیدی در تثبیت خاک، چسباندن دانه‌های آن به یکدیگر و کاهش تراوایی خاک است. سیلیس کلئیدی با گرانروی پایین، قابلیت ایجاد دوره‌ی تأخیر طولانی و زمان ژلی شدن طولانی (قابل تنظیم تا ۵۰ الی ۱۰۰ روز) را دارد. محلول سیلیس کلئیدی ۵٪، قیمتی مشابه با قیمت سیمان دانه‌ریزه دارد؛ اما هزینه‌ی اجرای روش مذکور به‌طور چشمگیری پایین‌تر از هزینه‌ی مربوط به سیمان معمولی است.^[۶]

در طول دهه‌های اخیر، پژوهش‌هایی در جهت بهبود خواص دینامیکی خاک‌ها با استفاده از سیلیس کلئیدی انجام شده است. کوداکا^۶ و همکاران (۲۰۰۵)، رفتار تنش - کرنش هیستریزس خاک‌های ماسه‌ی تثبیت شده و تثبیت نشده با سیلیس کلئیدی را طی آزمایش برش دوره‌ی پیچشی بررسی و مشاهده کردند که ماسه‌ی تثبیت شده با سیلیس کلئیدی، نخست رفتاری مشابه با ماسه‌ی متراکم با میرایی بالا دارد و در ادامه، دچار تحرک دوره‌ی می‌شود.^[۷] امکان‌سنجی پیشگیری از روانگرایی با تزریق سیلیس کلئیدی، توسط قلاقر^۷ و همکاران (۲۰۰۷) با آزمایش‌های مدل‌سازی سانتیفریوژ انجام شد. ایشان نشان دادند که برای شتاب بیشینه‌ی ۲g/۰ و ۲۵g/۰ در خاک ماسه‌ی تثبیت شده با ۶٪ سیلیس کلئیدی، سطح کرنش ۵/۰ الی ۱ درصد ایجاد می‌شود. در صورتی که همان آزمایش‌ها، در مدل‌های تثبیت نشده، کرنش ۳ الی ۶ درصد را نشان دادند.^[۸] پاموک^۸ و همکاران (۲۰۰۷)، آثار تثبیت با ۶٪ وزنی سیلیس کلئیدی را در پی‌های شمعی مدفون در شیب ماسه‌ی روانگرا بررسی و گزارش کردند که سیلیس کلئیدی، مقاومت روانگرایی را به‌صورت چشمگیری افزایش می‌دهد. همچنین موجب کاهش در تغییرشکل جانبی سطح آزاد و نشست قائم تا ۹۰٪ می‌شود.^[۹] کانلی^۹ و همکاران (۲۰۱۲)، با انجام آزمایش‌های مدل سانتیفریوژ بر روی شیب ماسه‌ی تثبیت شده با سیلیس کلئیدی، روانگرایی و پاسخ تغییرشکل ماسه‌ی نشست تثبیت شده با سیلیس کلئیدی ۴، ۵ و ۹ درصد وزنی را با شیب تثبیت نشده مقایسه کردند. مدل ساخته شده توسط ایشان در واقعیت^{۱۰} شامل یک لایه ماسه‌ی متراکم موتتری شماره‌ی ۳/۰ به ضخامت ۷۵/۰ متر بود که بر روی آن به ضخامت ۴/۸ متر، لایه‌ی ماسه‌ی نشست نوادا قرار داشت. در نهایت بر روی دو لایه ماسه، به ضخامت ۱ متر خاک لوم متراکم قرار می‌گرفت. مدل ساخته شده پس از اعمال شتاب ۱۵g و تحت اثر سناریوهای لرزه‌ی گوناگون بررسی شده و این نتایج به‌دست آمده است.^[۹]

- تثبیت با سیلیس کلئیدی در شیب‌های خاکی واقع بر لایه‌های خاک روانگرا، به شدت از گسترش جانبی شیب جلوگیری می‌کند.
- پاسخ تنش - کرنش ماسه‌ی تثبیت شده در شرایط زهکشی نشده، مشابه با خاک متراکم در حالت بحرانی، رفتار تحرک دوره‌ی از خود نشان می‌دهد.

- افزایش غلظت تثبیت‌کننده‌ها موجب ایجاد نسبت مقاومت دوره‌ی (CSR) بالاتری در دامنه‌ی کرنش برشی دوره‌ی پایین‌تر می‌شود.

بیشتر پژوهش‌های دینامیکی انجام شده با استفاده از تزریق سیلیس کلئیدی بر روی ماسه‌ی تمیز بوده است.^[۱۰-۱۵] مطالعه‌ی نیز توسط وانا و تیکا^{۱۱} (۲۰۲۱)،^[۱۶] بر روی رفتار مکانیکی ماسه‌ی لای‌دار تثبیت شده با سیلیس کلئیدی انجام شده است. مطالعات موجود در زمینه‌ی رفتار ماسه‌ی لای‌دار تثبیت شده با سیلیس کلئیدی در مقابل روانگرایی بسیار اندک است. هدف از انجام پژوهش حاضر، بررسی رفتار خاک ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای‌دار تثبیت شده با سیلیس کلئیدی در مقابل روانگرایی است. نخست، آزمایش‌های فشاری تک‌محوری به منظور تعیین بهترین زمان انجام آزمایش‌ها بر روی نمونه‌ها انجام شده است. سپس به منظور دسترسی به هدف اصلی، آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ی جهت بررسی رفتار روانگرایی خاک انجام شده است. با توجه به آنکه پژوهش حاضر، یک مطالعه‌ی پارامتریک با تمرکز بر روی خاک ساحلی دریای مازندران است، آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های دستکار ماسه‌ی بابل‌سر به همراه مقادیر گوناگون لای طبیعی حاشیه‌ی بابل رود انجام شده است. به منظور مطالعه‌ی نحوه‌ی اثرگذاری تثبیت‌کننده‌ی سیلیس کلئیدی بر روی خاک بررسی شده، نمونه‌های دستکار تثبیت نشده و تثبیت شده با غلظت‌های گوناگون سیلیس کلئیدی آزمایش شده‌اند.

۲. مصالح استفاده شده

مصالح استفاده شده در پژوهش حاضر، شامل ماسه‌ی بابل‌سر، لای بابل و سیلیس کلئیدی است که در بخش کنونی به توضیح مشخصات فیزیکی و شیمیایی آن‌ها پرداخته شده است.

۱.۲. ماسه‌ی بابل‌سر

به منظور تهیه‌ی خاک ماسه‌ی لای‌دار، جهت ساخت نمونه‌های آزمایشی، از مخلوط خاک ماسه‌ی بابل‌سر و لای حاشیه‌ی رودخانه‌ی بابل رود استفاده شده است. پس از تهیه‌ی ماسه از ساحل بابل‌سر، آزمایش دانه‌بندی با الک براساس استاندارد ASTM D۴۲۲^[۱۷] و تعیین چگالی نسبی دانه‌های جامد براساس استاندارد ASTM D۸۵۴^[۱۸] بر روی آن انجام شد. براساس نتایج آزمایش‌های دانه‌بندی و مطابق سیستم رده‌بندی متحد^{۱۲}، ماسه‌ی بابل‌سر در رده‌بندی ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده (SP) قرار می‌گیرد. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر در شکل ۱ مشاهده می‌شود. همچنین، خلاصه‌ی مشخصات ماسه‌ی استفاده شده در جدول ۱ ارائه شده است.

۲.۲. لای بابل

پس از تهیه‌ی خاک لای طبیعی از حاشیه‌ی رودخانه‌ی بابل رود، آزمایش‌های دانه‌بندی به روش ترو هیدرومتری براساس استاندارد ASTM D۴۲۲^[۱۷] و چگالی نسبی براساس استاندارد ASTM D۸۵۴^[۱۸] بر روی مصالح موردنظر انجام شد. سپس،

جدول ۱. خلاصه مشخصات ماسه بابل‌سر.

طبقه‌ی خاک	Gs	D _{۱۰} (mm)	D _{۵۰} (mm)	درصد ریزدانه
SP	۲/۷۴	۰/۱	۰/۱۸	۰/۲۶

جدول ۳. برخی از مشخصات سیلیس کلوتیدی.

درصد بخش جامد	وزن مخصوص (gr/cm^3)	pH
۳۰/۳	۱/۲۱	۹/۶۷

۳.۲. سیلیس کلوتیدی

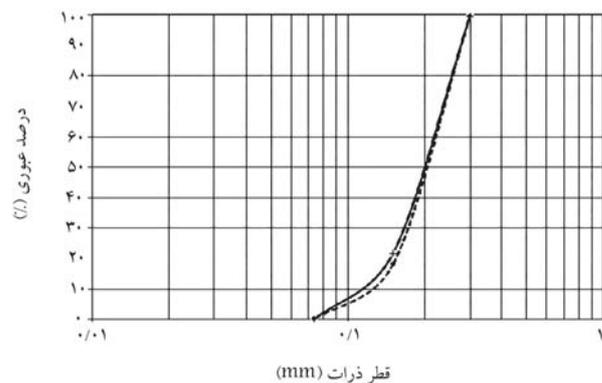
سیلیس کلوتیدی استفاده شده در پژوهش حاضر، ساخت شرکت هندی دکتر خان^{۱۳} است، که یک محلول به رنگ سفید شیری است. براساس اعلام شرکت تولیدکننده، میزان سیلیس موجود در محلول اخیر، ۳۰٪ وزنی آن بود (نسبت وزنی ۳۰٪ سیلیس و ۷۰٪ مایع بود) که قبل از استفاده، تعدادی از پارامترهای محلول در آزمایشگاه به شرح جدول ۳ اندازه‌گیری شده است.

۳. بررسی آزمایشگاهی

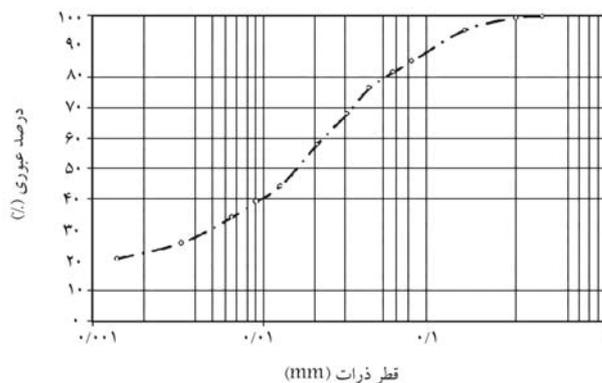
در پژوهش حاضر، پس از انجام آزمایش‌های مقدماتی جهت شناسایی مشخصات اولیه مصالح استفاده شده، آزمایش تراکم به منظور تعیین وزن مخصوص بیشینه ی خاک‌های گوناگون انجام شده است. سپس روش‌های گوناگون نمونه‌سازی با درصد‌های گوناگون لای بررسی شد. پس از مشخص شدن موارد اخیر، آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده، جهت تعیین زمان عمل‌آوری مناسب نمونه‌های تثبیت شده انجام شده است. در نهایت، جهت تعیین تأثیر سیلیس کلوتیدی در رفتار دوره‌ی ماسه‌ی لای‌دار، آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ی انجام شده است که در ادامه به تشریح آن‌ها پرداخته شده است.

۱.۳. آزمایش تراکم استاندارد

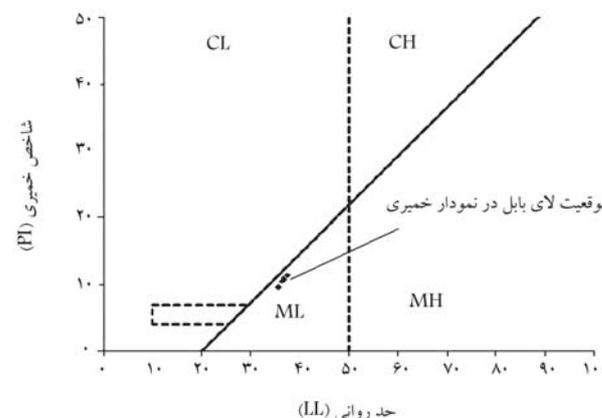
به منظور تعیین وزن مخصوص بیشینه ی خاک‌های گوناگون، جهت کنترل تراکم نمونه‌ها، آزمایش‌های تراکم استاندارد مطابق استاندارد شماره ۶۹۸ D^[۱۹] ASTM انجام شده است. خلاصه‌ی نتایج حاصل از آزمایش‌های اخیر در شکل ۴ مشاهده می‌شود. با افزایش درصد لای در نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار، چگالی خشک بیشینه، نخست روند افزایشی و سپس کاهش در پیش گرفته است، چرا که با افزایش بخش ریزدانه در ماسه‌ی تمیز، ابتدا ذرات ریزدانه فضای خالی بین ذرات ماسه‌ی را پر می‌کنند، لذا چگالی خشک بیشینه افزایش یافته است. پس از پر شدن فضای خالی بین ذرات ماسه، در صورتی که بخش ریزدانه افزایش یابد، افزایش ریزدانه موجب ایجاد فاصله بین ذرات درشت‌دانه و جدایی دانه‌ها می‌شود که با کاهش در چگالی خشک بیشینه همراه خواهد بود. بر این اساس، رفتار خاک در درصد ریزدانه، کمتر از قله‌ی منحنی در نمودار چگالی خشک بیشینه - درصد لای، مشابه خاک درشت‌دانه و پس از آن مشابه خاک ریزدانه خواهد بود. بنا به گفته‌ی یانگ^{۱۴} و همکاران (۲۰۰۶)، مرز بین دو رفتار شبیه درشت‌دانه و شبیه ریزدانه وابسته به نوع دانه‌بندی، شکل دانه‌ها، و بیشینه‌ی اندازه‌ی ذرات درشت‌دانه است.^[۲۱] در آزمایش‌های انجام شده در پژوهش حاضر، مقدار بیشینه‌ی چگالی خشک ماسه‌ی لای‌دار، زمانی مشاهده شد که درصد لای در خاک ۲۲٪ بود. بر این اساس، می‌توان انتظار داشت که در ماسه‌ی لای‌دار با ریزدانه‌ی کمتر از ۲۲٪، رفتار مشابه درشت‌دانه و با ریزدانه‌ی بیشتر از ۲۲٪، رفتاری مشابه با خاک ریزدانه در نمونه‌های خاک مشاهده شود.



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی بابلسر.



شکل ۲. منحنی دانه‌بندی لای بابلسر.



شکل ۳. نمودار خمیری لای بابلسر.

جدول ۲. خلاصه‌ی مشخصات لای بابلسر.

طبقه خاک	Gs	LL	PI	درصد ریزدانه
ML	۲/۵۵	۳۷	۱۱	۸۶/۸۸

آزمایش‌های حد روانی به روش کاساگرانده و آزمایش حد خمیری به روش فتیله کردن بر روی مصالح مذکور مطابق استاندارد ASTM D۴۳۱۸^[۱۹] صورت پذیرفته است. منحنی دانه‌بندی و نمودار خمیری لای مطالعه شده در شکل‌های ۲ و ۳ مشاهده می‌شود. خاک بررسی شده در سیستم نام‌گذاری متحد در رده‌ی ML قرار می‌گیرد. سایر مشخصات خاک ریزدانه‌ی استفاده شده در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۴. چگالی خشک و درصد رطوبت نمونه‌های ساخته شده.

نمونه	ماسه		
	تمیز	با ۲۰٪ لای	با ۴۰٪ لای
چگالی خشک (gr/cm^3)	۱/۵۱	۱/۷۱	۱/۶۷
درصد رطوبت (%)	۱۱/۶۰	۱۲/۹۵	۱۴/۳۰

محاسبه شد که کلیه فضای خالی خاک پر شود. برای محاسبه چگالی خشک هر نمونه، مقدار چگالی خشک بیشینه هر نمونه (با درصد لای مختلف)، به دست آمده از آزمایش تراکم استاندارد (مطابق شکل ۴)، در درصد تراکم در نظر گرفته شده ضرب شده است. چگالی خشک نمونه‌های تثبیت شده نیز مشابه نمونه‌های تثبیت نشده با درصد لای مشخص بوده است. در جدول ۴، چگالی خشک و درصد رطوبت نمونه‌های ساخته شده ارائه شده است.

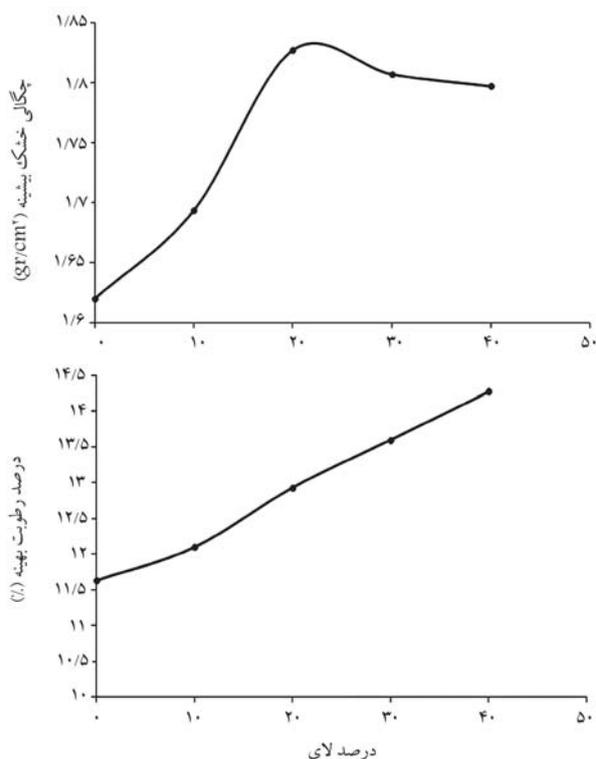
به منظور بررسی یکنواختی در توزیع و پخش سیلیس کلوتیدی در کل ارتفاع نمونه، چند مورد از نمونه‌های ساخته شده، با استفاده از اره‌ی مویی به ۶ قسمت تقسیم شدند. وزن و حجم هر قسمت محاسبه شد و در نهایت، وزن مخصوص هر قسمت به دست آمد. مقایسه‌ی وزن مخصوص قسمت‌های مختلف مشخص کرد که اختلاف چندانی بین مقادیر آن‌ها وجود ندارد. با توجه به مورد اخیر، توزیع و پخش سیلیس کلوتیدی در کل ارتفاع نمونه، یکنواخت در نظر گرفته شد. این موضوع مفصلاً در نوشتار دیگری^[۲۷] از نویسندگان نوشتار حاضر بیان شده است.

۳.۳. تعیین سن نمونه جهت انجام آزمایش

جهت انجام آزمایش بر روی نمونه‌های خاک تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی، پژوهشگران از سنین گوناگون نمونه‌ی تثبیت شده استفاده کرده‌اند. به طور مثال، پرساف^{۱۷} و همکاران (۱۹۹۹)^[۵] و دیاز رودریگز^{۱۸} و همکاران (۲۰۰۸)^[۲۸] از نمونه‌های با سن ۷ روز جهت انجام آزمایش‌ها استفاده کردند. قلاقر و همکاران (۲۰۰۷)^[۶] آزمایش‌های خود را بر روی نمونه‌هایی با سن ۴ برابر زمان ژلی شدن انجام دادند. میشل^{۱۹} و قلاقر (۲۰۰۲)^[۲۹] زمان مناسب جهت انجام آزمایش‌ها را ۱۰ برابر زمان ژلی شدن پیشنهاد کردند. لیاثو^{۲۰} و همکاران (۲۰۰۳)^[۳۰] در زمان‌های ۷، ۱۴ و ۲۸ روز پس از ساخت نمونه، آزمایش‌های خود را انجام دادند. در پژوهش حاضر، جهت تعیین سن مناسب برای انجام آزمایش، از آزمایش‌های فشاری تک‌محوری مطابق استاندارد ASTM D۲۱۶۶^[۳۱] که بر روی نمونه‌های خاک تثبیت شده با سنین گوناگون انجام شده، استفاده شده است. آزمایش‌های مذکور بر روی نمونه‌های خاک ماسه‌ی تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی با غلظت ۵٪ (رقیق‌ترین حالت در پژوهش حاضر) انجام شده است. دو تا سه نمونه‌ی ساخته شده، در سنین ۱ الی ۲۱ روز از زمان ساخت، آزمایش شدند. در نهایت، براساس ۴۵ آزمایش فشاری تک‌محوری انجام شده در بخش کنونی (شکل ۵)، با توجه به میانگین مقاومت فشاری تک‌محوری نمونه‌های با سن مشخص به دست آمده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، با افزایش سن نمونه تا ۳ روز، مقاومت فشاری تک‌محوری نمونه، روند افزایشی سریع داشته است. پس از ۳ روز، نرخ افزایش مقاومت به شدت کاهش یافته است. لذا سن انجام آزمایش‌ها در پژوهش حاضر، ۳ روز انتخاب شده است.

۴.۳. انتخاب روش اشباع نمونه

در آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ی، روش معمول جهت اشباع نمونه‌های خاکی



شکل ۴. نتایج آزمایش تراکم استاندارد بر روی ماسه‌ی لای دار.

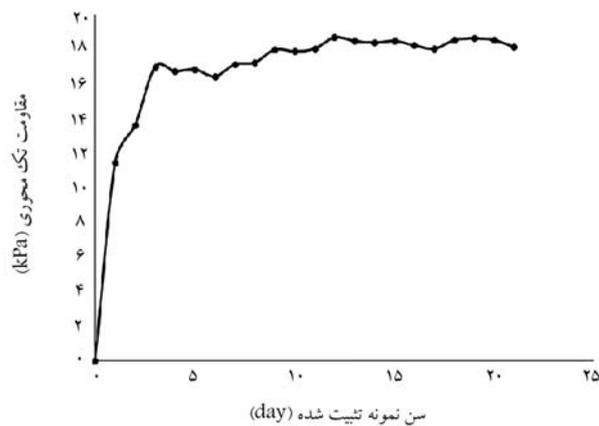
۲.۳. روش ساخت نمونه‌ها

براساس برنامه‌ی آزمایش‌ها، ساخت نمونه‌های حاوی ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای دار با مقادیر گوناگون ریزدانه (درصد لای صفر، ۲۰ و ۴۰ درصد وزن نمونه) در دستورکار قرار داشت. جهت کنترل چگالی نمونه‌های خاکی با ریزدانه‌ی کمتر از ۱۵٪، براساس پیشنهاد استاندارد ASTM، می‌توان از تعریف تراکم نسبی (Dr) و از آزمایش‌های تعیین نشانه‌ی خلأ کمینه و بیشینه به ترتیب براساس استانداردهای شماره‌ی ۴۲۵۳ ASTM D و ASTM D۴۲۵۴^[۲۳،۲۴] استفاده کرد. اما امکان انجام آزمایش‌های مذکور در نمونه‌های خاک با درصد ریزدانه‌ی بیشتر از ۱۵٪ وجود نداشت. بر این اساس، در پژوهش حاضر به منظور یکسان‌سازی روند کنترل چگالی نمونه‌ها، از پارامتر درصد تراکم (Rc) و آزمایش تراکم استاندارد^[۲۴] استفاده شده است. درصد تراکم نمونه‌ها در کلیه‌ی آزمایش‌ها برابر ۹۳٪ انتخاب شد، که براساس رابطه‌ی تجربی میان درصد تراکم و تراکم نسبی، معادل تقریبی تراکم نسبی ۶۵٪ است (نمونه با تراکم متوسط بود). با توجه به مقادیر گوناگون ریزدانه در نمونه‌های پژوهش حاضر، برخی از نمونه‌ها رفتاری مشابه با خاک درشت‌دانه و برخی دیگر رفتاری مشابه با خاک ریزدانه داشتند. بر این اساس، امکان استفاده از فقط یک روش جهت ساخت نمونه ممکن نبود. به همین منظور، در پژوهش حاضر از دو روش متفاوت ساخت نمونه: روش ریزش خشک از قیف ۱۵ و روش کوبش خاک مرطوب ۱۶ استفاده شده است.^[۲۶،۲۵] پیش از شروع به ساخت نمونه‌ها، ابتدا باید وزن هر یک از اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی نمونه تعیین شود. بدین منظور با توجه به درصد تراکم نمونه‌ها، وزن مخصوص خشک نمونه تعیین و سپس با داشتن حجم قالب، وزن خاک خشک محاسبه شده است.

در مرحله‌ی بعد، براساس چگالی نسبی هر نمونه‌ی خاکی، حجم فضای خالی هر نمونه از روابط وزنی و حجمی تعیین و حجم ماده‌ی تثبیت‌کننده نیز به گونه‌ی

جدول ۵. مشخصات دستگاه سه محوری دورویی استفاده شده.

بیشینه‌ی فشار دورگیر برای ساول سه محوری	۱۰۰۰ کیلو پاسکال
بیشینه‌ی توان اعمال بار محوری	±۹ کیلو نیوتن
بیشینه‌ی توان اندازه‌گیری بار محوری توسط لودسل	±۲۵ کیلو نیوتن
بیشینه‌ی اندازه‌ی جابه‌جایی محور بارگذاری	±۲۵ میلی‌متر
بیشینه‌ی ظرفیت اندازه‌گیری تغییر حجم	±۱۰۰ میلی‌متر



شکل ۵. منحنی تغییرات مقاومت فشاری تک محوری نمونه‌ی ماسه‌ی تثبیت شده با زمان.

صنعتی نوشیروانی بابل بوده است که ساخت شرکت IPC Global استرالیاست. قبل از شروع استفاده از دستگاه، حس‌گرهای آن تعویض و لودسل و تغییر مکان سنج آن کالیبره شده بودند. مشخصات دستگاه مورد نظر در جدول ۵ ارائه شده است. در انجام آزمایش‌های اخیر، از یک فشار دورگیر ۱۰۰ کیلو پاسکال استفاده شده است. تمامی ۱۵ نمونه‌ی آزمایشی با نسبت تنش دورویی ۲/۰ و ۴/۰ با بسامد ۱ هرتز و تا ۲۰۰ دوری سینوسی بارگذاری شدند.

معیار روانگرایی: برای ماسه‌ی سست، روانگرایی (اولیه) حالتی از نرم‌شدگی است، که در آن (به صورت نامحدود) تغییر شکل بزرگ و ناگهانی همراه با افت کامل مقاومت بلافاصله پس از توسعه‌ی ۱۰۰٪ فشار آب حفره‌ی ایجاد می‌شود. برای ماسه با تراکم متوسط تا تراکم نیز یک حالتی از نرم‌شدگی (روانگرایی محدود^[۲۲]، نرم‌شوندگی دورویی^[۲۳]، یا تحرک دورویی^[۲۴]) با توسعه‌ی ۱۰۰٪ فشار آب حفره‌ی رخ می‌دهد (همراه با حدود ۵٪ کرنش محوری دامنه‌ی ۲ برابر)، ولی تغییر شکل‌ها به صورت نامحدود زیاد نمی‌شوند و افت کامل مقاومت ایجاد نمی‌شود. در ماسه‌های لای‌دار یا لای ماسه‌دار، مشخصات خمیری خاک نقش تعیین‌کننده‌ی در روانگرایی دارد. خاک‌های لای‌دار با ذرات غیرخمیری (مانند بسیاری از مصالح باطله) مشابه با ماسه‌ی تمیز به راحتی قابلیت روانگرایی دارند. ذرات چسبنده (مانند نهشته‌های رودخانه‌ی که در پژوهش حاضر استفاده شده است)، عموماً مقاومت دورویی خاک‌های لای‌دار را افزایش می‌دهند. تعریف روانگرایی مربوط به ماسه‌ها که پیش‌تر بیان شده است، معمولاً برای خاک‌های لای‌دار (با چسبندگی ناچیز) نیز قابل استفاده است.^[۳۶]

شروع روانگرایی در خاک‌های لای‌دار، معمولاً از طریق یک سری از روابط بین نسبت تنش دورویی مورد نیاز برای ایجاد ۵٪ کرنش محوری ۲ برابر دامنه (شروع روانگرایی یا تحرک دورویی فرض شده است) و تعداد دوره‌های یک بارگذاری دینامیکی بکتواخت با دامنه‌ی ثابت بیان می‌شود. از آنجایی که اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ی قابل اعتماد، در آزمایش دینامیکی مصالح با نفوذپذیری نسبتاً کم، سخت است، معیار کرنش محوری ۲ برابر دامنه‌ی معادل ۵٪، برای تعریف روانگرایی خاک‌های چسبنده در آزمایش‌های سه محوری دورویی مناسب است.^[۳۷] براساس تعاریف اخیر، در پژوهش حاضر برای خاک تثبیت شده و یا تثبیت نشده، دامنه‌ی ۲ برابر کرنش محوری برابر ۵٪ و یا نسبت فشار آب حفره‌ی برابر ۱، هر کدام که زودتر اتفاق بیافتد، معیار روانگرایی در نظر گرفته شده است. پس از انجام آزمایش‌های سه محوری دورویی بر روی نمونه‌ها، محاسبات مربوط به اصلاح سطح بارگذاری، اصلاح نیرو و نفوذ غشاء براساس استاندارد انجام پذیرفته است.

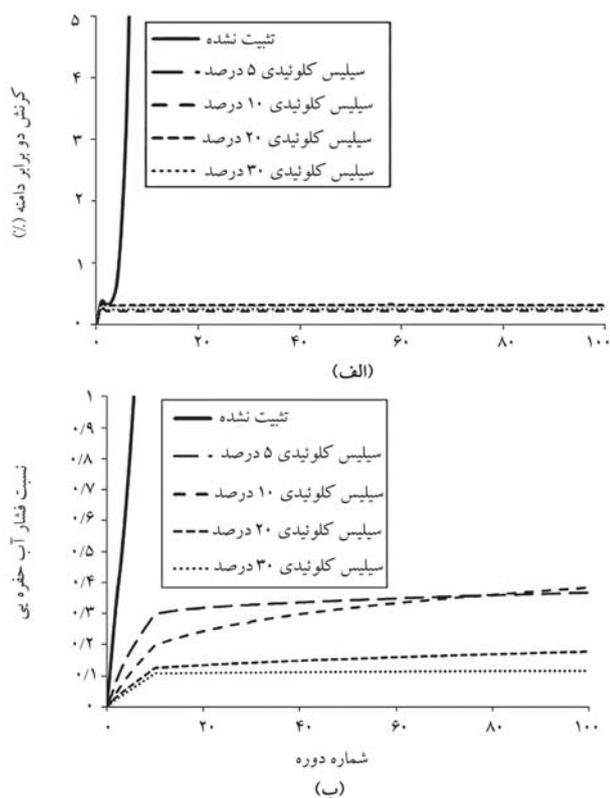
۴. نتایج آزمایش سه محوری دورویی

به منظور بررسی میزان اثربخشی تثبیت با سیلیس کلئیدی در رفتار دینامیکی خاک، منحنی‌های تغییرات کرنش ۲ برابر دامنه و نسبت فشار آب حفره‌ی برحسب

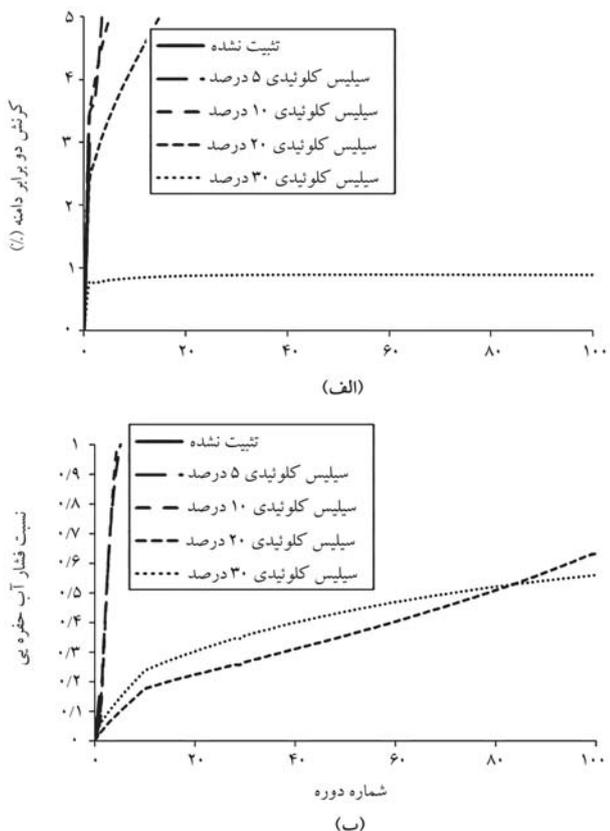
براساس استاندارد ASTM، استفاده از روش پس فشار جهت انحلال هوای موجود در حفره‌های خاک در آب است.^[۳۲] روش اشباع‌سازی پس فشار، در نمونه‌های خاک تثبیت شده با سیلیس کلئیدی چندان کارا نیست. زیرا به دلیل پایین بودن تراوایی خاک تثبیت شده، آب در فشارهای معمول به درون بافت خاک وارد نمی‌شود و امکان اشباع خاک وجود ندارد. به همین دلیل، برخی از پژوهشگران مانند کنسولی^[۲۱] و همکاران (۲۰۱۲)،^[۳۳] به منظور اشباع ساختن نمونه‌های ماسه‌ی سیمانی و کاهش مکش درون نمونه‌ها، آن‌ها را به مدت ۲۴ ساعت در حوضچه‌ی آب غرقاب ساختند. براساس تجربیات انجام شده در پژوهش حاضر، با افزایش گام به گام پس فشار تا ۷۰۰ کیلو پاسکال در نمونه‌های گوناگون، مقدار بیشینه‌ی پارامتر فشار آب حفره‌ی (B) به ۴۵٪ رسیده است. مقدار اخیر پارامتر فشار آب حفره‌ی (B)، نشان‌دهنده‌ی عدم اشباع نمونه‌ی خاک است. لازم به توضیح است که استفاده از پس فشار جهت اشباع نمونه‌های خاک تثبیت شده با سیلیس کلئیدی از دیدگاه برخی از پژوهشگران مردود است؛ چرا که اعمال پس فشار می‌تواند موجب تخریب پیوندهای ماده‌ی تثبیت‌کننده شود.^[۲۹،۲۸] براساس دلایل اخیر، به منظور اشباع ساختن نمونه‌های خاک تثبیت شده در آزمایش‌های سه محوری دورویی پژوهش حاضر، از روش اشباع نمونه‌های سنگ براساس روش پیشنهادی ISRM استفاده شده است، که براساس آن، نمونه‌ها به مدت دست‌کم ۱ ساعت تحت مکش ۸۰۰ پاسکال در ظرف پر از آب (دسیکاتور) قرار می‌گیرند.^[۳۴] به این ترتیب حباب‌های هوای موجود در حفره‌های خاک به موجب مکش وارده، افزایش حجم می‌دهند و از نمونه خارج می‌شوند.^[۳۴] به منظور کنترل اشباع بودن نمونه‌ها، نمونه‌ی خارج شده از دسیکاتور وزن شدند و مطابق روابط وزنی و حجمی خاک، با توجه به چگالی اجزاء تشکیل دهنده‌ی نمونه، از اشباع بودن حفره‌های خاک توسط آب اطمینان حاصل شده است.

۵.۳. آزمایش سه محوری دورویی

تعداد ۳۰ آزمایش سه محوری دورویی بر روی نمونه‌های گوناگون، براساس استاندارد ASTM D53۱۱-۱۳،^[۳۵] انجام شده است. نمونه‌ها شامل سه نوع خاک ماسه‌ی تمیز، ماسه‌ی لای‌دار با ۲۰ و ۴۰ درصد لای بودند که در شرایط تثبیت نشده و تثبیت شده با سیلیس کلئیدی ۵، ۱۰، ۲۰، و ۳۰ درصد (در مجموع ۱۵ نمونه‌ی گوناگون تحت دو نسبت تنش دورویی) آزمایش شدند. دستگاه سه محوری دورویی استفاده شده در پژوهش حاضر، متعلق به آزمایشگاه ژئوتکنیک لرزه‌ی دانشگاه



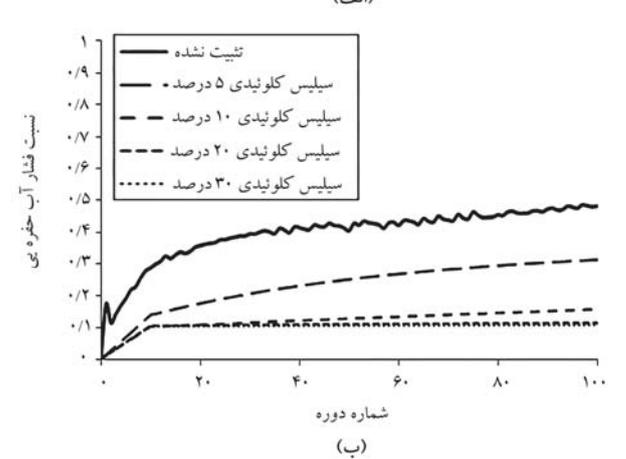
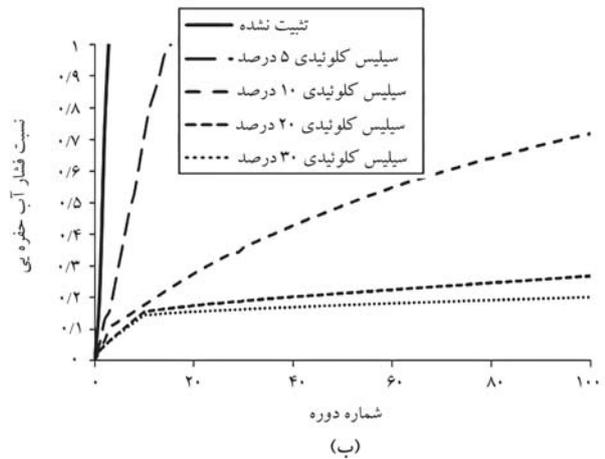
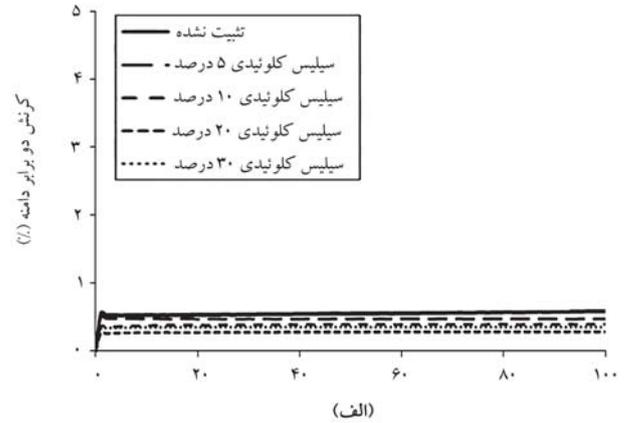
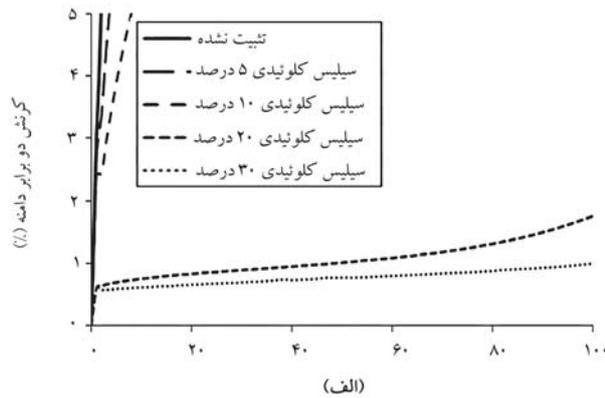
شکل ۶. الف) تغییرات کرنش دو برابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی، با افزایش غلظت سیلیس کلئیدی در ماسه تمیز و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲.



شکل ۷. الف) تغییرات کرنش دو برابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی، با افزایش غلظت سیلیس کلئیدی در ماسه تمیز و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴.

شماره‌ی دوره‌ی بارگذاری برای یک نمونه‌ی خاک ماسه‌ی تمیز با غلظت‌های گوناگون تثبیت‌کننده و در نسبت‌های گوناگون تنش دوره‌یی مطابق شکل‌های ۶ و ۷ ترسیم شده‌اند. در هر دو سطح بارگذاری دینامیکی (نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲ و ۰/۴)، افزودن تثبیت‌کننده‌ی سیلیس کلئیدی موجب کاهش کرنش محوری ۲ برابر دامنه و نیز کاهش نسبت فشار آب حفره‌یی اضافی شده است. دلیل پدیده‌ی اخیر، ژلی شدن سیلیس کلئیدی بین دانه‌های خاک و چسباندن آن‌ها به یکدیگر است. ژلی شدن سیلیس کلئیدی بین دانه‌های خاک، موجب ایجاد رفتار کشسان در نمونه‌ی خاک و پیشگیری از ایجاد تغییرشکل ماندگار بین دانه‌های خاک می‌شود. کاهش تغییرشکل ماندگار در شرایط زهکشی نشده، موجب کاهش ایجاد فشار آب حفره‌یی اضافی در خاک در زمان بارگذاری دوره‌یی می‌شود. در نتیجه، نرم‌شدگی دوره‌یی کمتری را در بارگذاری دینامیکی به دنبال خواهد داشت. همان‌گونه که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، در سطوح پایین بارگذاری دوره‌یی (نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲)، قرارگیری سیلیس کلئیدی با غلظت‌های پایین نیز از بروز پدیده‌ی روانگرایی و ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ در اثر بارگذاری دینامیکی پیشگیری کرده است، به‌گونه‌یی که با شروع بارگذاری دوره‌یی، مقداری فشار آب حفره‌یی اضافی در نمونه‌ی خاک ایجاد شده و به دلیل رفتار کشسان نمونه، این مقدار فشار آب در طول دوره‌های گوناگون بارگذاری تقریباً ثابت باقی مانده است. بر این اساس، پدیده‌ی روانگرایی حتی طی ۲۰۰ دوره‌ی بارگذاری نیز اتفاق نمی‌افتد. مطابق شکل ۶، آشکار است فشار آب حفره‌یی اضافی که در نمونه‌ی خاک تثبیت شده در بارگذاری دینامیکی ایجاد شده است، تحت تأثیر غلظت سیلیس کلئیدی قرار گرفته است؛ به صورتی که هر چه غلظت سیلیس کلئیدی بیشتر شده است، فشار آب حفره‌یی کمتری در نمونه‌ی خاک تثبیت شده ایجاد شده است که دلیل آن، مقاومت بیشتر تثبیت‌کننده در بارگذاری دوره‌یی بوده است. به بیان دیگر، در یک سطح تنش دوره‌یی مشخص، با اعمال تنش انحرافی، بخشی از پیوندهای حاصل از تثبیت‌کننده بین دانه‌های خاک شکسته می‌شود. مقدار شکست پیوندها در غلظت‌های پایین سیلیس کلئیدی که مقاومت کمتری دارند، بیشتر خواهد بود. لذا تغییرشکل بین‌دانه‌یی در نمونه‌های با تثبیت‌کننده‌ی رقیق‌تر بیشتر می‌شود و موجب فشار آب حفره‌یی بالاتر در نمونه‌های مذکور می‌شود. لازم به توضیح است که به وجود آمدن فشار آب حفره‌یی بیشتر در نمونه‌ی خاک تثبیت شده با غلظت‌های پایین سیلیس کلئیدی، لزوماً موجب نرم‌شدگی دوره‌یی و بروز تغییرشکل‌های بزرگ نخواهد شد. زیرا مطابق مشاهده‌های پژوهشگران پیشین، نرم‌شدگی دوره‌یی و تغییرشکل‌های بزرگ، زمانی ایجاد می‌شود که نسبت فشار آب حفره‌یی اضافی به مقدار ۰/۵ و یا بیشتر برسد. [۳۸]

مطابق شکل ۶، مشاهده می‌شود که نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲، کمتر از ۰/۵ است، در نتیجه مطابق شکل ۶ الف، در کرنش محوری ۲ برابر دامنه‌ی نمونه‌های تثبیت شده، تفاوت چندانی مشاهده نمی‌شود. براساس شکل ۷ الف، مشاهده می‌شود که در سطوح بالای بارگذاری دینامیکی (نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴)، در ماسه‌ی تمیز تثبیت شده با سیلیس کلئیدی، پدیده‌ی روانگرایی در غلظت‌های پایین تثبیت‌کننده رخ داده است، که دلیل آن همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، تخریب پیوندهای بین دانه‌یی در نسبت تنش دوره‌یی بالاست، که موجب می‌شود در نسبت تنش دوره‌یی بالا، تثبیت با غلظت سیلیس کلئیدی تا ۱۰٪ تأثیر کمی در پیشگیری از پدیده‌ی روانگرایی داشته باشد. تثبیت با سیلیس کلئیدی با غلظت ۲۰٪، تا حدودی بروز پدیده‌ی روانگرایی را به تأخیر می‌اندازد، اما تثبیت با سیلیس کلئیدی با غلظت ۳۰٪، از بروز پدیده‌ی روانگرایی پیشگیری می‌کند. منحنی‌های تغییرات کرنش ۲ برابر دامنه و نسبت فشار آب حفره‌یی بر حسب شماره‌ی دوره‌ی بارگذاری



شکل ۹. الف) تغییرات کرنش دو برابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش غلظت سیلیس کلونیدی در ماسه با ۲۰ درصد لای و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴.

شکل ۸. الف) تغییرات کرنش دو برابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش غلظت سیلیس کلونیدی در ماسه با ۲۰ درصد لای و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲.

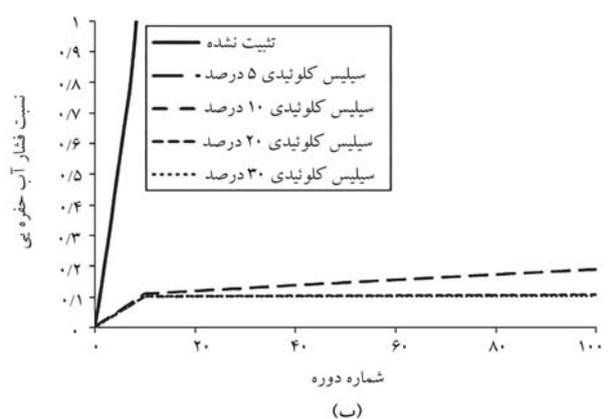
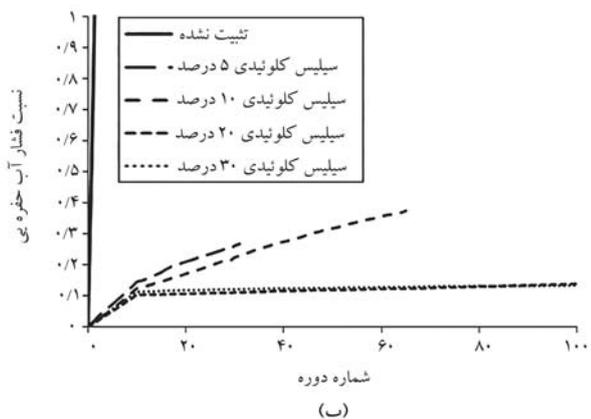
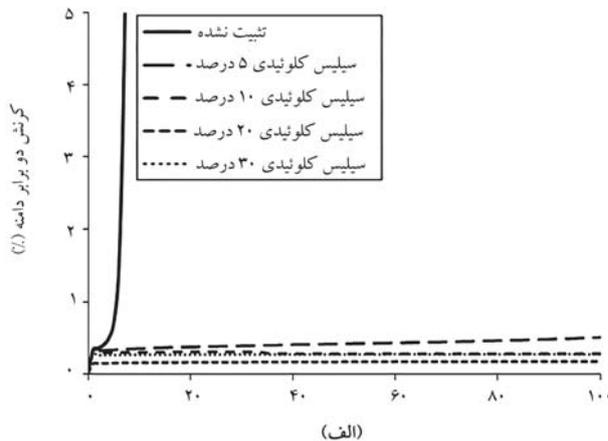
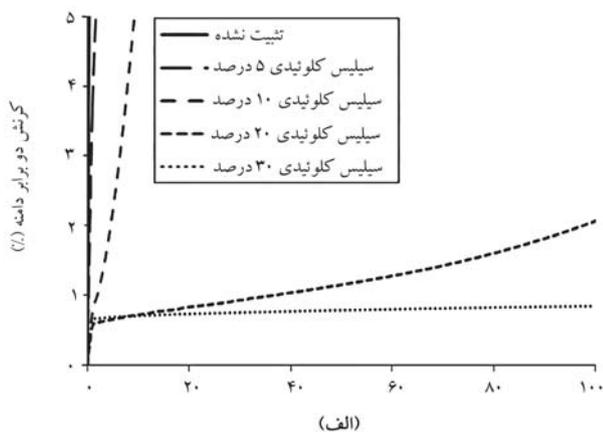
می‌توان گفت، افزودن سیلیس کلونیدی با غلظت بیش از ۲۰٪، موجب پیشگیری از پدیده‌ی روانگرایی در خاک‌های مذکور شده است.

برای نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۴۰، با غلظت‌های گوناگون تثبیت‌کننده مطابق شکل‌های ۱۰ و ۱۱ مشاهده می‌شود که افزودن سیلیس کلونیدی موجب کاهش کرنش محوری ۲ برابر دامنه و نسبت فشار آب حفره‌یی در بارگذاری دوره‌یی شده است. به طوری که در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲، با افزودن غلظت تثبیت‌کننده تا ۳۰٪، نسبت فشار آب حفره‌یی در نمونه از روانگرایی کامل طی ۸ دوره به حدود ۱/۱۰ طی ۱۰۰ دوره بارگذاری رسیده و کرنش محوری ۲ برابر دامنه از روانگرایی کامل طی ۸ دوره به حدود ۰/۲۰ طی ۱۰۰ دوره بارگذاری کاهش یافته است. در آزمایش‌های انجام شده بر روی ماسه‌ی لای‌دار حاوی ۴۰٪ لای با نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴، مشاهده می‌شود که با افزودن غلظت سیلیس کلونیدی تا ۱۰٪، بهبود قابل توجهی در وضعیت روانگرایی خاک ایجاد نشده است.

اما با افزایش غلظت تثبیت‌کننده از ۱۰ تا ۳۰ درصد، نسبت فشار آب حفره‌یی از روانگرایی کامل در ۱۰ دوره به حدود ۱/۱۰ در ۱۰۰ دوره بارگذاری رسیده و کرنش محوری ۲ برابر دامنه از ۰/۵ طی ۱۰ دوره به حدود ۰/۷ طی ۱۰۰ دوره بارگذاری کاهش یافته است. با بررسی کلی نتایج به دست آمده می‌توان این‌گونه بیان کرد که انتخاب غلظت سیلیس کلونیدی به منظور پیشگیری از پدیده‌ی روانگرایی ماسه و ماسه‌ی لای‌دار در یک منطقه، وابسته به سطح بار لرزه‌یی (نسبت تنش دوره‌یی) در آن محل است. به گونه‌یی که در سطح لرزه‌یی پایین (نسبت تنش

برای نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۲۰، با غلظت‌های گوناگون تثبیت‌کننده و در نسبت‌های گوناگون تنش دوره‌یی مطابق شکل‌های ۸ و ۹ است. طبق شکل ۸ مشاهده می‌شود که در درصد تراکم مورد آزمایش و در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲، ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۲۰ روانگرا نمی‌شود، بلکه فقط نسبت فشار آب حفره‌یی در آن تا نزدیکی ۰/۵ افزایش می‌یابد. علت کاهش نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش لای می‌تواند به این دلیل باشد که با افزایش لای، خاصیت خمیری خاک افزایش می‌یابد و در نتیجه، محدوده‌ی تغییر شکل‌های کشسان آن بیشتر می‌شود. از آنجایی که توسعه‌ی فشار آب حفره‌یی در یک نمونه، به رخداد تغییر شکل ذرات خاک (تغییر شکل خمیری) مربوط است؛ در واقع با افزایش لای، بیشتر تغییر شکل‌های رخ داده در نمونه، از نوع کشسان بوده و از مقدار تغییر شکل‌های خمیری کاسته شده است و این امر سبب کاهش توسعه‌ی فشار آب حفره‌یی شده است.^[۳۶] تثبیت با سیلیس کلونیدی در نمونه‌ی ماسه‌ی لای‌دار با ۲۰٪ لای، همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، موجب کاهش نسبت فشار آب حفره‌یی تا حدود ۰/۱ شده و مطابق شکل ۸ الف، کرنش نمونه‌ی تثبیت نشده از حدود ۰/۵٪ به حدود ۰/۲۵٪ کاهش یافته است.

مطابق شکل ۹، با افزایش نسبت تنش دوره‌یی به ۰/۴ در ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۲۰، مشاهده می‌شود که پدیده‌ی روانگرایی در خاک تثبیت نشده ایجاد شده است. همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، افزودن سیلیس کلونیدی به نمونه‌ی مذکور نیز موجب کاهش کرنش محوری ۲ برابر دامنه تا نزدیکی ۰/۱ و کاهش نسبت فشار آب حفره‌یی تا حدود ۰/۲ طی ۱۰۰ دوره بارگذاری شده است. به گونه‌یی که



شکل ۱۱. الف) تغییرات کرنش دو برابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش غلظت سیلیس کلئیدی در ماسه با ۴۰ درصد لای و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴.

شکل ۱۰. الف) تغییرات کرنش دو برابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش غلظت سیلیس کلئیدی در ماسه با ۴۰ درصد لای و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲.

دانه‌یی بوده و در ریزدانه‌ی بیشتر از ۰/۲۲٪، رفتار مشابه خاک ریزدانه از خود نشان داده است.

• سن بهینه‌ی نمونه‌های خاک تثبیت شده با سیلیس کلئیدی جهت انجام آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌یی، براساس نتایج آزمایش‌های مقاومت فشاری محدود نشده، ۳ روز به‌دست آمده است.

• تثبیت خاک با سیلیس کلئیدی، موجب کاهش استعداد روانگرایی خاک می‌شود، به گونه‌یی که با افزودن سیلیس کلئیدی، کرنش محوری ۲ برابر دامنه و نسبت فشار آب حفره‌یی در بارگذاری دوره‌یی کاهش یافته است.

• در ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۴۰٪، با افزایش غلظت تثبیت‌کننده از ۱۰ تا ۳۰ درصد، نسبت فشار آب حفره‌یی از روانگرایی کامل در ۱۰ دوره به حدود ۰/۱ در ۱۰۰ دوره‌ی بارگذاری کاهش یافته و کرنش محوری ۲ برابر دامنه از ۰/۵٪ طی ۱۰ دوره به حدود ۰/۷٪ طی ۱۰۰ دوره‌ی بارگذاری تنزل پیدا کرده است.

• انتخاب غلظت سیلیس کلئیدی به منظور پیشگیری از پدیده‌ی روانگرایی ماسه و ماسه‌ی لای‌دار در یک منطقه، بستگی به نسبت تنش دوره‌یی در آن محل دارد، به گونه‌یی که در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲، غلظت سیلیس کلئیدی ۵٪ کفایت می‌کند، اما در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴، باید از سیلیس کلئیدی با غلظت ۲۰٪ استفاده شود.

دوره‌یی ۰/۲)، تثبیت خاک با غلظت سیلیس کلئیدی ۵٪ جهت پیشگیری از بروز روانگرایی کفایت می‌کند، اما در مناطق با سطح لرزه‌یی بالا (نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴)، باید از تثبیت با سیلیس کلئیدی با غلظت ۲۰٪ و بیشتر استفاده شود.

۵. نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، تأثیر تثبیت‌کننده‌ی سیلیس کلئیدی در رفتار ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای‌دار، با انجام آزمایش سه‌محوری دینامیکی ارزیابی شده است. نمونه‌های ماسه‌ی تمیز از ماسه‌ی بابلسر و نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار از ماسه‌ی بابلسر مخلوط با مقادیر گوناگون لای بابل ساخته شده‌اند. نسبت اختلاط ماسه و لای به‌گونه‌یی بود که ماسه‌ی لای‌دار با لای ۰، ۲۰ و ۴۰ درصد ساخته شده است. نمونه‌های ماسه‌ی تمیز و لای‌دار در مرحله‌ی بعد با سیلیس کلئیدی با غلظت ۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد تثبیت شد. ۳۰ آزمایش سه‌محوری دوره‌یی به منظور بررسی مقاومت روانگرایی نمونه‌ی خاک تثبیت شده و تثبیت نشده انجام شد. مهم‌ترین نتایج به‌دست آمده از پژوهش حاضر به این صورت است:

• درصد ریزدانه‌ی لازم جهت انتقال رفتار ماسه‌ی بابلسر از رفتار دانه‌یی به رفتار ریزدانه، ۰/۲۲٪ بوده است، به گونه‌یی که در ریزدانه‌ی کمتر از ۰/۲۲٪، رفتار خاک

پانویسها

1. Permeation grouting
2. compaction grouting
3. hydrofracturing
4. Yonekuura & Kaga
5. micro fine cement
6. Kodaka
7. Ghallagher
8. Pamuk
9. Conlee
10. prototype
11. Vranna & Tika
12. unified soil classification system
13. Dr. Khan
14. Yang
15. dry funnel deposition
16. moist tamping
17. Persoff
18. Diaz Radriguez
19. Mitchell
20. Liao
21. Consoli
22. limited liquefaction
23. cyclic softening
24. cyclic mobility

منابع (References)

1. Koerner, R.M. "Construction and geotechnical methods in foundation engineering", McGraw-Hill Book Company (1985).
2. Granata, R., Vanni, D. and Mauro M. "New experience in ground treatment by permeation grouting", *Proceedings of Ground Improvement, Institution of Civil Engineers*, pp. 1-8 (2014).
3. Guyer, J.P. "An introduction to soil grouting", Course No.C02-017, Continuing Education and Development Inc. (2009).
4. Yonekura, R. and Kaga, M. "Current chemical grout engineering in Japan", *Proc. Grouting, Soil Improvement, and Geosynthetics, Geotech. Special Publ*, **30**, pp. 725-736 (1992).
5. Persoff, P., Moridis, G. and Whang, J.M. "Effect of dilution and contaminants on sand grouted with colloidal silica", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **125**(6), pp. 461-469 (1999).
6. Gallagher, P.M., Pamuk, A. and Abdoun, T. "Stabilization of liquefiable soils using colloidal silica grout", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **19**(1), pp. 33-40 (2007).
7. Kodaka, T., Oka, F., Ohno, Y. and et al. "Modeling of cyclic deformation and strength characteristics of silica treated sand", *First Japan-U.S. Workshop on Testing, Modeling, and Simulation*, Boston, Massachusetts, United States, pp. 205-216 (2003).
8. Pamuk, A., Gallagher, P.M. and Zimmie, T.F. "Remediation of piled foundations against lateral spreading by passive site stabilization technique", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **27**(9), pp. 864-874 (2007).
9. Conlee, C.T., Gallagher, P.M., Boulanger, R.W. and et al. "Centrifuge modeling for liquefaction mitigation using colloidal silica stabilizer", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(11), pp. 1334-1345 (2012).
10. Triantafyllos, P.K., Georgiannou, V.N., Pavlopoulou, E.M. and et al. "Strength and dilatancy of sand before and after stabilisation with colloidal-silica gel", *Geotechnique*, pp. 1-15 (2021).
11. Vranna, A., Tika, T. and Papadimitriou, A. "Laboratory investigation into the monotonic and cyclic behaviour of a clean sand stabilised with colloidal silica", *Geotechnique*, pp. 1-14 (2020).
12. Agapoulaki, G.I. and Papadimitriou, A.G. "Rheological properties of colloidal silica grout for passive stabilization against liquefaction", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **30**(10), pp. 04018251 (2018).
13. Ochoa-Cornejo, F., Bobet, A., Johnston, C. and et al. "Dynamic properties of a sand-nanoclay composite", *Geotechnique*, **70**(3), pp. 210-225 (2020).
14. Zhao, M., Liu, G. and Zhang, C. "State-of-the-art of colloidal silica-based soil liquefaction mitigation: An emerging technique for ground improvement", *Applied Sciences*, **10**(1), **15**, pp. 1-31 (2020).
15. Krishnan, J., Sharma, P., Shukla, S. "Cyclic behaviour and durability analysis of sand grouted with optimum colloidal silica content", *Arabian Journal for Science and Engineering*, **45**, pp. 8129-8144 (2020).
16. Vranna, A. and Tika, T. "The mechanical response of a silty sand stabilized with colloidal silica", *Geotechnics*, **1**(2), pp. 243-259 (2021).
17. ASTM D-422-63., *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2007).
18. ASTM D-854-10., *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2012).
19. ASTM D-4318-10., *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2012).
20. ASTM D-698-07., *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2012).
21. Yang, S., Lacasse, S. and Sandven, R. "Determination of transitional fine content of mixtures of sand and non-plastic fines", *Geotechnical Testing Journal*, **29**(2), pp. 1-6 (2006).
22. ASTM D-4253-00., *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2004).
23. ASTM D-4254-00., *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2004).
24. Brandon, T.L., Clough, G.W. and Rahardjo, P.P. "Fabrication of silty sand specimens for large and small scale test", *Geotechnical Testing Journal*, **14**(1), pp. 46-55 (1991).

25. Bradshaw, A.S. and Baxter, C.D.P. "Sample preparation of silts for liquefaction testing", *Geotechnical Testing Journal*, **30**(4), pp. 1-9 (2007).
26. Ladd, R.S. "Preparing test specimens using undercompaction", *Geotechnical Testing Journal*, **1**(1), pp. 16-23 (1978).
27. Noorzad, R. and Noori Delavar, I. "Preparing the remoulded injected silty sand sample for mechanical tests", *5th International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Mechanics*, Tehran, Iran (in Persian) (2016).
28. Diaz-Rodriguez, J.A., Antonio-Izarraras, V.M., Bandini, P. and et al. "Cyclic strength of a natural liquefiable sand stabilized with colloidal silica grout", *Canadian Geotechnical Journal*, **45**, pp. 1345-1355 (2008).
29. Gallagher, P.M. and Mitchel, J.K. "Influence of colloidal silica grout on liquefaction potential and cyclic undrained behavior of Loos Sand", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, **22**(9), pp. 1017-1026 (2002).
30. Liao, H.J., Huang, C.C. and Chao, B.S. "Liquefaction resistance of colloid silica grouted sand", *Proceeding of Grouting and Ground Treatment*, , pp. 1305-1313 (2003).
31. ASTM D-2166-00., *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2004).
32. ASTM D-7181-11., *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2011).
33. Consoli, N.C., Cruz, R.C., Fonceca, A.V. and et al. "Influence of cement-void ratio on stress-dilatancy behavior of artificially cemented sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(1), pp. 100-109 (2012).
34. International Society for Rock Mechanics, Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Relative Properties.
35. ASTM D-5311-13., *Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2013).
36. Perlea, V.G. "Liquefaction of cohesive soils", *Proc. Soil Dynamics and Liquefaction, Geotechnical Special Publication, Denver, ASCE*, **107** pp. 58-76 (2000).
37. Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique*, **43**(3), pp. 351-415 (1993).
38. Towhata, I. "Geotechnical earthquake engineering", Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 378 p. (2008).

پیامدهای اجتماعی شکست زیرساخت‌ها محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری برای تحلیل تاب‌آوری جامعه در ایران

حامد کاشانی* (استادیار)

محمد امین عشقی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریفمهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (۱۴۰۱)
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۰۸-۹۹، پژوهشی

در پژوهش حاضر، با استفاده از چارچوب ترجیح‌های آشکار شده، که یکی از روش‌های محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری هست، خسارت ناشی از مرگ‌ومیر افراد در اثر زمین‌لرزه در کشور ایران کتی‌سازی شده است. نتایج پژوهش حاضر، در تحلیل تاب‌آوری لرزه‌ی جوامع کاربرد دارد و مبنایی برای سیاست‌گذاری‌های دقیق‌تر در حوزه‌ی مقاوم‌سازی و مسائل مرتبط با زمین‌لرزه خواهد بود. همچنین از نتایج پژوهش حاضر می‌توان در محاسبه‌ی خسارت‌های اجتماعی در دیگر حوزه‌ها نیز بهره برد. بررسی ادبیات کتابخانه‌ی در حوزه‌ی تاب‌آوری لرزه‌ی جوامع، بیان‌گر کمبود مدل‌های مناسب برای محاسبه‌ی هزینه‌های اجتماعی ناشی از شکست زیرساخت‌هاست. در بسیاری از پژوهش‌های انجام شده در موضوع تاب‌آوری لرزه‌ی در ایران، برای محاسبه‌ی هزینه‌های تحمیل شده به یک جامعه در اثر مرگ‌ومیر افراد در حوادث طبیعی، از ارزش زندگی آماری (VSL) تخمینی برای سایر کشورها و تبدیل نرخ برابری ارزش استفاده شده است، که ممکن است به تخمین نامناسب خسارت‌های اجتماعی زلزله در ایران بی‌انجامد. برآورد نامناسب میزان خسارت‌های اجتماعی وارد شده به جامعه در اثر زمین‌لرزه می‌تواند منجر به شکست پروژه‌های مقاوم‌سازی و کاهش آسیب‌پذیری در برابر گزینه‌ی عدم انجام کار شود، که به نوبه‌ی خود پیامدهای اقتصادی، سیاسی و اجتماعی نامناسبی را برای جامعه در پی خواهد داشت.

واژگان کلیدی: ارزش زندگی آماری، پیامدهای اجتماعی، تاب‌آوری، توابع هدانیک، یادگیری ماشین، ترجیح‌های آشکار شده، شکست زیرساخت‌ها، زیرساخت‌های متقابلاً وابسته.

hamed.kashani@sharif.edu
mohammad.nezami@student.sharif.edu

۱. مقدمه

خدمت‌رسانی می‌کنند.^[۱] علاوه بر خسارت‌های اقتصادی مستقیم و غیرمستقیم، شکست زیرساخت‌ها نیز موجب ایجاد خسارت‌های اجتماعی می‌شود.^[۲] از جمله‌ی خسارت‌های اجتماعی ناشی از زمین‌لرزه می‌توان به مرگ و یا مجروحیت افراد اشاره کرد. علاوه بر خسارت‌های اقتصادی و اجتماعی ذکر شده، زمین‌لرزه‌ها می‌توانند آثار ثانویه‌ی نظیر سونامی‌ها و همه‌گیری بیماری‌ها را نیز ایجاد کنند، که موجب تشدید خسارت‌های اشاره شده می‌شوند.^[۳،۴]

با توجه به خسارت‌ها و پیامدهای قابل توجه حوادثی مانند زمین‌لرزه، در سال‌های اخیر موضوع تاب‌آوری زیرساخت‌ها مورد توجه پژوهش‌گران و سیاست‌گذاران قرار گرفته است. تاب‌آوری یک سیستم، توانایی آن سیستم برای بازگشت به حالت اولیه، پس از یک بحران است.^[۵] تاب‌آوری در حوزه‌ی زیرساخت‌ها، به معنای توانایی زیرساخت برای پیش‌بینی، جذب و سازگار شدن با خطرها و بحران‌ها و همچنین بازگشت به شرایط اولیه و اصلی خود و یا شرایط مناسب با توجه به وضع موجود است.^[۶]

زمین‌لرزه می‌تواند باعث آسیب به زیرساخت‌های جوامع شود و در عملکرد زیرساخت‌ها اختلال ایجاد کند و سبب وارد آمدن خسارت‌های اقتصادی و اجتماعی متنوعی به جامعه شود. خسارت‌های اقتصادی ناشی از شکست زیرساخت‌ها به دو بخش تقسیم می‌شوند: مستقیم و غیرمستقیم. هزینه‌ی تعمیر ساختمان‌ها یا سایر زیرساخت‌های آسیب دیده، مانند زیرساخت برق، نمونه‌ی از خسارت‌های اقتصادی مستقیم است. هزینه‌ی اسکان موقت آوارگان و یا ضرر و زیان وارده به کسب‌وکارها به دلیل از دسترس خارج شدن زیرساخت برق و خاموشی‌های مداوم، نمونه‌هایی از خسارت‌های اقتصادی غیرمستقیم است. بنابراین، خسارت‌های اقتصادی غیرمستقیم عمدتاً ناشی از اختلال در عملکرد زیرساخت‌هایی است که به جوامع

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۷/۲۴، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۱۷، پذیرش ۱۴۰۰/۹/۲۱

DOI:10.24200/J30.2021.59096.3025

تجربه‌های جوامع در مواجهه با حوادث گوناگون طبیعی و انسان ساخت، ضرورت ارزیابی و کمی‌سازی تاب‌آوری زیرساخت‌ها را تبیین می‌کنند.^[۹] به این منظور، نیاز به یک شاخص جامع و کامل است، که بدون قضاوت شخصی شاخص‌های عملکردی و پیامدهای مختلف، از جمله: خرابی، تلفات جانی و مسکن موقت، سرویس‌دهی زیرساخت‌ها و اختلال در کسب‌وکار را در قالب یک شاخص ترکیب کند و ارائه دهد. رویکرد رایج در ادبیات فنی (مانند: پیملارو^۱ و همکاران (۲۰۱۰)، [۱۱] و ورجین^۲ و همکاران (۲۰۱۰)، [۱۲]) تخمین شاخص‌های عملکردی زیرساخت‌های مختلف در شرایط پس از زمین‌لرزه و سپس جمع‌زدن شاخص‌ها با یکدیگر بر اساس اوزانی است که بر اساس تجربه و قضاوت‌های شخصی تعیین شده‌اند. رویکرد نوین تر کمی‌سازی تاب‌آوری مبتنی بر مبنای محاسبه‌ی خسارت‌های مختلف اقتصادی و اجتماعی است.^[۱] پیش‌نیاز استفاده از رویکرد اخیر، محاسبه‌ی دقیق خسارت‌های گوناگون است. پژوهش‌های متعددی،^[۱۳-۱۲] برای تحلیل تاب‌آوری صورت گرفته است، که به جهت اختصار از تشریح آن‌ها صرف‌نظر شده است.

یکی از مزایای بیان همگی خسارت‌ها به صورت مالی، تبیین ابعاد گوناگون حادثه برای سیاست‌گذاران و تصمیم‌گیرندگان با کمک معیار هزینه است، که درک آن به صورت نسبی برای افراد آسان است. در واقع می‌توان با استفاده از تحلیل هزینه - فایده، اجرا یا عدم اجرای سیاست‌هایی نظیر فرهنگ‌سازی در جامعه از راه‌های مختلفی، مانند فضای مجازی، مطبوعات و رادیو و تلویزیون، رفتارهایی نظیر مقاوم‌سازی ساختمان‌ها و یا سیاست‌های تشویقی نظیر اعطای وام‌های کمک هزینه‌ی مقاوم‌سازی را توجیه کرد. کارکرد دیگر یکپارچه کردن خسارت‌ها این است که می‌توان از نتایج حاصل در مقایسه‌های هزینه - فایده برای مبادرت به کاهش آسیب‌پذیری استفاده کرد. به این معنا که با کمک مدل‌های مناسب می‌توان بررسی کرد که به ازاء هر ریال هزینه‌ی که بابت کاهش آسیب‌پذیری صرف می‌شود، چند ریال خسارت‌های ناشی از حوادث احتمالی آینده کاهش می‌یابد. در این راستا لازم است خسارت‌های کل، شامل تمامی هزینه‌های اقتصادی: مستقیم، غیرمستقیم و ثانویه و همچنین هزینه‌های اجتماعی محاسبه شوند. روش‌های تحلیل، خسارت‌های وارده‌ی اقتصادی مستقیم را با تعیین آسیب وارده به زیرساخت‌ها مشخص می‌کنند. هزینه‌های اقتصادی غیرمستقیم هم با توجه به میزان آسیب وارده به زیرساخت و در نتیجه میزان اختلال در عملکرد آن و نیز مدت زمان بازبایی زیرساخت آسیب دیده تخمین زده می‌شوند. هزینه‌های اجتماعی ناشی از مرگ و میر و جراحت افراد هم باید با کمک روش‌های مناسب، مانند روش پیشنهادی هرس^۳ و بر اساس نتایج تحلیل ریسک تخمین زده شوند.^[۱۳]

۲. بیان مسئله

مدل‌های گوناگونی در مورد محاسبه‌ی خسارت‌های اجتماعی ارائه شده‌اند. به عنوان نمونه، سازمان مدیریت بحران فدرال ایالات متحده‌ی آمریکا^۴ در سال ۱۹۹۷، روشی برای محاسبه‌ی خسارت‌های اجتماعی، با عنوان هرس ارائه کرده است، که در آن، خسارت‌های اجتماعی ناشی از مرگ و مجروحیت افراد با استفاده از اطلاعات جمعیتی، ویژگی‌های خطر مانند شدت و زمان وقوع آن و همچنین وضعیت زیرساخت‌های جامعه تخمین زده می‌شوند.^[۱] پژوهش‌های دیگری،^[۲۱-۲۶] نیز در راستای تخمین تعداد مرگ‌ومیر و مجروحان صورت گرفته است، که در آن‌ها با استفاده از سه روش تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی به محاسبه‌ی نرخ مرگ‌ومیر و مجروحیت پرداخته شده است. امینی و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۷] با استفاده از روش تجربی و بر اساس شواهد تاریخی موجود از زمین‌لرزه‌های ایران، چارچوبی را برای

محاسبه‌ی ارتباط پیشینه‌ی شتاب زمین^۵ زمین‌لرزه‌ها (معیاری از شدت زلزله که با شدت خرابی‌ها و ریسک مرگ و جراحت ارتباط دارد) و نرخ مرگ‌ومیر در ایران ارائه کرده‌اند. ایشان با استفاده از داده‌های مربوط به پیشینه‌ی شتاب زمین تجربه شده در زمین‌لرزه‌های پیشین در ایران و همچنین اطلاعات مربوط به تعداد فوتی‌های ناشی از زمین‌لرزه‌های مذکور، تابعی برای تخمین تعداد فوتی‌ها بر مبنای پیشینه‌ی شتاب زمین ارائه داده‌اند.

یکی از چارچوب‌هایی که در محاسبه‌ی خسارت‌های ناشی از مرگ افراد و همچنین سیاست‌گذاری‌های مربوط به آن کاربرد زیادی دارد، چارچوب ارزش زندگی آماری (VSL)^۶ است. ارزش زندگی آماری (VSL) با توجه به ویژگی‌های جامعه و افراد و همچنین ویژگی‌های خطر بررسی شده، تعیین می‌شود.^[۲۸] اقتصاددانان عموماً به ارزش مالی کاهش ریسک مرگ‌ومیر افراد، ارزش زندگی آماری (VSL) می‌گویند.^[۲۹] برخی دیگر، ارزش زندگی آماری را معادل هزینه‌ی یک جامعه، حاضر است برای جلوگیری از مرگ زودرس یک فرد نامشخص پرداخت کند، می‌دانند.^[۲۸] در تعریفی دیگر، ارزش زندگی آماری را میزان خسارت وارده بر جامعه در اثر مرگ زود هنگام یک فرد تلقی کرده‌اند.^[۳۰]

روش‌های مختلفی برای محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری وجود دارد. مهم‌ترین روش‌های محاسبه‌ی معیار VSL، عبارت از روش‌های سرمایه‌ی انسانی^۷، ترجیح‌های بیان شده^۸ و ترجیح‌های آشکار شده^۹ هستند.^[۲۸] ارزش زندگی آماری برای هر نفر متناسب با ویژگی‌هایش، نظیر: سن، درآمد، جنسیت و دیگر ویژگی‌های مرتبط با وی محاسبه می‌شود.^[۳۱] ویژگی‌ی که بیشترین بررسی بر روی ارتباط آن با ارزش زندگی آماری صورت گرفته است، درآمد است. هم از لحاظ تئوری و هم تجربی، شواهدی مبتنی بر ارتباط مثبت VSL و درآمد وجود دارد. اما بررسی‌ها نشان می‌دهند که میزان تأثیر VSL و درآمد در یکدیگر، تابع شرایط و ویژگی‌های جامعه است. ممکن است میزان تأثیر آن در بین گروهی از جامعه با گروهی دیگر از همان جامعه متفاوت باشد. همچنین، ممکن است میزان تأثیر VSL و درآمد در جوامع یا کشورهای مختلف متفاوت باشد.^[۳۲]

از چارچوب ارزش زندگی آماری در حوزه‌های مختلفی، مانند حوادث رانندگی و جاده‌یی،^[۲۸، ۳۳] پزشکی^[۳۴-۳۸] و مشکلات زیست‌محیطی^[۳۹-۴۰] و نیز در بررسی خطرهایی، همچون: سیلاب^[۴۱] و حملات تروریستی،^[۴۲] استفاده شده است. همچنین در زمینه‌ی کمی‌سازی تاب‌آوری لرزه‌یی جوامع در پژوهش‌های پیشین،^[۴۳، ۴۴] از چارچوب ارزش زندگی آماری استفاده شده است.

