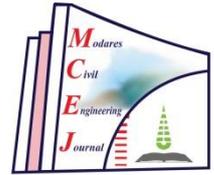




دو ماهنامه

مهندسی عمران مدرّس



دوره ۲۶، شماره ۱، سال ۱۴۰۵ (شماره پیاپی: ۸۷)

نشریه علمی مهندسی عمران مدرّس

صاحب امتیاز: دانشگاه تربیت مدرس

مدیر مسئول: فرهاد دانشجو

- رفتار چرخه‌ای اعضای بتن مسلح تقویت شده توسط صفحه هوشمند
بهرز میرزاخانی، حامد خضرزاده
- توزیع نیروی جانبی پیشنهادی برای طراحی لرزه‌ای غیرارتجاعی قاب‌های خمشی فولادی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه
ابوالفضل غلامرضاتبار، بهنود گنجوی
- اثر زلزله‌های متوالی حوزه نزدیک بر قاب‌های خمشی ویژه بتنی مجهز به میراگر ویسکوز
امیرحسین برجسته، فرشته امامی، آرمین عظیمی نژاد
- تحلیل اثر عمق مدفون مخازن بتنی تحت بار انفجاری در خاک‌های رسی لای دار
محمد امیری، مختار دالوند، حدیث کریمی
- ارائه فرمول‌بندی جامع برای سختی خاک-پی در سازه‌های چندطبقه: گسترش مدل وینکلر برای پی‌های شبکه‌ای
مروارید حاجیان، رضا عطارنژاد
- بررسی تاثیر جایگزینی ماسه سیلیسی با پوکه سهند در بتن پودری واکنشی حاوی ۱۰٪ پودر دیاتومیت به عنوان جایگزین دوده سیلیسی
بهمن شروانی‌تبار، رضا ضیائی خسروشاهی
- تصفیه فاضلاب داورویی حاوی تتراسایکلین با استفاده از سیستم بهبود یافته الکتروفنتون
سوران عزتی، حسین گنجی‌دوست، بیتا آیتی

نشانی: تقاطع بزرگراه جلال آل احمد و شهید چمران، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست،

دفتر نشریه علمی مهندسی عمران مدرّس

نشریه علمی مهندسی عمران مدرس

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تربیت مدرس

صاحب امتیاز:

دانشگاه تربیت مدرس

مدیر مسئول:

دکتر فرهاد دانشجو (استاد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)

سر دبیر:

دکتر مسعود قدسیان (استاد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)

مدیر داخلی:

زهرا خوئینی‌ها

اعضای هیئت تحریریه:

دکتر محمد تقی	احمدی	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر علی اکبر	آقا کوچک	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر بیتا	آیتی	دانشیار	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر عباسعلی	تسنیمی	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر فرهاد	دانشجو	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر سید علی اکبر	صالحی	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر محمود	صفارزاده	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر مسعود	قدسیان	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر امیر	کاوسی	عضو هیئت علمی	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر علی	فاخر	دانشیار	دانشگاه تهران
دکتر محمد	قائمیان	استاد	دانشگاه شریف
دکتر محمد حسن	بازیار	استاد	دانشگاه علم و صنعت
دکتر غلامرضا	قدرتی امیری	استاد	دانشگاه علم و صنعت
دکتر پرویز	قدوسی	استاد	دانشگاه علم و صنعت

اعضای هیئت تحریریه

پروفسور علی	فخیمی	استاد	دانشگاه نیومکزیکو
پروفسور جمال	رستمی	استاد	دانشگاه کلرادو
دکتر گوردز	احمدی	عضو هیئت علمی	دانشگاه کارلستون آمریکا
دکتر بهمن	غیائی	عضو هیئت علمی	دانشگاه بیرمنگام
پروفسور ناصر	خاجی	عضو هیئت علمی	دانشگاه هیروشیما
دکتر محمد	حیدرزاده	عضو هیئت علمی	دانشگاه انگلستان

مشورتی:

هیأت داوران این

آقا کوچک، علی اکبر	دانشگاه تربیت مدرس	فخیمی، احمد	دانشگاه تربیت مدرس
احمدی، مرتضی	دانشگاه تربیت مدرس	قاری قرآن، علیرضا	دانشگاه اصفهان
پاک، علی	دانشگاه شریف	قدرتی امیری، غلامرضا	دانشگاه علم و صنعت
خاجی، ناصر	دانشگاه تربیت مدرس	قزوینیان، عبدالهادی	دانشگاه تربیت مدرس
دردایی، صادق	دانشگاه تربیت مدرس	قنبری، علی	دانشگاه خوارزمی
زهرایی، سید مهدی	دانشگاه تهران	کاوسی، امیر	دانشگاه تربیت مدرس
شاه بیگ، شریف	دانشگاه تربیت مدرس	کاهونی، شاپور	دانشگاه امیر کبیر
شکیب، حمزه	دانشگاه تربیت مدرس	کوکبی، مهرداد	دانشگاه تربیت مدرس
عامری، محمودرضا	دانشگاه شیراز	ملکی، شروین	دانشگاه شریف
عرب زاده، ابو الفضل	دانشگاه تربیت مدرس	وائقی امیری، جواد	دانشگاه نوشیروانی بابل
عسگریان، بهروز	دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی	هادیانفرد، محمد علی	دانشگاه صنعتی شیراز
علیایی، محمد نوروز	دانشگاه تربیت مدرس	یثربی، شهاب الدین	دانشگاه تربیت مدرس

شماره:

زهرا خوئینی‌ها

کارشناس اجرایی:

زهرا عزیزی

ویراستار ادبی و فنی:

مسعود سروری

طراح جلد، حروف چین و صفحه‌آرا:

فاطمه ترابی

ویراستار انگلیسی:

نشانی دفتر مجله:

تهران، تقاطع بزرگراه شهید چمران و آل احمد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

دفتر مجله علمی مهندسی عمران مدرس

صندوق پستی: ۳۹۷-۱۴۱۱۵، تلفن و دورنگار: ۰۲۱-۸۲۸۸۴۹۵۰، رایانامه: civiljournal@modares.ac.ir

این نشریه در پایگاه‌های علمی ISC و جهاد دانشگاهی SID نمایه می‌شود.

به نام آن که جان را فکرت آموخت.



مجله علمی مهندسی عمران مدرس

دوره ۲۶، شماره ۱، سال ۱۴۰۵

اعتبار علمی - پژوهشی

اعتبار مجله علمی مهندسی عمران مدرس در جلسه مورخ ۱۳۸۸/۱۰/۰۹ کمیسیون نشریات علمی وزارت علوم، تحقیقات و فناوری مورد ارزیابی قرار گرفت و با درجه علمی - پژوهشی به تأیید رسید و طی نامه شماره ۳/۱۱/۱۶۳۴ به معاونت پژوهشی این دانشگاه ابلاغ گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۸۸/۱۴۲۹۸ در تاریخ ۱۳۸۸/۱۲/۱۰ صادر کرده است.

راهنمای تهیه و تدوین مقالات

از مؤلفان گرامی تقاضا می‌شود در ارسال مقالات به نکات زیر توجه فرمایند:

۱- زبان رسمی مجله، فارسی است.

۲- مقالات باید پژوهشی و حاصل تحقیق نویسنده یا نویسندگان در زمینه مهندسی عمران و محیط زیست (سازه، زلزله، سازه‌های هیدرولیکی، سازه‌های دریایی، خاک و پی، راه و ترابری، برنامه‌ریزی حمل و نقل، آب و محیط زیست) بوده و قبلاً چاپ نشده یا به طور همزمان به مجلات دیگر ارسال نشده باشد.

۳- مقالات قابل چاپ در مجله به دو دسته تقسیم می‌شوند:

الف- مقالات کامل پژوهشی: مقالات علمی- پژوهشی با حداقل حجم ۲۵۰۰ تا ۳۵۰۰ کلمه (یا معادل آن) حداکثر در ۱۲ صفحه (تعداد صفحات مقاله، عدد زوج باشد).

ب- یادداشت‌های کوتاه پژوهشی: مقالات علمی پژوهشی با حداکثر ۲۵۰۰ کلمه (یا معادل آن) حداکثر در ۱۰ صفحه (تعداد صفحات مقاله، عدد زوج باشد).

تبصره ۱: مقالات مروری (Review Article)، از نویسندگان مجرب و صاحب مقالات پژوهشی در زمینه مورد بحث پذیرفته خواهد شد.

تبصره ۲: مقالات ترجمه، پذیرفته نمی‌شود.

۴- مقالات ارسالی باید دارای بخش‌های زیر باشند:

الف- نام نویسنده یا نویسندگان، نام نویسنده مسئول مکاتبات با ستاره مشخص شود؛ نام مؤسسه متناظر هر یک از نویسندگان، نشانی کامل نویسنده مسئول مکاتبات شامل نشانی پستی، شماره فکس و رایانامه.

ب- عنوان کامل مقاله به فارسی، چکیده فارسی، کلید واژگان فارسی، عنوان کامل مقاله به لاتین، نام و نشانی نگارندگان به زبان انگلیسی، چکیده لاتین، کلید واژگان لاتین.

ج- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسأله، روش حل، تفسیر، تحلیل و نتایج)، نتیجه‌گیری، سپاسگزاری، فهرست مراجع.

د- چکیده مقاله (Extended Abstract) حاوی حداکثر یک صفحه و در حداقل ۵۰۰ کلمه ارائه شود.

۵- اصلاحات خارجی با معادلی دقیق و رسا در زبان فارسی باشد و عبارات اختصاری به کار رفته در متن به زیرنویس ارجاع شود.

۶- محل ارجاع عکس‌ها و جدول‌ها، شکل‌ها و نمودارها به طور دقیق ضمن رعایت ترتیب آن‌ها در متن معین شده، ارسال اصل جدول‌ها و شکل‌ها با کیفیت ۳۰۰dpi به صورت سیاه و سفید در محیط اکسل ضروری است. برای جدول‌ها و شکل‌ها، به ترتیب عناوین فارسی و معادل انگلیسی آن‌ها (بلافاصله) در بالا و زیر آن‌ها قرار گیرد. در شکل‌ها و جدول‌ها از خطوط افقی و عمودی (grid) استفاده نشود. جدول‌ها و شکل‌ها بدون کادر و شکل‌های حاوی نمودار فقط دارای محور عمودی و افقی باشند.

- ۷- تعیین محل دقیق مراجع در متن و فهرست نمودن مراجع به ترتیب ظهور در متن مقاله ضروری است. عنوان قسمت مراجع به انگلیسی (References) نیز نوشته شود.
- ۸- شیوه نگارش مشخصات مراجع به شرح زیر است:
- الف. کتاب: نام خانوادگی، نام نویسنده یا نویسندگان، نام کتاب، نام مترجم، محل نشر، نام ناشر، تاریخ انتشار، شماره صفحات.
- ب. مقاله: نام خانوادگی، نام نویسنده یا نویسندگان، عنوان مقاله، نام نشریه، دوره (جلد)، سال انتشار، شماره صفحات.
- ۹- مقالات باید در صفحه A4 با حاشیه چپ و راست ۱/۵ cm در دو ستون با فاصله ۱ cm از هم (به جز برای تصاویر و جداول بزرگ) و با فاصله میان سطور Single با قلم B Lotus نازک ۱۲ برای محتویات فارسی و قلم Times New Roman نازک ۱۰ برای محتویات انگلیسی و استفاده از استایل Normal و شماره‌گذاری دستی عناوین بخش‌ها و قسمت‌ها به همراه Bold کردن سطر مرتبط، تحت نرم افزار Word ۲۰۱۰ تایپ شود؛ و نویسنده مقاله پس از ثبت نام در سامانه نشریات سایت دانشگاه تربیت مدرس به آدرس زیر این صفحه مراجعه و کلیه مراحل ثبت و ارسال مقاله را سپری و با حفظ کد مقاله خود برای پیگیری‌های بعدی، از طریق سامانه نشریات اقدام نمایند.
- ۱۰- مقالات برگرفته از پایان‌نامه و رساله دانشجویان دکتری با نام استاد(ان) راهنما، مشاور(ان) و دانشجو به صورت تئام منتشر می‌شود؛ لذا استاد راهنما عهده دار مسئولیت و نویسنده رابط خواهند بود.
- ۱۱- مسئولیت صحت و سقم مطالب بر عهده نویسنده یا نویسندگان خواهد بود.
- ۱۲- مجله علمی مهندسی عمران مدرس حق رد یا قبول مقالات را برای خود محفوظ می‌دارد.

نشانی دفتر مجله:

تهران، تقاطع بزرگراه شهید چمران و آل احمد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

دفتر مجله علمی مهندسی عمران مدرس

صندوق پستی: ۱۴۳-۱۴۱۱۵، تلفن و نمابر: ۰۲۱-۸۲۸۸۴۹۵۰

آدرس سامانه نشریه: <http://civil.journals.modares.ac.ir>

پست الکترونیکی: civiljournal@modares.ac.ir

این نشریه در پایگاه‌های اطلاعات علمی ISC و جهاد دانشگاهی SID نمایه می‌شود.

صفحه	عنوان مقاله و نام نویسندگان
۷	رفتار چرخه‌ای اعضای بتن مسلح تقویت شده توسط صفحه هوشمند بهرروز میرزاخانی، حامد خضرزاده
۲۱	توزیع نیروی جانبی پیشنهادی برای طراحی لرزه‌ای غیرارتجاعی قاب‌های خمشی فولادی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه ابوالفضل غلامرضاتبار، بهنود گنجوی
۴۱	اثر زلزله‌های متوالی حوزه نزدیک بر قاب‌های خمشی ویژه بتنی مجهز به میراگر ویسکوز امیرحسین برجسته، فرشته امامی، آرمین عظیمی نژاد
۵۳	تحلیل اثر عمق مدفون مخازن بتنی تحت بار انفجاری در خاک‌های رسی لای‌دار محمد امیری، مختار دالوند، حدیث کریمی
۶۷	ارائه فرمول‌بندی جامع برای سختی خاک-پی در سازه‌های چندطبقه: گسترش مدل وینکلر برای پی‌های شبکه‌ای مروارید حاجیان، رضا عطارنژاد
۸۳	بررسی تاثیر جایگزینی ماسه سیلیسی با پوکه سهند در بتن‌پودری واکنشی حاوی ۱۰۰٪ پودر دیاتومیت به عنوان جایگزین دوده سیلیسی بهمن شروانی‌تبار، رضا ضیائی خسروشاهی
۹۷	تصفیه فاضلاب داورویی حاوی تتراسایکلین با استفاده از سیستم بهبود یافته الکتروفنتون سوران عزتی، حسین گنجی‌دوست، بیتا آیتی

Cyclic behavior of reinforced concrete members strengthened by smart plate

Behrooz Mirzakhani¹, Hamed Khezzadeh^{2*} 

1. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.
2. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

Abstract

Today, rehabilitation and retrofitting of concrete structures are accomplished through various techniques. One of the most widely used methods involves the implementation of Fiber Reinforced Polymers (FRPs). FRP-based techniques offer several proven advantages, such as high strength-to-weight ratios, corrosion resistance, and ease of application. However, these methods also have notable drawbacks, including the reduction of ductility in reinforced elements. This reduction in ductility can compromise the structural performance under extreme loading conditions, such as seismic events. Therefore, it is crucial to select a suitable retrofitting method that not only strengthens the structure but also preserves or enhances the ductility of reinforced elements, and improves their functional efficiency under various loading scenarios.

In this paper, a novel approach using smart plates composed of elastomer and Shape Memory Alloy (SMA) is proposed for the rehabilitation of concrete elements subjected to cyclic loading. Smart plates consist of two primary components: shape memory alloy wires embedded within an elastomer matrix. The elastomer was chosen as a ductile substrate to hold the SMA wires in place, as it can undergo substantial deformation without losing its integrity. This combination ensures that the behavior of the smart coatings is predominantly governed by the properties of the SMA wires, which exhibit unique characteristics such as superelasticity and shape memory effects. The integration of these two ductile materials results in a highly adaptable and ductile strengthening system. This system can be easily attached to the concrete surface, with the SMA wires anchored in grooves at their ends to ensure effective load transfer.

To evaluate the performance of columns strengthened with smart plates, two concrete column specimens of the same height but with different dimensions, reinforcement details, and resistance properties were numerically analyzed using OpenSees software. OpenSees is a powerful computational tool capable of simulating the behavior of various structural systems and materials. The numerical models were first validated against available experimental data to ensure accuracy. The fiber method was employed for modeling, with the concrete02 material model used to define the concrete properties. This model accounts for the tensile behavior of concrete in a linear manner, and its parameters were calculated using the Mander model. For the steel reinforcement, the steel02 material model was adopted.

The study investigated the influence of several parameters, including the percentage of SMA wires within the elastomer matrix. Additionally, due to the temperature-dependent behavior of SMA, the modeling was conducted at different temperatures to assess its impact on performance. The results were compared using key parameters such as effective stiffness, effective damping, energy dissipation, and hysteresis behavior.

Main findings of this research can be mentioned as follows:

- The use of smart plates does not reduce the ductility of reinforced specimens, making them a viable alternative to traditional FRP-based methods.
- The application of smart plates in strengthening reinforced concrete columns increased the initial force required to initiate plastic deformation in the specimens.
- Increasing the percentage of SMA wires relative to the elastomer matrix enhanced energy dissipation and hardness in the specimens.
- The use of SMA wires at elevated temperatures significantly increased the load-bearing capacity of the elements and produced a distinctive flag-shaped hysteresis curve, indicative of improved energy absorption and self-centering capabilities.

The findings of this study highlight the potential of smart plates as an innovative solution for the retrofitting of concrete structures. Unlike conventional methods, smart plates offer a unique combination of strength, ductility, and adaptability, making them particularly suitable for structures in seismic-prone regions. The ability of SMA wires to recover their original shape after deformation, coupled with the elastomer's capacity to accommodate large strains, ensures that the strengthened elements can withstand cyclic loading without experiencing brittle failure.

Review History

Received: Feb 24, 2025

Revised: May 22, 2025

Accepted: Nov 8, 2025

Keywords

Strengthening of concrete structures

Smart plates

Shape memory alloy-SMA

Elastomer

Cyclic behavior

Load-bearing capacity

* Corresponding Author Email: khezzadeh@modares.ac.ir - ORCID: 0000-0002-7248-2083



رفتار چرخه‌ای اعضای بتن مسلح تقویت شده توسط صفحه هوشمند

بهروز میرزاخانی^۱، حامد خضرزاده^{۲*} 

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران (سازه)، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

۲. استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

با توجه به چالش‌های موجود در زمینه بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی، یافتن روش‌هایی که علاوه بر افزایش

ظرفیت باربری، بتوانند شکل‌پذیری و عملکرد چرخه‌ای مناسب را نیز حفظ کنند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

استفاده از پوشش‌های FRP با وجود مزایای فراوان، در بسیاری از موارد منجر به کاهش شکل‌پذیری المان‌های

تقویت‌شده می‌شود و همچنین در برابر بارهای چرخه‌ای عملکرد بهینه‌ای ارائه نمی‌دهد. در همین راستا، این پژوهش

به بررسی امکان‌سنجی استفاده از صفحات هوشمند مرکب از الاستومر و سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA)

به‌عنوان جایگزینی نوین و کارآمد برای روش‌های متداول مقاوم‌سازی پرداخته است.

کلمات کلیدی

مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی

صفحه‌های هوشمند

الاستومر

آلیاژ حافظه‌دار شکلی

رفتار چرخه‌ای

ظرفیت باربری

مطالعه حاضر شامل مدل‌سازی عددی دو ستون بتن مسلح با مشخصات هندسی و مقاومت‌های مختلف، در

نرم‌افزار OpenSees بوده که در آن از المان فایبر برای تعریف مقطع و در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح استفاده

شده است. نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته و تأثیر متغیرهایی مانند درصد استفاده از SMA در پوشش

(۱۰٪، ۱۵٪، ۲۰٪، ۳۰٪ و ۴۰٪ درجه سانتی‌گراد) بر پارامترهای کلیدی شامل سختی مؤثر، میرایی مؤثر،

انرژی مستهلک‌شده و رفتار هیستریزس مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج مدل‌سازی نشان داد که با افزایش درصد

SMA، ظرفیت باربری ستون‌ها به طور معناداری افزایش یافته، به طوری که در بعضی از حالت‌ها تا ۱۰۰٪ افزایش

مشاهده می‌شود. همچنین دماهای بالاتر منجر به بهبود رفتار چرخه‌ای و ایجاد نمودار پرچمی‌شکل در رفتار

هیستریزس نمونه‌های تقویت‌شده است. نتایج به دست آمده بیانگر این امر هستند که در یک درصد مشخص SMA

در پوشش (۱۰٪) افزایش دما از ۱۰ به ۳۰ درجه سانتی‌گراد باعث افزایش حدود ۲۵٪ در تقویت نمونه می‌شود. این

یافته‌ها حاکی از آن هستند که استفاده از صفحات هوشمند با سیم‌های SMA نه تنها باعث افزایش سختی و انرژی

جذب شده می‌شود، بلکه موجب حفظ یا حتی افزایش شکل‌پذیری المان نیز خواهد شد. بنابراین، این روش می‌تواند

به‌عنوان یک رویکرد مؤثر، نوآورانه و قابل اتکا برای مقاوم‌سازی المان‌های بتنی تحت بارگذاری‌های تکراری مورد

استفاده قرار گیرد و جایگزینی مناسب برای مقاوم‌سازی با استفاده از ورق‌های FRP باشد.

۱- مقدمه

تدریجی مصالح، افزایش بارهای بهره‌برداری، و تغییرات

آیین‌نامه‌ای قرار می‌گیرد. در بسیاری از موارد، سازه‌های بتنی

موجود دیگر پاسخگوی الزامات عملکردی جدید نیستند؛ از

با وجود کاربرد گسترده بتن مسلح در صنعت ساخت‌وساز،

عملکرد درازمدت این سازه‌ها تحت تأثیر عواملی مانند زوال

* رایانامه نویسنده مسئول: ORCID - khezrzadeh@modares.ac.ir :0000-0002-7248-2083

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به‌صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این



مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازنساز کنید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.