مرور ادبیات فنی نشان می‌دهد که پژوهش‌هایی در زمینه‌ی محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری در کشورهای نظیر ایالات متحده‌ی آمریکا و دیگر کشورهای با درآمد بالا انجام شده‌اند. از سوی دیگر، پژوهش‌های انجام شده در مورد محاسبه‌ی VSL در کشورهای با درآمد متوسط و پایین انگشت‌شمارند.^[۴۴] بررسی‌ها نشان می‌دهند که در پژوهش‌های مرتبط با تاب‌آوری لرزه‌یی، که در ایران و بسیاری از کشورهای دیگر انجام شده‌اند، معمولاً از ارزش زندگی آماری به دست آمده از دیگر حوزه‌ها و یا کشورهای توسعه‌یافته مانند ایالات متحده‌ی آمریکا استفاده شده است؛ که روش اخیر باعث ایجاد خطا در محاسبه‌ها و در نتیجه، پایین‌دست و یا بالادست برآورده شدن خسارت‌های اجتماعی ناشی از زمین‌لرزه می‌شود. شایان توجه است که برآورد نامناسب میزان خسارت‌های اجتماعی وارد شده به جامعه در اثر حوادثی مانند زمین‌لرزه، خصوصاً پایین‌دست برآورد کردن آن، می‌تواند سیاست‌گذاری صحیح برای کاهش آسیب‌پذیری زیرساخت‌ها را به بیراهه کشاند. نتیجه‌ی این امر، کاهش سرمایه‌گذاری در اقدام‌های کاهش آسیب‌پذیری در برابر حوادث است. در صورت کاهش سرمایه‌گذاری در راهکارهای افزایش آمادگی و کاهش آسیب‌پذیری، وقوع

و غیرانسانی ایالات متحدهی آمریکا به توسعهی مدلی برای محاسبه‌ی سرمایه‌ی انسانی پرداختند. پژوهش اخیر، یکی از اولین پژوهش‌های انجام شده در مورد روش سرمایه‌ی انسانی مرتبط با ارزش زندگی آماری بوده است. یکی دیگر از پژوهش‌های صورت‌گرفته در خصوص روش اخیر، توسط گو و وونگ^{۱۸} (۲۰۱۰)،^[۲۸] در کشور کانادا بوده است، که از روش توسعه داده شده‌ی جرگنسون و فرامنی،^[۲۷] که همان روش درآمد در طول زندگی افراد بوده است، برای محاسبه‌ی سرمایه‌ی انسانی کشور کانادا بهره برده‌اند. ایشان افزایش جمعیت در سن کار را دلیل افزایش حجم سرمایه‌ی انسانی کانادا در بازه‌ی بین سال‌های ۱۹۷۰ تا ۲۰۰۷ دانستند. همچنین پیر شدن جمعیت را عامل کاهش رشد سرمایه‌ی انسانی به میزان ۰/۶٪ در سال دانستند. امروزه، به دلایل مختلفی از جمله پایین دست برآورد کردن VSL، روش سرمایه‌ی انسانی کاربرد چندانی ندارد.^[۲۸]

در سال‌های اخیر، به روش‌های ترجیح‌های بیان شده و ترجیح‌های آشکار شده، که مشتقاتی از روش تمایل به پرداخت هستند، توجه گسترده‌ی شده است. در روش ترجیح‌های آشکار شده، اطلاعات و داده‌ها از بررسی انتخاب افراد بین ثروت و ریسک به دست می‌آیند.^[۲۹] یکی از زیرمجموعه‌های بررسی ارزش زندگی آماری به روش ترجیح‌های آشکار شده، بررسی معاملات بین ریسک و درآمد^{۱۹} است، که به بررسی ارتباط درآمد افراد و ریسک می‌پردازد.^[۲۸] روش دیگر، یعنی ترجیح‌های بیان شده در زمانی که اطلاعات و دانش راجع به تصمیم افراد و انتخاب‌ها محدود است، کاربرد فراوانی دارد. روش ترجیح‌های بیان شده، انعطاف بیشتری نسبت به روش ترجیح‌های آشکار شده دارد و به تحلیل‌گران اجازه می‌دهد تا به جای بررسی رفتار واقعی افراد، انتخاب و تصمیم بیان شده‌ی آن‌ها را بررسی کنند. بدین منظور، اطلاعات مورد نیاز در حوزه‌های مختلف از طریق پرسش‌نامه و بررسی تصمیم‌های افراد تحت شرایط فرضی به دست می‌آیند.^[۲۸، ۲۹]

مهم‌ترین راهکار برای به دست آوردن ارزش زندگی آماری به روش ترجیح‌های بیان شده، روش ارزش‌گذاری مشروط^{۲۰} است. در روش ارزش‌گذاری مشروط، افراد با در نظر گرفتن شرایطی فرضی، به سؤال‌هایی راجع به کاهش ریسک پاسخ می‌دهند و میزان تمایل به پرداخت خود برای کاهش ریسک را بیان می‌کنند. بیشترین میزان هزینه‌ی که یک فرد حاضر به پرداخت برای کاهش ریسک است، میزان تمایل به پرداخت آن فرد را مشخص می‌کند و با به دست آمدن تمایل به پرداخت افراد و محاسبه‌ی میانگین آن‌ها، به ارزش زندگی آماری دست می‌یابند.^[۵۱، ۵۰]

هر دو روش ترجیح‌های بیان شده و آشکار شده، مزایا و معایبی دارند. روش ترجیح‌های آشکار شده، تمرکز بیشتری بر روی مبادله بین درآمد و ریسک دارد. در روش اخیر، درک افراد از ریسک بسیار مؤثر و تأثیرگذار است و نقش مهمی را در محاسبه‌ی دقیق VSL ایفا می‌کند.^[۲۸] یک خصوصیت مثبت روش ترجیح‌های بیان شده، مزیت طراحی سناریو در رابطه با موضوع مورد بررسی و پرسش درباره‌ی میزان تمایل به پرداخت افراد است. البته به دلیل فرضی بودن سناریوها و پرسش‌ها در روش ترجیح‌های آشکار شده، ممکن است افراد تحت بررسی، رفتاری متفاوت با رفتارشان در شرایط واقعی زندگی به نمایش بگذارند، که سبب دور شدن نظرات اظهار شده و نتایج از واقعیت و کاهش دقت محاسباتی شود. در مجموع استفاده از هر کدام از روش‌های ذکر شده، بستگی به داده‌های موجود، حوزه‌ی مورد بررسی و میزان درک ریسک افراد دارد.^[۲۸]

در یکی از اولین مطالعه‌ها راجع به VSL در کشورهای در حال توسعه، همیت^{۲۱} و همکاران (۱۹۹۷)،^[۵۲] با استفاده از اطلاعات نیروی کار کشور تایوان و تشکیل تابع هدانیک^{۲۲} مناسب، به بررسی معامله‌های ریسک و درآمد در کشور تایوان و در نتیجه، محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری به روش ترجیح‌های آشکار شده پرداخته‌اند. توابع

زمین‌ارزه می‌تواند پیامدهای اقتصادی، سیاسی و اجتماعی قابل توجهی برای جامعه در پی داشته باشد.

در پژوهش حاضر، با هدف رفع کاستی‌های اشاره شده در متن، به بررسی و محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری به روش ترجیح‌های آشکار شده در حوزه‌ی ریسک لرزه‌ی با استفاده از داده‌های ارائه شده توسط مرکز آمار ایران پرداخته شده است. ابتدا داده‌های مربوط به ۱۲۳۷۴ نفر از نیروهای کار ایران، شامل ویژگی‌هایی نظیر: جنسیت، درآمد و تحصیلات ایشان از مرکز آمار ایران دریافت شد. سپس داده‌های جمع‌آوری شده، پالایش و پردازش شدند. به عنوان نمونه، در صورتی که داده‌های مربوط به سن یا جنسیت فردی موجود نبود، اطلاعات وی به کلی حذف می‌شد. سپس در پژوهش حاضر، مدل‌های متنوع و متعدد رگرسیون خطی، که بیان‌گر رابطه‌ی مشخصات افراد و ریسک لرزه‌ی از یک سو و درآمد آن‌ها از سوی دیگر بوده است، ساخته و از آن‌ها برای محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری استفاده شده است. خروجی پژوهش حاضر، تأثیر به‌سزایی در دقت محاسبه‌ی خسارت‌های اجتماعی ناشی از شکست زیرساخت‌ها در اثر زمین‌لرزه خواهد داشت، که نتیجه‌ی آن افزایش دقت در تحلیل تاب‌آوری و سیاست‌گذاری‌های مربوط به این حوزه است.

همچنین در بخش سوم، به مرور ادبیات فنی موجود در حوزه‌ی ارزش زندگی آماری و در بخش چهارم، به تشریح فرآیند مدل‌سازی پرداخته شده است. بخش‌های پنجم و ششم نیز به ترتیب به تحلیل نتایج و جمع‌بندی مطالب اختصاص یافته‌اند.

۳. مرور ادبیات فنی

بسیاری از مردم، قیمت‌گذاری بر روی زندگی افراد را از لحاظ احساسی و اخلاقی غیرقابل قبول می‌دانند.^[۲۸] اسکلینگ (۱۹۶۸)،^{۱۰} این فرض که قیمت‌گذاری روی جان افراد اخلاقی نیست، را رد کرد و آن را یک قضاوت کاربردی و تصمیم‌گیری بین کاهش ریسک مرگ زود هنگام و خرید دیگر کالاها دانست. او VSL را نشانه‌ی بی‌فدا کردن برخی لذت‌های زندگی برای کاهش ریسک مرگ دانست.^[۲۵] برای مثال، فرض شود که دو محصول با میزان ایمنی متفاوت وجود دارند و دیگر ویژگی‌های آن‌ها کاملاً یکسان هستند. برخی افراد حاضر به پرداخت مبلغ بیشتری برای خرید کالای ایمن‌تر هستند، تا در نهایت کالای ایمن‌تری را خریداری کنند. به همین ترتیب، افراد دیگری با کمتر هزینه کردن و خرید کالای با ایمنی کمتر، ریسک بیشتری را به جان می‌خرند.^[۲۸] جونز-لی^{۱۱} تمایل مردم به پرداخت (WTP)^{۱۲} برای کاهش ریسک مرگ و میر به قبول ریسک (WTA)،^{۱۳} ایشان را ناشی از تمایل به بیشینه‌سازی بهره‌مندی مورد انتظار^{۱۴} از درآمدشان دانست.^[۲۶] تاکنون روش‌های متعددی برای محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری ارائه شده‌اند. قدیمی‌ترین روش‌ها، روش‌های موسوم به سرمایه‌ی انسانی هستند که پیش از معرفی روش تمایل به پرداخت، کاربرد فراوانی داشتند.^[۲۹] دو زیرمجموعه‌ی اصلی روش‌های سرمایه‌ی انسانی، روش‌های درآمد در طول زندگی^{۱۵} و هزینه‌ی توسعه و حفظ سرمایه‌ی انسانی^{۱۶} هستند.^[۲۸] پژوهش‌گران از روش درآمد در طول زندگی بیشتر از روش هزینه‌ی توسعه و حفظ سرمایه‌ی انسانی استفاده کرده‌اند.^[۲۸] از دیدگاه روش‌های سرمایه‌ی انسانی، افراد بخشی از سرمایه‌های کشور هستند. افزایش مهارت و دانش افراد از طریق آموزش و تمرین، باعث افزایش تأثیر آن‌ها در روند تولید کشور و ایجاد ارزش افزوده‌ی اقتصادی در جامعه می‌شود. بنابراین در روش سرمایه‌ی انسانی، VSL به عنوان میانگین ارزش تولیدی افراد و سهم آن‌ها در رفاه مادی جامعه محاسبه می‌شود، که در اثر مرگ زودرس آن‌ها از بین می‌رود.^[۲۸] در سال ۱۹۸۴، جرگنسون و فرامنی^{۱۷} (۲۰۲۰)،^[۲۷] با بررسی سرمایه‌های انسانی

کشور ایران محاسبه شود. بررسی‌ها نشان می‌دهد که تاکنون پژوهشی برای محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری به‌نحوی که نتایج آن قابل استفاده در تحلیل‌های تاب‌آوری لرزه‌ی در ایران باشد، صورت نگرفته است.

۴. روش‌شناسی پژوهش

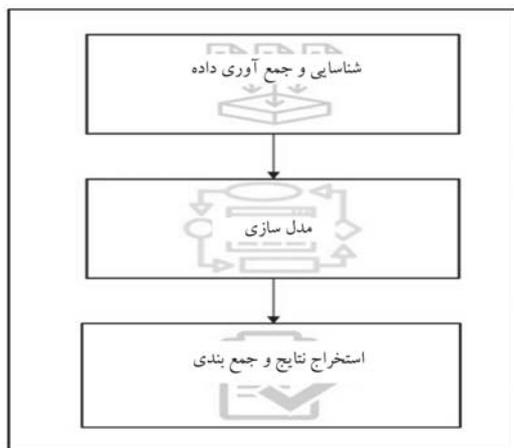
در بخش روش‌شناسی، به تشریح مراحل مختلف انجام پژوهش حاضر (شکل ۱)، شامل: جمع‌آوری داده‌ها، پالایش و پردازش داده‌ها، مدل‌سازی، استخراج نتایج و جمع‌بندی مطالب پرداخته شده است.

۱.۴. شناسایی و جمع‌آوری داده‌های موردنیاز

با بررسی ادبیات موضوع، [۵۹،۵۲،۲۸] مشخص شد که برای تشکیل تابع هدانیک به داده‌هایی در خصوص جنسیت، سن، تحصیلات و وضعیت تأهل افراد و نیز ریسک مرگ‌ومیر آن‌ها نیاز است. پس از شناسایی متغیرهایی که در تشکیل تابع هدانیک به کار رفته‌اند، داده‌های مربوط به هر متغیر از منابع مربوط جمع‌آوری شده است. بخش قابل توجهی از داده‌های استفاده شده در پژوهش حاضر از اطلاعات جمع‌آوری شده‌ی مرکز آمار ایران در خصوص نیروی کار کشور در سال ۱۳۹۸، [۶۰] استخراج شده است. به این منظور، پس از هماهنگی با مرکز آمار ایران و دریافت پایگاه داده‌ی حاوی اطلاعات ۱۲۳۷۴ نفر فرد شاغل در مشاغل گوناگون در استان‌های مختلف، خصوصیات ایشان نظیر جنسیت، سن، میزان تحصیلات، وضعیت تأهل و اطلاعات درآمدی هر فرد مشخص شده است. در جدول ۱، خلاصه‌ی از انواع داده‌های استفاده شده در پژوهش حاضر و نیز میانگین و انحراف معیار مقادیر داده‌ها ارائه

هدانیک عموماً در محاسبه‌ی قیمت اجناس، خصوصاً قیمت مسکن، کاربرد دارند. با کمک توابع هدانیک و با استفاده از ویژگی‌هایی نظیر مساحت، سن و چشم‌انداز روی یک خانه، قیمت‌گذاری انجام می‌شود. [۵۲] جنکینز^{۲۳} (۲۰۰۱)، [۵۴] با بررسی و مطالعه‌ی ارزش زندگی آماری با استفاده از داده‌های مربوط به استفاده یا عدم استفاده‌ی کودکان از کلاه ایمنی هنگام دوچرخه‌سواری بر اساس روش ترجیح‌های آشکار شده به سیاست‌گذاری‌های مرتبط با کودکان در کشور آمریکا کمک کرده است. آلبرینی^{۲۴} و همکاران (۲۰۰۲)، [۵۵] در بررسی ارتباط سن و ارزش زندگی آماری در حوزه‌ی مشکلات زیست‌محیطی در کشور آمریکا دریافتند که جوانان عموماً نسبت به افراد با سنین بالاتر، دارای ارزش زندگی آماری بیشتر بوده و همچنین تمایل به پرداخت بیشتری داشته‌اند. بلومکوئیست^{۲۵} (۲۰۰۴)، [۵۶] زمان صرف شده برای بستن کمربند ایمنی را متناسب با تمایل به پرداخت افراد در نظر گرفته و از این طریق به محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری در این زمینه پرداخته و دریافتند که پرداخت هزینه‌ی بیشتر برای خرید اجناس با ایمنی بالاتر، نشانه‌ی تمایل افراد به پرداخت است. همیت و همکاران (۲۰۰۵)، [۳۲] نیز با طراحی و جمع‌آوری داده‌های پرسش‌نامه‌ی در شهر چنگدو^{۲۶} در کشور چین به محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری به روش ترجیح‌های بیان شده پرداخته‌اند. ایشان با استفاده از پرسش‌نامه‌هایی در مورد بیماری، تمایل به پرداخت افراد برای جلوگیری از مرگ به‌وسیله‌ی بیماری را بررسی کردند و ارزش زندگی آماری را به دست آوردند. همچنین ایشان در سال ۱۶، [۳۳] با کاربرد همان پرسش‌نامه در شهر چنگدو، به بررسی رابطه‌ی بین VSL از یک سو و درآمد و دیگر مشخصات شهروندان از سوی دیگر در بازه‌ی سال‌های ۲۰۰۵ و ۲۰۱۶ پرداخته‌اند. هاینرگر^{۲۷} و همکاران (۲۰۱۰)، [۵۷] به محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری در کودکان و بزرگسالان در زمینه‌ی بیماری‌هایی مانند سرطان پرداختند و تمایل به پرداخت والدین برای کاهش ریسک مرگ فرزندان‌شان را مطالعه کردند. همچنین به مقایسه‌ی تمایل به پرداخت افراد برای خود و دیگران در کودکان و بزرگسالان در کشور آمریکا پرداختند. رابینسون^{۲۸} و همکاران (۲۰۱۰)، [۳۴] ارزش زندگی آماری مرتبط با حملات تروریستی را در کشور ایالات متحده‌ی آمریکا به دست آوردند و پیشنهاد کردند که از ارزش زندگی آماری محاسبه شده می‌توان برای بهبود سیاست‌های دولت در زمینه‌ی حملات تروریستی استفاده کرد. بوکارژوا^{۲۹} و همکاران (۲۰۱۲)، [۴۱] نیز با استفاده از روش ترجیح‌های بیان شده و نیز داده‌های جمع‌آوری شده، با کمک پرسش‌نامه‌ی در بستر وب، ارزش زندگی آماری مرتبط با سیل در کشور هلند و میزان خسارت وارد بر جامعه در اثر جراحات افراد بر اثر سیلاب را محاسبه کردند. همچنین در پرسش‌نامه‌ی مذکور، با ایجاد دو حق انتخاب با ریسک‌ها و هزینه‌های مختلف برای افراد در زمینه‌ی انتخاب مسکن، تمایل به پرداخت افراد بررسی شده است. آلایویان^{۳۰} و همکاران (۲۰۱۷)، [۵۸] ارزش زندگی آماری در کشور کویت را به روش ترجیح‌های بیان شده تخمین زده‌اند. پژوهش اخیر، که یکی از اولین پژوهش‌های انجام شده در زمینه‌ی ارزش زندگی آماری در خاورمیانه بوده است، شباهت بسیار زیادی به پژوهش انجام شده در شهر چنگدو کشور چین داشته است. کراپر و شاهین^{۳۱} (۲۰۰۹)، [۳۱] نیز در پژوهش مشترکی با بانک جهانی^{۳۲} با بررسی میزان مرگ‌ومیر مناطق مختلف جهان در اثر وقایعی همچون زمین‌لرزه، بر اهمیت محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری در زمینه‌ی زمین‌لرزه و بحران‌های زیست‌محیطی تأکید کردند. ایشان همچنین ارزش زندگی آماری در کشورهای با درآمد بالا، متوسط و پایین را مقایسه کردند.

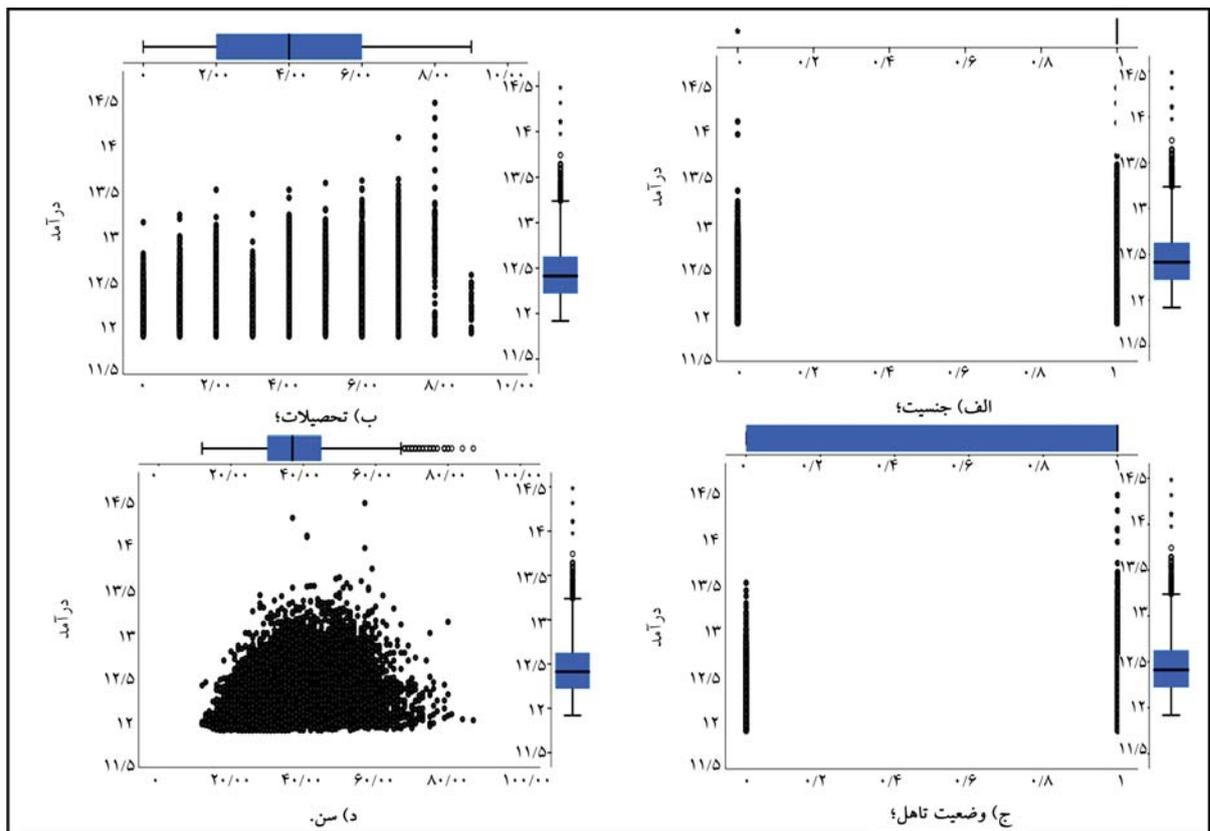
بررسی ادبیات فنی، نشان‌دهنده‌ی زمینه محور بودن و داده محور بودن چارچوب ارزش زندگی آماری است. با توجه به حوزه محور بودن ارزش زندگی آماری، لازم است معیار ارزش زندگی آماری برای تحلیل دقیق‌تر حوزه‌ی تاب‌آوری لرزه‌ی در



شکل ۱. مراحل پژوهش.

جدول ۱. اطلاعات آماری داده‌ها.

مشغیر	میانگین	انحراف معیار
جنسیت	۰٫۸۵۰	۰٫۳۵۶
سن	۳۸٫۱۲۷	۱۰٫۷۳۳
تحصیلات	۳٫۶۶۳	۲٫۱۶۱
وضع تاهل	۰٫۷۴۴	۰٫۴۳۶
ریسک	۵٫۰۰۰	۶٫۷۰۶
درآمد	۲۶۱۸۵۸٫۰۰۰	۸۲۱۷۴٫۶۰۰



شکل ۲. نمودار ارتباط متغیرهای مختلف.

جدول ۲. اطلاعات آماری PGA بر اساس پروژه‌ی EMME (برگرفته از نوشتار طاهریان و همکاران (۲۰۱۹)، [۶۱]).

پارامتر	PGA (بر اساس EMME)
بیشینه	۰٫۸۰
کمینه	۰٫۰۵
میانه	۰٫۲۷
انحراف معیار	۰٫۰۸
میانگین	۰٫۲۷
کواریانس	۳۱٫۰۰

ویژگی‌های نمایش داده‌شده در جدول ۲ اختصاص داده شده است.

سپس، با استفاده از بیشینه‌ی شتاب‌های زمین به دست آمده و جای‌گذاری آن‌ها در تابع مرگ‌ومیر ارائه شده توسط امینی و همکاران (۲۰۲۰)، [۲۷] میزان نرخ مرگ‌ومیر ناشی از زمین‌لرزه برای هر فرد محاسبه شده است.

با استفاده از رابطه‌ی ۱، که برگرفته از پژوهش امینی حسینی و همکاران (۲۰۲۰)، [۲۷] است، ریسک مرگ‌ومیر در اثر زلزله برای هر فرد به‌منظور استفاده‌ی توابع هدانیک و محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری به دست آمده است:

$$\log(FR) = a + b \times PGA, \quad PGA \geq 100 \text{ cm/s}^2$$

$$a = -4,5210 (-5,0520, -3,9900)$$

$$b = 0,0038 (0,0028, 0,0047) \quad (1)$$

که در آن، PGA نشان‌دهنده‌ی بیشینه‌ی شتاب زمین است. a و b هم پارامترهای مدل

شده است. در پژوهش حاضر، جنسیت افراد به صورت متغیری دوتایی^{۳۳} تعریف شده است؛ که بر اساس آن، عدد ۰ نمایانگر خانم‌ها و عدد ۱، مختص آقایان بوده است.

در شکل ۲ - الف، پراکندگی درآمد افراد بر اساس جنسیت مشاهده می‌شود. سطح تحصیلات افراد نمایانگر تعداد دوره‌های تحصیلی طی شده است.^{۳۴} در شکل ۲ - ب، ارتباط تحصیلات و درآمد افراد مشاهده می‌شود، که مطابق آن، افراد با تحصیلات بالاتر، عموماً درآمد بیشتری نیز داشته‌اند.

در پژوهش حاضر، وضعیت تأهل افراد نیز به صورت متغیری دوتایی تعریف شده است. به این ترتیب، به افراد متأهل عدد ۱ و به افراد غیرمتأهل، عدد ۰ اختصاص داده شده است. همان‌طور که در شکل ۲ - ج مشخص است، افراد متأهل نیز عموماً درآمد بیشتری نسبت به افراد غیرمتأهل داشته‌اند. همچنین ارتباط سن افراد و درآمد آن‌ها در شکل ۲ - د مشاهده می‌شود، که به صورت ساعتی و به واحد ریال ایران بیان شده است.

یادآوری می‌شود که ریسک سلامتی و ایمنی، پدیده‌ی زمینه‌محور است و از یک حوزه به حوزه دیگر دچار تغییر می‌شود. به همین دلیل و با هدف تعیین ارزش زندگی آماری افراد تحت ریسک زلزله، احتمال مرگ‌ومیر افراد در زلزله برای هر فرد، ابتدا با استفاده از پژوهش طاهریان و همکاران (۲۰۱۹)، [۶۱] که در قالب پروژه‌ی مدل زمین‌لرزه‌ی خاورمیانه (EMME)، [۳۵، [۶۳، [۶۲] و با هدف طراحی نقشه‌های Risk Targeted کشور ایران صورت گرفته است، بازه‌ی PGA در شهر محل زندگی هر یک از افرادی که اطلاعات آن‌ها در پایگاه داده‌ی اشاره شده موجود بود، به دست آمده است. سپس، به هر یک از افراد، یک عدد که نمایانگر بیشینه‌ی شتاب زمینی است که در زلزله‌ی احتمالی تجربه خواهند کرد، با نمونه‌گیری از یک توزیع نرمال با

جدول ۳. نتایج به دست آمده از مدل‌سازی.

متغیر	ضریب	انحراف معیار
جنسیت	۰/۱۲۳	۰/۰۰۶
سن	۰/۰۰۵	۰/۰۰۰
تحصیلات	۰/۰۶۴	۰/۰۰۱
وضعیت تاهل	۰/۱۴۳	۰/۰۰۵
ریسک	۰/۰۱۸	۰/۰۰۲
ثابت	۱۱/۷۵۹	۰/۰۱۳

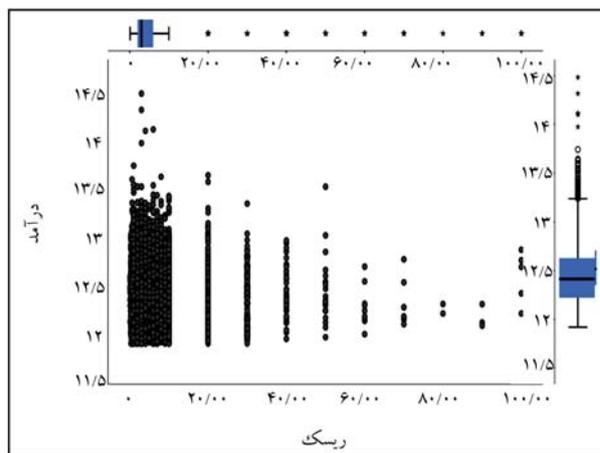
۵. نتایج

در جدول ۳، ضرایب مناسب‌ترین مدل ارائه شده است. این تذکر لازم است که در برخی پژوهش‌های پیشین در حوزه VSL^[۵۲]، از جمله پژوهش همیت و همکاران (۱۹۹۷)^[۵۲] در تایوان که پیشگام اجرای این روش در کشورهای در حال توسعه بوده است، میزان R^2 در رگرسیون خطی عددی نزدیک به ۰/۳ تا ۰/۵ است. به همین ترتیب، میزان R^2 مدل انتخاب شده در پژوهش حاضر نیز عدد ۰/۳۹ است، که در بازه‌ی اخیر قرار دارد. بر اساس نتایج به دست آمده و ارائه شده در جدول ۳، با توجه به ارتباط تحصیلات و درآمد، افراد با میزان تحصیلات بالاتر، درآمد بیشتری نسبت به افراد با سطح تحصیلات پایین‌تر دارند. همچنین سن افراد و متأهل بودن آن‌ها نیز تأثیر مثبتی در عایدی آن‌ها گذاشته است. این در حالی است که میزان تأثیرگذاری وضعیت تاهل بیشتر از تأثیر سن افراد در درآمد آن‌ها بوده است. در رابطه با متغیر جنسیت نیز می‌توان گفت مردان عموماً درآمد بیشتری نسبت به بانوان داشته‌اند. با توجه به نتایج به دست آمده و همچنین شرایط موجود در جامعه و آمارهای ارگان‌های ذی‌ربط، روابط بین متغیرهای مختلف و درآمد منطقی بوده و نمود واقع‌بینانه‌ی از جامعه ارائه شده است.

ضریب بین ریسک و درآمد افراد نیز نشان‌دهنده‌ی میانگین تمایل افراد به پرداخت برای کاهش ریسک است. با استفاده از ضریب مذکور می‌توان به ارزش زندگی آماری جامعه دست یافت. بزرگی ضریب بین ریسک و درآمد با استفاده از مدل‌سازی به روش لاسو ۰/۱۸ تخمین زده شده است، که با استفاده از آن و همچنین با فرض ۲۰۰۰ ساعت کاری در سال^[۵۲] ۱۰۰۰۰ نفر برای محاسبه‌ی میزان ریسک و همچنین ۲۰۰۰۰۰ ریال به‌عنوان میانگین حقوق ساعتی افراد در کشور، ارزش زندگی آماری عددی برابر با ۷/۲۰۰/۰۰۰/۰۰۰ تومان (هفتاد و دو میلیارد ریال) به دست آمده است.

به این ترتیب، در صورت فوت یک نفر بر اثر زمین‌لرزه، بیش از ۷ میلیارد تومان خسارت اقتصادی به جامعه وارد می‌شود. البته مبلغ اخیر بخشی از خسارت‌های زلزله است. فوت افراد پیامدهای دیگری نظیر اختلال اضطراب پس از حادثه (PTSD)^۴ برای اطرافیان فوت‌شدگان به دنبال دارد. درمان چنین اختلالی، هزینه‌هایی را به افراد و جامعه تحمیل می‌کند. این هزینه‌ها که در زمره‌ی خسارت‌های مالی غیرمستقیم فوت افراد قرار می‌گیرند، نیز باید تا حد ممکن در تحلیل هزینه - فایده‌ی سیاست‌ها و برنامه‌های کاهش آسیب‌پذیری لحاظ شوند.

بر اساس رابطه‌ی ۳، که توسط کراپر و شاهین (۲۰۰۹)^[۳۱] ارائه شده است، می‌توان ارزش زندگی آماری تقریبی یک کشور را از ارزش زندگی آماری کشوری دیگر به دست آورد. بررسی‌ها بر روی رابطه‌ی ۳، نشان‌دهنده‌ی نزدیک بودن نتایج پژوهش حاضر و اعداد به دست آمده از رابطه‌ی اخیر دارد. مشخصاً، این میزان در



شکل ۳. نمودار ارتباط ریسک و درآمد.

هستند، که در پژوهش امینی حسینی و همکاران (۲۰۲۰)^[۲۷] با کمک مدل‌سازی رگرسیون بر روی داده‌های زلزله‌های پیشین در ایران به دست آمده‌اند. در شکل ۳، پراکندگی درآمد بر مبنای ریسک مرگ‌ومیر افراد در اثر زلزله مشاهده می‌شود. ریسک مرگ‌ومیر افراد در اثر زلزله با کمک رابطه‌ی ۱ و متناسب با محل زندگی آن‌ها تعیین شده است.

۲.۴. مدل‌سازی

یکی از گام‌های اصلی در محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری به روش ترجیح‌های آشکار شده، بررسی روابط بین ریسک مرگ‌ومیر، درآمد و سایر ویژگی‌های افراد است. در بخش پیشین اشاره شد که یکی از روش‌های بیان ارتباط ذکر شده، استفاده از توابع هدانیک است. توابع هدانیک در برخی پژوهش‌های پیشین^[۵۲] برای محاسبه‌ی رابطه‌ی ریسک شغل افراد و درآمد آن‌ها استفاده شده است. در پژوهش حاضر نیز از توابع هدانیک برای مدل‌سازی روابط بین درآمد از یک سو و ریسک مرگ‌ومیر در اثر زلزله و نیز سایر ویژگی‌های افراد، مانند سن، جنسیت و وضعیت تاهل از سوی دیگر استفاده شده است. در رابطه‌ی ۲، ساختار کلی تابع هدانیک ارائه شده است.

$$\ln W_i = g(X_{Ti}, X_{Ji}) + u_i \quad (2)$$

که در آن، میزان درآمد افراد متغیر وابسته و متغیرهای سن، جنسیت و ریسک، متغیرهای مستقل هستند. همچنین در آن، X_{Ti} ویژگی‌های فردی شخص، X_{Ji} ریسک مرگ‌ومیر فرد و u_i خطای مدل است که از توزیع نرمال با میانگین ۱۱/۷۵۹ و انحراف معیار ۰/۱۳ پیروی می‌کند و $g()$ تابع هدانیک است.

ضرایب تابع هدانیک با کمک ابزار یادگیری ماشین^{۲۶} و با تشکیل مدل رگرسیون خطی^{۳۷} به نحوی که لگاریتم طبیعی درآمد متغیر وابسته و دیگر متغیرها، متغیر مستقل باشند، تعیین می‌شود. در پژوهش حاضر، با کمک روش‌های مختلف آماده‌سازی داده، نظیر نرمال‌سازی داده‌ها و لگاریتم‌گیری از آن‌ها و همچنین استفاده از الگوریتم‌های متعددی در زمینه‌ی یادگیری ماشین، مانند مدل انتخابی لاسو^{۳۸} در نوشتار ژائو و یو^[۳۹] (۲۰۰۶)، دوازده مدل متنوع ساخته و نتایج آن در بخش بعد تشریح شده است.

جدول ۴. نتایج برخی پژوهش‌های پیشین در حوزه‌ی ارزش زندگی آماری در کشور ایران.

پژوهش	سال	ارزش زندگی آماری*	حوزه مورد بررسی
برایر و رحمتیان [۶۵]	۱۳۸۳	۷۰,۰۰۰,۰۰۰	مقایسه دپه و ارزش زندگی آماری
کریم‌زادگان و همکاران [۶۶]	۱۳۸۶	۳,۲۰۰,۰۰۰,۰۰۰	آلودگی هوا
بیات و همکاران [۶۷]	۱۳۹۷	۵,۰۳۱,۹۹۸,۴۰۰	آلودگی هوا
نادری و همکاران [۶۸]	۱۳۹۸	۱۰,۷۷۵,۵۱۰	حمل و نقل

* ارزش‌ها به تومان هستند.

حوزه‌ی سلامت و بهداشت در راستای فائق آمدن بر این بیماری در کشورهای مختلف صورت گرفته است. [۲۰] سیاست‌گذاری در حوزه‌ی تاب‌آوری لرزه‌ی جوامع نیز از این قاعده مستثنی نیست و نیازمند وجود معیارهایی دقیق و قابل اتکا برای تصمیم‌گیری در خصوص تخصیص منابع به اقدامات کاهش آسیب‌پذیری است. یکی از معیارهای مذکور، ارزش آمار زندگی است، که می‌تواند برای کمی‌سازی خسارت‌های ناشی از مرگ‌ومیر افراد در اثر زمین‌لرزه باشد.

نتایج پژوهش حاضر در ارتقاء کیفیت مطالعات کمی‌سازی تاب‌آوری لرزه‌ی زیرساخت‌ها در ایران، نقش به‌سزایی خواهد داشت. همان‌گونه که پیش از این گفته شد، تاکنون در مطالعات اخیر از ارقامی مانند دپه‌ی فرد کامل و یا تبدیل ارزش زندگی آماری ایالات متحده‌ی آمریکا با استفاده از نرخ برابری ارز و معیار قدرت خرید، برای محاسبه‌ی خسارت اقتصادی ناشی از فوت یک فرد استفاده شده است. به دلیل تفاوت‌های اقتصادی و اجتماعی جوامع، استفاده از ارقام مذکور در تحلیل تاب‌آوری لرزه‌ی زیرساخت‌های جامعه مناسب نبوده است. پژوهش حاضر با بومی‌سازی و افزایش دقت معیار ارزش زندگی آماری استفاده شده در مطالعات تاب‌آوری لرزه‌ی کشور ایران، کمک شایانی به افزایش دقت ارزیابی‌های تاب‌آوری لرزه‌ی جوامع خواهد کرد. افزایش دقت تحلیل‌ها، مقدمه‌ی طراحی و پیاده‌سازی سیاست‌های مناسب کاهش خطرپذیری و ارتقاء تاب‌آوری است.

پژوهش حاضر، یکی از اولین پژوهش‌های انجام شده در زمینه‌ی ارتباط ارزش زندگی آماری و زمین‌لرزه است. تاکنون در این زمینه پژوهش‌های بسیار کمی در جهان صورت گرفته است. همچنین مطالعات انگشت‌شماری در منطقه‌ی خاورمیانه و کشورهای با درآمدهای متوسط و پایین، مانند ایران در رابطه با ارزش زندگی آماری انجام شده است و پژوهش حاضر می‌تواند تا حدودی این خلأ را پر کند. ارزش زندگی آماری به دست آمده از پژوهش حاضر می‌تواند مبنای مطالعات در دیگر حوزه‌ها، از قبیل سلامت عمومی و حمل‌ونقل جاده‌ی نیز قرار گیرد.

پژوهش‌های آتی می‌توانند بر روی افزایش دقت محاسبات در این زمینه متمرکز شوند. در این راستا، می‌توان به مدل‌سازی عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌ها در ایران برای محاسبه‌ی ریسک مرگ‌ومیر ساکنان با توجه به عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌ها پرداخت. همچنین، پژوهش‌های آتی می‌توانند بر استفاده از روش ترجیح‌های بیان شده و پرسش‌های مستقیم برای جمع‌آوری داده‌های موردنیاز در محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری متمرکز شوند.

کشور ایالات متحده‌ی آمریکا برابر ۱۰ میلیون دلار است. [۲۰] با استفاده از رابطه‌ی ۳، ارزش زندگی آماری در ایران برابر ۶,۶۹۳,۰۰۰,۰۰۰ تومان به دست آمده است.

$$VSL_{Iran} = VSL_{USA} \cdot (y_{Iran} \div y_{USA})^E \quad (3)$$

که در آن، y سرانه‌ی درآمد ناخالص ملی 41 و ε کشش درآمدی 42 است، که عددی بین ۱ تا ۱/۵ است. [۲۱] در پژوهش حاضر، y مساوی با ۱,۲۵ فرض شده است. در جدول ۴، نیز مقادیر گوناگون VSL ، که در پژوهش‌های پیشین برای ایران محاسبه شده‌اند، ارائه شده است. تفاوت اعداد گزارش شده معمولاً به دلیل تفاوت روش‌های محاسبه‌ی ارزش زندگی آماری و یا تفاوت گروه‌های اجتماعی تحت مطالعه است.

زمان جمع‌آوری داده‌های استفاده شده در پژوهش نیز اثر به‌سزایی در نتایج محاسبات دارند. همچنین میزان درک افراد از ریسک، مؤلفه‌ی مهمی در انجام محاسبات، مخصوصاً در روش ترجیح‌های بیان شده است. در جدول ۴، ارزش زندگی آماری در پژوهش اول بر اساس رابطه‌ی ۳، در پژوهش‌های دوم و چهارم بر اساس روش تمایل به پرداخت و در پژوهش سوم نیز بر اساس رابطه‌ی ۳ محاسبه شده است.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از داده‌های مرتبط با نیروی کار کشور و استفاده از روش ترجیح‌های آشکار شده، ارزش زندگی آماری (VSL) برای ریسک زمین‌لرزه محاسبه شده است. ارزش زندگی آماری، معیار مهمی در ارزیابی اقتصادی و تحلیل هزینه‌ی فایده‌ی سیاست‌های ایمنی و سلامت است. هدف سیاست‌های ایمنی و سلامت، حفظ زندگی شهروندان و کیفیت آن است. از ارزش زندگی آماری می‌توان برای تخصیص منابع به راهکارهای ارتقاء ایمنی و کاهش آسیب‌پذیری استفاده کرد. استفاده از ارزش زندگی آماری در هر حوزه‌ی که به حفظ زندگی و ایمنی افراد مرتبط باشد، امکان‌پذیر است. برای نمونه، از موضوع ارزش زندگی آماری برای سیاست‌های کاهش حوادث رانندگی و جاده‌ی و همچنین مسائل ایمنی مرتبط با مشاغل استفاده شده است. همچنین، در دو سال اخیر با توجه به همه‌گیری بیماری ناشی از ویروس کووید - ۱۹، پژوهش‌های بسیاری راجع به ارتباط ارزش زندگی آماری و سیاست‌های

پانویس‌ها

1. Cimellaro

2. Vurgin
3. Hazus
4. federal emergency management agency
5. peak ground acceleration

6. value of a statistical life (VSL)
7. human capital
8. stated preferences
9. revealed preferences
10. schelling
11. Jones-Lee
12. willingness to pay
13. willingness to accept
14. expected utility
15. lifetime labor income
16. cost of developing and maintaining human capital attributes
17. Jorgenson & Fraumeni
18. Gu & Wong
19. wage - risk tradeoffs
20. contingent valuation
21. Hammitt
22. hedonic functions
23. Jenkins
24. Alberini
25. Blomquist
26. Chengdu
27. Haninger
28. Robinson
29. Bockarjova
30. Alolayan
31. Cropper & Sahin
32. World Bank
33. binary
۳۴. به عنوان مثال، به فردی که تا پایان دوره‌ی ابتدایی تحصیل کرده است، عدد ۱ و به فردی که تا پایان دوره‌ی متوسطه‌ی اول تحصیل کرده است، عدد ۲ اختصاص یافته است.
35. earthquake model of the middle east
36. machine learning
37. linear regression
38. Lasso
39. Zhao & Yu
40. Post-Traumatic Stress Disorder (PTSD)
41. gross national income per capita
42. income elasticity

منابع (References)

1. Didier, M. and et al. "A compositional demand/supply framework to quantify the resilience of civil infrastructure systems (Re-CoDeS)", *Sustainable and Resilient Infrastructure*, **3**(2), pp. 86-102 (2018).
2. Nasrazadani, H. and Mahsuli, M. "Probabilistic framework for evaluating community resilience: integration of risk models and agent-based simulation", *Journal of Structural Engineering*, **146**(11), 04020250 (2020).
3. FEMA-NIBS. "Multi-Hazard loss estimation methodology, earthquake model," MH 2.1 Technical Manual, *Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Sciences*, Washington D,C. (2012).
4. Wen, Y., Ellingwood, B. and Beacci, J. "Uncertainty modeling in earthquake engineering", *MAE Center Project FD-2 report* (2003).
5. Daniell, J.E., Schaefer, A.M. and Wenzel, F. "Losses associated with secondary effects in earthquakes", *Frontiers in Built Environment*, **3**(Article 30), pp. 1-14 (2017).
6. Cimellaro, G.P. "Urban resilience for emergency response and recovery", *Fundamental Concepts and Applications*, Springer (2016).
7. House, W., *Critical Infrastructure Security and Resilience*, White House (2013).
8. Resilience, C.I. "National Infrastructure Advisory Council", *Final Report and Recommendations* (2009).
9. Bruneau, M., Chang, S.E., Eguchi, R.T. and et al. "A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities", *Earthquake Spectra*, **19**(4), pp. 733-752 (2003).
10. Cimellaro, G.P., Renschler, Ch.S., Reinhorn, A.M. and et al. "PEOPLES: a framework for evaluating resilience", *Journal of Structural Engineering*, **142**(10), 04016063 (2016).
11. Cimellaro, G.P., Reinhorn, A.M. and Bruneau, M. "Framework for analytical quantification of disaster resilience", *Engineering Structures*, **32**(11), pp. 3639-3649 (2010).
12. Vugrin, E.D., Warren, D.E., Ehlen, M.A. and et al. "A Framework for assessing the resilience of infrastructure and economic systems", in *Sustainable and Resilient Critical Infrastructure Systems*, Springer, pp. 77-116 (2010).
13. Zobel, C.W. "Representing perceived tradeoffs in defining disaster resilience", *Decision Support Systems*, **50**(2), pp. 394-403 (2011).
14. Spiegler, V.L., Naim, M.M. and Wikner, J. "A control engineering approach to the assessment of supply chain resilience", *International Journal of Production Research*, **50**(21), pp. 6162-6187 (2012).
15. Speranza, C.I., Wiesmann, U. and Rist, S. "An indicator framework for assessing livelihood resilience in the context of social-ecological dynamics", *Global Environmental Change*, **28**, pp. 109-119 (2014).
16. Kahan, J.H., Allen, A.C. and George, J.K. "An operational framework for resilience", *Journal of Homeland Security and Emergency Management*, **6**(1) (2009).
17. Hosseini, S., Barker, K. and Ramirez-Marquez, J.E. "A review of definitions and measures of system resilience", *Reliability Engineering & System Safety*, **145**, pp. 47-61 (2016).
18. Francis, R. and Bekera, B. "A metric and frameworks for resilience analysis of engineered and infrastructure systems", *Reliability Engineering & System Safety*, **121**, pp. 90-103 (2014).
19. Cutter, S.L., Barnes, L., Berry, M. and et al. "A place-based model for understanding community resilience to natural disasters", *Global Environmental Change*, **18**(4), pp. 598-606 (2008).
20. Ayyub, B.M. "Systems resilience for multihazard environments: definition, metrics, and valuation for decision making", *Risk Analysis*, **34**(2), pp. 340-355 (2014).
21. Spence, R. and So, E. "Estimating shaking-induced casualties and building damage for global earthquake events", Cambridge, UK, Cambridge Architectural Research Ltd, (2009).

22. Samardjieva, E. and Badal, J. "Estimation of the expected number of casualties caused by strong earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **92**(6), pp. 2310-2322 (2002).
23. Jaiswal, K., Wald, D.J., Earle, P.S. and et al. "Earthquake casualty models within the USGS prompt assessment of global earthquakes for response (PAGER) system", in *Human Casualties in Earthquakes*, Springer, pp. 83-94 (2011).
24. Jaiswal, K. and Wald, D. "An empirical model for global earthquake fatality estimation", *Earthquake Spectra*, **26**(4), pp. 1017-1037 (2010).
25. Bastami, M. and Soghrat, M. "An empirical method to estimate fatalities caused by earthquakes: the case of the Ahar-Varzaghan earthquakes (Iran)", *Natural Hazards*, **86**(1), pp. 125-149 (2017).
26. Badal, J., Vázquez-Prada, M. and González, Á. "Preliminary quantitative assessment of earthquake casualties and damages", *Natural Hazards*, **34**(3), pp. 353-374 (2005).
27. Firuzi, E., Amini Hosseini, K., Ansari, A. and et al. "An empirical model for fatality estimation of earthquakes in Iran", *Natural Hazards*, **103**, pp. 231-250 (2020).
28. Guria, J. *Estimating the Human Cost of Transportation Accidents: Methodologies and Policy Implications*, Elsevier (2020).
29. Andersson, H. and Treich, N., *The Value of a Statistical Life, in a Handbook of Transport Economics*, Edward Elgar Publishing (2011).
30. Hammitt, J.K. "Valuing mortality risk in the time of COVID-19", *Journal of Risk and Uncertainty*, **61**(2), pp. 129-154 (2020).
31. Cropper, M. and Sahin, S. "Valuing mortality and morbidity in the context of disaster risks", World Bank Policy Research Working Paper (2009).
32. Hammitt, J.K. "Extrapolating the value per statistical life between populations: theoretical implications", *Journal of Benefit-Cost Analysis*, **8**(2), pp. 215-225 (2017).
33. Hammitt, J.K., Geng, F., Guo, X. and et al. "Valuing mortality risk in china: comparing stated-preference estimates from 2005 and 2016", *Journal of Risk and Uncertainty*, **58**(2), pp. 167-186 (2019).
34. Viscusi, W.K. and Gentry, E.P. "The value of a statistical life for transportation regulations: a test of the benefits transfer methodology", *Journal of Risk and Uncertainty*, **51**(1), pp. 53-77 (2015).
35. León, G. and Miguel, E. "Risky transportation choices and the value of a statistical life", *American Economic Journal: Applied Economics*, **9**(1), pp. 202-228 (2017).
36. Viscusi, W.K. "The value of risks to life and health", *Journal of Economic Literature*, **31**(4), pp. 1912-1946 (1993).
37. Liu, J.T., Hammitt, J.K., Wang, J.-D. and et al. "Valuation of the risk of SARS in Taiwan", *Health Economics*, **14**(1), pp. 83-91 (2005).
38. Hammitt, J.K. and Liu, J.-T. "Effects of disease type and latency on the value of mortality risk", *Journal of Risk and Uncertainty*, **28**(1), pp. 73-95 (2004).
39. Hammitt, J.K. and Zhou, Y. "The economic value of air-pollution-related health risks in China: a contingent valuation study", *Environmental and Resource Economics*, **33**(3), pp. 399-423 (2006).
40. Aldy, J.E., Kotchen, M.J. and Leiserowitz, A.A. "Willingness to pay and political support for a US national clean energy standard", *Nature Climate Change*, **2**(8), pp. 596-599 (2012).
41. Bockarjova, M. and Verhoef, E.T. "Composite valuation of immaterial damage in flooding: value of statistical life, value of statistical evacuation and value of statistical injury", Tinbergen Institute Discussion Papers (2012).
42. Robinson, L.A., Hammitt, J.K., Aldy, J.E. and et al. "Valuing the risk of death from terrorist attacks", *Journal of Homeland Security and Emergency Management*, **7**(1), Article 14 (2010).
43. Morshedi, M.A. and Kashani, H. "A system dynamics model to evaluate the housing market response to vulnerability reduction promotion policies", *International Journal of Disaster Risk Reduction*, **44**, 101438 (2020).
44. Robinson, L.A., Hammitt, J.K. and O'Keeffe, L. "Valuing mortality risk reductions in global benefit-cost analysis", *Journal of Benefit-Cost Analysis*, **10**(S1), pp. 15-50 (2019).
45. Schelling, T.C. "The life you save may be your own", *Problems in Public Expenditure*, pp. 127-162 (1968).
46. Jones-Lee, M.W., *The Economics of Safety and Physical Risk*, Basil Blackwell (1989).
47. Jorgenson, D. and Fraumeni, B. "The Accumulation of human and nonhuman capital, 1984-84", *The Measurement of Saving, Investment, and Wealth*, eds. RE Lipsey and HS (1968).
48. Gu, W. and Wong, A. "Estimates of human capital in Canada: The lifetime Income Approach", *Available at SSRN 1711935*, (2010).
49. Hammitt, J.K. and Graham, J.D. "Willingness to pay for health protection: inadequate sensitivity to probability", *Journal of Risk and Uncertainty*, **18**(1), pp. 33-62 (1999).
50. Carson, R.T. and Mitchell, R.C. "The value of clean water: the public's willingness to pay for boatable, fishable, and swimmable quality water", *Water Resources Research*, **29**(7), pp. 2445-2454 (1993).
51. Bateman, I.J., Carson, R., Hanemann, M. and et al. "Economic valuation with stated preference techniques: a Manual", *Economic Valuation with Stated Preference Techniques: A Manual* (2002).
52. Liu, J.-T., Hammitt, J.K. and Liu, J.-L. "Estimated hedonic wage function and value of life in a developing country", *Economics Letters*, **57**(3), pp. 353-358 (1997).
53. Limsombunchai, V. "House price prediction: hedonic price model vs. artificial neural network", in *New Zealand Agricultural and Resource Economics Society Conference* (2004).
54. Jenkins, R.R., Owens, N. and Wiggins, L.B. "Valuing reduced risks to children: the case of bicycle safety helmets", *Contemporary Economic Policy*, **19**(4), pp. 397-408 (2001).

55. Alberini, A., Cropper, M., Krupnick, A. and et al. "Does the value of a statistical life vary with age and health status?, evidence from the United States and Canada", *Journal of Environmental Economics and Management*, **48**(1), pp. 769-792 (2002).
56. Blomquist, G.C. "Self-protection and averting behavior, values of statistical lives, and benefit cost analysis of environmental policy", *Review of Economics of the Household*, **2**(1), pp. 89-110 (2004).
57. Hammitt, J.K. and Haninger, K. "Valuing fatal risks to children and adults: Effects of disease, latency, and risk aversion", *Journal of Risk and Uncertainty*, **40**(1), pp. 57-83 (2010).
58. Alolayan, M.A., Evans, J.S. and Hammitt, J.K. "Valuing mortality risk in Kuwait: Stated-preference with a new consistency test", *Environmental and Resource Economics*, **66**(4), pp. 629-646 (2017).
59. Madheswaran, S. "Measuring the value of statistical life: estimating compensating wage differentials among workers in India", *Social Indicators Research*, **84**(1), pp. 83-96 (2007).
60. Statistical Center of Iran. "Iran Statistical Yearbook", (1398).
61. Taherian, A.R. and Kalantari, A. "Risk-targeted seismic design maps for Iran", *Journal of Seismology*, **23**(6), pp. 1299-1311 (2019).
62. Giardini, D., Danciu, L., Erdic, M. and et al. "Seismic hazard map of the Middle East", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **16**(8), pp. 3567-3570 (2018).
63. Erdik, M., SeSetyan, K., Demircioglu, M.B. and et al. "Assessment of seismic hazard in the middle east and caucasus: EMME (Earthquake Model of Middle East) project", in *Proc. of 15th World Conference on Earthquake Engineering* (2012).
64. Zhao, P. and Yu, B. "On model selection consistency of Lasso", *The Journal of Machine Learning Research*, **7**, pp. 2541-2563 (2006).
65. Brajer, V. and Rahmatian, M. "From diye to value of statistical life: a case study for the islamic republic of Iran", Victor California State University, Fullerton (2004).
66. Karimzadegan, H., Rahmatian, M., Farhood, D. and et al. "Economic valuation of premature mortality and morbidity", *International Journal of Environmental Research*, **1**(2), pp. 128-135 (2007).
67. Bayat, R., Daroudi, R. and Hassanvand, M.S. "Economic analysis of the cost of deaths due to air pollution in Tehran", *Journal of Urban Economics and Planning*, **9**(3), pp. 187-193 (2020).
68. Naderi, A., Shahram, F. and Somayeh, A. "Valuing mortality risk of transportation accidents", *Journal of the School of Health and the Institute of Health Research*, **17**(1), pp. 29-46 (2019).

بررسی تأثیر الیاف هیبریدی در مقاومت الکتریکی و مقاومت دینامیکی بتن در برابر انفجار بتن

امین جعفرزیا (کارشناس ارشد و پژوهشگر)

رضا خدابخشی (پژوهشگر)

محمد فیاض* (استادیار)

سعید محمد (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی و بدافند غیرعادل، دانشگاه جابج امام حسین (ع)، تهران

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (دوره ۲ - شماره ۱/۲، ص. ۱۱۸-۱۰۹)، پژوهشی

در پژوهش حاضر، ۱۰ طرح اختلاط با درصد‌های مختلف الیاف ساخته شده است. بتن الیافی ساخته شده از الیاف فولادی، بارچپ و ماکروسنتتیک بوده و ترکیب هر یک از الیاف‌های مختلف تحت بار انفجاری قرار گرفته و مقاومت بتن و میزان خرابی هر نمونه با هر کدام از الیاف مذکور و به صورت ترکیبی در برابر انفجار به صورت آزمایشگاهی و میدانی بررسی شده است. همچنین مقاومت ویژه الکتریکی بتن الیافی هیبریدی در مقابل جریان الکتریکی ارزیابی شده است. نتایج نشان داد که میزان تخریب بتن با الیاف ماکروسنتتیک در حدود ۳۹٪ بوده است، که نسبت به سایر نمونه‌ها، مقاومت بیشتری در برابر انفجار نشان داده است. همچنین مقاومت الکتریکی بتن با الیاف ماکروسنتتیک در مقایسه با بتن پایه ۷ برابر افزایش نشان داده است، که در مناطق خورنده با نفوذ بالای یون کلراید به دلیل مقاومت الکتریکی بیشتر و در نتیجه نفوذپذیری کمتر، کاربرد ویژه‌ی داشته است.

algaminalg@gmail.com
rezakhodabakhshi65@yahoo.com
m.fayyaz@chmail.ir
mohandesi.mh@gmail.com

واژگان کلیدی: بتن الیافی، الیاف فولادی، الیاف بارچپ، الیاف ماکروسنتتیک، انفجار، مقاومت الکتریکی.

۱. مقدمه

الیاف در بتن نقش کنترل‌کننده‌ی ترک‌ها را دارد و باعث افزایش مقاومت‌های ضربه، برشی و خمشی در بتن می‌شود و ظرفیت جذب انرژی بتن را افزایش می‌دهد. تأثیرگذاری الیاف در رفتار بتن به نوع و مقدار الیاف و همچنین شکل و مقاومت کششی الیاف بستگی دارد. برای ساخت بتن الیافی از مصالح معمول به همراه الیاف در ساخت بتن استفاده می‌شود. الیاف‌های فولادی، مصنوعی و طبیعی از مهم‌ترین الیاف استفاده شده در بتن هستند. برخی از انواع الیاف با مدول و مقاومت بالا، از جمله: کربن، پلی‌وینیل‌الکل، فولاد، آزیست و الیاف شیشه‌یی می‌توانند به طور مؤثری استحکام بتن را افزایش دهند. با وجود این، رفتار شکننده‌ی ذاتی آنها باعث بهبود شکل‌پذیری نمی‌شود.^[۱، ۲] الیاف با استحکام کم، از جمله: پلی‌پروپیلن، نایلون و الیاف اکریلیک در بهبود شکل‌پذیری مؤثرتر هستند و مقدار ترک را کاهش می‌دهند.^[۳] امروزه مطالعات گسترده‌یی بر روی رفتار بتن با الیاف مختلف صورت گرفته و در شمع سازه‌ها و سازه‌های با اهمیت و ظرفیت باربری بالا و همچنین جهت مقابله در برابر بار انفجاری مطالعه و بررسی شده‌اند.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴/۱۰/۱۳۹۹، اصلاحیه ۲۵/۰۱/۱۴۰۰، پذیرش ۲۳/۰۳/۱۴۰۰

DOI:10.24200/J302021.57086.2877

۱.۱. پیشینه‌ی پژوهش

یانو^۱ و همکاران (۲۰۰۳)، بتن حاوی الیاف‌های فولادی، کربنی و پروپیلن را با درصد‌های مختلف آزمایش مقاومت خمشی کرده و دریافته‌اند که اضافه کردن الیاف، بتن را نسبت به بتن معمولی مقاوم‌تر و شکل‌پذیرتر می‌سازد. بیشترین مقاومت خمشی مربوط به الیاف فولادی است، که این مسئله نشان‌دهنده‌ی خواص مناسب الیاف فولادی است. در حالی که الیاف دیگر یک تغییر اساسی همانند الیاف فولادی در مشخصات بتن ایجاد نکرده‌اند. در ادامه، ترکیب الیاف فولادی با الیاف کربنی منجر به افزایش مقاومتی بیشتر از ۳۰٪ شده است، ولی الیاف فولادی هزینه‌ی بسیار بالایی دارد.^[۲] فلدمن^۲ در نوشتاری نشان داد که استفاده از الیاف فولادی علاوه بر افزایش کرنش خرابی، جذب انرژی در بتن را نیز افزایش می‌دهد. در یکی از موارد استفاده از الیاف فولادی و یک الیاف کمکی دیگر، جذب انرژی نمونه در معرض هوا قرار گرفته و تا ۴۰٪ نسبت به نمونه‌ی بتن معمولی بیشتر شده است.^[۵] یوتسون و همکاران (۲۰۰۶)، نیز برای مشخص کردن اثر الیاف فولادی، آزمایش‌هایی را بر روی آنها انجام دادند و دریافتند که الیاف ریزتر، مقاومت فشاری را بیشتر افزایش می‌دهند. همچنین نسبت سطح الیاف، پارامتر با اهمیتی در بررسی اثر الیاف است؛ به طوری که با بیشتر شدن نسبت سطح الیاف مقاومت کششی بیشتری در بتن

الیافی ایجاد می‌شود. یک موضوع دیگر افزایش مقاومت خمشی در الیاف با ابعاد بزرگ‌تر است. [۶] دیبا^۳ (۲۰۱۲) هم در مورد خصوصیات مقاومت بتن مسلح با الیاف ترکیبی مطالعه کرده و مقدار بهینه الیاف را برای به دست آوردن استحکام بیشینه بتن در طرح اختلاط‌های مشخص پژوهش خود معین کرده است. [۷] همچنین پاتیل^۴ (۲۰۱۳) در مورد آزمایش تجربی بر روی بتن الیافی با الیاف پلی پروپیلن با جایگزینی ماسه رودخانه به ماسه مصنوعی با و بدون مواد افزودنی مطالعه کرده و نتیجه گرفته است که تا اضافه شدن ۵٪ بتن با الیاف پلی پروپیلن، درصد بهینه برای افزایش در کلیه خصوصیات مکانیکی وجود دارد. [۸] رابی و همکاران (۲۰۱۴) نیز آزمایش‌هایی را بر روی بتن الیافی با ترکیب الیاف فولادی و پلی پروپیلن انجام دادند و تلاش کردند مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی بتن الیافی را بررسی کنند. نتایج نشان دادند که ترکیب ۲۵٪ وزنی سیمان الیاف پلی پروپیلن و ۷۵٪ وزنی سیمان الیاف فولادی؛ بهترین نتایج مقاومتی را خواهد داشت. در واقع با ترکیب اخیر، بیشترین مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی به دست آمده است. از طرفی، استفاده از الیاف فولادی بیشتر، بدون شک منجر به ایجاد رفتار مقاومت‌تر و تردتر در مصالح می‌شود، که این موضوع قبلاً هم شناسایی شده است. در حقیقت مطالعات ایشان به طور ویژه به ترکیب دو الیاف مذکور با یکدیگر پرداخته و نشان داده است که دقیقاً چه ترکیبی از الیاف اخیر، بیشترین مقاومت را خواهد داشت. [۹] همچنین ملک محمد رنجبر و همکاران (۲۰۱۵)، در بررسی تأثیر الیاف فولادی در خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم حاوی اسکوریا، الیاف فولادی با طول ۵ میلی‌متر با وزن ۲۰ و ۴۰ کیلوگرم در مترمکعب را به طرح اختلاط افزوده و سپس آزمایش‌های بتن تازه و آزمایش‌های بتن سخت شده، شامل: اندازه‌گیری چگالی، مقاومت فشاری، مقاومت کششی، اندازه‌گیری سرعت عبور امواج اولتراسونیک، مقاومت خمشی، طاقت خمشی و جذب آب را انجام دادند و دریافته‌اند که نسبت به طرح شاهد با افزایش حجم الیاف، جریان اسلامپ کاهش و زمان خروج کامل بتن از قیف V شکل افزایش یافته است. همچنین با افزودن مقادیر الیاف، مقاومت کششی و خمشی افزایش یافته و افزایش محسوسی در مقاومت فشاری مشاهده نشده است. [۱۰]

سروش سحرخیزان و سعید سعیدی جم (۲۰۱۶) نیز بتن الیافی با نسبت آب به سیمان برابر ۰/۴ و عیار سیمان ۴۰۰ و درصد‌های مختلف الیاف فولادی و پلی پروپیلن را هم به صورت مجزا و هم به صورت ترکیبی بررسی کردند و نتایج آزمایش‌های مقاومت فشاری و کششی و آزمایش تنش - کرنش ایشان، بیان‌گر آن بوده است که با افزودن درصد‌های مختلف الیاف در سن ۷ روزه، تغییر خاصی در مقاومت نمونه‌ها حاصل نشده است؛ ولی در سن ۲۸ روزه، مقاومت‌های فشاری و کششی بیش از ۲۰٪ افزایش یافته‌اند و بیشترین رشد مقاومتی مربوط به نمونه‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی بوده است. [۱۱]

همچنین محمد یوسف و همکاران (۲۰۱۳)، تأثیر انفجار در بتن الیافی را بررسی کردند و در نوشتار خود، نتایج حاصل از داده‌های تجربی و شبیه‌سازی عملکرد بتن مسلح با الیاف فولادی ترکیبی و همچنین بتن مسلح عادی در معرض بارگذاری انفجار را ارائه داده و مشاهده کرده‌اند که ترکیب الیاف فولادی ترکیبی در مخلوط بتن معمولی، باعث بهبود خصوصیات مکانیکی مخلوط بتن شده است. الیاف فولادی ترکیبی با ترکیب ۷۰٪ الیاف فلزی بلند و ۳۰٪ کوتاه در کسری حجمی ۱/۵٪ در مخلوط بتن در مقابل بارگیری انفجار نسبت به مخلوط بتن معمولی و بدون الیاف مقاومت بیشتری ایجاد می‌کنند. [۱۲]

آقای رضایی‌فر و همکاران (۲۰۱۷)، در پژوهشی به مطالعه آزمایشگاهی اثر دماهای مختلف در مشخصات مکانیکی بتن‌های با عیار سیمان متفاوت حاوی

الیاف فولادی و پلی پروپیلن پرداخته‌اند. اگرچه نمونه‌ها، تحت دماهای ۲۵، ۱۰۰، ۲۵۰ و ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد قرار گرفتند، اما نتایج نشان داده است که آثار آتش در بتن‌های حاوی الیاف فولادی مخرب‌تر بوده و همچنین مقاومت‌های فشاری و خمشی نمونه‌ها در دمای ۲۵ درجه سانتی‌گراد و مقاومت کششی در دمای ۲۵۰ درجه سانتی‌گراد، بیشترین مقادیر را به خود اختصاص داده‌اند. مقاومت‌های فشاری و کششی بتن‌های حاوی الیاف فولادی، ۴۰ و ۵۰ درصد بیشتر از بتن‌های حاوی الیاف پلی پروپیلن بوده است، اما مقاومت خمشی آنها تقریباً با یکدیگر برابر بوده است. [۱۳]

در زمینه بررسی رفتار سازه‌ی ساخته شده با بتن الیافی در برابر انفجار، یوو و بانسیا^۵ (۲۰۱۷)، مطالعاتی انجام دادند و مشاهده کردند که صفحات دارای بتن الیافی در هر دو انفجار میدانی و انفجارهای تماسی، آسیب کمتری به نمایش گذاشته‌اند. [۱۴]

همچنین قلهکی و همکارش (۲۰۱۹)، در پژوهشی به بررسی تأثیر دماهای مختلف در خصوصیات مکانیکی بتن‌ها با محتوای سیمان‌های مختلف حاوی الیاف فولاد و پلی پروپیلن پرداخته‌اند. نمونه‌ها را در دمای ۲۵، ۱۰۰، ۲۵۰، ۵۰۰ و ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد قرار دادند و دریافته‌اند که آثار آتش‌سوزی در بتن حاوی الیاف فولادی آسیب‌رسان‌تر و مقاومت‌های فشاری و کششی بتن حاوی الیاف فولادی به ترتیب ۴۰ و ۵۰ درصد بیشتر از بتن حاوی الیاف پلی پروپیلن بوده است. با این حال، قدرت خمشی آنها تقریباً برابر بوده است. [۱۵]

رفتار برشی بتن الیافی ساخته شده با درصد کمی از الیاف باز یافتی نیز در سال ۲۰۱۸ توسط لئون و همکاران انجام و نشان داده شد که بتن الیافی با الیاف باز یافتی فولادی، عملکرد بهتری نسبت به بتن الیافی با الیاف فولاد تازه از خود نشان داده‌اند. [۱۶]

همچنین پاچیده (۲۰۲۰)، در مطالعه‌ی به ارزیابی عملکرد بتن حاوی فنرهای باز یافتی با درصد‌های مختلف حجمی پرداخته و دریافته است که مقاومت فشاری و کششی نمونه‌های بتنی با افزودن فنرها بهبود یافته است. علاوه بر این، مقاومت فشاری بتن حاوی فنر، ۲-۳ برابر بیشتر از بتن حاوی الیاف فولاد و پلی پروپیلن بوده است. [۱۷]

در سال ۲۰۱۹، نیز ارزیابی عملکرد بتن تقویت شده با الیاف ترکیبی با درصد‌های مختلفی از ترکیب‌های معدنی توسط نواز و همکاران بررسی شده است. لذا ۵ تا ۱۰ درصد سهم ماده‌ی سیمانی از خاکستر در مخلوط بتن و همچنین الیاف پلی پروپیلن، الیاف فولادی و فیبر ترکیبی (پلی پروپیلن و فولاد) با نسبت‌های مختلف از ۴ تا ۸ درصد به عنوان افزودنی برای هر یک از مخلوط‌های بتنی از درجه‌ی M۳۰ طبق روش کد IS در طرح اختلاط استفاده شده است. روان‌کننده نیز در کلیه مخلوط‌ها استفاده شده است، تا بتن کارایی بهتری داشته باشد. سپس مشاهده شد که مقاومت بیشینه فشاری نمونه پس از ۲۸ روز، ۴۴/۴۴ نیوتن بر مترمربع با ۴٪ الیاف ترکیبی (پلی پروپیلن و فولاد) با ۱۰٪ خاکستر بوده و مقاومت فشاری نمونه بیش از ۲۹٪ نسبت به بتن معمولی افزایش یافته است. [۱۸]

مشتاق و همکاران (۲۰۱۹)، هم در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی، به بررسی عملکرد بتن‌های حاوی الیاف فولادی و پلی پروپیلن و فنرهای فلزی باز یافتی با استفاده از درصد‌های حجمی ۲/۰، ۴/۰، ۶/۰ و ۸/۰ پرداخته‌اند. بدین منظور تعدادی نمونه‌ی استوانه‌ی و منشوری جهت انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری، کششی و خمشی ساخته و در سن ۲۸ روزه آزمایش کرده‌اند. نتایج نشان دادند که استفاده از فنر فلزی باز یافتی در بتن، عملکرد مطلوب‌تری نسبت به سایر الیاف‌ها در کنترل ترک‌های ناشی از کشش داشته و در درصد‌های کم، استفاده از فنر، سبب

۲. روش پژوهش

۱.۲. مواد و مصالح

مصالح استفاده شده در آزمایش جهت ساخت بتن الیافی، شامل: سنگ‌دانه، سیمان، آب، فوق‌روان‌کننده، الیاف فولادی، الیاف بارچیب و الیاف ماکروستنتیک بوده است. الیاف بارچیب با جنس پلی‌اولفین و به عنوان جایگزینی برای میلگرد حرارتی و الیاف فولادی در بتن استفاده می‌شود. الیاف ماکروستنتیک با پیوند دادن مونومرها به پلیمر، از طریق فرایندی به نام پلیمریاسیون ساخته می‌شوند. با افزودن الیاف ماکروستنتیک به بتن، مقاومت مکانیکی و دوام بتن افزایش می‌یابد و بر اثر فعل‌وانفعالات فیزیکی محیط از بروز ترک‌های مویی و خطی جلوگیری می‌کند. جهت استفاده از ماسه‌ی سسته‌ی موجود برای طرح اختلاط، آزمایش‌های دانه‌بندی و موارد دیگر انجام شده است، که در حدود مجاز استاندارد ملی ایران به شماره ۳۰۲ قرار داشته است. سنگ‌دانه‌های درشت انتخاب شده در بازی ۵-۲۵ میلی‌متر بوده و مصالح درشت‌دانه به محدوده‌ی زیر ۱۹ میلی‌متر اصلاح شده‌اند. دانه‌بندی اصلاح شده در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

سیمان استفاده شده از نوع سیمان تیپ V برای مقاومت در برابر سولفات و کلراید به صورت توأم در محیط‌های دریایی استفاده شده است. آب استفاده شده از نوع آب آشامیدنی و روان‌کننده‌ی استفاده شده از نوع NPC ۲۱۰ بوده است، که برای افزایش کارایی و اسلامپ بتن ۳/۰ تا ۸/۰ درصد وزن سیمان استفاده شده است. الیاف استفاده شده در آزمایش انجام شده مطابق شکل ۲ از نوع الیاف فولادی، الیاف بارچیب و ماکروستنتیک بوده است، که الیاف با نسبت حجمی ۱ تا ۲ درصد حجم بتن استفاده شده است.