نایتینول (Nitinol) شناخته می‌شود. بدین منظور تحقیقاتی بسیاری روی تاثیر میلگردها یا سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی بر تقویت و مسلح کردن اعضای بتنی تحت بارگذاری گوناگون صورت گرفته است. از جمله آن‌ها می‌توان به استفاده از میلگردهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی در داخل بتن به جای میلگردهای فولادی اشاره کرد. مشخص شده است که استفاده از میلگردهای SMA در تیرهای بتن مسلح باعث کاهش تغییرشکل‌های دائمی می‌شود و همچنین نیروهایی به نام نیروهای بازیابی در سازه ایجاد می‌کنند که منجر به بسته شدن ترک‌های بتنی در ناحیه کششی می‌شود. این توانایی باعث می‌شود که سازه‌ها حتی پس از وقوع زلزله شدید نیز قابلیت سرویس دهی خود را حفظ کنند ولی علی‌رغم این مزیت‌ها استفاده از میلگردهای SMA باعث کاهش ظرفیت جذب انرژی در سازه می‌شود [16]. تحقیق دیگری با هدف ارزیابی عملکرد خمشی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با نوارهای پیش‌تنیده آلیاژ حافظه‌دار شکلی بر پایه آهن (FE-SMA) صورت پذیرفت. در نهایت باتوجه به نتایج حاصل از آزمایش، بار گسیختگی و بار ترک‌خوردگی افزایش و تغییر مکان کاهش یافت [17]. روش نصب نزدیک به سطح (NSM)^۳ یکی از روش‌های نوین و مؤثر در مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح است که در مقایسه با روش‌های سنتی مانند نصب ورق‌های FRP به صورت سطحی (EBR)، دارای مزایایی از جمله چسبندگی بهتر، محافظت بیشتر در برابر آسیب‌های محیطی، و عملکرد مکانیکی بهینه‌تر است [18, 1]. در این روش، مصالح تقویتی مانند میله‌ها یا نوارهای FRP یا آلیاژهای حافظه‌دار شکلی (SMA) در شیارهایی که روی سطح بتن ایجاد شده‌اند، قرار داده شده و با ملات‌های چسباننده مانند اپوکسی یا ملات‌های سیمانی پر می‌شوند. پژوهش‌های متعددی به بررسی اثربخشی این روش در بهبود عملکرد خمشی و برشی تیرهای بتن مسلح پرداخته‌اند [20]. نتایج این مطالعات نشان می‌دهد که استفاده از NSM می‌تواند منجر به افزایش ظرفیت باربری، کاهش عرض ترک‌ها، و بهبود شکل‌پذیری شود [20, 21, 22]. به‌طور خاص، در یک مطالعه، از نوارهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی بر پایه آهن (Fe-SMA) در روش NSM برای تقویت تیرهای بتن مسلح استفاده شد. نتایج حاصل حاکی از آن بود که بار ترک‌خوردگی و انعطاف‌پذیری خمشی تیرهای تقویت‌شده به طور قابل توجهی افزایش یافته است

این‌رو، به‌جای تخریب و نوسازی که پرهزینه و زمان‌بر است، مقاوم‌سازی به عنوان راه‌حلی کارآمد و اقتصادی مطرح می‌شود [1]. یکی از روش‌های نوین و پرکاربرد در این حوزه، استفاده از پلیمرهای تقویت‌شده با الیاف (FRP) است که به دلیل ویژگی‌هایی مانند نسبت بالای مقاومت به وزن، مقاومت در برابر خوردگی، و سهولت اجرا، جایگزین مناسبی برای روش‌های سنتی تقویت محسوب می‌شود [2, 3, 4]. با این حال، چالش‌هایی مانند رفتار پیچیده در اتصال به بتن، آثار بلندمدت و مدلسازی دقیق این تقویت‌کننده‌ها، همچنان نیازمند بررسی‌های بیشتر و تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی است [6, 7, 8]. با این حال؛ مقاوم‌سازی به وسیله FRP ممکن است، مشکلاتی از قبیل رفتاری ترد و شکننده برای اعضای مقاوم‌سازی شده را ایجاد کند. بنابراین پدیده‌های نامناسب که سبب بروز مشکلات می‌شوند را می‌توان در دسته‌های زیر تقسیم‌بندی نمود: خرد شدگی بتن در فشار، گسیختگی FRP، جداشدگی صفحه FRP که جداشدگی به عنوان شایع‌ترین علت ممکن است به دلیل برش سطحی، تغییر شکل برشی بیش از حد، شکست کششی صفحه و عیوب ذاتی رخ دهد [9]. بنابراین برای کاهش معایبی که بیان شد کارهای مختلفی صورت گرفته است. از جمله مطالعه روی اتصال خارجی الیاف (FRP) و (CFRP) با رزین اپوکسی، که نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که به دلیل جداشدگی لایه تقویتی از نمونه مقاوم‌سازی شده شکل‌پذیری در نمونه‌ها کاهش می‌یابد [9, 10, 11].

همچنین تحقیقات بیشتری در مورد مقاوم‌سازی با ورق‌های CFRP بیانگر این امر است که در این روش نیز به دلیل جداشدن ناگهانی صفحه از بتن شکست ناگهانی اتفاق خواهد افتاد [12, 13]. برای جلوگیری از جداشدگی روش‌های دیگری همچون روش شیار زنی (GM)^۱ و یا از طریق تقویت‌کننده پیوند خارجی در شیار (EBRIG)^۲ استفاده شده است [14, 15].

با توجه به معایب روش‌های موجود مقاوم‌سازی با استفاده از صفحات FRP، روش‌های مقاوم‌سازی با استفاده از آلیاژهای SMA به عنوان جایگزین معرفی شده‌اند. آلیاژهای حافظه‌دار شکلی دارای انواع مختلفی هستند که یکی از معروف‌ترین و پرکاربردترین آلیاژ حافظه‌دار شکلی، آلیاژ نیکل-تیتانیوم است، که با نام تجاری

¹ Grooving Method

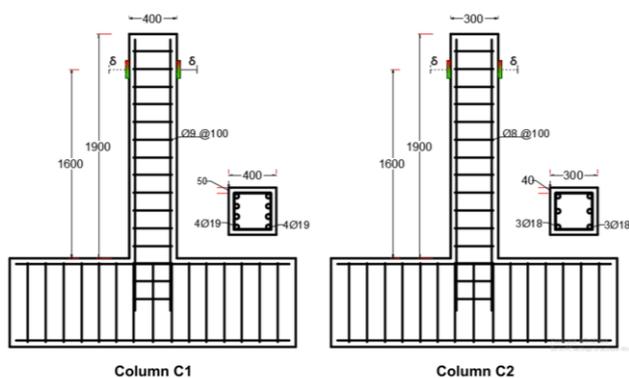
² Externally Bonded Reinforcement In Grooves

³ Near Surface Mounted

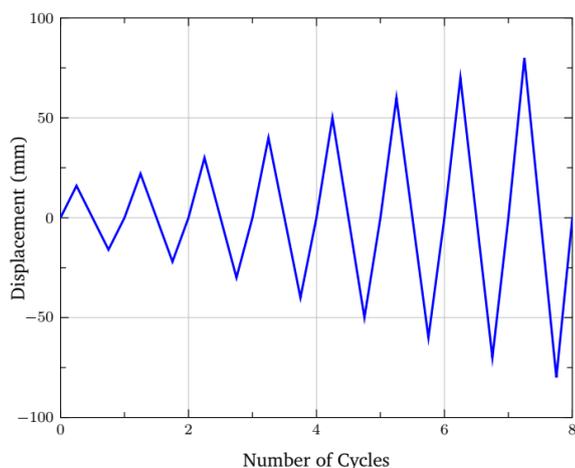
باشند و باعث شکست ترد و ناگهانی نشوند که مزیت قابل توجهی برای صفحات هوشمند مورد نظر در مقایسه با روش‌های متداول امروزی مانند صفحه‌های کامپوزیت از جنس FRP می‌باشد که باعث ایجاد شکست ترد در اعضای تقویت شده می‌شوند.

۳- مدل‌سازی صفحه

همان‌گونه که پیشتر اشاره شده برای مدل‌سازی بتن تحت بار چرخه‌ای از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. برای مقایسه مقاوم‌سازی ستون از دو مدل ستون با ابعاد و مواد متفاوت با طول‌های یکسان استفاده شده است که مشخصات آنها در جدول (۱)، و شکل شماتیک ستون‌ها در شکل (۱) آورده شد است. مشخصات ستون C1 از مرجع [26] برای درستی آزمایشی مدل‌سازی عددی استفاده شده است. همچنین جابه‌جایی اعمالی به سیستم نیز در شکل (۲) قابل مشاهده می‌باشد [26].



شکل ۱. مشخصات ستونهای C1 [26] و C2
Fig. 1. Specifications of columns C1 [26] and C2.



شکل ۲. پروتکل جابجایی اعمالی [26]
Fig. 2. Applied displacement protocol [26]

[23]. به تازگی صفحات هوشمند SP¹ که از قرار دادن سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی در ماتریس الاستومری بوجود می‌آیند برای مقاوم‌سازی اعضای بتن مسلح پیشنهاد شده است [24]. که برای بررسی خواص تیرهای مقاوم‌سازی شده یک برنامه کامپیوتری براساس روش فایبر توسعه یافته و مورد استفاده قرار گرفته است و نشان داده شده است که تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورق‌های هوشمند (SPRRCs)^۲، مقاومت، سختی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به نمونه عادی از خود نشان می‌دهند [24].

در این پژوهش اثر استفاده از ورق‌های هوشمند به عنوان صفحه مقاوم‌کننده ستون‌های بتن مسلح تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. صفحه ارائه شده می‌تواند علاوه بر افزایش مقاومت، شکل‌پذیری خوبی را نیز از خود نشان دهد. این مقاله به شرح زیر سازماندهی شده است. در بخش ۲ صفحه هوشمند به کار رفته برای مقاوم‌سازی معرفی شده است. در ادامه آن، جزئیات و چارچوب مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees در بخش ۳ توضیح داده شده است. در بخش ۴ و ۵، تأثیر پارامترهای مختلف تأثیرگذار بر رفتار صفحه هوشمند، از جمله دمای محیط و درصد SMA، توسط برنامه OpenSees مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در نهایت جمع بندی و نتیجه‌گیری در بخش ۶ آورده شده است.

۲- معرفی صفحه

صفحه‌های هوشمند صفحاتی هستند که از دو قسمت آلیاژ حافظه‌دار شکلی و ماتریس الاستومر تشکیل شده است. که در آن الاستومر به دلیل داشتن سختی و مقاومت بسیار کمتر از آلیاژهای SMA (NiTi-based alloys) به عنوان بستر انتخاب شده است که قابلیت تحمل کرنش‌های بالا دارد و از این رو رفتار صفحه‌های هوشمند کاملاً تأثیر پذیر از رفتار آلیاژ حافظه‌دار به کار رفته در آن خواهد بود و مشخصات الاستومر تأثیر بسیار ناچیزی در آن دارد. علت اصلی انتخاب الاستومر به عنوان ماتریس زمینه برای قرار دادن سیم‌های SMA در آن ظرفیت شکل‌پذیری بالای آن‌ها بوده که می‌تواند اندرکنش بهتری با سیم‌های SMA داشته باشند [25]. که این امر منجر به آن می‌شود که صفحه‌های هوشمند تشکیل شده با سیم‌های SMA و الاستومر ظرفیت تغییر شکلی خوبی داشته

¹ Smart Plate

² Smart Plate Retrofitted Reinforced Concrete members

چرخه استفاده شده است. روابط آن در روابط (۱) و (۲) آورده شده است. در شکل (۴) پارامترهای سختی مؤثر و انرژی جذب شده الاستیک در یک چرخه هارمونیک آورده شده است.

$\delta_{(i,max)}$, $P_{(i,max)}$, $P_{(i,min)}$ نشان دهنده کمترین و بیشترین نیرو و $\delta_{(i,min)}$, $\delta_{(i,max)}$ بیانگر کمترین و بیشترین جابه‌جایی در یک چرخه است.

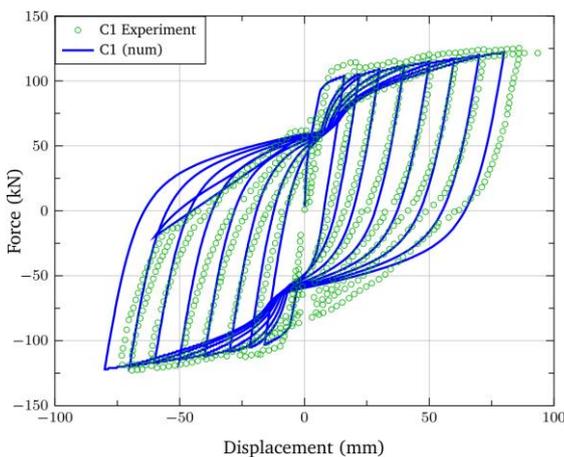
$$K_{eff}^i = \frac{|P_{i,max}| + |P_{i,min}|}{|\delta_{i,max}| + |\delta_{i,min}|} \quad (1)$$

$$\beta_{eff}^i = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D^i}{E_{so}^i} \quad (2)$$

i: شماره هر چرخه هارمونیک می‌باشد.

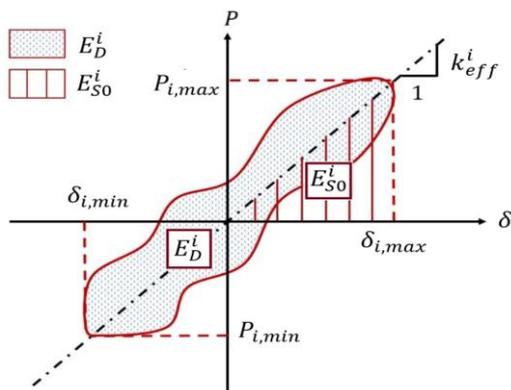
E_D^i : انرژی مستهلک شده در یک چرخه (ناحیه محصور در منحنی هیستریزس)

E_{so}^i : انرژی کشسان (الاستیک) — معمولاً ناحیه زیر خط بار-جابه‌جایی اولیه در چرخه



شکل ۳. درستی آزمایشی مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی [26]

Fig. 3. Verification of numerical model with the experimental data [26]



شکل ۴. سختی مؤثر و انرژی جذب شده الاستیک در یک چرخه هارمونیک [27]

Fig. 4. The effective stiffness, the absorbed and elastic strain energy terms in a cycle [27]

جدول ۱. مشخصات بتن اعمالی در مدل Opensees

Table 1. Concrete properties applied in OpenSees model

Name	Unconfined concrete properties		Confined concrete properties	
	f_c' (MPa)	ϵ_c	f_c' (MPa)	ϵ_c
C1 [27]	24.8	0.002	29.72	0.004
C2	24.8	0.002	35.95	0.006

جدول ۲. مشخصات ستون‌ها (تنش‌ها برحسب مگاپاسکال)

Table 2. Specifications of the columns (Stresses in MPa)

Name	Dimensions (cm)	Cover (mm)	Longitudinal rebar	Transverse rebar	f_c'
C1[27]	190×40×40	50	D19	Ø9	24.8
C2	190×30×40	40	Ø18	Ø10	24.8

جدول ۳. مشخصات فولاد اعمالی در مدل Opensees

Table 3. steel properties applied in OpenSees model

Yield strain	Ultimate strength (MPa)	Yield stress (MPa)	Rebar diameter (mm)
0.002072	535	362	19[27]
0.0019	685	512	18
0.001875	449	325	9[27]
0.00155	600	420	10

به منظور مدل‌سازی ستون‌های C1 [26] و C2 در برنامه OpenSees، از روش المان فایبر استفاده شد. برای مدل‌سازی ستون بتن مسلح نیاز به استفاده از مواد بتن و فولاد است. تعریف ماده بتن در نرم‌افزار با فرض خطی بودن قسمت کششی بتن صورت گرفته است و پارامترهای آن با استفاده از مدل محصور شده مندر^۱ محاسبه شد که در جدول (۱) آورده شده است. برای تعریف میلگردها از کتابخانه مواد تعریف شده در نرم‌افزار برای فولاد (Steel 02) در نظر گرفته شده است که مشخصات آن در جدول (۲) آمده است. مدول الاستیک در نظر گرفته شده برای فولاد نیز ۲۰۰ گیگاپاسکال است و سایر پارامترهای فولاد در جدول (۳) ارائه شده است.

ابتدا ستون C1 از مرجع در نرم‌افزار عددی Opensees مدل‌سازی شده و نتایج آن برای درستی آزمایشی در شکل (۳) آورده شده است.

در مدل‌ها به منظور بررسی و تحلیل نمودارها سه پارامتر سختی مؤثر (K_{eff}) و همچنین میرای مؤثر (B_{eff}) و اتلاف انرژی هر

^۱ Mander

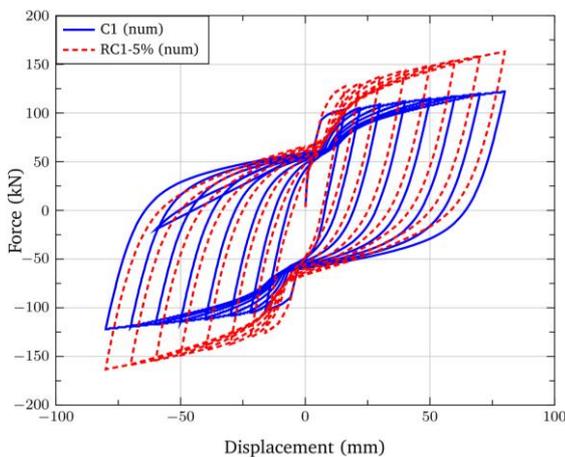
۴- بررسی تأثیر مقاومت‌سازی با صفحه هوشمند بر رفتار ستون

برای مقاوم‌سازی ستون‌های C1 و C2 به گونه‌ای از صفحه هوشمند استفاده شد که ۵ درصد از حجم صفحه را SMA و ۹۵ درصد آن را الاستومر تشکیل بدهد. در شکل (۵) ساختار شماتیک این صفحه هوشمند نمایش داده شده است.

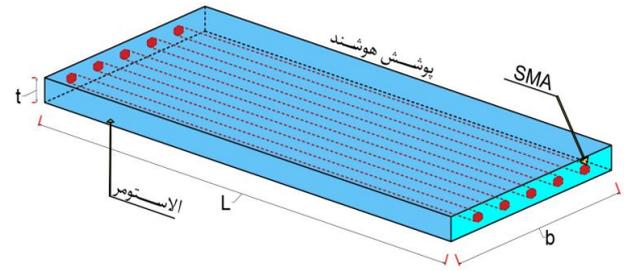
چگونگی اتصال صفحه به گونه‌ای در نظر گرفته شده است که به خوبی در پایین ستون و روی پی مهار شده باشد. مشخصات SMA (NiTi-based alloys) مورد استفاده در این پژوهش به این شرح می‌باشند که مدول الاستیسیته در حالات آستنیت و مارتزیت به ترتیب برابرند با $E_A=55$ GPa, $E_M=46$ GPa, ضرایب انبساط حرارتی $\alpha_A=\alpha_m=22 \times 10^{-6}$ و دماهای تغییر فاز در جدول (۴) ارائه شده است [28]. سیم‌های SMA در دمای محیطی ۲۰ درجه سانتی‌گراد در مدل‌سازی اولیه فرض شده است. شماتیک مدل رفتاری سیم‌های SMA در شکل (۶) ترسیم شده است.

در شکل (۷) جزئیات نمونه‌های مقاوم‌سازی شده ذکر شده است. برای مدل‌سازی سیم‌های SMA از مشخصات مرکزگرایی^۱ OpenSees استفاده شد.

نتایج تحلیل و مقایسه نمونه‌های C1 و RC1 در شکل (۸) آورده شده است.



شکل ۸. نمودارهای چرخه‌ای نیرو-جابجایی ستون‌های C1 و RC1
Fig. 8. Cyclic force-displacement diagrams (C1 and RC1)

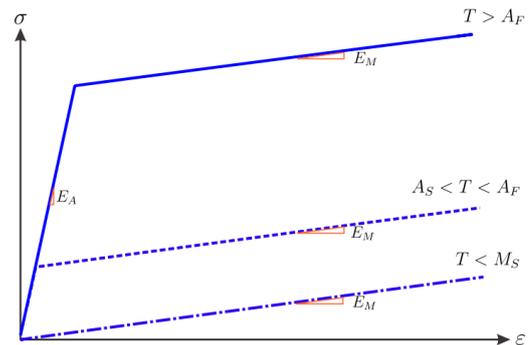


شکل ۵. شکل شماتیک صفحه هوشمند پیشنهادی [24]
Fig. 5. Schematic figure of the proposed smart cover [24]

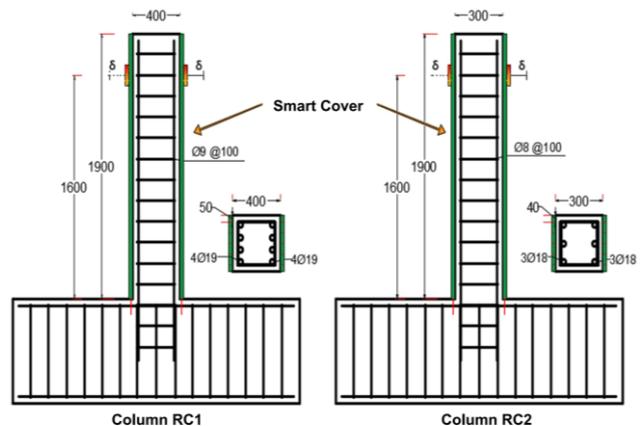
جدول ۴. مشخصات آلیاژ حافظه‌شکلی [28].

Table 4. Specifications of the SMA [28].

Parameters SMA	Values
M_f^c	-43
M_s^c	-28
A_f^c	-3
A_s^c	7



شکل ۶. منحنی تنش-کرنش سیم‌های SMA
Fig. 6. Stress-strain curves of SMA wires



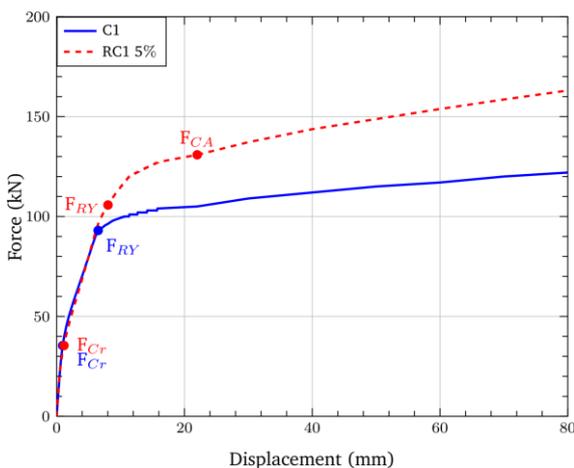
شکل ۷. جزئیات نمونه‌های مقاوم‌سازی شده
Fig. 7. Details of strengthened specimens.

¹ Self-Centering

همچنین باعث افزایش اتلاف انرژی در چرخه‌های بارگذاری و افزایش سختی مؤثر ستون شده است. این مهم در جدول (۵) به صورت عددی قابل بررسی است. ولی علیرغم مزیت‌های فوق باعث کاهش میرایی مؤثر ستون در مقابل ستون بدون صفحه شده است.

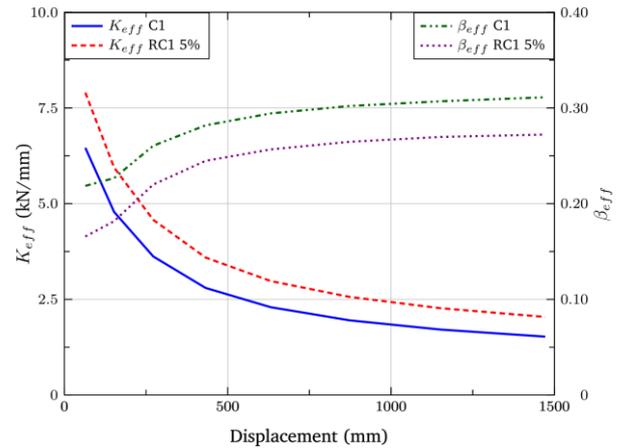
همچنین با ترسیم منحنی بار-جابجایی نمونه‌ها مشخص می‌شود که با افزودن صفحات هوشمند، فرم منحنی بار-جابجایی متفاوت از حالت بدون پوشش خواهد بود. همان‌گونه که در شکل (۱۱) مشخص شده است، منحنی بار-جابجایی نمونه بدون پوشش دارای دو نقطه مشخص تغییر شیب که به ترتیب با بار معادل ترک‌خوردگی (F_{Cr}) و بار تسلیم آرماتور (F_{RY}) تعریف می‌شوند هستند، اما در نمونه تقویت شده نقطه تغییر شیب سوم می‌شود که معادل با نقطه شروع به عملکرد پوشش (F_{CA}) وجود دارد. این نقاط در شکل (۱۱) برای نمونه‌های C1 و RC1-5% نشان داده شده‌اند. نتایج بدست آمده برای ستون‌ها مطابق با نتایج مرجع [24] می‌باشند.