مقدار مشخصی از الیاف فولادی در بتن می‌تواند باعث ایجاد تغییرات کیفی در خاصیت بتن، افزایش مقاومت در برابر ترک‌خوردگی، ضربه، خستگی و دوام بتن شود. الیاف بارچیب، الیافی پلی‌پروپیلنی است که به عنوان مسلح‌کننده‌ی بتن و بعضاً در شاکریت به کار می‌رود. سیستم مسلح با پراکنش صدها الیاف با مقاومت کششی در مخلوط بتن عمل می‌کند. الیاف ذکر شده با مسلح‌ساختن هر قسمت از ساختار بتن، از سمت جلو به عقب و بالا به پایین، هرگونه نقطه‌ی آسیب‌پذیری را در سطح بتن از بین می‌برند. الیاف ماکروستنتیک بتن به عنوان مسلح‌کننده برای افزایش مقاومت، بهبود خواص مکانیکی و دوام بتن و کنترل ترک‌خوردگی در ساختار بتن و ملات‌های پایه سیمانی صورت می‌گیرد و الیافی غیرآتش‌زاست. مشخصات الیاف در جدول ۱ ارائه شده است.

۲.۲. طرح اختلاط بتن

در روش ملی طرح بتن، ابتدا می‌توان نسبت آب به سیمان را با توجه به مقاومت هدف طرح و نوع سیمان و شکل سنگ‌دانه‌ی درشت به دست آورد و پس از آن با توجه به دوام بتن، مقدار آن کنترل شود. سپس محدوده‌ی دانه‌بندی با توجه به نوع قطعه و وسایل حمل و ریختن و با عنایت به ویژگی‌های بتن تازه، همچون: کارایی، جاداشدگی، آب انداختن و جمع‌شدگی و همچنین بیشینه‌ی اندازه‌ی سنگ‌دانه‌ی موجود مشخص و به دنبال آن با در نظر گرفتن محدوده‌ی ذکر شده، سهم سنگ‌دانه‌ها در مخلوط سنگ‌دانه تعیین می‌شود.

مقاومت فشاری متوسط لازم برای طرح مخلوط بتن با مقاومت هدف طرح اختلاط، معمولاً به کمک مقاومت مشخص و انحراف معیار مقاومت بتن ساخته شده در کارگاه به دست می‌آید. از این رو با توجه به مقاومت مشخصه‌ی متعارف، مقدار

بهبود بیشتری در خصوصیات مکانیکی بتن شده است. همچنین الیاف پلی‌پروپیلن و فتر فلزی تا ۲ برابر طاقت خمشی بتن را افزایش داده است، که این مقدار برای استفاده از الیاف فولادی به ۱۳ برابر رسیده است.^[۱۹]

با توجه به مجموع ویژگی‌های مرور شده در مطالعات مختلف روشن است که بتن الیافی گزینه‌ی مناسبی برای سازه‌هایی است که در معرض بارهای شدید انفجار قرار دارند؛ زیرا در مقایسه با بتن معمولی بدون الیاف، جذب انرژی و بعضاً مقاومت پیشینه‌ی بهتر و مقاومت مناسبی در برابر انفجار دارند.^[۲۰] همچنین فنگ و همکاران (۲۰۱۹)، مقاومت در برابر نفوذ بتن را با مقاومت بالا از جنس الیاف تقویت شده در زیر پرتابه با چند ضربه و نیز پتانسیل مقاومت در برابر نفوذ بتن را با مقاومت بالا با برخی از انواع الیاف با میزان الیاف ۲٪ بررسی کردند. آزمایش‌های فشرده‌سازی تک‌محوره نیز برای تعیین مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه انجام دادند و دریافته‌اند که الیاف فولاد در بهبود مقاومت فشاری از الیاف پلی‌پروپیلن و الیاف پلی‌وینیل الکل بهتر است.^[۲۱]

دونگ جو و همکاران (۲۰۲۱)، هم در پژوهش دیگری مقاومت در برابر ضربه‌ی بتن الیافی حاوی الیاف فولادی و پلی‌آمید را بررسی کردند و دریافته‌اند که فیبرهای ترکیبی فولادی و پلی‌آمید، بهترین عملکرد را از نظر شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی دارند.^[۲۲]

نینگ^۶ و همکاران (۲۰۲۱)، نیز در بررسی تأثیر الیاف بازالت و پلی‌پروپیلن در بتن به صورت ترکیبی دریافته‌اند که الیاف مذکور، درجه‌ی شکست بتن را کاهش می‌دهند و ویژگی شکست برشی را بهبود می‌بخشند. آنها همچنین معیار هوک - براون را، که ارتباط بین منافذ و وجود الیاف را مشخص می‌کند، نشان دادند.^[۲۳]

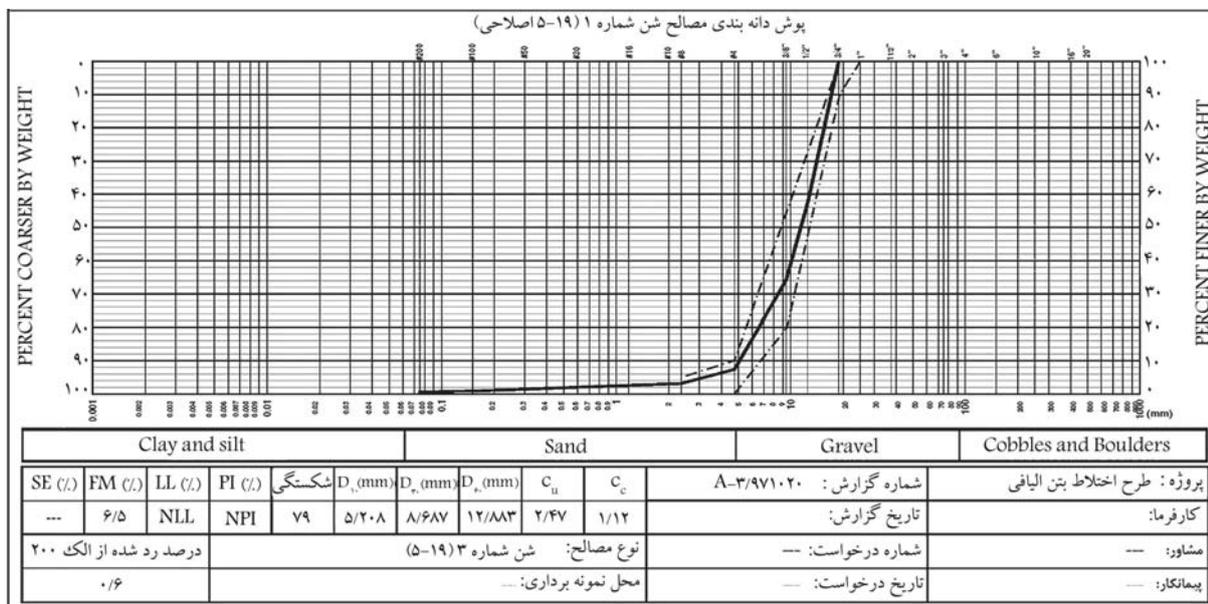
یمینی و همکاران (۲۰۲۱)، نیز در بررسی اثر الیاف فولادی و شیشه در درصد‌های مختلف ترکیبی در عملکرد مکانیکی و پیچشی بتن نتیجه گرفتند که عملکرد مکانیکی بتن با افزودن الیاف هیبریدی به حجم ۱٪ حجم بتن، به طرز چشمگیری بهبود یافته است. همچنین مقاومت پیچشی در حالت ترک‌خوردگی و پس از ترک‌خوردگی در بتن تقویت شده با الیاف هیبرید بهبود پیدا کرده است.^[۲۴]

۲.۱. اهمیت پژوهش

تاکنون مطالعات گسترده‌ی در مورد تأثیر انواع الیاف انجام شده و برخی از آنها نیز تأثیر استفاده از الیاف در برابر انفجار را بررسی کرده‌اند. علی‌رغم تأثیر مطلوب جذب انرژی و دوام الیاف ترکیبی، به ارزیابی عملکرد بتن‌های مذکور در برابر انفجار به دلیل محدودیت‌های مختلف، از قبیل هزینه‌ی آزمایش‌ها، زمان‌بر بودن مطالعات و ایمنی توجه کمتری شده است. لذا در نوشتار حاضر، رفتار بتن الیافی ترکیبی با استفاده از الیاف فولادی، ماکروستنتیک و الیاف بارچیب با نسبت‌های مختلف حجمی نسبت وزن بتن و همچنین ترکیب بتن با الیاف ذکر شده با نسبت‌های مختلف و به صورت الیاف تکی در بتن بررسی شده است. همچنین با توجه به سنجی مقاومت الکتریکی و مقاومت فشاری بتن‌های ساخته شده در نوشتار حاضر، در سن‌های ۷ و ۲۸ روزه برای مقاومت فشاری و ۲۸ روزه برای مقاومت الکتریکی به همراه میزان نفوذپذیری بتن مقایسه شده و در انتها، هزینه‌ی الیاف در بتن نسبت به عملکرد هر نمونه‌ی ساخته شده برآورد شده و نمونه‌ها بر اساس اقتصادی بودن نیز ارزیابی شده‌اند. همچنین در پژوهش حاضر، با بررسی سه نوع الیاف در ترکیب‌های مختلف و انجام آزمایش‌های میدانی انفجار، به بررسی دقیق‌تر تأثیر هر یک از الیاف و نسبت‌های مختلف هر کدام از آنها پرداخته شده است.

جدول ۱. مشخصات الیاف مصرفی در بتن.

نوع الیاف	وزن مخصوص (Kg/cm ³)	مقاومت کششی (MPa)	طول	قطر	رنگ
فولادی	۷۸۵۰	۱۲۰۰	۵۰	۰/۸	خاکستری
بارچیب	۹۱۰	۶۴۰	۴۸	۰/۹	سفید
ماکروستتیک	۹۱۰	۶۶۰	۷۴	۰/۸	نارنجی



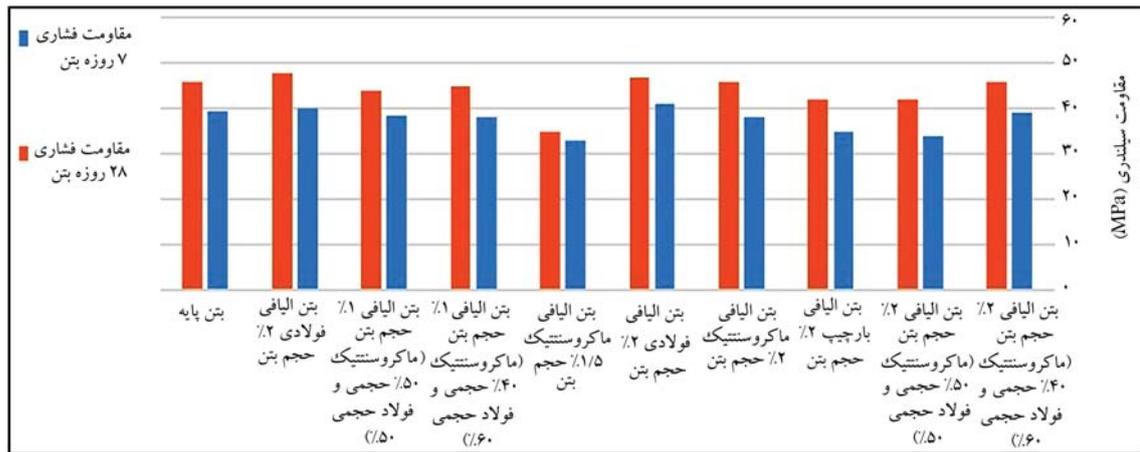
شکل ۱. دانه بندی سنگ دانه ی اصلاح شده ی نهایی.



شکل ۲. نمونه الیاف مورد استفاده.

است. بتن ها پس از عمل آوری ۲۴ ساعته باز شدند و پس از نام گذاری، در محلول آب آهک اشباع برای سنجش مقاومت های ۷ و ۲۸ روزه برای هر طرح اختلاط قرار داده شدند. جهت بررسی تأثیر الیاف، یک نمونه بتن پایه ساخته شده و سپس مقاومت الکتریکی و مقاومت تمام بتن های الیافی در برابر انفجار با آن مقایسه شده است. طبق مبحث نهم مقررات ملی،^[۲۵] از آزمایش V-B یا اسلامپ معکوس جهت روانی بتن استفاده می شود. در طرح اختلاط کنونی با استفاده از آزمایش V-B و با افزودن فوق روان کننده به مخلوط، برای آنکه زمان آزمایش V-B بین ۳ تا ۱۰ ثانیه باشد، روانی بتن بررسی شده است.^[۲۶] در جدول ۲، طرح اختلاط های پژوهش حاضر ارائه شده است.

۳۰ تا ۴۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. اگر جداسدگی در بتن مشاهده شود، می توان با کاهش بیشینه ی اندازه ی سنگ دانه، افزایش ریزی بافت دانه بندی، افزایش سیمان یا مواد چسباننده، افزایش مواد پودری، کاهش کارایی و یا کاهش نسبت آب به سیمان و یا ترکیبی از موارد فوق آن را مهار کرد. استفاده از مواد مذکور، از جمله اقداماتی است که معمولاً برای جلوگیری از جداسدگی، افزودنی لزجت زا جهت بتن های خیلی روان یا خودمترکم به کار گرفته می شود. این کار وقتی انجام می شود که بتوان به خوبی از سایر راه حل های ذکر شده استفاده کرد. در طرح مذکور، اختلاط الیاف همراه با سنگ دانه به جام مخلوط کن افزوده و سپس سایر مصالح مخلوط اضافه شدند. تراکم بتن ها با استفاده از میز لرزان در آزمایشگاه انجام شده



شکل ۳. مقایسه‌ی مقاومت‌های فشاری ۷ و ۲۸ روزه‌ی نمونه‌های بتن الیافی و بتن پایه.

روزه، بتن با الیاف ماکروستتیک و با نسبت ۲٪ حجم بتن و نسبت ماکروستتیک ۴۰٪ و الیاف فولادی ۶۰٪، بهترین عملکرد فشاری را داشته است؛ در حالی که با همین نسبت حجمی با افزایش نسبت ماکروستتیک و الیاف فولادی به نسبت ۱ به ۱، ضعیف‌ترین عملکرد فشاری در بتن‌های هیبریدی را داشته است.

جدول ۲. طرح اختلاط (کیلوگرم).

ماده	سیمان	آب	ماسه	شن	الیاف
وزن	۴۴۶	۱۷۴	۹۹۳/۸	۶۶۳	-

جدول ۳. نام‌گذاری طرح‌ها.

N	بتن پایه
A	بتن الیافی فولادی ۱٪
B	بتن الیافی ترکیبی ۱٪ (ماکروستتیک ۵۰٪ فولاد ۵۰٪)
C	بتن الیافی ترکیبی ۱٪ (ماکروستتیک ۴۰٪ فولاد ۶۰٪)
D	بتن الیافی ماکروستتیک ۱/۵٪
E	بتن الیافی فولادی ۲٪
F	بتن الیافی ماکروستتیک ۲٪
G	بتن الیافی بارچیب ۲٪
H	بتن الیافی ترکیبی ۲٪ (ماکروستتیک ۵۰٪ فولاد ۵۰٪)
I	بتن الیافی ترکیبی ۲٪ (ماکروستتیک ۴۰٪ فولاد ۶۰٪)

۲.۳. آزمایش مقاومت الکتریکی

برای انجام آزمایش مقاومت الکتریکی از استاندارد AASHTO T358 استفاده شده است. از جمله ویژگی‌های فیزیکی بتن می‌توان به مقاومت ویژه‌ی الکتریکی آن اشاره کرد. مقاومت ویژه‌ی الکتریکی بتن، شاخصی برای تعیین میزان مقاومت بتن در برابر عبور جریان الکتریکی و به عنوان یکی از مشخصه‌های بتن، نشان‌دهنده‌ی برخی از خواص مهم آن از جمله نفوذپذیری و به موازات آن جذب آب بتن است. مقاومت الکتریکی بتن به خصوص در مناطق خورنده با نفوذ بالای یون کلراید کاربرد دارد و هر چه مقاومت الکتریکی بیشتر باشد، نفوذپذیری کمتری خواهد داشت. شاخصه‌ی مقاومت الکتریکی بتن در سازه‌های بتن مسلح واقع در معرض خوردگی، کاربردی است. در روند خوردگی، بر سطح میلگرد دو منطقه‌ی آندی و کاتدی به وجود می‌آید، که اختلاف پتانسیل دارند و انتقال یون‌های هیدروکسیل از کاتد به آند تحت تأثیر مقاومت ویژه‌ی الکتریکی بتن صورت می‌گیرد. هر چه مقاومت ویژه‌ی الکتریکی بتن بیشتر باشد، از شدت خوردگی کاسته می‌شود. به عبارت دیگر، خوردگی با جریان بتن آند و کاتد، نسبت مستقیم و با مقاومت الکتریکی، نسبت عکس دارد. مقایسه‌ی مقاومت الکتریکی نمونه‌ی بتن‌های ساخته شده همراه با مشخصات نمونه در جدول ۴ ارائه شده است. همچنین مقایسه‌ی مقاومت الکتریکی نمونه بتن‌های ساخته شده در شکل ۴ مشاهده می‌شود. مقاومت الکتریکی بتن نیز مطابق رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:

$$\rho = R \frac{A}{L} \quad (1)$$

که در آن،

R: مقاومت الکتریکی نشان داده شده توسط اهم‌تر؛

A: مساحت مقطع بتن بر حسب مترمربع؛

L: ارتفاع نمونه‌ی بتن بر حسب متر؛

ρ : مقاومت الکتریکی ویژه بر حسب اهم در متر.

۳. بحث و نتایج

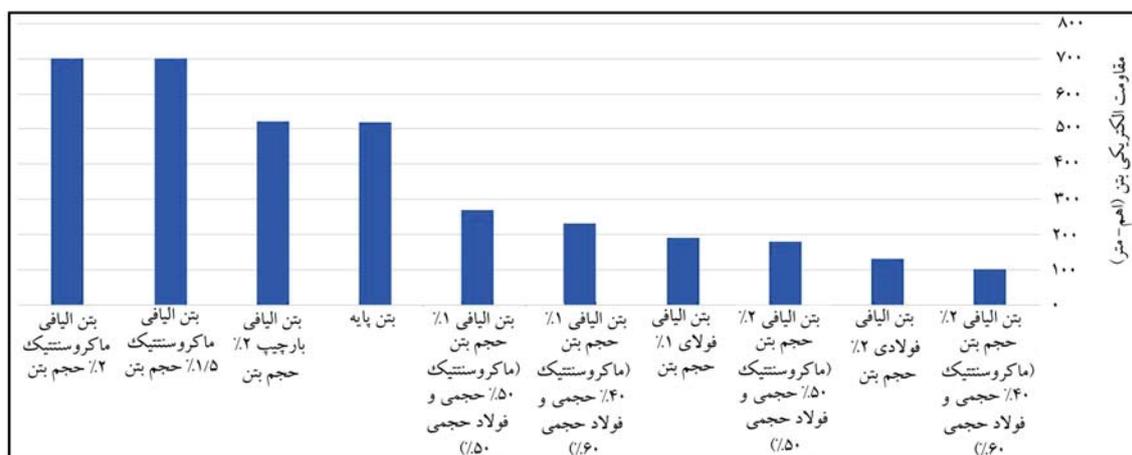
۳.۱. مقاومت فشاری

مقایسه‌ی مقاومت فشاری نمونه‌های الیافی و شاهد با استفاده از دستگاه تعیین مقاومت فشاری بتن در مقاومت‌های ۷ و ۲۸ روزه در شکل ۳ مشاهده می‌شود. در جدول ۳، نیز نام‌گذاری طرح‌ها ارائه شده است.

مطابق شکل ۳ مشخص است که کمترین مقاومت فشاری در ۷ و ۲۸ روز مربوط به بتن الیافی ماکروستتیک با نسبت حجمی ۱/۵٪ نسبت به حجم بتن بوده است. در مقاومت ۷ روزه، بتن با الیاف فولادی به نسبت ۲٪، بهترین عملکرد را با مقاومت فشاری بیش از ۴۱ مگاپاسکال از خود نشان داده است، در صورتی که مقاومت فشاری نمونه‌های ساخته شده در مقاومت ۲۸ روزه با نسبت حجمی ۱٪، بیشترین مقاومت فشاری را از خود نشان داده است. در مقاومت‌های ۷ و ۲۸ روزه، بتن با الیاف فولادی بهترین عملکرد را از خود نشان داده و الیاف بارچیب با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال در ۷ روزه و ۴۲ مگاپاسکال در ۲۸ روزه کمتر از سایر الیاف عمل کرده است. در بتن با الیاف هیبرید نیز در مقاومت‌های ۷ و ۲۸

جدول ۴. مقاومت الکتریکی حجمی بتن.

مقاومت الکتریکی	ابعاد (Cm)		عمر نمونه	نمونه	کد نمونه
	ارتفاع	قطر			
۱۴۰۰	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن بدون الیاف	۳
۵۲۶	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی فولادی ۱٪	۳-۱
۳۷۲	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی فولادی ۲٪	۳-۲-۲
۱۸۰۰	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی ماکروستتیک ۱/۵٪	۳-۳-۱
۱۸۰۰	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی ماکروستتیک ۲٪	۳-۳-۲
۷۲۶	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی ترکیبی ۵۰-۵۰٪ و ۱٪ ماکروستتیک - فولادی	۳-۴-۱
۵۱۲	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی ترکیبی ۵۰-۵۰٪ و ۲٪ ماکروستتیک - فولادی	۳-۴-۲
۶۲۴	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی ترکیبی ۴۰-۶۰٪ و ۱٪ ماکروستتیک - فولادی	۳-۵-۱
۳۰۴	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی ۴۰-۶۰٪ و ۲٪ ماکروستتیک - فولادی	۳-۵-۲
۱۴۰۰	۲۰	۱۰	۲۸ روزه	بتن الیافی بارچیب ۲٪	۳-۶-۲



شکل ۴. مقاومت الکتریکی ۲۸ روزه بتن‌های الیافی.

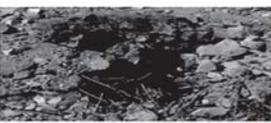
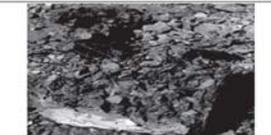
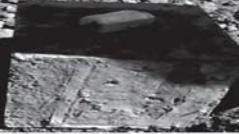
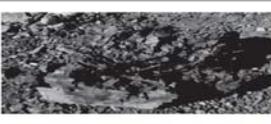
همان‌طور که مشاهده می‌شود، بتن با الیاف ماکروستتیک با نسبت حجمی ۲٪ حجم بتن، بهترین عملکرد را با مقاومت الکتریکی ۷۰۰ اهم - متر از خود نشان داده و بعد از آن نیز بتن با همان الیاف و با نسبت حجمی ۱/۵٪، عملکرد مطلوبی را داشته است؛ که نشان از عملکرد مناسب بتن با الیاف ماکروستتیک در برابر خوردگی و در نتیجه کاربرد بالای این گونه بتن در مناطق با یون کلراید بالاست. نمونه‌ی بتن با الیاف فولادی بارچیب با نسبت حجمی ۲٪ حجم بتن، عملکرد مطلوبی با مقاومت الکتریکی ۵۴۰ اهم - متر از خود نشان داده است. در بتن‌های ساخته شده با الیاف هیبریدی نیز بتن الیافی با الیاف ماکروستتیک و الیاف فولادی با نسبت حجمی ۱٪ الیاف هیبریدی بیشترین مقاومت الکتریکی را داشته‌اند. کمترین مقاومت الکتریکی نیز مربوط به بتن الیافی با الیاف ماکروستتیک و الیاف فولادی با نسبت حجمی ۲٪ بوده است، که با مقاومت الکتریکی نزدیک به ۱۰۰ اهم - متر، عملکرد ضعیفی را از خود نشان داده است.

۴.۳. آزمایش انفجار

برای انجام آزمایش انفجار، آیین‌نامه‌ی مستقلی وجود ندارد. برای مقایسه‌ی عملکرد بتن‌های حاوی الیاف‌های مختلف، نمونه‌های بتنی با ابعاد ۱۵ × ۱۵ × ۱۵ سانتی‌متر ساخته و با شرایط یکسان بر روی بستر خاک قرار داده شدند و سپس میزان ۳۲ گرم ماده‌ی منفجره‌ی C۴ در وسط نمونه‌ها قرار داده شد. با توجه به این‌که برای شبیه‌سازی موج بلاست، نیاز به جرم معادل TNT دارد، ماده‌ی منفجره‌ی C۴ نسبت به TNT میزان انرژی بیشتری با ضریب ۱/۱۴ آزاد می‌کند. با استفاده از ضریب اخیر، جرم معادل TNT به کار برده شده در آزمایش کنونی، ۳۶/۵ گرم بوده است.

انفجارها از نظر موقعیت نسبت به سازه به دو گروه اصلی انفجار داخلی و انفجار خارجی تقسیم‌بندی می‌شوند. انفجار خارجی را نیز می‌توان در سه گروه انفجار در

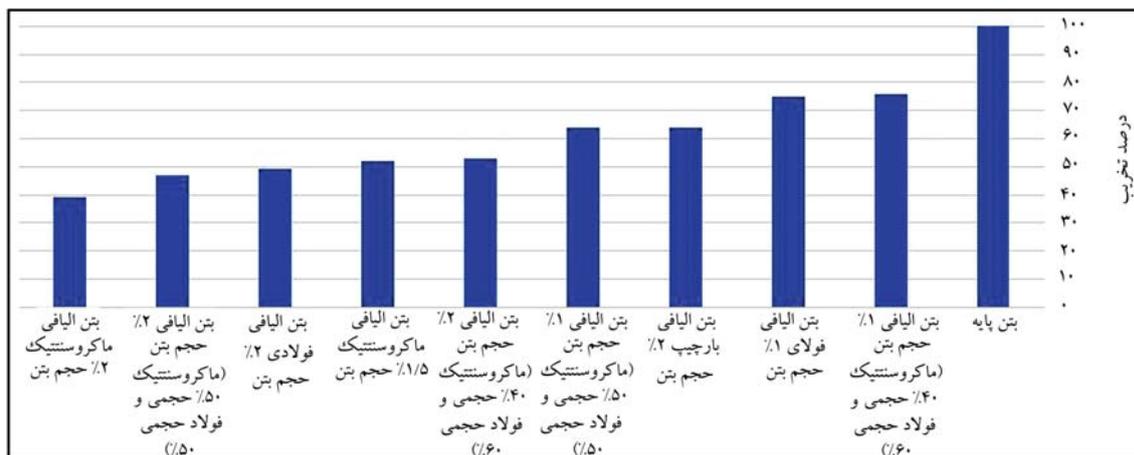
جدول ۵. تأثیر انفجار در بتن الیافی.

نمونه تحت بار انفجاری	نمونه ی ساخته شده قبل از اعمال بار انفجاری	نمونه
کاملاً تخریب شد		طرح ۳ بدون الیاف نمونه به طور کامل از بین رفت. درصد تخریب: ۱۰۰٪
		طرح ۳-۱ ۱٪ فولادی حدوداً نصف مقطع ضلع پایین کاملاً از بین رفته و از مابقی نمونه به طور میانگین ۷۵ mm باقی مانده است. درصد تخریب: ۷۵٪
		طرح ۳-۲ ۲٪ فولادی حدوداً به طور میانگین ۷۷ mm از کل نمونه باقی مانده است. درصد تخریب: ۴۹٪
		طرح ۳-۳ ۱/۵٪ ماکروستتیک حدوداً ۷۲ mm از کل نمونه باقی مانده است. درصد تخریب: ۵۲٪
		طرح ۳-۳ ۲٪ ماکروستتیک حدوداً ۹۲ mm از کل نمونه باقی مانده است. درصد تخریب: ۳۹٪
		طرح ۳-۴ ۱٪ ترکیبی ۵۰-۵۰٪ فولادی و ماکروستتیک حدوداً یک چهارم مقطع ضلع پایین کاملاً از بین رفته و از مابقی نمونه به طور میانگین ۷۲ mm باقی مانده است. درصد تخریب: ۶۴٪
		طرح ۳-۴ ۲٪ ترکیبی ۵۰-۵۰٪ فولادی و ماکروستتیک به طور میانگین ۸۰ mm باقی مانده است. درصد تخریب: ۴۷٪
		طرح ۳-۵ ۱٪ ترکیبی ۶۰-۴۰٪ فولادی و ماکروستتیک نمونه به قطعات زیاد و ریز تبدیل شد و تقریباً ۳۶ mm به صورت تکه تکه باقی مانده است. درصد تخریب: ۷۶٪
		طرح ۳-۵ ۲٪ ترکیبی ۴۰-۶۰٪ فولادی و ماکروستتیک به طور میانگین ۷۰ mm باقی مانده است. درصد تخریب: ۵۳٪
		طرح ۳-۶ ۲٪ پارچیب حدوداً یک سوم از مقطع نمونه کاملاً از بین رفته و مابقی دو تکه شده و ارتفاع آن تقریباً ۸۱ mm بوده است. درصد تخریب: ۶۴٪

مقاومت را در برابر بار انفجاری نشان داده و میزان تخریب نمونه ۳۹٪ بوده است و پس از آن بتن هیبریدی با الیاف ماکروستتیک و الیاف فولادی با نسبت حجمی ۲٪، بیشترین مقاومت را با میزان تخریب ۴۷٪ از خود نشان داده است. نتایج تخریب در بتن‌های ساخته شده از الیاف فولادی و ماکروستتیک با نسبت حجمی بیشتر از ۱٪ حجم بتن، عملکرد مطلوبی در مقابل انفجار نشان داده است؛ در صورتی که نمونه‌های بتن ساخته شده با نسبت حجمی ۱٪ و بتن با الیاف پارچیب با نسبت

هوای آزاد، انفجار هوایی و انفجار سطحی تقسیم‌بندی کرد. لازم به ذکر است که تمامی خرج‌ها به صورت تماسی و بدون فاصله بر روی نمونه‌ها قرار گرفته و نوع انفجار نیز انفجار سطحی بوده است، که نتایج آن به همراه تصاویر بتن‌های ساخته شده در جدول ۵ ارائه شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، بتن پایه بدون الیاف تحت بار انفجاری کاملاً تخریب شد، در حالی که بتن با الیاف ماکروستتیک با نسبت حجمی ۲٪، بیشترین



شکل ۵. تخریب سطحی نمونه‌های بتن الیافی ۲۸ روزه تحت بار انفجاری.

کم به دلیل عملکرد ضعیف‌تر توصیه نمی‌شود؛ اما به دلیل عملکرد بالاتر مقاومت فشاری نمونه مذکور نسبت به بتن الیافی ماکروستتیک با نسبت حجمی ۱/۵٪ در پروژه‌هایی که عملکرد فشاری بتن مطرح است، استفاده از آن مقرون به صرفه است.

۵. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، بتن الیافی با نسبت‌های حجمی ۱٪ و ۲٪ الیاف فولادی، بارچیب و ماکروستتیک و ترکیب هر یک از الیاف با الیاف فولادی با نسبت‌های حجمی مختلف، مقاومت الکتریکی نمونه‌ها و مقاومت در برابر انفجار نمونه‌های ساخته شده و نیز مقاومت فشاری و هزینه استفاده از الیاف بررسی شده است. نتایج نشان داد که:

- بتن با الیاف فولادی با نسبت حجمی ۱ و ۲ درصد، بیشترین مقدار مقاومت فشاری را از خود نشان داده و بتن با الیاف ماکروستتیک با نسبت حجمی ۱/۵٪، کمترین میزان مقاومت فشاری را داشته است. در بتن هیبریدی نیز بتن با الیاف ماکروستتیک و الیاف فولادی با نسبت ۲٪ حجم بتن و نسبت ماکروستتیک ۴۰٪ و الیاف فولادی ۶۰٪ بیشترین مقاومت فشاری را داشته است.
- بیشترین مقاومت الکتریکی در نمونه‌های ساخته شده مربوط به بتن الیافی با الیاف ماکروستتیک با نسبت حجمی ۲ و ۱/۵ درصد بوده است. همچنین بتن هیبریدی متشکل از الیاف ماکروستتیک و الیاف فولادی با نسبت حجمی ۱٪، بیشترین مقاومت الکتریکی را داشته است، که منجر به کاهش میزان نفوذپذیری بتن و در نتیجه عملکرد مطلوب در برابر نفوذ یون کلراید در مناطق ساحلی مانند خلیج فارس بوده است.
- مقاومت انفجاری بتن نیز با استفاده تخریب حاصل شده بتن الیافی تحت ماده منفجره C۴ با نسبت ۱/۱۴ برابر انرژی آزاد شده نسبت به TNT اندازه‌گیری شد. بتن الیافی با الیاف ماکروستتیک با نسبت ۲٪ حجمی بتن، بیشترین مقاومت را در برابر ماده منفجره و در بتن هیبریدی نیز بتن با الیاف فولادی و ماکروستتیک با نسبت حجمی ۲٪، بیشترین مقاومت را برابر انفجار از خود نشان دادند.
- افزایش میزان الیاف فولادی و ماکروستتیک بیش از ۱٪ حجم بتن و ترکیب

۲٪ حجمی بتن، عملکرد ضعیف‌تری در مقابل انفجار از خود نشان داده‌اند. یکی از نکات حائز اهمیت انتخاب نسبت‌های ترکیب الیاف در نمونه بتنی است. به نحوی که انتخاب این نسبت‌ها در عملکرد نمونه‌های بتنی حاوی این الیاف در برابر تخریب تحت بار انفجاری مؤثر است.

انتخاب نوع الیاف برای مقاومت در برابر بار انفجار است. همان طور که از نتایج جدول ۳ مشاهده می‌شود، در میزان مساوی از الیاف ۲٪ به ترتیب نمونه‌های حاوی الیاف‌های ماکروستتیک، فولادی و بارچیب عملکرد بهتری را در برابر بار انفجار از خود نشان داده‌اند.

در تحقیقاتی که کیم و همکاران (۲۰۱۷)، بر روی درصد‌های مختلف الیاف فولادی و میکرو پلی اتیلن و چند الیاف دیگر کردند، آزمایش‌های انفجار را به صورت تماسی انجام دادند و به صورت چشمی به بررسی میزان تخریب پرداختند و مشاهده کردند که ترکیب‌های مختلف الیاف، تأثیر متفاوتی در میزان تخریب و مقاومت نمونه بتنی دارند. [۲۷]

۴. هزینه‌ی مازاد تولید بتن الیافی

هزینه‌ی مازاد ناشی از تولید بتن نسبت به الیاف مصرف شده در طرح اختلاط بتن در جدول ۶ ارائه شده است.

در نمونه‌های ساخته شده، الیاف بارچیب با وجود عملکرد ضعیف‌تر در مقاومت الکتریکی و مقاومت در برابر انفجار، بیشترین هزینه را برای بتن داشته است. همچنین الیاف بارچیب در کشور تولید نمی‌شود و نیاز به واردات آن است، که باعث افزایش هزینه‌ها می‌شود. پس از آن، بتن با الیاف فولادی با نسبت حجمی ۲٪، بیشترین هزینه را نسبت به سایر نمونه‌ها داشته است. نمونه بتن الیافی ماکروستتیک ۱/۵٪ حجم بتن، کمترین هزینه را داشته است، که با توجه به مقاومت الکتریکی بالا و همچنین عملکرد مطلوب آن در برابر بار انفجاری، استفاده از الیاف ماکروستتیک در پروژه‌ها مقرون به صرفه است. همچنین بتن هیبریدی با الیاف فولادی و ماکروستتیک به نسبت حجمی ۱٪ و نسبت ۱-۱ الیاف پس از نمونه اخیر، کمترین هزینه‌ی مازاد استفاده از الیاف را داشته است، که با توجه به عملکرد حد وسط در مقاومت الکتریکی و مقاومت در برابر انفجار، استفاده از الیاف فولادی و ماکروستتیک نسبت به الیاف بارچیب با نسبت حجمی ۱/۵٪ علاوه بر هزینه‌ی

جدول ۶. مشخصات و هزینه‌ی مازاد استفاده از الیاف در طرح.

تصویر	توضیحات	هزینه‌ی مازاد برای ۱ متر مکعب بتن طرح ۳ (تومان)	تولید داخل دارد؟	انبار یا شرکت خریداری شده	وزن مخصوص	مقدار مصرف در ۱ مترمکعب (kg)	درصد استفاده	نوع مصالح
	الیاف فولادی از جنس فولاد سخت	۷۰۶۵۰۰ ۱۴۱۳۰۰۰	بله	شرکت میسون	7850 Kg/m^3	۷۸/۵ ۱۵۷	۳-۱ ۳-۲-۲	الیاف فولادی موج دار
	الیاف سنتتیک پلیاستیکی سخت	۴۷۷/۷۵۰ ۶۳۷/۰۰۰	بله	شرکت کیمیکس	910 Kg/m^3	۱۳/۶۵ ۲۷/۳	۳-۳-۱ ۳-۳-۲	الیاف ماکروسنتتیک
		۵۱۲/۵۰۰ ۱/۰۲۵/۰۰۰	بله	شرکت میسون و کیمیکس		فولادی: ۳۹/۲۵ سنتتیک: ۴/۵۵ فولادی: ۷۸/۵ سنتتیک: ۹/۱	۳-۴-۱ ۳-۴-۲	فولادی - سنتتیک (۵۰-۵۰)
		۵۵۱/۳۰۰ ۱/۱۰۲/۶۰۰	بله	شرکت میسون و کیمیکس		فولادی: ۴۷/۱ سنتتیک: ۳/۶۴ فولادی: ۹۴/۲ سنتتیک: ۷/۲۸	۳-۵-۱ ۳-۵-۲	فولادی - سنتتیک (۴۰-۶۰)
	الیاف پایه‌ی پلی پروپایین	۱/۹۶۵/۵۰۰	خیر	ایران الیاف	910 Kg/m^3	۱۸/۲	۳-۶-۲	الیاف بارچپ

۱/۵٪ حجم بتن از الیاف ماکروسنتتیک بوده است، که به دلیل هزینه‌ی کم الیاف ماکروسنتتیک و مقاومت بالای آن در برابر مقاومت الکتریکی و مقاومت در برابر بار انفجاری استفاده از الیاف ماکروسنتتیک در بتن برای مقابله در برابر انفجار و جریان الکتریکی مقرون به صرفه بوده است.

دو الیاف اخیر در بتن هیبریدی باعث افزایش عملکرد بتن در برابر انفجار شده است. در صورتی که الیاف بارچپ و الیاف با نسبت حجمی ۱٪ (الیاف فولادی و الیاف ماکروسنتتیک) مقاومت کمتری در مقابل بار انفجاری از خود نشان داده‌اند. کمترین میزان هزینه‌ی مازاد استفاده از الیاف در بتن مربوط به استفاده

پانویسها

1. Yao
2. Feldman
3. Deepa
4. Patil
5. Yoo & Banthia
6. Qiang

منابع (References)

1. Soe, K.T., Zhang, Y.X. and Zhang, L.C. "Material properties of a new hybrid fibre-reinforced engineered cementitious composite", *Construction and Building Materi-*

als, **43**, pp. 399-407 (2013).

2. Halvaei, M., Jamshidi, M., Pakravan, H.R. and et al. "Interfacial bonding of fine aggregate concrete to low modulus fibers", *Construction and Building Materials*, **95**, pp. 117-123 (2015).
3. Halvaei, M., Jamshidi, M. and Latifi, M. "Investigation on pullout behavior of different polymeric fibers from fine aggregates concrete", *Journal of Industrial Textiles*, **45**(5), pp. 995-1008 (2016).
4. Yao, W., Li J. and Wu, K. "Mechanical properties of hybrid fiber-reinforced concrete at low fiber volume fraction", *J. Cement and Concrete Research*, **33**(1), pp. 27-30 (2003).
5. Feldman, D. and Zheng, Z. "Synthetic fibres for fibre concrete composites", *In High performance polymers and*

- polymer matrix composites: symposium held April 13-16, 1993, San Francisco, California, U.S.A. / editors, Ronald K. Eby et al. in Materials Research Society Symposia Proceedings v. 305, Materials Research Society, Sburgh, pp. 123-128 (1993).*
6. Sorelli, L.G., Meda, A. and Plizzari, G.A. "Bending and uniaxial tensile tests on concrete reinforced with hybrid steel fibers", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **17**(5), pp. 519-552 (2006).
 7. Deepa, A.S. "Strength characteristics of hybrid fiber reinforced concrete", *IGRA ISSN*, **1**(5), pp. 2277-8160 (2012).
 8. Sathe, A.P. and Patil, A.V. "Experimental investigation on polypropylene fiber reinforced concrete with artificial", *International Journal of Science and Research (IJSR)*, ISSN, **6.14**, pp. 2319-7064 (2013).
 9. Selina Ruby, G., Geethanjali, G., Varghese, C.J. and et al. "Influence of Hybrid Fiber on Reinforced Concrete", *International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering*, **03**, pp. 40-43 (2014).
 10. Ranjbar, M.M., Ghasemzadeh Mosavinejad, S.H., Charkhtab, Sh. and et al. "Investigation of effect of steel fibers on fresh and hardened properties of self-compacting lightweight concrete with scoria", *Journal of Concrete Research*, **8**(1), pp. 41-54 (2015).
 11. Saharkhizan, S. and Saeidijam, S. "Evaluation of mechanical properties of concrete containing a combination of steel and polupropylene fibers", *Journal of Concrete Research*, **8**(2), pp. 129-138 (2016).
 12. Yusof, M.A., Mohamad Nor, N., Ismail, A. and et al. "Performance of hybrid steel fibers reinforced concrete subjected to air blast loading", *Advances in Materials Science and Engineering*, 2013 (2013).
 13. Gholhaki, M., Pachideh, Gh. and Rezayfar, O. "An experimental study on mechanical properties of concrete containing steel and polypropylene fibers at high temperatures", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **4**(3), pp.167-179 (2017).
 14. Yoo, D.-Y. and Banthia, N. "Mechanical and structural behaviors of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete subjected to impact and blast", *Construction and Building Materials*, **149**, pp. 416-431 (2017).
 15. Pachideh, Gh. and Gholhaki, M. "An experimental study on the effects of adding steel and polypropylene fibers to concrete on its resistance after different temperatures", *Journal of Testing and Evaluation*, **47**(2), pp. 1606-1620 (2019).
 16. Leone, M., Centonze, G., Colonna, D. and et al. "Fiber-reinforced concrete with low content of recycled steel fiber: Shear behaviour", *Construction and Building Materials*, **161**, pp. 141-155 (2018).
 17. Pachideh, Gh., Gholhaki, M. and Moshtagh, A. "Performance of concrete containing recycled springs in post-fire conditions", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, **173**(1), pp. 3-16 (2020).
 18. Nawaz, M., Dubey, S. and Bajpai, Y.K. "Performance evaluation on hybrid fiber reinforced concrete with various percentage of mineral admixture" (2019).
 19. Pachideh, Gh., Gholhaki, M. and Moshtagh, A. "The effect of quantity and type of fibers and recycled metal springs on concrete properties", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **6**(4), pp. 231-247 (2019).
 20. Ren, G.M., Wu, H., Fang, Q. and et al. "Triaxial compressive behavior of UHPCC and applications in the projectile impact analyses", *Constr. Build. Mater.*, **113**, pp. 1-14 (2016).
 21. Feng, J., Gao, X., Li, J. and et al. "Penetration resistance of hybrid-fiber-reinforced high-strength concrete under projectile multi-impact", *Construction and Building Materials*, **202**(3), pp. 341-352 (2019).
 22. Tran, T.K., Tran, N.T. and Klm, D.J. "Enhancing impact resistance of hybrid ultra-high-performance fiber-reinforced concretes through strategic use of polyamide fibers", *Construction and Building Materials*, **271**, 121562 (2021).
 23. Fu, Q., Xu, W., Li, D. and et al. "Dynamic compressive behaviour of hybrid basalt-polypropylene fibre-reinforced concrete under confining pressure: Experimental characterisation and strength criterion", *Cement and Concrete Composites*, **118**, 103954 (2021).
 24. Saravanakumar, P., Sivakamidevi, M., Meena, K. and et al. "An experimental study on hybrid fiber reinforced concrete beams subjected to torsion", *Materials Today: Proceedings*, **45**(7), pp. 6818-6821 (2021).
 25. Iranian National Building Code, Part 9th , "Design and Construction of concrete buildings", (2013-1392).
 26. Han-Soo, K., Se-Hun, J. and Seung-Hak, Sh. "Column shortening analysis of tall buildings with lumped construction sequences", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, **21**(10), pp. 764-776 (2012).
 27. Nam, J., Kim, H. and Kim, G. "Experimental investigation on the blast resistance of fiber-reinforced cementitious composite panels subjected to contact explosions", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **11**, pp. 29-43 (2017).

تبیین اثر مؤلفه‌های فرهنگ ملی در پذیرش فناوری مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM) در شرکت‌های ساختمانی استان تهران

سحر طاهری‌پور (کارشناس ارشد)

مجتبی عزیزی* (استادیار)

احسان‌اله اشتهاردیان (دانشیار)

گروه مدیریت پروژه و ساخت، دانشکده هنر، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۱۹-۱۲۹، (پادداست نشی)

به نظر می‌رسد BIM از طریق کسب منافع گزارش شده بتواند در حل ناکارآمدی صنعت ساختمان ایران مؤثر باشد، ولی وضعیت پذیرش نامطلوبی دارد. یکی از موانع پذیرش BIM، عوامل فرهنگی هستند. مؤلفه‌های فرهنگ ملی در هر کشور و یا سازمانی می‌تواند متفاوت باشد و در نتیجه پذیرش فناوری‌های جدید که تحت تأثیر مؤلفه‌های مذکور است، می‌تواند متفاوت باشد؛ در نتیجه، مدل مفهومی نوشتار حاضر با هدف تبیین اثر مؤلفه‌های فرهنگ ملی در پذیرش BIM در شرکت‌های ساختمانی رتبه‌ی یک استان تهران تنظیم و پرسش‌نامه‌ی در ۴ دسته‌ی شرکت توزیع شد. تجزیه و تحلیل ۹۵ نمونه‌ی معتبر با استفاده از نرم‌افزارهای SPSS ۲۲ و SmartPLS ۳ نشان داد هر چه فاصله‌ی قدرت کمتر و استقبال از عدم قطعیت، فردگرایی و مردخویی بیشتری وجود داشته باشد، اعضاء شرکت‌ها، پیاده‌سازی BIM را به میزان بیشتری سودمند می‌پندارند. همچنین با افزایش ریسک‌پذیری اعضاء شرکت‌ها استفاده از BIM را آسان‌تر می‌پندارند و با اشتیاق بیشتری به سمت پذیرش آن حرکت می‌کنند.

واژگان کلیدی: مدل‌سازی اطلاعات ساختمان، پذیرش، فرهنگ ملی، شرکت‌های ساختمانی.

۱. مقدمه

با وجود اینکه پیاده‌سازی فناوری BIM در برخی کشورهای پیشرو در این زمینه، همچون ایالات متحده‌ی آمریکا، انگلستان، چین، هنگ‌کنگ و ... در سال‌های اخیر پیشرفت خوبی داشته است، ولی وضعیت پیاده‌سازی آن در برخی دیگر از کشورها، از جمله ایران با وجود گذشت نزدیک به دو دهه از ظهور آن، کند و نامطلوب بوده است. مطالعاتی وجود دارند که نشان می‌دهند عمق به‌کارگیری BIM در ایران، در سطح ابتدایی قرار دارد و مهم‌ترین مانع تأثیرگذار در پشتیبانی از BIM، نبود آگاهی از آن در بین دست‌اندرکاران صنعت ساخت و ساز است.^[۱] یکی از دلایل پایین بودن سطح بلوغ BIM، پایین بودن نرخ پذیرش آن است. پذیرش BIM، از ترکیب مفاهیم پیاده‌سازی و انتشار BIM تشکیل شده است. پیاده‌سازی به‌عنوان یک رویکرد سه مرحله‌ی است که ترکیب آمادگی سازمان برای پذیرش، توانایی آن برای اجرا و به دست آوردن بلوغ عملکردی آن را در بر می‌گیرد. نقطه‌ی پذیرش BIM، جایی است که جهشی در طول پیشرفت بین مراحل کسب توانایی از BIM رخ می‌دهد.^[۲] عدم پذیرش یک فناوری، همواره ریشه در مسائل فنی، مالی و قانونی ندارد و مسائل مربوط به افراد و فرهنگ می‌توانند تأثیر مثبتی در پذیرش آن داشته باشند و یا اینکه با تأثیر منفی خود، بر سر راه پذیرش یک

صنعت ساخت و ساز در چند دهه‌ی اخیر، با چالش‌های بی‌شماری همچون پایین بودن نرخ بهره‌وری پروژه‌ها روبرو بوده است.^[۱] BIM^[۱] که به عنوان فناوری و فرایندی نو ظهور در صنعت AEC^۲ مطرح شده است،^[۲] می‌تواند در تسهیل چالش‌های مذکور کمک‌کننده باشد.^[۳] کسب منافعی، نظیر: سود بیشتر، داشتن اسناد دقیق‌تر، کاهش دوباره‌کاری و کاهش زمان انجام پروژه موجب شده است کشورهای توسعه‌یافته و در حال توسعه، برنامه‌ریزی طولانی‌مدتی را برای به‌کارگیری BIM در پیش بگیرند. پشتیبانی BIM از جانب تیم‌های حرفه‌ی پروژه در صنعت ساخت آمریکا از ۱۷٪ در سال ۲۰۰۷، به ۷۱٪ در سال ۲۰۱۶ افزایش یافته است.^[۴] همچنین دولت بریتانیا به‌کارگیری BIM را برای شرکت‌ها در پروژه‌های دولتی از سال ۲۰۱۲ اجباری کرده است. در منطقه‌ی خاورمیانه نیز ۲۵٪ شرکت‌های عمرانی اعضاء شورای همکاری کشورهای عرب حوزه‌ی خلیج فارس در حال به‌کارگیری BIM در پروژه‌هایشان هستند.^[۵]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۲/۴، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۱۳، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۴.

DOI:10.24200/J30.2022.58043.2951

sahar.taheripour@modares.ac.ir
azizi.pm@modares.ac.ir
eshtehardian@modares.ac.ir

است که فرهنگ کاربران، یکی از عوامل اجتماعی تأثیرگذار است. از آنجا که فرهنگ، یک پدیده جمعی است،^[۱۴] عنوان عاملی اجتماعی، در پذیرش فناوری جدید تأثیر می‌گذارد.^[۱۷] در واقع، مسائل فرهنگی، پذیرش فناوری‌های جدید را با تغییراتی در سرعت آن مواجه می‌سازند و با تأثیر در ارزش‌ها و اعتقادهای افراد یا گروهی از مردم، رفتار آن‌ها را به شیوه‌های مختلف تسریع یا تأخیر در پذیرش فناوری را دست‌خوش تغییر می‌کنند.^[۱۰]

به دنبال تأثیری که فرهنگ ملی می‌تواند در پذیرش فناوری‌های جدید داشته باشد، در پژوهش حاضر سعی شده است به بررسی تأثیر فرهنگ ملی در پذیرش فناوری BIM در صنعت ساختمان ایران و به طور مشخص در استان تهران پرداخته شود. مدل‌های فرهنگ ملی بسیاری در ادبیات موضوع وجود دارند که یکی از آن‌ها، مدل شش مؤلفه‌ی فرهنگ ملی گیرت هافستد^۹ است. مدل هافستد در خصوص فرهنگ ملی، مدلی نسبتاً پذیرفته شده در بین پژوهشگران بوده و از آن در پژوهش‌های مختلفی، حتی در خصوص رابطه‌ی بین فرهنگ ملی و پذیرش فناوری استفاده شده است. شش مؤلفه‌ی فرهنگ ملی براساس مدل هافستد عبارت‌اند از:

۱. فاصله‌ی قدرت زیاد/کم (PD)^{۱۰}: در فاصله‌ی قدرت زیاد، سبک مدیریت غیرمشارکتی در سطوح مختلف سلسله‌مراتب حاکم است و در فاصله‌ی قدرت کم، سبک مدیریت مشارکتی یا مشورتی، ساختار مسطح سازمان‌ها، قدرت غیرمتمرکز و فقدان پذیرش آن مورد توجه است.
۲. استقبال از عدم قطعیت/کم/زیاد (UA)^{۱۱}: در استقبال از عدم قطعیت، ریسک‌پذیری، انعطاف‌پذیری و تحمل ایده‌های مختلف و در اجتناب از عدم قطعیت زیاد، نیاز به پیش‌بینی زیاد و وجود رویه‌های استاندارد مورد توجه است.
۳. فردگرایی/جمع‌گرایی^{۱۲}: فردگرایی تمایل به خودکفایی، پرورش روابط قراردادی و ترجیح دادن منافع خود به منافع گروه و جمع‌گرایی تمایل به هماهنگی، نظم درون گروهی و ارجح دانستن منافع گروهی بر منافع خود دارد.
۴. تفکر کوتاه/بلندمدت^{۱۳}: تفکر بلندمدت، ویژگی‌هایی چون در نظر داشتن منافع آتی و ارتباط مثبت با رشد اقتصادی دارد. تفکر کوتاه‌مدت نیز ویژگی‌هایی چون جهت‌گیری به گذشته و حال، تأکید بر صرفه‌جویی و ارتباط منفی با رشد اقتصادی دارد.
۵. زن‌خویی/مردخویی^{۱۴}: مردخویی تمایل به چالش، پیشرفت، تأکید بر درآمد و کسب قدرت و زن‌خویی تمایل به همکاری، امنیت شغلی، فضای دوستانه که کار در آن کم‌اهمیت‌تر است، دارد.
۶. لذت‌جویی/خویشترداری^{۱۵}: خویشترداری بر سعادت، پشت کردن به ارضاء نیازها، و لذت‌جویی متمرکز بر ارضاء نیازهاست.^[۱۲]

راجی^{۱۶} در مطالعه و مقایسه‌ی مؤلفه‌های فرهنگ ملی کشورهای مختلف دنیا از منظر مدل شش مؤلفه‌ی هافستد به این نتیجه رسیده است که علی‌رغم همگونی از نظر ماهیت اقتصادی و یا نزدیکی جغرافیایی، کشورهای مورد بررسی، برخی تفاوت‌های عمده دارند. به‌عنوان مثال، کشور ایران با مؤلفه‌های فاصله‌ی قدرت زیاد، استقبال از عدم قطعیت کم، تفکر کوتاه‌مدت، زن‌خویی و جمع‌گرایی در مقایسه با کشور عراق با مؤلفه‌های فاصله‌ی قدرت زیاد، استقبال از عدم قطعیت کم، تفکر کوتاه‌مدت، مردخویی و جمع‌گرایی، ضمن تفاوت در ویژگی مردخویی/زن‌خویی، میزان قابل‌ملاحظه‌ی از تفاوت در میزان مؤلفه‌ها را به دست آورده است.^[۱۸]

مطالعات بسیاری وجود دارند که به بررسی تأثیر مؤلفه‌های فرهنگ ملی هافستد در پذیرش فناوری‌های جدید پرداخته‌اند که اساس تشکیل فرضیه‌های پژوهش حاضر

فناوری، سنگ‌اندازی کنند. پژوهش اسریت و کاراها^{۱۷} (۲۰۰۶) با عنوان «نقش ارزش‌های فرهنگ ملی در پذیرش فناوری» و همچنین پژوهش سان، لی و لائو^{۱۸} (۲۰۱۵) با عنوان «تأثیر ارزش‌های فرهنگی در آگاهی از فناوری و پذیرش آن»، نمونه‌هایی از بررسی تأثیر فرهنگ ملی در پذیرش فناوری هستند. در واقع، مسائل فرهنگی، پذیرش فناوری‌های جدید را با تغییراتی در سرعت آن مواجه می‌کنند و با تأثیر در ارزش‌ها و اعتقادهای افراد یا گروهی از مردم، رفتار آن‌ها را به شیوه‌های مختلف تسریع، یا تأخیر در پذیرش فناوری را دست‌خوش تغییر می‌کنند.^[۱۰] روحانی و بنی‌هاشمی (۲۰۱۸)،^[۱۱] با انجام یک پژوهش مروری و با بررسی ۲۳ نوشتار، ۴۹ مانع در پذیرش و پیاده‌سازی BIM را شناسایی کردند که موانع اجتماعی - سازمانی با ۴۳٪، بیشترین درصد موانع را به خود اختصاص می‌دادند. همچنین برخی از موانع اجتماعی - سازمانی، مانند: مقاومت در برابر تغییر، عدم تمایل مشتری جهت به‌کارگیری BIM، اجتناب از ریسک‌های بالقوه و ... در دسته‌ی موانع مربوط به فرهنگ جای گرفتند.^[۱۱] در پژوهش اخیر، فرهنگ متشکل از دو بخش اصلی اعمال و ارزش‌ها بوده و هسته‌ی فرهنگ توسط ارزش‌ها شکل گرفته است. هر چه از سطح ملی به سطح سازمان حرکت شده است، نقش ارزش‌ها در مجموعه‌ی فرهنگ کاسته شده و نقش اعمال و رفتارها افزایش یافته است.^[۱۲] مطالعات نشان می‌دهند که ارزش‌های فرهنگی در عقاید و رفتارهای افراد نسبت به رایانه‌ها نیز تأثیرگذارند.^[۱۳]

به دنبال ذکر این نکته که مؤلفه‌های فرهنگ ملی به عنوان یکی از عوامل رفتاری مؤثر در پذیرش فناوری‌های جدید مطرح شده‌اند و همچنین از آنجا که پذیرش BIM در ایران روندی کند و آهسته دارد، انجام پژوهشی با هدف بررسی رابطه‌ی بین فرهنگ ملی و پذیرش فناوری BIM در شرکت‌های ساختمانی، ضروری به نظر می‌رسد. سؤال‌هایی که پژوهش حاضر درصدد پاسخ به آن‌ها بوده است، عبارت‌اند از:

۱. وضعیت پذیرش فناوری BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران چگونه است؟
 ۲. وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی در شرکت‌های ساختمانی استان تهران چگونه است؟
 ۳. تبیین رابطه بین مؤلفه‌های فرهنگ ملی و پذیرش فناوری BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران به چه صورت است؟
- در بخش بعد، ضمن بررسی مبانی نظری و پیشینه‌ی پژوهش، مدل مفهومی پژوهش ارائه شده است. در ادامه، پس از معرفی روش‌شناسی، مهم‌ترین یافته‌های پژوهش حاضر ارائه و در پایان نیز، نتایج پژوهش با مطالعات پیشین مقایسه و بر نوآوری‌های پژوهش تأکید شده است.

۲. مبانی نظری و مدل مفهومی پژوهش

مدل پذیرش فناوری (TAM) که نخستین بار توسط دیویس^{۱۹} (۱۹۸۹) مطرح شده است،^[۱۴] به‌طور گسترده برای پیش‌بینی پذیرش و استفاده از فناوری‌های اطلاعاتی استفاده می‌شود و شامل سه مؤلفه‌ی اصلی سهولت استفاده‌ی درک شده (PEOU)^{۲۰} سهولت سودمندی درک شده (PU)^{۲۱} و گرایش‌های رفتاری به فناوری (BI)^{۲۲} است. سهولت استفاده‌ی درک شده، بیانگر درک کاربر از میزان تلاشی است که لازم است جهت استفاده از آن فناوری از خود نشان دهد. سودمندی درک شده نیز درک کاربر از اینکه چقدر استفاده از آن فناوری، عملکردش را در محل کار بهبود می‌دهد، نشان می‌دهد.^[۱۵] در مدل پذیرش فناوری، درک و نگرش افراد تحت تأثیر عوامل زیادی

راهبردی تأثیر می‌گذارد.^[۱۹] سان، لی و لائو^[۲۰] (۲۰۱۵) نیز مدلی را که در آن تأثیر برخی از مؤلفه‌های فرهنگ ملی هافستد (شامل جمع‌گرایی/فردگرایی، تفکر کوتاه‌مدت/تفکر بلندمدت، و مردخویی/زن‌خویی) روی دو مؤلفه اصلی مدل پذیرش فناوری TAM یعنی سودمندی درک شده و سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM تنظیم کردند و نشان دادند که تفکر بلندمدت، مزایای فناوری جدید هتلداری مثل کاهش بار اداری و افزایش عملکرد را در پی دارد، که می‌تواند سودمندی درک شده و سهولت استفاده‌ی درک شده از فناوری را ارتقاء دهد.^[۲۱] در نتیجه می‌توان فرضیه‌های پنجم و ششم پژوهش را این‌گونه مطرح کرد که:

فرضیه‌ی پنجم: تفکر بلندمدت در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

فرضیه‌ی ششم: تفکر بلندمدت در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سودمندی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد. افرادی که ویژگی‌های فردگرایی بیشتری دارند، تغییرات در فناوری را مفیدتر می‌پندارند. لذت بردن از آزادی عمل و وابستگی کمتر به هنجارهای گروهی، ممکن است دلیل این امر باشد؛ زیرا هنجارهای گروهی در برابر تغییرات مقاوم هستند. کسانی که وابسته به گروه هستند، کمتر تمایل به ترک پشتیبانی گروهی دارند. بنابراین، آن‌ها فناوری جدید را به عنوان فناوری غیرضروری یا خطرناک تصور می‌کنند.^[۱۹] ویگا و فلویید^[۱۹] (۲۰۰۱)، با ذکر این موضوع که اعتقادهای ناشی از فرهنگ، در پذیرش فناوری‌های جدید مؤثر است، مدلی را که تأثیر برخی از مؤلفه‌های مدل فرهنگ ملی هافستد را در مدل TAM ارزیابی می‌کند، تنظیم و پیشنهاد کردند که جمع‌گرایی/فردگرایی، در اینکه افراد فناوری جدید را در بطن وظایف خود و یا در قالب کارگروهی بپذیرند، تأثیر می‌گذارد.^[۱۹] صادقی و همکارانش (۲۰۱۴)، طی انجام مطالعات‌شان بیان داشتند که فردگرایی، تأثیر مثبتی در سودمندی درک شده داشته است.^[۱۹] در نتیجه می‌توان فرضیه‌های هفتم و هشتم پژوهش حاضر را این‌گونه مطرح کرد:

فرضیه‌ی هفتم: فردگرایی در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

فرضیه‌ی هشتم: فردگرایی در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سودمندی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد. در پایان و در رابطه با تأثیر مؤلفه‌ی مردخویی، مطالعات نشان داده‌اند که افراد با ویژگی مردخویی بالاتر، بیشتر در جست‌وجوی پیشرفت هستند. جسارت و سرسختی به آن‌ها کمک می‌کند تا از رایانه‌ها نترسند و آن‌ها را به عنوان ابزاری مفید در نظر بگیرند.^[۲۳] سان، لی و لائو (۲۰۱۵) نیز به این نتیجه رسیدند که معرفی یک فناوری جدید هتل‌داری، تحت محیط فرهنگی کمتر مردانه، می‌تواند به کارکنان هتل کمک کند تا سختی کار را با فناوری جدید تا حدودی کاهش دهند.^[۲۴] همچنین صادقی و همکارانش (۲۰۱۴) نشان دادند که ارزش‌های فرهنگی مردخویی، تأثیر مثبتی در سودمندی درک شده و سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM دارد.^[۱۹] اسریت و کاراها^[۱۹] (۲۰۰۶) نیز ابراز داشتند در محیط‌های با فرهنگ زن‌خویی بیشتر، هنجارهای ذهنی افراد بهتر ورود فناوری جدید را هضم می‌کند.^[۸] در نتیجه می‌توان فرضیه‌های نهم و دهم پژوهش حاضر را این‌گونه مطرح کرد:

فرضیه‌ی نهم: مردخویی در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و

هستند و در ادامه، به برخی از مهم‌ترین آن‌ها اشاره شده است. در رابطه با فاصله‌ی قدرت، مؤلفه‌ی اخیر نقش پررنگی را در رویکردهای پایین به بالا در مقایسه با رویکردهای بالا به پایین سازمان‌ها، در اجرای فناوری‌های جدید دارد.^[۱۹] کسانی که ویژگی کسب قدرت در آن‌ها بیشتر وجود دارد، مایل نیستند رایانه‌ها را به عنوان ابزار مفید و آسان برای استفاده در نظر بگیرند. آن‌ها هويت خود را در میان افرادی که بیشتر آن‌ها را تحت سلطه قرار می‌دهند، تعریف می‌کنند. آن‌ها از استفاده از رایانه‌ها می‌ترسند و آن‌ها را به عنوان ابزاری پیچیده تصور می‌کنند.^[۱۹] فاصله‌ی قدرت ممکن است اعتقادهای افراد را در مورد درک‌شان نسبت به سودمندی و سهولت استفاده از رایانه‌ها در فرهنگ‌هایی با فاصله‌ی قدرت زیاد، مانند ایران، تحت تأثیر قرار دهد.^[۲۰] صادقی و همکارانش (۲۰۱۴)، تأثیر ارزش‌های فرهنگ ملی هافستد را در پذیرش فناوری رایانه در بین ۲۷۵ معلم در شهر ارومیه سنجیدند و نشان دادند که فاصله‌ی قدرت، اثری منفی در سودمندی درک شده و سهولت استفاده‌ی درک شده از فناوری جدید ایجاد کرده است.^[۱۹] در نتیجه می‌توان فرضیه‌های اول و دوم پژوهش حاضر را این‌گونه مطرح کرد:

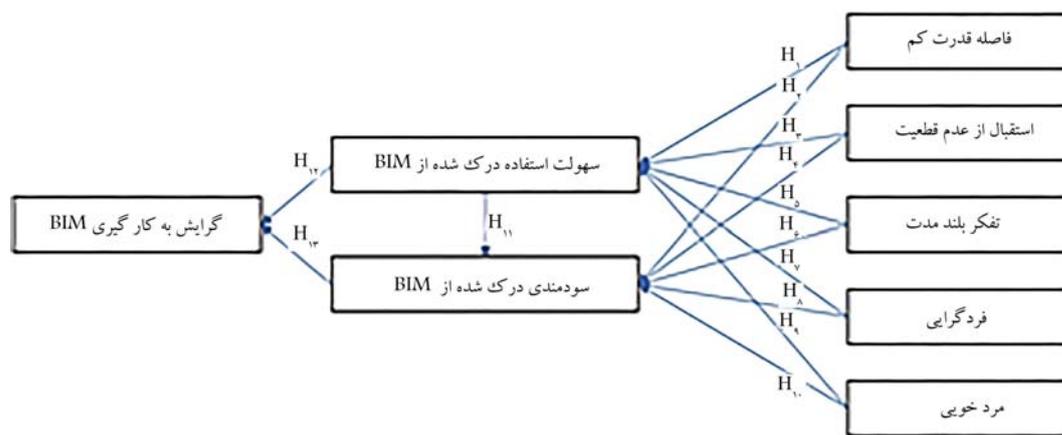
فرضیه‌ی اول: فاصله‌ی قدرت کم در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

فرضیه‌ی دوم: فاصله‌ی قدرت کم در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سودمندی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد. مطالعات انجام شده در رابطه با تأثیر مؤلفه‌ی پرهیز از عدم قطعیت نیز نشان می‌دهند در جوامعی که پرهیز از عدم قطعیت زیادی وجود دارد، فناوری‌های اطلاعاتی به میزان کمتری آموزش داده شده و به کار گرفته شده‌اند.^[۲۱] افرادی که به طور قابل ملاحظه‌یی از عدم قطعیت اجتناب می‌کنند، مایل نیستند فناوری را به عنوان ابزاری مفید و آسان برای استفاده در نظر بگیرند. این ممکن است به دلیل ترس آن‌ها از شرایط نامعلوم و ناآشنا باشد.^[۲۲] افراد دارای ویژگی پرهیز از عدم قطعیت زیاد، حتی روش‌های کاری قبلی خود را نیز ارتقاء نمی‌دهند؛ زیرا آن‌ها از تغییرات رنج می‌برند.^[۲۳] پرهیز از عدم قطعیت، قابلیت اطمینان و پشت‌گرمی به استفاده از فناوری جدید را تحت تأثیر قرار می‌دهد.^[۱۹] اسریت و کاراها^[۱۹] (۲۰۰۶) ضمن اشاره به این موضوع که افراد، ارزش‌های فرهنگ ملی را به میزان متفاوتی نمایش می‌دهند، مدل خود را با تأثیر برخی از مؤلفه‌های فرهنگ ملی هافستد روی ۳ مؤلفه‌ی اصلی مدل TAM تنظیم کردند و جهت سنجش آن و اطمینان بیشتر روی نتایج به دست آمده، آن را دو بار آزمودند که مهم‌ترین نتایج به دست آمده این بود که اجتناب از عدم قطعیت، تأثیر زیادی در هنجارهای ذهنی افراد و نیز در رفتارشان بر تمایل به استفاده از فناوری جدید دارد.^[۸] در نتیجه می‌توان فرضیه‌های سوم و چهارم پژوهش حاضر را این‌گونه مطرح کرد:

فرضیه‌ی سوم: استقبال از عدم قطعیت در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

فرضیه‌ی چهارم: استقبال از عدم قطعیت در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سودمندی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

همچنین در رابطه با مؤلفه‌ی تفکر کوتاه‌مدت/بلندمدت، می‌توان بیان کرد که مؤلفه‌ی اخیر در چگونگی تطبیق فناوری جدید با نیازهای کاری فعلی یا برنامه‌های بلندمدت



شکل ۱. مدل مفهومی پژوهش حاضر.

جامعه‌پذیری، نقش ارزش‌ها در مجموعه‌ی فرهنگ کاسته می‌شود و نقش اعمال و رفتارها افزایش می‌یابد»^[۱۲] در واقع، مؤلفه‌های فرهنگ ملی افراد با قرارگرفتن در گروه‌های اجتماعی، تخصصی، و ... می‌توانند با تأثیرپذیری از محیط کاری و نوع فعالیتی که انجام می‌دهند، دستخوش تغییر شوند. چون ماهیت کاری ۴ دسته شرکت با هم فرق دارند و میزان ارتباطی که شرکت‌های مذکور با ورود فناوری‌های جدید دارند، نیز می‌تواند متفاوت باشد، تأثیر مؤلفه‌های فرهنگ ملی هافستد در پذیرش فناوری BIM در ۴ دسته شرکت ارزیابی و به یافته‌های پژوهش اضافه شدند. برای مثال، به نظر می‌رسد شرکت طرح و ساخت که طراحی و ساخت را به صورت بسته‌ی واحدی انجام می‌دهد، به اهداف نهایی پیاده‌سازی BIM که همان یکپارچگی است، نزدیک‌تر باشد و یا اینکه شرکت‌های مشاور که بیشتر با فناوری‌های مختلف جهت انجام طراحی و مدل‌سازی و ... سروکار دارند، شاید در پژوهش حاضر، میزان بیشتری از پذیرش BIM را نشان دهند. لذا تأثیر ماهیت شرکت نیز در پژوهش حاضر، بررسی و نتایج آن در قسمت یافته‌های پژوهش حاضر ارائه شده است.

۳. روش‌شناسی پژوهش

جهت آزمون روابط مدل و وضعیت موجود مؤلفه‌های حاصل از آن‌ها، گردآوری و تحلیل داده‌ها به صورت کمی و از طریق راهبرد پیمایش انجام شده است. در ادامه، مراحل مختلف انجام پژوهش و جزئیات بیشتری از هر مرحله ارائه شده است.

۱.۳. تنظیم سؤال‌های پرسشنامه و انجام روایی و پایایی آن

سؤال‌های پرسشنامه از طریق مطالعه‌ی برخی پرسشنامه‌های موجود در مطالعاتی که تأثیر مؤلفه‌های فرهنگ ملی را در پذیرش فناوری‌های جدید سنجیده‌اند، تنظیم شدند و پرسشنامه‌ی محقق‌ساخته‌ی از ترکیب پرسشنامه‌های برخی مطالعات^[۳۰-۳۳] و سپس اندکی متعادل‌سازی با توجه به اهداف پژوهش حاضر به دست آمد. در رابطه با مقیاس‌های گوناگون در پرسشنامه، از طیف فاصله‌ی پنج‌تایی لیکرت (۱- معادل خیلی مخالفم، ۲- معادل مخالفم، ۳- معادل نه موافق و نه مخالفم، ۴- معادل موافقم، و ۵- معادل خیلی موافقم) استفاده شده است. جهت سنجش روایی سؤال‌های پرسشنامه از اعتبار صوری استفاده شده است؛ به این منظور، سؤال‌های مذکور پس از تنظیم، در اختیار دو استاد دانشگاهی، دو تن از دانشجویان مدیریت پروژه و یک خبره‌ی صنعتی که تجربه‌ی مطالعاتی و فعالیت عملی خوبی در زمینه‌ی

معناداری در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

فرضیه‌ی دهم: مردخوبی در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سودمندی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد. سودمندی درک شده و سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM، در گرایش افراد نسبت به استفاده از فناوری، اهداف آن‌ها برای استفاده از آن فناوری و در نهایت استفاده از آن در عمل تأثیر می‌گذارد.^[۲۵] علاوه بر این، مطالعات زیادی در ایران و سایر کشورها انجام شده است که نشان می‌دهند سهولت استفاده‌ی درک شده در سودمندی درک شده تأثیر می‌گذارد.^[۲۶-۲۹] در نتیجه می‌توان فرضیه‌های یازدهم الی سیزدهم پژوهش حاضر را اینگونه مطرح کرد:

فرضیه‌ی یازدهم: سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در سودمندی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

فرضیه‌ی دوازدهم: سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در گرایش به بکارگیری BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

فرضیه‌ی سیزدهم: سودمندی درک شده از BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، تأثیر مثبت و معناداری در گرایش به بکارگیری BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران دارد.

فقط مؤلفه‌ی لذت‌جویی/خویشترداری از مدل فرهنگ ملی هافستد در پژوهش حاضر استفاده نشده است؛ زیرا ویژگی‌های مؤلفه‌ی اخیر، ارتباط نزدیکی با اهداف پژوهش حاضر نداشته و در هیچ‌کدام از مطالعاتی که بررسی شده است، به تأثیر مؤلفه‌ی لذت‌جویی/خویشترداری در پذیرش فناوری‌های جدید پرداخته نشده است. بنابراین، مدل نهایی پژوهش حاضر که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، به دست آمده است.

حین تنظیم مدل مفهومی پژوهش حاضر، تصمیم بر این شد که اثر مؤلفه‌های فرهنگ ملی هافستد در پذیرش فناوری BIM در شرکت‌های ساختمانی بررسی شده از نظر ماهیت شرکت‌ها در ۴ دسته‌ی شرکت‌های: کارفرمایی، مشاوره، پیمانکاری، و طرح و ساخت ارزیابی شود و ماهیت شرکت‌ها به عنوان متغیر کنترل در نظر گرفته شود. در توضیح انتخاب ۴ دسته شرکت نام برده، ذکر این نکته حائز اهمیت است که «هر چه از سطح ملی به سطح سازمان حرکت شود، ضمن تغییر در مکان

BIM داشتند، قرار گرفتند که پس از اعلام نظر آن‌ها، ایرادها و ابهام‌های وارد شده به سؤال‌های پرسشنامه، بازنگری و برطرف شدند.

از ضریب آلفای کرونباخ برای ارزیابی پایایی سؤال‌های پرسشنامه استفاده شده است که مقدار آن از طریق نرم‌افزار آماری SPSS ۲۲ محاسبه و برای کل پرسشنامه (شامل ۲۸ گویه)، ۰/۹۳ حاصل شد که نشان می‌دهد پرسشنامه تنظیم شده، پایایی بسیار خوبی دارد. همچنین ضریب آلفای کرونباخ کل پرسشنامه در صورت حذف شدن هر کدام از ۲۸ گویه، بیشتر از ۰/۹۱ است که نشان می‌دهد تمامی گویه‌های پرسشنامه نیز به صورت تکی، پایایی خوبی دارند.

۲.۳. تعیین جامعه و نمونه‌ی آماری

جهت گردآوری داده‌های میدانی، ابتدا فهرست شرکت‌های واجد شرایط از طریق استعلام سایت سازمان برنامه و بودجه‌ی ایران (www.sajar.mporg.ir) به دست آمد و با فیلتر کردن نتایج جست‌وجوی پیشرفته‌ی سایت مذکور براساس شرکت‌های دارای اعتبار و رتبه‌ی یک (رتبه‌ی ساختمان در مورد شرکت‌های مشاور و رسته‌ی ساختمان و ابنیه در مورد شرکت‌های پیمانکار و طرح و ساخت غیرصنعتی) استان تهران، ۱۴۶ شرکت یافت شدند که ۷ مورد از آن‌ها در ۲ و یا ۳ دسته فعالیت داشتند، لذا از تعداد ۱۴۶ شرکت کسر شدند و در نهایت، ۱۳۹ شرکت به عنوان جامعه‌ی آماری پژوهش حاضر تعیین شدند. به دلیل اینکه تعدادی از شرکت‌ها با ۲ یا ۳ ماهیت فعالیت داشتند و برخی شرکت‌های کارفرمایی ذکر شده در فهرست نیز در سایت ثبت نشده بودند، لذا از شرکت‌ها خواسته شد که اگر با نقش کارفرمایی نیز فعالیت دارند، پاسخ به سؤال‌های پرسشنامه را براساس شرایط شرکت کارفرمایی خود انجام دهند و یا اگر شرکت‌های با ماهیت کارفرمایی و دارای شرایط گفته شده را می‌شناسند، به پژوهشگر معرفی کنند. دلیل انجام پژوهش حاضر در صنعت ساختمان ایران به این علت بود که سالانه حجم زیادی از منابع کشور را در مقایسه با صنایع دیگر به خود اختصاص می‌دهد و شاید ورود BIM به صنعت ساختمان، کمی فراگیرتر از صنایع دیگر باشد. دلیل انتخاب شرکت‌های ساختمانی استان تهران نیز به این دلیل بود که جهت گردآوری داده‌ها، در دسترس باشند و همچنین به نظر می‌رسد به علت اطلاع‌رسانی‌های بیشتری که در مورد BIM از طریق برگزاری گردهمایی‌ها و کنفرانس‌ها و اقدام‌های نهادهای دولتی در استان تهران به عنوان پایتخت ایران انجام می‌شود، شاید فراگیری BIM در تهران بیشتر از دیگر نقاط کشور باشد.

علت انتخاب شرکت‌های رتبه‌ی یک نیز این بود که با توجه به ادبیات موضوع، هنوز پذیرش و فراگیری BIM در سطح وسیعی در کشور انجام نشده است و به علت نسبتاً نوظهور بودن فناوری ذکر شده در ایران، حتی بسیاری از شرکت‌های رتبه‌ی یک نیز با آن آشنایی چندانی ندارند؛ در نتیجه بررسی موضوع اشاره شده بین شرکت‌های رتبه‌ی یک، داده‌های قابل اطمینان‌تری فراهم می‌کرد. نمونه‌های پژوهش از هر ۴ دسته‌ی شرکت‌های: کارفرمایی، مشاوره، پیمانکاری و طرح و ساخت غیرصنعتی انتخاب شدند و به این علت که افراد نمونه از گروه‌های مختلفی انتخاب شده‌اند که باید با همان نسبتی که در جامعه حضور دارند، انتخاب شوند، از روش نمونه‌گیری طبقه‌بندی استفاده شده است. کمیته‌ی تعداد نمونه‌ها با قرار گرفتن تعداد اعضاء جامعه در فرمول کوکران و جدول دمورگان، ۱۰۲ شرکت مشخص شد که در نهایت با توزیع آنلاین و یا مراجعات حضوری، تعداد ۹۵ پرسش‌نامه‌ی معتبر جمع‌آوری شد که تا حد زیادی با تعداد نمونه‌ی مشخص شده از طریق فرمول کوکران و جدول دمورگان همخوانی داشت.

۳.۳. توزیع پرسش‌نامه‌ها و گردآوری داده‌ها

ابتدا، از طریق شماره‌ی تماس شرکت‌ها، ۱۸ پرسش‌نامه تکمیل شد. سپس، از طریق آشنایی با برخی متخصصان، دانشگاهیان، صنعت‌کاران و یا شرکت‌هایی که در دومین کنفرانس بین‌المللی BIM حضور داشتند، تعداد ۲۹ پرسشنامه‌ی دیگر نیز تکمیل شد. در مرحله‌ی بعد، با حضور در نمایشگاه کار دانشگاه صنعتی شریف، تعداد ۹ پرسشنامه و با حضور در چهارمین همایش بین‌المللی ساخت‌وساز پایدار، ۱۴ پرسش‌نامه‌ی دیگر اضافه شدند. به جهت اینکه تعداد پرسشنامه‌های تکمیل شده، کفایت لازم را برای انجام تحلیل‌های آماری نداشتند، تصمیم بر این شد که با منطقه‌بندی شرکت‌های نزدیک به هم در یک منطقه‌ی جغرافیایی و با مراجعه‌ی حضوری به آن‌ها، روند تکمیل پرسشنامه‌ها ادامه پیدا کند که ۱۰ پرسش‌نامه‌ی دیگر نیز با مراجعه‌ی حضوری تکمیل شدند. در پی آشنایی با یکی از اعضاء بالادست شرکت سرمایه‌گذاری مسکن، تعداد ۸ پرسشنامه‌ی دیگر نیز با همکاری ایشان به مجموع داده‌ها افزوده شدند. همچنین ۸ پرسشنامه‌ی دیگر نیز از طریق ارسال آنلاین به شرکت‌ها پُر شدند. به علت اینکه واحد تحلیل در پژوهش حاضر، شرکت‌ها بودند، قسمتی با عنوان «کد شرکت» در انتهای سؤال‌های جمعیت‌شناختی برای شرکت‌هایی که چند نفر از آن‌ها به پرسشنامه پاسخ داده‌اند، تعریف شد تا میانگین نظرات افراد مذکور به عنوان نتیجه‌ی حاصل از داده‌های آن شرکت در تجزیه و تحلیل‌های مرحله‌ی بعد در نظر گرفته شود.

۴.۳. تجزیه و تحلیل داده‌ها

جهت تجزیه و تحلیل داده‌ها، با توجه به نوع مدل پژوهش (تعداد متغیرها، تعداد روابط بین متغیرها و نوع روابط بین آن‌ها)، حجم جامعه و نمونه‌ی پژوهش و تعداد گویه‌های پرسشنامه، مدل معادلات ساختاری (SEM) و شاخص‌های آماری آزمون مذکور در نرم‌افزارهای SPSS ۲۲ و همچنین SmartPLS ۳ به عنوان بهترین ابزار انتخاب شدند. مدل‌سازی معادلات ساختاری و تحلیل مسیر از جمله روش‌هایی هستند که در تجزیه و تحلیل چندمتغیره به‌کار می‌روند. با توجه به اینکه مدل پژوهش حاضر، چندمتغیره و دارای روابط پیچیده بین متغیرها بود، برای تأیید یا رد فرضیه‌های آن از ابزارهای ذکر شده استفاده شد. برای اجرای مدل معادلات ساختاری روش‌های متنوعی وجود دارد، که یکی از جدیدترین آن‌ها، روش کمیته‌ی مربعات جزئی (PLS) ^{۲۱} است، که یک روش واریانس‌محور است و معمولاً زمانی استفاده می‌شود که حجم نمونه‌ی پژوهش کم (۹۵ نمونه برای پژوهش حاضر) و یا تعداد متغیرها زیاد (۸ متغیر برای پژوهش حاضر) باشد.

۵.۳. اعتبارسنجی یافته‌ها

جهت اعتبارسنجی یافته‌های پژوهش، در ابتدا نسخه‌ی اولیه‌ی گزارش حاصل از یافته‌ها در اختیار دو خبره‌ی صنعتی که تجربه‌ی عملی خوبی در زمینه‌ی فعالیت در صنعت ساختمان ایران داشتند، قرار گرفت و با مقایسه‌ی نتایج حاصل از پژوهش حاضر با وضعیت برداشت شده‌ی ایشان از وضعیت موجود محیط صنعت ساختمان ایران، مواردی که نسبت به آن‌ها ابهام وجود داشت، بازنگری و اصلاح شدند؛ برای مثال، به نظر می‌رسد که وضعیت پذیرش BIM در شرکت‌های با ماهیت کارفرمایی نسبت به شرکت‌های مشاوره، در مغایرت با واقعیت است؛ لذا با بحث و تبادل نظر و ذکر برخی دلایل، مسئله‌ی اخیر تا حدودی توجیه پذیر شد.

۴. یافته‌های پژوهش

۱.۴. ویژگی‌های جمعیت‌شناختی مشارکت‌کنندگان در پژوهش حاضر
 ویژگی‌های جمعیت‌شناختی مشارکت‌کنندگان در پژوهش حاضر، در جدول ۱ ارائه شده است. مطابق جدول ۱، فقط ۲۳ شرکت از فناوری BIM در پروژه‌هایشان استفاده کرده‌اند، که شاید دال بر این موضوع باشد که هنوز در سطح گسترده‌ی حتی بین شرکت‌های رتبه یک نیز پیاده نمی‌شود. نسبت شرکت‌های مشارکت‌کننده در پژوهش حاضر (به ترتیب از بیشتر به کمتر: پیمانکاری با ۴۹/۴۷٪، مشاوره با ۲۷/۳۶٪، کارفرمایی با ۱۸/۹۴٪ و طرح و ساخت با ۴/۲۱٪) تقریباً با همان توزیعی که در سایت سازمان برنامه و بودجه‌ی کشور (۷۵ شرکت پیمانکاری، ۳۸ شرکت مشاوره و ۳ شرکت طرح و ساخت غیرصنعتی) موجود است، همخوانی نسبتاً مطلوبی داشته است.

۲.۴. میزان پذیرش فناوری BIM در شرکت‌های ساختمانی رتبه

یک استان تهران

میزان پذیرش فناوری BIM در تمامی ۸۷ شرکت ساختمانی رتبه‌ی یک استان تهران، از طریق داده‌های مربوط به آمار توصیفی متغیرهای: سودمندی درک شده از BIM، سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM و گرایش به بکارگیری BIM، در جدول ۲ و همچنین داده‌های مربوط به آمار استنباطی آزمون t تک نمونه‌ی (One Sample T-test) در جدول ۳ ارائه شده‌اند. اندازه‌گیری سه متغیر مذکور و تمامی متغیرهای پژوهش حاضر با استفاده از طیف پنج‌تایی لیکرت انجام شده است که کمترین مقدار نمره برای هر متغیر، عدد ۱؛ بیشترین نمره، عدد ۵ و حد وسط برای طیف اخیر، عدد ۳ بوده است؛ لذا در صورتی که میانگین نمره‌ی یک متغیر بیشتر از ۳ بود، بالاتر از حد وسط و در صورتی که میانگین آن کمتر از ۳ بود، پایین‌تر از حد وسط قرار داشت.

میانگین سه متغیر پذیرش فناوری BIM نیز بین شرکت‌های بررسی شده به دست آمد که برابر ۲/۵۴ بود. برای استفاده از آزمون t تک‌نمونه‌ی جهت تعیین میزان پذیرش فناوری BIM در شرکت‌های ساختمانی رتبه یک استان تهران، این دو فرضیه مطرح شده است:

فرض صفر: میانگین متغیر (μ) برابر با میانگین ادعا شده $(\mu_0 \geq 2)$ است $(\mu = \mu_0)$.

فرض یک: میانگین متغیر برابر با میانگین ادعا شده نیست $(\mu \neq \mu_0)$.

نحوه‌ی داوری: اگر سطح معناداری آزمون t تک‌نمونه‌ی از مقدار خطای ۰/۰۵ کمتر باشد، فرض صفر رد و اگر سطح معناداری آزمون از ۰/۰۵ بیشتر باشد، فرض صفر تأیید می‌شود. با توجه به اینکه سطح معناداری برای سه متغیر سودمندی درک شده از BIM، سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM و گرایش به بکارگیری BIM، که در جدول ۳ ارائه شده است، برابر ۰/۰۳۲، ۰/۰۴۴ و ۰/۰۲۵ است، به دست آمده و تماماً از ۰/۰۵ کمتر بوده‌اند؛ بنابراین فرض صفر رد می‌شود و فرض یک تأیید می‌شود. در نتیجه میانگین پذیرش BIM برای هر سه متغیر، برابر یا بیشتر از مقدار ۳ نبوده و در نتیجه کمتر از حد متوسط بوده است؛ لذا با اطمینان ۹۵٪ می‌توان گفت که میزان پذیرش فناوری BIM در شرکت‌های ساختمانی استان تهران، کمتر از حد متوسط است.

جدول ۱. ویژگی‌های جمعیت‌شناختی پاسخ‌دهندگان به پرسش‌نامه.

ویژگی‌های جمعیت‌شناختی	شاخص‌ها	تعداد	درصد فراوانی
سن	۲۰ تا ۲۵ سال	۵	۵/۲۶٪
	۲۵ تا ۳۵ سال	۳۸	۴۰٪
	۳۵ تا ۴۵ سال	۴۲	۴۴/۲۱٪
جنسیت	بیشتر از ۴۵ سال	۱۰	۱۰/۵۲٪
	زن	۲۱	۲۲/۱٪
	مرد	۷۴	۷۷/۸۹٪
میزان تحصیلات	کارדانی	۳	۳/۱۵٪
	کارشناسی	۲۷	۲۸/۴۲٪
	کارشناسی ارشد	۵۳	۵۵/۷۸٪
	دکتر	۱۲	۱۲/۶۳٪
سابقه‌کاری در صنعت ساختمان ایران	تا ۵ سال	۱۵	۱۵/۷۸٪
	۵ تا ۱۰ سال	۴۵	۴۷/۳۶٪
	۱۰ تا ۱۵ سال	۲۳	۲۴/۲۱٪
	بیشتر از ۱۵ سال	۱۲	۱۲/۶۳٪
تعداد پروژه‌هایی که BIM در آنها استفاده شده و فرد پاسخگو در آن مشارکت داشته است	تعداد پروژه‌هایی که کمتر از دو پروژه	۷۲	۷۵/۷۸٪
	دو تا پنج پروژه	۱۰	۱۰/۵۲٪
	بیشتر از پنج پروژه	۶	۶/۳۱٪
	آن مشارکت داشته است	۷	۷/۳۶٪
نوع فعالیت شرکت	کارفرمایی	۱۸	۱۸/۹۴٪
	مشاوره	۲۶	۲۷/۳۶٪
	پیمانکاری	۴۷	۴۹/۴۷٪
	طرح و ساخت	۴	۴/۲۱٪
سمت در شرکت	بخش‌های مدیریتی	۲۷	۲۸/۴۲٪
	بخش‌های کنترل پروژه	۲۴	۲۵/۲۶٪
	بخش‌های فنی	۳۲	۳۳/۶۸٪
	بخش‌های تحقیق و توسعه	۱۲	۱۲/۶۳٪

جدول ۲. آمار توصیفی متغیرهای پذیرش فناوری BIM.

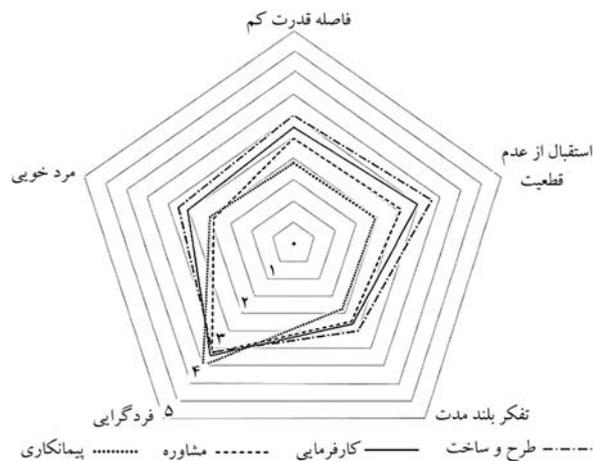
متغیرهای پذیرش BIM	تعداد کمینه	بیشینه	میانگین	انحراف معیار
سهولت استفاده درک شده از BIM	۱/۰۰	۵/۰۰	۲/۶۳	۱/۳۱
سودمندی درک شده از BIM	۱/۰۰	۵/۰۰	۲/۵۸	۱/۳۵
گرایش به بکارگیری BIM	۱/۰۰	۵/۰۰	۲/۴۱	۰/۸۲

جدول ۳. آمار استنباطی آزمون t تک‌نمونه‌ی متغیرهای پذیرش فناوری BIM.

آزمون تی تک‌نمونه‌ی (اطمینان ۹۵ درصد)			
ارزش میانگین ادعا شده = ۳			
تفاوت میانگین با عدد ۳	سطح معناداری	درجه آزادی	آماره تی
۰/۲۵	۰/۰۳۲	۴۲	-۱
۰/۲۰	۰/۰۴۴	۴۲	-۱
۰/۵۷	۰/۰۲۵	۴۲	-۱

جدول ۴. آمار توصیفی مؤلفه‌های فرهنگ ملی در تمام ۸۷ نمونه و کل ایران.

مؤلفه فرهنگ ملی	تعداد	کمینه	بیشینه	میانگین	انحراف معیار	میانگین کل ایران ^[۱۲]
فاصله قدرت کم	۹۵	۱/۰۰	۵/۰۰	۲/۱۹	۰/۷۸	۲/۶۸
استقبال از عدم قطعیت	۹۵	۱/۰۰	۵/۰۰	۲/۲۸	۰/۸۹	۲/۶۴
تفکر بلندمدت	۹۵	۱/۰۰	۵/۰۰	۲/۰۳	۰/۶۱	۱/۵۶
فردگرایی	۹۵	۱/۰۰	۵/۰۰	۳/۳۲	۰/۵۴	۱/۶۴
مردخویی	۹۵	۱/۰۰	۵/۰۰	۲/۰۴	۰/۸۰	۱/۷۲



شکل ۲. میانگین مؤلفه‌های فرهنگ ملی در شرکت‌های پیمانکاری، مشاوره، کارفرمایی و طرح و ساخت.

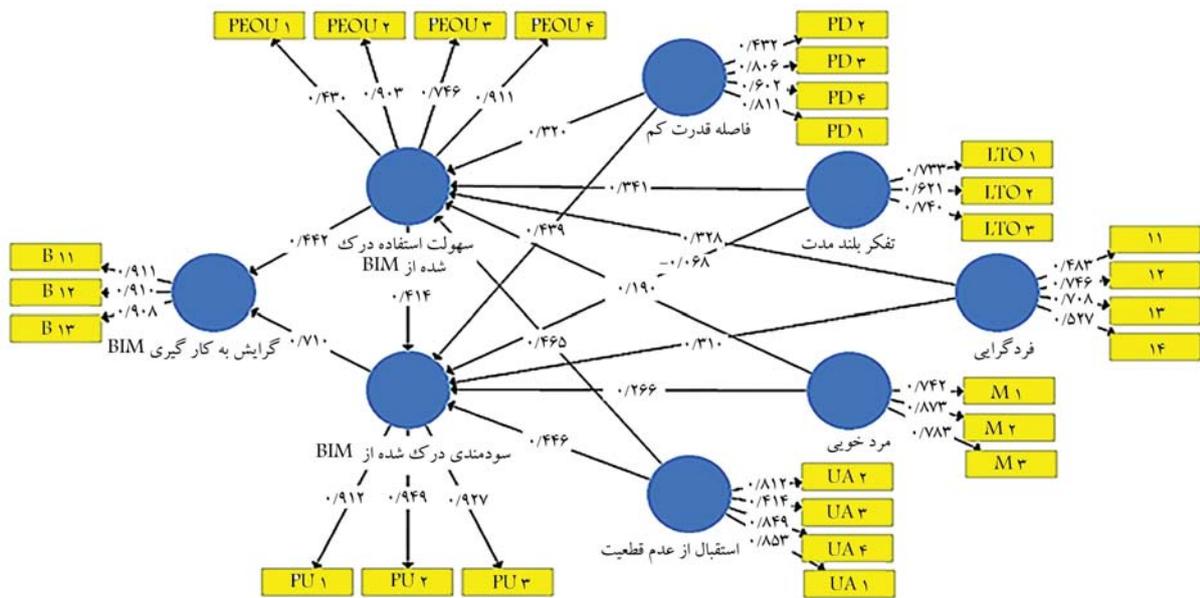
۴.۴. وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی شرکت‌ها به تفکیک ماهیت شرکت

در شکل ۲، وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی به تفکیک ۴ نوع شرکت مشاهده می‌شود که مطابق آن، در تمامی مؤلفه‌ها به جز مؤلفه‌ی فردگرایی، مقدار عددی حاصل از وضعیت مؤلفه‌ها از کمتر به بیشتر، به این صورت بوده است: پیمانکاری > مشاوره > کارفرمایی > طرح و ساخت. مؤلفه‌ی فردگرایی نیز با روند نامنظم افزایشی، در حرکت از شرکت‌های پیمانکاری به سمت شرکت‌های طرح و ساخت کاهش پیدا کرده است. همچنین فقط شرکت‌های با ماهیت طرح و ساخت، دارای خصلت‌های فاصله‌ی قدرت کم، ریسک‌پذیری و جمع‌گرا بودند و در دو خصلت دیگر، هر چهار نوع شرکت، یکسان بودند. نکته‌ی که وجود دارد این است که ماهیت کاری شرکت‌های طرح و ساخت (انجام طراحی و اجرا به صورت بسته‌ی واحدی از خدمات)، بیشتر از سایر شرکت‌ها به هدف BIM (که ایجاد همکاری‌های مشترک و یکپارچگی است)، نزدیک‌تر است و شرکت‌های طرح و ساخت، وضعیت مؤلفه‌های

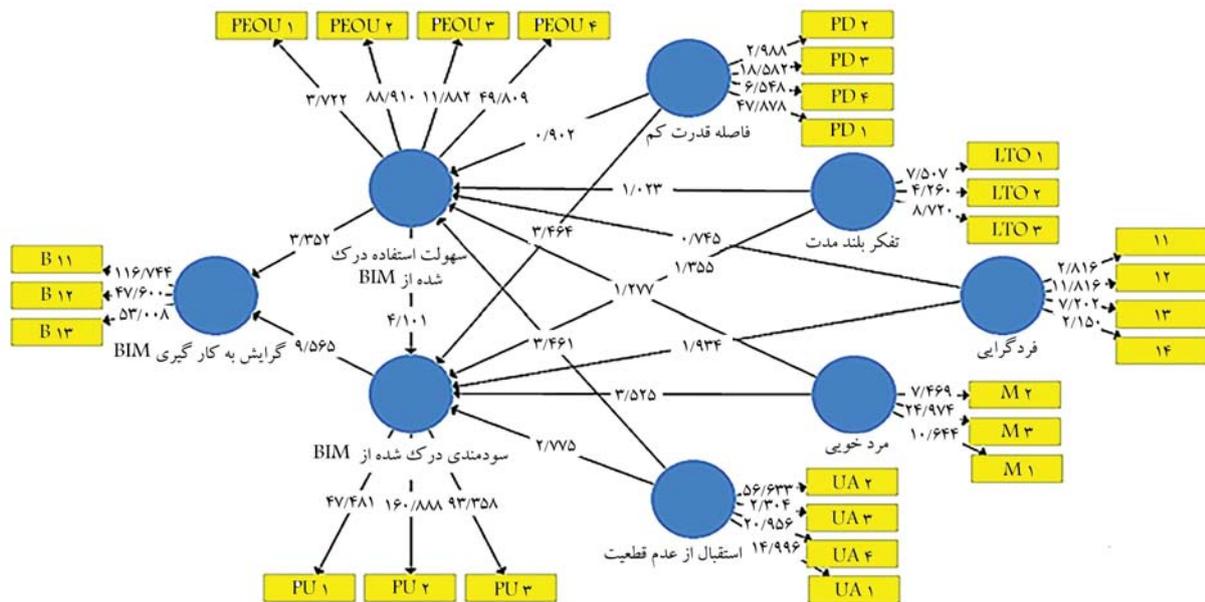
۳.۴. وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی در شرکت‌های ساختمانی رتبه یک استان تهران

وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی در شرکت‌های ساختمانی رتبه یک استان تهران (مؤلفه‌های: فاصله‌ی قدرت کم، استقبال از عدم قطعیت، تفکر بلندمدت، فردگرایی و مردخویی) از طریق پرسشنامه‌ی با گویه‌های دارای طیف لیکرت (از ۱ که معادل خیلی مخالفم، تا ۵ که معادل خیلی موافقم)، تنظیم و در جدول ۴ ارائه شده است که مطابق آن، شرکت‌های تحت بررسی دارای مؤلفه‌های فاصله‌ی قدرت زیاد، استقبال از عدم قطعیت کم، تفکر کوتاه‌مدت، فردگرایی و زن‌خویی بودند (هر چه میانگین‌ها به ۵ نزدیک‌تر باشند، میزان آن خصلت نیز افزایش می‌یابد).

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی در تمامی مؤلفه‌ها به جز مؤلفه‌ی فردگرایی، مشابه همان وضعیتی که برای کل ایران حاصل شده است (طبق پژوهش راجی (۲۰۱۸)،^[۱۲] در شرکت‌های ساختمانی رتبه یک استان تهران نیز به‌دست آمده است؛ یعنی جامعه‌ی ایران بیشتر جمع‌گرا هستند و این در حالی است که شرکت‌های بررسی شده نیز بیشتر فردگرا هستند. همچنین شرکت‌های ساختمانی رتبه یک استان تهران در مقایسه با کل جامعه‌ی ایرانی، فردگراتر و دارای تفکر بلندمدت‌تر و نیز دارای فاصله‌ی قدرت کمتر، استقبال از عدم قطعیت بیشتر و مردخویی بیشتری هستند. نکته‌ی جالب توجه مطابق آنچه که در بخش غالب ادبیات وجود دارد، این است که هر چه فاصله‌ی قدرت و استقبال از عدم قطعیت بیشتر، تفکر بلندمدت‌تر، فردگرایی و روحیه مردخویی بیشتری وجود داشته باشد، پذیرش فناوری‌های جدید، آسان‌تر اتفاق می‌افتد و این همان نتیجه‌ی است که در حرکت از سمت کل جامعه‌ی ایرانی به سمت شرکت‌های ساختمانی رتبه یک استان تهران حاصل شده است. همچنین با توجه به ادبیات که هر چه از سطح ملی به سطح سازمان حرکت شود، نقش ارزش‌ها در مجموعه‌ی فرهنگ کاسته می‌شود و نقش اعمال و رفتارها افزایش می‌یابد؛^[۱۲] بنابراین نوع و ماهیت فعالیت‌هایی که فعالان صنعت ساخت‌وساز انجام می‌دهند، منجر به تغییراتی در وضعیت مؤلفه‌های مذکور نسبت به وضعیت کلی‌شان در ایران شده است.



شکل ۳. مدل مفهومی پژوهش با ضرایب استاندارد شده‌ی بارهای عاملی.



شکل ۴. مدل مفهومی پژوهش با ضرایب t - Values

پیمانکاری باشد که از نظر وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی نیز وضعیت نامطلوب‌تری دارند.

۵.۴. تأثیر مؤلفه‌های فرهنگ ملی در میزان پذیرش BIM

هدف بخش کنونی، آزمودن فرضیه‌های مدل مفهومی پژوهش است. در شکل‌های ۳ و ۴، به ترتیب مقادیر ضرایب استاندارد شده‌ی بارهای عاملی و ضرایب t -value مشاهده می‌شود.

در شکل ۳، میزان بارهای عاملی برای تمامی ۲۸ گویه، بیشتر از ۰/۴ (حد مطلوب) حاصل شده است. ارقام مربوط به آماره‌ی t بین گویه‌ها و متغیرهای مرتبط نیز که در سطح خطای کمتر از ۵٪ محاسبه شده‌اند و در شکل ۴ مشاهده می‌شود،

فرهنگ ملی همسوتری با پذیرش BIM دارند. یعنی همان‌گونه که پیشتر اشاره شد، هر چه فاصله‌ی قدرت و استقبال از عدم قطعیت بیشتر، تفکر بلندمدت‌تر، فردگرایی و روحیه‌ی مردخویی بیشتری وجود داشته باشد، پذیرش فناوری‌های جدید آسان‌تر اتفاق می‌افتد و این همان اتفاقی است که به صورت کلی (به جز مؤلفه‌ی فردگرایی) در حرکت از سمت شرکت‌های پیمانکاری به سمت شرکت‌های طرح و ساخت اتفاق می‌افتد. در مقابل، شرکت‌های پیمانکاری که بیشتر درگیر مسائل اجرایی هستند و بخش زیادی از پروژه‌های ساختمانی ایران، هنوز با سیستم سه عاملی (متعارف) اجرا می‌شوند و پیمانکاران پس از اتمام مرحله‌ی طراحی، نقشه‌ها و اسناد اجرای پروژه‌ها را دریافت می‌کنند؛ در آن‌ها شکافی از همکاری با بخش طراحی در فرایند اخیر ایجاد می‌شود و عادت کردن به آن که به نوعی با هدف BIM در تناقض است، شاید یکی از محرک‌های پذیرش پایین‌تر BIM در شرکت‌های

جدول ۵. مقادیر مربوط به معیارهای برازش مدل.

نوع سازه	متغیرها	CR	AVE	R ^۲	Q ^۲
مرتبۀ ۱	فاصله قدرت کم	۰/۷۵۹	۰/۵۱۴	-	-
مرتبۀ ۱	تفکر بلندمدت	۰/۶۶۹	۰/۵۰۹	-	-
مرتبۀ ۱	فردگرایی	۰/۷۰۵	۰/۴۲۹	-	-
مرتبۀ ۱	مردخویی	۰/۸۳۵	۰/۶۴۵	-	-
مرتبۀ ۱	استقبال از عدم قطعیت	۰/۸۲۸	۰/۶۰۵	-	-
مرتبۀ ۱	سهولت استفاده درک شده از BIM	۰/۸۴۴	۰/۶۲۵	۰/۶۰۲	۰/۳۵۴۴
مرتبۀ ۱	سودمندی درک شده از BIM	۰/۹۴۶	۰/۸۸۵	۰/۸۳۸	۰/۷۰۶
مرتبۀ ۱	گرایش به بکارگیری BIM	۰/۹۳۷	۰/۸۷۱	۰/۸۷۵	۰/۷۳۵

جدول ۶. مقادیر مربوط به معیار اندازه تاثیر.

متغیر مستقل	متغیر وابسته	f ^۲
تفکر بلندمدت	سهولت استفاده درک شده از BIM	۰/۲۷۵
تفکر بلندمدت	سودمندی درک شده از BIM	۰/۰۷۹
فاصله قدرت کم	سهولت استفاده درک شده از BIM	۰/۲۵۳
فاصله قدرت کم	سودمندی درک شده از BIM	۰/۴۰۱
مردخویی	سهولت استفاده درک شده از BIM	۰/۱۸۶
مردخویی	سودمندی درک شده از BIM	۰/۲۰۵
فردگرایی	سهولت استفاده درک شده از BIM	۰/۲۰۸
فردگرایی	سودمندی درک شده از BIM	۰/۲۳۶
استقبال از عدم قطعیت	سهولت استفاده درک شده از BIM	۰/۴۵۵
استقبال از عدم قطعیت	سودمندی درک شده از BIM	۰/۴۶۵
سهولت استفاده درک شده از BIM	سودمندی درک شده از BIM	۰/۴۰۸
سهولت استفاده درک شده از BIM	گرایش به بکارگیری BIM	۰/۴۵۳
سودمندی درک شده از BIM	گرایش به بکارگیری BIM	۱/۲۳۶

تأثیرات بیشتر از ۱/۹۶ هستند؛ در نتیجه معناداری روابط بین گویه‌ها و متغیرهای متناظر با آن‌ها تأیید می‌شود. معیارهای برازش مدل (مطابق جدول ۵) نیز نشان می‌دهند که ضریب پایایی ترکیبی (CR)^{۲۲} برای تمامی متغیرهای پژوهش، بیشتر از ۰/۷ است که قابل قبول است. نتایج مربوط به بررسی روایی همگرا (AVE)^{۲۳} نیز نشان می‌دهد با توجه به حدود گفته شده برای معیار اخیر (دست‌کم ۰/۵)، تمامی متغیرهای پژوهش به جز متغیر فردگرایی (با فاصله‌ی نسبتاً کمی از حد مطلوب = ۰/۴۲۹)، در حد مناسبی است. میزان ضریب تعیین (R^۲) تعدیل شده برای سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM، در حد متوسط نزدیک به قوی (۰/۶۰۲) و (برای دو متغیر دیگر سودمندی درک شده از BIM و گرایش به بکارگیری BIM)، قوی برآورد شده است. شاخص ارتباط پیش‌بین (Q^۲) نیز برای هر سه متغیر دیگر، میزان مطلوبی را نشان می‌دهد. همچنین شاخص اندازه‌ی تأثیر (f^۲) برای تمامی متغیرهای مستقل که روی متغیرهای وابسته به دست آمده است، حد مطلوبی را نشان می‌دهد (جدول ۶).

در مورد رد یا تأیید فرضیه‌ها، همان‌گونه که در شکل‌های ۳ و ۴ مشاهده می‌شود، ضریب معناداری ۰/۰۵ تعریف شده است و این بدان معناست که اگر مقدار آماری t بیشتر از قدرمطلق ۱/۹۶ باشد، این رابطه با احتمال ۹۵٪ تأیید می‌شود. همچنین مقدار بار عاملی مثبت، نشان‌دهنده‌ی رابطه‌ی مستقیم و مثبت بین متغیرهای پنهان مستقل و وابسته است و برعکس. با توجه به نتایج حاصل شده، از ۱۳ فرضیه‌ی مدل، ۸ فرضیه (فرضیه‌های ۲، ۳، ۴، ۸، ۱۰، ۱۱، ۱۲ و ۱۳) تأیید شدند. فرضیه‌های تأیید شده به علت اینکه مقدار آماری t بیشتر از ۱/۹۶ دارند، با احتمال ۹۵٪ معنادارند. همچنین در فرضیه‌های مذکور، چون مقدار بار عاملی مثبت است، تأثیر متغیرهای مستقل در متغیرهای وابسته، مثبت است. در فرضیه‌ی اول (تأثیر فاصله‌ی قدرت کم در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM)، فرضیه‌ی پنجم (تأثیر تفکر بلندمدت در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM)، فرضیه‌ی هفتم (تأثیر فردگرایی در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM) و فرضیه‌ی نهم (تأثیر مردخویی در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM) نیز به این علت که مقدار آماری t آن‌ها کمتر از ۱/۹۶ بوده است، با احتمال ۹۵٪ معنادار نیستند. فرضیه‌ی ششم نیز به علت اینکه مقدار آماری t کمتر از ۱/۶۴ بوده است، تأیید نشده و علت به دست آمدن بار عاملی منفی در آن، تأثیر متغیر مستقل در متغیر وابسته منفی بوده است.

۵. نتیجه‌گیری

با توجه به یافته‌های پژوهش، میزان پذیرش BIM در شرکت‌های ساختمانی رتبه یک استان تهران، کمتر از حد متوسط یعنی عدد ۳ است و نتایج حاصل شده، همگرایی زیادی با پژوهش غفوری (۲۰۱۷) دارد، که به این نتیجه رسیده بود که عمق بکارگیری BIM در ایران، در سطح ابتدایی قرار دارد.^[۶]

همچنین در رابطه با وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی در شرکت‌های ساختمانی ایران، یافته‌های به دست آمده هم‌گرایی زیادی با نتایج حاصل از پژوهش راجی،^[۱۲] داشتند که نشان می‌دهد کل جامعه‌ی ایرانی دارای فاصله‌ی قدرت زیاد، استقبال از عدم قطعیت کم، تفکر کوتاه‌مدت، جمع‌گرایی و زن‌خویی هستند. در تمامی خصلت‌های مذکور به جز مؤلفه‌ی فردگرایی، ۴ مؤلفه‌ی دیگر در کل ایران نیز به همین صورت بوده است که نشان می‌دهد شاید تغییر فرهنگ ملی به سادگی و حتی با شرکت در گروه‌های اجتماعی، حرفه‌ای، تخصصی، و ... اتفاق نیفتد. به نظر می‌رسد زندگی در محیطی مشترک و دارای شرایط اجتماعی و اقتصادی یک ملت، در بروز این موضوع بی‌تأثیر نبوده است. وضعیت مؤلفه‌های فرهنگ ملی به تفکیک ماهیت شرکت‌ها نیز نشان می‌دهد در حرکت از سمت شرکت‌های پیمانکاری به ترتیب به سمت شرکت‌های مشاور، کارفرمایی و طرح و ساخت، فاصله‌ی قدرت کمتر، ریسک‌پذیری بیشتر، تفکر بلندمدت‌تر، مردخویی بیشتر (طی روند نامنظمی) و تمایل به کسب قدرت بیشتر بوده و فقط خصلت فردگرایی، روند نامنظمی داشته است که به صورت کلی کاهش یافته و جمع‌گرایی سیری صعودی گرفته است. در زمینه‌ی تأثیر مؤلفه‌های فرهنگ ملی در پذیرش فناوری BIM، یافته‌ها نشان دادند که در بیشتر فرضیه‌ها، رابطه‌ی مثبت و معناداری بین مؤلفه‌های فرهنگ ملی و متغیرهای پذیرش BIM وجود داشته است که از جمله‌ی آن‌ها می‌توان به تأثیر فاصله‌ی قدرت کم در سودمندی درک شده از BIM اشاره کرد، که نشان می‌دهد افرادی که ویژگی کسب قدرت بیشتری در آن‌ها وجود دارد، مایل نیستند رایانه‌ها را به عنوان ابزاری مفید و آسان برای استفاده در نظر بگیرند.^[۱۹] استقبال از عدم قطعیت نیز در سهولت استفاده‌ی درک شده از BIM و سودمندی درک شده از BIM، تأثیر مثبت و معناداری داشته است که این یافته نیز در راستای نتایج حاصل از مطالعات^[۸، ۲۰، ۲۱، ۲۳] بوده است. همچنین تأثیر

فردگرایی در سودمندی درک شده از BIM از دیگر فرضیه‌های تأییدشده‌ی پژوهش حاضر بوده است، که در برخی مطالعات پیشین^[۱۹، ۲۰] نیز به آن اشاره‌هایی شده است. فرضیه‌ی اثر مردخویی در سودمندی درک شده از BIM نیز، از فرضیه‌های تأییدشده‌ی پژوهش حاضر بوده است، که در برخی مطالعات پیشین^[۱۹، ۲۲] به تأثیر آن‌ها اشاره شده است.

با وجود همخوانی برخی نتایج حاصل از تجزیه و تحلیل داده‌ها با ادبیات موضوع در برخی فرضیه‌ها، در برخی دیگر از فرضیه‌ها مغایرت‌هایی وجود داشته و نوع مؤلفه‌ها و یا میزان تأثیرگذاری‌شان در پژوهش حاضر و مطالعات پیشین متفاوت بوده است؛ ولی آنچه در همه‌ی مطالعات مشترک بوده است، تأثیر کم و زیاد مؤلفه‌های ذکر شده در پذیرش فناوری‌های جدید از جمله BIM بوده است. شاید سطح شرکت و جایگاه آن در بازار رقابتی، یکی از دلایل این موضوع باشد؛ به عنوان مثال شرکتی که اسم و رسم بهتر و وضعیت بودجه‌ی بهتری نیز دارد، شاید قدرت دست به ریسک بیشتری پیدا کند و میل به روی آوردن به فناوری‌های جدید، سریع‌تر در چنین شرکتی اتفاق بیفتد. شاید با انجام پژوهشی مشابه بین شرکت‌های ساختمانی با رتبه‌های مختلف و یا با در نظر گرفتن متغیرهایی، از جمله: بزرگی شرکت، تعداد کارکنان و جنسیت‌شان، گردش نقدی سالیانه‌ی شرکت، سابقه‌ی کار شرکت، و ... در مطالعات آتی بتوان در این زمینه نتیجه‌گیری منطقی‌تری داشت. از آنجا که مؤلفه‌های فرهنگ ملی در هر کشوری با توجه به ارزش‌ها و زیرساخت‌های آن کشور می‌تواند با کشور دیگری متفاوت باشد، در نتیجه پذیرش فناوری‌های نوین نیز که تحت تأثیر مؤلفه‌های فرهنگ ملی هستند، می‌تواند در مقیاس هر کشوری متفاوت باشد؛ در نتیجه پیشنهاد پرداختن به موضوع مقایسه‌ی پذیرش فناوری BIM در سازمان‌های چندملیتی و ایرانی و متأثر از مؤلفه‌های فرهنگ ملی می‌تواند جذابیت‌های خاص خود را داشته باشد. همچنین با در نظر گرفتن این موضوع که فرهنگ سازمانی نیز همانند فرهنگ ملی مؤلفه‌های مخصوص به خود را دارد، پرداختن به موضوع پذیرش فناوری BIM در شرکت‌های ساختمانی ایران، مبتنی بر اثر مؤلفه‌های فرهنگ سازمانی در سازمان‌های ایرانی با فرهنگ‌های سازمانی مختلف و حتی در صنایع متفاوت، از دیگر پیشنهاد‌های پژوهش حاضر برای پژوهشگران آتی است.

پانویس‌ها

1. building information modeling (BIM)
2. architectural engineering construction (AEC)
3. Srite & Karahanna
4. Sun, Lee & Law
5. Davis
6. perceived ease of use (PEOU0)
7. perceived usefulness (PU)
8. behavioral intention (BI)
9. Geert Hofstede
10. power distance (PD)
11. uncertainty avoidance (UA)
12. individualism/collectivism
13. long/short term orientation
14. Femininity/Masculinity
15. Indulgence/Restraint
16. Raji
17. Mark Srite & Elena Karahanna
18. Sunny Sun, Patrick Lee & Rob Law
19. Veiga & Floyd

20. structural equation modeling
21. partial least squares (PLS)
22. composite reliability
23. average variance extracted (AVE)

منابع (References)

1. Staub-French, S., et al. "Building information modeling (BIM)'best practices' project report", University of British Columbia and Ecole de Technologie Superieure (2011).
2. Kubicki, S., Guerriero, A., Schwartz, L. and et al. "Assessment of synchronous interactive devices for BIM project coordination: *Prospective Ergonomics Approach, Automation in Construction*, **101**, pp. 160-178 (2019).
3. Farah, T.E. "Review of current estimating capabilities of the 3D building information model software to support

- design for production/construction", Worcester Polytechnic Institute (2005).
4. Porwal, A. and Hewage, K.N. "Building Information Modeling (BIM) partnering framework for public construction projects", *Automation in Construction*, **31**, pp. 204-214 (2013).
 5. Chen, K., Lu, W., Peng, Y. "Bridging BIM and building: From a literature review to an integrated conceptual framework", *International Journal of Project Management*, **33**(6), pp. 1405-1416 (2015).
 6. Ghafouri, M. "Assessing the current situation of BIM in Iran and provide suggestions for it's development and application", Elm & Sanat University, Iran, Tehran (2017).
 7. Kassem, M. and Succar, B. "Macro BIM adoption: Comparative market analysis", *Automation in Construction*, **81**, pp. 286-299 (2017).
 8. Srite, M. and Karahanna, E. "The role of espoused national cultural values in technology acceptance", *MIS quarterly*, **30**(3), pp. 679-704 (2006).
 9. Son, H., Lee, S. and Kim, C. "What drives the adoption of building information modeling in design organizations? An empirical investigation of the antecedents affecting architects' behavioral intentions", *Automation in Construction*, **49**, pp. 92-99 (2015).
 10. Veiga, J.F., Floyd, S. and Dechant, K. "Towards modelling the effects of national culture on IT implementation and acceptance", *Journal of Information Technology*, **16**(3), pp. 145-158 (2001).
 11. Rouhani, N. and Banihashemi, Y. "Categoring of BIM imolementation barriers with barrier type and decision making level approach", in *1th International Conference of BIM*, (2018).
 12. Raji, S. "A comparative comparison of the national culture of different countries of the world from the perspective of Hofstede the six dimensional cultural model", in *5th National Conference Management & Human Science Research in Iran*, Iran, Tehran (2018)
 13. Kedia, B.L. and Bhagat, R.S. "Cultural constraints on transfer of technology across nations: Implications for research in international and comparative management", *Academy of Management Review*, **13**(4), pp. 559-571 (1988).
 14. Venkatesh, V. and Davis, F.D. "A model of the antecedents of perceived ease of use: Development and test", *Decision Sciences*, **27**(3), pp. 451-48 (1996).
 15. Lai, P. "The literature review of technology adoption models and theories for the novelty technology", *JISTEM-Journal of Information Systems and Technology Management*, **14**(1), pp. 21-38 (2017).
 16. Hofstede, G. "Cultural dimensions in management and planning", *Asia Pacific Journal of Management*, **1**(2), pp. 81-99 (1984).
 17. Kim, E., Urunov, R. and Kim, H. "The effects of national culture values on consumer acceptance of e-commerce: Online shoppers in Russia", *Procedia Computer Science*, **91**, pp. 966-970 (2016).
 18. Hofstede, G. "The 6-D model of national culture", (Available from: <https://geerthofstede.com/culture-geert-hofstede-ger-t-jan-hofstede/6d-model-of-national-culture>)
 19. Sadeghi, K., Amani, J., Samad, H. and et al. "The Impact of iranian teachers cultural values on computer technology acceptance", *Turkish Online Journal of Educational Technology-TOJET*, **13**(4), pp. 124-136 (2014).
 20. Hofstede, G.H. "Culture's Consequences: International Differences in Work-related Values", Beverly Hills, CA: Sage Publications, p. 294 (1980)
 21. Hasan, H. and Ditsa, G. "The impact of culture on the adoption of IT: an interpretive study", *Journal of Global Information Management (JGIM)*, **7**(1), pp. 5-15 (1999).
 22. Hofstede, G., Hofstede, G.J. and Minkov, M. "Cultures and organizations: Software of the mind: Intercultural cooperation and its importance for survival", McGraw-Hill (2010).
 23. Akour, I. "Factors influencing faculty computer Literacy and use in jordan: A multivariate analysis", Louisiana Tech University (2006).
 24. Sunny, S., Patrick, L. and Rob, L. "Impact of cultural values on technology acceptance and technology readiness", *International Journal of Hospitality Management*, **77**, pp. 89-96 (2019).
 25. Teo, T. "Assessing the computer attitudes of students: an asian perspective", *Computers in Human Behavior*, **24**(4), pp. 1634-1642 (2008).
 26. Dorani, K. and Rashidi, Z. "A study of determinant factors in Information Technology Acceptance by teachers of smart schools in Tehran", *Research in Educational Systems*, **1**(1), pp. 23-46 (2007).
 27. Kim, Y.J., Chun, J.U. and Song, J. "Investigating the role of attitude in technology acceptance from an attitude strength perspective", *International Journal of Information Management*, **29**(1), pp. 67-77 (2009).
 28. Ejei, J. "The role of cognitive beliefs in relationship between individual and organizational factors with information", *International Journal of Behavioral Science*, **6**(1), pp. 1-9 (2012).
 29. Akour, I. "Factors influencing faculty computer Literacy and use in Jordan: A multivariate analysis", Dissertation, Louisiana Tech University (2006).
 30. Weustink, A. "Measurement of culture; are regional and national level culture any different? India as a case study", Bachelor's Thesis International Business Administration, University of Twente (2014).
 31. Dizon, G. "Measuring japanese EFL student perceptions of internet-Based tests with the technology acceptance model", *TESL-EJ*, **20**(2), p. n2 (2016).
 32. Gefen, D. and Straub, D.W. "The relative importance of perceived ease of use in IS adoption: A study of e-commerce adoption", *Journal of the Association for Information Systems*, **1**(1), p. 8 (2000).
 33. Liu, Z.Y. "An Analysis of technology acceptance model-exploring user acceptance and intension of taxi-hailing app in Shanghai", Bachelor of Science Thesis in the Programme Software Engineering and Management, University of Gothenburg (2015).

ارزیابی رفتار لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی با و بدون دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی

نوید سیاه‌پلو* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، مؤسسه‌ی آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، ایران

امید نظیفیان (کارشناس ارشد)

گروه مهندسی عمران، واحد دزفول، دانشگاه آزاد اسلامی، دزفول، ایران

سیدعبدالنبی رضوی (استادیار)

گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (۱۴۰۱)
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۳۱-۱۳۳، (پادداشت‌نوی)

در نوشتار حاضر، رفتار لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی با و بدون دیوار برشی فولادی در برابر ۴۰ توالی لرزه‌ی مصنوعی دور و نزدیک گسل به کمک تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی ارزیابی شده است. بدین منظور مدل‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه بدون توجه به معیار دریافت مجاز طراحی شده‌اند. در ادامه، دیوار برشی فولادی به قاب‌ها اضافه و ضمن طراحی مجدد، معیار دریافت برآورده شد و نتایج نشان داد که در دو حالت با و بدون دیوار برشی فولادی نیاز حاصل از توالی لرزه‌ی حوزی نزدیک از حوزی دور بیشتر است. وجود دیوارهای فولادی برشی باعث کاهش نیازهای تغییرشکل (به جز شتاب مطابق طبقه) شده و تأثیر برای زلزله‌های نزدیک گسل محسوس‌تر بوده است. به علاوه، در همه‌ی حالت‌ها، وجود یا نبود دیوار برشی فولادی در بیشینه‌ی شتاب طبقه بی‌تأثیر بوده است. اضافه کردن دیوارهای برشی فولادی نیاز نیروی برش پایه را همواره افزایش می‌دهد، لیکن همچنان نیروهای حاصل از رکوردهای نزدیک گسل نسبت به رکوردهای دور از گسل قابل ملاحظه‌تر است.

واژگان کلیدی: رفتار لرزه‌ی، قاب خمشی فولادی، دیوار برشی فولادی، زلزله‌های متوالی، توالی لرزه‌ی.

۱. مقدمه

زلزله‌های حوزی نزدیک گسل، ویژگی‌های مشخصی دارند، که آنها را از زلزله‌های حوزی دور متمایز می‌سازد. زمین‌لرزه‌های حوزی نزدیک گسل، شتاب بالاتر و محتوای بسامدی محدودتری در مقادیر بسامدی بالا نسبت به زمین‌لرزه‌های حوزی دور دارند. نکات‌های زلزله‌های حوزی نزدیک گسل، خصوصاً زمانی که تحت اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده قرار می‌گیرند، پالس‌های دوره‌ی تناوب بلند با دامنه‌های قوی دارند، که بیشتر در ابتدای رکورد زلزله مشاهده می‌شود.^[۱] وجود چنین خصوصیتی در زلزله‌های حوزی نزدیک گسل باعث می‌شود رفتار سازه از حالت مدگونه، که تعیین‌کننده‌ی رفتار سازه‌اند، خارج شود و به صورت موج‌گونه در آید؛ که در این حالت، رفتار سازه ناشی از جمع آثار امواج گذرنده از آن است.^[۲] در مورد پالس‌های با دوره‌های تناوب بلند باید گفت که به دلیل نزدیکی دوره‌ی تناوب این حرکات با دوره‌ی تناوبی نوسانی طبیعی سازه‌های بلند، رفتار سازه به سمت پدیده‌ی تشدید سوق پیدا می‌کند.^[۳] بروز پالس در ابتدای رکورد، نشانگر آزاد شدن یک انرژی جنبشی قابل توجه در مدت زمان کوتاه ناشی از شکست گسل است و در یک دامنه‌ی زمانی کوتاه، انرژی جنبشی بزرگی به سازه القا می‌شود. این مسئله یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های رکوردهای نزدیک گسل است.^[۴]

در سال‌های اخیر، درک بهتر رفتار دینامیکی و عملکرد لرزه‌ی سازه‌ها، منجر به پیشرفت در طراحی سازه‌ها شده است؛ اما علی‌رغم پیشرفت‌های اخیر، بسیاری از سازه‌های موجود در برابر زلزله‌ها مقاوم نیستند. از جمله، سیستم‌های سازه‌ی متداول در ساخت‌وسازها، که به علت سهولت اجرا، رفتار لرزه‌ی نسبتاً مناسب و ملاحظات معماری مورد توجه مهندسان قرار گرفته است، سیستم قاب خمشی فولادی است. اما قاب خمشی فولادی، علاوه بر پرهزینه بودن و اشکال‌های اجرایی در اتصال‌ها، به نسبت سیستم‌های مقاوم دیگر سختی جانبی کمی دارد و در برابر تغییر مکان‌های افقی زیاد، مقاومت مناسبی ندارد و عناصر سازه‌ی و غیرسازه‌ی در معرض آسیب قرار می‌گیرند. از جمله عواملی که موجب افزایش آسیب‌ها در سازه و همچنین تشدید شدت بار جانبی می‌شود، زلزله‌های نزدیک گسل هستند، که بعد از زلزله‌های لندرز^۱ (۱۹۹۲)، نورتریج^۲ (۱۹۹۴) و کوبه^۳ (۱۹۹۵)، مورد توجه بیش از پیش محققان و مهندسان قرار گرفته‌اند.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۵/۹، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۱۷، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۵

DOI:10.24200/J30.2021.58201.2984

siahpolo@acecr.ac.ir
omidlatifian95@gmail.com
razavi@iaubadan.ac.ir

نحوه‌ی آزاد شدن انرژی در زمین‌لرزه‌ها به گونه‌ی بی‌استه که وقوع یک زمین‌لرزه اکثراً همراه با پیش‌لرزه یا پس‌لرزه‌هایی خواهد بود. در بعضی موارد، بزرگی پیش‌لرزه یا پس‌لرزه‌ها می‌تواند به حدی است که خود آنها را می‌توان به عنوان زلزله‌ی طرح در نظر گرفت. در این نوع رخدادها، سازه‌هایی که تحت اثر زمین‌لرزه‌های اصلی خسارت دیده‌اند، در صورتی که پس‌لرزه‌ها با فاصله‌ی زمانی کوتاه به سازه اعمال شوند، به دلیل این فاصله‌ی زمانی کوتاه بین زلزله‌ی اصلی و پس‌لرزه‌های متوسط و قوی و همچنین با توجه به این‌که سازه‌های آسیب‌دیده تحت اثر زلزله‌ی اصلی هنوز تقویت و مقاوم‌سازی نشده‌اند، امکان پیشرفت ناحیه‌ی خسارت دیده در سازه تحت اثر پس‌لرزه افزایش می‌یابد.^{[۵] و [۶]} توالی لرزه‌ی حالتی است که در یک فاصله‌ی زمانی کوتاه چند روزه یا چند هفته‌ی، چندین زلزله در یک منطقه به صورت پشت سر هم رخ دهند. در توالی لرزه‌ی، تلفات بسیاری پس از وقوع پس‌لرزه و به علت عدم تقویت و مقاوم‌سازی بعد از زلزله‌ی اصلی به وقوع پیوسته است، که به صورت عینی و واضح، نشان‌دهنده‌ی اهمیت این‌گونه زلزله‌هاست.^[۵] وجود چنین شرایطی و عملکرد نه چندان مطلوب سیستم‌های مقاوم جانبی، به ویژه سیستم قاب خمشی فولادی به علت نداشتن سختی کافی، پژوهشگران را بر آن داشته است که سیستم‌های مکملی برای تأمین مقاومت جانبی و سختی مورد نیاز در برابر زلزله‌های متوالی در نظر بگیرند. از جمله سیستم‌های مقاوم جانبی، که امروزه مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گرفته است، سیستم دیوار برشی فولادی است.

در نوشتار حاضر، رفتار لرزه‌ی قاب‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه در ۲ حالت با و بدون حضور دیوار برشی تحت اثر زلزله‌های متوالی ارزیابی شده است. نویسندگان با در نظر گرفتن زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک و با مقایسه‌ی جابه‌جایی مطلق و نسبی و بیشینه‌ی شتاب، اثر توالی لرزه‌ی را بررسی کرده‌اند. با بررسی مطالعات پیشین این نتیجه حاصل می‌شود که تا به حال به موضوع بررسی رفتار لرزه‌ی دیوارهای برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی توجه نشده است. ضمن آن‌که ایده‌ی استفاده از دیوار برشی فولادی در بهسازی لرزه‌ی قاب‌های خمشی در برابر زلزله‌ی متوالی احتمالی نیز کمتر بررسی شده است، خاص آن‌که شرایط لرزه‌خیزی کشور و شناسایی دقیق‌تر گسل‌های مجاور شهرها و البته تجربه‌ی زلزله‌های اخیر (با وقوع زلزله‌های متوالی)، اهمیت این موضوع را بیش از پیش نمایان می‌سازد.

امروزه استفاده از دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی به طور کارآمد در بهسازی لرزه‌ی به منظور افزایش مقاومت جانبی و سختی ساختمان‌ها در برابر زلزله، در سازه‌های بتنی و فولادی مورد توجه است. وظیفه‌ی اصلی دیوار برشی فولادی، مقاومت در برابر نیروهای برشی ایجاد شده در طبقات و لنگر واژگونی حاصل از آن در اثر زمین‌لرزه است. دیوارهای برشی فولادی، که به نام اختصاری SPSW^[۴] در آیین‌نامه‌ها معرفی شده‌اند، شامل: ورق جان دیوار، دو ستون به عنوان عناصر مرزی قائم و دو تیر طبقه به عنوان عناصر مرزی افقی هستند. در سیستم دیوار برشی فولادی، یک تیر ورق قائم در نظر گرفته شده است، که در آن ستون‌ها به عنوان بال تیر ورق و ورق جان دیوار به عنوان جان تیر ورق و تیرها به عنوان سخت‌کننده‌های قائم عمل می‌کنند.

در سیستم دیوار برشی فولادی نیروهای جانبی ناشی از زلزله توسط عملکرد کششی ورق جان تحمل می‌شود. همچنین بار کماتشی ورق‌های نازک و سخت نشده بسیار ناچیز است و پس از وقوع کماتش قطری در ورق جان و از کار افتادن آن، نیروهای کششی قابل ملاحظه‌ی در راستای عمود بر جهت کماتش در ورق جان توسعه می‌یابند، که قادر خواهند بود با نیروهای ناشی از زلزله به خوبی مقابله کنند.^[۱۰] زاویه‌ی میدان کششی ورق (α) و ضخامت ورق (t) به صورت رابطه‌های ۱ و ۲ در آیین‌نامه‌ی CAN/CSA ۱۶-۰۱^[۱۱] استفاده شده است.

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t \cdot l}{\sqrt{A_c}}}{1 + t \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^2}{4 \cdot I_c \cdot l} \right)}} \quad (1)$$

$$t = \frac{2 A_s \sin \theta \sin 2\theta}{l \cdot \sin^2 2\alpha} \quad (2)$$

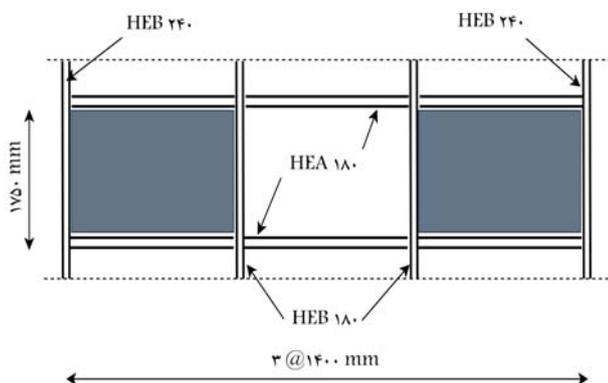
که در آنها، θ زاویه‌ی قطر با محور قائم، h ارتفاع، l عرض دهانه، I_c ممان اینرسی المان مرزی قائم، A_c مساحت مقطع عرضی المان مرزی قائم، A_b مساحت مقطع عرضی المان مرزی افقی و A سطح مقطع معادل مهاربند هستند. برای اطمینان از عملکرد میدان کششی قطری، سختی ستون‌ها برای جلوگیری از کماتش باید در رابطه‌ی ۳ صدق کند.

$$I_C = \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot \gamma \cdot t \cdot h^2}{l} \quad (3)$$

۳. مدل‌سازی و روش پژوهش

۱.۳. مدل صحت‌سنجی

نمونه‌ی آزمایشگاهی مطابق شکل ۱، یک قاب فولادی دو طبقه از نوشتار دوبینا و



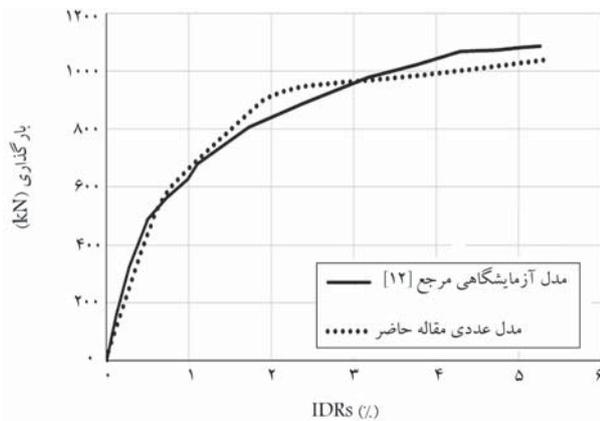
شکل ۱. جزئیات مدل صحت‌سنجی.^[۱۲]

۲. دیوار برشی فولادی

مطالعات تحلیلی و تجربی انجام شده بر روی سیستم دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده نشان داده است که سیستم مذکور، مقاومت پس‌کمانشی ذخیره شده‌ی بسیار خوبی دارد، که باعث می‌شود جایگزین مقرون به صرفه‌تری نسبت به سیستم‌های مختلف سنتی مقاوم در برابر بارهای جانبی باشد. از مزایای اصلی دیوار برشی فولادی نازک بدون سخت‌کننده می‌توان به سختی اولیه‌ی بالا، شکل‌پذیری قابل توجه، ویژگی‌های هیستریزس پایدار و ظرفیت جذب انرژی مناسب اشاره کرد.^[۷] سیستم‌های دیوار برشی فولادی، در مقایسه با دیوار برشی بتنی سنتی، ساختاری سبک‌تر، سرعت اجرایی بالاتر و اقتصادی‌تر دارد.^[۸] علاوه بر سختی و مقاومت برشی بالای دیوارهای برشی فولادی، سیستم دیوار برشی فولادی به لحاظ گسترده‌ی اتصال ورق با قاب اطراف و شکل‌گیری تدریجی و یکنواخت تنش در ورق فولادی و قابلیت خوب تعدیل تنش‌ها تا رسیدن به بار نهایی، نسبت به دیگر سیستم‌های معمول قابل اطمینان‌تر است و قابلیت جذب انرژی آن تدریجی و همواره با کمترین ضعف کلی و موضعی است.^[۹]

جدول ۱. مشخصات مقاطع و نوع بارگذاری مدل مرجع [۱۲]

نمونه	ضخامت ورق (t)	مقطع ستون	مقطع ستون حائل	مقطع تیر
R-M-T۲	۲	HEB۲۴۰	HEB۱۸۰	HEA۱۸۰



شکل ۲. مقایسه‌ی منحنی نمونه‌ی مدل‌سازی شده با مدل آزمایشگاهی نوشتار دویینو و دینو (۲۰۱۴) [۱۲]

موضوع را شفاف بیان نکرده است؛ ولی به نظر می‌رسد که با استاندارد ۷-۱۳ ASCE [۱۵] مطابقت دارد و آن مرحله از تحلیل‌های سه‌بعدی که مقیاس کردن شتاب‌نگاشت به میزان بیشینه را، که تبدیل مقدار PGA شتاب‌نگاشت بزرگ‌تر را به g الزامی می‌کند، در تحلیل‌های دوبعدی مصداق ندارد و با ACSE یکسان بوده است، که مراحل کار به صورت گام‌های زیر است:

- از هر زوج شتاب‌نگاشت، آن شتاب‌نگاشت که PGA بزرگ‌تری دارد، انتخاب شده است.
- در نرم‌افزار SeismoSignal، طیف شتاب‌نگاشت با میرایی ۵٪ استخراج شده است.
- در محدوده‌ی $0.2T$ / الی $1/5T$ ، طیف حاصل از شتاب‌نگاشت نباید از طیف طرح کمتر شود. ضریبی که از تقسیم ۱ بر کمینه‌ی مقدار بازه‌ی اخیر به دست می‌آید، به عنوان ضریب مقیاس در نرم‌افزار وارد شده است.

شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل استفاده شده در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی جدول‌های ۳ و ۴، مشخصات زلزله‌های نزدیک و دور از گسل برگرفته شده از استاندارد FEMA P۶۹۵ [۱۶] را نشان می‌دهند.

علی‌رغم استفاده از رکوردهای واقعی در بسیاری از مطالعات پیشین [۱۷-۱۹] در نوشتار حاضر به علت کمبود رکوردهای لرزه‌ی متوالی واقعی، از توالی لرزه‌ی مصنوعی برای ارزیابی رفتار مدل‌های ساخته شده استفاده شده است. پالس‌های اصلی، در سرعت‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های نزدیک گسل، شدت و دوره‌ی تناوب بزرگ‌تری دارند. به همین دلیل در پژوهش حاضر، به منظور ساخت یک توالی لرزه‌ی معتبر و صحیح، وقایع لرزه‌ی نزدیک گسل با وقایع لرزه‌ی دور از گسل ترکیب نشده‌اند. بدین ترتیب برای ترکیب زلزله‌ها از رابطه‌ی ارائه شده توسط هاتزبجرجیو^۷ و همکاران (۲۰۰۹) [۲۰] استفاده و در جدول ۵، ترکیب زلزله‌های متوالی مصنوعی ارائه شده است.

شایان ذکر است بر اساس رابطه‌ی پیشنهادی استاندارد ASCE [۱۵] برای ترکیب زلزله‌ی اصلی با پس‌لرزه، کافی است یک برابر PGA زلزله‌ی اصلی با

جدول ۲. مشخصات پروفیل‌های نورد شده‌ی مرجع [۱۲]

مقطع	نوع فولاد	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)
HEB۲۴۰	S۳۵۵	۶۰۹	۴۵۷
HEB۱۸۰	S۳۵۵	۵۲۷	۳۸۴
HEA۱۸۰	S۳۵۵	۵۵۰	۴۱۷
ورق فولادی	S۳۵۵	۴۲۹	۳۰۵

دینو^۵ (۲۰۱۴) [۱۲] است، که توسط ستون‌های حائل به ۳ دهانه تقسیم شده است. در شکل اخیر، مشخصات نمونه با مقیاس ۵٪ مشاهده می‌شود. ستون‌های اصلی و تیرها به صورت سرتاسری در قاب قرار گرفته‌اند. همچنین پایه‌های حائل از بالا تا پایین به تیر سرتاسری با اتصال‌های مفصلی متصل شده‌اند و اتصال ستون‌ها و پایه‌های حائل به فونداسیون، به صورت مفصلی بوده است. کلیه‌ی اتصال‌های تیر به ستون به صورت گیردار و ضخامت دیوار برشی فولادی ۲ میلی‌متر بوده است. جهت معرفی نوارها و محاسبه‌ی تعداد و عرض آنها از روابط ۴ و ۵، مطابق استاندارد AISCS۳۶۰-۱۰ [۱۳] استفاده شده است.

$$n = \frac{L \times \cos \theta}{s} \quad (4)$$

$$A_s = \frac{(L \times \cos \theta + h \times \sin \theta) \cdot t_w}{n} \quad (5)$$

که در آنها، n تعداد نوارها، L عرض دهانه، s سطح هر ورق، θ زاویه‌ی هر نوار، A_s مساحت کل، h ارتفاع دهانه و t_w ضخامت ورق هستند. مشخصات مقاطع و نوع بارگذاری و خصوصیات پروفیل‌های نورد شده‌ی مدل مرجع به ترتیب در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده‌اند. در روند انجام آزمایش، دو جک هیدرولیکی در طبقه‌های اول و دوم، بار را به طبقات وارد می‌کردند. این بارگذاری در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰^۶ با تحلیل پوش‌آور صورت گرفته و جابه‌جایی هدف در طبقه‌ی دوم ۲۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. سپس نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی دوم به ارتفاع کل سازه محاسبه و درصد دریافت سازه به دست آورده شده است.

با توجه به مدل‌سازی صورت گرفته در نرم‌افزار SAP و نتایج حاصل از آن، در مقایسه با گراف‌های به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی، در شکل ۲ مشاهده می‌شود؛ که اختلاف کمی بین نتایج تئوری و تجربی وجود دارد و مدل‌سازی غیرخطی مصالح به درستی انجام شده است. در شکل اخیر، محور افقی نشان‌دهنده‌ی درصد تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ی ۱ و محور قائم نشان‌دهنده‌ی میزان بارگذاری وارده در تحلیل پوش‌آور به واحد کیلونیوتن است.

۲.۳. شتاب‌نگاشت‌ها و سناریوی توالی لرزه‌ی

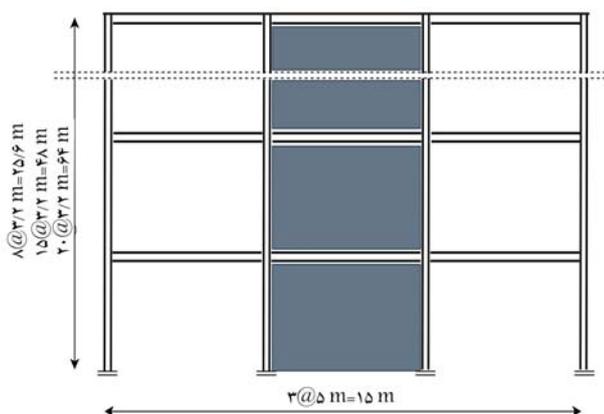
شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید به منظور هماهنگ شدن با زلزله‌ی طرح، مقیاس‌سازی یا اصلاح شوند. تطابق شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح را می‌توان روشی مناسب برای کاهش تغییر در طیف پاسخ حاصل از رکورد زلزله نام برد، که به منظور جلوگیری از پراکندگی در نتایج تحلیل‌های حاصل از تاریخچه‌ی زمانی باید رکوردهای زلزله را با طیف طرح مقیاس کرد. استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] در بخش تحلیل‌های دوبعدی

جدول ۳. مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل. [۱۶]

PGA	R(Km)	Vs	بزرگا	نام ایستگاه	زلزله‌های نزدیک گسل
۰/۳۵	۷	۴۲۵	۶/۵	TOLMEZZO	FRIULI
۰/۳۸	۸/۵	۳۷۱	۶/۹	SARATOGA	LOMA PRIETA
۰/۸۷	۶/۵	۲۸۲	۶/۷	RINALDI RECEVINIG	NORTHRIDGE
۰/۷۹	۲/۲	۶۸۵	۷/۳	LUCERNE	LANDERS
۰/۴۹	۴/۴	۲۷۵	۶/۷	ERZINCAN	ERZICAN

جدول ۴. مشخصات زلزله‌های دور از گسل. [۱۶]

PGA	R(Km)	Vs	بزرگا	نام ایستگاه	زلزله‌های دور از گسل
۰/۳۴	۱۱/۷	۶۸۵	۷/۱	Hector	Hector mine
۰/۵۱	۱۲/۶	۷۲۴	۷/۴	Abbar	Manjil
۰/۳۶	۱۸/۲	۱۹۲	۶/۵	El centro	Superstition hills
۰/۲۱	۲۲/۸	۳۱۶	۶/۶	LA.Hollywood star	San Fernando
۰/۴۶	۱۲/۴	۲۷۶	۶/۵	EL CENTRO	IMPERIAL VALLEY



شکل ۳. مدل‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی.

آثار جهت‌پذیری دارد و البته از نقیصه‌ی اخیر در نوشتار حاضر، که هدف آن بررسی تأثیر زلزله‌ی متوالی نزدیک گسل در بهبود رفتار قاب خمشی بهسازی شده با دیوار برشی فولادی است، چشم‌پوشی شده است.

۳.۳ معرفی مدل‌های پژوهش

در مرحله‌ی کنونی، ۳ عدد قاب خمشی فولادی متقارن و منظم ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه‌ی فولادی مطابق شکل ۳ با شکل‌پذیری متوسط به روش استاتیکی و طیفی مدل‌سازی شده‌اند. شایان ذکر است که مدل‌های مذکور به صورت دوجبه‌ی بوده و تمامی مراحل تحلیل و طراحی و ارزیابی با آنها صورت گرفته و جابه‌جایی نسبی بیش از حد استاندارد ۲۸۰^۰ [۱۴] به عنوان یک نقص در آن در نظر گرفته شده است. به منظور سهولت، نحوه‌ی نام‌گذاری قاب‌ها به این صورت بوده است که پس از حروف FR، تعداد طبقات و پس از حرف B تعداد دهانه‌ی قاب ذکر شده است. برای تمامی مدل‌ها، ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و طول دهانه ۵ متر در نظر گرفته شده است. تمامی قاب‌ها، ۳ دهانه و جنس فولاد مصرفی از نوع ST۳۷ بوده و تنش تسلیم آن برابر با ۲۴۰۰ kg/cm^۲ در نظر گرفته شده است. سیستم ساختمانی قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط بوده است. بار مرده برای تمامی طبقات ۳۰۰ kg/m^۲ و بار

جدول ۵. ترکیب زلزله‌های متوالی مصنوعی.