فرایند مشابه شبیه‌سازی برای نمونه C2 که دارای ابعاد و آرماتورگذاری متفاوت از نمونه C1 است، انجام پذیرفت و نتایج مدلسازی عددی برای این نمونه هم تاثیر افزودن پوشش هوشمند مورد بررسی قرار گرفت.

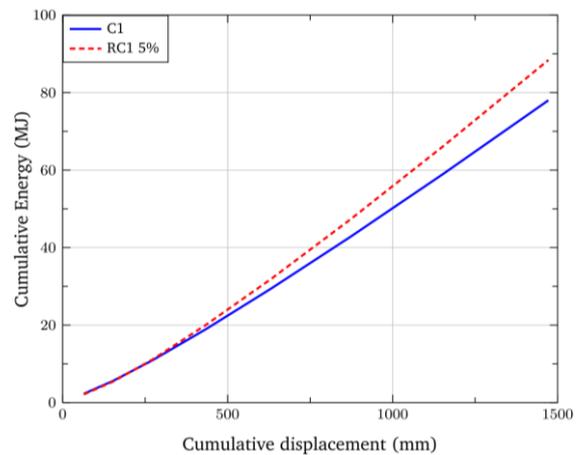


شکل ۱۱. منحنی بار-تغییر مکان در ستون‌های C1 و RC1 همراه با نقاط تغییر رفتار

Fig. 11. Load-displacement curve and response change points of columns C1 and RC1



شکل ۹. نمودارهای سختی مؤثر و میرایی مؤثر ستون‌ها C1 و RC1
Fig. 9. Effective Stiffness and effective damping diagrams (C1 and RC1)



شکل ۱۰. انرژی تلف شده تجمعی ستون‌های C1 و RC1
Fig. 10. Cumulative dissipated energy (C1 and RC1)

جدول ۵. سختی مؤثر، میرایی مؤثر، و انرژی تجمعی مستهلک شده
Table 5. Effective stiffness, effective damping, and cumulative dissipated energy

Specimen	Range of K_{eff} (kN/mm)	Range of β_{eff} %	E_c (MJ)
C1	6.4-1.5	21-31	78.001
RC1-5%	7.9-2	16-27	88.386

همان‌طور که در اشکال (۹) و (۱۰) دیده می‌شود، استفاده از صفحه هوشمند در مقاوم‌سازی ستون C1 باعث افزایش ظرفیت باربری ستون در حدود ۳۷٪ و افزایش نقطه شروع ناحیه پلاستیک ستون در حدود ۲۵٪ نسبت به ستون بدون مقاوم‌سازی شده است؛

جدول ۶. سختی مؤثر، میرایی مؤثر، و انرژی تجمعی مستهلک شده

Table 6. Effective stiffness, effective damping, and cumulative dissipated energy

Specimen	Range of K_{eff} (kN/mm)	Range of β_{eff} %	E_c (MJ)
C2	4-0.87	9.2-31.7	42.23
RC2-5%	5-1.17	5.2-26.5	45.36

همان‌طور که در اشکال (۱۲-۱۴) مشاهده می‌شود، استفاده از صفحه هوشمند در مقاوم‌سازی ستون C2 باعث افزایش ظرفیت باربری ستون در حدود ۳۴٪ و افزایش نقطه شروع ناحیه پلاستیک ستون در حدود ۲۸٪ نسبت به ستون بدون مقاوم‌سازی شده است؛ همچنین باعث افزایش اتلاف انرژی در چرخه‌های بارگذاری و افزایش سختی مؤثر ستون شده است. این مهم در جدول (۶) به صورت عددی قابل ملاحظه است اما باید توجه کرد که این موضوع باعث کاهش میرایی مؤثر ستون در مقابل ستون بدون صفحه شده است.

منحنی بار-جابجایی ستون C2 نیز برای تعیین نقاط تغییر رفتار مورد بررسی قرار گرفت و نتایج حاصل شده بیانگر این امر هستند که مشابه با ستون C1 ستون C2 تقویت شده نیز دارای تفاوت رفتاری مشخص با ستون بدون تقویت می‌باشد. این منحنی‌ها در شکل (۱۵) نشان داده شده‌اند.

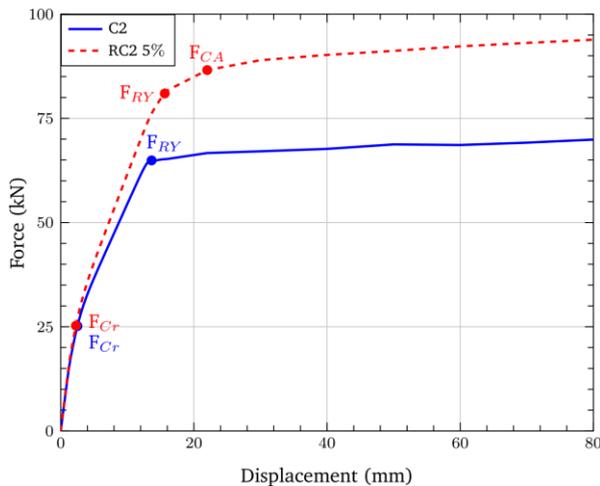


Fig. 15. Load-displacement curve and response change points of columns C2 and RC2

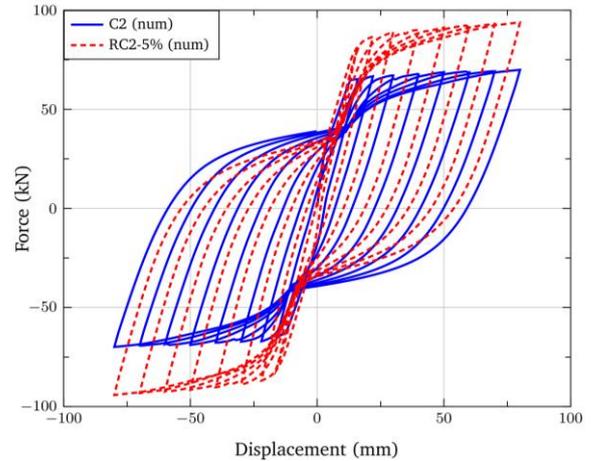


Fig. 12. Cyclic force-displacement diagrams (C2 and RC2)

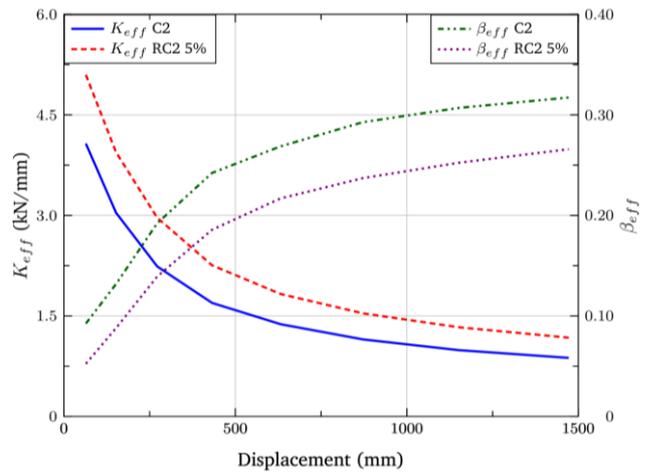


Fig. 13. Effective Stiffness and effective damping diagrams (C2 and RC2)

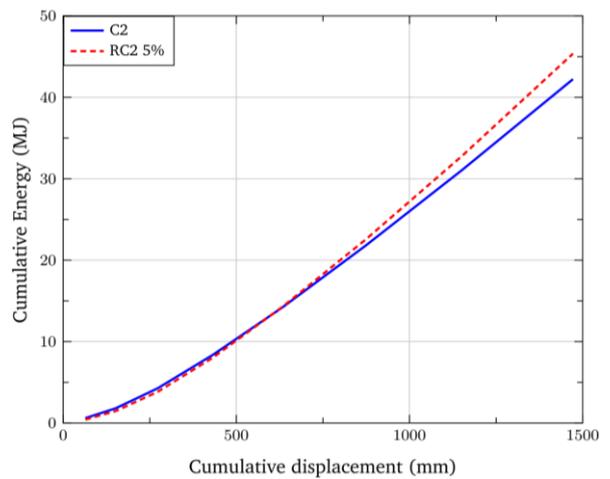


Fig. 14. Cumulative dissipated energy (C2 and RC2)

نمودارها مشخص است تنش موجود در سطح تماس از مقادیر آزمایشگاهی پیشنهاد شده (به عنوان نمونه نتایج ارائه شده در پژوهش [29]) برای مقاومت چسب‌های اپوکسی که مقاومت برشی بالاتر از ۲ مگاپاسکال را تایید می‌کنند به شکل قابل ملاحظه‌ای پایین تر است. بنابراین با توجه به سطح تماس بالای پوشش پیشنهادی با عضو بتن مسلح احتمال خرابی‌های رایج در سطح تماس بسیار پایتتر از استفاده از FRP خواهد بود. از سوی دیگر مطابق با آیین نامه ACI-318 [30] مقاومت کششی بتن از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

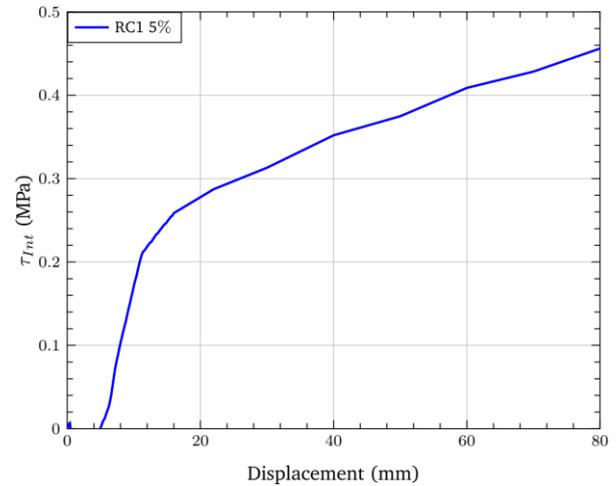
$$f_r = 0.62\sqrt{f_c} \quad (3)$$

که برای بتن معمولی با مقاومت فشاری (f_c) بین ۳۰ تا ۴۰ مگاپاسکال این مقدار در بازه ۳/۴۰-۳/۹۲ قرار می‌گیرد که از مقدار تنش محاسبه شده بسیار بالاتر است. بنابراین احتمال خرابی در پوشش بتن نیز بسیار پایین می‌باشد.

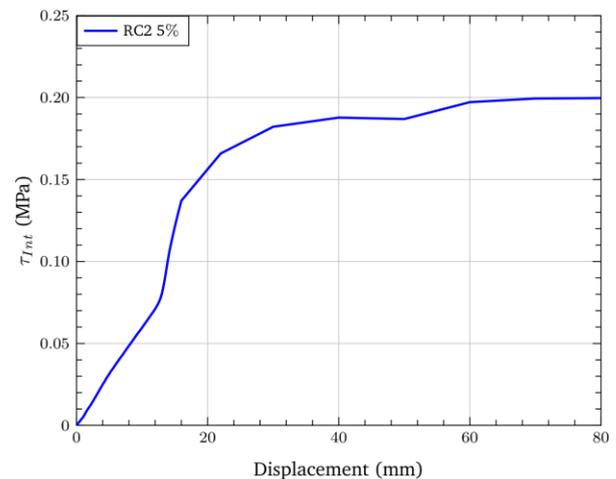
۵- تأثیر درصد‌های مختلف آلیاژ حافظه دار شکلی در مقاوم سازی

در این قسمت تاثیر درصد آلیاژ بر پارامترهای رفتاری ستون‌های C1 و C2 تقویت شده با استفاده از صفحات هوشمند با درصد‌های حجمی ۱۰، ۵، و ۱۵ درصد مورد بررسی قرار گرفته است. پارامترهای مدنظر، سختی مؤثر (K_{eff})، میرایی مؤثر (β_{eff}) و انرژی مستهلک شده در فرایند بارگذاری چرخه‌ای می‌باشند. مشخصات ستون‌ها مطابق با جدول شماره (۱) می‌باشد و دمای محیط 20°C در نظر گرفته شده است.

همان‌طور که در اشکال (۱۸-۲۰) نشان داده شده است، استفاده از صفحه هوشمند با درصد حجمی بیشتر SMA در مقاوم سازی ستون‌های C1 و C2 باعث افزایش ظرفیت باربری و نقطه شروع ناحیه پلاستیک ستون‌ها نسبت به ستون بدون مقاوم سازی شده است؛ همچنین بررسی نمودارهای بیانگر این امر است که مقاوم سازی با استفاده از صفحه هوشمند موجب افزایش اتلاف انرژی در چرخه‌های بارگذاری و افزایش سختی مؤثر ستون‌ها می‌شود. مقادیر تغییرات پارامترها در جدول (۷) آورده شده‌اند.

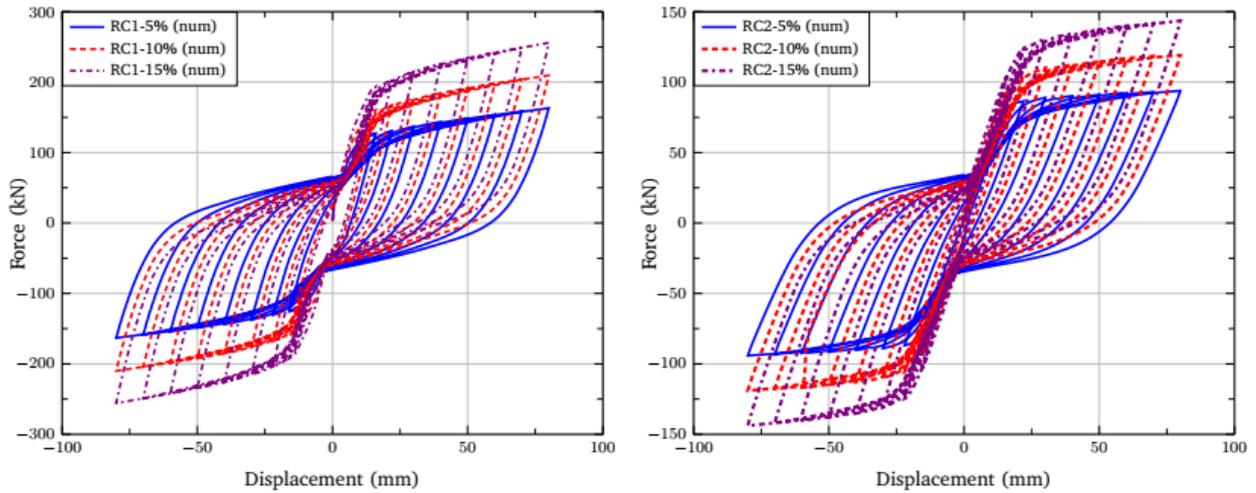


شکل ۱۶. منحنی تنش سطح تماس-تغییر مکان ستون RC1
Fig. 16. Interfacial stress-displacement curve of RC1



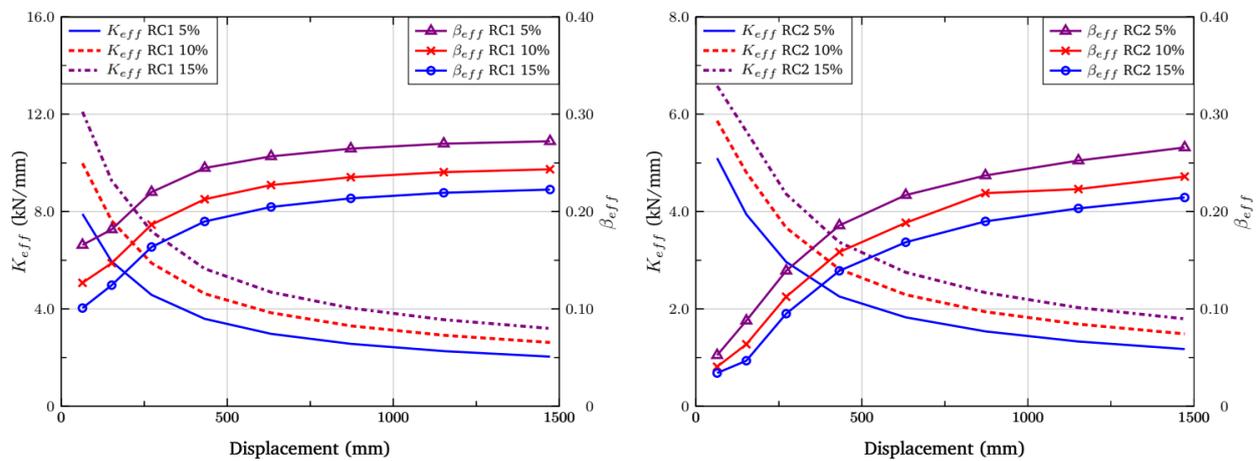
شکل ۱۷. منحنی تنش سطح تماس-تغییر مکان ستون RC2
Fig. 17. Interfacial stress-displacement curve of RC2

نظر به اینکه محدوده اتصال پوشش و ستون بتنی مستعد انواع مختلف خرابی‌ها از جمله جداشدگی پوشش از سطح، یا آسیب پوشش بتن می‌باشد [1]، بررسی کفایت اتصال بین پوشش و ستون از اهمیت زیادی در بررسی کفایت طرح پیشنهادی برای مقاوم سازی برخوردار است. از این رو در این پژوهش چگونگی تغییرات تنش سطح تماس پوشش و بتن در جابه‌جایی‌های مختلف راس ستون برای ستون‌های RC1 و RC2 مورد محاسبه قرار گرفته و در شکل‌های (۱۶ و ۱۷) ترسیم شده است. همان‌گونه که از



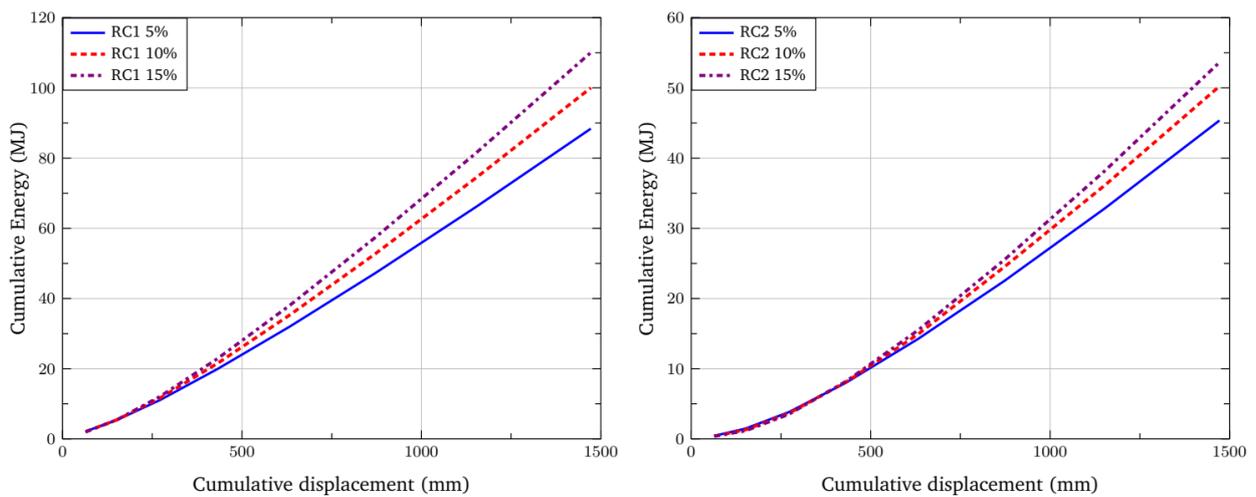
شکل ۱۸. منحنی‌های چرخه‌ای نیرو-جابجایی ستون‌های C1 و C2 تقویت شده با پوشش‌های مختلف

Fig. 18. Cyclic load-displacement diagram of C1 and C2 columns strengthened with different covers



شکل ۱۹. نمودارهای تغییرات سختی و میرایی موثر ستون C1 و C2 تقویت شده با پوشش‌های مختلف

Fig. 19. Effective Stiffness and effective damping diagrams of C1 and C2 columns strengthened with different covers



شکل ۲۰. انرژی مستهلک شده تجمعی ستون‌های C1 و C2 تقویت شده با پوشش‌های مختلف

Fig. 20. Cumulative dissipated energy diagrams of C1 and C2 columns strengthened with different covers

جدول ۷. تاثیر درصد SMA بر سختی موثر، میرایی موثر، و انرژی تجمعی مستهلک شده

Table 7. Effect of SMA percentage on effective stiffness, effective damping, and cumulative dissipated energy

Specimen	Range of K_{eff} (kN/mm)	Range of β_{eff} %	E_c (MJ)
RC1-5%	7.9-2	16.5-27.2	88.386
RC1-10%	9.9-2.6	12.6-24.3	100.003
RC1-15%	12.1-3.1	10-22.2	110.061
RC2-5%	5-1.17	5.2-26.5	45.362
RC2-10%	5.8-1.4	4-23.5	50.233
RC2-15%	6.5-1.79	3.4-21.4	53.638

جدول ۸. مشخصات ستون‌های تقویت شده

Table 8. Specifications of strengthened columns

Specimen	Column type	Plate size (cm)	Volume fraction of SMA	T (°C)
RC1-10°C	C1	190×40×2	10%	10°C
RC1-20°C	C1	190×40×2	10%	20°C
RC1-30°C	C1	190×40×2	10%	30°C
RC2-10°C	C2	190×30×2	10%	10°C
RC2-20°C	C2	190×30×2	10%	20°C
RC2-30°C	C2	190×30×2	10%	30°C

جدول ۹. تاثیر دما بر سختی موثر، میرایی موثر، و انرژی تجمعی مستهلک شده

Table 9. Effect of temperature on effective stiffness, effective damping ratio, and cumulative dissipated energy

Specimen	Range of K_{eff} (KN/mm)	Range of β_{eff} %	E_c (MJ)	Bearing load increase %
RC1-10°C	9.3-2.4	15.3-27.5	106.22	58%
RC1-20°C	9.9-2.6	12.6-24.3	100.00	71%
RC1-30°C	10.5-2.8	10.6-22.4	97.26	84%
RC2-10°C	5.8-1.37	4-26.7	53.74	57%
RC2-20°C	5.8-1.4	4-23.5	50.23	70%
RC2-30°C	5.8-1.5	4-21.5	47.53	82%

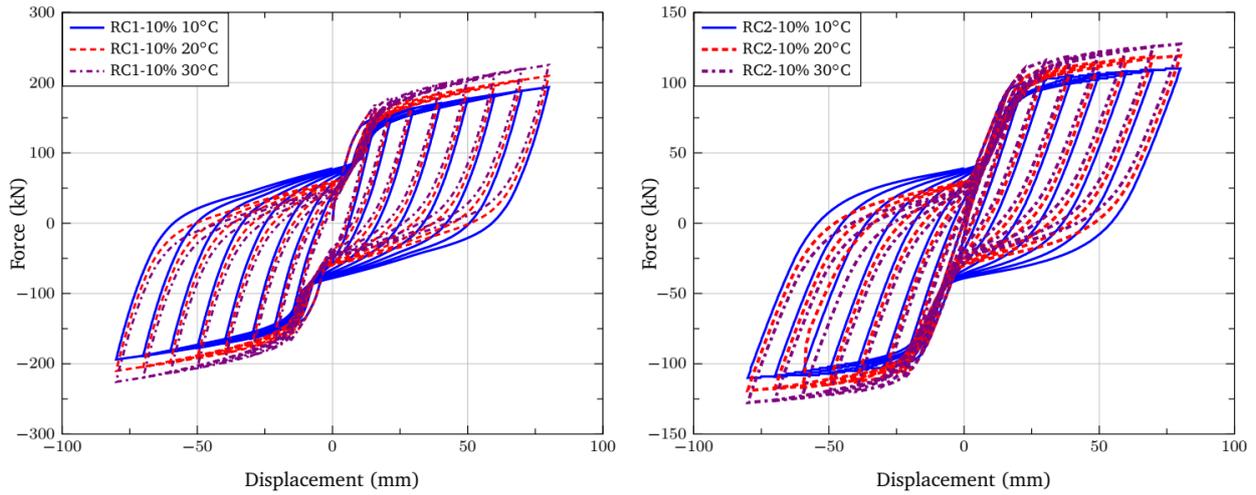
باعث افزایش ظرفیت باربری و نقطه شروع ناحیه پلاستیک ستون‌ها نسبت به ستون بدون مقاوم‌سازی می‌شود و نیز سختی مؤثر ستون را بالا می‌برد اما در سوی دیگر، کاهش اتلاف انرژی و میرایی ستون در هر چرخه را به همراه دارد. نتایج حاصل شده به صورت عددی در جدول (۹) ارائه شده است.