ردیف	ترکیب زلزله‌های دور از گسل	ترکیب زلزله‌های نزدیک به گسل
۱	HEC-CEN	LOMA-IMPV
۲	HEC-SAN	LOMA-ERZI
۳	HEC-FRIU	LOMA-LAND
۴	HEC-MAN	LOMA-NORTH
۵	MAN-HEC	NORTH-IMPV
۶	MAN-EL CEN	NORTH-ERZI
۷	MAN-SAN	NORTH-LAN
۸	MAN-FRIU	NORTH-LOMA
۹	FRIU-MANJ	LAN-NORTH
۱۰	FRIU-HEC	LAN-IMPVALL
۱۱	FRIU-EL CEN	LAN-ERZICAN
۱۲	FRIU-SAN	LAN-LOMA
۱۳	SAN-FRIU	ERZICAN-LANDERS
۱۴	SAN-MANJ	ERZICAN-NORTH
۱۵	SAN-HEC	ERZICAN-IMPVALL
۱۶	SAN-EL CEN	ERZICAN-LOMA
۱۷	EL CEN-SAN	IMPVALL-ERZICAN
۱۸	EL CEN-FRIU	IMPVALL-LANDERS
۱۹	EL CEN MANJIL	IMPVALL-NORTH
۲۰	EL CEN-HEC	IMPVALL-LOMA

۸۵۲/۰ برابر زلزله‌ی دوم به عنوان پس‌لرزه ترکیب و در نظر گرفته شود. ضمناً برای آن‌که سازه بتواند پس از زلزله‌ی اصلی در فاز ارتعاش آزاد به شرایط استراحت^۸ برسد، باید بین رکورد اصلی و پس‌لرزه، ۴۰ ثانیه فاصله‌ی زمانی لحاظ شود. بدیهی است که الزاماً استفاده از زلزله‌ی متوالی مصنوعی نمی‌تواند به درک کاملاً درستی از رفتار لرزه‌ی سازه‌ها بی‌انجامد؛ اما به دلیل کمبود در زلزله‌ی متوالی نزدیک گسل،

۱.۱.۴. جابه‌جایی مطلق طبقات^{۱۱} ۱.۱.۴. اثر دیوار برشی فولادی

در بخش حاضر، میانگین بیشینه‌ی تغییرمکان مطلق هر طبقه^{۱۲} تحت اثر رکورد های متوالی دور و نزدیک گسل با استفاده از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی به دست آمده است. طبق نتایج به دست آمده مطابق شکل ۴، از نظر کیفی استفاده از دیوار برشی فولادی موجب کاهش تغییرمکان مطلق در تمامی طبقات و قاب‌ها برای هر دو نوع زلزله‌ی نزدیک و دور از گسل شده است. در شکل ۴، جابه‌جایی مطلق طبقه به سانتی‌متر (س.م.) ارائه شده است.

از نظر کمی در قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، که مجهز به دیوار برشی فولادی شده‌اند، در برابر زلزله‌های متوالی دور از گسل، به طور متوسط به کاهش تغییرمکان مطلق ۱۴، ۱۷ و ۱۵ درصدی منجر شده است. همچنین برای زلزله‌های متوالی نزدیک گسل، به ترتیب برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، به طور متوسط کاهش ۲۱، ۱۷ و ۲۲ درصدی مشاهده شده است. در یک برداشت کلی می‌توان نشان داد برای مدل‌های نوشتار حاضر، تأثیر دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌ی متوالی نزدیک نسبت به دور بهتر بوده است.

۲.۱.۴. اثر نوع توالی لرزه‌یی

در بخش کنونی، به طور مجزا به مقایسه‌ی جابه‌جایی مطلق قاب خمشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک گسل و جابه‌جایی مطلق قاب خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک گسل پرداخته شده است. از نظر کیفی مطابق شکل ۵، زلزله‌های نزدیک گسل همواره منجر به افزایش جابه‌جایی مطلق طبقات شده است. نتایج حاصل از نظر کمی حاکی از آن است که در قاب‌های خمشی فولادی ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، زلزله‌های متوالی نزدیک گسل منجر به افزایش ۳۴، ۴۳ و ۳۷ درصدی جابه‌جایی مطلق شده است. همچنین مقادیر اخیر برای قاب خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی در قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، افزایش ۲۳، ۴۴ و ۲۷ درصدی را نشان می‌دهد. در شکل ۵، جابه‌جایی مطلق طبقه به سانتی‌متر (س.م.) ارائه شده است.

۲.۴. جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی (IDRs)^{۱۳} ۱.۲.۴. اثر دیوار برشی فولادی

بر اساس جدول ۳-۱، در استاندارد FEMA-۳۵۶^[۱۲] محدودیت‌هایی برای کنترل تغییرمکان نسبی جانبی انواع سازه‌ها ارائه شده است. مقادیر مذکور جهت ارزیابی کیفی رفتار تقریبی سازه‌ها در سطوح عملکردی مورد نظر هستند و نباید از محدودیت‌های تغییرمکان نسبی جانبی ارائه شده به عنوان معیار پذیرش و قابل قبول بودن سازه‌ی بهسازی شده استفاده کرد. بدین منظور ۳ سطح: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) تعریف شده است.^[۱۵] در بحث تغییرمکان نسبی طبقات، افزودن دیوار برشی فولادی اثر متفاوتی در قاب خمشی فولادی نسبت به زلزله‌های نزدیک و دور از گسل داشته است.

مطابق شکل ۶، در مواردی که زلزله‌های دور از گسل بررسی شده‌اند، با افزایش ارتفاع، دیوار برشی فولادی اثر کمتری را در تغییرمکان نسبی قاب خمشی فولادی ایجاد کرده است؛ به نحوی که برای قاب‌های ۸ و ۱۵ طبقه به طور متوسط و به ترتیب ۳۲ و ۱۳ درصد کاهش تغییرمکان نسبی را منتج شده و در قاب ۲۰ طبقه، تقریباً عملکردی مشابه قاب خمشی فولادی داشته است.

بررسی دقیق‌تر شکل ۶ نشان می‌دهد که در قاب‌هایی که تحت زلزله‌های نزدیک گسل بررسی شده‌اند، نتایج کاملاً برخلاف روند قاب‌های دور از گسل بوده

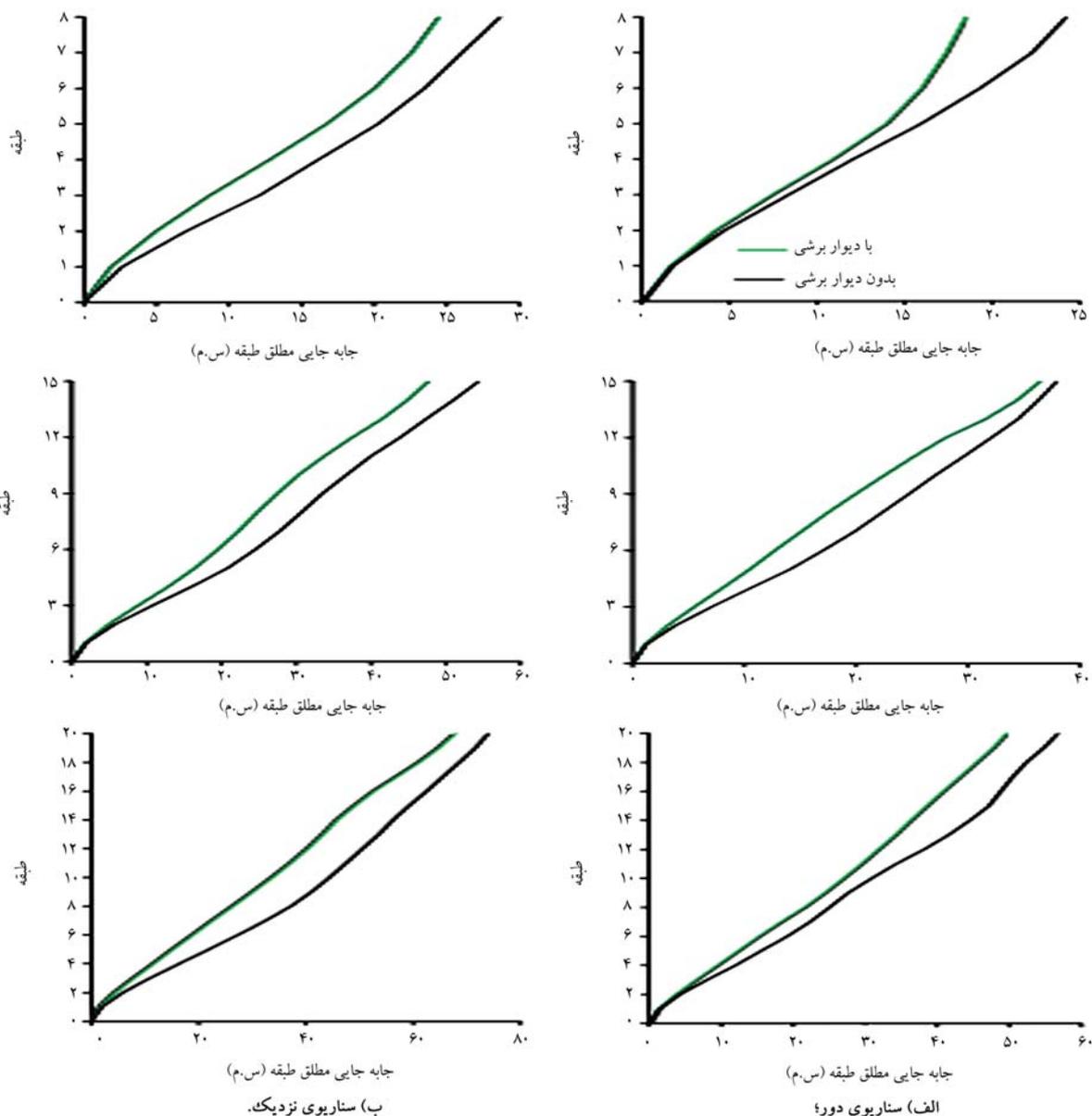
زنده برای تمامی طبقات ۱۲۵ kg/m در نظر گرفته شده است. برای لحاظ کردن آثار بارگذاری زلزله مطابق با بندهای ۲.۲.۲ و ۳.۲ استاندارد ۲۸۰۰^[۱۴] از روش بارگذاری استاتیکی معادل استفاده شده است. شتاب مبنای طرح منطقه‌ی ۱، پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد است. ضریب اهمیت گروه ۳ ساختمان با اهمیت متوسط است. تمامی دیوارهای برشی فولادی اضافه شده در دهانه‌ی وسط قرار داشتند. محاسبه‌ی جرم لرزه‌یی بر اساس کاربری مسکونی بوده است.

مطابق هدف ارائه شده در پژوهش حاضر با در نظر گرفتن فرضیات اخیر، مدل قاب خمشی فولادی متوسط در تعداد طبقات ۸، ۱۵ و ۲۰ به روش استاتیکی و طیفی در نرم‌افزار SAP تحلیل و با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌ی ۱۰-۳۶ AISC^[۱۳] طراحی شده‌اند. در صورت نیاز، کنترل‌های لرزه‌یی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی صورت گرفته است. پس از تحلیل و طراحی اولیه‌ی مدل‌ها و مشخص شدن مقاطع و توانایی سازه در کنترل جابه‌جایی نسبی به عنوان یک نقص در سازه، مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی ۳۱۴ AISC^[۱۱] دیوارهای برشی فولادی نازک در دهانه‌ی وسط تمامی طبقات با ضخامت‌های مختلف به قاب خمشی فولادی اضافه شده‌اند، تا اثر دیوار برشی فولادی نازک در جابه‌جایی نسبی سازه بررسی شود. سپس تمامی قاب‌های طراحی شده تحت ۲۰ رکورد متوالی نزدیک و ۲۰ رکورد متوالی دور از گسل مصنوعی قرار گرفته و عملکرد تمامی آنها بررسی و مقایسه شده است.

۴. تجزیه و تحلیل نتایج

معمولاً در مطالعات مرتبط با اثر زلزله‌ها (اعم از تک یا متوالی) در قاب‌های دوبعدی، بازتاب‌ها مانند بیشینه‌ی تغییرمکان مطلق و نسبی طبقات، دریف (رانس نسبی) ماندگار، بیشینه‌ی شتاب طبقه و نیروی برش پایه به صورت کلی در نظر گرفته شده‌اند. به طور نمونه، تغییرمکان مطلق طبقات می‌تواند برای تشخیص و بررسی احتمال برخورد دو ساختمان در نظر گرفته شود. از دریف به عنوان شاخصی در کنترل آسیب وارده اجزاء غیرسازه‌یی استفاده می‌شود. ضمن آن‌که برای کنترل عملکرد سازه نیز شاخص مهمی است. از زاویه‌ی دریف ماندگار در امکان‌سنجی استفاده‌ی دوباره‌ی سازه پس از زلزله استفاده می‌شود و البته اهمیت شاخص دریف در زلزله‌های متوالی بیش از زلزله‌های تکی است. همچنین از شاخص بیشینه‌ی شتاب طبقه در تشخیص خسارت وارد بر المان‌های غیرسازه‌یی و تولید طیف شتاب طبقه استفاده می‌شود و نیز دیاگرام یا جمع‌کننده در توزیع و انتقال نیروی جانبی زلزله نقش کار بردی دارد. نکته‌ی مهم دیگر، رویکرد ارائه‌ی بازتاب غیرخطی در دو فرم بیشینه‌ی^۹ و یا متوسط بیشینه‌ها^{۱۰} است، که هر دو رویکرد مورد تأیید کدهای لرزه‌یی هستند؛ اما به جهت کاهش پراکنندگی در نتایج، که موضوعی بدیهی در ارزیابی لرزه‌یی سازه‌ها در برابر زلزله است، در مطالعه‌ی حاضر از روش متوسط بیشینه‌ها استفاده شده است، خواه بیشینه‌ی پاسخ در زلزله‌ی اصلی یا در پس لرزه روی دهد. در ادامه، شاخص‌های مذکور به تفکیک بررسی شده‌اند. ذکر این نکته نیز ضروری است که به طور هم‌زمان دو موضوع بررسی شده است:

- تأثیر اضافه کردن دیوار برشی در قاب خمشی در اثر زلزله‌ی متوالی نزدیک گسل (شاخص بهبود رفتار قاب در اثر توالی لرزه‌یی نزدیک گسل).
- مقایسه‌ی تأثیر اضافه کردن دیوار برشی فولادی در اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل (شاخص بهبود رفتار در اثر نوع توالی لرزه‌یی).



شکل ۴. پروفیل جابه‌جایی مطلق طایفه و اثر دیوار برشی در آن.

و ۳۰ درصدی جابه‌جایی نسبی در قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ شده است. ضمن آن‌که مقادیر ذکر شده برای قاب خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی ۸ و ۱۵ طبقه، افزایش ۵۶ و ۳۸ درصدی را نشان می‌دهند، در حالی که برای قاب ۲۰ طبقه، منجر به کاهش ۱۸ درصدی جابه‌جایی نسبی شده است.

و با افزایش ارتفاع، اثر دیوار برشی فولادی در کاهش جابه‌جایی نسبی مشهودتر شده است؛ لذا با بررسی‌های صورت گرفته برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی که تحت زلزله‌های نزدیک گسل واقع شده‌اند، مشاهده شد که جابه‌جایی نسبی به ترتیب و به طور متوسط ۱۱، ۱۷ و ۳۵ درصد کاهش پیدا کرده است.

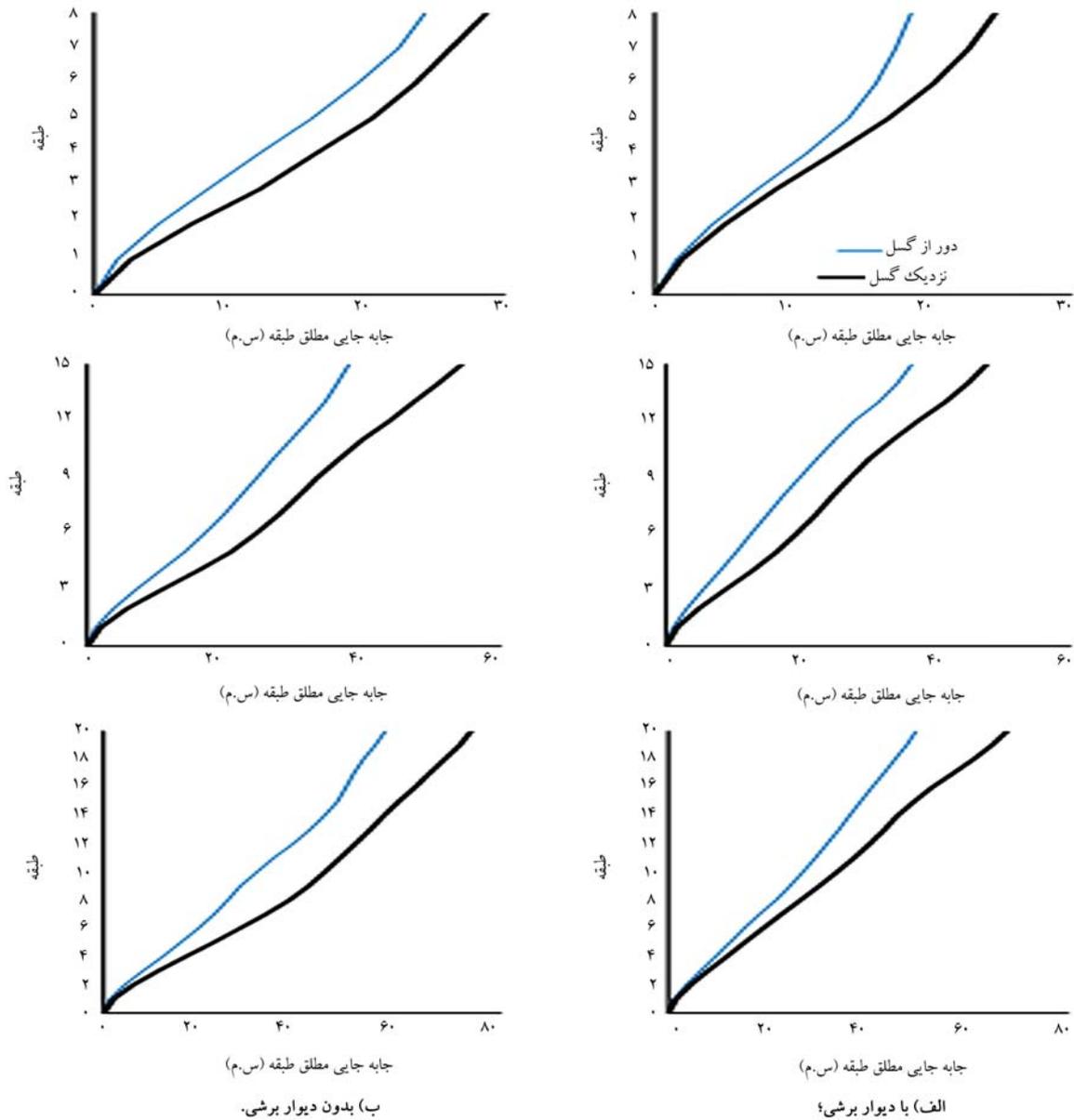
۲.۲.۴. اثر نوع توالی لرزه‌یی

در بحث اثر نزدیکی گسل در جابه‌جایی نسبی طبقات مطابق شکل ۷، نتایج از نظر کیفی نشان می‌دهند که زلزله‌های متوالی نزدیک گسل در قاب خمشی فولادی بیشترین اثر را در قاب ۱۵ طبقه و کمترین اثر را در قاب ۸ طبقه داشته‌اند؛ در حالی که در قاب خمشی با دیوار برشی، بیشترین اثر مربوط به قاب ۸ طبقه و کمترین اثر مربوط به قاب ۲۰ طبقه بوده است. از نظر کمی، زلزله‌های نزدیک گسل به نسبت زلزله‌های دور از گسل متوالی در قاب‌های خمشی فولادی منجر به افزایش ۱۴، ۳۳

۳.۴. شتاب بین طبقه‌یی (MAA) ۱۴

۱.۳.۴. اثر دیوار برشی فولادی

کنترل شتاب در محدود کردن خسارت وارده بر اعضا غیرسازه‌یی حساس به شتاب، تولید طیف پاسخ شتاب طبقه و محاسبه‌ی نیروی اعمالی به اعضا جمع‌کننده و دیافراگم‌ها کاربرد دارد. پاسخ شتاب طبقه از سختی سازه، میرایی، اندازه‌ی (درجه) غیرخطی شدن پاسخ سازه و محتوای بسامدی زلزله‌ی ورودی تأثیر می‌پذیرد. در بخش کنونی، میانگین بیشینه‌ی شتاب طبقات قاب‌ها تحت زلزله‌های متوالی نزدیک



شکل ۵. پروفیل جابه جایی مطلق طبقه و اثر سناریوی لرزه‌یی در آن.

بسیار حائز اهمیت باشد. مطابق شکل ۹، باتوجه به نتایج حاصل شده و از نظر کیفی زلزله‌های نزدیک گسل به طور قابل توجهی منجر به افزایش شتاب طبقات در تمامی قاب‌ها شده است. از نظر کمی، زلزله‌های نزدیک گسل در قاب‌های خمشی فولادی ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه به نسبت زلزله‌های دور از گسل منجر به افزایش ۷۹، ۱۰۶ و ۷۹ درصدی شده است. همچنین برای قاب‌های خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی این میزان افزایش ۱۳۶، ۱۲۰ و ۷۵ درصد برای قاب‌ها ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه محاسبه شده است.

۴.۴. بیشینه نیروی برش پایه ۱۵

۱.۴.۴ اثر دیوار برشی فولادی

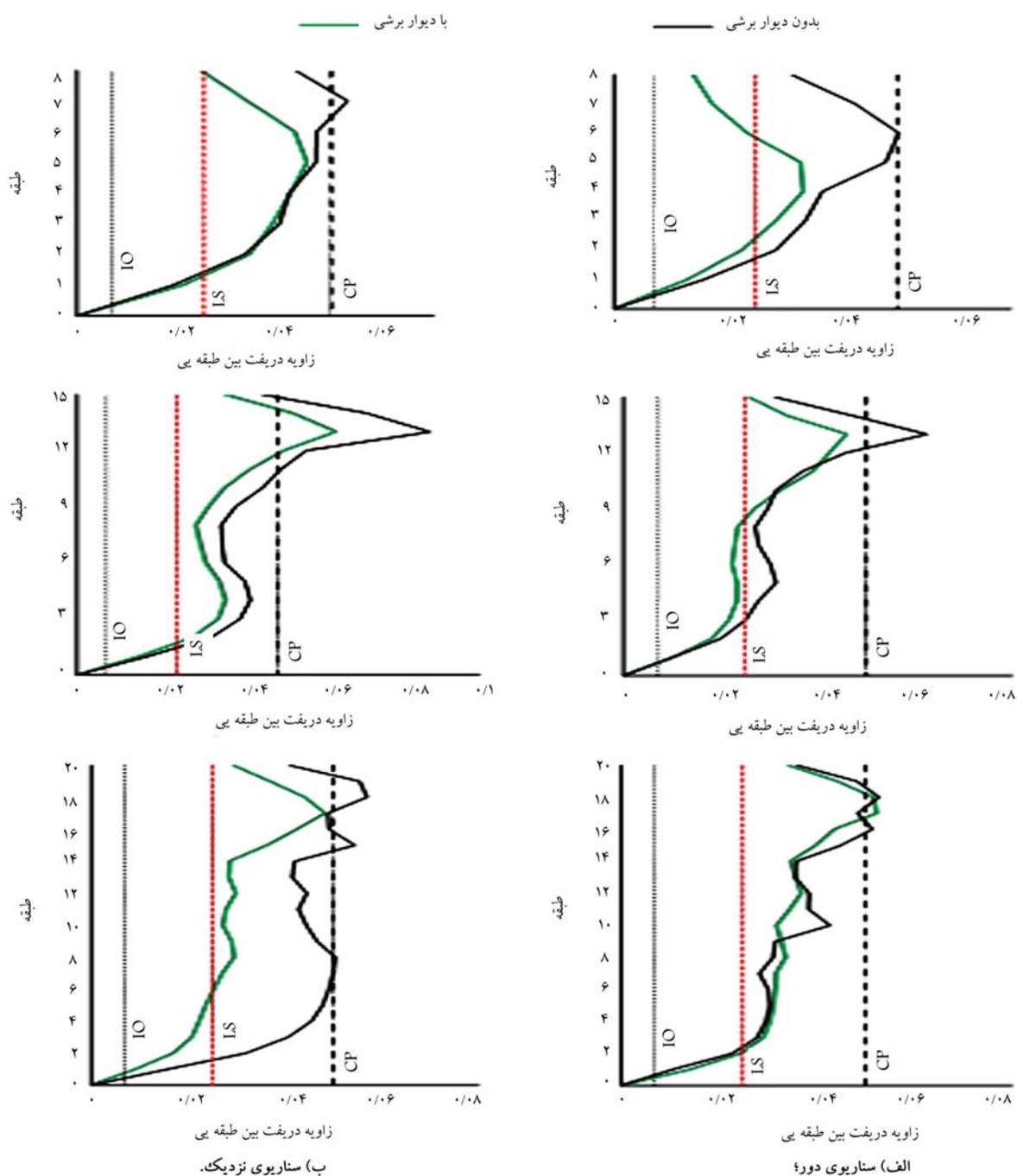
یکی دیگر از پارامترهای مهم که در مقایسه عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با و بدون دیوار برشی فولادی مدنظر است، نیروی برش پایه ی وارد به سازه است. بدین

و دور از گسل بررسی شده است، که مطابق شکل ۸ از نظر کیفی و به طور کلی، دیوار برشی فولادی در شتاب طبقات تأثیر چندانی محسوس نداشت.

طبق نتایج شتاب طبقات برای قاب ۸ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل بعد از اضافه شدن دیوار برشی فولادی، ۷٪ کاهش داشته است؛ در حالی که برای قاب‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه، تأثیر چندانی نداشت. در خصوص قاب‌های ۸ و ۱۵ طبقه نزدیک گسل، افزودن دیوار برشی فولادی موجب افزایش ۲۵ و ۸ درصدی شتاب طبقات شده است، در حالی که برای قاب ۲۰ طبقه، شتابی تقریباً برابر با قاب خمشی ثبت شده است.

۲.۳.۴ اثر نوع توالی لرزه‌یی

در بخش حاضر، به بررسی اثر زلزله‌های نزدیک گسل متوالی به نسبت زلزله‌های دور از گسل متوالی در شتاب طبقات قاب‌ها پرداخته شده است. پارامتر مذکور از نظر طراحی مدل‌های وابسته به سرعت و شتاب مانند طراحی میراگرها می‌تواند



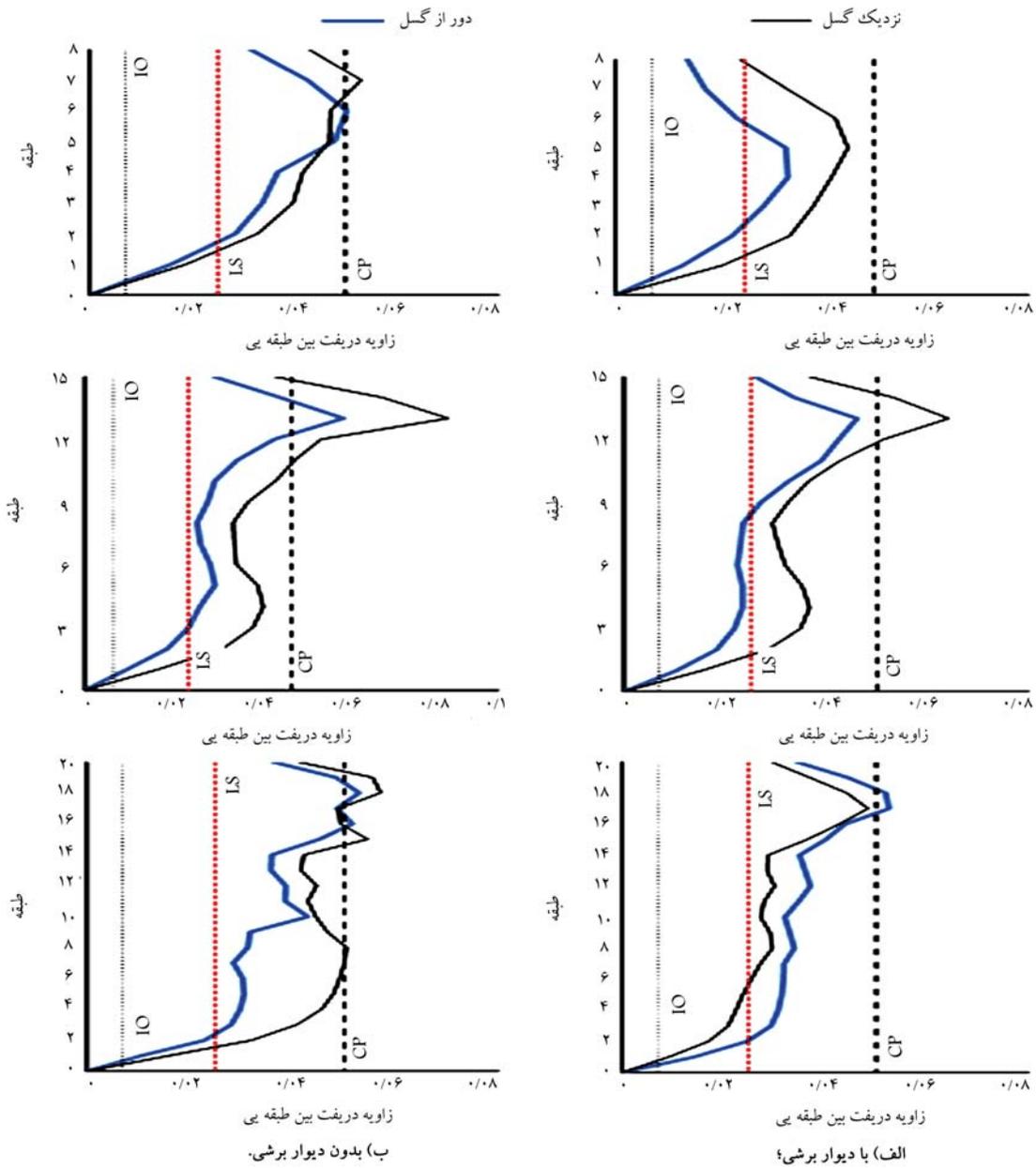
شکل ۶. پروفیل زاویه‌ی دررفت بین طبقه‌یی و اثر دیوار برشی در آن.

شدن دیوار برشی توجیه شود. افزایش سختی باعث کاهش زمان تناوب ارتجاعی و غیرارتجاعی شده و در نتیجه، نیروی برش پایه افزایش یافته است. مشاهده‌ی طیف طرح و رابطه بین ضریب بازتاب و دوره‌ی تناوب نیز در توجیه پدیده‌ی مذکور می‌تواند مفید باشد.

۲.۴.۴. اثر نوع توالی لرزه‌یی

بر اساس بررسی‌های صورت گرفته، از نظر کیفی زلزله‌های متوالی نزدیک گسل به نسبت زلزله‌های دور از گسل منجر به افزایش برش پایه در هر دو مدل قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی شده است. از نظر کمی مطابق جدول‌های ۸ و ۹، نتایج به دست آمده برای قاب‌های خمشی فولادی ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، ۲۷، ۳۳ و

منظور مقادیر بیشینه‌ی رکورد‌های نزدیک گسل و مقادیر بیشینه‌ی رکورد‌های دور از گسل، محاسبه و برای هر قاب میانگین‌گیری صورت گرفته و نتایج در جدول‌های ۶ و ۷ ارائه شده است. از نظر کمی در تمامی موارد، اعم از سازه‌های نزدیک و دور از گسل، اضافه شدن دیوار برشی فولادی موجب افزایش برش پایه شده است، که می‌تواند ناشی از افزایش سختی سازه باشد. از دیدگاه کمی برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه دور از گسل، دیوار برشی فولادی منجر به افزایش ۲۶، ۳۵ و ۲۶ درصدی برش پایه شده است. همچنین برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه‌ی نزدیک گسل دیوار برشی فولادی افزایش ۳۶، ۳۰ و ۳۴ درصدی برش پایه را در پی داشته است. افزایش نیروی برش پایه می‌تواند به دلیل افزایش سختی سازه در اثر اضافه



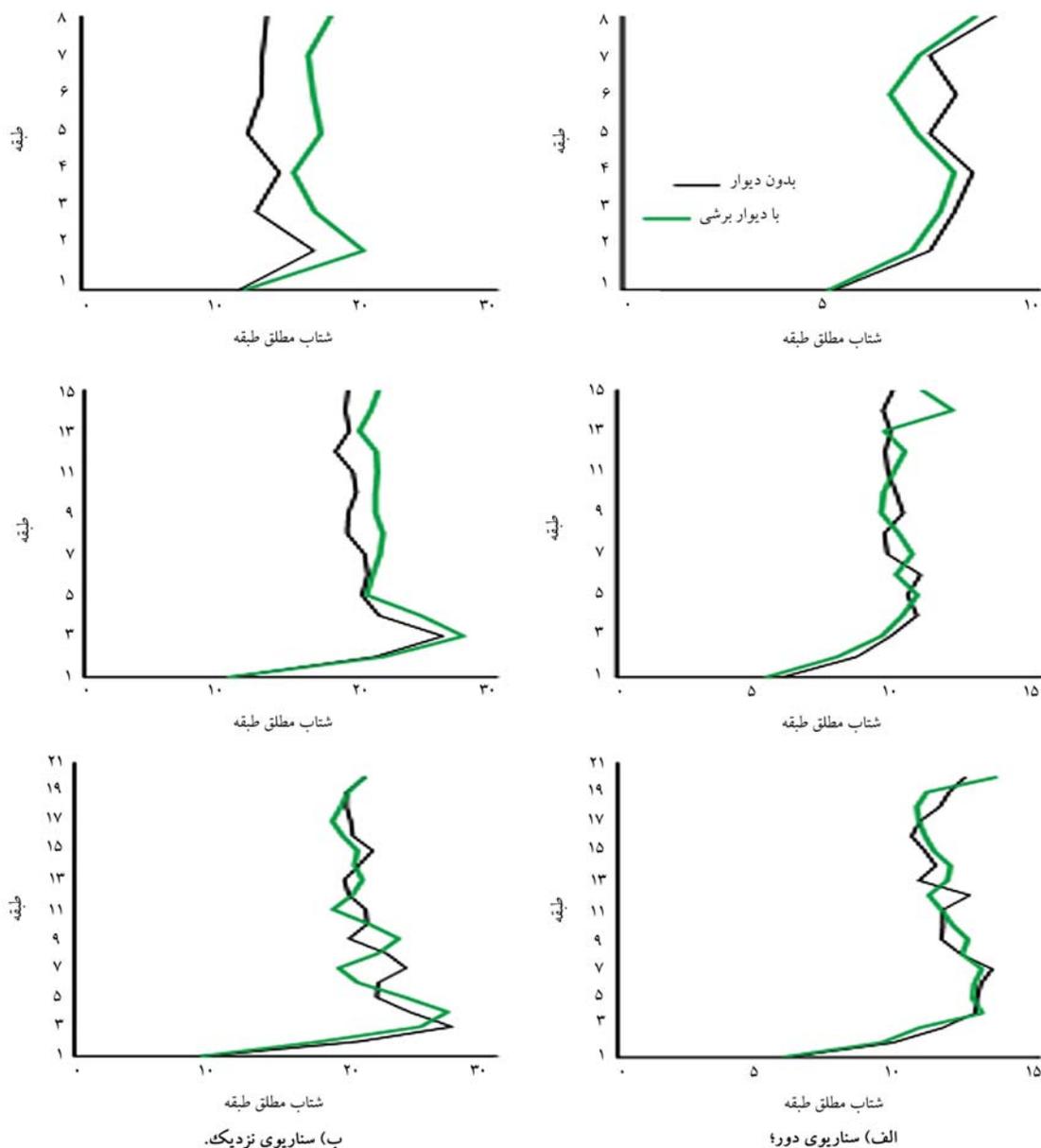
شکل ۷. پروفیل زاویه‌ی دررفت بین طبقه‌ی و اثر سناریوی لرزه‌ی در آن.

جدول ۶. میانگین بیشینه‌ی برش پایه در زلزله‌های دور از گسل.

قالب	بدون دیوار برشی فولادی (tonf)	با دیوار برشی فولادی (tonf)	درصد (کاهش/افزایش)
FR۸B۳	۷۷	۱۲۱	+۳۵
FR۱۵B۳	۱۲۵	۱۶۹	+۲۶
FR۲۰B۳	۱۳۷	۱۸۷	+۲۶

جدول ۷. میانگین بیشینه‌ی برش پایه در زلزله‌های نزدیک گسل.

قالب	بدون دیوار برشی فولادی (tonf)	با دیوار برشی فولادی (tonf)	درصد (کاهش/افزایش)
FR۸B۳	۹۹	۱۵۵	+۳۶
FR۱۵B۳	۱۶۶	۲۳۹	+۳۰
FR۲۰B۳	۱۴۲	۲۱۶	+۳۴



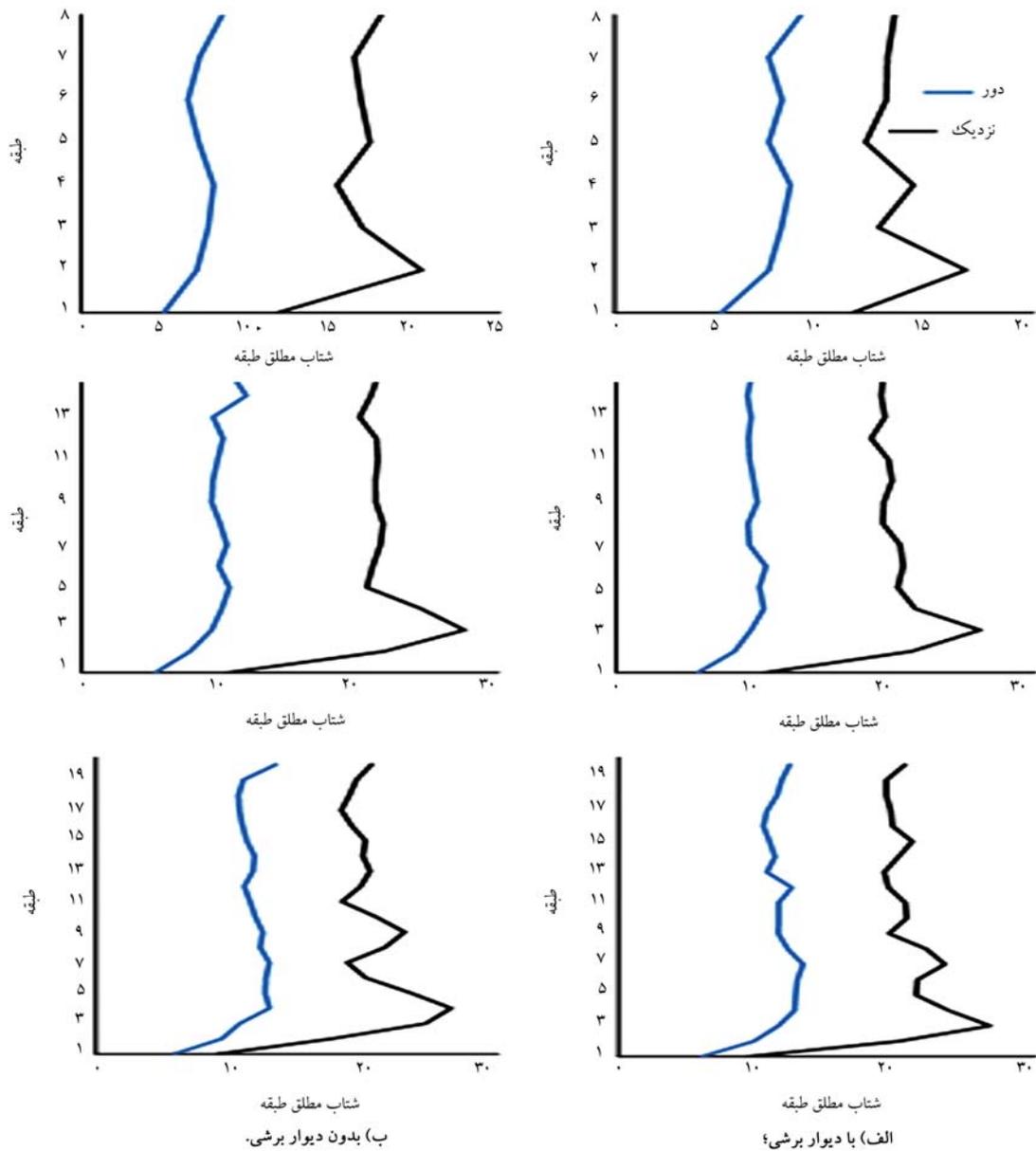
شکل ۸. پروفیل شتاب مطلق طبقه و اثر دیوار برشی در آن.

جدول ۸. مقایسه‌ی برش پایه‌ی قاب خمشی در برابر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک.

قاب	برش پایه‌ی زلزله‌های دور از گسل ($tonf$)	برش پایه‌ی زلزله‌های نزدیک گسل ($tonf$)	درصد (کاهش/افزایش)
FR۸B۳	۷۸	۹۹	+۲۷
FR۱۵B۳	۱۲۵	۱۶۶	+۳۳
FR۲۰B۳	۱۳۷	۱۴۲	+۴

جدول ۹. مقایسه‌ی برش پایه‌ی قاب خمشی با دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک.

قاب	برش پایه‌ی زلزله‌های دور از گسل ($tonf$)	برش پایه‌ی زلزله‌های نزدیک گسل ($tonf$)	درصد (کاهش/افزایش)
FR۸B۳	۱۲۱	۱۵۵	+۲۸
FR۱۵B۳	۱۶۹	۲۳۹	+۴۲
FR۲۰B۳	۱۸۷	۲۱۶	+۱۶



شکل ۹. پروفیل شتاب مطلق طبقه و اثر سناریوی لرزه‌یی در آن.

صحت مدل‌سازی غیرخطی اطمینان حاصل شد. در ادامه، قاب‌های خمشی فولادی ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه مدل‌سازی شدند. به منظور بهسازی و افزایش سختی و مقاومت جانبی سازه، دیوار برشی فولادی به قاب‌های خمشی فولادی اضافه شد. پس از کنترل ضوابط لرزه‌یی و بررسی دررفت تحت تحلیل استاتیکی، قاب‌های خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی تحت زلزله‌های متوالی نزدیک و دور از گسل به صورت تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی تحلیل و نتایج آن ارائه شده است. نتایج ارائه شده در محدوده‌ی مدل‌ها و فرض‌های پژوهش حاضر به این شرح است:

۱. دیوار برشی فولادی منجر به کاهش جابه‌جایی مطلق تمامی قاب‌ها می‌شود. این کاهش در قاب‌هایی که نزدیک گسل واقع شده‌اند، محسوس‌تر بوده است؛ به ترتیبی که برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل کاهش

۴ درصد محاسبه شده است؛ ضمن آن‌که برای قاب خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی این افزایش ۲۸، ۴۲ و ۱۶ درصد ثبت شده است.

۵. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، به بررسی اثر اضافه شدن دیوار برشی فولادی به قاب خمشی فولادی در برابر سناریوهای توالی لرزه‌یی دور و نزدیک گسل پرداخته شده است. قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی تحت زلزله‌های متوالی نزدیک و دور از گسل قرار گرفت تا تأثیر عملکرد دیوار برشی فولادی در قاب‌های با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف و در برابر زلزله‌های متوالی، بررسی و ارزیابی شود. بدین منظور، ابتدا ادبیات فنی و تاریخیچه‌ی مطالعات پیشین ارزیابی شد. سپس با مدل‌سازی یک نمونه‌ی آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار SAP از

گسل به نسبت زلزله‌های دور از گسل مربوط به قاب ۱۵ طبقه با ۴۳٪ افزایش و بیشترین جابه‌جایی نسبی قاب خمشی فولادی با دیوار برشی مربوط به قاب ۸ طبقه با ۵۶٪ افزایش بوده است.

۴. از دیگر پارامترهای بررسی شده، تأثیر دیوار برشی فولادی در مقدار برش پایه است، که نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد که وجود دیوار برشی فولادی منجر به افزایش برش پایه در تمامی قاب‌ها و تحت تمامی زلزله‌ها شده است. بیشترین مقدار افزایش نیز در برابر زلزله‌های نزدیک و همچنین در برابر زلزله‌های دور از گسل مربوط به قاب ۸ طبقه بوده است، که برای زلزله‌های نزدیک ۳۶٪ و برای زلزله‌های دور از گسل ۳۵٪ ثبت شده است.

۵. نتایج حاصل از بررسی و مقایسه‌ی شتاب طبقات قاب‌ها نشان می‌دهد که شتاب طبقات بیش از نوع سیستم مقاوم سازه وابسته به نوع زلزله است. بدین منظور که اضافه شدن دیوار برشی فولادی تأثیر چندانی در شتاب کلی طبقات نداشته است؛ اما تأثیر زلزله‌های متوالی نزدیک گسل بسیار بیشتر از زلزله‌های متوالی دور از گسل بوده است.

۲۱، ۱۷ و ۲۲ درصدی و برای زلزله‌های دور از گسل متوالی به ترتیب کاهش ۱۴، ۱۷ و ۱۵ درصدی مشاهده شده است.

۲. نتایج حاصل از مقایسه‌ی اثر زلزله‌های متوالی نزدیک و دور از گسل نشان می‌دهد زلزله‌های نزدیک گسل همواره در جهت افزایش نیاز سازه عمل می‌کنند. طبق بررسی‌ها، بیشترین تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل مربوط به قاب ۱۵ طبقه است، که تا حدود ۴۴٪ در هر دو مدل قاب خمشی با و بدون دیوار برشی جابه‌جایی مطلق طبقات را افزایش داده است.

۳. در بحث جابه‌جایی نسبی، دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌ی متوالی نزدیک گسل در قاب ۲۰ طبقه، بهترین عملکرد را داشته و به طور متوسط منجر به کاهش ۳۵ درصدی جابه‌جایی نسبی طبقات شده است. در حالی که ضعیف‌ترین عملکرد دیوار برشی فولادی مربوط به قاب ۲۰ طبقه تحت زلزله‌های متوالی دور از گسل بوده است، که تقریباً تأثیری در جابه‌جایی نسبی سازه نداشته است. همچنین بیشترین جابه‌جایی نسبی قاب خمشی فولادی در برابر زلزله‌های نزدیک

پانوشتها

1. Landers
2. Northridge
3. Kobe
4. steel plate shear wall
5. Dubina & Dinu
6. Sap 200
7. Hatzigeorgiou
8. rest condition
9. peak of peaks
10. average of peaks
11. absolute floor displacement
12. average peak floor displacement
13. inter-story Drift ratios
14. maximum absolute acceleration
15. maximum base shear

منابع (References)

1. Housner, G. and Trifunac, M. "Analysis of accelerograms-parkfield earthquake", *Bulletin of the seismological society of America*, **57**(6), pp. 1193-1220 (1967).
2. Razavi, S.A., Siahpolo, N. and Mahdavi Adeli, M. "The effects of period and nonlinearity on energy demands of MDOF and E-SDOF systems under pulse-type near-fault earthquake records", *Scientia Iranica*, **28**(3-3), pp. 1195-1211 (2020).
3. Razavi, S.A., Siahpolo, N. and Mahdavi Adeli, M. "A new empirical correlation for estimation of EBF steel frame behavior factor under near-fault earthquakes using the genetic algorithm", *Journal of Engineering*, 2020, Article ID 3684678 (2020).
4. Kalkan, E. and Kunnath, S.K. "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings", *Earthquake Spectra*, **22**(2), pp. 367-390 (2006).
5. Ruiz-Garcia "Issues on the response of existing buildings under mainshock-aftershock seismic sequences", *In: 15th World Conference on Earthquake Engineering* (2012).
6. Zhai, C.-H., Wen, W.-P., Li, S. and et al "The damage investigation of inelastic SDOF structure under the mainshock-aftershock sequence-type ground motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **59**, pp. 30-41 (2014).
7. Liu, J., Xu, L. and Li, Z. "Development and experimental validation of a steel plate shear wall with self-centering energy dissipation braces", *Thin-Walled Structures*, **148**, 106598 (2020).
8. Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E. and Kharrazi, M.H. "Shear analysis and design of ductile steel plate walls", *Journal of Structural Engineering*, **131**(6), pp. 878-889 (2005).
9. Bypour, M., Kioumars, M. and Zucconi, M. "Effect of stiffeners on behavior of steel plate shear wall with rectangular openings", *In: AIP Conference Proceedings, AIP Publishing LLC*, 240005 (2020).
10. Wang, W., Luo, Q., Sun, Z. and et al. "Relation analysis between out-of-plane and in-plane failure of corrugated steel plate shear wall", *In: Structures, Elsevier*, **29**, pp. 1522-1536 (2021).
11. CAN/CSA S16-01, "Limit states design of steel structures", *Association, C.S* (2001).
12. Dubina, D. and Dinu, F. "Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels", *Thin-walled Structures*, **78**, pp. 57-69 (2014).

13. Committee, A. "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)", *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois* (2010).
14. S. No, 2800, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", *3ed Revision, Building and Housing Research Center, Tehran* (2005).
15. ASCE, "Minimum design loads for buildings and other structures", *In: American Society of Civil Engineers* (2013).
16. Council, A.T., U.S.F.E.M. Agency, "Quantification of building seismic performance factors", *US Department of Homeland Security, FEMA* (2009).
17. Afsar Dizaj, E., Salami, M.R. and Kashani, M.M. "Seismic vulnerability assessment of ageing reinforced concrete structures under real mainshock-aftershock ground motions", *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. 1-17 (2021).
18. Salami, E., Afsar Dizaj, M.R. and Kashani, M. "The behavior of rectangular and circular reinforced concrete columns under biaxial multiple excitation", *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, **120**(3), pp. 677-691 (2019).
19. Salami, M.R., Dizaj, E.A. and Kashani, M.M. "Fragility analysis of rectangular and circular reinforced concrete columns under bidirectional multiple excitations", *Engineering Structures*, **233**, 111887 (2021).
20. Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes", *Engineering Structures*, **31**(11), pp. 2744-2755 (2009).
21. AISC, "Seismic provisions for structural steel buildings", *American Institute of Steel Construction* (2002).
22. FEMA356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", *Washington, DC: Federal Emergency Management Agency* (2000).

بررسی تأثیر اندازه و مقدار ذرات نانوسیلیس در پارامترهای مقاومتی و دوام بتن متراکم شده‌ی غلتکی در سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان

امیرحسام‌الدین آرمان‌پور (دانشجوی دکتری)

گروه مهندسی عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی، رودهن، ایران

محمدهدی امیری* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، واحد فیروزکوه، دانشگاه آزاد اسلامی، فیروزکوه، ایران

محسن آدابی (استادیار)

گروه مهندسی متانورزی و مواد، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی، رودهن، ایران

احسان درویشان (استادیار)

گروه مهندسی عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی، رودهن، ایران

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (ص. ۱۴۵-۱۵۴، یادداشت شش)
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۴۵-۱۵۴، یادداشت شش

بتن متراکم شده‌ی غلتکی طبق تعریف، بتن متراکم شده توسط غلتک است که در حالت سخت شده با استفاده از غلتک متراکم می‌شود. استفاده از بتن متراکم شده‌ی غلتکی این امکان را به وجود آورده است که بسیاری از سدها و روسازی‌های جدید، با صرفه‌ی اقتصادی زیاد ناشی از کاهش هزینه‌های اجرا که با استفاده از روش‌های سریع ساخت ممکن شده است، احداث شود. به دلیل اینکه سازه‌های اخیر در معرض عوامل جوی قرار می‌گیرند، دوام آن‌ها به‌خصوص در برابر سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان، مسئله‌ی حائز اهمیتی است. در پژوهش حاضر، با افزودن نانوذرات سیلیسی به ترکیب بتن غلتکی با سه قطر مختلف و سه مقدار متفاوت مقاومت فشاری، ابعاد نمونه و وزن نمونه‌ها پس از اعمال ۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ چرخه‌ی ذوب و یخ بررسی شده است. نتایج آزمایش‌ها حاکی از عملکرد بهتر مقاومتی و دوامی مخلوط‌های حاوی نانوسیلیس نسبت به مخلوط‌های بدون افزودنی بوده است.

hesam.armanpour@yahoo.com
amiri@iaufb.ac.ir
adabi@riau.ac.ir
darvishan@riau.ac.ir

واژگان کلیدی: بتن متراکم شده‌ی غلتکی، نانوسیلیس، ذوب - یخبندان، مقاومت، دوام.

۱. مقدمه

اندازه‌ی کافی نیز مرطوب باشد، تا اجازه‌ی پخش مناسب ملات چسبنده‌ی داخل بتن را در زمان اختلاط و انجام عملیات ویریه به آن بدهد. تا پایان سال ۱۹۹۷، ۱۵۰ پروژه با استفاده از مصالح ذکر شده در ایالات متحده تکمیل شده است. اولین کاربرد موفق فناوری بتن متراکم غلتکی در سال ۱۹۷۴ به نمایش گذاشته شد و تعمیر فرورفتگی‌های تونل ورودی سد تار بلا^۱ ثابت کرد که مصالح بتن غلتکی، بسیار مقاوم و با دوام‌اند.^[۱-۳]

مصالح بتن غلتکی عموماً در مقابل گزینیه‌ی خاک سیمان در پروژه‌ها استفاده می‌شود. خاک سیمان و بتن غلتکی هر دو مخلوط‌های کاملاً متراکم شده‌ی سیمان، سنگدانه و آب هستند، ولی تفاوت اصلی آن‌ها در نوع و اندازه‌ی سنگدانه‌هاست. خاک سیمان اصولاً ریزدانه‌ی طبیعی گردگوشه است، در حالی که بتن غلتکی شامل دانه‌های با بیش از ۱۹ میلی‌متر است. امروزه خاک سیمان به عنوان محافظ شیب سدهای خاکی استفاده می‌شود، در حالی که بتن غلتکی بیشتر در مقاطع بتن حجیم، مانند سدهای وزنی استفاده می‌شود.^[۱]

بتن متراکم شده‌ی غلتکی طبق تعریف دستورالعمل ACI 116، بتن متراکم شده توسط غلتک است که در حالت سخت شده با استفاده از غلتک متراکم شده است. بتن غلتکی در حجم‌های بالا در مخلوط‌کن‌های پیوسته و یا تجهیزات پیمان و ساخت کارگاهی مخلوط می‌شود و به وسیله‌ی کامیون یا نوار نقاله‌ی حمل و به وسیله‌ی بلدورز بر روی لایه‌های از قبل متراکم شده پخش می‌شود. در بتن متراکم شده‌ی غلتکی می‌توان از محدوده‌ی وسیع‌تری از مصالح نسبت به بتن متعارف استفاده کرد.^[۱،۲] مخلوط بتن در حالت سخت نشده باید وزن یک غلتک را تا زمانی که متراکم شود، تحمل کند. تفاوت بتن غلتکی با بتن متعارف اساساً در پایداری و استحکام آن است. برای استحکام و یکپارچگی مؤثر، مخلوط بتن باید به اندازه‌ی کافی خشک باشد تا از فرورفتگی و نشست تجهیزات غلتکی ارتعاشی جلوگیری شود؛ اما باید به

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۳/۱، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۲۱، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۵.

DOI:10.24200/J30/2021.58139.2958

به ملات‌های بدون افزودنی و حاوی میکروسیلیس، دارای ساختار فشرده‌تر محصولات هیدراسیون هستند که سبب ساختن مخلوطی یکنواخت‌تر می‌شود. ساریوسیری و موهوتان^۴ (۲۰۰۹)،^[۸] نیز بر این نکته تأکید داشتند که افزودن مقادیر اندک سیلیس پودری علاوه بر وزن سیمان به خمیر سیمانی حاوی دوده‌ی سیلیس منجر به ریزساختار متراکم نسبت به خمیر کنترل و خمیر حاوی دوده‌ی سیمان شده است. براساس عکس‌های به‌دست آمده، ساختار همگن و ناپوستگی‌ها کمتر شده است.

آجرلو^۵ و همکاران (۲۰۱۲)،^[۹] تأثیر جایگزینی ۳، ۵، و ۱۰ درصد وزنی سیمان با نانوسیلیس دارای قطر 15nm را در خصوصیات مکانیکی خمیرهای سیمانی بررسی کردند و دریافتند که با افزایش مقدار نانوسیلیس، میزان تأثیر آن در افزایش مقاومت بیشتر شده است، به صورتی که در ۱۰٪ جایگزینی سیمان با نانوسیلیس مقاومت فشاری به میزان ۲۶٪ در سن ۲۸ روز نسبت به نمونه‌ی کنترل افزایش یافته است. فخاریان و همکاران (۲۰۱۲)،^[۱۰] نیز افزایش مقاومت خمیرهای سیمانی در حضور نانوسیلیس را در سن ۲۸ روز مشاهده کرده‌اند.

همچنین صدیقی و همکاران (۲۰۱۳)،^[۱۱] مطالعه‌ی بر روی ملات‌های سیمانی حاوی نانوسیلیس پودری با قطر 40nm و سطح مخصوص 60 مترمربع بر گرم، در شرایط عمل‌آوری در آب انجام دادند و دریافتند که مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه‌ی نمونه‌های حاوی نانوسیلیس در تمام درصدهای جایگزینی این ماده با سیمان، بیشتر از مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه‌ی ملات شاهد در نسبت آب به مواد سیمانی برابر است که نشانگر نقش نانوسیلیس در افزایش مقاومت است.

در مطالعه‌ی ظاهری و تانسونکا^۶ (۲۰۱۲)،^[۱۲] در حضور نانوسیلیس، سه نوع ژل سیلیکات‌کلسیم هیدراته (C-S-H) شکل گرفته است: گروه اول، مستقیماً از هیدراسیون فازهای سیمان پدید آمده بودند؛ گروه دوم، از واکنش سیلیس بی‌شکل و هیدروکسیدکلسیم ایجاد شده بودند؛ و گروه سوم، از واکنش سیلیس بی‌شکل و ژل‌های C-S-H تشکیل شده در مراحل قبلی ایجاد شده بودند. البته سیلیس بیشتر تمایل دارد با هیدروکسید واکنش دهد تا با ژل C-S-H، بنابراین تا زمانی که هیدروکسیدکلسیم موجود باشد، تمایل به واکنش سیلیس با ژل C-S-H کم است و تشکیل ژل C-S-H با درجه‌ی پلیمریزاسیون بالا (ژل نوع سوم) امکان‌پذیر نیست.

همچنین نتیجه‌ی مطالعه‌ی ساسانیان و نیوسن^۷ (۲۰۱۴)،^[۱۳] حاکی از آن بوده است که افزودن نانوسیلیس‌ها با سطح و ویژه‌ی بالاتر، سبب بهبود قابل توجه پارامترهای مقاومت برشی مخلوط می‌شود؛ در حالی که افزایش در مقدار نانوسیلیس‌ها، تأثیر مستقیمی در پارامترهای مقاومتی ندارد که دلیل آن را می‌توان به ایجاد خوشه‌های اضافی سیلیکات‌کلسیم هیدراته در حضور مواد با سطح ویژه‌ی بالاتر بیان کرد.

اشوبینی و راتو^۸ (۲۰۲۱)،^[۱۴] از نانوسیلیس و پودر آلومینیوم با درصدهای مختلف در ترکیب بتن استفاده کردند و با انجام سه نوع دانه‌بندی مختلف به ۱۵٪ پودر آلومینیوم و ۳٪ نانوسیلیس به بتن، آزمایش‌های مقاومت فشاری، تراکم، اولتراسونیک، مدول دینامیکی و ضریب دوام را بر روی نمونه‌ها انجام دادند و دریافتند که مصالح حاوی نانوسیلیس از مصالح حاوی پودر آلومینیوم، نتایج بهتری چه از لحاظ دوامی و چه از لحاظ مقاومتی از خود نشان داده‌اند.

رن و لای^۹ (۲۰۲۱)،^[۱۵] از نانوسیلیس و نانوتیتانیوم در مخلوط با بتن استفاده و خواص آن‌ها را بر روی دوام و مقاومت در ذوب و یخبندان و حملات یون سولفات ارزیابی کردند. مقاومت فشاری، تغییرات وزن، و ریزساختار بحث و بررسی شد و نتایج نشان داد که نانوسیلیس‌ها بهبود مقاومت را تا ۶۷٪ افزایش می‌دهند، اما بر دوام مخلوط تا ۱۲۰ روز احاطه دارند و پس از آن نقش مؤثری ایفا نمی‌کنند. همچنین نتایج ایشان نشان داد که حمله‌ی توأمان سولفات و ذوب و یخبندان در روزهای اولیه، تأثیر منفی در نمونه‌های حاوی نانوذرات نخواهد داشت.

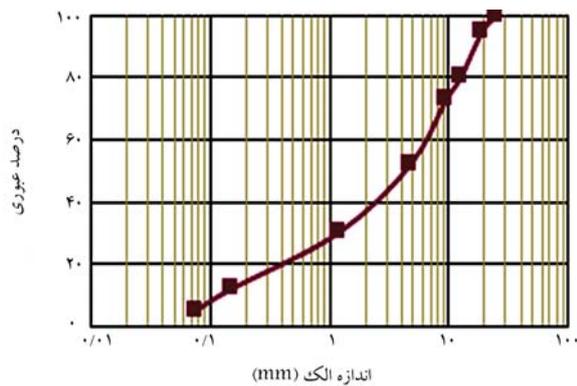
گستره‌ی دوام بتن غلتکی به مراتب وسیع‌تر از موضوع مقاومت آن است. تعیین مقاومت بتن غلتکی به ویژه مقاومت فشاری آن امری است که طی سال‌های گذشته به انجام رسیده است و به نظر می‌رسد حاوی نکات پیچیده‌ی نباشد، هر چند جزئیات خاصی دارد و به هر حال در سن خاصی در کوتاه‌ترین زمان ممکن اندازه‌گیری می‌شود. اما در مورد دوام، پیچیدگی بیشتری به دلیل سازوکارهای متفاوت و آزمایش‌های گوناگون وجود دارد. با توجه به اینکه اصولاً عمده‌ی کاربرد بتن غلتکی در سدسازی و روسازی است، و از سوی دیگر، مصالح مذکور در معرض عوامل جوی، نظیر: سیکل‌های متناوب تر شدن - خشک شدن و ذوب - یخبندان قرار می‌گیرند، هزینه‌های تعمیر و نگهداری آن‌ها، مسئله‌ی دوام آن‌ها را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهد. از آنجایی که از دیرباز به موضوع اضافه‌کردن دوده‌ی سیلیس به سیمان در جهت بهبود خواص مقاومتی آن توجه شده است، با توسعه‌ی این شاخه و امکان دسترسی به اکسیدسیلیس در ابعاد نانو، بحث اضافه‌کردن نانوسیلیس به بتن مطرح شده است. در این بین، پژوهشگران زیادی اکسیدهای مختلفی با مقیاس نانو را برای بهبود خواص فیزیکی، مکانیکی و دوام بتن استفاده کرده‌اند. از آن جمله می‌توان به نانوسیلیس، نانواکسید آهن، نانولوله‌های کربنی، نانواکسیدتیتانیوم و نانواکسید آلومینیوم اشاره کرد. استفاده از ذرات مذکور در بتن با توجه به میزان ریزودن، سطح مخصوص، واکنش‌پذیری و قابلیت فعال‌سازی بالای آن‌ها و از طرفی، ساختار متخلخل بتن و وجود حفره‌هایی در ابعاد نانو، می‌تواند به بهبود خواص بتن کمک کند.^[۱]

با نگرشی جامع به بتن غلتکی می‌توان دریافت که بتن غلتکی، ماده‌ی متخلخل ساخته شده از ترکیب شن، ماسه، سیمان، و آب است. بتن غلتکی، یک ماده‌ی مرکب با ساختاری نانومتری محسوب می‌شود که به دلیل تفاوت اندازه‌ی مواد سازنده‌ی آن، ریزساختاری با خلل و فرج بسیار و با ابعاد مختلفی از چند میلی‌متر تا چند نانومتر دارد. بنابراین احساس عمومی پژوهشگران علم تکنولوژی بتن این است که احتمالاً نانوذرات به دلیل اندازه‌ی بسیار کوچک دانه‌ها نسبت به مواد و مصالح با ترکیب‌های شیمیایی مشابه، می‌توانند با پر کردن حفره‌های موجود در بتن غلتکی، نقش بسیار مؤثری در بهبود خواص بتن غلتکی داشته باشند. چنین فرضیه‌ی احتمالاً منجر به تولید مصالحی فوق‌العاده توانمند در آینده‌ی نه چندان دور خواهد شد.

با توجه به اینکه افزودن نانوسیلیس در ابعاد و سطح ویژه‌های مختلف کمتر بر روی بتن غلتکی بحث و بررسی نشده است که این قسمت جنبه‌ی نوآورانه‌ی پژوهش حاضر است، بخش حاضر به مرور مطالعات پیشین در تأثیر نانوسیلیس در بتن و ملات‌های سیمانی اشاره شده است: لی^۲ (۲۰۰۴)،^[۴] مکانیزم‌های افزایش مقاومت فشاری توسط نانوسیلیس را دو عامل ذکر کرده است. اولاً، نانوسیلیس‌ها عملکرد پرکنندگی دارند، فضاهای داخلی ریزساختار سخت شده‌ی خمیر سیمان را پر می‌کنند، و بدین ترتیب منجر به افزایش مقاومت فشاری، کاهش نفوذپذیری، و بالطبع افزایش دوام مخلوط می‌شوند. ثانیاً، خصوصیات پوزولانی دارند که با واکنش نانوسیلیس و هیدروکسیدکلسیم، ژل جدید سیلیکات‌کلسیم هیدراته (C-S-H) تشکیل می‌شود، و در نتیجه مقاومت مخلوط بهبود می‌یابد.

لی و همکاران (۲۰۰۴)،^[۵] نیز مشاهده کردند که جایگزینی ۶٪ سیمان با وزن جامد نانوسیلیس (تهیه شده به شکل سل سیلیس یا سیلیس محلول با قطر در ۲۰ نانومتر) به صورت افزوده به سیمان، حجم کلی تخلخل را از روش نفوذ جیوه در نسبت آب به سیمان برابر، کاهش داده است. همچنین ایشان گزارش کرده‌اند که با جایگزینی نانوسیلیس، حجم کلی منافذ به میزان ۲/۱۸ کاهش و حجم منافذ کوچک‌تر از ۱۰ نانومتر به میزان ۱/۲۲ افزایش یافته است.

بررسی تصاویر میکروسکوپ الکترونی مطالعه‌ی ژئی^۳ (۲۰۰۴) و بهمنی و همکاران (۲۰۱۴)،^[۷] نشانگر آن است که در سن ۷ روز، ملات‌های حاوی نانوسیلیس نسبت



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی استفاده شده در آزمایش.



شکل ۲. نانوسیلیس‌های استفاده شده در آزمایش (به ترتیب از راست به چپ: نانوسیلیس ۱۰، نانوسیلیس ۱۵ و نانوسیلیس ۳۰).

در پژوهش حاضر، از سه نوع نانوسیلیس در سه درصد مختلف (۱، ۳ و ۵ درصد نسبت به وزن سیمان) با سه مقدار جایگزینی با سیمان متفاوت استفاده شده است. خصوصیات و شکل ظاهری نانوسیلیس‌های مذکور در جدول ۳ و شکل ۲ به ترتیب ارائه شده است. یادآور می‌شود که برای تعیین سطح مخصوص نانوسیلیس‌ها از آزمایش BET (Brunauer, Emmett and Teller) استفاده شده است که مطابق آن، قطر و سطح مخصوص نانوذرات به دست آمده‌اند.

در بخش حاضر، با توجه به مصالح معرفی شده از نمودار دانه‌بندی مذکور حدود ۱۴۵۰ کیلوگرم در مترمکعب با عیار سیمان مبنای 250 Kg/m^3 با (نانوذرات جایگزین سیمان با مقادیر ۲/۵، ۷/۵ و ۱۲/۵ کیلوگرم بر مترمکعب) به همراه نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۴۵ در طرح اختلاط استفاده شده است (جدول ۴).

۲.۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

۲.۲.۱. آزمایش مقاومت فشاری

جهت تعیین مقاومت فشاری، نمونه‌های استوانه‌یی 15×30 سانتی‌متر ساخته شدند و در دستگاه جک فشاری 300 تن قرار گرفتند. سپس پس از عمل‌آوری شدن در مدت زمان‌های معین و پس از سیکل‌های متعدد ذوب - یخبندان، آزمایش شدند. آزمایش مقاومت فشاری به صورت کرنش کنترل شده بود و بارگذاری تا انتهای باربری نمونه‌ها ادامه داشت. لازم به ذکر است آزمایش‌های مقاومت فشاری بر روی دو نمونه انجام و میانگین آن‌ها به عنوان نتیجه‌ی آزمایش ارائه شده است.

۲.۲.۲. آزمایش تغییرات قطر نمونه

یکی از آزمایش‌های دوامی نمونه‌های بتن غلتکی، آزمایش تغییر ابعاد (قطر) نمونه است که ابعاد نمونه‌ها در چند مرحله (ابتدای ساخت، پس از ۵، ۱۰ و ۳۰)

چنگیزی و همکاران (۲۰۲۱)^[۱۶] نیز برای بررسی خواص نانوسیلیس بر روی تثبیت خاک رس در سیکل‌های متناوب ذوب و یخبندان، آزمایش‌های متفاوتی بر روی رس معمولی و رس تثبیت شده با نانوسیلیس انجام دادند و دریافتند که مقاومت‌های فشاری و برشی نمونه‌ی تثبیت شده افزایش یافته است. پس از ۹ سیکل ذوب و یخبندان، مقاومت‌های فشاری و برشی نمونه به ترتیب ۱۶ و ۲۱ درصد نسبت به نمونه‌ی معمولی افزایش یافته است. همچنین ایشان نتیجه گرفتند که تأثیر مهم نانوذرات در ریزساختار مصالح است و راه نفوذ آسیب‌های خارجی بر بتن را می‌بندد.

ژانگ^۱ و همکاران (۲۰۲۱)^[۱۷] اثر نانوسیلیس و خاکستر بادی در خواص مکانیکی، مقاومت ضربه‌یی، و نفوذ یون کلر در سیکل‌های ذوب - یخبندان مخلوط بتنی را بررسی کردند و با اضافه کردن نانوذرات در ۵ اندازه‌ی متفاوت به بتن دریافتند که دوام در برابر نفوذ یون کلر به شدت در سیکل‌های متناوب ذوب و یخبندان افزایش یافته است. همچنین پارامترهای مقاومتی، نظیر مقاومت‌های فشاری و ضربه‌یی بین ۱۵ الی ۳۰ درصد افزایش و در مقادیر بهینه‌ی نانوسیلیس، میزان درز و ترک‌ها در بتن کاهش یافته است.

همان‌طور که از روند مطالعات پیشین مشاهده می‌شود،^[۲۸-۱] غالب آن‌ها در مورد پارامترهای مقاومتی و دوامی بتن متعارف هستند که با توجه به طرح اختلاط کاملاً متفاوت آن با بتن غلتکی (عیار سیمان پایین‌تر و نسبت آب کمتر، که خود از عوامل مهم کاهش دوام و مقاومت فشاری بتن است)، پی بردن به عملکرد مقاومتی و دوامی بتن غلتکی در شرایط مختلف نیاز به قرار گرفتن در شرایط ذکر شده و طی شدن زمان قابل توجهی دارد و معمولاً امکان انجام پژوهش در شرایط واقعی وجود ندارد و یا از حوصله‌ی دست‌اندرکاران خارج است. برای اینکه مشخص شود آیا بتن غلتکی در شرایط اشاره شده به‌طور مناسب و مطلوب عمل می‌کند، نیاز به آزمایش‌هایی است که در آن‌ها عوامل تأثیرگذار در مقاومت و دوام مخلوط بتن غلتکی سنجیده شود. در پژوهش حاضر، با افزودن نانوذرات سیلیسی به ترکیب بتن غلتکی با سه قطر مختلف (۱۰، ۱۵ و ۳۰ نانومتر) و سه میزان مختلف (۱، ۳ و ۵ درصد وزنی سیمان)، ساخته شد و پس از قرارگیری در سه سیکل ۱۰۰، ۵۰ و ۳۰ تغییرات مقاومت فشاری، ابعاد نمونه و وزن نمونه‌ها بررسی شده است.

۲. مصالح و روش انجام آزمایش

۲.۱. مصالح

در پژوهش حاضر از دانه‌بندی مصالح شن و ماسه (جدول ۱) مطابق شکل ۱ استفاده شده است. در تمام آزمایش‌ها از سیمان پرتلند نوع II مطابق استاندارد C150 ASTM با وزن مخصوص ۳/۱ گرم بر سانتی‌متر مکعب استفاده شده است. این تذکر لازم است سیمان مذکور، مقاومت خوبی در مقابل حمله‌ی سولفاتی دارد و گرمای هیدراسیون مناسبی تولید می‌کند و در جدول ۲، میزان ترکیب‌های شیمیایی آن ارائه شده است.

جدول ۱. طبقه‌بندی سنگ‌دانه‌های استفاده شده در آزمایش.

ضریب		طبقه‌بندی	
انحنا	یکنواختی	آشتو	متحد
۱/۳	۷۵	A-۳	SW

جدول ۲. ویژگی‌های شیمیایی سیمان آزمایش شده.

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	MgO	SO ₃	Na ₂ O	ترکیب شیمیایی
۰/۸	۵/۲۱	۳/۳۳	۰/۶۳	۰/۷۸	۲/۲	۳/۳۴	۰/۱۲	مقدار (%)

جدول ۳. ویژگی‌های محصولات سیلیسی آزمایش شده.

نوع	قطر متوسط ذرات (نانومتر)	درصد خلوص سیلیس بی شکل	سطح ویژه متوسط ذرات (مترمربع بر گرم)	PH
نانوسیلیس ۱۰	۱۰	< ۹۹/۹%	۱۰۰	۹
نانوسیلیس ۱۵	۱۵	< ۹۹/۹%	۲۰۰	۹
نانوسیلیس ۳۰	۳۰	< ۹۹/۹%	۳۰۰	۹

جدول ۴. طرح اختلاط مصالح.

طرح اختلاط حاوی نانوسیلیس	مصالح دانه‌بی (کیلوگرم در مترمکعب)	سیمان پرتلند (کیلوگرم در مترمکعب)	نانوسیلیس (کیلوگرم در مترمکعب)
۱٪ نانوسیلیس	۱۴۵۰	۲۴۷/۵	۲/۵
۳٪ نانوسیلیس	۱۴۵۰	۲۴۲/۵	۷/۵
۵٪ نانوسیلیس	۱۴۵۰	۲۳۷/۵	۱۲/۵

جدول ۵. نمایه‌ی کدگذاری شده‌ی اختلاط مصالح.

کد نمونه	مقدار نانو سیلیس (%)	نوع نانوسیلیس (بر اساس قطر به نانومتر)	جهت آزمایش
RCC۳N۱۰	۳	۱۰	تاثیر نوع نانوسیلیس
RCC۳N۱۵	۳	۱۵	تاثیر نوع نانوسیلیس
RCC۳N۳۰	۳	۳۰	تاثیر نوع نانوسیلیس
RCC۱N۱۰	۱	۱۰	تاثیر نوع نانوسیلیس
RCC۳N۱۰	۳	۱۰	تاثیر نوع نانوسیلیس
RCC۵N۱۰	۵	۱۰	تاثیر نوع نانوسیلیس

برای آنکه مطالعه‌ی حاضر وابسته به یک پارامتر جهت مقایسه باشد، مقاومت فشاری، تغییر ابعاد و وزن نمونه‌ها پس از قرار گرفتن در سیکل‌های متمادی ۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ به نمونه‌ی کنترلی مقایسه شد. روند کدگذاری طرح اختلاط نیز بدین گونه بود که هر نمونه در ابتدا RCC، سپس درصد نانوسیلیس (۱ و ۳ و ۵ درصد) و در انتها نوع نانوسیلیس که به قطر آن وابسته بود (۱۰، ۱۵ و ۳۰ nm) نام‌گذاری می‌شد. برای مثال، نمونه‌ی RCC۳N۱۰، نمونه‌ی حاوی ۳٪ نانوسیلیس با قطر ۱۰ نانومتر است. در جدول ۵، نمایه‌ی کدگذاری‌ها ارائه شده است.

سیکل متناوب ذوب - یخبندان) توسط کولیس دیجیتالی اندازه‌گیری و تغییرات نسبی قطر مطابق رابطه‌ی ۱ محاسبه شده است:

$$D^* = \frac{D - D^0}{D^0} \quad (1)$$

که در آن، D^0 قطر نمونه پیش از قرارگیری در فریزر، D قطر نمونه پس از قرارگیری در فریزر (پس از ۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ سیکل متناوب ذوب - یخبندان) و D^* تغییر قطر نسبی نمونه‌هاست که بر روی دو نمونه انجام و میانگین آن‌ها به عنوان نتیجه‌ی آزمایش ارائه شده است.

۳.۲.۲. آزمایش تغییرات وزن نمونه

یکی از آزمایش‌های دوام نمونه‌های بتن غلتکی، آزمایش تغییر وزن نمونه (افت وزنی) است که وزن نمونه‌ها در چند مرحله (ابتدای ساخت، پس از ۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ سیکل متناوب ذوب - یخبندان) توسط ترازوی دیجیتالی اندازه‌گیری شده است. یادآور می‌شود که وزن نمونه‌ها پس از بیرون آوردن آن‌ها از فریزر و خشک کردن آنها به مدت یک شبانه‌روز در دستگاه گرم‌کن صورت گرفته و تغییرات نسبی وزن مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه شده است:

$$W^* = \frac{W - W^0}{W^0} \quad (2)$$

که در آن، W^0 وزن نمونه پیش از قرارگیری در فریزر، W وزن نمونه پس از قرارگیری در فریزر (پس از ۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ سیکل متناوب ذوب - یخبندان) و W^* تغییر وزن نمونه‌هاست که بر روی دو نمونه انجام و میانگین آن‌ها به عنوان نتیجه‌ی آزمایش ارائه شده است. کلیه‌ی نمونه‌های آزمایشگاهی، شامل نمونه‌های کنترلی و نمونه‌های حاوی نانوسیلیس بودند که در یک سیکل تکرارشونده (به مدت ۹ ساعت یخبندان و ۳ ساعت ذوب) قرار گرفتند، تا تعداد سیکل‌ها تکمیل شود. مطابق با استاندارد ASTM C۶۶۶A، نمونه‌های مذکور پس از ۱۴ روز عمل‌آوری، از حوضچه خارج و پس از خشک کردن سطح توزین شدند.

۳. بحث و تحلیل نتایج آزمایش‌ها

۳.۱. آزمایش مقاومت فشاری

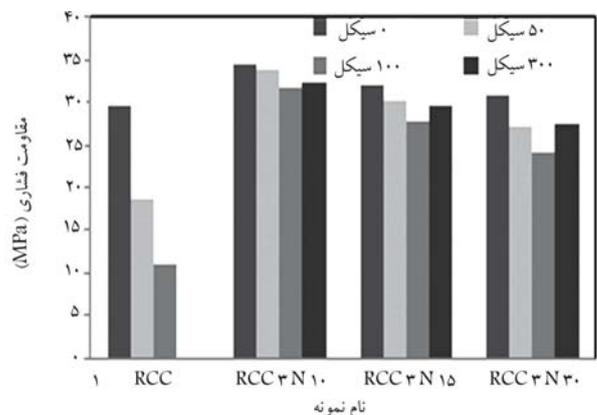
معمولاً مقاومت فشاری یکی از ویژگی‌های مورد نیاز محصولات بتنی است که تعیین آن نیز نسبتاً ساده است. بسیاری از ویژگی‌های دیگر مستقیماً با مقاومت فشاری در یک سن خاص مرتبط هستند (مانند دوام). مقاومت بتن غلتکی به کیفیت سنگدانه‌ها و دانه‌بندی آن‌ها، عیار سیمان، آب و درجه تراکم بستگی دارد. در پژوهش حاضر در دو زیربخش، عملکرد هم‌زمان نانوذرات سیلیسی و تعداد سیکل‌های ذوب - یخبندان بر روی مقاومت فشاری مصالح بتن غلتکی، تأثیر نوع و مقدار نانوسیلیس‌ها بحث و بررسی شده‌اند.

۳.۱.۱. تأثیر نوع نانوسیلیس

با وجود مطالعات متعددی که پیرامون تأثیر نانوسیلیس‌ها در خواص مواد پایه سیمانی انجام شده است، هنوز میزان تأثیرگذاری آن‌ها در خواص مواد پایه سیمانی مشخص نیست و نتایج متفاوت و گاه متناقض گزارش شده است. برای مثال، خالو و همکاران (۲۰۱۶) [۳۲] مشاهده کردند که در نسبت آب به مواد سیمانی برابر، جایگزینی ۳٪ سیمان با نانوسیلیس، افزایش ۱۰۵ درصدی مقاومت فشاری ملات را در سن ۲۸ روز ایجاد کرده است، در حالی که جی [۳۳] گزارش کرده است که جایگزینی ۳٪ مواد سیمانی با نانوسیلیس پودری دارای اندازه‌ی میانگین ذرات ۱۵ نانومتر سبب کاهش مقاومت ۲۸ روزهی بتن به اندازه‌ی ۸٪ در نسبت آب به مواد سیمانی برابر شده است که به نظر می‌رسد تفاوت در نوع و اندازه‌ی نانوسیلیس‌های استفاده شده در مطالعات مواد پایه سیمانی، منشأ تفاوت در رفتار مواد مذکور باشد.

با توجه به توضیحات مقدماتی اخیر، برای یافتن تأثیر نوع نانوذرات در پارامترهای مقاومتی بتن غلتکی، مخلوط کنترلی (بدون افزودنی) به همراه مخلوط‌های حاوی نانوسیلیس ۱۰، ۱۵، ۳۰ و ۵۰ (مطابق مشخصات جدول ۳) در حالت‌های ۰، ۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ سیکل ذوب - یخبندان تحت آزمایش‌های فشاری محصور نشده قرار گرفتند، که نمودار کسب مقاومت هر سه نمونه به همراه نمونه کنترلی در شکل ۳ مشاهده می‌شود. یادآور می‌شود به دلیل اینکه درصد میانگین افزودنی ۳٪ بوده است، برای حالت متوسط و اینکه تأثیر نانوسیلیس مشخص شود (حد بالا و حد پایین روند آثار مطلوب را نشان نمی‌دهند)، از مخلوط‌های با ۳٪ جایگزینی در نمودار مذکور استفاده شده است.

با دقت در شکل اخیر مشاهده می‌شود که کاهش مقاومت فشاری در اثر



شکل ۳. نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های کنترلی و سیلیسی برای انواع نانوسیلیس.

سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان نمونه‌های حاوی نانوسیلیس بسیار کمتر از نمونه‌های فاقد نانوسیلیس بوده است که بیانگر عملکرد مثبت نانوسیلیس در شرایط ذوب - یخبندان است. بهبود عملکرد بتن غلتکی توسط نانوسیلیس در برابر سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان از نقطه نظر مقاومت فشاری به علت بهبود ریزساختار بتن ناشی از خاصیت پوزولانی (تولید ژل سیلیکات کلسیم هیدراته‌ی بیشتر) و ریز پرتکندگی حفره‌ها و درز و ترک‌های ناموتری توسط نانوسیلیس بوده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مصالح کنترلی در ۵۰ سیکل ۳۷ و در ۱۰۰ سیکل ۶۳ و در ۳۰۰ سیکل ۱۰۰٪ مقاومت خود را از دست داده‌اند (نمونه متلاشی شده است)، در حالی که با افزودن محصولات سیلیسی به بتن غلتکی، مقاومت مصالح خصوصاً در سیکل‌های بالا افت کمتری کرده است، به طوری که در ۱۰۰ سیکل، افزودن نانوسیلیس ۱۰، نانوسیلیس ۱۵ و نانوسیلیس ۳۰ به ترتیب افت مقاومتی حدود ۸، ۱۴ و ۲۲ درصد در مصالح حاوی آن‌ها نسبت به حالت بدون قرار گرفتن در معرض ذوب - یخبندان (صفر سیکل) ایجاد کرده است که با رسیدن به زمان ۳۰۰ سیکل، افت مقاومت‌ها به ترتیب به ۶، ۸ و ۵٪ درصد رسیده است. بنابراین در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس، مقاومت فشاری پس از ۱۰۰ سیکل، افت بیشتری نسبت به ۳۰۰ سیکل را تجربه کرده است که دلیل آن را می‌توان به توسعه‌ی واکنش‌های بلندمدت پوزولانیک نانوسیلیس نسبت داد. در واقع، با مشاهده‌ی نمودارهای ذکر شده نباید به اشتباه تصور شود که پدیده‌ی یخبندان گاه‌اثر مثبت در مقاومت فشاری بتن غلتکی دارد، بلکه علت آن تولید و توسعه‌ی مقاومت درازمدت بتن غلتکی در حضور پوزولان‌هاست.

ذکر این نکته ضروری است که واکنش پوزولان‌ها در بتن غلتکی در طولانی مدت شکل می‌گیرد، به گونه‌ی که نرخ رشد مقاومت در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس بیش از نرخ رشد نمونه‌های بتنی فاقد نانوسیلیس در مدت مشابه است. این واکنش‌ها به دلیل سطح ویژه‌ی بالای نانوسیلیس است که روند واکنش آن در روزهای اولیه کم و در درازمدت بالاست؛ و با توجه به گرم‌زایی، واکنش عواملی مانند یخبندان، روند آن را کند می‌کند، اما توان توقف را ندارد.

به عنوان نتیجه‌ی راهبردی، دو فرایند در طی سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان، مقاومت فشاری بتن غلتکی حاوی نانوسیلیس را تحت تأثیر قرار می‌دهند: فرایند اول، سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان و آثار آن در ساختار بتن غلتکی است که منجر به کاهش مقاومت فشاری می‌شود و فرایند دوم، واکنش پوزولانی نانوسیلیس - واکنشی دیر سخت‌شونده است که افزایش مقاومت فشاری را در پی دارد. مطلب قابل تأمل دیگر این است که مصالح حاوی نانوسیلیس ۱۰، کاهش مقاومت کمتری نسبت به دو مصالح حاوی نانوسیلیس ۱۵ و ۳۰ تجربه می‌کنند که دلیل آن را می‌توان در دو امر جست‌وجو کرد: نخست آنکه هر چقدر نانوسیلیس‌ها قطر کمتری داشته باشند، بالطبع سطح ویژه‌ی بزرگ‌تری دارند که سطح مذکور، به دلیل دوقطبی بودن مولکول‌های آب، واکنش‌های پوزولانیک را با سرعت بیشتری انجام می‌دهد و ژل سیلیکات کلسیم هیدراته‌ی بیشتری تشکیل می‌شود. ذکر این مطلب ضروری است که سطح ویژه‌های بیشتر، واکنش‌هایی سریع‌تر با گرم‌زایی بیشتر تولید می‌کنند. نکته‌ی دوم، اینکه ذرات آن‌ها ریزتر هستند و می‌توانند حفره‌های بیشتری را پر و پل ارتباطی درز و ترک‌های موجود در مخلوط را پر کنند.

۳.۱.۲. تأثیر مقدار نانوسیلیس

برای یافتن تأثیر مقدار نانوذرات در پارامترهای مقاومتی بتن غلتکی، مخلوط کنترلی (بدون افزودنی) به همراه مخلوط‌های حاوی ۱، ۳ و ۵ درصد وزنی نانوسیلیس در حالت‌های ۰، ۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ سیکل ذوب - یخبندان تحت آزمایش‌های فشاری

۱.۲.۳. تأثیر نوع نانوسیلیس

دوام بتن متراکم شده‌ی غلتکی به‌طور خاص در صورتی اهمیت دارد که مصالح به‌کار رفته در معرض هوازدگی و نیروهای هیدرولیکی باشند. از آنجایی که حباب‌زایی داخل بتن غلتکی، به دلیل روانی پایین مورد نیاز معمولاً با افزودنی‌های بتن ممکن نیست و حباب‌زها عملاً روان‌کننده‌های مؤثری هستند، دوام در برابر دوره‌ی انجماد و ذوب شدن باید از نفوذناپذیری حاصل شود. معمولاً مقدار سیمان برای تولید یک بتن غلتکی با دوام و مناسب از مقدار مورد نیاز برای مقاومت فشاری مورد نیاز بیشتر است. یکی از بهترین فعالیت‌ها برای رسیدن به دوام مورد نظر می‌تواند افزودن پوزولان‌هایی مانند نانوسیلیس باشد. با ذکر مقدمه‌ی اخیر و با دقت در شکل‌های ۵ و ۶ مشاهده می‌شود که با جایگزینی درصدی از سیمان با نانوسیلیس، میزان کاهش قطر نمونه‌ها به صورت قابل توجهی کاهش یافته است که این موضوع بیانگر اثر مثبت نانوسیلیس در دوام بتن غلتکی در برابر ذوب - یخبندان است.

علت بهبود دوام بتن غلتکی از نقطه نظر تغییرات قطر را می‌توان به بهبود ریزساختار، ایجاد ساختاری متراکم‌تر و افزایش مقاومت آن در برابر تنش‌های ناشی از انبساط آب یخ‌زده نسبت داد. بهبود ریزساختار بتن غلتکی به معنی کاهش میزان کل حفره‌ها و اندازه‌ی متوسط آن‌هاست؛ به طوری که بتن غلتکی حاوی نانوسیلیس، آب کمتری نسبت به نمونه‌ی کنترلی جذب می‌کند و نتیجتاً نفوذپذیری کمتری دارد (به دلیل عیار بالای مواد سیمانی) و در برخی از حفره‌ها به دلیل کوچکی حفره و بالا بودن میزان کشش سطحی، نقطه‌ی انجماد آب عملاً بسیار کمتر از دمای محیط در سیکل یخبندان است و آب قادر به یخ زدن نیست. علاوه بر آن، به دلیل استفاده از نانوسیلیس در بتن غلتکی، مقاومت بتن افزایش می‌یابد و توانایی بیشتری در تحمل نیروهای ناشی از انبساط آب در هنگام یخ زدن دارد. بدیهی است هر چه

محصور نشده قرار گرفتند که نمودار کسب مقاومت هر سه نمونه به همراه نمونه کنترلی در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

مطابق شکل ۴، با افزایش مقدار نانوسیلیس از ۱ به ۳ درصد، افت مقاومت فشاری کاهش و با افزایش مقدار از ۳ به ۵ درصد، افت مقاومت فشاری افزایش یافته است. برای مثال، میزان افت مقاومت فشاری در نمونه‌ی کنترلی پس از ۱۰۰ سیکل ذوب - یخبندان ۶۳ درصد بوده است، در حالی که افت مقاومت فشاری در نمونه‌های حاوی ۱، ۳ و ۵ درصد به ترتیب ۱۳، ۸ و ۹ درصد بوده است.

همچنین در پژوهش حاضر، مقدار بهینه‌ی نانوسیلیس حدود ۳٪ است که می‌توان دلیل اینکه چرا با افزایش نانوسیلیس، مقاومت افزایش نیافته است، را به پدیده‌ی انباشتگی (آگلومراسیون) ذرات نانوسیلیس‌ها نسبت داد. مطابق پدیده‌ی انباشتگی، با توجه به اینکه ذرات نانوسیلیس بسیار ریز هستند، نسبت به همدیگر کشش سطحی دارند و در مخلوط هنگام ترکیب خوب پخش نمی‌شوند و به صورت کلوخه‌ی در ماتریس بتن غلتکی می‌مانند که نه فقط در ترکیب‌های تولید ژل شرکت نمی‌کنند، بلکه یک ناحیه‌ی ضعیف در برابر فشار درست می‌کنند و توانایی مقاومت ندارند. بنابراین نمی‌توان انتظار داشت که لزوماً با افزایش مقدار نانوسیلیس، مقاومت فشاری مصالح ذکر شده نیز افزایش یابد.

۲.۳. آزمایش کاهش قطر

طبق تعریف دستورالعمل ASTM C1201، دوام بتن حاوی سیمان پرتلند به توانایی آن برای مقابله با عوامل هوازدگی، تهاجم شیمیایی، سایش بتن و یا هر فرآیندی که به آسیب دیدگی می‌انجامد، گفته می‌شود. بنابراین، بتن پایا، بتنی است که تا حدود زیادی شکل اولیه و کیفیت و قابلیت خدمت‌رسانی خود را در شرایط محیطی حاکم حفظ کند.^[۱] علاوه بر هزینه، موضوع حفظ محیط زیست و آلودگی هوا و خاک و آب، لزوم ساخت بتن غلتکی با دوام‌تر را توجیه می‌کند.

با توجه به اینکه یخ زدن و ذوب شدن‌های مکرر، باعث ایجاد تغییراتی در سطح و ظاهر بتن غلتکی می‌شوند، لذا عملکرد بتن را کاهش می‌دهند و حتی با کم شدن قطر می‌توانند سبب کاهش مقاومت بتن شوند. با توجه به اهمیت دوام در برابر ذوب و یخبندان، برای بررسی اثر نانوسیلیس در کاهش قطر نمونه‌های ساخته شده، به قرار گرفتن نمونه‌ها قبل و بعد از شروع سیکل‌های ذوب - یخبندان در دو حالت نوع و مقدار محصول سیلیسی پرداخته شده است.



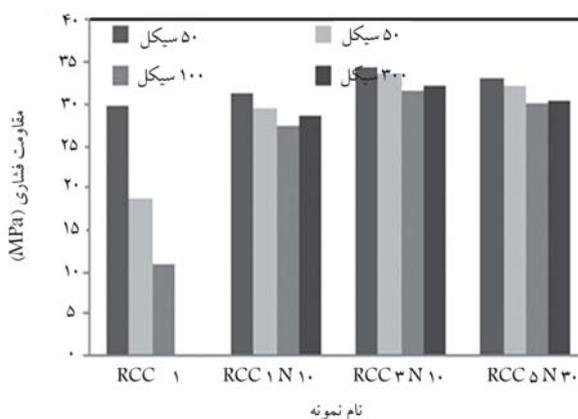
الف) نمونه کنترلی در ابتدای آزمایش؛ ب) نمونه کنترلی پس از اعمال ۳۰۰ سیکل ذوب - یخبندان.

شکل ۵. تغییرات قطر نمونه‌ی کنترلی پس از ذوب - یخبندان.

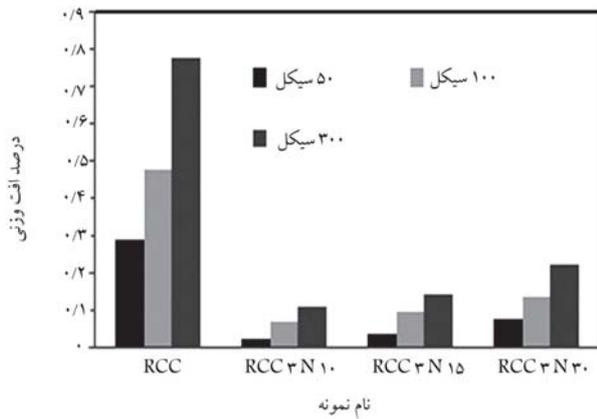


الف) نمونه حاوی نانو سیلیس در ابتدای آزمایش؛ ب) نمونه حاوی نانوسیلیس پس از اعمال ۳۰۰ سیکل ذوب - یخبندان.

شکل ۶. تغییرات قطر نمونه‌ی سیلیسی پس از ذوب - یخبندان.



شکل ۴. نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های کنترلی و سیلیسی برای مقادیر نانوسیلیس.



شکل ۹. نمودار تغییر وزن نمونه‌های کنترلی و سیلیسی برای انواع نانوسیلیس.

نمونه‌ها پرداخت. برای مثال، نمونه‌ی کنترلی پس از ۳۰۰ سیکل، ۳۸٪ کاهش قطر داشته است، در حالی که درصد کاهش قطر در نمونه‌های حاوی ۱، ۳ و ۵ درصد به ترتیب ۱۴، ۹ و ۱۱ درصد بوده است.

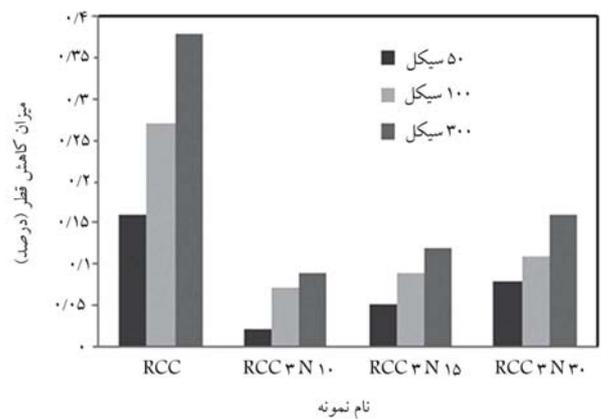
۳.۳. آزمایش افت وزنی

همان‌طور که مشاهده شد، یکی از خصوصیات مهم بتن غلتکی، پایایی و دوام آن است؛ به طوری که اگر مشخصه‌ی ذکر شده‌ی ماده کمتر از حد مطلوب باشد، در مدت زمان کوتاهی در اثر عوامل مختلف فیزیکی، شیمیایی، و مکانیکی داخلی، خارجی و یا محیطی، بتن دچار ترک خوردگی و در نهایت تخریب می‌شود. معمولاً کنترل کیفیت در مخلوط‌های بتن غلتکی، اهمیت فراوانی دارد. آهنگ سریع ساخت بتن غلتکی نیاز به اعمال روش‌های کنترل ساخت روی تمام پارامترهایی دارد که در کیفیت دوره‌ی اختلاط آن مؤثرند. یکی از پارامترهای تأثیرگذار کنترل کیفی در طول مدت سرویس دهی، بحث آزمایش افت وزنی است. آزمایش افت وزنی برای مخلوط‌های کنترلی و حاوی نانوسیلیس در دو زیربخش: تأثیر نوع و اندازه‌ی نانوسیلیس ارائه شده است.

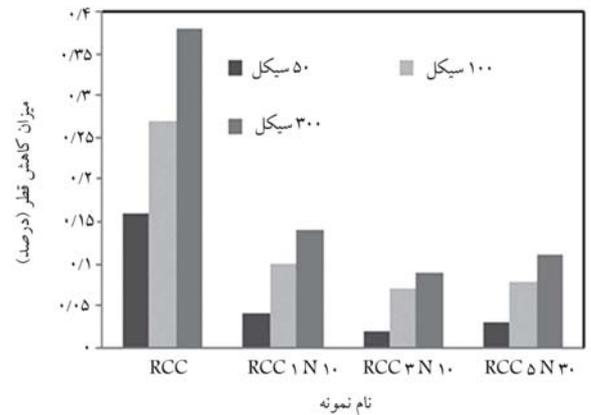
۱.۳.۳. تأثیر نوع نانوسیلیس

در بخش حاضر، نتایج مربوط به درصد تغییرات وزن نمونه‌های حاوی نانوسیلیس در ۱۰، ۱۵ و ۳۰ در مقابل نمونه‌ی کنترلی در شرایط ذوب - یخبندان، پس از ۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ سیکل متناوب یخ و ذوب نسبت به قبل از قرار گرفتن در محیط مذکور پرداخته شده است. برای بررسی اثر نسبت نانوسیلیس به مواد سیمانی در تغییر وزن نمونه‌های بتن غلتکی قرار گرفته در شرایط یخبندان، نمودار درصد کاهش وزن نمونه‌ها نسبت به قبل از قرارگیری آن‌ها در محیط یخبندان ترسیم شده است (شکل ۹).

با دقت در شکل ۹ مشاهده می‌شود که در کلیه‌ی نمونه‌ها، با جایگزینی درصدی از سیمان با نانوسیلیس، نرخ کاهش وزن نمونه‌ها به میزان قابل توجهی کاهش یافته است. مطابق شکل مذکور، نمونه‌های کنترلی، حاوی نانوسیلیس ۱۰، ۱۵ و ۳۰، در شدیدترین شرایط که شامل ۳۰۰ دوره می‌شود، به ترتیب مقدار افت وزنی ۷۸، ۱۱/۳۶، ۱۴/۳۲ و ۲۲/۵۴ درصد از خود نشان می‌دهند. نمونه‌ی حاوی نانوسیلیس ۱۰ تحمل بهتری در برابر از دست دادن وزن خود در مقابل سیکل‌های ذوب - یخبندان دارد که می‌توان به همان دلایل موجود در ۱.۱.۳ نسبت داد.



شکل ۷. نمودار تغییر ابعاد نمونه‌های کنترلی و سیلیسی برای انواع نانوسیلیس.



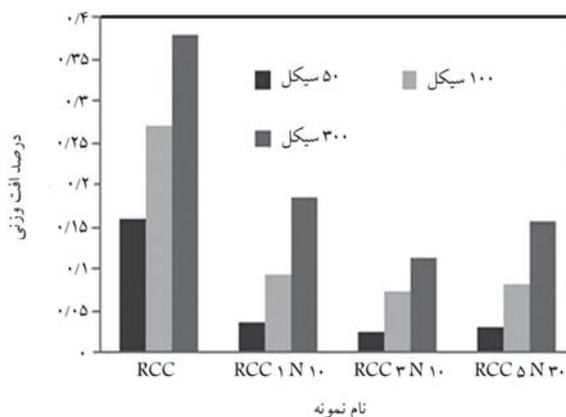
شکل ۸. نمودار تغییر ابعاد نمونه‌های کنترلی و سیلیسی برای مقادیر نانوسیلیس.

نفوذپذیری مصالح بیشتر باشد، عوامل زیان‌آور، حملات شدیدتری به داخل مخلوط می‌کنند و از دوام آن می‌کاهند.

در نتایج شکل ۷ مشاهده می‌شود وقتی از نانوسیلیس‌های با قطر کم (نانوسیلیس ۱۰) در مخلوط استفاده می‌شود، نسبت به نمونه‌های دیگر، افت ابعاد کمتری مشاهده می‌شود. برای مثال، نمونه‌ی کنترلی پس از ۳۰۰ سیکل، ۳۸٪ کاهش قطر داشته است؛ در حالی که درصد کاهش قطر در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس ۱۰، ۱۵ و ۳۰ به ترتیب ۹، ۱۲ و ۱۶ درصد بوده است؛ که دلیل آن را می‌توان به همان مطالب بخش ۱.۱.۳ نسبت داد، با ذکر این نکته که مکانیزم مذکور سبب کاهش نفوذپذیری و بالطبع آن، افزایش مقاومت را در پی دارد.

۲.۲.۳. تأثیر مقدار نانوسیلیس

در شکل ۸، نمودار درصد کاهش قطر نمونه‌های بتن غلتکی که در طرح اختلاط آن‌ها مقدار ۱، ۳ و ۵ درصد نانوسیلیس به صورت وزنی جایگزین سیمان شده است، مشاهده می‌شود. برای مثال، نمونه‌ی کنترلی پس از ۱۰۰ سیکل ذوب - یخبندان، ۲۷٪ کاهش قطر داشته است، در حالی که کاهش قطر متناظر نمونه‌ی حاوی ۳٪ نانوسیلیس، حدود ۷٪ بوده است. همچنین با افزایش مقدار نانوسیلیس از ۳ به ۵ درصد، مقدار کاهش قطر نمونه بیشتر شده است، که دلیل آن را می‌توان به آلوده شدن نانوذرات نسبت داد که سبب ایجاد نواحی ضعیف، تضعیف ریزساختار بتن غلتکی، کاهش یکنواختی و مقاومت بتن غلتکی می‌شود. برای درک بهتر روند افزایش دوام بتن غلتکی توسط نانوسیلیس می‌توان به مقایسه‌ی میزان کاهش قطر



شکل ۱۰. نمودار تغییر وزن نمونه‌های کنترلی و سیلیسی برای مقادیر نانوسیلیس.

۲.۳.۳. تأثیر مقدار نانوسیلیس

همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، با افزایش میزان نانوسیلیس در نمونه‌ها از ۰ تا ۳ درصد مقدار افت وزنی کاهش، و از ۳ به ۵ درصد، افت وزنی، افزایش یافته است. برای مثال، میزان کاهش وزن نمونه‌ی کنترلی پس از ۳۰۰ سیکل متناوب یخ و ذوب، ۷۸٪ بوده است، در حالی که نمونه‌های بتن غلتکی حاوی ۱، ۳ و ۵ درصد نانوسیلیس پس از ۳۰۰ سیکل متناوب ذوب - یخبندان به ترتیب ۱۸/۳۵، ۱۱/۳۶ و ۱۵/۵۴ درصد کاهش وزن از خود نشان داده‌اند. بنابراین استفاده از ۳٪ در پژوهش حاضر، بهترین عملکرد دوامی در مقابل افت وزنی را از خود نشان داده است. بهبود دوام بتن غلتکی توسط نانوسیلیس در برابر پدیده‌ی یخبندان از نقطه‌نظر تغییر وزن می‌تواند نشان دهنده‌ی تقویت ریزساختار بتن غلتکی توسط نانوسیلیس باشد که ناشی از دو فرایند پوزولانیک و ریز پرکنندگی آن به‌عنوان فیلر است.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، آزمایش‌های مقاومت فشاری، کاهش ابعاد و افت وزنی بر روی مصالح بتن غلتکی، که در طرح اختلاط آن‌ها از سه نوع نانوسیلیس با ابعاد مختلف (۱۰، ۱۵ و ۳۰ نانومتر) و مقادیر متفاوت (۱، ۳، ۵ و درصد) استفاده شده است، انجام شد تا تأثیر نوع و مقدار نانوسیلیس در طرح اختلاط، در خواص مکانیکی، و دوامی مخلوط در سیکل‌های متناوب ذوب - یخبندان (۵۰، ۱۰۰ و ۳۰۰ سیکل) ارزیابی شود. برخی از نتایج حاصل از آزمایش‌ها به این شرح هستند:

-- نتایج آزمایش مقاومت فشاری حاکی از آن است که نمونه‌های حاوی نانوسیلیس در سیکل‌های ذوب و یخبندان عملکرد به‌مراتب بهتری نسبت به نمونه‌های کنترلی (فاقد نانوسیلیس) داشته‌اند. به‌طوری‌که افت مقاومت‌ها در مصالح حاوی

نانوسیلیس ۱۰، ۱۵ و ۳۰ در شدیدترین شرایط (زمان ۳۰۰ سیکل)، به‌ترتیب به ۸، ۶ و ۵ درصد رسیده است؛ در حالی که نمونه‌ی کنترلی کاملاً متلاشی شده و عملاً توان باربری نداشته است. همچنین افت مقاومت فشاری در نمونه‌های حاوی ۱، ۳ و ۵ درصد به ترتیب ۱۳، ۸ و ۹ درصد است. همچنین نتایج این بخش حاکی از آن است که پوزولان‌هایی نظیر نانوسیلیس، دیر سخت‌شونده هستند و با گذشت زمان، عملکرد بهتری از خود به نمایش می‌گذارند.

-- افزودن نانوسیلیس‌ها سبب بهبود قابل توجه پارامترهای مقاومتی بتن غلتکی شده است، که دلیل آن می‌تواند ناشی از بهبود ریزساختاری ناشی از خاصیت پوزولانی (تولید ژل سیلیکات‌کلسیم هیدراته‌ی بیشتر) و ریز پرکنندگی حفره‌ها و درز و ترک‌های ناومتری توسط نانوسیلیس باشد.

-- نتایج آزمایش کاهش ابعاد (قطر) نمونه‌ها حاکی از این است که دوام ابعادی نمونه‌های حاوی نانوسیلیس در شرایط ذوب - یخبندان به‌مراتب بهتر از دوام محصولات کنترلی بوده است. برای مثال، نمونه‌ی کنترلی پس از ۳۰۰ سیکل، ۳۸٪ کاهش قطر داشته است، در حالی که درصد کاهش قطر در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس ۱۰، ۱۵ و ۳۰ به ترتیب ۹، ۱۲ و ۱۶ درصد بوده است. همچنین درصد کاهش قطر در نمونه‌های حاوی ۱، ۳، ۵ و ۹ درصد به ترتیب ۱۴، ۹ و ۱۱ درصد بوده است.

-- نتایج آزمایش افت وزنی نمونه‌ها حاکی از آن است که دوام وزنی نمونه‌های حاوی نانوسیلیس در شرایط ذوب-یخبندان به‌مراتب بهتر از دوام محصولات کنترلی است. نمونه‌های کنترلی و نمونه‌های حاوی نانوسیلیس ۱۰، ۱۵، ۳۰ و در شدیدترین شرایط که شامل ۳۰۰ دوره می‌شود، به‌ترتیب مقدار افت وزنی ۷۸، ۱۱/۳۶، ۱۴/۳۲ و ۲۲/۵۴ درصد از خود نشان داده‌اند. همچنین نمونه‌های بتن غلتکی حاوی ۱، ۳ و ۵ درصد نانوسیلیس پس از ۳۰۰ سیکل متناوب ذوب - یخبندان به ترتیب ۱۸/۳۵، ۱۱/۳۶ و ۱۵/۵۴ درصد کاهش وزن از خود نشان داده‌اند.

-- افزودن نانوسیلیس‌ها سبب بهبود قابل توجه پارامترهای دوامی بتن غلتکی می‌شود، بهبود ریزساختار بتن غلتکی به معنی کاهش میزان کل حفره‌ها و اندازه‌ی متوسط آن‌هاست، به‌طوری‌که بتن غلتکی حاوی نانوسیلیس، آب کمتری نسبت به نمونه‌ی کنترلی جذب کرده و نتیجتاً نفوذپذیری کمتری داشته است که در دوام محصول نهایی بسیار مؤثر است.

-- می‌توان نتیجه گرفت که تغییر در نوع نانوسیلیس، آثار شگرف‌تری نسبت به تغییر محتوای آن دارد که دلیل آن را می‌توان به خواص فیزیکی - شیمیایی نانوسیلیس‌ها نسبت داد، لذا می‌توان کوچک‌تر شدن قطر و در نتیجه افزایش سطح ویژه آن‌ها را توجیه کرد.

پانویس‌ها

1. Tarbela
2. Li
3. Ji

4. Sariosseiri & Muhunthan
5. Ajourloo
6. Taheri & Tatsuka
7. Sasanian & Newson
8. Ashwini & Rao

9. Ren & Lai
10. Zhang

منابع (References)

1. ACI, "State of the art report on soil cement", *IR ACI Material Journals*, **1**, pp. 230 IR(2006).
2. ICOLD, "Soil cement for embankment dams", **54**, pp. 23-27 (1996).
3. Qing, Y., Zenan, Z., Deyu, K. and et al. "Influence of nano-sio₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silicafume", *Construction and Building Materials*, **21**(3), pp. 539-545 (2007).
4. Li, G. "Properties of high-volume fly ash concrete incorporating nano-sio₂", *Cement and Concrete Research*, **34**(6), pp. 1043-1049 (2004).
5. Li, H., Xiao, H., Yuan, J. and et al. "Microstructure of cement mortar with nano-particles", *Composites*, **35**(2), pp. 185-189 (2004).
6. Ji, T. "Preliminary study on the water permeability and microstructure of concrete incorporating nano-sio₂", *Cement and Concrete Research*, **35**(10), pp. 1943-1947 (2004).
7. Bahmani, S.H., Huat, B., Asadi, A. and et al. "Stabilization of residual soil using SiO₂ nanoparticles and cement", *Construction and Building Materials*, **64**, pp. 350-359 (2014).
8. Sariosseiri, F. and Muhunthan, B. "Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils", *Engineering Geology*, **104**(1-2), pp. 119-125 (2009).
9. Ajorloo, A., Mroueh, H. and Lancelot, L. "Experimental investigation of cement treated sand behavior under triaxial test", *Geotech. Geol. Eng.*, **30**, pp. 129-143 (2012).
10. Fakharran, K., Heydari, S. and Eghbali, A. "Effect of portland cement addition On anisotropic strength of sand under compression and extension triaxial tests", *Sharif Civil Engineering Journal*, **29**, pp. 107-115, (In Persian) (2012).
11. Sedighi, P., Eslami, A. and Aflaki, E. "Effect of cement treatment on shear strength parameters of difficult soil from southern coastlines of the Caspian sea", *Sharif Civil Engineering Journal*, **29-2**(4), pp. 97-128 (In Persian) (2013).
12. Taheri, A. and Tatsuka, F. "Stress-strain relations of cement-mixed gravelly soil from multiple-step triaxial compression test results", *Soils and Foundations*, **52**(4), pp. 748-766 (2012).
13. Sasanian, S. and Newson, T. "Basic parameters governing the behavior of cement treated clays", *Soils and Foundations*, **54**(2), pp. 209-224 (2014).
14. Ashwini, K. and Rao, P.S. "Freeze and thaw resistance of concrete using alccofine and nano-silica", *Materials Today*, **47**(14), pp. 4336-4340 (2021).
15. Ren, J. and Lai, Y. "Study on the durability and failure mechanism of concrete modified with nanoparticles and polypropylene fiber under freeze-thaw cycles and sulfate attack", *Cold Regions Science and Technology*, **188**, pp. 103301 (2021).
16. Changizi, F., Ghasemzadeh, H. and Ahmadi, S. "Evaluation of strength properties of clay treated by nano-SiO₂ subjected to freeze-thaw cycles", *Road materials and Pavement Design*, **23**, pp. 1-18 (2021).
17. Zhang, P., Sha, D., Li, Q. and et al. "Effect of nano silica particles on impact resistance and durability of concrete containing coal fly ash", *Nanomaterials*, **11**(5), pp. 1296. (2021).
18. Ferekel, H. and Hellmig, R. "Effect of nanopowder deagglomeration on the densities of nanocrystalline ceramic green bodies and their sintering behaviour", *Nanoconstruction Materials*, **11**(5), pp. 617-622 (1999).
19. ASTM, "Test method for unconfined compressive strength of cohesive soils", *American Society of Testing and Materials, ASTM D 2166*, Philadelphia (1989).
20. ASTM., *Test Method for Unconsolidated Undrained Compressive Strength of Cohesive Soils in Triaxial Compression*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing and Materials, ASTM D 2850, Philadelphia (1989).
21. Hamidi, A. and Haeri, S.M. "Stiffness and deformation characteristics of cemented gravelly sands", *International Journal of Civil Engineering*, **6**(3), pp. 159-173 (2008).
22. Wang, Y.H. and Leung, S.C. "Characterization of cemented sand by experimental and numerical investigations", *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (2008).
23. Wang, Y.H. and Leung, S.C. "A particulate scale investigation of cemented sand behavior", *Canadian Geotechnical Engineering*, **45**(1), pp. 29-44 (2008).
24. Mahboubi, A. and Ajorloo, A. "Experimental study of the mechanical behavior of plastic concrete in triaxial compression", *Cement and Concrete Research*, **35**(2), pp. 412-419 (2005).
25. Charles, J.A. and Watts, K.S. "The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill", *Geotechnique*, **30**(4), pp. 353-367 (1980).
26. Sanchez, F. and Sobolev, K. "Nanotechnology in concrete-A review", *Construction and Building Materials*, **24**(11), pp. 2060-2071 (2010).
27. Bishop, A.W. "The influence of progressive failure on the choice of stability analysis", *Geotechnique*, **21**(2), pp. 168-172 (1971).
28. Vaunat, J. and Gens, A. "Aspects of modelling geotechnical problems in hard soil and soft argillaceous rocks", Pande and pietruszczack, Rotterdam, Balkema, pp. 37-43 (2004).
29. Manzal, D., Fernandez, J.A. and Pastor, M. "Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **35**(12), pp. 1347-1362 (2011).
30. Haeri, S.M. and Hamidi, A. "Constitutive modelling of cemented gravelly sands", *Geomechanics and Geoenvironmental Engineering*, pp. 123-139 (2009).
31. Bahmani, S.H., Farzadnia, N. and Asadi, B.K.H. "The effect of size and replacement content of nanosilica on

- strength development of cement treated residual soil”, *Construction and Building Materials*, **118**, pp. 294-306 (2016).
32. Kim, H. and Samantha, P. “Compressive strength and chloride resistance of grout containing ground palm oil fuel ash”, *Journal of Cleaner Production*, **112**(part 1), pp. 712-722 (2016).
 33. Khaloo, A., Mobini, MH. and Hosseini, P. “Influence of different types of nano-SiO₂ particles on properties of high-performance concrete”, *Construction and Building Materials*, **112**, pp. 712-722 (2016).
 34. Khaloo, A., Mobini, M.H. and Hosseini, P. “Mechanical properties of fiber-reinforced high-performance concrete incorporating pyrogenic nanosilica with different surface areas”, *Construction and Building Materials*, **103**, pp. 526-538 (2015).
 35. Suzuki, M., Fujimoto, T. and Taguchi, T. “Peak and residual strength characteristics of cement-treated soil cured under different consolidation conditions”, *Soils and Foundations*, **54**(4), pp. 687-698 (2014).
 36. Amini, Y. and Hamidi, A. “Triaxial shear behavior of a cement-treated sand-gravel mixture”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **6**(5), pp. 455-465 (2014).
 37. Al-Rawas, A., Hago, A. and Al-Sarmi, H. “Effect of lime, cement and sarooj on the swelling potential of an expansive soil from Oman”, *Building and Environment*, **40**(5), pp. 681-687 (2005).
 38. Sarrioseir, A., Razavi, M. and Carlson, B. “Stabilization of soils with portland cement and CKD and application of CKD on slope erosion control”, *Advances in Geotechnical Engineering, ASCE*, pp. 778-787 (2011).

بهینه‌سازی مقطع کانال سهموی مرکب براساس تغییرات دبی جریان و ارتفاع آزاد

سمیه پوربخشیان* (استادیار)

پیمان فصیح (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد رامسر

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (۱۴۰۱)
دربی ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۵۵-۱۶۷، (پادداست نشی)

در نوشتار حاضر، شکل بهینه‌ی مقطع کانال سهموی مرکب براساس چهار مدل ارائه شده است. ارتفاع آزاد در مدل اول الی چهارم، به ترتیب: صفر، ۵/۵ متر، تابعی از دبی و عمق جریان است. تابع هدف، کمینه‌سازی تابع هزینه‌ی پوشش و خاک‌برداری؛ متغیرهای طراحی، شامل: عمق جریان و شیب‌های کناری و قیود، شامل: معادله‌ی مانینگ، عدد فرود، عرض کانال و سرعت جریان هستند. مسئله‌ی اخیر با الگوریتم تقریب‌سازی تصادفی مبتنی بر آشفته‌سازی هم‌زمان (SPSA) حل شده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش دبی سبب افزایش عمق جریان، سرعت، عدد فرود، هزینه، شیب‌های کناری، عرض کلی کانال، عرض سطح آب، مساحت مقطع، مساحت جریان، محیط کلی کانال و محیط خیس شده‌ی کانال می‌شود. از طرفی، افزایش شیب‌های کناری، عرض کلی کانال، عرض سطح آب، مساحت مقطع، مساحت جریان، محیط کلی کانال، محیط خیس شده و عدد فرود، سبب افزایش هزینه و عمق و سرعت جریان سبب کاهش هزینه می‌شود. مقادیر هزینه در مدل اول کمتر و در مدل سوم بیشتر بوده است.

s.pourbakhshian@iauramsar.ac.ir
fashih.peyman@gmail.com

واژگان کلیدی: کانال سهموی مرکب، بهینه‌سازی، الگوریتم SPSA، ارتفاع آزاد.

۱. مقدمه

لگانانان^۱ (۱۹۹۱)، شکل بهینه‌ی مقطع سهموی کانال را با در نظر گرفتن ارتفاع آزاد به صورت تابعی از دبی جریان یا عمق و محدودیت‌های سرعت و ابعاد کانال ارائه کرده است. در مطالعات ایشان، مقدار شیب جانبی بهترین مقطع هیدرولیکی کانال سهموی شکل، برابر با ۵۱۴/۰° بوده است. پژوهشگران قبل از ایشان، مقدار اخیر را برابر با ۷/۰° به دست آورده بودند.^[۱۵]

چهار^۲ (۲۰۰۵)، مقطع بهینه‌ی کانال سهموی شکل را ارائه کرده است. مطالعات ایشان نشان می‌دهد که هزینه‌ی ساخت کانال سهموی شکل نسبت به مقطع دوزنقه‌بی شکل کمتر است. همچنین دبی جریان عبوری از مقطع سهموی بیشتر است.^[۱۶] داس^۳ (۲۰۰۷)، مقطع کانال مرکب با دیواره‌های سهموی شکل با کف افقی که در آن زبری معادل با معادله‌ی هورتن و انیشتین محاسبه شده بود، را بهینه کرد و به این نتیجه رسید که هزینه‌ی ساخت کانال مذکور در مقایسه با کانال دوزنقه‌بی شکل کمتر است.^[۱۷] عیسی (۲۰۰۹)، شکل مقطع یک کانال را به صورت کف افقی و دیواره‌های سهموی دو بخشی (TSPS) معرفی کرد و نشان داد که هزینه‌ی ساخت در کانال ذکر شده در مقایسه با مقطع کانال در مطالعات داس (۲۰۰۷) کمتر است.^[۱۸] عیسی (۲۰۱۱)، مقطع کانالی با کف افقی و دیواره‌های سهموی با m بخش را بهینه ساخت. هزینه‌ی ساخت کانال اخیر، در مقایسه با مطالعات پیشین کمتر بوده است.^[۱۹] از لحاظ عملی و اجرایی، شکل مقطع سهموی، بهترین شکل مقطع کانال باز است. یکی از مزایای آن، توانایی حفظ سرعت بالا در دبی جریان کم است که سبب کاهش تمایل به رسوب‌گذاری است و همچنین ایجاد

هدف از طراحی بهینه‌ی مقطع کانال روباز، تعیین ابعاد هندسی بهینه‌ی کانال به منظور عبور بیشینه‌ی دبی جریان و کمینه‌ی هزینه‌ی ساخت است. کانال‌های سهموی برای یک دبی مشخص، در مقایسه با کانال‌های دوزنقه‌بی شکل، ابعاد کوچک‌تری دارند که این امر خود منجر به کاهش هزینه‌ی ساخت کانال می‌شود و از طرفی، ظرفیت عبور دبی جریان در کانال‌های سهموی بیشتر خواهد بود.

بستر رودخانه‌ها، کانال‌های غیر پوششی، نهرها و شیپ‌های آبیاری به طور طبیعی تمایل دارند که مقاطع‌شان به شکل سهموی باشد.^[۱] تاکنون مطالعات وسیعی در زمینه‌ی طراحی بهینه‌ی مقطع کانال روباز و شکل مقطع کانال‌های دوزنقه‌بی شکل با استفاده از روش‌ها و الگوریتم‌های مختلف بهینه‌سازی انجام شده است.^[۲-۱۳] از آنجا که در مقاطع سهموی پوشش دار، شیب جانبی دیواره‌های سهموی در مقطع عرضی کانال همیشه کمتر از بیشینه‌ی شیب مجاز که در سطح آب اتفاق می‌افتد، است؛ لذا، کانال‌های سهموی از لحاظ فیزیکی پایدارتر هستند. از طرفی، در مقاطع سهموی پوشش دار، به دلیل نداشتن زوایای تند در گوشه‌ها، تمرکز تنش و به دنبال آن ترک و تراوش در مقطع کانال کمتر است. از لحاظ هیدرولیکی، مقاطع سهموی در مقایسه با مقاطع دوزنقه‌بی شکل، برای شیب‌کناره‌های مساوی و کمتر از $Z = ۰/۶۶$ ، کاراتر هستند.^[۱۴]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۰، اصلاحیه ۱۴۰۰/۰۹/۳۰، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۱۳.

DOI:10.24200/J30.2022.58880.3011

تخمین آشوب تصادفی هم‌زمان (SPSA) با ارائه‌ی مدل‌های مختلف به شکلی جامع و کلی‌تر به‌صورت مدل‌های مفهومی، تحلیلی براساس تغییرات دبی جریان و ارتفاع آزاد ارائه شده است. طرح بهینه‌ی مقطع عرضی کانال طوری تعیین شده است که سبب عبور جریان موردنیاز از آن و هزینه‌ی کمیته جهت ساخت آن شود.

تفاوت نوشتار حاضر با مطالعات پیشین، در طراحی بهینه‌ی شکل مقطع کانال سهموی مرکب با در نظر گرفتن مجموعه‌ی کاملی از قیود و همچنین بررسی ارتباط بین متغیرهای طراحی، قیود با تابع هزینه در مقادیر مختلف دبی جریان است. در این راستا، مهم‌ترین بخش نوآوری، لحاظ کردن هزینه‌ی اضافه بها به ازاء افزایش عمق حفاری است که تاکنون این بخش از هزینه برای طراحی بهینه‌ی مقطع کانال سهموی با در نظر گرفتن ارتفاع آزاد لحاظ نشده است.

۲. مشخصات مقطع سهموی

در یک کانال سهموی به دلیل اینکه شیب از کف تا بالا به‌طور تدریجی زیاد می‌شود، لذا پایداری خوبی دارد.^[۲۳] در شکل ۱، مقطع یک کانال سهموی مرکب مشاهده می‌شود.

مطابق شکل ۱، $z_1 : 1, z_2 : 1$ و $Z_1 : 1, Z_2 : 1$ به ترتیب شیب‌های جانبی در سطح آب و بالای کانال در سمت چپ و راست، n_1 و n_2 ضرایب زبری مانینگ در کناره‌های چپ و راست، y عمق جریان، f ارتفاع آزاد، T_w عرض سطح آب و T_t عرض کلی کانال هستند. معادله‌ی کلی سهمی شکل ۱، از معادله‌ی ۱ به دست می‌آید:

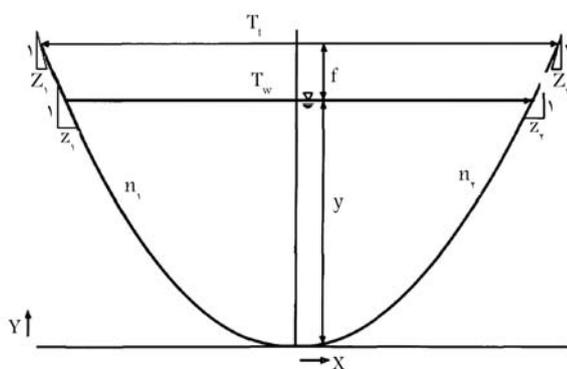
$$Y = aX^2 \quad (1)$$

که در آن، Y مختصه‌ی محور Y (در راستای عمق کانال)، X مختصه‌ی محور X (در راستای عرض کانال) و a پارامتر هستند. با مشتق‌گیری از معادله‌ی ۱ و جایگذاری مختصات سمت راست و چپ در بالای کانال $(T_1, y + f)$ ، $(T_2, y + f)$ و همچنین مختصات سطح آب (T_{w1}, y) ، (T_{w2}, y) ، عرض کلی کانال (T_1, T_2) و عرض سطح آب (T_{w1}, T_{w2}) مربوط به شیب‌های سمت راست و چپ، طبق معادله‌های ۲ الی ۵ به دست می‌آیند:

$$T_1 = 2Z_1(y + f) \quad (2)$$

$$T_2 = 2Z_2(y + f) \quad (3)$$

$$T_{w1} = 2z_1(y) \quad (4)$$



شکل ۱. نمایش هندسه‌ی مقطع کانال سهموی.

عمق بیشتر جریان در دبی‌های کم است، که سبب می‌شود عبور جریان نسبت به مقاطع دیگر از جمله مقطع دوزنقه‌یی راحت‌تر باشد.^[۲۰]

عیسی و وطن‌خواه (۲۰۱۴)، مقطع کانالی با دیواره‌های بیضوی و کف افقی را بهینه کردند که در مقایسه با کانال‌های دوزنقه‌یی و سهموی، هزینه‌ی ساخت آن کمتر بوده است.^[۲۱] هان^[۲۰] (۲۰۱۵)، یک مقطع جدید از کانال به شکل کف افقی با دیواره‌های سهمی نیمه‌مکعب را معرفی کرد و بهترین مقطع هیدرولیکی کانال مذکور در مقایسه با کانال‌های دوزنقه‌یی و سهموی نیمه‌مکعب کلاسیک، داشتن مساحت و محیط خیس شده‌ی کمتر و از لحاظ اقتصادی نیز کارایی بیشتر بوده است.^[۲۲] هان و همکاران (۲۰۱۷) نشان دادند که مقطع کانال با کف افقی و دیواره‌های سهموی، در مقایسه با مقاطع سهموی، مستطیلی، دوزنقه‌یی، مثلثی، نیمه‌مکعبی و مقطع با کف افقی و دیواره‌های نیمه‌مکعبی، بیشترین ظرفیت را برای عبور دبی جریان و همچنین برای مقادیر یکسان دبی جریان، کمترین محیط خیس شده و مساحت مقطع جریان را دارد.^[۲۳]

هان و عیسی (۲۰۱۷)، کانال با مقطع جدید سهموی با درجه $\frac{1}{3}$ (۳^{۱/۳}) را معرفی کردند. نتایج پژوهش ایشان نشان داده است که مشخصات هیدرولیکی کانال اخیر در مقایسه با انواع کانال‌های درجه دو، درجه سه، نیمه‌سهمی و دوزنقه‌یی هم در شرایط بهینه و هم در شرایط غیربهینه، برتری دارد. همچنین ظرفیت عبور دبی کانال مذکور بیشتر است.^[۲۴] مقاطع کانال‌هایی با کف افقی و دیواره‌های منحنی‌شکل، سازگاری و انعطاف بیشتری نسبت به کانال‌های منحنی‌شکل دارند؛ لذا برای ساخت آن‌ها، کمترین هزینه برای خاک‌برداری و پوشش موردنیاز است. در این راستا، مقطع کانال با کف افقی و دیواره‌ی سهمی مکعب در مقایسه با مقاطع معمولی، از جمله: مقاطع منحنی‌شکل، مستطیلی، مثلثی، دوزنقه‌یی، نیمه‌مکعبی و سایر مقاطع با کف افقی، مقرون به صرفه‌ترین مقطع است و کمترین سطح مقطع و محیط خیس شده را برای مقادیر یکسان دبی جریان نسبت به سایر مقاطع دارد.^[۲۵]

فرزین و انارکی (۲۰۲۰)، از روش‌های فراابتکاری مختلف، جهت اقدام طراحی بهینه‌ی مقطع کانال دوزنقه‌یی مرکب استفاده کرده‌اند. ایشان براساس ثابت یا متغیر در نظر گرفتن ارتفاع آزاد، یکنواخت یا مرکب بودن ضریب زبری و در نظر گرفتن قیود سرعت، عدد فرود و قید احتمال وقوع سیل، مدل‌هایی را ارائه کردند و دریافته‌اند که استفاده از الگوریتم هیبرید خفاش در مقایسه با الگوریتم‌هایی، مانند: الگوریتم خفاش، اجتماع ذرات، لینگو، روش ضرایب لاگرانژ و الگوریتم جهش ترکیبی قورباغه سبب کاهش ۳۲ درصدی هزینه‌ی ساخت کانال شده است.^[۲۶]

در نوشتار پوربخشیان و همکاران (۲۰۲۱)، طراحی بهینه‌ی شکل مقطع کانال‌های دوزنقه‌یی مرکب تحت مقادیر مختلف دبی با ارائه‌ی مدل‌های مفهومی و تحلیلی با استفاده از الگوریتم SPSA انجام شده است. در مقادیر مختلف دبی، معیارهای ارزیابی برای انتخاب بهترین مدل‌های تحلیلی آماره‌ی p ، مجموع مربعات خطا، ضریب تعیین و معیار آکایک در نظر گرفته شده است. افزایش عمق آب، شیب سمت چپ کانال، ضریب زبری معادل، ارتفاع آزاد افزایش هزینه‌ی ساخت را به دنبال داشته است و در مقابل، افزایش عرض کانال و شیب سمت راست مقطع کانال، سبب کاهش هزینه‌ی ساخت کانال شده است. روند اخیر برای مقادیر مختلف دبی یکسان بوده است. علاوه بر آن، مدل مفهومی $Cost \propto \frac{y \cdot z_1 \cdot n \cdot f}{b \cdot z_1}$ به عنوان مدل مفهومی برتر انتخاب شده است که ارتباط بین هزینه با پارامترهای هندسی را نشان می‌دهد.^[۲۷] در پژوهش حاضر، بهینه‌سازی شکل مقطع کانال سهموی مرکب به شکلی جامع و کلی‌تر براساس تغییرات دبی جریان و ارتفاع آزاد با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی به‌کارگیری روش ترکیب

جدول ۱. نمایش متغیرهای طراحی.

مقدار		توصیف متغیر طراحی	واحد	متغیر طراحی (X_i)
کمینه (X_L)	بیشینه (X_R)			
۰/۵	۱۰	عمق جریان	m	$X_{1=y}$
۰/۲	۳	شیب کانال در سطح آب در سمت چپ	-	$X_{2=z_1}$
۰/۲	۳	شیب کانال در سطح آب در سمت راست	-	$X_{3=z_2}$

$$T_{w2} = 2z_2(y) \quad \text{می‌آیند (معادله‌های ۱۶ و ۱۷):} \quad (5)$$

$$A_w = \frac{4}{3}y^2(z_1 + z_2) \quad (16)$$

$$P_w = y(J(z_1) + J(z_2)) \quad (17)$$

از طرفی با جایگذاری معادله‌های ۲ الی ۵ در معادله‌ی ۱ و حذف پارامتر شکل، معادلات شیب در بالای کانال بر حسب شیب کانال در سطح آب در قسمت‌های چپ و راست به ترتیب از روابط ۶ و ۷ به دست می‌آید:

$$Z_1 = z_1 \sqrt{\frac{y}{y+f}} \quad (6)$$

$$Z_2 = z_2 \sqrt{\frac{y}{y+f}} \quad (7)$$

مساحت کلی کانال طبق معادله‌ی ۸ به دست می‌آید:

$$A_t = \left[\frac{(y+f)T_1}{2} + \frac{(y+f)T_2}{2} - \int_{T_1/2}^{T_1/2} Y dX - \int_{T_2/2}^{T_2/2} Y dX \right] = \frac{4}{3}(y+f)^2(Z_1 + Z_2) \quad (8)$$

محیط سهمی از رابطه‌های ۹ و ۱۰ به دست می‌آید:

$$P_t = \int \sqrt{(dX)^2 + (dY)^2} \quad (9)$$

$$= \int_0^T \sqrt{1 + \left(\frac{dY}{dX}\right)^2} dX \quad (10)$$

محیط سهمی سمت چپ و راست به ترتیب براساس معادله‌های ۱۱ الی ۱۴ به دست می‌آید:

$$P_{t1} = (y+f) \left((Z_1^2) \left[\frac{1}{Z_1} \sqrt{1 + \frac{1}{Z_1^2}} + \ln\left(\frac{1}{Z_1} \sqrt{1 + \frac{1}{Z_1^2}}\right) \right] \right) \quad (11)$$

$$P_{t2} = (y+f) \left((Z_2^2) \left[\frac{1}{Z_2} \sqrt{1 + \frac{1}{Z_2^2}} + \ln\left(\frac{1}{Z_2} \sqrt{1 + \frac{1}{Z_2^2}}\right) \right] \right) \quad (12)$$

$$J_{(Z_1)} = Z_1^2 \left[\frac{1}{Z_1} \sqrt{1 + \frac{1}{Z_1^2}} + \ln\left(\frac{1}{Z_1} \sqrt{1 + \frac{1}{Z_1^2}}\right) \right] \quad (13)$$

$$J_{(Z_2)} = Z_2^2 \left[\frac{1}{Z_2} \sqrt{1 + \frac{1}{Z_2^2}} + \ln\left(\frac{1}{Z_2} \sqrt{1 + \frac{1}{Z_2^2}}\right) \right] \quad (14)$$

لذا محیط کلی کانال از رابطه‌ی ۱۵ به دست می‌آید:

$$P_t = (y+f)(J(Z_1) + J(Z_2)) \quad (15)$$

با جایگذاری شیب کانال در سطح آب در قسمت‌های چپ و راست در معادله‌های مساحت و محیط، مساحت مقطع جریان و محیط خیس شده به دست

۳. بهینه‌سازی کانال سهموی مرکب

الگوی مسئله‌ی بهینه‌سازی، افزون بر به کارگیری کلی ویژگی‌های فیزیکی، مکانیکی و هندسی طرح، باید بتواند چگونگی رفتار سازه در برابر بارهای وارد را نیز ارائه کند. همچنین باید کلیه‌ی قیدهای طراحی و اجرایی موردنیاز برای رسیدن به طرح مناسب را در بر بگیرد. در نوشتار حاضر، طراحی بهینه‌ی مقطع کانال سهموی مرکب با هدف کمینه‌سازی هزینه‌ی ساخت تحت شرایط برقراری جریان یکنواخت، عبور جریان زیر بحرانی، عبور جریان با سرعت مجاز و داشتن عرض مجاز سطح آب براساس متغیرهای طراحی، شامل: عمق آب، شیب‌های کناری مقطع صورت می‌گیرد.

۱.۳. متغیر طراحی

بر طبق مدل هندسی شکل ۱، متغیرهای طراحی، توصیف و مقادیر کمینه و بیشینه‌ی آن‌ها در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

۱.۱.۳. عمق جریان

عمق جریان (y)، فاصله‌ی عمودی پایین‌ترین نقطه در مقطع کانال تا سطح آب است. فاصله‌ی عمودی پایین‌ترین نقطه‌ی مقطع تا سطح زمین هم (Y) نامیده می‌شود، که مطابق رابطه‌ی ۱۸ محاسبه می‌شود و در آن، f همان ارتفاع آزاد است.

$$Y = y + f \quad (18)$$

۲.۱.۳. شیب دیواره‌ی کانال در سطح آب (Z_1, Z_2)

نوع خاکی که کانال در آن ساخته می‌شود، محدودیت مقدار شیب را تعیین می‌کند.^[۲۸]

۲.۳. قیود

۱.۲.۳. قید برقراری جریان یکنواخت

در نوشتار حاضر، از روش هورتن^۵ برای محاسبه‌ی ضریب زبری معادل استفاده شده است (رابطه‌ی ۱۹):^[۲۹]

$$ne = \left[\frac{\sum_{i=1}^r P_{wi} n_i^{\frac{1}{3}}}{\sum_{i=1}^r P_{wi}} \right]^{\frac{3}{5}} \quad (19)$$

که در آن، ne ضریب زبری معادل، p_w محیط خیس شده، n ضریب زبری و i بیانگر قسمت‌های تقسیم شده است. از آنجا که کانال پوشش‌دار برای هدایت جریان

که در آن، C_e هزینه‌ی خاک‌برداری به ازاء هر واحد طول کانال (رابطه‌ی ۲۷) و C_L هزینه‌ی پوشش کانال به ازاء هر واحد طول کانال ($\frac{\$}{m}$) است (رابطه‌ی ۲۹).

$$C_e = c_e A + c_r A \bar{Y} \quad (27)$$

که در آن، c_e هزینه‌ی خاک‌برداری واحد حجم ($\frac{\$}{m^3}$) است. c_r اضافه‌بها به ازاء افزایش عمق حفاری است که واحد آن ($\frac{\$}{m^2}$) است. A_t مساحت کلی کانال (m^2) است. \bar{Y} عمق مرکز سطح خاک‌برداری از سطح کانال است. در مقطع سهموی \bar{Y} به‌صورت رابطه‌ی ۲۸ تعریف می‌شود:

$$\bar{Y} = (0/4) Y \quad (28)$$

$$C_L = c_l P_t \quad (29)$$

که در آن، c_l هزینه‌ی هر واحد سطح پوشش بر حسب ($\frac{\$}{m^2}$) که مستقل از عمق است. P_t محیط کل کانال بر حسب m است. لذا هزینه‌ی کلی ساخت کانال سهموی مطابق رابطه‌ی ۳۰ محاسبه می‌شود:

$$C = c_e A + c_r A \bar{Y} + c_l P \quad (30)$$

از آنجا که $\frac{C_e}{c_e}$ ، $\frac{C_r}{c_r}$ دارای بُعد طول هستند، لذا با تغییر واحد پولی، ثابت می‌مانند. نسبت‌های اخیر می‌توانند برای انواع مختلف پوشش، لایه‌های خاکی و شرایط آب و هوایی با استفاده از مقادیر مناسب استفاده شوند. در ادامه، به منظور سهولت تعیین تأثیر متغیرها و پارامترهای توابع هزینه در فرایند بهینه‌سازی شکل کانال سهموی، معادلات با انتخاب مقیاس طول به‌صورت بدون بُعد تبدیل می‌شوند (رابطه‌ی ۳۱):

$$L = \left(Q \cdot n_e / \sqrt{S_c} \right)^{(2/3)} \quad (31)$$

که در آن، L مقیاس طول (m) است. لذا متغیرهای بدون بُعد به صورت روابط ۳۲ تعریف می‌شوند:

$$\begin{aligned} \bar{y}_* &= \frac{\bar{y}}{L}, \bar{Y}_* = \frac{\bar{Y}}{L}, P_{t*} = \frac{P}{L}, R_* = \frac{R}{L}, T_* = \frac{T}{L}, \\ A_* &= \frac{A}{L^2}, c_{r*} = \frac{c_r L}{c_e}, C_* = \frac{C}{c_e L^2}, c_{l*} = \frac{c_l}{c_e L} \end{aligned} \quad (32)$$

زیرنویس * مربوط به پارامترهای بدون بُعد است. لذا تابع هدف به صورت رابطه‌ی ۳۳ تبدیل می‌شود:

$$C_* = A_* + c_{r*} A_* \bar{Y}_* + c_{l*} P_* \quad (33)$$

۴.۳. طراحی بهینه‌ی کانال

در نوشتار حاضر، برای طراحی بهینه‌ی شکل مقطع کانال سهموی مرکب از مقدار دبی جریان ($\frac{m^3}{s}$)، مقدار شیب کف طولی به اندازه‌ی $0/001$ بوده است (جدول ۲). مقطع کانال از نوع بتنی بوده است که فرضیات طراحی آن در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲. نمایش پارامترهای طراحی.

ضرایب هزینه		پارامترهای جریان			
$\frac{C_e}{C_r}$	$\frac{c_e}{c_r}$	n_2	n_1	S_c	
۱۳	۷	۰/۰۱۵	۰/۰۱۸	۰/۰۰۱	
					$g(\frac{m}{s^2})$
					۹/۷۹

یکنواخت طراحی می‌شود؛^[۱۷] لذا در پژوهش حاضر، جهت کنترل جریان یکنواخت از قیدی مطابق معادله‌ی ۲۰ (معادله‌ی مانینگ) استفاده شده است:

$$\Phi_1 = \left| \frac{Q n_e}{\sqrt{S_c}} - \frac{A_w^{5/2}}{P_w^{2/3}} \right| - \varepsilon \leq 0 \Rightarrow \left| \frac{Q}{\sqrt{S_c}} - \frac{A_w^{5/2}}{\left(\sum_{i=1}^2 n_i v_i P_{wi} \right)^{2/3}} \right| - \varepsilon \leq 0 \quad (20)$$

۲.۲.۳. قید بر قراری جریان زیر بحرانی

همچنین به دلیل ناپایدار بودن جریان در شرایط بحرانی، لازم است که قید عدد فرود به منظور جلوگیری از ایجاد جریان بحرانی در طراحی بهینه‌ی کانال در نظر گرفته شود.^[۱۸] که معادله‌ی آن به صورت رابطه‌ی ۲۱ است:

$$\Phi_2 = \frac{F_r}{F_{rmax}} - 1 \leq 0 \quad (21)$$

۳.۲.۳. قید عرض کلی کانال

در طراحی بهینه‌ی شکل مقطع کانال، قید عرض کلی کانال برای کنترل هزینه‌ی تملک زمین، یکی از قیود بسیار مهم است.^[۳۰،۳۱،۳۲] که به صورت رابطه‌ی ۲۲ نوشته می‌شود:

$$\Phi_3 = \frac{T_t}{T_{max}} - 1 \leq 0 \quad (22)$$

۴.۲.۳. قید کمینه‌ی سرعت

کمینه‌ی سرعت مجاز برای جلوگیری از رسوب‌گذاری در محدوده‌ی $0/6$ الی $0/9$ (m/s) و کمینه‌ی سرعت برای جلوگیری از رشد پوشش گیاهی $0/75$ (m/s) است.^[۱] کمینه‌ی سرعت مجاز در طراحی کانال در محدوده‌ی $0/75$ تا $0/9$ (m/s) در نظر گرفته شده است.^[۳۱] قید کمینه‌ی سرعت به صورت معادله‌ی ۲۳ است که در آن، V_{ave} سرعت متوسط جریان است.

$$\Phi_4 = \frac{V_{ave}}{V_{min}} - 1 \leq 0 \quad (23)$$

۵.۲.۳. قید بیشینه‌ی سرعت

در کانال‌های با مرز صلب، بیشینه‌ی سرعت مجاز (V_L)، سرعتی است که سبب ایجاد فرسایش نمی‌شود. از طرفی، برای اطمینان از انتقال دبی جریان از مقطع عرضی لازم است که متوسط سرعت واقعی جریان (V_{ave})، در کانال از بیشینه‌ی سرعت مجاز بیشتر نباشد (رابطه‌ی ۲۴).^[۱۷] در پژوهش حاضر، مقادیر سرعت کمینه و بیشینه به ترتیب، برابر با $0/75$ و 4 متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است.

$$\Phi_5 = \frac{V_{ave}}{V_{max}} - 1 \leq 0 \quad (24)$$

۳.۳. تابع هدف

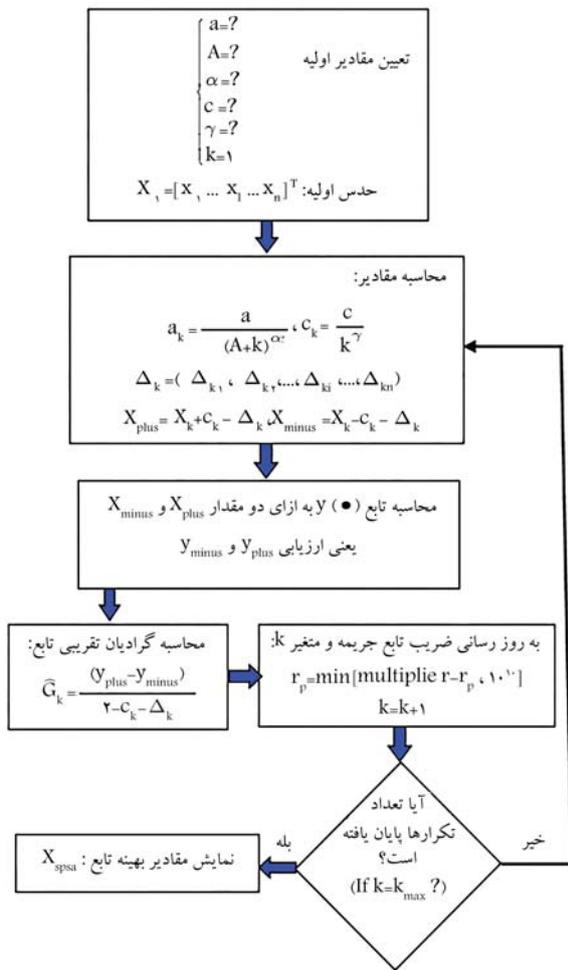
اولین قدم در طراحی کانال، تعیین ابعاد بهینه‌ی آن جهت انتقال دبی موردنیاز با کمترین هزینه‌ی ساخت است (رابطه‌ی ۲۵). در پژوهش حاضر، کل هزینه‌ی ساخت ۱ متر کانال، شامل هزینه‌های خاک‌برداری (مساحت مقطع عرضی) و پوشش‌دار کردن سطوح (محیط تر شده) است (رابطه‌ی ۲۶).

$$Minimize \quad Cost = Cost(y, z_1, z_2) \quad (25)$$

$$C_1 = C_e + C_L \quad (26)$$

جدول ۳. مقادیر ارتفاع آزاد براساس مقادیر مختلف دبی جریان.

< 0.06	> 10	$10 - 5$	$5 - 1$	$0.1 - 0.6$	$< 0.06 Q(\frac{m^3}{s})$
$0.0 - 1/15$	$0/75$	$0/6$	$0/5$	$0/3$	$0/0 - 1/15 f(m)$



شکل ۲. فلوجارت الگوریتم SPSA. [۳۵]

که در آن، مقدار دلتا (δ) برابر با 0.5 است. مقادیر اپسیلون (ϵ) وابسته به مقادیر دبی است؛ به طوری که برای مقدار دبی جریان $Q = 0.57 (\frac{m^3}{s})$ ، مقدار $\epsilon = 0.6735$ و برای $Q > 85 (\frac{m^3}{s})$ مقدار $\epsilon = 0.872$ در نظر گرفته شده است. [۱] ناومن^۷ (۲۰۰۳)، معادله‌ی جهت ارتباط بین ϵ و Q ارائه کرد که به صورت رابطه‌ی ۳۶ است. [۳۶]

$$\epsilon = 0.6722 + 2/3569 \times 10^{-2} Q \quad (36)$$

داس (۲۰۰۷) نیز رابطه‌ی براساس ارتباط بین ارتفاع آزاد و عمق جریان به صورت رابطه‌ی ۳۷ ارائه کرده است:

$$f = k_1 + k_2 y^{k_3} \quad (37)$$

k_1 ، k_2 و k_3 ضرایب ثابت هستند. اگر $k_2 = 0$ باشد، مقدار ارتفاع آزاد ثابت است. اگر $k_1 = 0$ باشد، آنگاه ارتفاع آزاد تابعی از عمق جریان است. [۲۳]

۱.۴.۳. الگوریتم بهینه‌سازی (SPSA)

بیشتر روش‌های سنتی بهینه‌سازی مبتنی بر محاسبه‌ی مشتقات تابع هدف هستند که این مسئله موجب افزایش حجم محاسبات ریاضی می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر، به منظور بهینه‌سازی سازه‌ها از الگوریتم تقریب‌سازی تصادفی مبتنی بر آشفته‌سازی هم‌زمان (SPSA) استفاده شده است. الگوریتم SPSA، یک الگوریتم قدرتمند برای بهینه‌سازی سیستم‌های پیچیده است که توسط اسپال (۱۹۹۸)، توسعه و گسترش یافته است. از جمله ویژگی‌های الگوریتم SPSA این است که در هر تکرار بهینه‌سازی، مستقل از تعداد متغیرهای طراحی، فقط به ۲ بار ارزیابی تابع هدف نیازمند است. بنابراین استفاده از الگوریتم SPSA، به شدت موجب کاهش حجم محاسبات و کاهش زمان کل بهینه‌سازی می‌شود. [۳۲]

الگوریتم SPSA در مهندسی عمران به ویژه در بهینه‌سازی سد قوسی، کاربرد مؤثری داشته است. [۳۳، ۳۴] الگوریتم SPSA برای بهینه‌سازی مسائل نامقید است. لذا جهت استفاده از آن در حل مسائل مقید با قیدهای نامساوی $g_j \leq 0$ (که با استفاده از روش توابع جریمه‌ی خارجی به دست می‌آید، جایگزین تابع هدف f شود (رابطه‌ی ۳۴):

$$w(X, r_p) = f(X) + r_p \sum_{j=1}^m \max[0, g_j(X)]^r \Rightarrow f(\bullet) = w(\bullet) + noise \quad (34)$$

در شکل ۲، فلوجارت الگوریتم SPSA مشاهده می‌شود.