همان‌طور که در شکل (۲۰) نشان داده شده است، استفاده از صفحه هوشمند با درصد حجمی یکسان SMA در دماهای بالاتر، ظرفیت باربری و نقطه شروع ناحیه پلاستیک ستون‌ها را نسبت به ستون بدون مقاوم‌سازی بالا می‌برد و نیز بر سختی مؤثر ستون می‌افزاید ولی سبب‌ساز کاهش اتلاف انرژی و میرایی ستون در هر چرخه می‌شود؛ همان‌طور که در جدول (۹) هم به صورت عددی قابل ملاحظه است. برآیند تحلیل شکل‌های پیشین، نشان می‌دهد که سختی مؤثر و میرایی مؤثر برای نمونه C2 از یک نقطه شروع شده است که دلیل آن قرارگیری کامل چرخه نخست در حالت الاستیک و ثبات سختی SMA در دماهای مختلف است؛ در نتیجه میزان سختی و میرایی مؤثر در چرخه‌ای اول با یکدیگر برابر می‌شوند.

۶- تأثیر دماهای مختلف روی آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مقاوم‌سازی

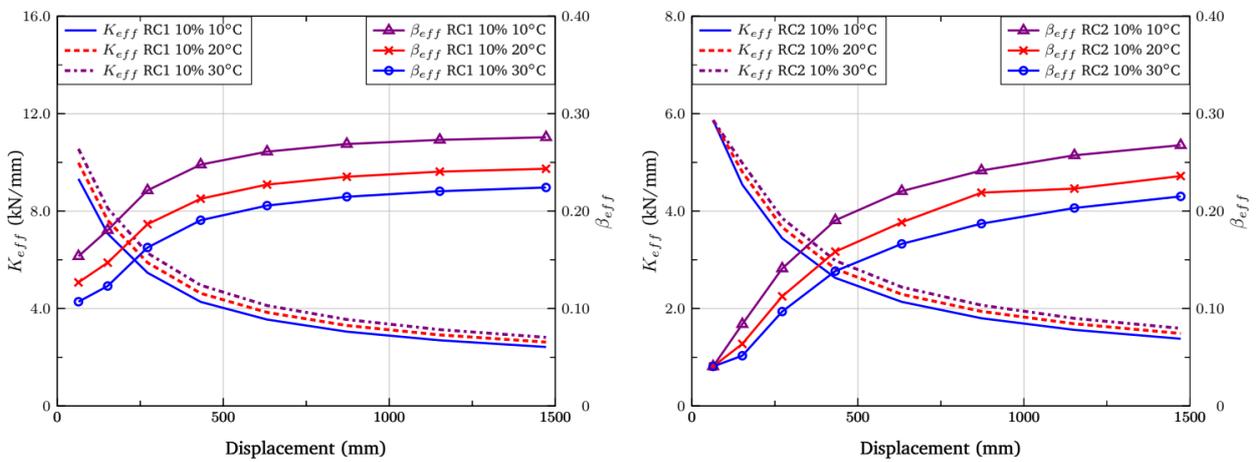
سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی در دماهای مختلف، رفتار و واکنش‌های متفاوتی را در اثر تغییرات کرنشی از خود بروز می‌دهند؛ از این رو برای بررسی رفتار سوپراالاستیک ماده در دماهای مختلف نیازمند مدل‌سازی برای حساسیت‌سنجی صفحه‌های هوشمند در دماهای متفاوت می‌باشد. در نهایت برای حساسیت‌سنجی صفحه‌های هوشمند در دماهای مختلف، ستون‌های C1 و C2 با صفحه هوشمندی که ۱۰٪ درصد از حجم آن را SMA تشکیل داده بود، تقویت شدند. مدل‌سازی و حساسیت‌سنجی این ستوها در دماهای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه‌سنتی‌گراد با نرم افزار Opensees انجام شد. مشخصات ستون‌های در نظر گرفته شده در جدول (۸) ارائه شده است.

نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی در اشکال (۲۲-۲۰) نشان داده شده است. همان‌طور که در اشکال مشخص است، استفاده از صفحه هوشمند با درصد حجمی یکسان SMA در دماهای بالاتر،



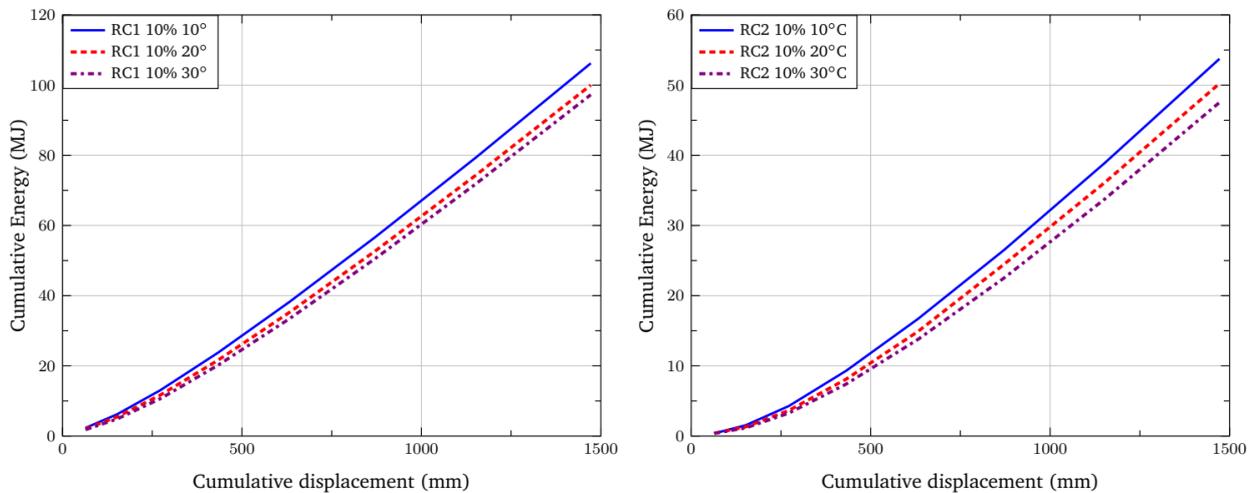
شکل ۲۰. منحنی‌های چرخه‌ای نیرو-جابجایی ستون‌های C1 و C2 تقویت شده در دماهای محیطی مختلف

Fig 20. Cyclic load-displacement diagram of strengthened C1 and C2 subjected to different ambient temperatures



شکل ۲۱. نمودارهای تغییرات سختی و میرایی موثر ستون C1 و C2 تقویت شده در دماهای محیطی مختلف

Fig 21. Effective Stiffness and effective damping diagrams of strengthened C1 and C2 subjected to different ambient temperatures



شکل ۲۲. انرژی مستهلک شده تجمعی ستون‌های C1 و C2 تقویت شده در دماهای محیطی مختلف

Fig 22. Cumulative dissipated energy diagrams of strengthened C1 and C2 subjected to different ambient temperatures

۷- جمع بندی و نتیجه گیری

ستونهای بتن مسلح بیانگر این امر است که میزان تنش منتقل شده بین دو سطح به شکل قابل ملاحظه‌ای پایتتر از مقاومت چسب‌های متداوول می‌باشد، بنابراین احتمال جداسازی چسب‌ها و یا خرابی پوشش بتنی (کاور) در مقاوم‌سازی با استفاده از صفحات هوشمند بسیار پایتتر از روش‌های مقاوم‌سازی با صفحات FRP می‌باشد.

قدردانی نویسندگان

نویسندگان این پژوهش مراتب قدردانی خود را بابت دسترسی به امکانات محاسباتی فراهم شده در مرکز محاسباتی دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست دانشگاه تربیت مدرس ابراز می‌دارند. همچنین بدینوسیله نویسندگان از زحمات داوران محترم که با نظرات ارزشمند خود باعث بهبود چشمگیر ویرایش نهایی این مقاله گردیدند سپاسگزاری و قدردانی می‌نمایند.

تعارض منافع

برای نویسندگان تعارض منافی وجود ندارد.

سهم نویسندگان

بهرروز میرزاخانی، به عنوان پژوهشگر اصلی (مدلسازی، تولید پیش‌نویس اولیه مقاله، اصلاح و بازبینی مقاله)، با سهم ۶۰٪ و حامد خضرزاده به عنوان پژوهشگر فرعی (ایده پردازی، تحلیل داده‌ها، اصلاح و بازبینی مقاله)، با سهم ۴۰٪ در این پژوهش سهم داشته‌اند.

منابع مالی

از منابع مالی در انجام این پژوهش استفاده نشده است.

با توجه به نتایج ارائه شده در این مقاله مشاهده می‌شود که استفاده از صفحه هوشمند آلیاژ حافظه‌دار شکلی و الاستومر برای مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی تحت بارگذاری چرخه‌ای با توجه به شرایط دمایی و درصد آلیاژ استفاده شده باعث افزایش ظرفیت باربری و بهبود عملکرد ستون‌ها در طول بهره‌برداری آنان می‌شود. نتایج حاصل از مجموعه شبیه‌سازی‌های عددی صورت گرفته به شرح زیر می‌باشند:

۱- استفاده از صفحه هوشمند شکل‌پذیری نمونه‌های تقویت شده را کاهش نمی‌دهد و باعث افزایش نیرو در ناحیه رفتار غیرخطی نمونه‌ها شده‌اند.

۲- استفاده از صفحه هوشمند در مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح باعث افزایش نیروی شروع ناحیه پلاستیک در نمونه‌ها شده است.

۳- با بالا رفتن درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به صفحه الاستومری استهلاک انرژی و سختی در نمونه‌ها افزایش می‌یابد، ولی این امر سبب کاهش میرایی لزج معادل در نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه مرجع شده است.

۴- نتایج نشان می‌دهند که دماهای بالاتر محیط باعث افزایش نیروی حداکثر در نمونه‌های تقویت شده می‌شود. همچنین این امر باعث کاهش سختی و کاهش میرایی در نمونه‌ها شده است.

۵- در نهایت نتایج بیانگر این امر هستند که استفاده از سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی با مقاومت بیشتر باعث ایجاد نمودار پرچمی شکل در رفتار نمونه‌های تقویت شده می‌شود.

۶- بررسی تنش‌های منتقل شده در سطح تماس بین پوشش و

References

- [1] ACI Committee 440, 2017. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- [2] Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. and Lam, L., 2002. *FRP-strengthened RC structures*. 1st ed. London: Wiley.
- [3] Hollaway, L.C. and Teng, J.G. eds., 2008. *Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites*. Oxford: Elsevier.
- [4] ISIS Canada, 2001. *Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymers*. Winnipeg: ISIS Canada Corporation.
- [5] Täljsten, B. and Elfgrén, L., 2000. Strengthening concrete beams for shear using CFRP-materials: evaluation of different application methods. *Composites Part B: Engineering*, 31(2), pp.87-96.
- [6] Bencardino, F., Condello, A., Spadea, G. and Swamy, R.N., 2010. Structural behaviour of RC beams externally bonded with CFRP sheets under monotonic and cyclic loading. *Composite Structures*, 92(9), pp.2027-2035.
- [7] Al-Salloum, Y.A., 2007. Influence of edge sharpness on the strength of square concrete columns confined with FRP composite laminates. *Composites Part B: Engineering*, 38(5-6), pp.640-650.
- [8] Soltani, H., Khaloo, A. and Sadraie, H., 2020. Dynamic

- performance enhancement of RC slabs by steel fibers vs. externally bonded GFRP sheets under impact loading. *Engineering Structures*, 213, p.110539.
- [9] Esfahani, M.R., Kianoush, M. and Tajari, A., 2007. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. *Engineering Structures*, 29(10), pp.2428-2444.
- [10] Toutanji, H., Zhao, L. and Zhang, Y., 2006. Flexural behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix. *Engineering Structures*, 28(4), pp.557-566.
- [11] Hajihashemi, A., Mostofinejad, D. and Azhari, M., 2011. Investigation of RC beams strengthened with prestressed NSM CFRP laminates. *Journal of Composites for Construction*, 15(6), pp.887-895.
- [12] Obaidat, Y.T., Heyden, S. and Dahlblom, O., 2011. Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates. *Construction and Building Materials*, 25(2), pp.591-597.
- [13] Ombres, L., 2012. Debonding analysis of reinforced concrete beams strengthened with fibre reinforced cementitious mortar. *Engineering Fracture Mechanics*, 81, pp.94-109.
- [14] Mostofinejad, D. and Kashani, A.T., 2013. Experimental study on effect of EBR and EBROG methods on debonding of FRP sheets used for shear strengthening of RC beams. *Composites Part B: Engineering*, 45(1), pp.1704-1713.
- [15] Shomali, A., Mostofinejad, D. and Esfahani, M.R., 2020. Experimental and numerical investigation of shear performance of RC beams strengthened with FRP using grooving method. *Journal of Building Engineering*, 31, p.101409.
- [16] Khaloo, A.R., Eshghi, I. and Piran Aghl, P., 2010. Study of behaviour of reinforced concrete beams with smart rebars using finite element modelling. *International Journal of Civil Engineering*, 8(3), pp.221-231.
- [17] Shahverdi, M., Czaderski, C. and Motavalli, M., 2016. Iron-based shape memory alloys for prestressed near-surface mounted strengthening of reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials*, 112, pp.28-38.
- [18] De Lorenzis, L. and Teng, J.G., 2007. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B: Engineering*, 38(2), pp.119-143.
- [19] Hong, K., Lee, S. and Yeon, Y., 2018. Flexural response of reinforced concrete beams strengthened with near-surface-mounted Fe-based shape-memory alloy strips. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 12(1), pp.1-13.
- [20] El-Hacha, R. and Gaafar, M., 2011. Flexural strengthening of reinforced concrete beams using prestressed, near-surface-mounted CFRP bars. *PCI Journal*, 56(4), pp.134-151.
- [21] Hassan, T.K. and Rizkalla, S.H., 2003. Bond mechanism of near-surface-mounted fiber-reinforced polymer bars for flexural strengthening of concrete structures. *ACI Structural Journal*, 100(6), pp.775-784.
- [22] Barros, J.A., Dias, S.J. and Lima, J.L., 2007. Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, 29(3), pp.203-217.
- [23] Soudki, K., Alkhrdaji, T. and Nanni, A., 2001. Performance of RC beams strengthened with NSM CFRP rods. *Journal of Composites for Construction*, 5(4), pp.240-246.
- [24] Khezzzadeh, H. and Noorani, S., 2021. Introduction and comprehensive theoretical framework of analysis of Smart Plate retrofitted reinforced concrete members (SPRRCs). *Structures*, 31, pp.636-646.
- [25] Noorani, S., 2017. *Using the smart cover to retrofitting concrete beams*. MSc Thesis. Tarbiat Modares University. (In Persian).
- [26] Ohno, T. and Nishioka, T., 1984. An experimental study on energy absorption capacity of columns in reinforced concrete structures. *Journal of the Japan Society of Civil Engineers (Doboku Gakkai Ronbunshu)*, 1984(350), pp.23-33.
- [27] Chandler, A., 1997. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering: Anil K. Chopra. *Structural Safety*, 19(2), pp.231-232.
- [28] Lagoudas, D.C. ed., 2008. *Shape memory alloys: modeling and engineering applications*. New York: Springer.
- [29] Jami, S. and Khezzzadeh, H., 2023. Experimental and numerical evaluation of hybrid steel-FRP floor panels under bending loading. *Modares Civil Engineering Journal*, 23(2), pp.73-89.
- [30] ACI Committee 318, 2019. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Mirzakhani, B. and Khezzzadeh, H., 2026. Cyclic behavior of reinforced concrete members strengthened by smart cover, *Modares Civil Engineering journal*, 26(1). doi: 10.48311/mcej.2025.27806



Proposed lateral force distribution for inelastic seismic design of steel moment frames considering soil-structure interaction effects

Abolfazl Gholamrezatabar^{1*} , Behnoud Ganjavi²

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, ARYAN Institute of Science and Technology, Babol, Iran.
2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran.

Abstract

The lateral force distribution patterns proposed in the current seismic design codes are typically based on the results of elastic response of fixed-base structures studies without considering soil-structure interaction (SSI) effects. Based on proposed code approach, structural elements are designed primarily based on equivalent static forces in which the shape of the fundamental mode of the structure is dominant to determine the height-wise distribution of seismic design static forces and, hence, the role of SSI effect is not included in the proposed distribution pattern. In this paper, lateral force distributions are obtained from nonlinear dynamic analyses of several steel moment-resistant frame structures (SMRFs) designed based on the performance-based plastic design (PBSD) approach. The PBSD method is based on two key performance objectives, namely the pre-selected target drift and yield mechanisms. These two design parameters control the degree and the distribution of structural damages directly. For the proposed approach, determination of design base shear, lateral force distribution and plastic design with respect to the performance object are the main three components of design. Results are presented considering soil-structure interaction (SSI) effects and are compared with those recently proposed by researchers for fixed-base systems. The lateral force distribution taking into consideration of inelastic behavior is developed by using the distribution of relative maximum story shear strength of the fixed- and flexible-based SMRFs subjected to a family of 20 strong earthquake ground motions recorded on alluvium soil. Based on the results obtained from the present study, a significant discrepancy is concluded between the suggested lateral force distributions proposed recently based on fixed-base analysis and obtained lateral force distributions for SSI systems. The discrepancy is regarded as inaccurate predictions of force demands, which may lead to unpredictable deformation and, therefore, would result in an undesirable yield mechanism and performance objectives.

Generally, for low and high levels of structural ductility demands the story shear values increase as the aspect ratio increases, except for the cases in which the soil and structure flexibility is dominant enough. It is deduced that as the slenderness of soil-structure system increases, the relative story shear strength considerably decreases under severe SSI effects. It is revealed that the relative story shear distributions obtained from fixed-base nonlinear dynamic analyses of short-period systems are independent of the applied seismic design load patterns. The trend is verified for lower ductility demand and under both slight and severe SSI effects. For longer period structures, however, the relative story shear strength response is dependent on the seismic design load pattern, which is more considerable in lower floors and especially for higher levels of inelasticity demand. It is worthy to note that the dependency of response to the design load pattern alleviates as the SSI effect increases. The results show that, mostly, by increasing the ductility demand the relative story shear increases for all fixed- and flexible-base cases. Of course for the very flexible systems no specific difference is observed in relative story shear distribution of systems at higher levels of ductility demand (i.e., $\mu = 4, 6$).

In conclusion, the nonlinear dynamic analysis results of this study show that the proposed equations of PBSD method cannot effectively predict the distribution of maximum earthquake-induced story shear strength along the height of the structures when the soil beneath the structure becomes softer. Therefore, an alternative equation should be adopted for the ultimate limit state to incorporate the SSI effects such as the soil-to-stiffness ratio. Based on nonlinear regression analyses, new practical equations are proposed for flexible-base systems under slight, moderate and severe SSI effects. Based on the proposed equation for various ductility demands, more realistic design lateral force distributions are obtained accounting for the inelastic behavior of structures with SSI effects.

Review History

Received: Nov 7, 2024

Revised: Apr 9, 2025

Accepted: Nov 8, 2025

Keywords

Seismic Design

Performance-Based

Plastic Design

Steel Structures

Soil-Structure Interaction

* Corresponding Author Email: gholamrezatabar@aryan.ac.ir - ORCID: 0009-0001-3954-7244



توزیع نیروی جانبی پیشنهادی برای طراحی لرزه‌ای غیرارتجاعی قاب‌های خمشی فولادی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه

ابوالفضل غلامرضا تبار^{۱*}، بهنود گنجوی^۲

۱. استادیار، دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی علوم و فناوری آریان، بابل، ایران.

۲. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

الگوهای توزیع نیروی جانبی پیشنهاد شده در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی معمولاً بر اساس نتایج حاصل از مطالعات پاسخ الاستیک سازه‌های با پای ثابت و یا انعطاف‌پذیر بدون در نظر گرفتن آثار اندرکنش خاک-سازه می‌باشد. در این مقاله، توزیع نیروی جانبی از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تعدادی از سازه‌های قاب خمشی فولادی طراحی شده بر اساس رویکرد طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد ارائه شده است. نتایج با در نظر گرفتن آثار اندرکنش خاک-سازه ارائه شده و با نتایجی که توسط پژوهشگران برای سیستم‌های پای ثابت پیشنهاد شده‌اند، مقایسه شد. بر این اساس توزیع نیروی جانبی با در نظر گرفتن رفتار غیر ارتجاعی قاب‌های واقع بر بستر نرم و با استفاده از توزیع بیشترین مقاومت برشی نسبی طبقات در حالات پای ثابت و انعطاف‌پذیر تحت ۲۰ زمین لرزه قوی بدون پالس توسعه داده شده است. نتایج این مطالعه حاکی از اختلاف معنی‌دار بین توزیع‌های نیروی جانبی که بر اساس تحلیل سیستم‌های سازه‌ای در حالت پای ثابت و برای سیستم‌های اندرکنشی پیشنهادی استخراج شده، است. این اختلاف که ناشی از پیش‌بینی نادرست تقاضای نیرو می‌باشد می‌تواند منجر به ایجاد تغییر شکل غیرقابل پیش‌بینی و در نتیجه ایجاد سازوکار تسلیم نامطلوب و عدم دستیابی به اهداف عملکردی مطلوب شود. برای استفاده کاربردی و بر اساس تحلیل‌های رگرسیون غیرخطی، روابط کاربردی جدیدی برای سیستم‌های پای انعطاف‌پذیر تحت آثار اندرکنشی کم، متوسط و شدید پیشنهاد شده است. این روابط متناظر با تقاضاهای مختلف شکل‌پذیری مبتنی بر توزیع واقع بینانه نیروی جانبی با لحاظ نمودن رفتار غیرالاستیک سازه‌ها و آثار اندرکنشی می‌باشند.