۲.۴.۳. مدل‌های بهینه‌سازی براساس نحوه‌ی انتخاب ارتفاع آزاد

در نوشتار حاضر، براساس نحوه‌ی انتخاب ارتفاع آزاد در فرایند بهینه‌سازی، چهار مدل در دبی‌های ۱، ۱۰، ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ مترمکعب بر ثانیه در نظر گرفته شده است.

• در مدل اول الگوریتم بهینه‌سازی، در مدل اول، مقدار ارتفاع آزاد صفر در نظر گرفته شده است.

• در مدل دوم، مقدار ارتفاع آزاد ثابت 0.5 متر در نظر گرفته شده است.

• در مدل سوم، ارتفاع آزاد به صورت تابعی از دبی در نظر گرفته شده است.

• در مدل چهارم، ارتفاع آزاد به صورت تابعی از عمق جریان لحاظ شده است.

در جدول ۳، استاندارد هندوستان که در آن تغییرات ارتفاع آزاد براساس دبی جریان است، ارائه شده است.

وابستگی ارتفاع آزاد فقط به مقدار دبی، کاملاً رضایت‌بخش نیست؛ زیرا بر این اساس مقدار ارتفاع آزاد برای یک کانال کم عمق با کانال عمیق برای یک مقدار دبی جریان داده شده، باید یکسان باشد؛ در حالی که در واقعیت چنین نیست. وابستگی ارتفاع آزاد به عمق جریان، مرسوم‌تر است. رابطه‌ی ۳۵، ارتباط بین عمق جریان و ارتفاع آزاد را نشان می‌دهد.

$$f = \epsilon y^\delta \quad (35)$$

جدول ۴. نتایج راستی آزمایی.

پارامترها	مدل کاهاار (۲۰۰۵)	الگوریتم SPSA
$y(m)$	۳/۱۱۴۵	۳/۱۰۴۸
Z	۰/۶۷۴۵	۰/۶۷۴۵
$f(m)$	۰/۰۰	۰/۰۰
$T(m)$	۸/۴۰۲۹	۸/۳۷۶۷
$A(m^2)$	۱۷/۴۴۷۰	۱۷/۳۳۸۷
$p(m)$	۱۰/۸۷۱۷	۱۰/۸۳۸۰
$V(m^3/s)$	۲/۸۸۹۷	۲/۸۸۸۴

۳.۴.۳. اعتبارسنجی مدل

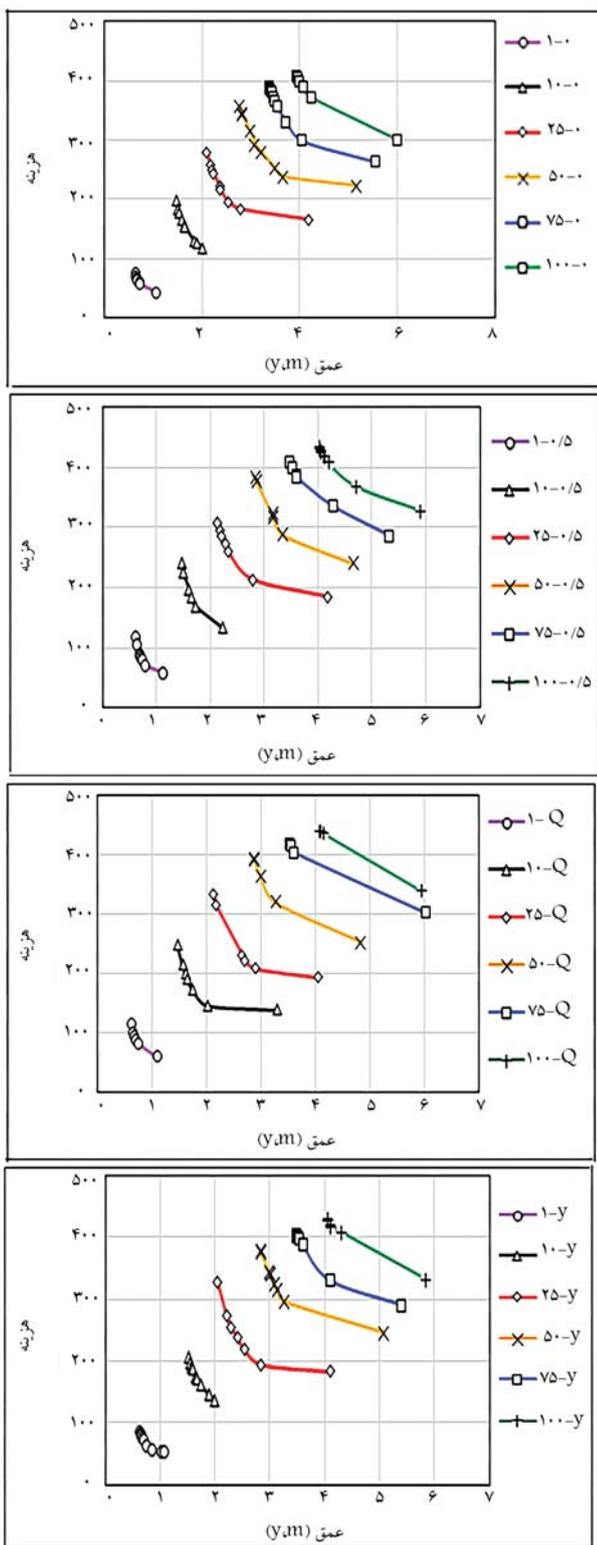
در نوشتار حاضر، در ابتدا لازم است صحت و درستی الگوریتم مورد نظر بررسی شود؛ لذا از مثال مطرح شده توسط کاهاار (۲۰۰۵) به منظور مقایسه‌ی نتایج الگوریتم SPSA با نتایج مدل تحلیل مرجع مذکور استفاده شده است. در این مثال، مقادیر دبی جریان، ضریب زبری مانینگ، شیب بستر و ارتفاع آزاد و نسبت‌های هزینه به این ترتیب است: $\frac{C_e}{C_p} = ۷$, $Q = ۵۰ m^3/s$, $n = ۰/۰۱۵$, $S_0 = ۰/۰۰۱$, $f = ۰/۰۰۰$, $S_e = ۱۳$.

لازم به ذکر است در مدل تحلیلی کاهاار (۲۰۰۵)، مقدار ارتفاع آزاد صفر لحاظ شده است. شیب جانبی سمت چپ و راست مقطع سهموی یکسان در نظر گرفته شده و فقط قید مانینگ در فرایند بهینه‌سازی لحاظ شده است. در جدول ۴، مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل تحلیلی کاهاار و الگوریتم SPSA در پژوهش حاضر ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نتایج حاصل از الگوریتم SPSA بسیار نزدیک به نتایج آقای کاهاار است.

۴. نتایج

در نوشتار حاضر، مراحل مختلف بهینه‌سازی مقطع یک کانال سهموی مرکب با ارائه‌ی مدل‌های مختلف براساس تغییرات ارتفاع آزاد انجام شده است. مقادیر دبی جریان به ترتیب ۱، ۱۰، ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ مترمکعب بر ثانیه بوده است. مقادیر بهینه‌ی متغیرهای طراحی، قیود، پارامترهای هندسی مقطع جریان، و تابع هزینه مطابق جدول ۵ ارائه شده است. در هر چهار مدل با افزایش دبی جریان، عرض کلی مقطع، عرض سطح آب، مساحت مقطع، مساحت مقطع جریان، محیط مقطع، محیط خیس‌شده‌ی مقطع، سرعت جریان، عدد فرود و هزینه افزایش یافته است. شیب‌های جانبی چپ و راست در مدل‌های ۲ و ۳، برای تمامی دبی‌های جریان و در مدل ۱، از دبی ۱۰ مترمکعب بر ثانیه و در مدل ۴ از دبی ۲۵ مترمکعب بر ثانیه با افزایش دبی جریان، کاهش یافته‌اند. برای هر دبی و در هر بار انجام الگوریتم بهینه‌سازی، ارتباط بین تابع هزینه و متغیرهای طراحی براساس مدل‌های مفهومی سنجیده شده است. در نهایت، برای ۲۰ بار انجام الگوریتم بهینه‌سازی، مدلی که بیشترین تعداد تکرار را از آن خود کرد، به‌عنوان بهترین مدل انتخاب شد.

مطابق شکل ۳، با افزایش دبی جریان، عمق و هزینه افزایش یافته است. از طرفی، در هر نمودار با افزایش عمق جریان، شیب جانبی سمت چپ و هزینه‌ی ساخت افزایش یافته است. نمودارها در هر چهار مدل در دبی‌های مختلف از نظم خاصی

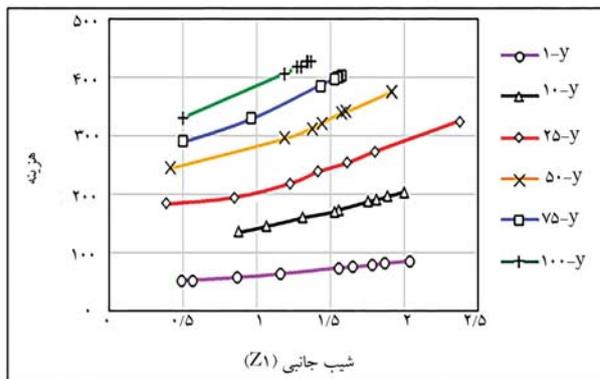
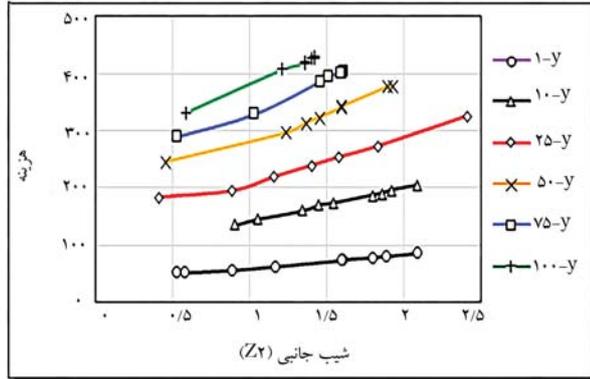
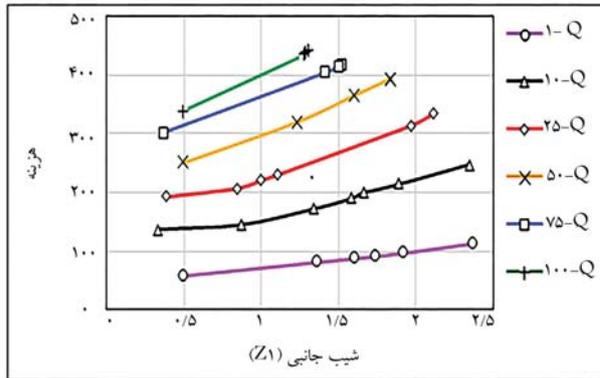
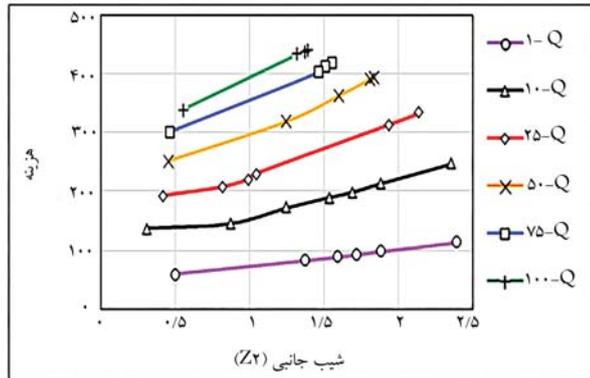
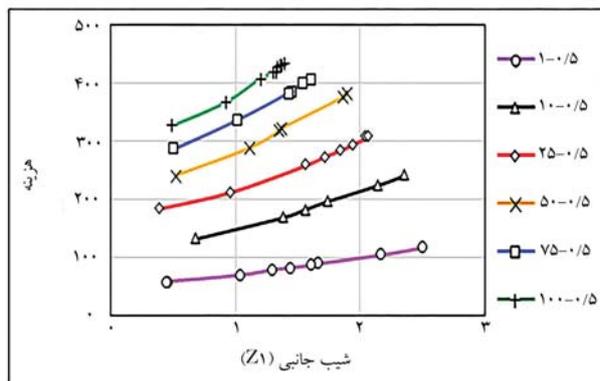
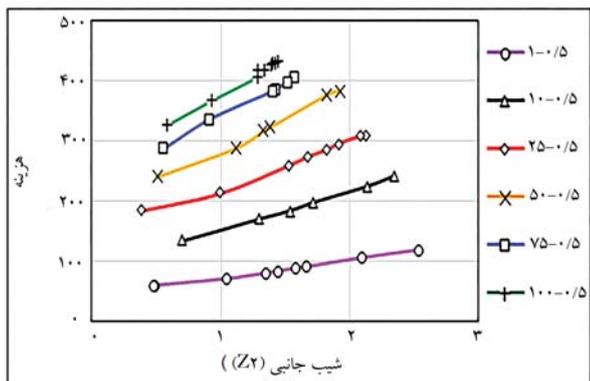
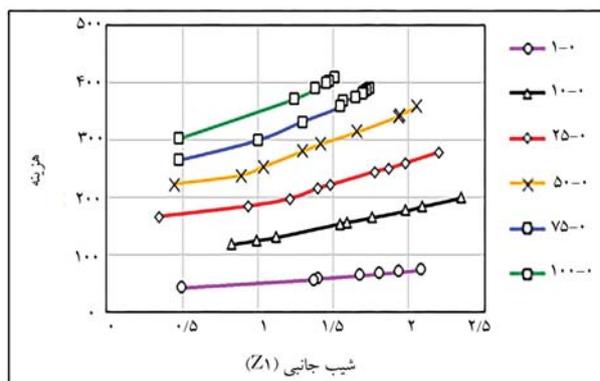
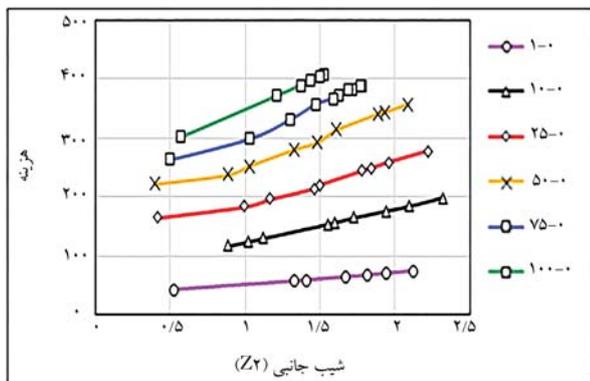


شکل ۳. نمودار عمق و هزینه در مدل‌ها و دبی‌های مختلف.

از طرفی، در تمامی مدل‌ها، تغییرات عمق مربوط به هر دبی تقریباً یکسان است. مطابق شکل ۴، با افزایش دبی جریان، شیب جانبی سمت چپ و هزینه‌ی ساخت یافته‌اند. از طرفی، در هر نمودار با افزایش شیب جانبی سمت چپ، هزینه‌ی ساخت افزایش یافته است. نمودارها در هر چهار مدل در دبی‌های مختلف از نظم خاصی

جدول ۵. نتایج اولین تکرار فرایند بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم SPSS در هر چهار مدل برای تمامی مقادیر دبی های جریان.

cost	Fr	V(m/s)	Pw (m)	P(m)	Aw(m ²)	A(m ²)	Tw(m)	T(m)	F(m)	Z _۲	Z _۱	Y(m)	Q (m ^۳ /s)	مدل
۷۴/۸۲۸۵	۰/۵۱۸۲	۱/۰۵۸۹	۵/۵۷۳۲	۵/۵۷۳۲	۲/۲۹۳۰	۲/۲۹۳۰	۵/۳۷۶۶	۵/۳۷۶۶	۰/۰۰	۲/۱۲۰۲/	۲/۰۸۱۴	۰/۲۳۹۷	۱	۱
۱۹۹/۱۸۹۷	۰/۵۹۷۶	۱/۸۵۴۷	۱۴/۱۹۱۴	۱۴/۱۹۱۴	۱۳/۵۵۷۹	۱۳/۵۵۷۹	۱۳/۷۸۰۹۱	۱۳/۷۸۰۹	۰/۰۰	۲/۳۲۶۱	۲/۳۴۳۱	۱/۴۷۵۷	۱۰	۱
۲۷۸/۰۷۶۹	۰/۶۳۲۷	۲/۳۴۰۵	۱۹/۱۵۷۶	۱۹/۱۵۷۶	۲۵/۹۲۲	۲۵/۹۲۲	۱۸/۵۴۳۴	۱۸/۵۴۳۴	۰/۰۰	۲/۲۱۹۱	۲/۲۰۲۶	۲/۰۹۶۹	۲۵	۱
۳۵۷/۹۱۱۹	۰/۶۶۰۹	۲/۸۰۷۶	۲۳/۷۷۰۱	۲۳/۷۷۰۱	۴۲/۲۲۸۲	۴۲۲۸۲	۲۲/۹۰۹۰	۲۲/۹۰۹۰	۰/۰۰	۲/۰۹۰۲	۲/۰۵۲۵	۲/۷۶۵۰	۵۰	۱
۳۸۹/۲۲۷۷	۰/۶۷۷۶	۳/۱۸۲۸	۲۵/۰۱۸۶	۲۵/۰۱۸۶	۵۳/۲۲۶۴	۵۳/۲۲۶۴	۲۳/۷۹۳	۲۳/۷۹۳۳	۰/۰۰	۱/۷۸۱۷	۱/۳۳۷۲	۳/۳۸۰۸	۷۵	۱
۴۰۸/۱۳۸۱	۳/۴۸۲۲	۳/۴۸۲۲	۲۵/۴۹۷۴	۲۵/۴۹۷۴	۶۶/۵۹۸۷	۶۶/۵۹۸۷	۲۳/۸۶۶	۲۳/۸۶۶	۰/۰۰	۱/۵۲۴۷	۱/۵۰۸۳	۳/۹۳۴۴	۱۰۰	۱
۱۱۸/۴۰۱۳	۰/۵۱۶۸	۱/۰۲۲۳	۶/۲۴۶۵	۸/۶۱۲۱	۲/۴۵۳۷	۶/۰۶۱۱	۶/۰۹۰۱	۸/۲۳۶	۰/۵۰۰	۲/۵۲۴۰	۲/۵۰۴۶	۰/۶۰۴۳	۱	۲
۲۴۰/۸۶۴۹	۰/۵۹۸۰	۱/۸۵۶۶	۱۴/۳۱۲۱	۱۶/۷۱۲۹	۱۳/۲۹۱۲	۲۱/۲۰۲۲	۱۳/۹۰۴۴	۱۶/۰۸۶۶	۰/۵۰۰	۲/۳۴۹۰	۲/۳۵۸۰	۱/۴۷۷۰	۱۰	۲
۲۴۰/۸۶۴۹	۰/۶۳۳۵	۲/۳۶۰۲	۱۸/۴۲۵۰	۲۰/۶۴۱۸	۲۵/۱۹۳۹	۳۴/۵۸۰۸	۱۷/۷۶۷۴	۱۹/۷۴۵۶	۰/۵۰۰	۲/۱۲۲۹	۲/۰۴۲۲/	۲/۱۲۷۰	۲۵	۲
۳۸۲/۱۷۱۰	۰/۶۶۰۷	۲/۸۴۰۱	۲۲/۵۴۹۲	۲۴/۶۳۴۵	۴۰/۷۵۹۲	۵۲/۰۲۱۲	۲۱/۵۹۶۹	۲۳/۴۲۶۶	۰/۵۰۰	۱/۹۲۳۷	۱/۸۹۰۷	۲/۸۳۰۹	۵۰	۲
۴۰۶/۵۴۵۲	۰/۶۷۴۹	۲/۲۱۷۹	۲۳/۵۰۹۱	۲۵/۳۴۱۲	۵۱/۳۶۵۰	۶۲/۸۱۴۹	۲۲/۱۲۳۷	۲۳/۶۵۸۷	۰/۵۰۰	۱/۵۷۲۷	۱/۶۰۳۷	۳/۴۸۲۶	۷۵	۲
۴۳۳/۰۵۶۴	۰/۶۸۶۵	۳/۵۱۴۸	۲۴/۵۶۵۱	۲۶/۲۶۷۳	۶۱/۰۴۷۲	۷۲/۷۹۳۸	۲۲/۷۹۷۷	۲۴/۱۷۵۰	۰/۵۰۰	۱/۴۴۸۸	۱/۳۸۹۰	۴/۰۱۶۷	۱۰۰	۲
۱۱۳/۹۴۴۲	۰/۵۱۷۲	۱/۰۳۶۶	۶/۰۲۲۲	۸/۲۸۵۳	۲/۴۰۲۰	۵/۸۶۱۴	۵/۸۵۵۱	۷/۸۸۲۷	۰/۵۰۰	۲/۳۸۸۷	۲/۳۶۸۶	۰/۶۱۵۴۴	۱	۳
۲۴۷/۳۰۴۱	۰/۵۹۷۷	۱/۸۵۲۱	۱۴/۲۳۰۵	۱۷/۰۷۵۱	۱۳/۵۵۷۳	۲۲/۶۴۷۱	۱۳/۸۲۳۷	۱۶/۴۰۲۳	۰/۶۰۰	۲/۳۵۳۸	۲/۳۴۴۷	۱/۴۷۱۱	۱۰	۳
۳۳۴/۵۳۱۰	۰/۶۳۳۶	۲/۲۶۳۹	۱۸/۷۹۱۰	۲۲/۱۰۱۲	۲۵/۹۶۶۲	۴۰/۵۳۷۶	۱۸/۱۴۳۰	۲۱/۰۹۳۳	۰/۷۵۰۰	۲/۱۴۲۸	۲/۱۱۰۷	۲/۱۳۲۷	۲۵	۳
۳۹۴/۱۴۲۶	۰/۶۶۰۲	۲/۸۵۳۶	۲۲/۰۳۷۱	۲۵/۰۳۵۸	۴۰/۱۵۳۵	۵۶/۹۲۶۲	۲۱/۰۴۰۴	۲۳/۲۳۶۵	۰/۷۵۰۰	۱/۸۴۰۷	۱/۸۳۴۴	۲/۸۶۲۶	۵۰	۳
۴۱۹/۰۳۶۳	۰/۶۷۵۵	۲/۲۳۴۵	۲۳/۰۸۷۰	۲۵/۷۴۹۶	۵۰/۷۰۴۷	۶۷/۷۸۱۰	۲۱/۶۵۰۹	۲۳/۸۵۰۴	۰/۷۵۰۰	۱/۵۵۸۵	۱/۵۲۳۱	۳/۵۱۲۹	۷۵	۳
۴۴۱/۰۴۴۹	۰/۶۸۵۶	۳/۵۳۶۸	۲۳/۹۰۲۴	۲۶/۳۵۵۲	۵۹/۸۸۵۸	۷۷/۱۴۴۲	۲۲/۰۲۷۵	۲۳/۹۶۷۷	۰/۷۵۰۰	۱/۳۹۳۵	۱/۳۰۷۲	۴/۰۷۸۰	۱۰۰	۳
۸۶/۰۵۵۸	۰/۵۱۷۷	۱/۰۵۷۳	۵/۴۷۹۷	۶/۳۴۶۹	۲/۲۴۹۷	۳/۳۸۳۶	۵/۲۸۰۱	۶/۰۴۹۶	۰/۱۹۹۹	۲/۰۸۵۴	۲/۰۴۵۵	۰/۶۳۹۱	۱	۴
۲۰۴/۵۲۱۸	۰/۵۹۸۷	۱/۸۸۸۱	۱۲/۹۵۷۷	۱۴/۳۱۲۰	۱۲/۲۷۶۴	۱۶/۷۱۶۰	۱۲/۴۷۶۶	۱۳/۶۸۲۹	۰/۳۰۹	۲/۰۹۰۰	۲/۰۰۴۰	۱/۵۲۳۹	۱۰	۴
۳۲۶/۰۳۴۱	۰/۶۳۲۸	۲/۳۱۸۵	۲۰/۲۷۰۱	۲۲/۰۶۸۳	۲۷/۰۳۰۷	۳۴/۳۹۷۹	۱۹/۷۱۱۸	۲۱/۳۶۰۸	۰/۳۵۶	۲/۴۱۱۵	۲/۳۸۰۱	۲/۰۵۶۹	۲۵	۴
۳۳۷/۸۵۹۱	۰/۶۶۰۵	۲/۸۳۷۰	۲۲/۶۹۱۸	۲۴/۴۶۴۸	۴۰/۹۸۲۳	۵۰/۴۵۵۲	۲۱/۷۴۸۵	۲۳/۳۰۹۵	۰/۴۲۰۳	۱/۹۲۸۰	۱/۹۱۹۲	۲/۸۲۶۶	۵۰	۴
۴۰۴/۰۹۱۴	۰/۶۷۵۹	۳/۲۱۱۱	۲۳/۵۲۳۹	۲۵/۲۳۷۳	۵۱/۳۵۸۹	۶۲/۰۲۲۸	۲۲/۱۴۲۱	۲۳/۵۷۹۳	۰/۴۶۶۳	۱/۶۰۵۰	۱/۵۷۷۰	۳/۴۷۹۳	۷۵	۴
۴۲۹/۴۲۵۱	۰/۶۸۵۹	۳/۵۲۳۷	۲۴/۳۲۸۹	۲۶/۰۱۹۴	۶۰/۷۰۵۸	۷۲/۳۷۱۷	۲۲/۵۰۰۰	۲۳/۸۷۸۹	۰/۵۰۲۷	۱/۴۱۸۶	۱/۳۶۶۲	۴/۰۴۳۵	۱۰۰	۴

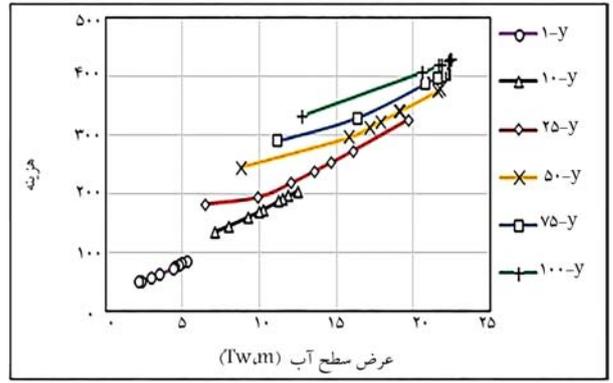
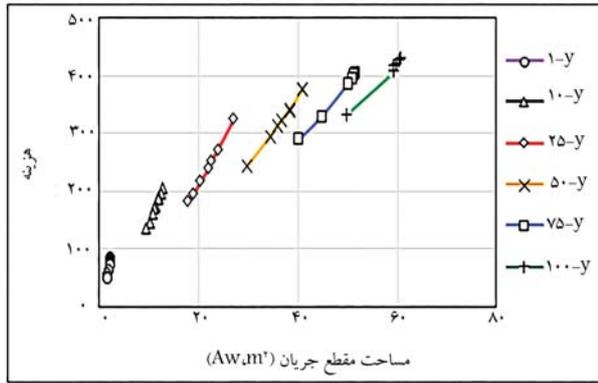
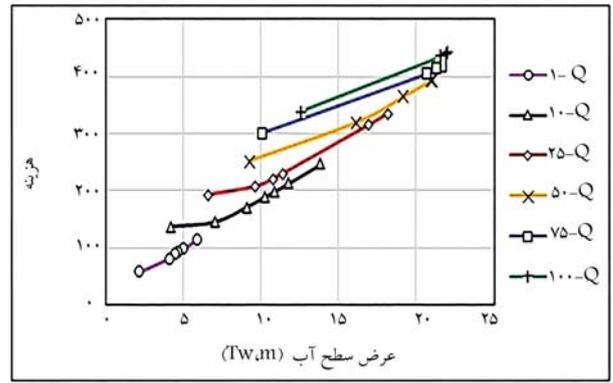
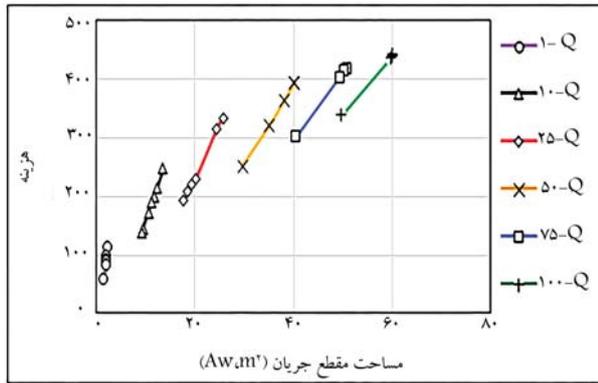
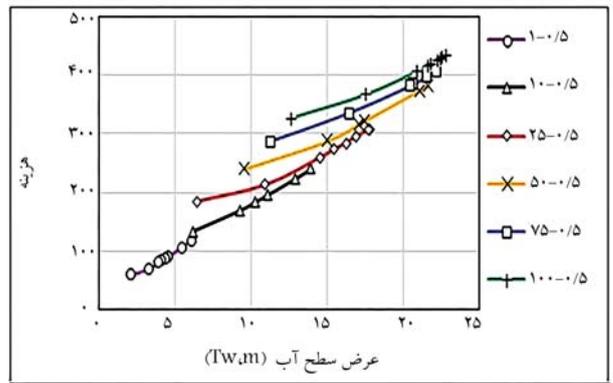
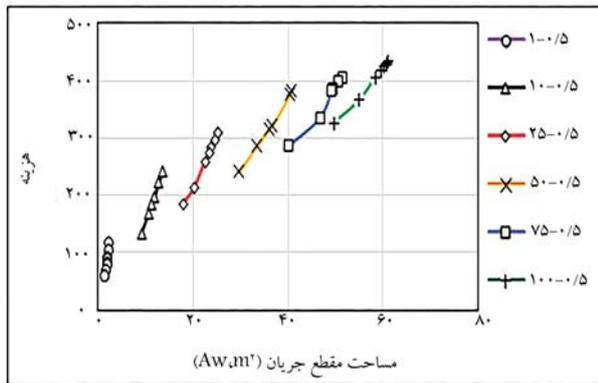
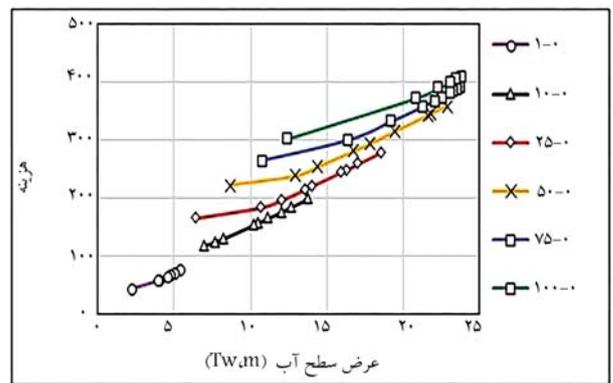
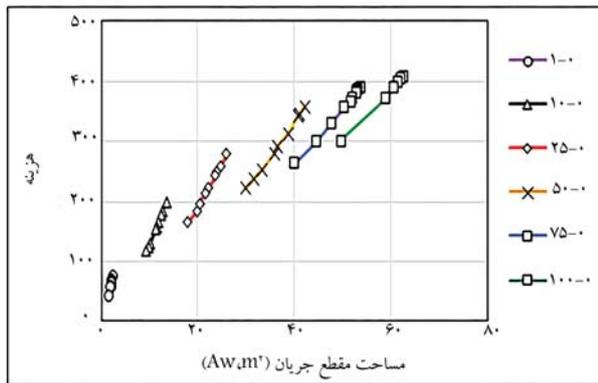


شکل ۵. نمودار شیب جانبی سمت راست و هزینه در مدل‌ها و دبی‌های مختلف.

مطابق شکل ۶، با افزایش دبی جریان، عرض سطح آب و هزینه افزایش یافته‌اند. از طرفی، در هر نمودار با افزایش عرض سطح آب، هزینه ساخت افزایش یافته است. روند تغییرات نمودارها در چهار تا مدل یکسان است. مطابق شکل ۷، با افزایش دبی جریان، مساحت مقطع جریان و هزینه افزایش یافته‌اند. از طرفی،

شکل ۴. نمودار شیب جانبی سمت چپ و هزینه در مدل‌ها و دبی‌های مختلف.

پروبی می‌کنند. مطابق شکل ۵، شیب جانبی سمت راست و هزینه با افزایش دبی جریان افزایش یافته‌اند. از طرفی، در هر نمودار با افزایش شیب جانبی سمت راست، هزینه ساخت افزایش یافته است. روند تغییرات نمودارها در چهار تا مدل یکسان است.

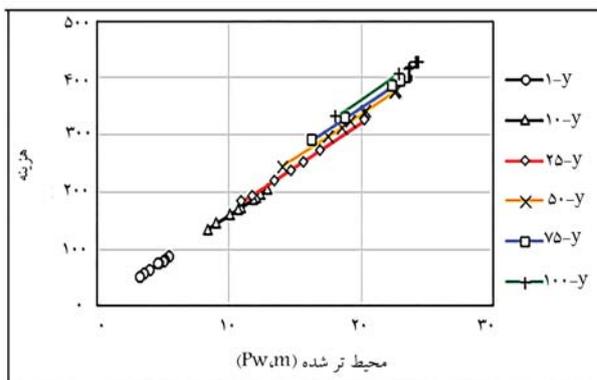
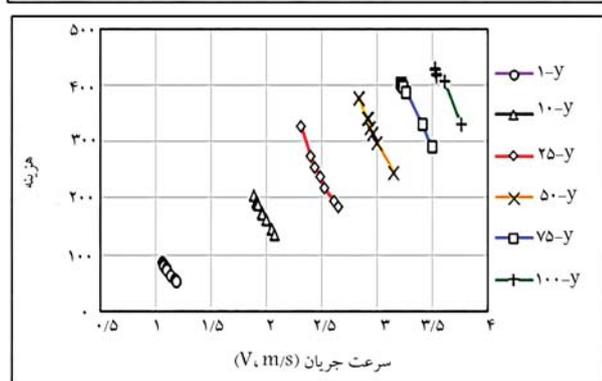
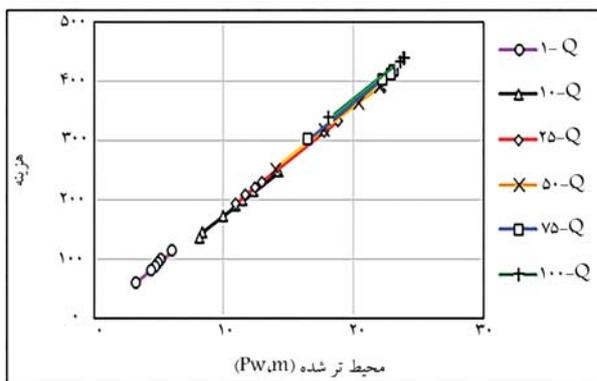
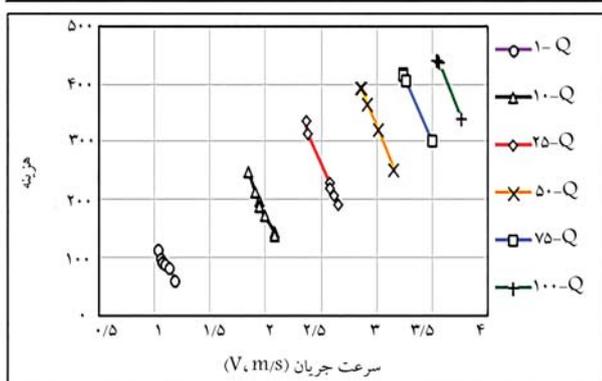
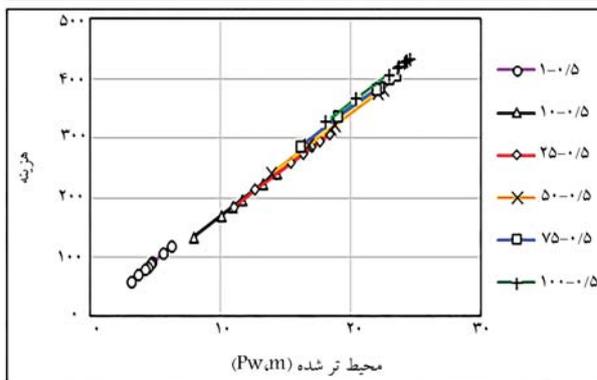
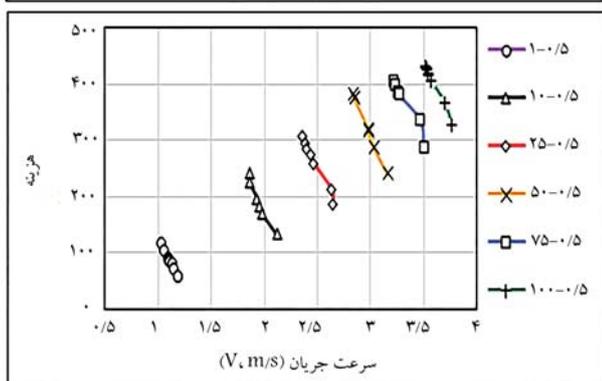
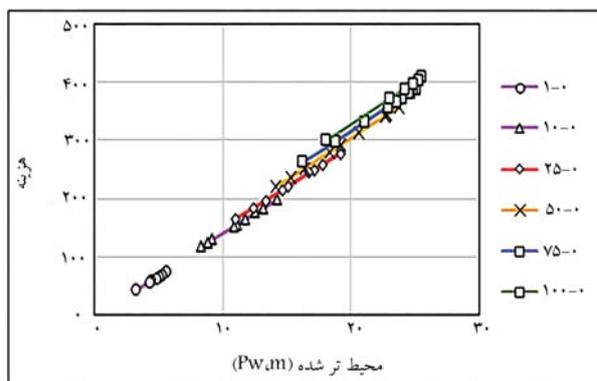
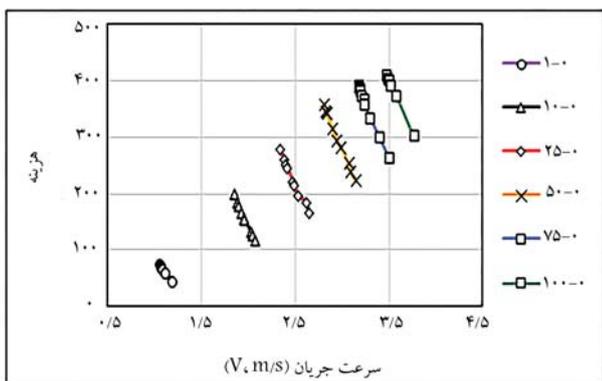


شکل ۷. نمودارهای مساحت مقطع جریان و هزینه در مدل‌ها و دبی‌های مختلف.

شکل ۶. نمودار عرض سطح آب و هزینه در مدل‌ها و دبی‌های مختلف.

است. در مقادیر مختلف دبی جریان، در هر چهار مدل، تغییرات نمودارها منظم بوده است. مطابق شکل ۹، با افزایش دبی جریان، سرعت و هزینه افزایش یافته است. از طرفی، در هر نمودار با افزایش سرعت جریان، هزینه ساخت کاهش یافته است. نمودارها در هر چهار مدل در مقادیر مختلف دبی، تغییرات تقریباً یکسانی دارند.

در هر نمودار با افزایش عرض سطح آب، هزینه ساخت افزایش یافته است. در مقادیر مختلف دبی جریان، در هر چهار مدل، تغییرات نمودارها منظم بوده است. مطابق شکل ۸، با افزایش دبی جریان، محیط تر شده و هزینه افزایش یافته است. از طرفی، در هر نمودار با افزایش عرض سطح آب، هزینه ساخت افزایش یافته

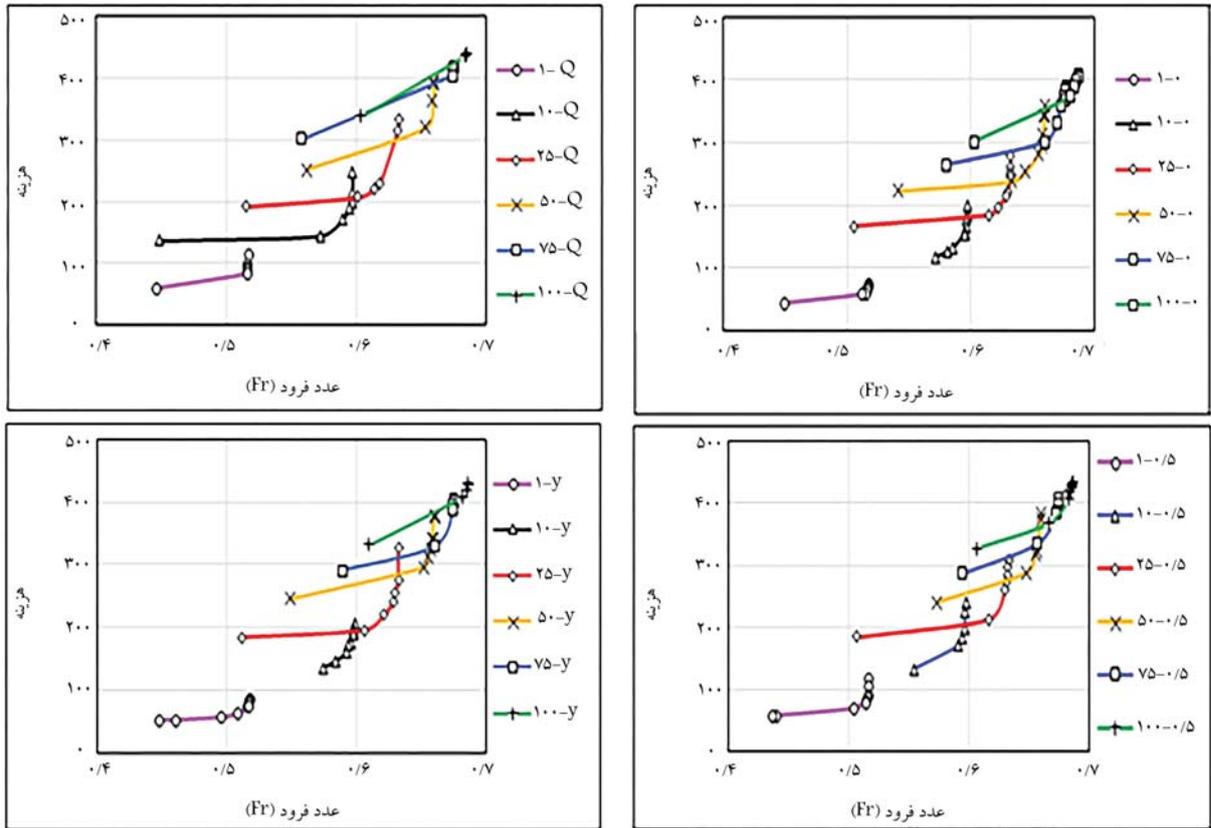


شکل ۹. نمودارهای سرعت و هزینه در مدل‌ها و دبی‌های مختلف.

شکل ۸. نمودارهای محیط تر شده و هزینه در مدل‌ها و دبی‌های مختلف.

و در هر چهار مدل معرفی شده براساس ارتفاع آزاد جهت طراحی بهینه‌ی مقطع کانال سهموی مرکب ارائه شده است که در جدول ۶ مشاهده می‌شود. مطابق مدل ارائه شده‌ی حاصل از نتایج پژوهش، با افزایش شیب‌های کناری و کاهش عمق، هزینه افزایش یافته است. از طرفی، تغییرات مذکور با افزایش عرض

مطابق شکل ۱۰، با افزایش دبی جریان، عدد فرود و هزینه افزایش یافته است. از طرفی، در هر نمودار با افزایش عدد فرود، هزینه‌ی ساخت کاهش یافته است. نمودارها در هر چهار مدل در مقادیر مختلف دبی، تغییرات تقریباً یکسانی داشته‌اند. مطابق نمودارهای اخیر، یک مدل مفهومی و تحلیلی برای تمامی مقادیر دبی‌ها



شکل ۱۰. نمودارهای عدد فرود و هزینه در مدل‌ها و دبی‌های مختلف.

ارائه‌ی چهار مدل براساس تغییرات ارتفاع آزاد انجام شده است. تأثیر دبی با در نظر گرفتن مقادیر مختلف در مدل‌های مذکور در متغیرهای طراحی، قیود، تابع هدف، پارامترهای هندسی و طراحی کانال بررسی شده است. با افزایش مقادیر دبی جریان، عمق جریان، شیب‌های کناری سمت چپ و راست، عرض کلی کانال و عرض سطح آب، مساحت مقطع کانال و مساحت جریان، محیط کلی کانال و محیط خیس شده‌ی کانال، سرعت جریان، عدد فرود و هزینه افزایش یافته است. در میان مدل‌های مفهومی ارتباط هزینه با سایر پارامترها، مدلی که بیشترین تعداد تکرار را از آن خود کرد، بدین صورت ظاهر شد که با افزایش شیب‌های کناری سمت چپ و راست، عرض کلی کانال و عرض سطح آب، مساحت مقطع کانال و مساحت جریان، محیط کلی کانال و محیط خیس شده‌ی کانال، عدد فرود، کاهش سرعت جریان و مساحت مقطع کانال و محیط خیس شده، عدد فرود و کاهش سرعت جریان همراه است.

۵. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، طراحی بهینه‌ی شکل مقطع کانال‌های سهموی شکل مرکب با

جدول ۶. ارائه‌ی بهترین مدل مفهومی برتر بر اساس متغیر وابسته‌ی هزینه و متغیرهای مستقل عمق آب، شیب سمت چپ، شیب سمت راست و قیود.

بهترین مدل مفهومی

$$\frac{z_1, z_2, T, T_w, A, A_w, P, P_w, Fr_1}{y, f, V} \propto \text{Cost}$$

پانویس‌ها

1. Loganathan
2. Chahar
3. Das

4. Han
5. Horton
6. simultaneous perturbation stochastic approximation (SPSA)
7. Novman

منابع (References)

1. Chow, V.T. "Open channel hydraulics", New York, McGraw-Hill (1959).
2. Guo, C.Y. and Hughes, W.C. "Optimal channel cross section with freeboard", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **110**(3), pp. 304-314 (1984).
3. Monadjemi, P. "General formation of best hydraulic channel section", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **120**(1), pp. 27-35 (1994).
4. Swamee, P.K. "Optimal irrigation canal sections", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **121**(6), pp. 467-469 (1995).
5. Swamee, P.K., Mishra, G.C. and Chahar, B.R. "Comprehensive design of minimum cost irrigation canal sections", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **126**(5), pp. 322-327 (2000).
6. Das, A. "Optimal channel cross section with composite roughness", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **126**(1), pp. 68-72 (2000).
7. Jain, A., Bhattacharjya, R.K. and Sanaga, S. "Optimal design of composite channels using genetic algorithm", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **130**(4), pp. 286-295 (2004).
8. Bhattacharjya, R.K. "Optimal design of open channel section considering freeboard", *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, **11**(3), pp. 141-151 (2005).
9. Nourani, V., Talatahari, S., Monadjemi, P. and et al. "Application of ant colony optimization to optimal design of open channels", *Journal of Hydraulic Research*, **47**(5), pp. 656-665 (2009).
10. Reddy, M.J. and Adarsh, S. "Overtopping probability constrained optimal design of composite channels using swarm intelligence technique", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **136**(8), pp. 532-542 (2010).
11. Orouji, H., Mahmoudi, N., Fallah-Mehdipour, E. and et al. "Shuffled frog-leaping algorithm for optimal design of open channels", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **142**(10), pp. 1-8 (2016).
12. Gupta, S.K., Mishra, U., Datta, D. and et al. "Fish shoal optimization for identification of the most suitable revetment stone for design of minimum cost earthen canals carrying sediment-laden flow", *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, **24**(2), pp. 172-189.
13. Roushangar, K., Alami, M.T., Nourani, V. and et al. "A cost model with several hydraulic constraints for optimizing in practice a trapezoidal cross section", *Journal of Hydroinformatics*, **19**(3), pp. 456-468 (2017).
14. Mironenko, A.P., Willardson, L.S. and Jenab, S.A. "Parabolic canal design and analysis", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **110**(2), pp. 241-246 (1984).
15. Loganathan, G.V. "Optimal design of parabolic canals", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **117**(5), pp. 716-735 (1991).
16. Chahar, B.R. "Optimal design of parabolic canal section", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **131**(6), pp. 546-554 (2005).
17. Das, A. "Optimal design of channel having horizontal bottom and parabolic sides", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **133**(2), pp. 192-197 (2007a).
18. Easa, S.M. "Improved channel cross section with two-segment parabolic sides and horizontal bottom", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **135**(3), pp. 357-365 (2009).
19. Easa, S.M. "New and improved channel cross section with piecewise linear or smooth sides", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **38**(6), pp. 690-697 (2011).
20. Mwiya, R.M. "Parabolic channel design", *International Journal of Scientific & Engineering Research*, **4**(4), pp. 804-809 (2013).
21. Easa, S.M. and Vatankhah, A.R. "New open channel with elliptic sides and horizontal bottom", *KSCE Journal of Civil Engineering*, **18**(4), pp. 1197-1204 (2014).
22. Han, Y.C. "Horizontal bottomed semi-cubic parabolic channel and best hydraulic section", *Flow Measurement and Instrumentation*, **45**, pp. 56-61 (2015).
23. Han, Y.C. and Easa, S.M. "New and improved three and one-third parabolic channel and most efficient hydraulic section", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **44**(5), pp. 387-391 (2017).
24. Han, Y.C., Gao, X.P. and Xu, Z.H. "The best hydraulic section of horizontal-bottomed parabolic channel section", *Journal of Hydrodynamics*, **29**(2), pp. 305-313 (2017).
25. Chen, B., Wang, Z., Zhao, Y. and et al. "Exact solution of optimum hydraulic horizontal-bottomed power-law section with general exponent parameter", *Flow Measurement and Instrumentation*, **65**, pp. 166-173 (2019).
26. Farzin, S. and Valikhan Anaraki, M. "Optimal construction of an open channel by considering different conditions and uncertainty: Application of evolutionary method", *Engineering Optimization*, **53**(7), pp. 1-19 (2020).
27. Pourbakhshian, S. and Pouraminian, M. "Analytical models for optimal design of a trapezoidal composite channel cross-section", *Civil and Environmental Engineering Reports*, **31**(1), pp. 118-138 (2021).
28. Babaeyan-Koopaei, K., Valentine, E.M. and Swailes, D.C. "Optimal design of parabolic-bottomed triangle", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **126**(6), pp. 408-411 (2000).
29. Horton, R.E. "Separate roughness coefficients for channel bottom and sides", *Engineering News-Record*, **111**(22), pp. 652-653 (1933).
30. Reddy, M.J. and Adarsh, S. "Chance constrained optimal design of composite channels using meta-heuristic techniques", *Water Resources Management*, **24**(10), pp. 2221-2235 (2010).
31. Swamee, P.K., Mishra, G.C. and Chahar, B.R. "Optimal design of a transmission canal", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **128**(4), pp. 234-243 (2002b).
32. Spall, J.C. "An overview of the simultaneous perturbation method for efficient optimization", *Johns Hopkins apl Technical Digest*, **19**(4), pp. 482-492 (2002b).

33. Pourbakhshian, S., Ghaemian, M. and Jogatae, A. "The shape optimization of concrete arch dams considering stage construction", *Scientia Iranica*, **23**(1), pp. 21-35 (2016).
34. Pouraminian, M. and Ghaemian, M. "Shape optimisation of concrete open spandrel arch bridges", *Gradevinar*, **67**(12), pp. 1177-1185 (2015).
35. Seyedpoor, S.M., Salajegheh, J., Salajegheh, E. and et al. "Optimal design of arch dams subjected to earthquake loading by a combination of simultaneous perturbation stochastic approximation and particle swarm algorithms", *Applied Soft Computing*, **11**(1), pp. 39-48 (2011).
36. Novman, A. "Optimal Parabolic channel section with freeboard", M.E. Thesis, Dept. of Civil Engg., JNV University, Jodhpur (2003).

مطالعه‌ی آزمایشگاهی و تئوری رفتار کمانشی پوسته‌های استوانه‌ی فولادی با ضخامت متغیر تحت بارگذاری مرکب فشارهای محوری و خارجی

ندا فضلعلی پور* (دانشجوی دکتری)

حسین شوکتی (استاد)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۶۹-۱۷۷، (پادداشت فنی)

به دلایل اقتصادی، پوسته‌های استوانه‌ی فولادی بزرگ ذخیره‌ی مایع با ضخامت متغیر در ارتفاع ساخته می‌شوند. پوسته‌های مذکور در طول عمر خود تحت انواع بارگذاری‌ها قرار می‌گیرند. در نوشتار حاضر، دو مطالعه‌ی آزمایشگاهی برای بررسی آثار شروع کمانش در مرحله‌ی اعمال بار فشاری محوری و همچنین در مرحله‌ی اعمال فشار خارجی در رفتار کمانشی پوسته‌های استوانه‌ی که تحت بارگذاری ترکیبی (بار فشارهای محوری و خارجی) قرار گرفته‌اند، انجام شده است. بر اساس نتایج حاصله زمانی که شروع کمانش در مرحله‌ی اعمال بار فشاری محوری رخ می‌دهد، ظرفیت کمانشی پوسته‌های استوانه‌ی کاهش می‌یابد. روابط تئوری برای پیش‌بینی بار کمانشی پوسته‌ی استوانه‌ی با ضخامت متغیر گام به گام تحت بارگذاری مرکب فشارهای محوری و خارجی و با در نظر گرفتن ناکاملی‌های هندسی بررسی شده‌اند که یکی از روابط تئوری به کار رفته، همبستگی نزدیکی با نتایج آزمایشگاهی داشت.

واژگان کلیدی: پوسته‌های استوانه‌ی فولادی، جدارنازک، ضخامت متغیر،

بارگذاری مرکب، کمانش.

n.fazlalipour@gmail.com
h.showkati@urmia.ac.ir

۱. مقدمه

آغاچری و همکاران (۲۰۰۶)، در مطالعه‌ی عددی و آزمایشگاهی روی رفتار کمانشی و پس‌کمانشی پوسته‌های استوانه‌ی جدارنازک با ضخامت متغیر تحت فشار خارجی یکنواخت مشاهده کردند که موج‌های کمانش در پوسته‌های با تغییر ضخامت کم، در تمامی سطح پوسته و در پوسته‌های با تغییر ضخامت زیاد در سطحی از پوسته با ضخامت کمتر تشکیل می‌شوند.^[۱]

مطالعات بسیار کمی در زمینه‌ی پوسته‌های جدارنازک با ضخامت متغیر تحت بار ترکیبی فشار خارجی و نیروی محوری انجام شده است، به طوری که بیشتر مطالعات صورت گرفته تحت اثر بار مرکب برای پوسته‌ها با ضخامت ثابت بوده است. هاجینسون^۱ (۱۹۶۵)، اثر ناکاملی‌های محوری اولیه را روی کمانش پوسته‌های استوانه‌ی بی‌مقطع دایروی با ضخامت ثابت تحت ترکیب بارهای محوری و شعاعی با استفاده از تئوری کلاسیک پوسته ارائه کرده است.^[۱] گالتلی^۲ و همکاران (۱۹۸۷)، آزمون‌های آزمایشگاهی برای تعیین اندرکنش بارهای کمانش برای استوانه‌های با ضخامت ثابت که در معرض بارهای محوری و خارجی قرار داشتند، انجام دادند.^[۱۱] شن و چن^۳ (۱۹۹۱)، در بررسی رفتار کمانش و پس‌کمانش پوسته‌های استوانه‌ی با ضخامت ثابت تحت ترکیب فشارهای خارجی و محوری، یک رابطه‌ی تئوری برای کمانش و پس‌کمانش پوسته‌های استوانه‌ی تحت بارگذاری ترکیبی معرفی کردند.^[۱۲] وینترستر^۴ و همکاران (۲۰۰۲)، به بررسی جامع و عددی در ارتباط

مخازن فولادی استوانه‌ی، از جمله سازه‌ها و تجهیزات صنعتی هستند که نقش حساسی را در ذخیره‌ی مواد نفتی و پالایشگاهی، تأمین آب آشامیدنی و سیستم‌های اطفاء حریق دارند. سازه‌های مذکور جزء تأسیسات حساس و راهبردی هستند و به علت کاربرد گسترده‌ی آن‌ها در صنایع مختلف، خصوصاً نفت و پتروشیمی، اهمیت به‌خصوصی دارند.^[۲] از دیدگاه هندسی، مخازن فولادی استوانه‌ی، ضخامت بسیار اندکی در مقایسه با دو بُعد دیگر دارند و به این ترتیب در زمره‌ی سازه‌های جدارنازک قرار می‌گیرند. به دلیل افزایش تدریجی تنش روی دیواره‌ی پوسته‌ی استوانه‌ی به سمت تکیه‌گاه، سیلوها و مخازن فولادی، همواره از تعدادی بخش‌های منحصر به فرد با ضخامت ثابت ساخته می‌شوند که ضخامت دیواره از بالا به پایین به تدریج افزایش می‌یابد. پوسته‌های ذکر شده با سقف ثابت به دلیل بار ناشی از وزن سقف، برف، و باران که روی سقف انباشته می‌شوند، تحت اثر فشار محوری قرار می‌گیرند. همچنین در اثر بار باد و یا زمانی که یک مخزن بزرگ مایع تخلیه می‌شود، مکش داخلی روی دیوار و سقف آن اعمال می‌شود که باعث اعمال فشار خارجی روی دیواره و فشار محوری روی سقف آن می‌شود.^[۸-۳]

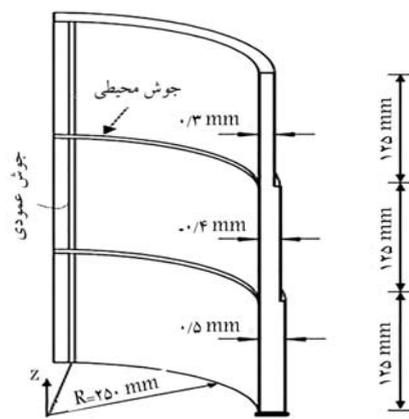
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۷/۲۴، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۲۸، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۱۳

DOI:10.24200/J30.2022.59142.3031



ب) پوسته استوانه‌ی ساخته شده.



الف) جزئیات ابعادی پوسته استوانه‌ی؛

شکل ۱. جزئیات پوسته‌ی استوانه‌ی.

جدول ۱. مقادیر نیروی فشاری محوری.

نمونه	نیروی فشاری محوری (kN)
S-N _۸	۸/۶۵
S-N _{۱۰}	۱۰/۴۸

۲. مطالعه‌ی آزمایشگاهی

۱.۲. ساخت نمونه

برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی، ابتدا ورق‌های فولادی به طول ۱۵۷۱ میلی‌متر، عرض ۱۲۵ میلی‌متر و با ضخامت‌های ۰/۳، ۰/۴ و ۰/۵ میلی‌متر تهیه و ورق‌ها در امتداد طولشان رول شدند. سپس عرض ورق‌ها با استفاده از نقطه‌ی جوش و با کمک تسمه‌هایی به عرض ۱° و ضخامت ۰/۳ میلی‌متر (به دلیل ضخامت کم ورق‌ها) به یکدیگر جوش داده شدند و بدین صورت پوسته‌های استوانه‌ی ساخته شدند. در مرحله‌ی بعد، پوسته‌های استوانه‌ی در جهت محوری تراز شدند. همچنین در حالتی که ضخامت‌ها به سمت پایین در حال افزایش بودند، به یکدیگر توسط نقطه‌ی جوش و با کمک تسمه‌ها جوش شدند. بدین ترتیب، پوسته‌ی استوانه‌ی با ضخامت‌های متغیر ساخته شد. چسب سیلیکون به نواحی جوش زده شد و سپس نمونه، رنگ آمیزی و مش بندی شد. پوسته‌ی استوانه‌ی ساخته شده، در شکل ۱ مشاهده می‌شود. نمونه‌ی پوسته‌ی استوانه‌ی با کد S-NY مشخص شده است که S نشان‌دهنده‌ی نمونه و NY مقدار بار فشاری محوری وارده بر حسب کیلونیوتن را نشان می‌دهد. مقادیر نیروی فشار محوری وارده به نمونه‌ها در جدول ۱ ارائه شده‌اند. سه نمونه کوبن آزمون کششی از ورق‌های فولادی با ضخامت‌های متفاوت دوباره انجام و خواص کششی فولاد استفاده شده با انجام آزمایش‌های کششی بر روی نمونه‌ها، مطابق استاندارد ASTM-E_۸m^[۱۹] مشخص شد. روابط تنش - کرنش به دست آمده از آزمایش‌های کششی در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

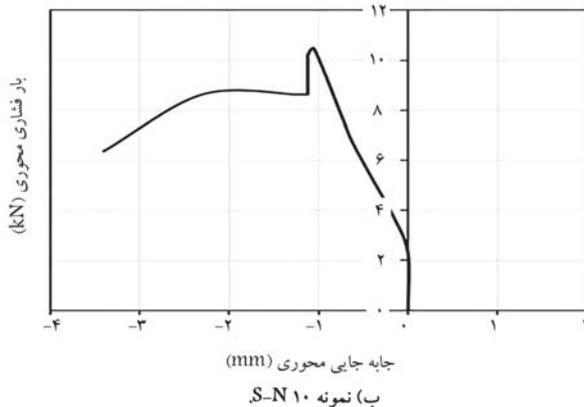
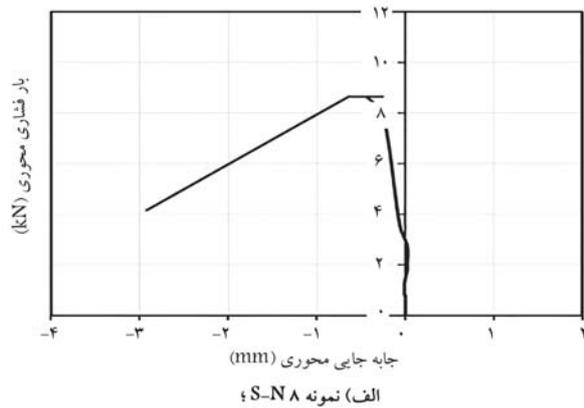
۲.۲. نصب نمونه و انجام آزمایش

پوسته‌های استوانه‌ی بین دو صفحه‌ی صلب قرار گرفته‌اند که روی آن‌ها با استفاده از دستگاه‌های دقیق تراش و برش، شیارهای v شکل به صورت دایره‌های متحدالمرکز با شعاع ۱۰۰ تا ۳۰۰ میلی‌متر تعبیه شده است. لبه‌های پوسته‌ی استوانه‌ی داخل

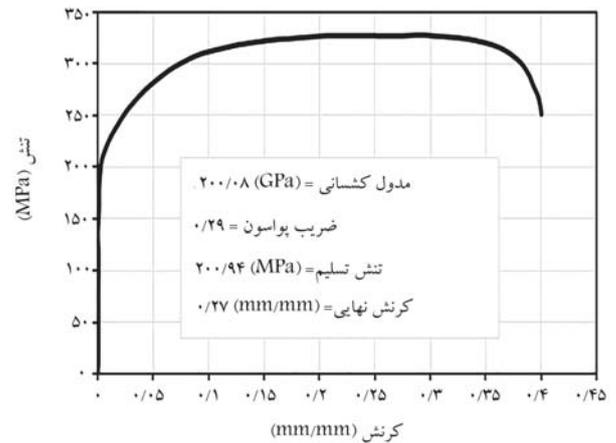
با پایداری پوسته‌های استوانه‌ی فولادی با ضخامت ثابت تحت بارگذاری مرکب پرداختند و در نهایت، پیشنهاد جدیدی را برای طراحی تنش کمانشی پوسته‌های استوانه‌ی فولادی ارائه کردند.^[۱۳] ونگ و همکاران (۲۰۲۱)، اثر بارگذاری ترکیبی فشارهای محوری و خارجی را در رفتار کمانشی پوسته‌های استوانه‌ی دارای سخت‌کننده بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که افزایش نسبت فشرده‌سازی محوری، حساسیت ناکاملی به نقص هندسی اولیه را افزایش می‌دهد. همچنین دریافتند که ظرفیت کمانشی به دست آمده تحت فشار خارجی غیریکنواخت، بسیار بیشتر از فشار خارجی یکنواخت بوده و روش سنتی ارزیابی ظرفیت کمانشی پوسته‌ی استوانه‌ی در اثر فشار خارجی یکنواخت، بیش از حد محافظه‌کارانه است.^[۱۴]

پورخورشیدی و عابدی (۲۰۱۷)، آثار فرورفتگی افقی و عمودی در رفتار کمانش و پس‌کمانش پوسته‌های فولادی استوانه‌ی با ضخامت متغیر و تحت اثر بار ترکیبی فشار پیرامونی و فشار محوری را به صورت عددی بررسی کردند و دریافتند که فرورفتگی‌های مذکور، تغییرات چشمگیری در رفتار پس‌کمانش سازه‌ها ایجاد می‌کنند.^[۱۵] محبوبی ناصرخوانی و ایکچی (۲۰۱۹)، یک رابطه‌ی تئوری برای پیش‌بینی بار کمانش پوسته‌های استوانه‌ی کشسان با ضخامت متغیر تحت ترکیب بارهای فشارهای محوری و خارجی پیشنهاد داده‌اند.^[۱۶]

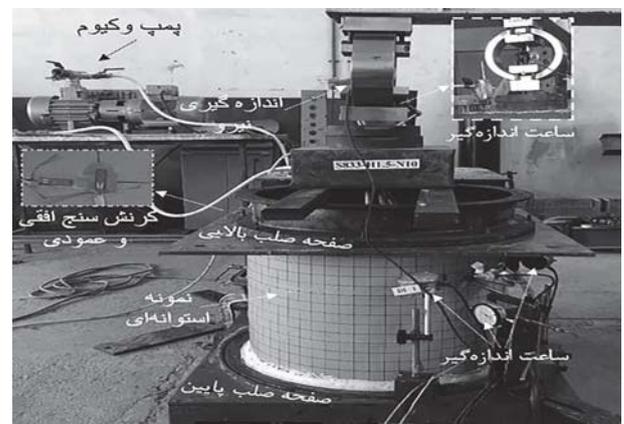
مروری بر مطالعات پیشین در ارتباط با کمانش پوسته‌های استوانه‌ی نشان می‌دهد که ارزیابی آثار شروع کمانش در مرحله‌های اعمال بارهای فشارهای محوری و نیز خارجی، در رفتار کمانش پوسته‌های استوانه‌ی با ضخامت متغیر گام به گام که تحت بارگذاری ترکیبی فشارهای محوری و خارجی قرار گرفته‌اند، بررسی نشده است. در این مطالعه فرض بر این بوده است که پوسته‌های استوانه‌ی همچنان که بار فشاری محوری را تحمل می‌کنند، تحت فشار خارجی نیز قرار می‌گیرند. در مطالعه‌ی حاضر، پوسته‌ی استوانه‌ی با ضخامت متغیر ساخته شده و تحت بارگذاری ترکیبی فشارهای محوری و خارجی قرار گرفته است. آثار شروع کمانش در مرحله‌ی اعمال بار فشار محوری و همچنین در مرحله‌ی اعمال فشار خارجی، در خصوص مقدار ظرفیت کمانشی و همچنین چگونگی تغییر شکل‌های ایجاد شده در پوسته‌ی استوانه‌ی ارزیابی شده است. سپس نتایج حاصل از آزمایش‌ها با نتایج تئوری اندرکنش غیرخطی حاصل از دو روش آدلند (۱۹۷۸)،^[۱۷] و استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶^[۱۸] مقایسه شده‌اند.



شکل ۴. نمودار بار فشاری محوری - جابه‌جایی محوری.



شکل ۲. رابطه‌ی تنش - کرنش مصالح پوسته‌ی استوانه‌یی.



شکل ۳. نمای کلی نصب نمونه.

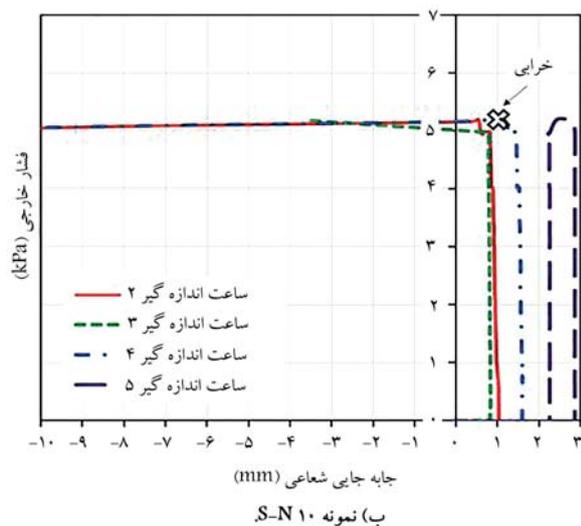
۳. نتایج آزمایشگاهی

در شکل ۴، نمودار نیروی محوری - جابه‌جایی محوری پوسته‌های استوانه‌یی برای دو نمونه‌ی S-N8 و S-N10 مشاهده می‌شوند. نتایج نشان می‌دهند که در نمونه‌ی S-N8، در مرحله‌ی اعمال بار فشار محوری، کماتشی در نمونه رخ نداده است. بار فشار محوری بعد از رسیدن به مقدار $8/65$ کیلونیوتن، ثابت مانده و فشار خارجی به نمونه اعمال شده است. اما در نمونه‌ی S-N10، در مرحله‌ی اعمال بار فشار محوری، زمانی که نیروی محوری به مقدار $10/48$ کیلونیوتن رسیده است، کماتش اولیه در پوسته‌ی استوانه‌یی تحت بار فشار محوری رخ داده است که منجر به افت در مقدار بار فشار محوری شده است؛ به طوری که بار فشار محوری به مقدار $8/65$ کیلونیوتن رسیده و سپس ثابت مانده است. در مرحله‌ی بعد، فشار خارجی یکنواخت اعمال شده است.

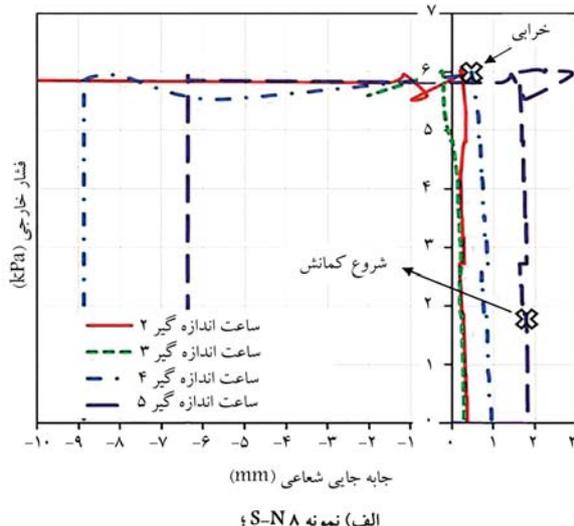
در شکل ۵ الف، نمودار فشار خارجی - جابه‌جایی شعاعی برای پوسته‌های استوانه‌یی در محل قرارگیری ساعت‌های اندازه‌گیری برای نمونه‌ی S-N8 مشاهده می‌شود که مطابق آن در نمونه‌ی مذکور در مرحله‌ی دوم که بار فشار محوری ثابت بوده و فشار خارجی اعمال شده است، شروع کماتش در فشار خارجی $P = 1/86 (kPa)$ رخ داده است که در آزمایشگاه، لحظه‌ی شروع کماتش از طریق صدای ایجادشده قابل تشخیص بود. مقدار اخیر در نمودار فشار خارجی - جابه‌جایی شعاعی با تغییر شیب به دلیل کاهش در سختی پوسته‌ی استوانه‌یی در اثر تغییر شکل ایجاد شده، قابل تشخیص بوده است. نهایتاً پوسته‌ی استوانه‌یی در فشار خارجی $P = 6/02 (kPa)$ دچار خرابی و ناپایداری شده است. مرحله‌ی خرابی در نمودار فشار خارجی - جابه‌جایی شعاعی با افت ظرفیت همراه

شیارهای مذکور قرار گرفتند. از شیارهای اخیر، برای مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی و امکان کنترل تغییر مکان‌های شعاعی در انتهای نمونه‌ها استفاده شده است. برای جلوگیری از نشست، لبه‌ها با چسب دارای خاصیت چسبانندگی قوی پوشانیده شدند، به طوری که لبه‌های پایینی در جهت‌های شعاعی و عمودی مقید شدند، ولی لبه‌های بالایی فقط در جهت شعاعی امکان حرکت نداشتند. ناکاملی هندسی به صورت دستی و با استفاده از نخ و کولیس اندازه‌گیری شد. به طوری که بعد از نصب نمونه در دستگاه، نخ به صورت شاغول در فاصله‌ی مشخصی از نمونه آویزان شد. سپس با استفاده از کولیس، مقدار فرورفتگی و برآمدگی‌هایی که در اثر جوش در پیرامون نمونه‌ها ایجاد شده بودند، اندازه‌گیری شدند. بیشینه‌ی مقدار به دست آمده از اندازه‌گیری‌ها، به عنوان مقدار ناکاملی انتخاب شد، که معادل $0/5$ میلی‌متر بود.

روند آزمایش بدین صورت بود که ابتدا فشار محوری با استفاده از جک عمودی به اندازه‌ی مقادیر مورد نظر (مقادیر ذکر شده در جدول ۱) به لبه‌های پوسته‌ی استوانه‌یی وارد شد. سپس با ثابت نگه داشتن مقدار نیروی محوری، فشار خارجی توسط پمپ و کیوم به صورت یکنواخت بر جداره‌ی پیرامونی پوسته‌ی استوانه‌یی اعمال شد. در آزمایش حاضر، ۵ عدد ساعت اندازه‌گیری^۵ و دو عدد کرنش‌سنج^۶ برای اندازه‌گیری جابه‌جایی و تغییر شکل نمونه‌ها استفاده شده است. در شکل ۳، پوسته‌ی استوانه‌یی نصب شده به همراه موقعیت ساعت‌های اندازه‌گیر و کرنش‌سنج‌های استفاده شده مشاهده می‌شود.

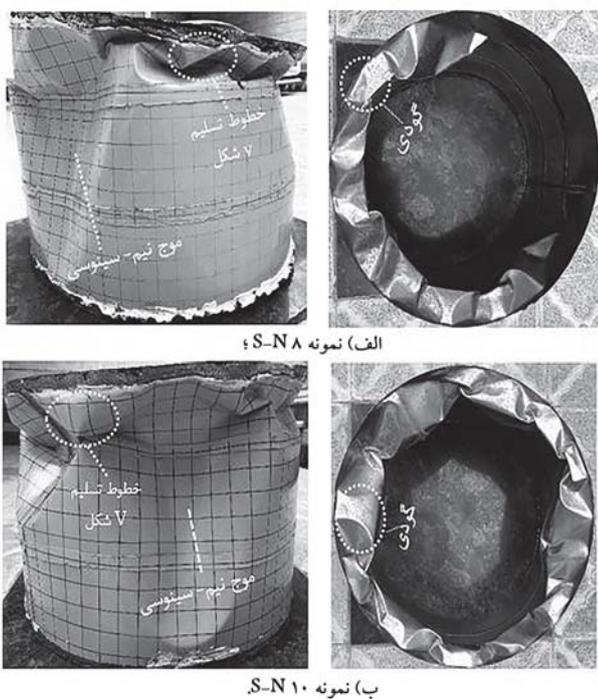


شکل ۵. نمودار فشار خارجی - جابه‌جایی شعاعی.



شکل ۵. نمودار فشار خارجی - جابه‌جایی شعاعی.

شکل ۵. نمودار فشار خارجی - جابه‌جایی شعاعی.



شکل ۶. مود خرابی نمونه‌های پوسته‌ی استوانه‌یی.

شکل ۶. مود خرابی نمونه‌های پوسته‌ی استوانه‌یی.

شکل ۶. مود خرابی نمونه‌های پوسته‌ی استوانه‌یی.

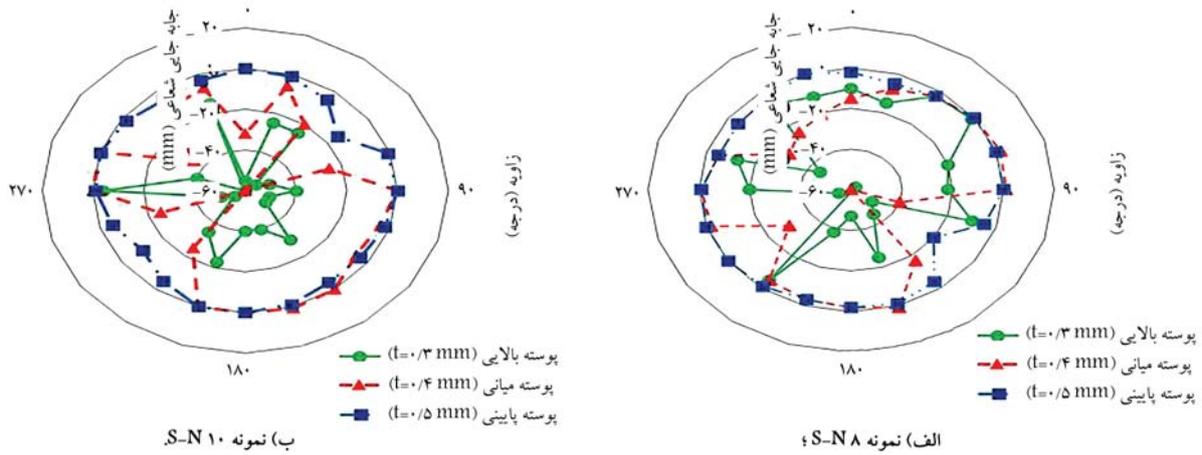
بخش‌های جداگانه‌ی پوسته‌ی استوانه‌یی مشاهده می‌شود که مطابق آن زمانی که اولین موج کمانشی در اثر نیروی محوری ایجاد شده است، در پوسته‌ی نازک‌تر، تغییرشکل‌های بیشتری ایجاد و تعداد موج بیشتری نیز در وسط ارتفاع پوسته‌ی استوانه‌یی تشکیل شده است. در پوسته با ضخامت 0.4 میلی‌متر نیز در نمونه‌ی S-N10 به دلیل اعمال نیروی محوری بیشتر، مقادیر تغییرشکل بزرگ‌تری ایجاد شده است.

در شکل‌های (الف و ب)، نمودار بار فشار محوری در برابر کرنش‌های محیطی و عمودی به ترتیب مشاهده می‌شود که مطابق آن‌ها، مقادیر مثبت کرنش، نشان‌دهنده‌ی کرنش کششی و مقادیر منفی کرنش، نشان‌دهنده‌ی کرنش فشاری است. بار فشار

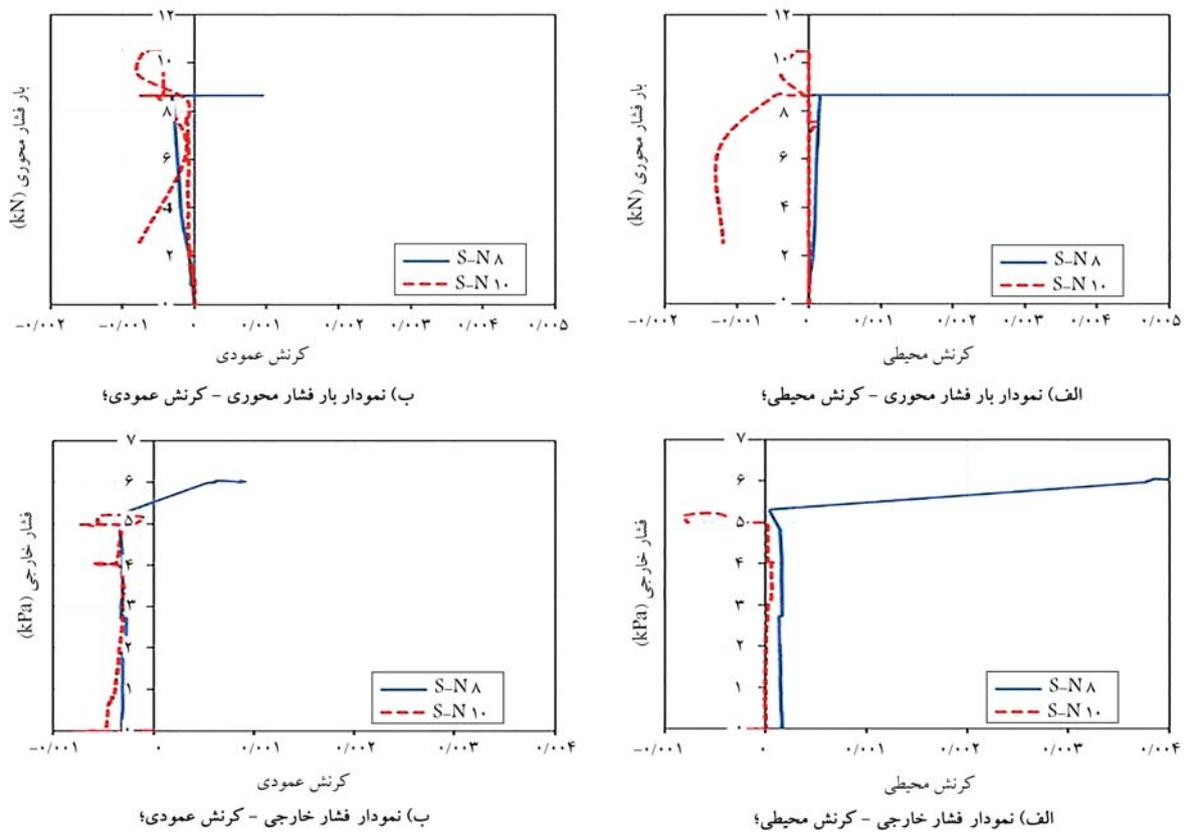
بوده و تغییرشکل‌های بزرگ در این مرحله رخ داده و سازه دچار ناپایداری شده است. در شکل ۵، نمودار فشار خارجی - جابه‌جایی شعاعی برای پوسته‌های استوانه‌یی در محل قرارگیری ساعت‌های اندازه‌گیری برای نمونه‌ی S-N10 مشاهده می‌شود که مطابق آن شروع کمانش در مرحله‌ی اول و در زمان اعمال فشار محوری شده و مقدار فشار محوری به $8/65$ کیلو نیوتن رسیده است. در مرحله‌ی دوم، مقدار فشار محوری $N = 8/65 (kN)$ ثابت نگه داشته شده و فشار خارجی به نمونه اعمال شده است. براساس شکل ۵ مشاهده می‌شود که تا لحظه‌ی خرابی، تغییری در شیب نمودارها ایجاد نشده و نمونه‌ی مذکور نهایتاً در فشار خارجی $P = 5/18 (kPa)$ دچار خرابی و ناپایداری شده است. خرابی پوسته‌های استوانه‌یی با ایجاد خطوط تسلیم شکل ۷ و تغییرشکل‌های بسیار بزرگ که باعث از بین رفتن پایداری پوسته‌ی استوانه‌یی می‌شود،^[۲۰] همراه بوده است. طی انجام آزمایش، مشاهده شد که در نمونه‌ی S-N10 به دلیل اینکه شروع کمانش در مرحله‌ی اعمال بار فشار محوری رخ داده است، خرابی نسبت به نمونه‌ی S-N8 سریع‌تر اتفاق افتاده است. نتایج نشان می‌دهند که در نمونه‌ی S-N10، زیاد بودن نیروی فشار محوری به اندازه‌ی $17/4\%$ نسبت به نمونه‌ی S-N8، علی‌رغم اینکه در مرحله‌ی دوم و موقع اعمال فشار خارجی، بار فشاری محوری برای هر دو نمونه یکسان بوده است، باعث کاهش حدود ۱۴ درصدی ظرفیت کمانش پوسته‌ی استوانه‌یی شده است.

در شکل ۶، تغییرشکل نهایی نمونه‌ها مشاهده می‌شود. موج‌های کمانشی ایجاد شده در نمونه‌ها ترکیبی از موج‌های ناشی از بار محوری (گودی‌های ۷ ایجاد شده در ضخامت نازک‌تر)،^[۲۱-۲۴] و موج‌های محیطی نیم‌سینوسی^۸ ناشی از فشار خارجی بوده است.^[۲۵-۲۶] به طوری که در نمونه‌ی S-N8، ۱۲ موج کمانشی تشکیل شده است که ۴ موج در کل ارتفاع پوسته‌ی استوانه‌یی پیش رفته است. در نمونه‌ی S-N10، نیز ۱۳ موج کمانشی تشکیل شده است که ۴ موج در کل ارتفاع پوسته‌ی استوانه‌یی پیش رفته است. در نتیجه، شروع کمانش در مرحله‌ی اعمال بار فشار محوری باعث تشکیل تعداد بیشتری از موج کمانشی ناشی از بار محوری شده است.

در شکل ۷، تغییرشکل نهایی مقطع نمونه‌ها در وسط ارتفاع هر کدام از



شکل ۷. تغییرشکل نهایی مقطع نمونه‌ها در وسط ارتفاع هر کدام از بخش‌های جداگانه‌ی پوسته‌ی استوانه‌یی.



شکل ۸. منحنی‌های آزمایشگاهی کرنش پوسته‌های استوانه‌یی.

محوری باعث ایجاد کرنش فشاری در جهت عمودی پوسته‌ی استوانه‌یی شده و به دلیل ضریب پواسون، کرنش کششی در جهت محیطی صورت گرفته است.^[۲۰]

در شکل‌های (۸ پ و ت)، نمودار فشار خارجی در برابر کرنش‌های محیطی و عمودی به ترتیب مشاهده می‌شود که مطابق آن‌ها، اعمال فشار خارجی باعث گسترش کرنش فشاری در جهت عمودی و کرنش کششی و فشاری در جهت محیطی شده است، به طوری که کرنش‌های ایجاد شده‌ی به محل قرارگیری کرنش‌سنج‌ها و نیز به موقعیت موج‌های کمانش بستگی دارند. اگر در اثر ایجاد موج کمانشی، تغییرشکل به سمت داخل باشد، کرنش ثبت شده به صورت فشاری (منفی) است. در صورت

۴. مقایسه با نتایج تئوری

طبق استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶^[۱۸] بارکمانشی پوسته‌های استوانه‌یی با ضخامت متغیر گام به گام به طوری که هر بخش از پوسته‌ی استوانه‌یی دارای ضخامت t

جدول ۲. طول و ضخامت مؤثر برای نمونه‌ی پوسته‌ی استوانه‌یی.

نمونه	قطر (mm)	نوشتار چن و همکاران [۳]		استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶ [۱۸]	
		طول مؤثر (mm)	ضخامت مؤثر (mm)	طول مؤثر (mm)	ضخامت مؤثر (mm)
۵°	۲۵°	۰/۳۵۷	۲۷۷/۷	۰/۳	

موج کمانش در قسمت‌های نازک جداره و در محل تغییر ضخامت صفحه قرار می‌گیرد، هر چند طول کمانش ممکن است اندکی بلندتر نیز باشد. برای به دست آوردن ضخامت معادل و طول مؤثر، یک سری محاسبات انجام می‌شود. به طوری که ابتدا $l'_{eff} = h_1$ در نظر گرفته می‌شود و ضخامت معادل از طریق رابطه‌ی ۳ و فشار خارجی منجر به کمانش با توجه به طول مؤثر ($l'_{eff} = h_1$) و قرار گرفتن پوسته‌ی استوانه‌یی در گروه استوانه با ارتفاع کوتاه، متوسط، یا بلند محاسبه می‌شود. این روند برای $l'_{eff} = h_2, \dots, l'_{eff} = h_n$ تکرار و فشار خارجی منجر به کمانش برای هر کدام از طول‌های مؤثر محاسبه می‌شود. کمترین مقدار فشار خارجی منجر به کمانش، به عنوان بار بحرانی انتخاب و ضخامت و طول مربوط به آن بار بحرانی به عنوان ضخامت معادل و طول مؤثر انتخاب می‌شود. برای پوسته‌ی استوانه‌یی آزمون شده، طول و ضخامت معادل مطابق روابط ۱ الی ۳، در جدول ۲ ارائه شده است.

معادله‌ی اندرکنش غیرخطی برای کمانش پوسته‌های استوانه‌یی زمانی که تحت بار فشار محوری و فشار خارجی قرار می‌گیرند، توسط آدلند و میلر^[۱۷] (۱۹۷۸) پیشنهاد شده است. معادله‌ی نیمه تجربی آدلند، زمانی که پوسته‌ی استوانه‌یی تحت ترکیب بار فشارهای محوری و خارجی قرار می‌گیرد، به صورت رابطه‌های ۵ و ۶ است.^[۱۷]

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{E,x}} + \frac{\sigma_\theta}{\sigma_{E,\theta}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma^*}{\sigma_{yp}} \right) < 1 \quad (5)$$

$$(\sigma^*)^2 = \sigma_x^2 + \sigma_\theta^2 - \sigma_x \sigma_\theta \quad (6)$$

که در آن، $\sigma_{E,x}$ و $\sigma_{E,\theta}$ مطابق روابط ۷ و ۸ به دست می‌آیند:

$$\sigma_{E,x} = \alpha_x \sigma_{cr,x} \quad (7)$$

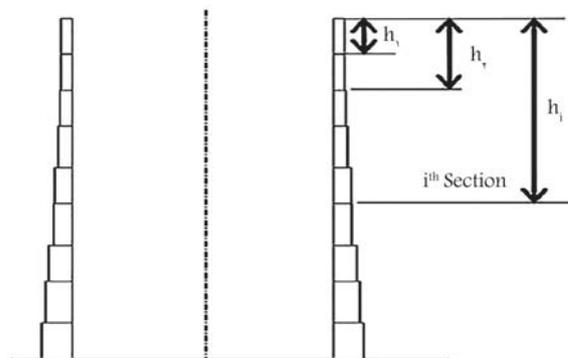
$$\sigma_{E,\theta} = \alpha_\theta \sigma_{cr,\theta} \quad (8)$$

σ_x تنش فشار محوری است که در آن، کمانش تحت بارگذاری ترکیبی رخ می‌دهد. σ_θ تنش محیطی ایجاد شده، تحت فشار خارجی یکنواخت P و برابر با $\left(\frac{PR}{t}\right)$ و σ_{yp} تنش تسلیم مصالح فولاد مصرفی است. در بررسی حاضر، مقدار تنش محیطی از طریق رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شود:

$$\sigma_\theta = \left(\frac{PR}{t_{eq}} \right) \quad (9)$$

که در آن، P فشار خارجی یکنواخت، R شعاع پوسته‌ی استوانه‌یی و t_{eq} ضخامت معادل به دست آمده برای پوسته‌ی استوانه‌یی است. در روابط ۷ و ۸، $\sigma_{cr,\theta}$ و $\sigma_{cr,x}$ تنش‌های بحرانی برای پوسته‌ی استوانه‌یی با ضخامت ثابت تحت بار فشار محوری خالص و یا فشار خارجی خالص هستند. همچنین α_θ و α_x به ترتیب عامل کاهش برای فشار محوری خالص و فشار یکنواخت خارجی خالص است. مقادیر و روابط مربوط به پارامترهای مذکور در استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶^[۱۸] ذکر شده است.

با توجه به اینکه مقدار ناکاملی هندسی ایجاد شده در نمونه‌ی آزمایش، بعد از ساخت و نصب برابر ۵/۰ میلی‌متر به دست آمده است؛ بنابراین، نمونه‌ی ساخته شده طبق بررسی‌های صورت گرفته براساس استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶^[۱۸] در



شکل ۹. تعریف پارامتر h_i .

و طول l_j بوده و تحت بار فشار محوری قرار گرفته باشد، با بار کمانشی پوسته‌ی استوانه‌یی که دارای طول کلی L (طول کلی پوسته‌ی استوانه‌یی) و ضخامتی برابر با کوچک‌ترین ضخامت بخش پوسته‌ی استوانه‌یی است، یکسان است. در استاندارد مذکور، بار کمانش پوسته‌های استوانه‌یی با ضخامت دیواره‌ی گام به گام که تحت فشار خارجی قرار می‌گیرند، ابتدا با تقسیم ارتفاع پوسته به سه بخش مجازی با طول و ضخامت‌های جداگانه محاسبه می‌شود. در مرحله‌ی بعد، پوسته‌ی استوانه‌یی که سه پوسته‌ی استوانه‌یی ساختگی مجزا دارد، با پوسته‌ی استوانه‌یی معادل با ضخامت دیواره‌ی یکنواخت برابر t_a (رابطه‌ی ۱) و طول مؤثر مطابق رابطه‌ی ۲ جایگزین می‌شود.^[۲۷]

$$t_a = \frac{1}{l_a} \sum_a l_j t_j \quad (1)$$

$$l_{eff} = \frac{l_a}{\kappa} \quad (2)$$

که در آن‌ها، l_a ارتفاع قسمت بالایی پوسته‌ی استوانه‌یی و κ ضریب بدون بُعد، نشان‌دهنده‌ی اثر سختی قسمت‌های پایینی پوسته‌ی استوانه‌یی است که از طریق نمودارهای موجود در استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶^[۱۸] قابل محاسبه است. چن^۹ و همکاران (۲۰۱۱)^[۲] یک رابطه‌ی تئوری مطابق روابط ۳ و ۴ را برای تعیین ضخامت دیواره‌ی معادل به صورت ضخامت ثابت برای پوسته‌های استوانه‌یی با ضخامت متغیر گام به گام در زمانی که تحت فشار خارجی یکنواخت قرار می‌گیرند، پیشنهاد دادند.

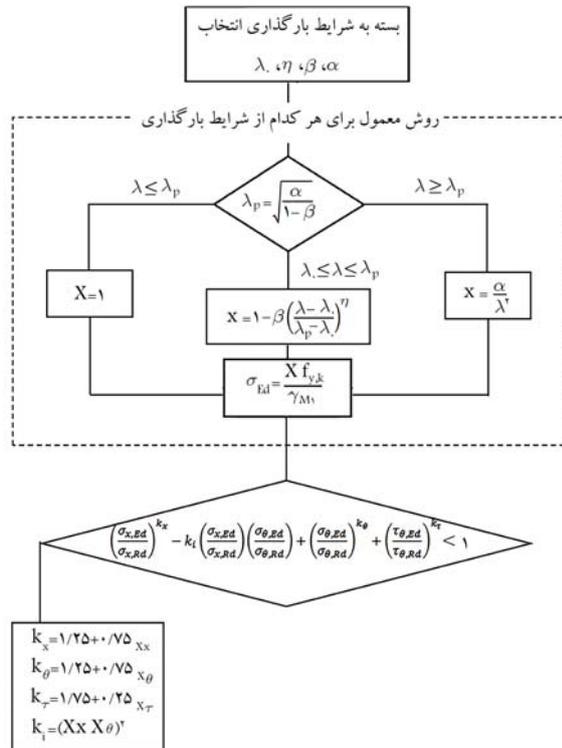
$$t_{eq}^2 = \left(\frac{1}{l'_{eff}} \right) \sum_{i=1}^n \left[t_i^2 (\chi_i - \chi_{i-1}) \right], \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

$$\chi_i = \left(h_i - \frac{l'_{eff}}{2\pi} \sin \frac{2\pi h_i}{l'_{eff}} \right) \quad (4)$$

که در آن، l'_{eff} طول مؤثر پوسته‌ی استوانه‌یی و h_i فاصله از بالای پوسته تا پایین قسمت i ام مطابق شکل ۹ است. توجه شود که در روابط ۳ و ۴ زمانی که $i = 1$ باشد، $h_0 = 0$ و $\chi_0 = 0$ است. در روش ذکر شده، فرض بر این است که ارتفاع

جدول ۳. طول و ضخامت مؤثر برای نمونه‌ی پوسته‌ی استوانه‌ی بی ذکر شده در نوشتار فضلعی پور و همکاران (۲۰۲۱) [۲۰]

استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶ [۱۸]		نوشتار چن و همکاران [۳]		قطر (mm)	نمونه
ضخامت مؤثر (mm)	طول مؤثر (mm)	ضخامت مؤثر (mm)	طول مؤثر (mm)		
۰/۳۳	۳۰۰	۰/۳۶	۳۰۷/۵	۶۰۰	



شکل ۱۰. نمودار محاسبه‌ی رابطه‌ی اندرکنش موجود در استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶ [۱۸]

و همکاران (۲۰۲۱) [۲۰] (نمونه‌های S-N۱۰، S-N۲ و S-N۲۰) نیز در جدول ۴ ارائه شده است. نمونه‌های اخیر، مشخصات هندسی متفاوتی در مقایسه با نمونه‌های ذکر شده در نوشتار حاضر داشتند که تحت بار فشار محوری متفاوت قرار گرفته بودند، اما در تمامی نمونه‌ها شروع کمانش در مرحله‌ی دوم و در زمان اعمال فشار خارجی رخ داده است. طول و ضخامت معادل به دست آمده از روابط ۱ الی ۳ برای نمونه‌های ذکر شده در مرجع اخیر [۲۰] در جدول ۳ ارائه شده است.

با توجه به اینکه مقدار ناکاملی هندسی ایجاد شده در نمونه‌های آزمایش موجود در نوشتار فضلعی پور و همکاران (۲۰۲۱) [۲۰]، بعد از ساخت و نصب، برابر ۰/۲۵ و ۰/۵ میلی‌متر بوده است، لذا نمونه‌های ساخته شده طبق بررسی‌های صورت گرفته براساس استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶ [۱۸] در کلاس A و کیفیت عالی قرار گرفتند. مابقی محاسبات مانند نمونه‌ی S-N۸ صورت گرفته است. نتایج بررسی‌ها در جدول ۴ به طور خلاصه ارائه شده است.

نتایج مربوط به نمونه‌های نوشتار فضلعی پور و همکاران (۲۰۲۱) [۲۰] نشان می‌دهد که با افزایش مقدار بار فشار محوری، روابط تئوری ۵ و ۱۰ به صورت محافظه‌کارانه عمل کرده‌اند؛ به طوری که فشار خارجی به دست آمده از طریق روابط تئوری برای نمونه‌ی S-N۲۰، حدود ۵۰ الی ۸۰ درصد کمتر از نتایج آزمایشگاهی بوده است.

کلاس A و کیفیت عالی قرار می‌گیرد. لذا بر این اساس می‌توان مقادیر عامل کاهش برای فشار محوری خالص و فشار یکنواخت خارجی خالص را از استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶ [۱۸] محاسبه کرد. رابطه‌ی دیگر برای اندرکنش پوسته‌ی استوانه‌ی بی زمانی که تحت بارگذاری ترکیبی فشار محوری، فشار خارجی و نیروی برشی قرار گرفته باشد، مطابق رابطه‌ی ۱۰ است که در استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶ [۱۸] معرفی شده است.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_{\theta}} + \left(\frac{\tau_{\theta,Ed}}{\tau_{\theta,Rd}}\right)^{k_{\tau}} < 1 \quad (10)$$

که در آن، مقادیر مربوط به گروه اندرکنش تنش‌های فشاری، غشایی و برشی پوسته‌ی استوانه‌ی بی هستند. مقادیر k_x و k_{θ} ، k_{τ} و k_i پارامترهای اندرکنش کمانش و تنش محوری خالص، فشار خارجی خالص، و نیروی برشی هستند. نحوه‌ی محاسبه پارامترهای مذکور در استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶ [۱۸] ذکر شده و لازم به ذکر است مقدار تنش برشی در مطالعه‌ی حاضر صفر است. نحوه‌ی محاسبه به طور خلاصه در نمودار شکل ۱۰ مشاهده می‌شود. در بررسی حاضر، مقدار $\sigma_{\theta,Ed}$ از طریق رابطه‌ی ۱۱ محاسبه شده است:

$$\sigma_{\theta,Ed} = \left(\frac{PR}{t_{eq}}\right) \quad (11)$$

که در آن، P فشار خارجی یکنواخت، R شعاع پوسته‌ی استوانه‌ی بی و t_{eq} ضخامت معادل به دست آمده برای پوسته‌ی استوانه‌ی بی هستند. در روابط ۵، ۶ و ۱۰، مقادیر $\sigma_{x,Ed}$ و σ_x برابر با تنش محوری حاصل از اعمال بار فشار محوری معادل ۸/۶۵ کیلو نیوتن به اضافه‌ی تنش محوری ایجاد شده توسط مکش به دلیل وجود سقف بوده است که مطابق رابطه‌ی ۱۲، محاسبه شده است:

$$\sigma_x = \sigma_{x,Ed} = \frac{N}{\sqrt{\pi} R t_{eq}} + P \left(\frac{R}{\sqrt{t_{eq}}}\right) \quad (12)$$

که در آن، N مقدار بار فشار محوری است. فشار خارجی منجر به کمانش (P) با استفاده از روابط ۵ و ۹، برای پوسته‌ی استوانه‌ی بی با ضخامت و ارتفاع معادل ذکر شده در جدول ۲ محاسبه و با نتیجه‌ی حاصل از آزمایش مقایسه شده‌اند. نتایج محاسبات در جدول ۳ ارائه شده‌اند.

لازم به ذکر است در نمونه‌ی S-N۱۰ به دلیل اینکه در هنگام خرابی، نیروی محوری ۸/۶۵ کیلو نیوتن وارد شده و در لحظه‌ی خرابی تنش محوری مربوط به نیروی ۸/۶۵ کیلو نیوتن محاسبه شده است؛ مقادیر فشار خارجی به دست آمده از روابط نیمه تجربی ۵ و ۱۰، برای هر دو نمونه‌ی S-N۱۰ و S-N۸ یکسان بوده است. اما به دلیل شروع کمانش در مرحله‌ی اعمال فشار محوری در نمونه‌ی S-N۱۰، نمونه‌ی اخیر در فشار خارجی کمتری نسبت به نمونه‌ی S-N۸ دچار خرابی شده است. برای بررسی بیشتر روابط تئوری، نتایج مربوط به مدل‌های نوشتار فضلعی پور

جدول ۴. مقایسه‌ی ظرفیت کمانشی حاصل از نتایج آزمایشگاهی با نتایج تئوری.

نمونه	بار فشاری محوری (kN)	فشار خارجی (kPa)	رابطه‌ی ۵			رابطه‌ی ۱۰		
			طول و ضخامت موثر ^[۱۸]	فشار خارجی	درصد خطا	طول و ضخامت موثر ^[۱۸]	فشار خارجی	درصد خطا
S-N۸	۸/۶۵	۶/۰۲	۳/۰۱	۵۰	۷/۰۳	۱۴	۴/۰۲	۳۳
S-N۱۰	۸/۶۵	۵/۱۸	۳/۰۱	۴۱/۸۹	۷/۰۳	۲۶/۳۱	۴/۰۲	۲۲/۳۹
S-N۲	۱/۷۸	۴/۷۳	۴/۸۳	۲	۵/۹۶	۲۱	۴/۷۶	۰/۶۳
S-N۱۰	۱۰/۲۳	۵/۸۷	۳/۰۱۵	۴۸/۶	۴/۷۹	۱۸/۴۰	۳/۳۰	۴۳/۷۸
S-N۲۰	۲۰/۰۷	۵/۲۰	۰/۹۸	۸۱/۱۵	۱/۸۱	۶۵/۱۹	۱/۱۰	۷۸/۸

- افزایش ۱۷/۴ درصدی نیروی فشار محوری در مدل S-N۱۰ نسبت به مدل S-N۸ علی‌رغم اینکه در مرحله‌ی دوم و موقع اعمال فشار خارجی، بار فشار محوری برای هر دو نمونه یکسان بوده است، باعث کاهش حدود ۱۴ درصدی ظرفیت کمانش پوسته‌ی استوانه‌ی شده است.
- زمانی که اولین موج کمانشی در اثر نیروی محوری ایجاد شده است، در پوسته‌ی نازک‌تر تغییرشکل‌های بیشتری ایجاد شده و تعداد موج بیشتری نیز در این بخش از پوسته‌ی استوانه‌ی به‌وجود آمده است. همچنین خرابی سریع‌تر اتفاق افتاده و سازه سریع‌تر دچار ناپایداری شده است.
- موج‌های کمانشی ایجادشده تحت اثر بارگذاری ترکیبی بار فشارهای محوری و خارجی، ترکیبی از موج‌های ناشی از بار محوری (گودی‌های ایجاد شده در ضخامت نازک‌تر) و موج‌های محیطی نیم‌سینوسی ناشی از فشار خارجی بوده‌اند.
- با افزایش مقدار فشار محوری، روابط تئوری ۵ و ۱۰ بسیار محافظه‌کارانه عمل می‌کنند، به طوری که اختلاف فشار خارجی به‌دست آمده از طریق روابط تئوری برای نمونه‌ی S-N۲۰ با نتایج آزمایشگاهی بیشینه‌ی ۸۰٪ بوده است.
- مدل اصلاح شده‌ی پیشنهادی چن و همکاران (۲۰۱۱)^[۲]، همبستگی نزدیکی با نتایج آزمایشگاهی داشته است. به طوری که فشار کمانشی به‌دست آمده برای سه نمونه‌ی S-N۲ و S-N۱۰ از نوشتار فضلع‌ی پور^{۱۱} و همکاران (۲۰۲۱)^[۲۰] و نمونه‌ی S-N۸ از روابط آدلند (۱۹۷۸)^[۱۷] و استاندارد EN-۱۹۹۳-۱-۶^[۱۸] به ترتیب و به طور میانگین، حدود ۱۸ و ۱۹ درصد با نتایج آزمایشگاهی اختلاف نشان داده‌اند.

۵. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، رفتار پوسته‌های استوانه‌ی با ضخامت‌های مختلف تحت بارگذاری ترکیبی فشار محوری و فشار خارجی به‌صورت آزمایشگاهی و تئوری بررسی شده است. تغییرات ظرفیت کمانشی پوسته‌ی استوانه‌ی تحت بارهای فشاری محوری مختلف و همچنین مودهای کمانشی ایجادشده ارزیابی شده و این نتایج به‌دست آمده است:

11. Fazlalipour

پانویس‌ها

1. Hutchinson
2. Galletly
3. Shen and Chen
4. Winterstetter
5. dial indicator
6. strain gauge
7. dimple wave
8. half-sine circumferential waves
9. Chen
10. Odland & Miller

منابع (References)

1. de WIT, J. "Steel vertical cylindrical storage Tanks", Butterworth & Co. Ltd. (1973).
2. Azzuni, E. and Guzey, S. "Comparison of the shell design methods for cylindrical liquid storage tanks", *Eng. Struct.*, **101**, pp. 621-630 (2015).

3. Chen, L., Michael Rotter, J. and Doerich, C. "Buckling of cylindrical shells with stepwise variable wall thickness under uniform external pressure", *Eng. Struct.*, **33**(12), pp. 3570-3578 (2011).
4. Godoy, L.A. "Buckling of vertical oil storage steel tanks: Review of static buckling studies", *Thin-Walled Struct.*, **103**, pp. 1-21 (2016).
5. Chen, Z., Yang, L., Cao, G. and et al. "Buckling of the axially compressed cylindrical shells with arbitrary axisymmetric thickness variation", *Thin-Walled Struct.*, **60**, pp. 38-45 (2012).
6. Fazlalipour, N., Showkati, H. and Eyvazinejad Firouzsalar, S. "Buckling of cylindrical shells with stepwise wall thickness subjected to combined loading", International Congress on the Phenomenological Aspects of Civil Engineering (2021).
7. Firouzsalar, S.E. and Showkati, H. "Thorough investigation of continuously supported pipelines under combined pre-compression and denting loads", *Int. J. Press Vessel Piping*, **104**, pp. 83-95 (2013).
8. Eyvazinejad Firouzsalar, S., Showkati, H. and et al. "Free-spanning and base-supported tubes subjected to combined axial compression and indentation loads", *J. Constr. Steel Res.*, **161**, pp. 341-354 (2019).
9. Aghajari, S., Abedi, K. and Showkati, H. "Buckling and post-buckling behavior of thin-walled cylindrical steel shells with varying thickness subjected to uniform external pressure", *Thin-Walled Struct.*, **44**(8), pp. 904-909 (2006).
10. Hutchinson, J. "Buckling of imperfect cylindrical shells under axial compression and external pressure", *AIAA J.*, **3**, pp. 1968-1970 (1965).
11. Galletly, G.D., James, S., Kruzelecki, J. and et al. "Interactive buckling tests on cylinders subjected to external pressure and axial compression", *J. Press Vessel Technol.*, **109**(1), pp. 10-18 (1987).
12. Shen, H. and Chen, T. "Buckling and postbuckling behaviour of cylindrical shells under combined external pressure and axial compression", *Thin-Walled Struct.*, **12**(4), pp. 321-334 (1991).
13. Winterstetter, T.A. and Schmidt, H. "Stability of circular cylindrical steel shells under combined loading", *Thin-Walled Struct.*, **40**(10), pp. 893-910 (2002).
14. Wang, B., Yang, M., Zeng, D. and et al. "Post-buckling behavior of stiffened cylindrical shell and experimental validation under non-uniform external pressure and axial compression", *Thin-Walled Struct.*, **161**, p. 107481 (2021).
15. Pourkhorshidi, S. and Abedi, K. "05.16: Stability behavior of graded dented cylindrical steel shells under the action of combined external and axial pressure", *Special Issue: Proceedings of Eurosteel*, **1**(2-3), pp. 1162-1171 (2017).
16. Mahboubi Nasrekani, F. and Eipakchi, H. "Analytical solution for buckling analysis of cylinders with varying thickness subjected to combined axial and radial loads", *Int. J. Press Vessel Pip.*, **172**, pp. 220-226 (2019).
17. Odland, J. "Buckling resistance of unstiffened and stiffened Circular Cylindrical Shell structures", *Royal Norwegian Council for Scientific & Indus Res.*, **6**(3), pp. 2-22 (1978).
18. EN 1993-1-6: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-6: Strength and stability of shell structures (1993).
19. ASTM Standard E8/E8M-13a, "Standard test methods for tension testing of metallic materials", (2013).
20. Fazlalipour, N., Showkati, H. and Eyvazinejad Firouzsalar, S. "Buckling behaviour of cylindrical shells with stepwise wall thickness subjected to combined axial compression and external pressure", *Thin-Walled Struct.*, **167**, pp. 108195 (2021).
21. Showkati, H., Pourmirza, M. and Yousefieh, A. "Tests on the buckling capacity of cylindrical shells under circumferential imperfection", *Shell Struct. Theory Appl. - Proc. 9th SSTA Conf.*, pp. 145-148 (2010).
22. Lancaster, E.R., Calladine, C.R. and Palmer, S.C. "Paradoxical buckling behaviour of a thin cylindrical shell under axial compression", *Int. J. Mech. Sci.*, **42**(2000), pp. 843-865 (2000).
23. Wang, B.; Zhu, S.; Hao, P. and et al. "Buckling of quasi-perfect cylindrical shell under axial compression: A combined experimental and numerical investigation", *Int. J. Solids Struct.*, **130-131**, pp. 232-247 (2018).
24. Ifayefunmi, O. "Buckling behavior of axially compressed cylindrical shells: Comparison of theoretical and experimental data", *Thin-Walled Struct.*, **98**, pp. 558-564 (2016).
25. Maali, M., Cuneyt Aydın, A., Showkati, H. and et al. "Longitudinal imperfections on thin walled cylindrical shells", *J. Civ. Environ. Eng.*, **08**, pp. 2-11 (2018).
26. Yang, L., Chen, Z., Chen, F. and et al. "Buckling of cylindrical shells with general axisymmetric thickness imperfections under external pressure", *Eur. J. Mech.*, **38**, pp. 90-99 (2013).
27. Taraghi, P., Showkati, H. and Firouzsalar, S.E. "The performance of steel conical shells reinforced with CFRP laminates subjected to uniform external pressure", *Constr. Build. Mater.*, **214**, pp. 484-496 (2019).

* مشخصات مقالات ارسالی:

مقاله به صورت دست‌نویس (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 منظم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنما به نشانی سایت مجله <http://journal.sharif.ir> به دفتر مجله ارسال شود.

* ضمن معرفی نویسنده مسئول مقاله، نشانی پست الکترونیکی کلیه نویسندگان قید شود.

* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندگان و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندگان، نشانی پست الکترونیکی ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه، چکیده انگلیسی در حد یک صفحه A4 کامل (قلم Times فونت ۱۲) و کلمات کلیدی فارسی و انگلیسی ارائه شود.

* سایر اجزای اصلی مقاله، نظیر مقدمه، عناوین بخش‌های اصلی و زیربخش‌ها، نتیجه‌گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه -- با احتساب شکل و نمودار -- باشد.

* 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 ۸px و خط نمودار ۶ px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل‌ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 با 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 انگلیسی ارائه شود. با توجه به مثال‌های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه‌ی (In Persian) داخل پرانتز قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples:

Journals:

Mirghafoori, S.H., Sadeghi Arani, Z. and Jafarnejad, A. "Forecasting success of commercialization of innovative ideas using artificial neural networks; the case of inventors and innovations in Yazd province", *Journal of Science and Technology Policy*, 4(1), pp. 63-76 (In Persian) (2011).

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G. "The perforation of circular plat with four sided pyramidally - headed square-section punches", *Int. J. of Mech. Sci.*, 20 (3), pp.801-820 (1990).

Books:

Hindmarsh, J. "The electrical-circuit viewpoint", *In Electrical Machines and their Applications*, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp. 57-130, Pergamon Press, Oxford, UK (1975).

Proceedings and reports:

Walker, L.K. and Morgan, J.R. "Field performance of firm silty clay", *9th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, 1, Tokyo, Japan, pp.341-346 (1977).

Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. "Design and construction of stone columns", Report SCEGIT 83-10, Georgia Inst. of Tech., Atlanta, GA, submitted to Fed. Highway Admin (1983).

Bhandari, R.K.M. "Behavior of tank founded on soil reinforced with stone columns", *VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Helsinki (1983).

راهنمای نگارش مقالات مجله‌ی علمی و پژوهشی

شریف

مجله‌ی علمی و پژوهشی «شریف»، از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه‌ی پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتدالی سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه‌ی مجموعه‌ی مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب 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.

method of simultaneous perturbation stochastic approximation (SPSA). The results show that increasing the discharge increases the flow depth, left and right side slopes, total top width and water surface width, channel cross-sectional area and flow area, the total channel perimeter and wetted perimeters, flow velocity, Froude number, and the cost. By examining the relationship between cost with design variables, constraints and geometric parameters of parabolic channel cross-section at different iterations, the characteristic of the model that won the most number of iterations is based on the increase in left and right side slopes, total top width and water surface width, the cross-sectional area of the canal and the flow area, the total channel perimeter and the wetted perimeters, the Froude number, the cost increase. In contrast, increasing the depth and flow velocity reduces the cost. Comparison of the results of the four models with each other shows that the cost values in the first model are lower than those in other models. In the third model, they are higher than all models.

Key Words: Composite parabolic channel, optimization, SPSA algorithm, freeboard.

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY OF BUCKLING BEHAVIOR OF STEEL CYLINDRICAL SHELLS WITH VARIABLE WALL THICKNESSES UNDER COMBINED LOADING OF AXIAL COMPRESSION AND EXTERNAL PRESSURE

N. Fazlalipour (corresponding author)

n.fazlalipour@gmail.com

H. Showkati

h.showkati@urmia.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Urmia University

DOI:10.24200/J30.2022.59142.3031

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 169-177, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 16 October 2021; received in revised form 19 December 2021; accepted 3 January 2022.

Abstract

Thin-walled steel cylindrical shells are industrial structures that play an important role in the storage of petroleum and refineries, potable water supply, and fire extinguishing systems. Steel storage cylindrical shells are manufactured with variable thicknesses in height for economic reasons. Each steel cylindrical shell structure is made of several individual cylindrical parts of constant thickness. These shells with fixed roofs are subjected to axial pressure due to wind effect and snow accumulating on the roof. The cylindrical shells are also subjected to external pressure due to wind load and/or vacuum load when the containing liquid is discharged. The combination of axial compression and external pressure may lead to the failure of the shell structures. In this paper, two experimental studies were performed to investigate the effect of initial buckling during the axial compressive preloading or at the external pressure phase on the buckling behavior of cylindrical shells with stepwise wall thickness under combined loading of axial compressive preloading and external pressure. The results showed that the buckling capacity decreased under axial preloading and external pressure when the initial buckling occurred during the application of axial compressive preloading. Also, more deformations and buckling waves formed in the thinner individual section of cylindrical shell and also failure occurred faster and the structure became unstable faster, when initial buckling occurred during the axial compressive preloading. Theoretical relationships, in which geometric imperfection is considered, were employed to predict the buckling load of cylindrical shells with variable thicknesses subjected to combined loading of axial compression and external pressure. One of these two relationships shows a closer correlation with experimental results. Also, the results showed that the buckling behavior of cylindrical shells was very sensitive to the applied axial compressive preloading; therefore, as the axial compressive preloading increases, the quasi-empirical theoretical relationships become more conservative.

Key Words: Steel cylindrical shells, thin wall, stepwise wall thickness, combined loading, buckling.

ON THE STRENGTH AND DURABILITY OF RCC IN FREEZING-THAWING CYCLES

A. Armanpour

hesam.armanpour@yahoo.com

Dept. of Civil Engineering

Roudehen Branch

Islamic Azad University

M.M. Amiri(corresponding author)

amiri@iaufb.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Firuzkuh Branch

Islamic Azad University

M. Adabi

adabi@riau.ac.ir

Dept. of Metallurgy and Materials Engineering

Roudehen Branch

Islamic Azad University

E. Darvishan

darvishan@riau.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Roudehen Branch

Islamic Azad University

DOI:10.24200/J30/2021.58139.2958

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 145-154, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 22 may 2021; received in revised form 12 December 2021; accepted 26 December 2021.

Abstract

RCC remains a widely used construction material over the last decade. RCC is placed in a manner similar to paving; the material is delivered by dump trucks or conveyors, spread by small bulldozers or specially modified asphalt pavers, and then compacted by vibratory rollers. By definition, Roller Compacted Concrete (RCC) is the concrete compacted by a roller in a hardened state. RCC is a special type of concrete that has essentially the same ingredients as concrete. However, at different ratios, partial substitution of fly ash is increased for Portland cement. This type of concrete has facilitated constructing many new dam and pavement projects and reducing costs by shortening the time duration of implementation. Rolled concrete materials are generally applied instead of the soil-cement mixtures in projects. Soil-cement and rolled concrete are both completely compacted mixtures of cement, aggregate, and water, while their main differences are the type and size of aggregates. Using this kind of concrete has provided a chance for the construction of many dams and new pavements with economic advantages, leading to the quick construction management. Since these structures are exposed to climatic factors, their durability, especially against alternate thawing-freezing cycles, is of paramount impor-

tance. In the current research, silica nanoparticles were added to the RCC mix of three different diameters (10, 15, and 30 nm) and three different ratios (1, 3, and 5% by cement weight) in 50, 100, and 300 cycles to investigate their effects on compressive strength, dimensions, and weights of RCC samples. The experimental results illustrated that mixtures containing nano-silica had a better durability and strength than non-additive mixtures.

Key Words: Rolling Compacted Concrete (RCC), Nano-, SiO₂, freezing and thawing, strength, durability.

OPTIMIZATION OF COMPOSITE PARABOLIC CHANNEL CROSS-SECTION BASED ON CHANGES IN DISCHARGE AND FREEBOARD

S. Pourbakhshian(corresponding author)

s.pourbakhshian@iauramsar.ac.ir

P. Fasih

fasih.peyman@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Ramsar Branch, Islamic Azad University

DOI:10.24200/J30.2022.58880.3011

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 155-167, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 11 September 2021; received in revised form 21 December 2021; accepted 3 January 2022.

Abstract

This paper presents an optimal cross-section of a composite parabolic channel by considering four models based on freeboard changes. In this research, four models were presented separately to present the optimal shape of the parabolic cross-section. In the first model, the freeboard was considered zero. In the second model, a freeboard of 0.5 m was considered. In the third model, the freeboard was considered as a function of the discharge according to the standard regulations of India; in the fourth model, the freeboard was considered as a function of the flow depth in the optimization process. The objective function is to minimize the cost of lining and excavation costs. Design variables include flow depth and side slopes. Constraints include the Manning equation constraint to maintain a uniform flow, the Froud number constraint to ensure subcritical flow in the channel, total top width, and the velocity constraint to control sedimentation and erosion. The above optimization problem is solved using the optimization algorithm and the

be able to work with new technology or that their organizational position will be endangered. The dimensions of national culture in each country or organization vary and as a result, the adoption of new technologies that are affected by these dimensions can be different. As a result, the conceptual model of the present study was developed with the aim of explaining the effect of national culture dimensions on BIM adoption in the first-ranked construction companies in Tehran province. In this conceptual model, the effect of five dimensions of national culture on the three variables of BIM adoption (TAM model) was evaluated. In this way, a researcher-made questionnaire was prepared and taken from the variables of the conceptual model and was distributed in four categories: employer, consulting, Design and Build, and contracting company. Analysis of 95 valid samples was performed using SPSS22 and SmartPLS3 software and it was shown that the adoption rate of BIM in construction companies ranked one in Tehran province, being lower than average. Also, the lower the power difference and uncertainty avoidance, individualism, and masculinity, the more members of companies find BIM implementation beneficial. Also, as risk-taking increases, company members find it easier to use BIM and are more eager for its adoption. The findings of the present study help construction companies that intend to adopt BIM technology for the first time to move towards adoption and implementation of BIM with stronger encouragement and support.

Key Words: Building information modeling, adoption, national culture, construction companies.

EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF SMRFs WITH AND WITHOUT STEEL SHEAR WALL AGAINST SEQUENCING EARTHQUAKES

N. Siahpolo (corresponding author)

siahpolo@acecr.ac.ir

Dept. of Civil Engineering
Institute for higher education ACECR
O. Latifyan

omidlatifyan95@gmail.com

Dept. of Civil Engineering
Dezful Branch, Islamic Azad University
S.A. Razavi

razavi@iaubadan.ac.ir

Dept. of Civil Engineering
Abadan Branch, Islamic Azad University
DOI:10.24200/J30.2021.58201.2984

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 131-143, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 31 July 2021; received in revised form 8 December 2021; accepted 26 December 2021.

Abstract

A better understanding of the dynamic behavior and seismic performance of structures has led to advances in structural design in recent years, but despite recent advances, many existing structures are not earthquake resistant. Steel Moment Resisting Frames (SMRFs) are one of the common structural systems in construction that has been considered by engineers due to its ease of implementation, relatively good seismic behavior and architectural considerations. However, Steel Moment Resisting Frames, in addition to being costly and performing defects in joints, has a low lateral stiffness compared to other strong systems and does not have good resistance to high horizontal displacement and structural and non-structural elements are exposed to damage. Near-fault Earthquakes are among the factors that increase damage to the structure and also intensify lateral load intensity. In this paper, the seismic behavior of SMRFs with and without Steel Plate Shear Walls (SPSWs) against 40 artificial near and far fault seismic records are evaluated using nonlinear time history analysis. For this purpose, 8-, 15- and 20- story frames were designed without considering the permissible drift criteria. Then, a steel shear wall was added to the frames and while re-designing, the drift criterion was met. The results show that in both cases with and without SPSWs the need for seismic near the fault sequences is greater than the far fault seismic sequences. The presence of SPSWs reduces the need for deformation (except for absolute floor acceleration), and this effect is more pronounced for near faults scenarios. In all cases, the presence or absence of SPSWs has no effect on the maximum floor acceleration. Adding SPSWs always increases the need for base shear force, but the force is still more significant from near fault than far fault scenarios. The results of comparing the effect of successive earthquakes near and far from the fault show that near-fault earthquakes always act to increase the need for the structure.

Key Words: Seismic evaluation, steel moment frames, steel plate shear wall, sequences earthquakes, seismic scenario.

INVESTIGATION OF EFFECT OF SIZE AND CONTENT OF NANO/SIO₂

Key Words: Value of a statistical life, social impacts, resilience, hedonic functions, machine learning, revealed preferences, infrastructure failure, interdependent infrastructures.

INVESTIGATION OF THE EFFECT OF HYBRID FIBERS AGAINST ELECTRICAL RESISTANCE AND DYNAMIC RESISTANCE AGAINST CONCRETE EXPLOSION

A. Jafarnia

algaminalg@gmail.com

R. Khodabakhshy

rezakhodabakhshi65@yahoo.com

M. Fayyaz(corresponding author)

m.fayyaz@chmail.ir

S. Mohamad

mohandesi.mh@gmail.com

Faculty of Engineering and Passive Defense

Imam Hossein University

DOI:10.24200/J302021.57086.2877

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 109-118, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 3 January 2021; received in revised form 14 April 2021; accepted 13 June 2021.

Abstract

With the increasing development of concrete structures, properties such as strength and durability of concrete have become particularly important. Therefore, it is necessary to use special concretes and obtain new combinations. Ordinary concrete is brittle and frangible, and if rebar is not used, other materials such as fibers should be added to the mixture to remove the brittleness of the concrete. Fiber is used to control cracks in concrete, which in addition to controlling cracks, improves impact resistance, fatigue, shear, bending, as well as energy absorption of concrete. In this research, fiber concrete made of steel, barchip, and macro synthetic fibers and the combination of each fiber with different volume ratios is subjected to explosive load and the failure rate of each sample and the resistance of fiber concrete with hybrid fibers to explosion have been investigated in laboratory and field. Also, the special electrical resistance of hybrid fiber concrete against the electric current has been evaluated, which can be considered as a measure to evaluate the permeability and parallel absorption of concrete water. The results showed that concrete with macro synthetic fibers had greater explosion

resistance than other samples. Also, the electrical resistance of concrete with macro-synthetic fibers has been higher than that of other samples, which will have special applications in corrosive areas with high penetration of chloride ions due to higher electrical resistance and consequently lower permeability. Also, for estimating the cost of fiber performance in concrete, the lowest excess cost of using fibers in concrete was related to the use of 1.5% of the concrete volume of macro synthetic fibers due to the low cost of these fibers and its high resistance to electrical resistance and resistance to explosive load. The use of these fibers in concrete to withstand explosion and electric current has been cost effective.

Key Words: Fiber concrete, steel fibers, barchip fibers, synthetic fibers, explosive, electrical resistance.

EXPLAINING THE EFFECTS OF NATIONAL CULTURE DIMENSIONS ON THE ADOPTION OF BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) TECHNOLOGY IN TEHRAN PROVINCE CONSTRUCTION COMPANIES

S. Taheripour

sahar.taheripour@modares.ac.ir

M. Azizi(corresponding author)

azizi.pm@modares.ac.ir

E. Eshtehardian

eshtehardian@modares.ac.ir

Construction and Project Management

Faculty of Art

Tarbiat Modares University

DOI:10.24200/J30.2022.58043.2951

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 119-129, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 24 April 2021; received in revised form 4 December 2021; accepted 24 January 2022.

Abstract

It appears that Building Information Modeling with its reported benefits can help solve the inefficiency of Iran's construction industry. However, a review of some previous literature shows that the adoption status is unfavorable. There are various obstacles including legal, financial, technical, and behavioral ones to adopting BIM. One of the behavioral barriers to BIM adoption is cultural factors. Factors that make users resist change and fear new technology include the fear that they will not

© Sharif University of Technology

- Received 26 October 2021; received in revised form 19 December 2021; accepted 26 December 2021.

Abstract

Chemical injection is a useful geotechnical procedure for stabilizing soils and also making them impermeable. For characterizing the soil stabilized by colloidal silica, the clean and silty sand samples with silt values of 20 and 40 percent, in both unstabilized and stabilized conditions, were prepared with different concentrations of the stabilizer from 5 to 30 percent, and the effects of colloidal silica on its behavior were evaluated under cyclic loading. 30 cyclic triaxial tests were performed on various samples. A 100 kPa confining pressure was used in these tests. All 15 experimental samples were loaded at cyclic stress ratios of 0.2 and 0.4 with a frequency of 1 Hz and up to 200 sinusoidal cycles. In this research, for the stabilized and unstabilized samples, the double amplitude of axial strain of five percent or the pore water pressure ratio of one, whichever occurs earlier, was considered as the liquefaction criterion. By performing cyclic triaxial tests, it was observed that by stabilizing clean and silty sand with colloidal silica, liquefaction phenomenon is postponed. Thus, adding even low concentration of colloidal silica such as 5 percent can prevent liquefaction of soil at the low level of dynamic loads (such as cyclic stress of 0.2). By adding colloidal silica, the double amplitude of axial strain and the pore water pressure ratio were reduced in cyclic loading. For example, in silty sand with a silt content of 40%, by increasing the stabilizing concentration from 10% to 30%, the pore water pressure ratio reduced from 1 (the state of full liquefaction) in 10 cycles to about 0.1 in 100 cycles, and also the double amplitude of axial strain decreased from 5% in 10 cycles to about 0.7% in 100 loading cycles. Gelatinization of colloidal silica between soil grains causes elastic behavior for the soil sample and prevents permanent deformation between soil grains. Reducing permanent deformation in undrained conditions reduces the development of excess pore water pressure in the soil during cyclic loading. The choice of colloidal silica concentration to prevent the liquefaction of sand and silty sand in a specific area depends on the cyclic stress ratio in that area; thus, at a cyclic stress ratio of 0.2, colloidal silica concentration of five percent is sufficient. However, at a cyclic stress ratio of 0.4 (higher level of dynamic loads), colloidal silica with a concentration of 20% or more should be used.

Key Words: Soil stabilization, colloidal silica, silty sand, liquefaction, cyclic loading.

THE SOCIAL IMPACTS OF INFRASTRUCTURE FAILURE:

ESTIMATION OF THE VALUE OF A STATISTICAL LIFE FOR COMMUNITY RESILIENCE ANALYSIS IN IRAN

H. Kashani(corresponding author)

hamed.kashani@sharif.edu

M. Eshghi

mohammad.nezami@student.sharif.edu

Faculty of Civil Engineering

Sharif University of Technology

DOI:10.24200/J30.2021.59096.3025

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 99-108, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 16 October 2021; received in revised form 8 December 2021; accepted 12 December 2021.

Abstract

This study aims to provide a model for estimating the direct social loss incurred by communities in Iran due to the loss of life resulting from the earthquake-induced damage to infrastructure systems. Once estimated, the direct social losses caused by an earthquake can be used to quantify and analyze community resilience. Numerous past studies have focused on estimating the direct and indirect economic consequences of earthquake-induced infrastructure failure. However, a review of the relevant literature demonstrates a lack of appropriate models for calculating social costs associated with such events considering the characteristics of the subject community. Research is needed to develop suitable analytical models that quantify the social costs of earthquakes. Previous research studies have proposed using concepts like the value of a statistical life to quantify the social losses caused by hazards such as accidents, environmental pollution, and Terroristic Attacks and Fatal Diseases. Accordingly, past studies on the quantification of community seismic resilience used the value of a statistical life for countries such as the United States in conjunction with the exchange rate to arrive at costs incurred by a community due to earthquake-induced casualties. Since Iran is a country with high seismicity, underestimating the damage caused by the death of individuals and as a result, incorrect estimation of the amount of social loss incurred by the community may misguide the vulnerability reduction efforts. This will have adverse economic, political, and social consequences for the community. Several methods have been proposed to calculate the value of a statistical life, the most important of which are "Revealed Preference" and "Stated Preference." This study uses the revealed preference method to calculate the value of a statistical. This manuscript reports the methodology adopted for collecting the relevant data and the development of the model that estimates the value of a statistical life.

shear fuse yields shear prior to the flexural yielding of the main beam. This dual system eliminates the need to comply with the rigorous limitation on the clear span to depth ratio of beam that is proposed by seismic design codes. Moreover, this system enjoys an increase in the amount of stiffness. It is worth mentioning that this dual system increases the resilience of the building as the shear fuse is readily replaceable after an earthquake. With verification of an experimental model, the finite element numerical models are produced. The ABAQUS numerical models show that the system which includes both moment-resisting frame and shear link frame function much better than the moment-resisting frame system. As a result, by enjoying this dual system as well as using the ductility of moment-resisting frames, the stiffness of the building does not decrease noticeably.

Key Words: Moment resisting frame, dual system, shear link, low span to depth ratio.

INVESTIGATION OF EFFECTIVE PARAMETERS IN SHORT COLUMN FAILURE USING CORRELATION AND MACHINE LEARNING METHODS

Z. Nouri

Z_nouri1995@yahoo.com

F. Nateghi-Alahi (corresponding author)

Nateghi@iiees.ac.ir

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology
DOI:10.24200/J30.2022.59055.3021

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 77-87, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 9 October 2021; received in revised form 3 January 2022; accepted 12 January 2022.

Abstract

Column shear failure remains one of the most important causes of damage and collapse of reinforced concrete buildings during recent earthquakes, which should be avoided due to its low ductility and brittle failure mechanism. In previous studies, various parameters have been introduced as effective factors in short column mechanism and in each case, the effect of some of them has been studied. However, there is no comprehensive study that investigates the importance of all of these parameters. In this paper, using Monte Carlo algorithm and

considering the normal distribution for 10 effective parameters in short column formation, including column cross-section size, column longitudinal reinforcement ratio, column transverse reinforcement ratio, effective column length, concrete compressive strength, reinforcement yield strength, beam length, axial force ratio, infill wall to column height ratio, and wall thickness, a database consisting of 200,000 samples is created. OpenSees software is used to model the concrete moment frame by considering the flexural and shear behavior of the column, and the model is verified by comparison with experimental studies. Then, by using push-over analysis, the type of failure mechanism of the column in a moment frame with infill and opening is determined to be flexural or shear failure. The importance of each parameter is investigated using machine learning methods including Principal Component Analysis (PCA), Decision Tree (DT), and F-Test (FT) as well as Pearson and Spearman correlation methods. DT and FT machine learning methods as well as both Pearson and Spearman correlation methods are well able to identify the importance of each parameter in the formation of the short column. By summarizing the results of all methods, the parameters of the percentage of column shear reinforcement as well as the ratio of wall to column height have been determined as the most important and effective parameters. Also, the least important parameters are f_y , L-Beam and axial load ratio. The result of this paper will be useful for designer of RC building and also to develop models and criteria for rapid short column identification in seismic evaluation of existing buildings.

Key Words: Short column, pushover analysis, monte carlo, machine learning, correlation analysis.

INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF STABILIZED SILTY SAND WITH COLLOIDAL SILICA AGAINST LIQUEFACTION

I. Nouri Delavar

nouri.im@gmail.com

R. Noorzad (corresponding author)

rnoorzad@nit.ac.ir

B. Tanegonbadi

bahram.gonbadi@gmail.com

Faculty of Civil Engineering
Babol Noshirvani University of Technology
DOI:10.24200/J30.2021.59219.3035

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 89-98, Original Article

stress and relative displacement of dam crest with the conventional assumptions are higher than the proposed method. The presented hybrid method in this paper, in addition to having the capabilities of the finite element method in solving the complex dam-foundation-reservoir problem, can accurately consider the effects of faults and the seismic wave propagation path in academic and engineering problems.

Key Words: Dam-foundation-reservoir-fault system, domain reduction method (DRM), seismic analysis, seismic wave propagation, numerical solution.

SEISMIC RESILIENCY ASSESSMENT OF STEEL MOMENT FRAMES WITH NONLINEAR VISCOUS DAMPERS UNDER SECONDARY EARTHQUAKE

M.J. Hamidia(corresponding author)

m_hamidia@sbu.ac.ir

R. Dalili-Yazdi

r.dalilyazdi@alumni.sbu.ac.ir

Faculty of Civil, Water and Environment Engineering

Shahid Beheshti University

DOI:10.24200/J30.2021.58476.2981

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 51-65, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 28 August 2021; received in revised form 8 December 2021; accepted 12 December 2021.

Abstract

Incidents such as earthquakes have led to the formation of a new concept in the analysis of structures and response to events. Resilience is the ability of a system to maintain the desired level of performance and return to service when facing the risks that occur in the structural life cycle. The research process is based on resiliency and calculation of its parameters through maximum structural drift. Three steel moment frames are analyzed based on nonlinear time history analysis under two primary and secondary earthquake records. For damaged frames, viscous dampers with different damping percentages are installed and the intensity of seismic records is increased to the point of structural collapse. It is observed that the presence of dampers in the structure under secondary earthquake results in reduced drift and relative displacement in the floors. Resiliency diagrams of frames are drawn and values of resiliency parameters

are calculated. Decreasing the alpha coefficient for each damping percentage increases the robustness coefficient and also increases the level below the resilience diagram for the final performance of the frames. Based on the comparison between alpha coefficient and damping percentage, it has been found that the effect of damping percentage on drift reduction is greater than damping alpha coefficient. It can also be said that the 9-story structure has shown lower resistance to earthquakes and 3-story structure has the best resilient performance.

Key Words: Seismic resiliency, steel moment frame, nonlinear viscous damper, maximum drift, structural control.

EVALUATION OF DUAL SYSTEMS WITH MOMENT-RESISTING FRAME AND SHEAR LINK FRAME

F. Mahmoudi Sahebi

faridmahmoudi@aut.ac.ir

A. Rahai

rahai@aut.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Amirkabir University of Technology

F. Hatami(corresponding author)

hatami@aut.ac.ir

Structural and Earthquake Research Center

Amirkabir University of Technology

DOI:10.24200/J30.2022.58422.2979

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 67-76, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 11 September 2021; received in revised form 25 December 2021; accepted 5 January 2022.

Abstract

This paper puts forward a new dual system to dissipate energy and presents its numerical studies. Though moment-resisting frames have a good ductility performance, they suffer low stiffness; as a matter of fact, engineers try to increase the stiffness by reducing the span length of these frames. On the other hand, in order to ensure the formation of plastic hinges at the two ends of the beam, the codes suggest a minimum limit for the clear span-to-depth ratio of such frames.

To solve this problem, this paper proposes a new dual system. The proposed dual system includes a moment resisting frame and a frame with a replaceable beam with a smaller cross-section than that of the main beam which is placed at the mid-span of the beam designed to act as a shear fuse. This shifts the location of the plastic hinge from the ends of the beam to its middle since the

ings. For any given building, multiple seismic retrofit options are often available. Each option has specific requirements, cost, and performance. Estimating the cost of each candidate action is essential to the selection, planning, and implementation of seismic retrofit initiatives. Primary cost estimation plays a vital role in allocating budget for retrofit projects. Past studies used a variety of methods to develop cost estimation models. This research harnesses the capabilities of various regression models via modern machine learning methods for cost estimation. A dataset from 167 retrofit projects for masonry school buildings in Iran was used to develop models. Three main retrofit actions were implemented in the projects, namely Shotcrete, Steel belt, and Fiber reinforced polymer. Several regression methods including multiple linear regression, ridge regression, lasso regression, and also elastic net regression were applied to the dataset. The proposed framework comprised 12 models, which were attained by four regression methods on three retrofit actions. The cross-validation method was used for model evaluation in order to use all available data for training and testing. The model at the beginning of the development process contained all the probable effective parameters. Next, to increase the simplicity and accuracy of the models, a simple model reduction method was implemented. This model reduction method eliminated almost two-thirds of the parameters in the majority of basic models. Then, the candidate models were evaluated in terms of quantity and quality of prediction, heteroscedasticity, autocorrelation of residuals, and non-normality. This paper identifies the height of the building as the most influential parameter governing retrofit cost. Furthermore, lateral area of walls, footprint area, and added lateral strength are influential in the mentioned retrofit actions. This research contributes to enhancing the understanding of the factors, the effects, and the costs of the retrofit actions.

Key Words: Seismic retrofit, cost estimation, machine learning, regression.

SEISMIC ANALYSIS OF DAM-FOUNDATION-RESERVOIR-FAULT SYSTEM BY HYBRID DISCRETE WAVENUMBER-FINITE ELEMENT METHOD

H. Mohammadnezhad(corresponding author)
h_mohammadnezhad@sbu.ac.ir

Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering
Shahid Beheshti University

M. Ghaemian

ghaemian@sharif.edu

Dept. of Civil Engineering

Sharif University of Technology

H. Zafarani

h.zafarani@iiees.ac.ir

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

DOI:10.24200/J30.2022.58809.3004

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 39-50, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 28 August 2021; received in revised form 1 December 2021; accepted 26 January 2022.

Abstract

Safety assessment of dams as an important part of infrastructure of any country hinges on proper and precise modeling of the coupled system of dam-foundation-reservoir under appropriate seismic excitation. To simulate more realistic earthquake conditions, it is necessary to consider the seismic source, propagation path, and site effects despite the challenges and complexities using appropriate and efficient methods in seismic analysis of structures. In addition to the complexities of numerical modeling in dynamic analysis of the dam-foundation-reservoir system due to the different behavior of the three domains and infinite dimension of foundation and reservoir, dam-foundation-reservoir-fault system analysis is a multi-scale problem. In far field, the seismic source and propagation path effects on an seismological scale with dimensions of kilometers and in near field, the dam-foundation-reservoir system on an engineering scale with dimensions of meter are modeled and analysis results are presented in centimeters. The purpose of this paper is to present a hybrid method of combining discrete wave number and finite element methods based on Domain Reduction Method (DRM) for analysis of dam-foundation-reservoir-fault system. Domain reduction method is a two-step procedure that makes it possible to combine different numerical and analytical methods in the complex large-scale seismic problems assessment. After describing the domain reduction method theory, its implementation in commercial software ABAQUS has been verified with analytical solution for wave propagation. The verification results of the proposed method show that this method can consider the effects of fault and the seismic wave propagation path under real earthquake scenarios and it is cost effective in terms of computational cost. Koyna concrete gravity dam is analyzed under a specific earthquake scenario considering all the interactions by using the proposed method and the conventional massless foundation method. Comparison between the responses obtained from two methods indicates that the maximum tensile

spoiler 180o affects the downstream flow of the pipelines and by creating the region with low pressure behind the pipelines, the scour holes were plunged to the bed and the depth of the scour holes increased significantly. Also, the investigation of spoiler position on the two pipe lines illustrates that by adjusting the spoiler on the downstream pipelines, the downstream pipe was buried under the sediment. These conditions were observed by angles of 135o, 180o, and 225o. It is assumed that increasing the distance between two submarine pipelines diminishes the rate of self-burial conditions. It appears that by increasing the distance between two pipelines, the effect of the upstream pipeline was omitted because the downstream and upstream pipelines were scoured as two single pipes; thus, the upstream pipelines did not affect the downstream pipelines.

Key Words: Scour hole, parallel pipeline, submarine, spoiler, -piggy back line.

INVESTIGATION OF AREAS AFFECTED BY VERTICAL CONCAVE CORNERS DURING VERY DEEP EXCAVATIONS AND DETERMINATION OF THE PLAIN STRAIN RATIO

N. Riahy

n.riahy@stu.qom.ac.ir

H. Bayesteh (corresponding author)

h.bayesteh@qom.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

University of Qom

DOI:10.24200/J30.2022.58809.3004

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 15-25, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 13 July 2021; received in revised form 4 December 2021; accepted 12 January 2022.

Abstract

The mechanism of deformation in very deep excavation is more complex than in shallow excavations. The deformation of the excavation near the corners is lower and a three-dimensional effect can be considered in the design in order to optimize very deep excavations. On the other hand, in practical projects, three-dimensional modeling is avoided and the plain strain models ordinary has been used which will increase the project costs. It must also be ensured that the assumption of a plain strain governs the problem. This study examines the results of

monitoring a very deep excavation to a depth of 60 meters which has been stabilized by the anchorage method, validates a three-dimensional model, and considers the vertical concave corner effect in three-dimensional models including factors such as the depth and length of the excavation. Also, the Plain Strain Ratio (PSR) in this excavation is evaluated in accordance with parametric studies. The lowest value of the PSR occurred at a distance of 5 m from the corner and was equal to 0.45. By maintaining the maximum deformation, the length of the anchors was designed first without considering the three-dimensional effect; in another case, the effect of the corners was considered and the volumes were compared. The results showed that if the corner effect was included in the design of the stabilization method, about 21% to 55% of the total length of the anchors would be saved, being dependent on the excavation depth. The minimum and maximum values of the plain strain ratio in the corner and middle of the excavation are the same in all dimensions and are equal to 0.75 to 1. Due to the equality of the dimensions of the excavation (length and height), none of them has an effect on the range of the plain strain ratio values.

Key Words: Very deep excavation, corner effect, plain strain ratio, anchor, optimization.

MACHINE LEARNING-BASED REGRESSION MODELS FOR ESTIMATING SEISMIC RETROFIT COST OF MASONRY BUILDINGS

J. Mirzae

javad.mirzaei98@sharif.edu

H. Amiri

hossein.amiri31@sharif.edu

H. Khaleghi

hamed.khaleghi99@sharif.edu

H. Kashani(corresponding author)

hamed.kashani@sharif.edu

Faculty of Civil Engineering

Sharif University of Technology

DOI:10.24200/J30.2021.58718.2998

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 27-37, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 14 August 2021; received in revised form 30 November 2021; accepted 26 December 2021.

Abstract

Retrofit actions are amongst the most commonly used measures for reducing the seismic vulnerability of build-

Abstracts of Papers in English

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE IMPACT OF THE SPOILER AND PIGGYBACK LINE ON SCOUR HOLES OF THE PARALLEL PIPE LINES UNDER THE ERODIBLE BED

M. Damroudi

mojtaba.damroudi@yahoo.com

Dept. of Civil Engineering

Najafabad Branch, Islamic Azad University

Najafabad, Isfahan

K. Esmaili(corresponding author)

esmaili@um.ac.ir

Dept. of Water Sciences and Engineering

Ferdowsi University of Mashhad

S.H. Rajaei

shrajaie@yahoo.com

Agriculture and Natural Resources Research

and Education Center, Mashhad, Khorasan

Razavi

DOI:10.24200/J30.2022.58192.2963

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.2, Page 3-14, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 12 June 2021; received in revised form 19 December 2021; accepted 15 January 2022.

Abstract

The bed formations of submarine pipelines models were measured to investigate the effect of design parameters such as the distance between two submarine pipelines and also the effect of adjusted rectangular spoiler due to different angles of adjustment. To investigate the hydraulic parameters, three experimental models of parallel pipelines with three distances were made through the hydraulic laboratory. By considering the threshold velocity, the bed profiles were measured experimentally by employing the point gauge apparatus due to changing the angle of considered spoilers. Results indicate that increasing the distance between two submarine pipelines is the reason why that the downstream scour hole was formed independently from the upstream scour hole, which was developed under the upstream pipelines. Also, due to different angles of spoilers, the scour hole of spoiler with angle 90° formed the same as the witness model (with no spoiler), showing that angle 90° has no marginal effect on scour hole formation process. However, the angle of 180° adjusted on two submarine pipelines made the maximum scour hole under the upstream and downstream pipelines. It is assumed that the

Civil Engineering

Sharif

1.2

Spring
2022

Editor-in-Chief: Mohsen Ghaemian

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 IMPACT OF THE SPOILER AND PIGGYBACK LINE ON SCOUR HOLES OF THE PARALLEL PIPE LINES UNDER THE ERODIBLE BED**
M. Damroudi, K.Esmaili and S.H. Rajaei
- 15 **INVESTIGATION OF AREAS AFFECTED BY VERTICAL CONCAVE CORNERS DURING VERY DEEP EXCAVATIONS AND DETERMINATION OF THE PLAIN STRAIN RATIO**
N. Riahy and H. Bayesteh
- 27 **MACHINE LEARNING-BASED REGRESSION MODELS FOR ESTIMATING SEISMIC RETROFIT COST OF MASONRY BUILDINGS**
J. Mirzae, H. Amiri, H. Khaleghi and H. Kashani
- 39 **SEISMIC ANALYSIS OF DAM-FOUNDATION-RESERVOIR-FAULT SYSTEM BY HYBRID DISCRETE WAVENUMBER-FINITE ELEMENT METHOD**
H. Mohammadnezhad, M. Ghaemian and H. Zafarani
- 51 **SEISMIC RESILIENCY ASSESSMENT OF STEEL MOMENT FRAMES WITH NONLINEAR VISCOUS DAMPERS UNDER SECONDARY EARTHQUAKE**
M.J. Hamidia and R. Dalili-Yazdi
- 67 **EVALUATION OF DUAL SYSTEMS WITH MOMENT-RESISTING FRAME AND SHEAR LINK FRAME**
F. Mahmoudi, A. Rahai and F. Hatami
- 77 **INVESTIGATION OF EFFECTIVE PARAMETERS IN SHORT COLUMN FAILURE USING CORRELATION AND MACHINE LEARNING METHODS**
Z. Nouri and F. Nateghi-Alahi
- 89 **INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF STABILIZED SILTY SAND WITH COLLOIDAL SILICA AGAINST LIQUEFACTION**
I. Nouri Delavar, R. Noorzad and B. Tanegonbadi
- 99 **THE SOCIAL IMPACTS OF INFRASTRUCTURE FAILURE: ESTIMATION OF THE VALUE OF A STATISTICAL LIFE FOR COMMUNITY RESILIENCE ANALYSIS IN IRAN**
H. Kashani and M.Eshghi
- 109 **INVESTIGATION OF THE EFFECT OF HYBRID FIBERS AGAINST ELECTRICAL RESISTANCE AND DYNAMIC RESISTANCE AGAINST CONCRETE EXPLOSION**
A.Jafarnia, R. Khodabakhshy, M. Fayyaz and S. Mohamad

RESEARCH NOTES:

- 119 **EXPLAINING THE EFFECTS OF NATIONAL CULTURE DIMENSIONS ON THE ADOPTION OF BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) TECHNOLOGY IN TEHRAN PROVINCE CONSTRUCTION COMPANIES**
S. Taheripour, M. Azizi and E. Eshtehardian
- 131 **EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF SMRFs WITH AND WITHOUT STEEL SHEAR WALL AGAINST SEQUENCING EARTHQUAKES**
N. Siahpolo, O. Latifyan and S.A. Razavi
- 145 **INVESTIGATION OF EFFECT OF SIZE AND CONTENT OF NANO/SiO₂ ON THE STRENGTH AND DURABILITY OF RCC IN FREEZING-THAWING CYCLES**
A. Armanpour, M.M. Amiri, M. Adaabi, E. Darvishan
- 155 **OPTIMIZATION OF COMPOSITE PARABOLIC CHANNEL CROSS-SECTION BASED ON CHANGES IN DISCHARGE AND FREEBOARD**
S. Pourbakhshian and P. Fasih
- 169 **EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY OF BUCKLING BEHAVIOR OF STEEL CYLINDRICAL SHELLS WITH VARIABLE WALL THICKNESSES UNDER COMBINED LOADING OF AXIAL COMPRESSION AND EXTERNAL PRESSURE**
N. Fazlalipour and H. Showkati

APPENDIX

- 188 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**