کلمات کلیدی

طراحی لرزه‌ای
طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد
سازه‌های فولادی
اندرکنش خاک و سازه

۱- مقدمه

نیروهای جانبی برای سازه‌های با پای ثابت را پیکربندی می‌نماید. در این روش عناصر سازه‌ای بیشتر بر اساس نیروهای استاتیکی معادل طراحی می‌شوند، به شکلی که فقط شکل مود اول سازه برای تعیین توزیع نیروهای جانبی در طرح لرزه‌ای مد نظر قرار گرفته پس آثار اندرکنش خاک-سازه^۱ در الگوی توزیع بار جانبی

استفاده از فلسفه طراحی لرزه‌ای مبتنی بر نیرو که توسط روش‌های طراحی آیین‌نامه‌های کنونی (IBC 2018 [1]، ASCE/SEI 7-22 [2]، NEHRP 2004 [3]، UBC 97 [4]) توصیه شده است، یک ساختار مبتنی بر سختی و مقاومت حاصل از توزیع

¹ Soil-Structure Interaction

حالت پای ثابت، یک الگوی بارگذاری جانبی بهینه جدید برای طراحی لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای برشی با استفاده از تحلیل دینامیکی گسترده روی مدل‌های چند درجه آزاد (طبقه) واقع بر بستر نرم ارائه کردند [18]. ایشان با بکارگیری گروهی متشکل از ۲۱ زلزله مصنوعی کفایت الگوهای بارگذاری جانبی مبتنی بر آیین نامه‌ها را برای طراحی لرزه‌ای سیستم‌های سازه-خاک در حالت خطی و غیرخطی از طریق تحلیل ساختمان‌های برشی واقع بر خاک‌های نرم با در نظر گرفتن آثار اندرکنش به صورت پارامتریک بررسی نمودند [19]. گنجوی و همکاران [20-21] با توجه به عدم توانایی توزیع بار جانبی آیین‌نامه‌ای و برای بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های واقع بر بستر انعطاف پذیر الگوهای طراحی لرزه‌ای بهینه جدیدی را برای ساختمان‌های برشی با رفتار غیرخطی واقع بر خاک‌های نرم بر اساس مفهوم توزیع یکنواخت خسارات پیشنهاد دادند.

علاوه بر مطالعات فوق، تحقیقات دیگری نیز با هدف توسعه الگوهای بار جانبی جدید برای کنترل میزان آسیب کلی سازه، دستیابی به اهداف عملکرد از پیش تعریف شده و در نهایت دستیابی به سطح عملکرد بالاتر در معرض حرکات زمین‌لرزه روی قاب‌های خمشی متمرکز انجام شده است. از جمله این مطالعات، لیلاتاویوات^۳ و همکاران [8] توزیع بار اصلاح شده ای را با استفاده از مفهوم تعادل انرژی در قاب‌های خمشی و سازوکار تسلیم از پیش تعیین شده پیشنهاد دادند. لی^۴ و گوئل [22] اختلاف بین نیروهای برشی ناشی از زلزله و نیروهای تعیین شده توسط الگوهای توزیع بار جانبی آیین‌نامه‌ای را مورد بحث قرار دادند. آنها از همین مفهوم برای پیشنهاد الگوی توزیع بار یکنواخت مطابق با آیین‌نامه ساختمان [4] استفاده کردند که تابعی از جرم و زمان تناوب سازه بود. گوئل و همکاران [23] این روش را با موفقیت برای انواع سیستم‌های قاب خمشی فولادی متداول و همچنین قاب‌های خمشی بتن مسلح بکار بردند. ایشان با استفاده از نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی گسترده نشان دادند که قاب‌های طراحی شده با این روش، جابه‌جایی نسبی و تقاضای شکل‌پذیری طبقات را به خوبی در مقادیر هدف محدود می‌نمایند و بنابراین اهداف عملکرد مطلوب را نیز برآورده خواهند نمود.

پیشنهادی لحاظ نشده است. بنا نهادن چنین الگوهای توزیع بار جانبی منطبق بر آیین‌نامه‌های کنونی ممکن است تخمین واقع بینانه‌ای از تقاضای مقاومت برشی طبقات را ارائه نکند و مشخصاً معیارهای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای تامین نشود [5-12].

چوپرا^۱ [13] با انتخاب چندین مدل ساختمان برشی تحت زلزله (۱۹۴۰) El-Centro، نیاز شکل‌پذیری طبقات را مورد ارزیابی قرار داد. مدل‌های انتخاب شده مطابق با الگوهای توزیع نیروی لرزه‌ای پیشنهادی آیین‌نامه UBC 97 [4] بارگذاری و سپس طراحی شدند. نتایج پژوهش نشان داد که الگوی توزیع بار پیشنهادی توسط آیین‌نامه مذکور منجر به توزیع تقاضای یکسان شکل‌پذیری در راستای طبقات سازه نمی‌شود. مقدم و همکاران [14] تحلیل‌های مشابهی را روی ساختمان‌های برشی مختلف با پای ثابت که بر اساس الگوی مقاومت برشی جانبی UBC-97 توزیع و طراحی شدند، انجام دادند. آنها نشان دادند که توزیع بار جانبی مطابق با آیین‌نامه به توزیع یکنواخت شکل‌پذیری در راستای ارتفاع منجر نمی‌شود. محمدی و همکاران [9] اثر الگوهای بار جانبی طراحی را بر نیاز شکل‌پذیری ساختمان برشی با پای ثابت تحت ۲۱ حرکت زمین لرزه بررسی نمودند. آنها یک روش طراحی مبتنی بر عملکرد برای توسعه یک الگوی مقاومت طراحی جدید مورد نیاز برای دستیابی به توزیع یکنواخت شکل‌پذیری که بر اساس ویژگی‌های دینامیکی مختلف سازه و زلزله پیشنهاد شد، مورد استفاده قرار دادند. مقدم و حاجی رسولی‌ها [15] الگوی بار جانبی لرزه‌ای را برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های برشی ساختمانی با پای ثابت برای دستیابی به توزیع تغییر شکل یکنواخت پیشنهاد نمودند. همچنین در تحقیقات بعدی، آنها مفهوم جدیدی را برای بهینه‌سازی الگوی توزیع بار جانبی بر اساس عملکرد لرزه‌ای توسعه دادند [11].

از سوی دیگر مطالعات متعددی برای بررسی آثار بستر انعطاف پذیر بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها انجام شده است [16-18] نتایج این مطالعات نشان داد، سازه‌هایی که شالوده آنها بر بستر انعطاف پذیر واقع شدند متاثر از آثار اندرکنشی بوده که دلیل این امر را می‌توان در پدیده انتشار موج در محیط خاک جستجو کرد. گنجوی و هائو^۲ بر اساس مفهوم توسعه یافته اندرکنشی برای سازه‌های برشی در

³ Leelataviwat

⁴ Lee and Goel

¹ Chopra

² Hao

غیرخطی سازه‌های فولادی قاب خمشی با پای ثابت که بر اساس روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد^۳ (PBPD) و با استفاده از الگوهای بار مختلف طراحی شده‌اند، به دست می‌آیند. همچنین هدف از این پژوهش توسعه و تعمیم نتایج مدل‌های پای ثابت برای حالات بستر انعطاف پذیر با لحاظ نمودن آثار اندرکنش خاک-سازه و رفتار غیرخطی سازه در سیستم‌های قاب خمشی می‌باشد. بر این اساس از طریق انجام تحلیل‌های غیرخطی گسترده تحت اثر ۲۰ رکورد زمین لرزه، آثار انعطاف‌پذیری خاک، لاغری سیستم‌های سازه‌ای، تعداد طبقات و بیشترین تقاضای شکل پذیری مورد بررسی قرار می‌گیرند. بر این اساس با معیار قرار دادن برش نسبی طبقات سعی شد ضمن مطالعه پارامتریک آثار اندرکنش در سطوح مختلف شکل پذیری توزیع برش طبقات مورد بررسی قرار گرفته و به عنوان دستیافت نوآورانه روابطی برای تخمین واقع بینانه‌تری از توزیع نسبی برش در راستای ارتفاع قاب‌های فولادی طراحی شده بر اساس رویکرد طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد استخراج شود، تا بتواند الگویی بر تخمین توزیع بارهای جانبی مورد نیاز به منظور اهداف طراحی عملکردی باشد. سایر تلاش‌ها در این زمینه به مطالعه اثر اندرکنش در قاب‌های برشی پرداخته و در حوزه قاب‌های خمشی نیز تحقیقات بیشتر روی سیستم‌ها با پای ثابت محدود شد. در این مقاله در واقع علاوه بر مطالعه اثر اندرکنش خاک-سازه بر سیستم قاب خمشی تاثیر اندرکنش (حرکت گهواره‌ای) بر قاب‌های طرح شده بر اساس معیار کنترل تغییر مکان مورد بحث قرار گرفته است.

بر این اساس سیستم خاک-سازه چند درجه آزاد قابی مطابق روندنمای شکل (۱) در تحلیل‌های غیرخطی در حوزه زمان وارد شد. در این پژوهش از نرم افزار Opensees به عنوان نرم‌افزار تحلیل گر غیرخطی بهره گرفته شد، تا سیستم‌های اندرکنشی مذکور به صورت پارامتریک تحلیل شوند. قاب‌های چند درجه آزاد برای شکل پذیری‌های مختلف و شدت‌های مختلف اندرکنش تحلیل شدند. برای هر رکورد تحلیل غیرخطی در حالت شکل پذیری ثابت به صورت فرآیند تکراری انجام گرفته است تا شکل‌پذیری سیستم خاک-سازه به شکل پذیری هدف برسد.

پارک و مدینا^۱ [24]، یک روش طراحی لرزه‌ای برای قاب‌های خمشی بر اساس توزیع یکنواخت خسارات سازه‌ای در راستای ارتفاع پیشنهاد دادند. ایشان به این نتیجه رسیدند که بر اساس رویکرد پیشنهادی، انتظار می‌رود این روش طراحی ایمنی جانبی بیشتری در برابر فروریزش حین وقوع زلزله قوی تامین کند. چاو^۲ و همکاران [25] توزیع نیروی جانبی مورد استفاده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای فعلی را با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تعدادی از سازه‌های قابی بررسی نمودند. آنها اظهار داشتند که توزیع نیروی جانبی آیین‌نامه‌ای منجر به پیش‌بینی توزیع نیروهایی که تحت زلزله القا نمی‌شود، و ممکن است منجر به پیش‌بینی نادرست تغییر شکل و همچنین تقاضای نیروی جانبی لرزه‌ای شود. بر این اساس، آنها توزیع نیروی جانبی جدیدی را با استفاده از توزیع نسبی بیشترین برش طبقات با بکارگیری طیف گسترده‌ای از حرکات قوی زمین توسعه دادند. با این حال، نتایج این مطالعه به موارد مربوط به ساختمان‌های برشی یا قاب‌های خمشی پای ثابت بدون احتساب آثار اندرکنش خاک-سازه محدود شدند. در ادامه این تحقیقات، به منظور توسعه اثر اندرکنش خاک-سازه جعفریه و قناد [26] آثار بلندشدگی پی بر پاسخ دینامیکی سیستم‌های خاک-سازه به صورت پارامتریک از طریق تحلیل تاریخچه زمانی برای طیف وسیعی از سیستم‌ها تحت تحریک هارمونیک و همچنین حرکات زمین ثبت شده روی خاک‌های نرم را بررسی نمودند. آنها نشان دادند پاسخ سیستم‌ها با احتساب آثار متقابل خاک-سازه غالباً تحت تأثیر بلندشدگی پی قرار می‌گیرد. سجادی و همکاران [27] به مطالعه پاسخ سازه انعطاف‌پذیر واقع بر خاک با رفتار غیرخطی پرداختند و نشان دادند که این عوامل بر عملکرد گهواره‌ای سازه‌ها تأثیر مهمی دارند. همچنین ایشان نشان داد که افزایش دامنه پالس و دوره تناوب پالس معمولاً دامنه چرخش یا حرکت گهواره‌ای را افزایش می‌دهد. در پژوهش‌های اخیر [28-29] پژوهشگران آثار بستر انعطاف‌پذیر را بر نیاز شکل‌پذیری در قاب‌های خمشی بتن مسلح و قاب‌های خمشی فولادی ویژه مورد مطالعه قرار دادند. ایشان نشان دادند که مشارکت اندرکنش خاک-سازه منجر به افزایش حدود ۴۰ درصدی تقاضای شکل‌پذیری ساختمان می‌شود. در این مقاله، توزیع نیروی جانبی از تحلیل‌های دینامیکی

¹ Park and Medina

² Chao

³ Performance-Base Plastic Design (PBPD)

برای یک سیستم یک درجه آزاد الاستیک-پلاستیک معادل^۲ برای دستیابی به همان جابه‌جایی نسبی استخراج می‌شود. همچنین توزیع نیروهای طراحی جانبی در راستای ارتفاع بر اساس مفهوم توزیع نسبی برش طبقات توسعه یافته تا با نتایج پاسخ دینامیکی غیرالاستیک هماهنگی داشته باشد [25]. در نهایت، روابط کاربردی جدیدی برای قاب‌های فولادی خمشی واقع بر بستر انعطاف‌پذیر تحت آثار اندرکنشی کم تا شدید برای طراحی به روش پلاستیک مبتنی بر عملکرد ارائه می‌شود.

۲-۱- تعیین برش پایه طراحی

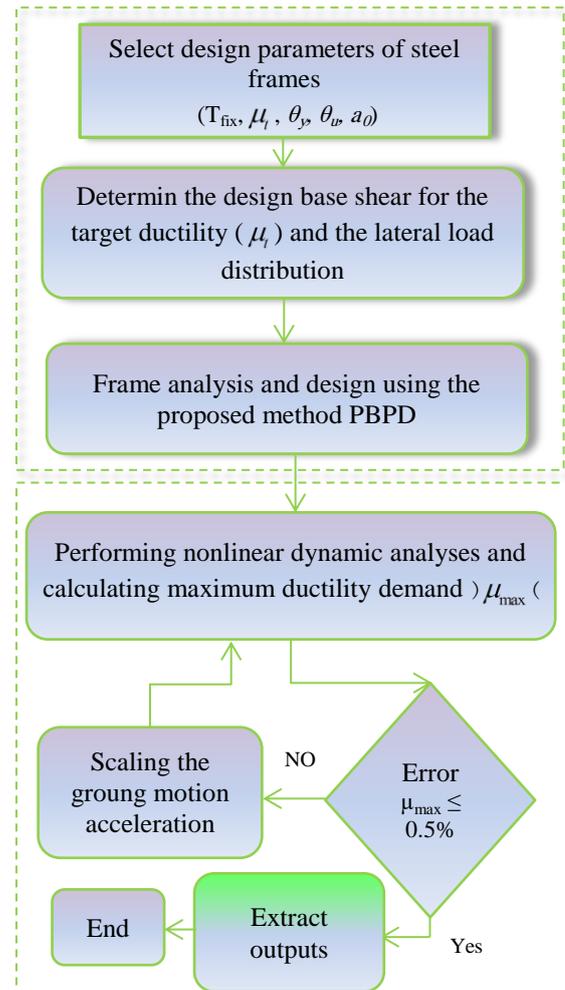
چنانکه گفته شد در روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد، برش پایه طراحی با بکارگیری معادلات انرژی برای یک سیستم یک درجه آزادی معادل در سطح معینی از تغییرمکان غیرخطی موسوم به تغییرمکان هدف تعیین می‌شود. با فرض یک رفتار الاستیک-پلاستیک کامل ایده‌آل و با استفاده از رابطه شبه سرعت و جایگذاری شبه شتاب، رابطه کار-انرژی را می‌توان به صورت معادله (۱) نوشت [۲۲]:

$$E_e + E_p = \gamma E = \gamma \left(\frac{1}{2} M S_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{T}{2\pi} S_a \cdot g \right)^2 \quad (1)$$

که در آن E_e و E_p به ترتیب انرژی الاستیک و پلاستیک مورد نیاز برای رساندن سازه به جابه‌جایی هدف هستند. S_v شبه سرعت طیفی طراحی و S_a شبه شتاب طیفی و g شتاب ثقل است. M و T به ترتیب دوره تناوب طبیعی سازه و جرم کل سیستم هستند. γ ضریب اصلاح انرژی است که به ضریب شکل‌پذیری سازه (μ_s) و ضریب رفتار شکل‌پذیری (R_{μ}) مربوط می‌شود و از رابطه (۲) بدست می‌آید:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_{\mu}^2} \quad (2)$$

با استفاده از طیف‌های پیشنهاد شده توسط نیومارک و هال^۳ [30] شکل (۲) برای شکل‌پذیری دلخواه (μ_s) مقدار R_{μ} برحسب دوره تناوب نشان داده شده است. شایان ذکر است در رابطه فوق شکل‌پذیری سازه از تقسیم بیشترین تغییرمکان غیرارتجاعی بر بیشترین تغییرمکان تسلیم سیستم برای هر دوره تناوب محاسبه می‌شود.



شکل ۱. روندنامی تحلیل غیرخطی قاب‌های فولادی طرح شده به روش PBPD در حالت پای ثابت و اندرکنشی

Fig. 1. Nonlinear analysis of PBPD steel frames in fixed and SSI base cases

۲- روش طراحی مبتنی بر رویکرد PBPD برای مدل قاب خمشی فولادی

روش PBPD مبتنی بر دو پارامتر کلیدی عملکردی با عنوان سازوکارهای تسلیم از پیش تعیین شده و تغییر مکان نسبی هدف می‌باشد [9]. این دو پارامتر طراحی، مستقیماً میزان و توزیع آسیب یا خسارات سازه‌ای را کنترل می‌کنند. در رویکرد پیشنهادی، تعیین برش پایه طراحی، توزیع نیروی جانبی و طراحی پلاستیک با توجه به هدف عملکرد سه مؤلفه اصلی طراحی هستند. برای یک سطح خطر مشخص، برش پایه طراحی با مساوی قراردادن کار مورد نیاز برای رساندن سازه به جابه‌جایی نسبی^۱ هدف با انرژی مورد نیاز

² Equivalent Elastic-Plastic

³ Newmark and Hall

¹ Drift

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) V_n \quad (5)$$

۲-۳- رویکرد طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد ارائه شده

توسط پژوهشگران

رویکرد طراحی ارائه شده قادر است با استفاده از سازوکار کنترل شده و از پیش تعریف شده، عملکرد مطلوب سازه‌ها را تحت زلزله تامین نماید. این روش سازوکار سیستم تیر ضعیف-ستون قوی را ایجاد نموده و قادر است پاسخ هیستریتیک پایدار با یک حاشیه قابل قبولی از تغییر مکان جانبی هدف را کنترل نماید [8]. با اعمال اصل کار مجازی برای سازوکار تیرها (شکل ۳)، مقاومت تیرهای مورد نظر در هر تراز را می‌توان به صورت رابطه (۶) تعیین نمود:

$$\sum_{i=1}^n 2\beta_i M_{pbr} + 2M_{pc} = \sum_{i=1}^n F_i h_i = \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i F_n \quad (6)$$

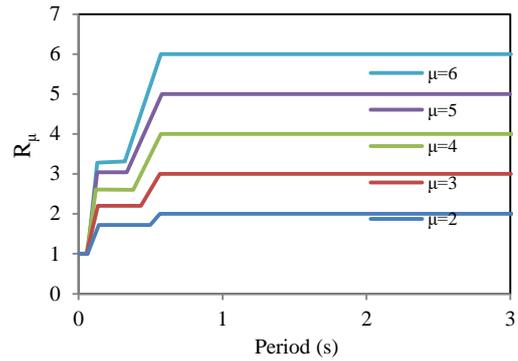
که در آن M_{pc} و M_{pbr} به ترتیب لنگر پلاستیک مورد نیاز تیرها و ستون‌ها در طبقه اول می‌باشند (شکل ۳). لیلاتایوات و همکاران [8] لنگر پلاستیک ستون‌های طبقه اول را برای جلوگیری از سازوکار از پیش تعریف شده به صورت زیر (رابطه ۷) پیشنهاد دادند:

$$M_{pc} = \frac{1.1Vh_1}{4} \quad (7)$$

که در آن V برش پایه کل است، h_1 ارتفاع طبقه اول و ضریب ۱٫۱ ضریب اضافه مقاومت که برای محاسبه اضافه بار احتمالی ناشی از سخت شونده‌گی کرنش لحاظ شده است. با این حال به عنوان هدف اصلی این رویکرد، سعی بر این است که از ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون‌ها به جز در پای ستون‌های طبقه اول سازه جلوگیری شود. بنابراین، ستون باید برای لنگر خمشی بیشتر از مجموع مقاومت خمشی تیرها در همان اتصال طراحی گردد. به منظور حصول اطمینان از تشکیل سازوکار ستون قوی-تیر ضعیف ستون‌ها باید بر اساس مجموع گشتاور پلاستیک اسمی تیرها در یک ضریب اضافه مقاومت (ξ) طراحی شود. همچنین، برای لحاظ شدن اضافه مقاومت پس از تسلیم، نیروی اعمال شده در هر تراز، F_i ، باید به صورت رابطه (۸) بروز شود:

$$F_{iu} = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_{nu} \quad (8)$$

در این رابطه F_{nu} نیروی اصلاح شده در تراز سقف است و با



شکل ۲. طیف غیرخطی ایده‌آل، R_{μ} در برابر دوره تناوب

Fig. 2. Idealized inelastic spectra, R_{μ} , versus period

با ساده سازی و حل ضریب برش پایه طراحی مورد نیاز،

(V_y/W) به صورت زیر (رابطه ۳) محاسبه می‌شود [22]:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (3)$$

که یک پارامتر بدون بعد است و به صورت $\alpha = (h^* \times \theta_p 8\pi^2 / T^2 g)$ تعیین می‌شود. در این رابطه θ_p نشان‌دهنده چرخش پلاستیک در جابه‌جایی نسبی هدف می‌باشد. همچنین مقدار h^* بصورت $\sum (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i$ محاسبه می‌شود. در این رابطه h_i ارتفاع طبقات و β_i نسبت برش طبقات می‌باشد که چگونگی تعیین آن در بخش بعد تشریح می‌شود.

۲-۲- توزیع نیروی جانبی

بر اساس روش طراحی پیشنهادی توزیع نیروی جانبی طراحی بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی و محاسبه حداکثر برش طبقه در راستای ارتفاع سازه تعیین می‌شود که به صورت زیر (رابطه ۴) بدست می‌آید [25]:

$$\frac{V_i}{V_n} = \beta_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T - 0.2} \quad (4)$$

که در آن w و h به ترتیب وزن و ارتفاع لرزه‌ای طبقات هستند، همچنین T دوره تناوب اصلی سازه است که بر اساس رابطه تجربی آیین‌نامه‌ای برای قاب خمشی فولادی تخمین زده می‌شود. V_n و V_i به ترتیب بیانگر برش طبقه در تراز i و β_i ضریب تناسب برش در تراز i است، بنابراین، نیروی جانبی F_i در تراز i را می‌توان به صورت رابطه (۵) بیان کرد:

با اعمال فرایند تشریح شده می‌توان مقادیر $M_c(h)$ و $P_c(h)$ اعضا ستون را مطابق روش تحلیل پلاستیک به دست آورد و سپس با ضوابط طراحی مناسب آن را به عنوان عناصر تیر-ستون طراحی کرد. لازم به ذکر است که به عنوان یک استراتژی مدل‌سازی عددی متداول، رفتار غیرخطی اعضای قابی را می‌توان از روش پلاستیسته متمرکز مدل‌سازی نمود. بر این اساس تیرها و ستون‌ها با مصالح الاستیک و رفتار غیرخطی آنها به کمک مفاصل پلاستیک متمرکز با قابلیت مدل‌سازی رفتار الاستوپلاستیک مورد نظر (Modified Ibarra - Krawinkler) مدل‌سازی شدند. سایر پارامترهای طراحی بر اساس معیار PBPD مانند تغییرمکان نسبی تسلیم برابر ۱٪ و پارامتر تغییرمکان نسبی هدف برابر ۲، ۴ و ۶٪ در نظر گرفته شده است. مشخصات هندسی قاب‌های خمشی فولادی (SMRF) طراحی شده مانند طول دهانه ۹ متر و ارتفاع برابر ۴ متر در نظر گرفته شده است.

مقادیر بار مرده طبقات و بام به ترتیب برابر 605 kg/m و 665 kg/m می‌باشد، همچنین مقادیر بار زنده طبقات و بام برابر 200 kg/m و 150 kg/m در نظر گرفته شده است. ابعاد مقاطع اعضا تیرها و ستون‌ها با استفاده از آیین‌نامه [27] AISC-LRFD تعیین شده است. مشخصات قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده مبتنی بر معیار PBPD در شکل (۴) نشان داده شده است.

۳- معرفی مدل خاک

روش‌های متعددی برای مدل‌سازی تأثیر خاک زیر سازه شامل روش‌های ماکروسکوپی و روش‌های اجزا محدودی ارائه شد. در این میان روش‌های غیر اجزا محدودی به دلیل مدل‌سازی ساده‌تر (درجات آزادی بسیار کمتر)، دقت بالا در کارهای مهندسی و سرعت بالا در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بسیار مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. در این پژوهش روش غیرمستقیم زیرسازه برای مدل‌سازی سیستم اندرکنشی خاک-سازه بکار گرفته شد. بر این اساس ابتدا خاک را به طور جداگانه مدل‌سازی نموده و سپس با قراردادن سازه بر آن، می‌توان سیستم اندرکنشی خاک-سازه را تشکیل داد. در این بخش روش زیر سازه بکار رفته در پژوهش معرفی و چگونگی مدل‌سازی آن تشریح می‌شود.

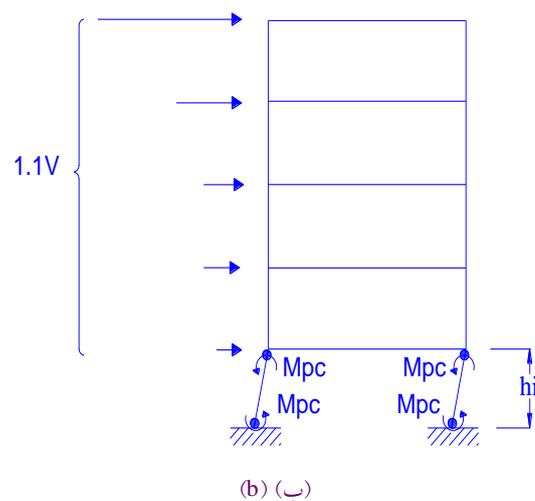
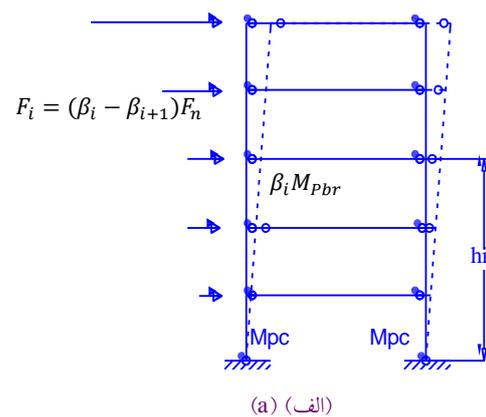
نوشتن معادله تعادل برای یک ستون تعیین می‌شود. پس از اصلاح نیروهای جانبی، گشتاورهای طراحی ستون را می‌توان با بسط روابط ستون از رابطه (۹) تعیین کرد:

$$M_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i \xi_i M_{pbi} - \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} (h_i - h) \quad (9)$$

که در آن $M_c(h)$ گشتاور ستون در تراز ارتفاع h از تراز پایه است و δ_i برای $h \leq h_i$ برابر با ۱ و در غیر این صورت برابر صفر می‌باشد. نیروی محوری در ستون در ارتفاع h از تراز پایه، $P_c(h)$ را می‌توان از رابطه (۱۰) بدست آورد:

$$P_c(h) = \sum_{i=1}^n \frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} + P_{cg}(h) \quad (10)$$

که در آن L طول دهانه تیرها است، $P_{cg}(h)$ نیروی محوری ثقلی است که در ارتفاع h اثر می‌کند.



شکل ۳. قاب یک دهانه با (الف) سازوکار تسلیم انتخابی (ب) قاب با سازوکار طبقه نرم

Fig. 3. One-Bay Frame with (a) Selected Mechanism (b) Frame with Soft-Story Mechanism

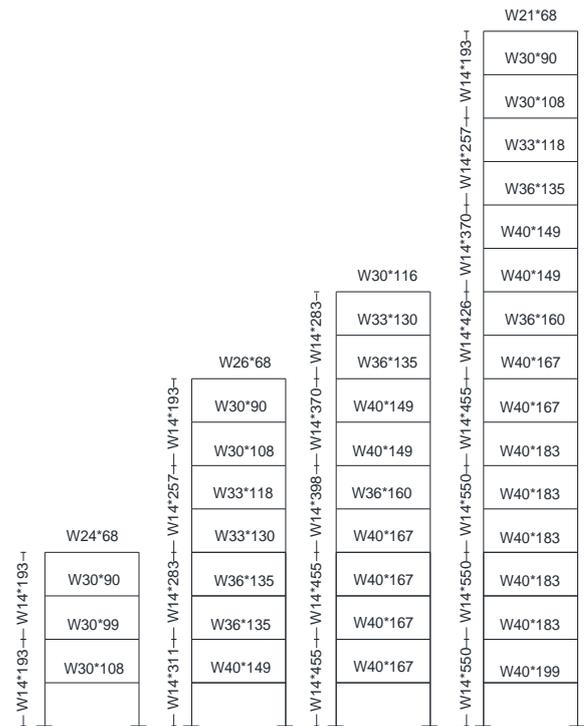
عنوان یک سیستم مجزا مدلسازی نماید. بر اساس روش استفاده شده، مدل روسازه مورد نظر روی سیستم خاک با مدل مجزا قرار می‌گیرد تا سیستم خاک-سازه تشکیل شود (شکل ۵). مطابق تعریف، خاک همگن ایده‌آل در زیر پی دایره‌ای با استفاده از یک مدل مخروط نیمه بی نهایت بنام روش Cone مدل‌سازی می‌شود [32]. مدل مخروطی Cone یک نمایش فیزیکی ساده از محیط خاک نامحدود است که در تحلیل اندرکنش خاک-سازه کاربرد دارد. مدل‌های مخروطی با استفاده از تئوری انتشار موج یک بعدی امواج حجمی توسعه یافته‌اند و می‌توانند با دقت کافی در مسائل کاربردی مهندسی مورد استفاده قرار گیرند. مولفه‌های حرکت برای محیط دو بعدی خاک با استفاده از دو درجه آزادی انتقالی و دورانی و همچنین یک درجه آزادی داخلی اضافی برای محاسبه توابع امپدانس خاک وابسته به فرکانس تحریک زمین لرزه، مدل‌سازی شدند. ضریب سختی فنرها و میراگرهای انتقالی و دورانی مدل در شکل (۵) نشان داده شده و روابط آن به صورت زیر (روابط ۱۱ و ۱۲) خلاصه می‌شوند [27]:

$$k_h = \frac{8\rho V_s^2 r}{2-v}, \quad c_h = \rho V_s A_f \quad (11)$$

$$k_\phi = \frac{8\rho V_s^2 r^3}{3(1-v)}, \quad c_\phi = \rho V_p I_f \quad \text{و}$$

$$M_\phi = \frac{9\pi\rho r^5}{128} (1-v) \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 \quad (12)$$

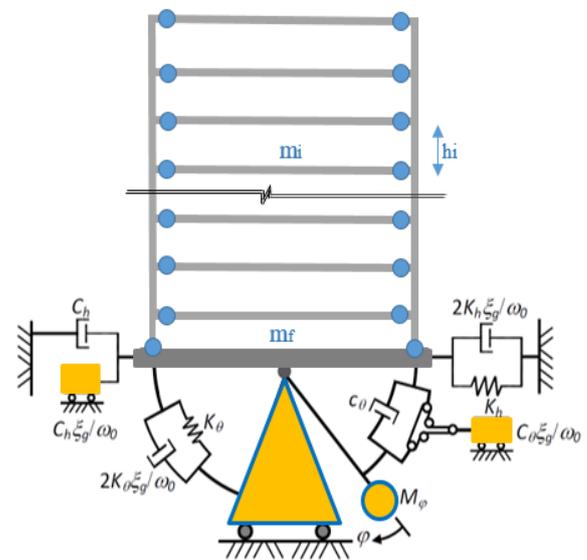
در این روابط k_h, c_h, k_ϕ, c_ϕ به ترتیب سختی انتقالی، میرایی انتقالی، سختی دورانی و میرایی دورانی هستند. V_p, V_s, ρ و V_s به ترتیب نشان دهنده چگالی، نسبت پواسون و سرعت موج طولی و برشی خاک است. r شعاع پی دایره‌ای معادل می‌باشد. همچنین برای مدل‌سازی حرکات عمودی و گهواره‌ای در خاک تقریباً تراکم ناپذیر ($v > 3/1$) از یک گشتاور جرمی ΔM_ϕ که به صورت $\Delta M_\phi = 0.3\pi(v-1/3)\rho r^5$ تعیین می‌شود و به اینرسی اضافی I_f که به پی متصل شده و به صورت صلب حرکت می‌کند استفاده شده است. از آنجایی که همه ضرایب ارائه شده در روابط (۱۱ و ۱۲) مستقل از فرکانس تحریک زلزله هستند، بنابراین یک درجه آزادی دورانی داخلی ϕ ، به همراه گشتاور اینرسی جرمی برای تعیین توابع امپدانس خاک وابسته به فرکانس تحریک زمین لرزه معرفی می‌شود.



شکل ۴. قاب‌های خمشی انتخابی طراحی شده ۴، ۸، ۱۰ و ۱۶ طبقه بر اساس روش

PBPD

Fig. 4. Selected 4-, 8-, 10- and 16-Story designed frames based on PBPD approach



شکل ۵. مدل‌های چند درجه آزاد خاک-سازه با حرکات انتقالی و دورانی

Fig. 5. MDOF Soil-structure models with sway and rocking motions

۳-۱- مدل زیر سازه

چنانکه گفته شد از روش زیر سازه برای شبیه‌سازی رفتار دینامیکی پی سطحی واقع در محیط خاک نیمه بینهایت همگن استفاده شد. روش معرفی شده قادر است خاک زیر سازه را به

۲-۳- پارامترهای کلیدی اندرکنشی

برای یک زلزله خاص، همواره پاسخ لرزه‌ای سیستم خاک-سازه به ویژگی‌های دینامیکی سازه و خاک زیر آن بستگی دارد. پارامترهای موثر اندرکنشی که به عنوان پارامترهای کلیدی بدون بعد شناخته می‌شوند و می‌توانند پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها را در یک سیستم پیچیده خاک-سازه بیان کنند، به شرح زیر می‌باشند [33]:

- ۱- فرکانس بدون بعد به عنوان شاخصی برای نسبت سختی سازه به خاک می‌باشد که به صورت $a_0 = \omega_{fix} \bar{H} / v_s$ تعریف می‌شود، که در آن فرکانس طبیعی سازه با پای ثابت را نشان می‌دهد. \bar{H} ارتفاع موثر سازه می‌باشد که متناظر با ویژگی‌های مود اصلی سازه چند درجه آزاد (MDOF) می‌باشد که از رابطه (۱۳) محاسبه می‌شود:

$$\bar{H} = \frac{\sum_{j=1}^n \left[m_j \varphi_{j1} \left(\sum_{i=1}^j h_i \right) \right]}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{j1}} \quad (13)$$

در این رابطه m_j جرم طبقه j ، h_j ارتفاع از تراز پای سازه تا تراز j و φ_{j1} دامنه در طبقه j ام در مود اول است. a_0 به عنوان شاخص تعیین کننده می‌باشد که بیشترین تأثیر را بر پاسخ لرزه‌ای سیستم خاک-سازه دارد [34]. در ساختمان‌های متعارف مقدار این شاخص برابر صفر برای حالت پای ثابت، و برابر ۱ تا ۳ برای سازه‌ها تحت آثار کم تا شدید اندرکنش لحاظ می‌شود [16].

۲- نسبت ابعاد ساختمان (\bar{H}/r) موسوم به لاغری که معمولاً به عنوان پارامتر موثر دوم با آثار مختلف اندرکنشی تعریف می‌شود. که در آن r شعاع فونداسیون معادل دایره‌ای می‌باشد.

۳- تقاضای شکل‌پذیری سازه که به صورت $\mu = u_m / u_y$ تعریف می‌شود و در آن u_m به عنوان بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقات و u_y تغییر مکان تسلیم در طبقات تعریف می‌شود.

۴- شاخص نسبت جرم سازه به خاک است که به صورت $\bar{m} = m_n / \rho H$ محاسبه می‌شود و در آن m_{tot} و H به ترتیب وزن کل و ارتفاع کل سازه تعریف می‌شود.

دو پارامتر موثر اول، پارامترهای کلیدی هستند که آثار اصلی اندرکنش را تعریف می‌کنند [34]. پارامتر شکل‌پذیری سطح غیرخطی بودن سازه را کنترل می‌کند. در این مقاله نسبت جرم سازه به خاک (\bar{m}) ۰/۵ در نظر گرفته شده است. همچنین شالوده

به صورت یک دیسک صلب واقع بر سطح خاک (بدون اثر دفن شدگی) و به جرم m_f لحاظ شد که مقدار جرم پی ۱۰ درصد جرم کل روسازه تعیین شده است. نسبت پواسون برای خاک‌های آبرفتی و نرم به ترتیب ۰/۴ و ۰/۴۵ در نظر گرفته شده است. همچنین نسبت میرایی مصالح خاک ۵ درصد اختصاص یافت. به منظور لحاظ نمودن آثار دوره تناوب، سازه‌ها با طبقات مختلف طراحی و مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند.

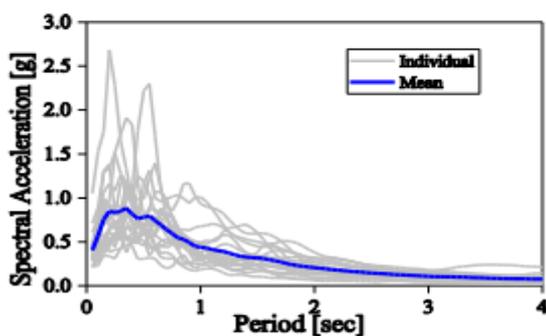
۴- روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و رکوردهای انتخاب شده و درستی آزمایشی مدلسازی

مجموعه‌ای از ساختمان‌های ۴، ۸، ۱۰ و ۱۶ طبقه قاب خمشی به منظور بررسی تأثیر اندرکنش خاک-سازه بر ساختمان‌های قاب خمشی فولادی در نظر گرفته شده‌اند. مدل خاک-سازه معرفی شده قابلیت به کارگیری در تحلیل‌های غیرخطی در حوزه زمان را دارد. چنانکه ذکر شد برای مدلسازی غیرخطی قاب‌های مذکور از روش پلاستیسیته متمرکز استفاده شده است. رابطه لنگر انحنا و نیز اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در مدلسازی رفتار چرخه‌ای اعضا تیر و ستون در نظر گرفته شده است. همه مدل‌ها در معرض گروهی از حرکات قوی زمین قرار می‌گیرند. تمام قاب‌های خمشی فولادی با نرم‌افزار آنالیز دینامیکی غیرخطی OpenSees [35] تحلیل شدند. میرایی رایلی متناسب با جرم و سختی در تحلیل‌های انجام شده در نظر گرفته شد، که در آن ۵ درصد میرایی بحرانی به دو مود اول غالب ارتعاش قاب‌ها اختصاص داده شد. همچنین، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش اور) برای هر قاب برای به دست آوردن ویژگی‌های دینامیکی مرتبط مانند برش پایه، تغییر مکان نسبی تراز سقف در اولین مفصل پلاستیک و نیروی تسلیم انجام شد. لازم به ذکر است که تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نیز با استفاده از نرم‌افزار OpenSees با در نظر گرفتن یک تابع بارگذاری گام به گام با فرض توزیع بارگذاری معکوس مثلثی مطابق با استانداردهای طراحی لرزه‌ای انجام شد [2]. به منظور رفع مشکلات عدم همگرایی در تحلیل دینامیکی غیرخطی از الگوریتم‌های مختلف همگرایی (مانند نیوتن-رافسون^۱، نیوتن-لاین سرچ^۲، BFGS و ...) به صورت پی

¹ NewtonRaphson

² NewtonWithLineSearch

تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به ترتیب شامل نام ایستگاه، نوع خاک، بزرگا، نزدیک‌ترین فاصله از گسل و مولفه‌های قوی شتاب، سرعت و تغییر مکان آنها آورده شده است. همچنین طیف پاسخ الاستیک رکوردهای انتخاب شده و میانگین آنها در شکل (۶) نشان داده شده است. به منظور ارزیابی، برنامه نرم‌افزاری توسعه داده شده و درستی آزمایشی نتایج نمودار بار-تغییر مکان مدل با نتایج آزمایشگاهی پژوهش انجام گرفته توسط Leelataviwat [8] مقایسه شده است. پارامترهای مدل غیرخطی مصالح بر اساس نتایج آزمایشگاهی مذکور کالیبره شد.



شکل ۶. طیف پاسخ الاستیک رکوردهای انتخاب شده و میانگین آنها

Fig. 6. The response of elastic spectra and their average values.

در پی استفاده شده است تا چنانچه یکی از الگوریتم‌های حل معادلات تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی حین پردازش دچار ناپایداری عددی شد، الگوریتم دیگر به صورت خودکار جایگزین شود. از آنجایی که هدف از این پژوهش دستیابی به تقاضا لرزه‌ای در شکل‌پذیری ثابت می‌باشد پس ارزیابی غیرخطی بیشترین تقاضای جابه‌جایی نسبی طبقات برای ساختمان‌های مختلف در حالت پای ثابت و در حالت اندرکنش سازه-خاک ضروری است. بر این اساس روش مقیاس کردن رکوردهای زلزله به منظور دستیابی به شکل‌پذیری هدف مورد استفاده قرار گرفت. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، مجموعه‌ای از ۲۰ شتابنگاشت ارائه شده توسط PEER با ویژگی‌های مختلف که بر روی خاک نوع D ثبت شده است [3]، استفاده شد (<http://ngawest2.berkeley.edu/>).

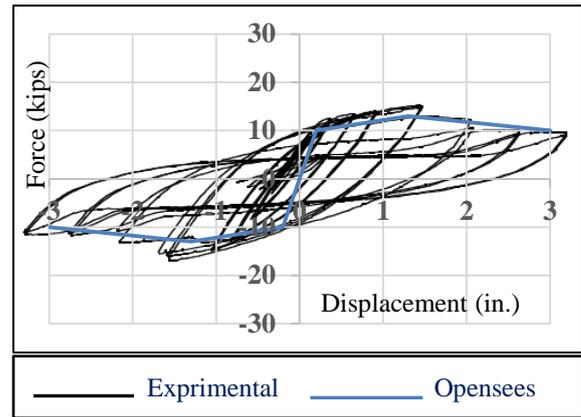
تمامی رکوردهای انتخاب شده از زمین لرزه‌هایی با بزرگای بیش از ۶/۵ ریشتر با نزدیک‌ترین فاصله بیشتر از ۱۰ کیلومتر تا گسل گسیختگی و از نوع رکوردهایی بدون پالس انتخاب شدند. پارامترهای اصلی زمین لرزه انتخاب شده در جدول (۱) آورده شده است. در جدول (۱) مشخصات رکوردهای بکار رفته در

جدول ۱. رکوردهای زمین لرزه انتخاب شده در زمین‌های آبرفتی و نرم

Table 2. Selected ground motions recorded at alluvium and soft sit

Number	Event	Station Name	Soil Type	Mag.	Distance (km)	Ag (g)	Vg (cm/s)	Dg (cm)
1	RSN68	LA - Hollywood Stor FF	D	6.61	22.8	0.2	21.7	15.9
2	RSN162	Calexico Fire Station	D	6.53	10.5	0.3	22.5	9.9
3	RSN169	Delta	D	6.53	22.0	0.3	33	20.2
4	RSN174	El Centro Array #11	D	6.53	12.6	0.4	44.6	21.3
5	RSN721	El Centro Imp. Co. Cent	D	6.54	18.2	0.4	48.1	19.3
6	RSN728	Westmorland Fire Sta	D	6.54	13.0	0.2	32.3	22.3
7	RSN752	Capitola	D	6.93	15.2	0.5	38	7.1
8	RSN776	Hollister - South & Pine	D	6.93	27.9	0.4	63	32.3
9	RSN777	Hollister City Hall	D	6.93	27.6	0.2	45.5	28.5
10	RSN778	Hollister Differential Array	D	6.93	24.8	0.3	44.2	19.7
11	RSN 783	Oakland - Outer Harbor Wharf	D	6.93	74.2	0.29	41.8	9.6
12	RSN953	Beverly Hills - 14145 Mulhol	D	6.69	17.2	0.5	66.7	12.2
13	RSN960	Canyon Country - W Lost Cany	D	6.69	124.0	0.4	44.4	11.3
14	RSN1003	LA - Saturn St	D	6.69	27.0	0.4	41.6	5.0
15	RSN1077	Santa Monica City Hall	D	6.69	26.5	0.9	41.6	15.2
16	RSN1107	Kakogawa	D	6.9	22.5	0.3	26.9	8.8
17	RSN1116	Shin-Osaka	D	6.9	19.2	0.2	31.3	8.4
18	RSN1158	Duzce	D	7.51	15.4	0.3	58.9	44.1
19	RSN1203	CHY036	D	7.62	16.0	0.2	44.8	34.0
20	RSN3749	Fortuna Fire Station	D	7.01	20.4	0.3	38.1	16.7

سیستم اندرکنشی فقط سختی خاک نیست بلکه نسبت سختی سازه به خاک (a_0) می باشد. همان طور که در شکل (۵) مشاهده می شود، برای قاب ۴ طبقه، الگوهای بار جانبی پیشنهادی را می توان با توزیع نیروی جانبی به دست آمده از نتایج عددی با ضریب تناسب برشی β در محدوده ۰/۵ تا ۰/۸ تقریب زد. با این حال، نتایج حاصل از کالیبره شدن β نشان می دهد که برای زمانی که خاک نرم تر است (مقدار a_0 بزرگتر) مقادیر نسبت برش طبقات (β) (رابطه ۴) روند تخمین دست بالاتری را نسبت به نتایج تحلیل نشان می دهد زیرا نسبت سختی سازه به خاک افزایش می یابد. به عبارت دیگر نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی حاکی از آن است که در خاک های نرم تر در مقایسه با مدل پای ثابت، نیاز نسبت برش طبقات کاهش یافته است. همچنین، این روند پیشنهادی با اختلاف ناچیز برای قاب ۱۰ طبقه با دوره تناوب اصلی بلندتر نیز مشاهده می شود، البته در چنین سازه هایی با دوره تناوب اصلی بزرگتر ضریب تناسب برش به سمت مقادیر کوچک تر میل می نماید به شکلی که می توان مقادیر این ضریب را در محدوده بین ۰/۵۵ تا ۰/۶۵ تقریب زد. بر اساس نتایج به دست آمده از تحلیل های دینامیکی غیرخطی مدل ۱۶ طبقه قاب خمشی، مشخص می شود که به طور کلی اختلاف بین نتایج تحلیل غیرخطی و معادلات پیشنهادی ۴ و ۵ زمانی که ارتفاع ساختمان، یعنی دوره تناوب اصلی ارتعاش، بزرگ تر می شود افزایش می یابد. همین نتایج توسط چائو و همکاران نیز گزارش شده است [25]. علاوه بر این برای سیستم های قاب خمشی با پای ثابت مشاهده می شود که مقادیر β یا حداکثر نسبت برش برای تأثیر ضعیف اندرکنش ($a_0 = 1$) به منظور رسیدن به تقاضای شکل پذیری هدف افزایش می یابد. با این حال، توزیع حداکثر نیروی برشی طبقات در راستای ارتفاع سازه ناشی از زلزله به طور قابل توجهی از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستم تحت تأثیر شدید اندرکنش متفاوت شده و از آن فاصله می گیرد. نتایج نشان داد که صرف نظر از تعداد طبقات (دوره تناوب اصلی) آثار شدید اندرکنش خاک-سازه عموماً باعث ایجاد حداکثر تقاضای برشی طبقه کمتری در طبقات پایین تر نسبت به سیستم های قاب خمشی فولادی با پای ثابت می شود. بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی می توان نتیجه گرفت که معادلات ۴ و ۵ قطعاً نمی توانند به طور موثر توزیع حداکثر برش طبقات ناشی از زلزله را در راستای ارتفاع سازه ها با احتساب آثار اندرکنش پیش بینی کنند. بنابراین ارائه یک معادله جایگزین برای حالت حدی نهایی که بتواند بطور موثری آثار اندرکنش خاک-سازه را ارائه نماید ضروری به نظر می رسد [36].



شکل ۷. نمودار آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه

Fig. 7. Experimental Hysteretic Loops of Specimen and analytical load-displacement push

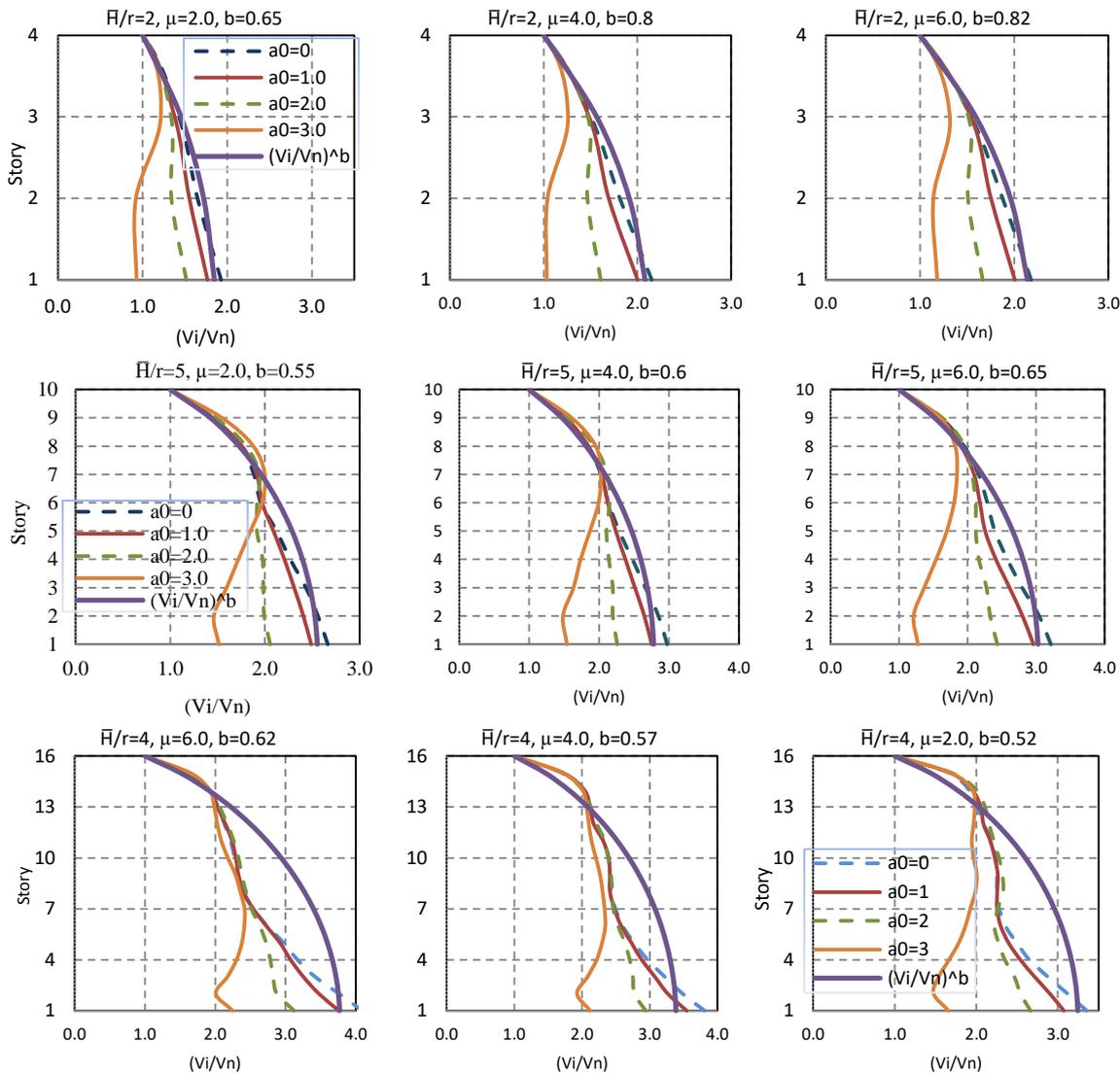
بر این اساس نمودار پوش نیرو- تغییر مکان مدل تحلیلی بکار در حالت پای ثابت انطباق خوبی را با نتایج نمونه آزمایشگاهی نشان می دهد (شکل ۷).

۵- توزیع نسبی برشی طبقات

توزیع برش نسبی طبقات که به عنوان نسبت بیشترین نیروی برشی طبقه ناشی از زلزله در تراز (i) به تراز طبقه آخر (n) به صورت $\beta = V_i/V_n$ تعریف شده است از تحلیل های دینامیکی غیرخطی به دست می آید. میانگین پاسخ ها با میانگین گیری از نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی سازه ها برای هر رکورد با a_0 مختلف که بیانگر شدت خاصی از آثار اندرکنش می باشد، به دست می آید.

۶- اثر سختی خاک

نتایج بررسی اثر سختی خاک بر توزیع بیشترین نسبت برش طبقات ناشی از زلزله در راستای ارتفاع سازه در شکل (۸) نشان داده شده است. در هر یک از نمودارهای ارائه شده در این بخش، مقدار a_0 تحت شکل پذیری هدف ثابت μ و نسبت لاغری ثابت (\bar{H}/r) تغییر می کند. نتایج برای مقادیر میانگین به دست آمده از ۲۰ زلزله برای سیستم های مختلف خاک-سازه با سه نسبت شکل پذیری های کم، متوسط و زیاد (۲ و ۴ و ۶، $\mu=2$)، فرکانس های بی بعد (۳ و ۲ و ۱ و $a_0=0$) متناظر با هر یک از سازه ها در حالات پای ثابت تا اندرکنشی شدید ارائه شده است. آثار شدیدتر اندرکنش بین سازه و خاک در سازه ها واقع بر بسترهای با خاک های نرم تر انتظار می رود. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی، می توان ذکر نمود که عامل کلیدی در



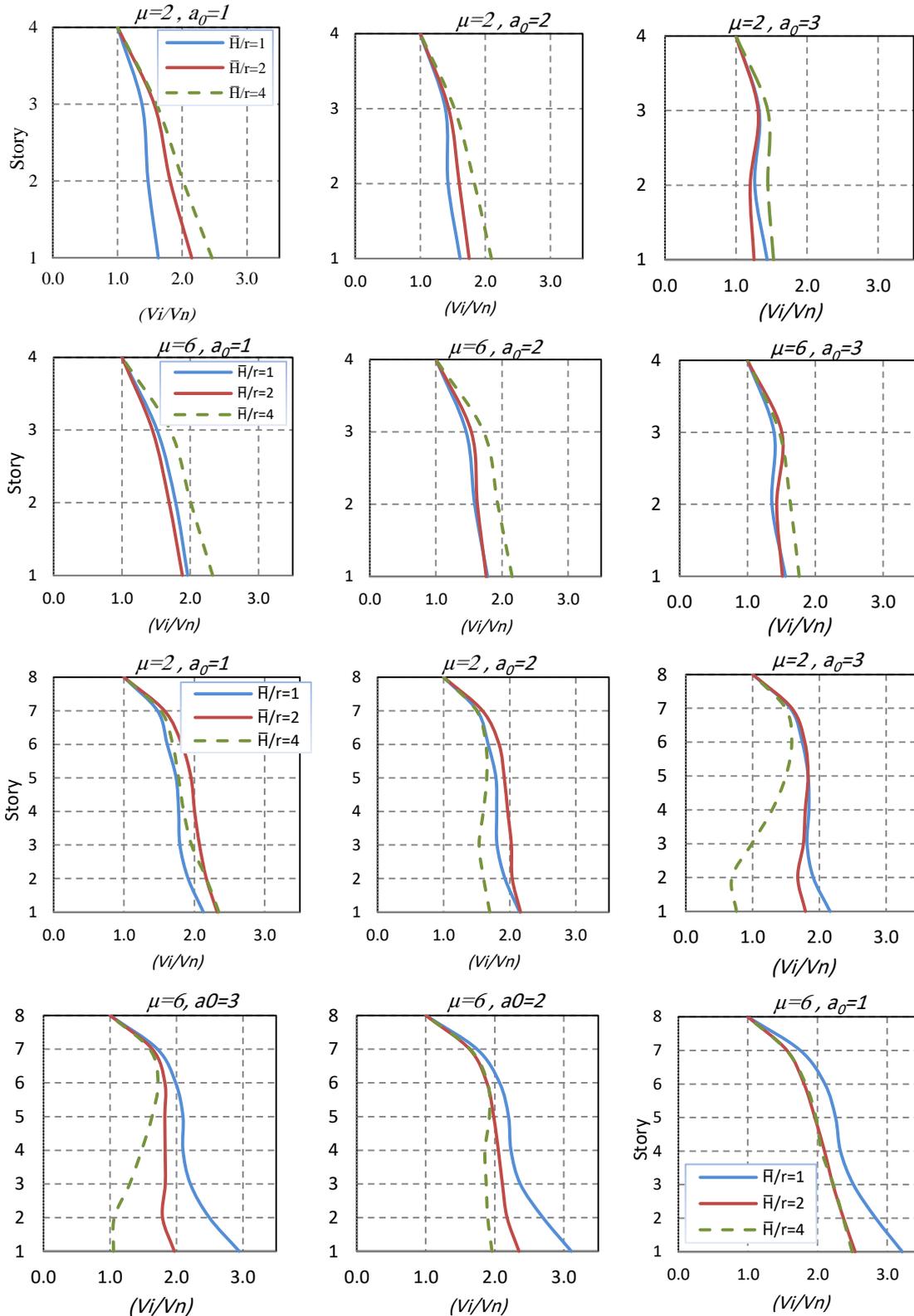
شکل ۸ توزیع نسبی برش طبقات برای پارامتر فرکانس‌های بی‌بعد مختلف (a_0)

Fig. 8. Relative distributions of story shear for various non-dimensional frequencies (a_0)

۷- تأثیر ابعاد ساختمان

لاغری (\bar{H}/r) برش پایه برای تمام حالات اندرکنشی ضعیف تا شدید، افزایش می‌یابد. البته با افزایش شدت اندرکنش ($a_0 = 2, 3$) مقادیر نسبت برش طبقات در راستای ارتفاع سازه نسبت به حالات پای ثابت یا اندرکنشی ضعیف کاهش می‌یابد. به طور کلی برای مقادیر کم و بالای تقاضای شکل‌پذیری، حداکثر نسبت نیروی برش طبقات با افزایش نسبت ابعاد افزایش می‌یابد. با این حال، همانطور که در شکل مشاهده می‌شود، برای قاب ۸ طبقه با دوره تناوب ارتعاش اصلی بلندتر، این روند به گونه‌ای است که با باریک شدن سازه نیاز حداکثر نیروی برشی نسبی طبقات ناشی از زلزله کاهش می‌یابد. این پدیده در مورد اثر شدید اندرکنش و در حالت رفتار غیرخطی بیشتر ($a_0 = 3, \mu = 6$) بارزتر است.

نسبت ابعاد (نسبت لاغری) روسازه یکی دیگر از پارامترهای اندرکنشی است که می‌تواند بر توزیع حداکثر برش طبقات ناشی از زلزله در راستای ارتفاع سازه تأثیر بگذارد. شکل (۹) آثار لاغری سازه بر توزیع نسبت نیروی برش طبقات را برای مدل‌های ۴ و ۸ طبقه قاب خمشی نشان می‌دهد. به این منظور یک فرآیند دیگر در این بخش در نظر گرفته شده است به طوری که نسبت سختی سازه به خاک و تقاضای شکل‌پذیری هدف ثابت نگه داشته شده، سپس لاغری سازه‌های قاب خمشی با مقادیر ۱، ۲ و ۴ تغییر می‌کند تا به ترتیب نماینده ساختمان‌های چاق، متوسط و باریک باشند. همانطور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، برای ساختمان ۴ طبقه با دوره تناوب کوتاه تر و برای شکل‌پذیری کم ($\mu=2$) با افزایش



شکل ۹. توزیع نسبی برش طبقات V_i/V_n برای لاغری های (\bar{H} / r) مختلف - قاب های خمشی ۴ و ۸ طبقه

Fig. 9. Relative distributions of story shear V_i/V_n for various slenderness (\bar{H} / r) - 4-, 8-story SMRFs

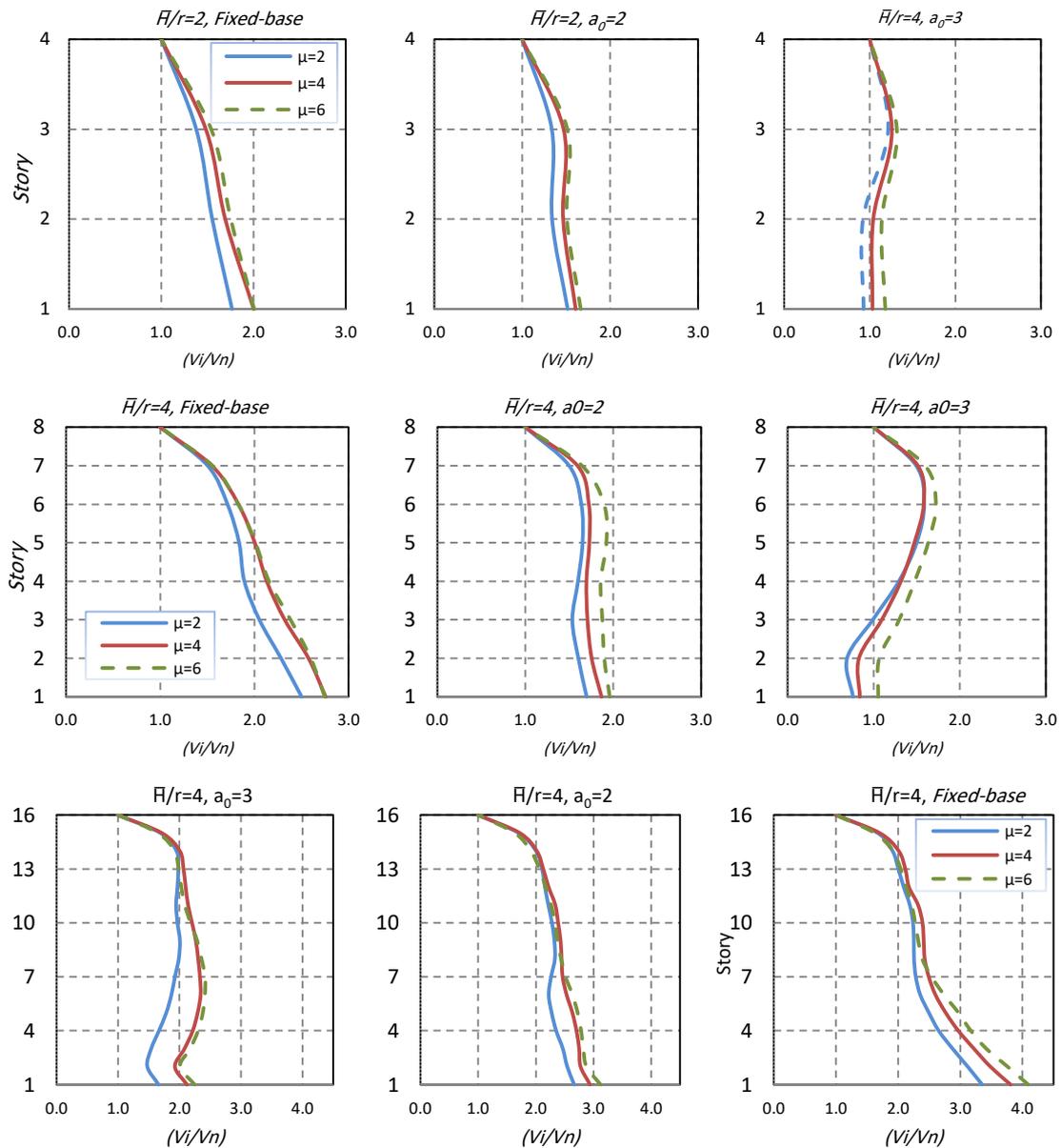
۸- اثر شکل پذیری و رفتار غیرخطی سازه

استفاده از سه سیستم قاب خمشی فولادی (SMRF) با ۴، ۸ و ۱۶ طبقه که به ترتیب نماینده ساختمان های کوتاه، متوسط و بلند

آثار تقاضای شکل پذیری بر توزیع نسبی برش طبقات با

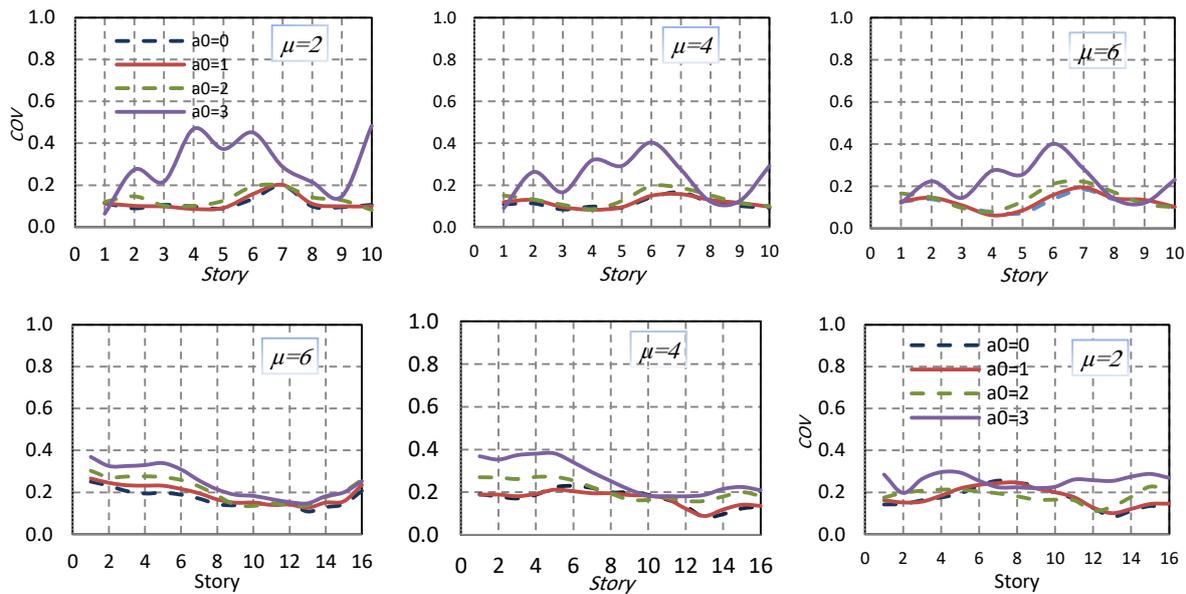
در سیستم‌های قاب خمشی کوتاه تحت تأثیر اندرکنشی متوسط و شدید نیز حاکم می‌باشد. با این حال، در ساختمان ۸ طبقه تحت آثار مختلف اندرکنش تفاوت در توزیع نسبت برش طبقات برای تقاضای مختلف شکل پذیری مشهودتر بنظر می‌رسد. بطوری که حداکثر نسبت برش طبقات در قاب ۸ طبقه در تقاضای شکل پذیری پایین تر ($\mu=2$) به مقدار متناظر آن در سطح تقاضای شکل پذیری بالا ($\mu=6$) به حدود کمتر از ۱۵ درصد می‌رسد.

هستند تحت آثار ضعیف تا شدید اندرکنش بررسی شد. نتایج برای سیستم‌ها در حالت پای ثابت و انعطاف پذیر در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، عمدتاً با افزایش میزان رفتار غیرخطی سیستم، برش نسبی طبقات برای همه موارد پای ثابت و اندرکنشی افزایش می‌یابد. در قاب ۴ طبقه با پای ثابت، تفاوت کمی بین برش طبقات تحت سطوح مختلف رفتار غیرخطی متوسط و بالا ($\mu=4,6$) با مقدار متناظر آن در تقاضای شکل پذیری کم ($\mu=2$) مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهد این روند



شکل ۱۰. توزیع نسبی برش طبقه برای نیازهای مختلف شکل پذیری- قاب‌های خمشی ۴، ۸ و ۱۶ طبقه، میانگین ۲۰ زلزله

Fig. 10. Relative distribution of story shear for various ductility demands – 4-, 8- and 16-story SMRFs, average of 20 earthquakes



شکل ۱۱. COV توزیع نسبی برش طبقات V_i/V_n برای فرکانس‌های بدون بعد مختلف

Fig. 11. the COV of relative distribution of story shear V_i/V_n for various non-dimensional frequencies

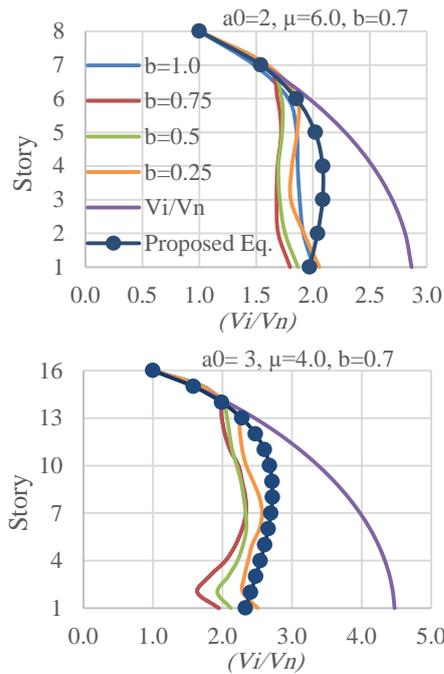
می‌گیرد. این پارامتر به صورت نسبت انحراف استاندارد به مقدار میانگین تعریف می‌شود. همانطور که در شکل (۱۱) نشان داده شده است، توزیع COV برای تمام قاب‌های ۱۰ و ۱۶ طبقه با پای ثابت و انعطاف پذیر با نیازهای شکل پذیری مختلف ارائه شده است. طیف‌های میانگین منتهجه، پراکندگی پاسخ‌ها را در راستای ارتفاع سازه با پای ثابت و انعطاف پذیر با فرکانس‌های بی بعد مختلف نشان می‌دهند ($a_0=1,2,3$). نتایج صراحتاً پراکندگی بیشتر پاسخ‌ها را در سیستم تحت آثار قوی اندرکنشی نشان می‌دهد. به طور کلی، ضرایب پراکندگی برای حالات پای ثابت، اندرکنشی خفیف و متوسط دارای روندی یکسان با تغییرات کوچک برای تقاضای مختلف شکل پذیری می‌باشد. همچنین مقادیر حاصل از نتایج COV، وابستگی کم تقاضای شکل پذیری را به تغییرات دوره تناوب اصلی ارتعاش سیستم نشان می‌دهند. همچنین در ساختمان‌های بلندتر ($N=16$) پراکندگی نتایج با نسبت‌های شکل‌پذیری مختلف، روند توزیع هموارتری را در حالت اندرکنشی شدید نشان می‌دهد ($a_0=3$) که می‌تواند با اثر انعطاف پذیری بیشتر سیستم تفسیر شود. تحلیل رگرسیون غیرخطی برای اصلاح توزیع نیروی جانبی پیشنهادی به عنوان تابعی از دوره تناوب سازه و تقاضای شکل‌پذیری هدف برای سازه‌های با پای ثابت تحت تأثیر جزئی اندرکنش انجام شده است. همچنین روابط

برای سیستم‌های سازه‌ای بلند (۱۶ طبقه) با دوره تناوب بالا نیز اختلاف قابل توجهی بین توزیع نسبی برش طبقه برای سیستم‌ها با پای ثابت و در حالات اندرکنشی در سطوح بالاتر رفتار غیرخطی ($\mu=4$ و 6) مشاهده نمی‌شود اما بیشترین نسبت این پارامتر برای سطح پایین و بالای شکل پذیری در طبقات پایین‌تر برای تمام حالات اندرکنشی به حدود کمتر از ۳۰ درصد می‌رسد.

۹- پراکندگی نتایج و الگوی بار پیشنهادی برای سیستم‌های خاک-سازه

نتایج ارائه شده در بخش‌های قبل از میانگین پاسخ مجموعه‌ای از ۲۰ حرکت قوی زمین که در جدول (۱) ذکر شده به دست آمده است. بدیهی است استفاده از مقدار میانگین همواره متوسطی از نتایج را ارائه می‌دهد که کارایی آن به پراکندگی پاسخ‌های محاسبه شده بستگی دارد. نتایج حاصل از تحلیل‌های گسترده، مشخص می‌نماید که پاسخ سیستم‌های خاک-سازه با ویژگی‌های دینامیکی خاص کاملاً با رکورد انتخاب شده زلزله مرتبط است. همچنین پراکندگی نتایج، تأثیر تغییرات رکورد را بر پاسخ سیستم‌های دینامیکی نشان می‌دهد. از این رو پارامتر ضریب تغییرات^۱ به عنوان یک ابزار موثر برای ارزیابی پراکندگی نتایج مورد استفاده قرار

^۱ Coefficient Of Variation (COV)



شکل ۱۲. مقایسه معادلات توابع رگرسیون با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی میانگین ۲۰ زلزله

Fig. 12. Comparison of the regression analyses with analytical values, average of 20 earthquakes

نمونه‌هایی از منحنی‌های برآزش شده همراه با نمودارهای حاصل از میانگین پاسخ‌ها برای برخی سازه‌های متعارف قابی برای الگوی بارهای مختلف و شدت‌های مختلف اندرکنش در شکل (۱۲) نشان داده شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، روابط پیشنهادی نتایج محاسبه شده حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی را با دقت قابل قبولی به ویژه برای آثار شدید اندرکنش پیش‌بینی می‌کنند. همچنین روابط پیشنهادی می‌توانند به اندازه کافی تمام الگوهای بار حاصله از تحلیل‌های عددی را نیز پوشش دهد، در حالی که الگوهای بار مرسوم برای سیستم‌های انعطاف‌پذیر بسیار محافظه کارانه و متفاوت از نتایج تحلیلی است.

۱۰- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به کمک تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مطالعات پارامتریک گسترده‌ای انجام گرفت تا اثر اندرکنش خاک-سازه بر توزیع برش در راستای ارتفاع قاب‌های خمشی فولادی طرح شده بر اساس روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد ارزیابی شود. خلاصه نتایج این مطالعه به صورت زیر قابل بیان است:

۱- به دلیل آثار اندرکنش خاک-سازه اختلاف معنی‌داری بین

کاربرد جدیدی با استفاده از تحلیل رگرسیون غیرخطی در نرم افزار Matlab [37] با بکارگیری روش Levenberg-Marquardt روی پاسخ دینامیکی غیرخطی سیستم‌های متکی بر بستر انعطاف‌پذیر تحت آثار اندرکنشی متوسط و شدید انجام گرفته، پیشنهاد شده است. روابط پیشنهادی توزیع نیروی جانبی برای تقاضاهای مختلف شکل‌پذیری، تخمین واقع‌بینانه‌تری از رفتار غیرخطی سازه‌ها هنگام قرار گرفتن در معرض حرکات قوی زمین ارائه می‌دهند. توزیع نیروی جانبی برای بیشتر انواع قاب‌های معمولی با پای ثابت و یا تحت آثار ضعیف اندرکنشی به صورت روابط زیر پیشنهادی می‌شود:

$$\beta = (V_i / V_n)^b \quad (14)$$

$$b = aT^{-c} \quad (15)$$

در این روابط ضرایب a و c در معادله (۲۰) را می‌توان از عبارات زیر برای سیستم‌های پای ثابت ($a_0=0$) و برای سیستم تحت تأثیر اندرکنش ناچیز ($a_0=1$) محاسبه نمود:

$$\begin{cases} a = 0.0664 \ln(\mu) + 0.6343 \\ c = -0.063\mu + 0.3 \end{cases}, \text{ for } a_0 = 0 \quad (16)$$

$$\begin{cases} a = 0.0521 \ln(\mu) + 0.6343 \\ c = -0.0358\mu + 0.24 \end{cases}, \text{ for } a_0 = 1 \quad (17)$$

رابطه کلی زیر برای b تحت تأثیرات اندرکنش متوسط و قابل

توجه به صورت در نظر گرفته شده است ($a_0=2, 3$):

$$b = Ae^{C(N-i+1)} \quad (18)$$

در این رابطه N تعداد طبقات و i شماره طبقه می‌باشد و

ضرایب A و C را می‌توان از طریق زیر بدست آورد:

$$A = A_1 T + A_2 \quad (19)$$

$$C = C_1 [\ln(T) - 1.7148] + C_2$$

که در آن:

$$\begin{cases} A_1 = 0 \\ A_2 = 0.5 \\ C_1 = -0.045 \ln(\mu) - 0.0076 \\ C_2 = 0.1192 \ln(\mu) + 0.0404 \end{cases}, \text{ for } a_0 = 2 \quad (20)$$

$$\begin{cases} A_1 = -0.00556\mu^2 + 0.03\mu + 0.012 \\ A_2 = 0.0135\mu^2 - 0.0724\mu + 0.009 \\ C_1 = 0.0145\mu^2 - 0.0905\mu - 0.273 \\ C_2 = -0.0365\mu^2 + 0.2154\mu + 0.8482 \end{cases}, \text{ for } a_0 = 3 \quad (21)$$

نسبی طبقات در مقادیر بالاتر تقاضای شکل پذیری مشاهده نمی‌شود ($\mu=4,6$). شایان ذکر است با افزایش دوره تناوب اختلاف بین نتایج برای سطوح مختلف شکل پذیری نمایان می‌شود. بدین معنی که با افزایش دوره تناوب سیستم برش نسبی طبقات در سطح شکل پذیر $\mu=2$ به کمتر از سطح شکل پذیری $\mu=6$ خواهد بود.

۴- به طور کلی، COV برای آثار اندرکنشی کم و متوسط روند یکسانی با تغییرات کوچک برای تقاضاهای شکل پذیری مختلف دارد. در حالی که نتایج پراکندگی بیشتری را در پاسخ سیستم‌ها تحت آثار اندرکنش غالب نشان می‌دهد.

۵- بر اساس تحلیل رگرسیون غیرخطی، روابط کاربردی جدیدی برای سیستم‌ها در حالت پای انعطاف پذیر تحت آثار کم، متوسط و شدید اندرکنش پیشنهاد شد. بر اساس روابط پیشنهادی، توزیع نیروی جانبی طراحی واقع بینانه‌تری برای پیش بینی رفتار غیرخطی سازه‌ها با احتساب آثار انعطاف پذیری خاک (اندرکنش) تحت حرکات قوی زمین قابل دستیابی است.

قدردانی نویسندگان

از حمایت و زحمات استاد ارجمندم جناب آقای دکتر غلامرضا قدرتی امیری قدرانی می‌گردد.

تعارض منافع

برای نویسندگان تعارض منافی وجود ندارد.

سهم نویسندگان

سهم نویسندگان برابر می‌باشد.

منابع مالی

پژوهش منبع مالی نداشته است.

نتایج توزیع نسبی برش طبقات و الگوی به دست آمده از تحلیل غیرخطی سیستم سازه‌ای قاب‌های خمشی با پای ثابت مشاهده می‌شود. نتایج نشان داد که صرف نظر از تعداد طبقات (یا مقدار دوره تناوب اصلی ارتعاش) آثار شدید اندرکنش خاک-سازه عمدتاً باعث ایجاد بیشترین تقاضای برش طبقه کمتری نسبت به سیستم‌های قاب خمشی فولادی با پای ثابت می‌شود. به عبارت دیگر نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی حاکی از آن است که در خاک‌های نرم‌تر در مقایسه با مدل پای ثابت، نیاز نسبت برش طبقات کاهش یافته بنابراین روابط پیشنهادی پژوهش‌های گذشته قطعاً نمی‌توانند به طور موثر توزیع حداکثر برش طبقات ناشی از زلزله را در راستای ارتفاع سازه‌ها با احتساب آثار اندرکنش پیش‌بینی کنند. به این معنی که با توجه به آثار اندرکنش سازوکار از پیش تعریف شده تشکیل مفاصل پلاستیک ممکن است تغییر کند و به طور کلی منجر به پیش‌بینی نامناسب و عدم تامین اهداف عملکردی شود.

۲- برای سازه‌ها با دوره تناوب کوتاهتر (۴ طبقه) با تقاضاهای شکل پذیری کم و زیاد، مقادیر نسبت برش طبقات با افزایش نسبت ابعاد (لاغری) افزایش می‌یابد، به استثنای مواردی که انعطاف پذیری خاک و سازه به اندازه کافی غالب باشد. از نتایج چنین می‌فهمیم که در قاب‌های با دوره تناوب بلندتر با افزایش لاغری سیستم خاک-سازه، نسبت برش طبقات به طور قابل توجهی تحت تأثیر متعدد اندرکنش کاهش می‌یابد. این روند معکوس را می‌توان با کاهش اختلاف سختی سیستم به خاک تفسیر نمود.

۳- نتایج نشان می‌دهد که بیشتر با افزایش تقاضای شکل پذیری، برش نسبی طبقات برای همه موارد پای ثابت و انعطاف پذیر افزایش می‌یابد. البته برای سیستم‌های انعطاف پذیر یا دوره تناوب‌های بلندتر، تفاوت قابل ملاحظه‌ای بین توزیع برش

References

- [1] International Code Council (ICC), 2018. *International Building Code*. Washington, DC: International Code Council.
- [2] American Society of Civil Engineers (ASCE), 2022. *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Reston, VA: ASCE.
- [3] Building Seismic Safety Council (BSSC), 2004. *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450)*. Washington, DC: National Institute of Building Sciences.
- [4] International Conference of Building Officials (ICBO), 1997. *Uniform Building Code*. Whittier, CA: ICBO.
- [5] Anderson, J.C., Miranda, E. and Bertero, V.V., 1991.

- Evaluation of the seismic performance of a thirty-story RC building*. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Centre, University of California. (UCB/EERC-91/16).
- [6] Gilmore, T.A. and Bertero, V.V., 1993. *Seismic performance of a 30-story building located on soft soil and designed according to UBC 1991*. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center, University of California. (UCB/EERC-93/04).
- [7] Chopra, A.K., 2012. *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. 4th ed. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall.
- [8] Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Stojadinovic, B., 1999. Toward performance-based seismic design of structures. *Earthquake Spectra*, 15(3), pp.435-461.
- [9] Mohammadi, R.K., El Naggar, M.H. and Moghaddam, H., 2004. Optimum strength distribution for seismic resistant shear buildings. *International Journal of Solids and Structures*, 41(22-23), pp.6597-6612.
- [10] Moghaddam, H. and Hajirasouliha, I., 2006. Toward more rational criteria for determination of design earthquake forces. *International Journal of Solids and Structures*, 43(9), pp.2631-2645.
- [11] Hajirasouliha, I. and Moghaddam, H., 2009. New lateral force distribution for seismic design of structures. *Journal of Structural Engineering*, 135(8), pp.906-915.
- [12] Hajirasouliha, I. and Pilakoutas, K., 2012. General seismic load distribution for optimum performance-based design of shear-buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 16(4), pp.443-462.
- [13] Chopra, A.K., 2001. *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. 2nd ed. London: Prentice-Hall.
- [14] Moghaddam, H., 1995. *Earthquake engineering*. 1st ed. Tehran: RTRC. (In Persian).
- [15] Hajirasouliha, I. and Moghaddam, H., 2009. New lateral force distribution for seismic design of structures. *Journal of Structural Engineering*, 135(8), pp.906-915.
- [16] Ghannad, M.A. and Jahankhah, H., 2007. Site-dependent strength reduction factors for soil-structure systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(2), pp.99-110.
- [17] Avilés, J. and Pérez-Rocha, L.E., 2011. Use of global ductility for design of structure–foundation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), pp.1018-1026.
- [18] Ganjavi, B. and Hao, H., 2013. Optimum lateral load pattern for seismic design of elastic shear-buildings incorporating soil–structure interaction effects. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(6), pp.913-933.
- [19] Ganjavi, B. and Hao, H., 2012. A parametric study on the evaluation of ductility demand distribution in multi-degree-of-freedom systems considering soil–structure interaction effects. *Engineering Structures*, 43, pp.88-104.
- [20] Ganjavi, B., Hajirasouliha, I. and Bolourchi, A., 2016. Optimum lateral load distribution for seismic design of nonlinear shear-buildings considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, pp.356-368.
- [21] Ganjavi, B., Gholamrezatabar, A. and Hajirasouliha, I., 2019. Effects of soil-structure interaction and lateral design load pattern on performance-based plastic design of steel moment resisting frames. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(11), p.e1624.
- [22] Lee, S.S., 2002. *Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism*. PhD Thesis. University of Michigan.
- [23] Goel, S.C., Liao, W.C., Reza Bayat, M. and Chao, S.H., 2010. Performance-based plastic design (PBSD) method for earthquake-resistant structures: an overview. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(1–2), pp.115–137.
- [24] Park, K. and Medina, R.A., 2007. Conceptual seismic design of regular frames based on the concept of uniform damage. *Journal of Structural Engineering*, 133(7), pp.945-955.
- [25] Chao, S.H., Goel, S.C. and Lee, S.S., 2007. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. *Earthquake Spectra*, 23(3), pp.547-569.
- [26] Jafarieh, A.H. and Ghannad, M.A., 2020. Seismic performance of nonlinear soil-structure systems located on soft soil considering foundation uplifting and soil yielding. *Structures*, 28, pp.973-982.
- [27] Sadjadi, M., Fadaee, M., Ghannad, M.A. and Jahankhah, H., 2023. Seismic performance of deformable rocking soil-structure systems subjected to pulse-type excitations. *Journal of Earthquake Engineering*, 27(12), pp.3290-3318.
- [28] Tallah, N., Boulaouad, A. and Berrabah, F., 2024. Dynamic modeling of soil-structure interaction for seismic performance evaluation of reinforced concrete building. *Journal of Applied Engineering Sciences*, 14(2), pp.342-347.
- [29] Behnamfar, F., Hadian, A. and Farazmand, M., 2025. Ductility demand estimation of high-rise steel special moment frames due to structure-pile-soil interaction. *Geomechanics and Geoengineering*, 20(1), pp.76-88.
- [30] Newmark, N.M. and Hall, W.J., 1982. *Earthquake spectra and design*. Monograph. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute (EERI).
- [31] American Institute of Steel Construction (AISC), 2010. *Seismic design provisions for steel structures (AISC 341-10)*. Chicago, IL: AISC.

- [32] Wolf, J.P., 2004. *Foundation vibration analysis: a strength-of-materials approach*. Oxford: Elsevier.
- [33] Kramer, S.L., 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall.
- [34] Stewart, J.P., Seed, R.B. and Fenves, G.L., 1999. Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), pp.38-48.
- [35] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L., 2011. *OpenSees command language manual*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- [36] Ganjavi, B., Gholamrezatabar, A. and Hajirasouliha, I., 2019. Effects of soil-structure interaction and lateral design load pattern on performance-based plastic design of steel moment resisting frames. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(11), p.e1624.
- [37] The MathWorks Inc., 2014. *MATLAB: the language of technical computing*. Natick, MA: The MathWorks Inc.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Gholamrezatabar, A. and Ganjavi, B., 2026. Proposed lateral force distribution for inelastic seismic design of steel moment frames considering soil-structure interaction effects, *Modares Civil Engineering journal*, 26(1). doi: 10.48311/mcej.2025.99109.0



The effect of successive near-field earthquakes on concrete special moment frames equipped with viscous dampers

Amirhossein Barjasteh¹, Fereshteh Emami^{2*} , Armin Aziminejad³

1. Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.
2. Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.
3. Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

Abstract

Today, earthquakes are one of the important topics in the seismic design of structures in engineering communities. In seismic areas, in addition to the main earthquake, a series of foreshocks or aftershocks with different intensities usually occur, which occur with a short time interval or a few days and months after the main earthquake. According to past experiences, aftershocks often occur suddenly after the main earthquake and due to static and dynamic stresses during the earthquake process. Successive earthquakes are one of the important topics in the seismic design of structures, which has not been included even in new regulations. Therefore, the study of structures under successive earthquakes and the reinforcement of structures under these earthquakes is inevitable. Therefore, in this study, structures with a concrete special moment frame system with a number of floors of 7, 12 and 20 floors have been considered. SAP2000 software was used to analyze the structures and nonlinear time history analysis was performed for the structures under 7 near-fault earthquake records. The seismic behavior of these structures under single and consecutive earthquakes, without dampers and with the addition of viscous dampers, was investigated, and results such as base shear, roof permanent displacement, relative floor displacement (drift), plastic joint formation process, and hysteresis curve were investigated in all structures with and without viscous dampers under single and consecutive earthquakes. These values were higher in consecutive artificial earthquakes than in single earthquakes, and a greater reduction was created in the corresponding values when the damper was used. The reduction in base shear in single earthquakes was 28% on average and 15% in consecutive earthquakes, which indicated the effect of using viscous dampers. Also, considering that consecutive earthquakes were more intense, this percentage of reduction was lower. Also, according to the results of the permanent displacement of the roof, the reduction in permanent displacement of the roof under single earthquakes was 19.33% and 14% for consecutive earthquakes. The use of dampers has reduced the residual relative displacement between floors, which is greater under single seismic scenarios than in the consecutive case. According to the results obtained, it was determined that there is no direct relationship between the height of the frame and the effect of the seismic sequence phenomenon on the increase in relative displacement between floors. Finally, the results of the sensitivity analysis also showed that the number of frame openings has an effect on the relative displacement of floors in 7-story frames, and with its increase, a decrease in relative displacement is observed in the lower floors (1 to 3) and an increase in relative displacement of floors in the upper floors (4 to 7). This phenomenon has been observed for both single and consecutive earthquake conditions. As a general and final conclusion of this research, it can be said that the response of the structure in the case of a seismic sequence phenomenon is more critical than a single earthquake, and for this reason, the effects of successive earthquakes should be considered in seismic design codes.

Review History

Received: Nov 12, 2024

Revised: Mar 15, 2025

Accepted: Nov 8, 2025

Keywords

Seismic Sequence

Near Fault Area

Concrete Bending Frame

Viscose Damper

* Corresponding Author Email: f-emami@srbiau.ac.ir - ORCID: 0000-0002-5410-7992



اثر زلزله‌های متوالی حوزه نزدیک بر قاب‌های خمشی ویژه بتنی مجهز به میراگر ویسکوز

امیرحسین برجسته^۱، فرشته امامی^{۲*} ID، آرمین عظیمی نژاد^۳

۱. گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران.

۲. گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران.

۳. گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

در مناطق لرزه‌خیز، علاوه بر زلزله اصلی معمولاً یکسری پیش‌لرزه یا پس‌لرزه با شدت‌های متفاوت رخ می‌دهد که با فاصله زمانی کوتاه و یا چند روز و چند ماه بعد از وقوع زلزله اصلی رخ می‌دهند. باتوجه به تجربیات گذشته، پس‌لرزه‌ها اغلب به صورت ناگهانی بعد از زلزله اصلی و به دلیل تنش‌های استاتیکی و دینامیکی در طی فرآیند زلزله رخ خواهند داد. برای مقابله با زلزله از میراگر ویسکوز استفاده شده است که با تشدید رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در مقابل زلزله‌های متوالی می‌تواند تا حد مناسبی بهبود بخشد. در این تحقیق سه سازه با تعداد طبقات ۷، ۱۲ و ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در نظر گرفته شده است و نتایج کلی کاهش برش پایه، تغییر مکان ماندگار بام و تغییر مکان نسبی طبقات (دریفت) در حالت استفاده از میراگر ویسکوز نشان داده شده است. این مقادیر در زلزله‌های متوالی مصنوعی ساخته شده نسبت به زلزله‌های منفرد بیشتر بوده و در حالت استفاده از میراگر کاهش بیشتری در مقادیر مربوطه ایجاد شده است. میزان کاهش برش پایه در زلزله‌های منفرد بطور میانگین ۲۸٪ و در زلزله‌های متوالی ۱۵٪ بوده که نشان از تاثیر استفاده از میراگر ویسکوز داشته و همچنین با توجه به اینکه زلزله‌های متوالی دارای شدت بیشتری بوده‌اند این درصد کاهش کمتر بوده است. همچنین طبق نتایج تغییر مکان ماندگار بام نیز میزان کاهش جابجایی ماندگار بام تحت زلزله‌های منفرد ۱۹/۳۳٪ و برای زلزله‌های متوالی ۱۴٪ بوده است. طبق نتایج مشخص شد که ارتباط مستقیمی میان ارتفاع قاب و میزان اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر روی افزایش جابجایی نسبی بین طبقات وجود ندارد. به‌عنوان نتیجه کلی و نهایی این تحقیق می‌توان گفت که پاسخ سازه در حالت پدیده توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه منفرد بحرانی‌تر بوده و به همین دلیل باید اثرات زمین‌لرزه‌های متوالی در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای دیده شود.

کلمات کلیدی

توالی لرزه‌ای
حوزه نزدیک گسل
قاب خمشی بتنی
میراگر ویسکوز

۱- مقدمه

منفرد و زلزله‌های متوالی وجود نداشته باشد، ممکن است سازه قادر به پاسخگویی نیازهای حاصل از زلزله‌های متوالی نبوده و دچار خسارات بیشتر و حتی فروریزش شود. سازه‌های ساخته شده به دست بشر در مناطق لرزه‌خیز اغلب علاوه بر زلزله اصلی تحت اثر یک سری پیش‌لرزه یا پس‌لرزه با شدت‌های متفاوت (ضعیف تا

علی‌رغم اهمیت پدیده توالی لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های طراحی مانند استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ضوابط معینی برای لحاظ نمودن این پدیده در نظر گرفته نشده است. چنانچه فقط زلزله منفرد در طراحی سازه منظور شود و تفاوتی میان عملکرد سازه تحت یک زلزله

* رایانامه نویسنده مسئول: f-emami@srbiau.ac.ir - ORCID: 0000-0002-5410-7992

شده است. از نرم‌افزارهای SAP2000 و OpenSees 2013 برای تحلیل و طراحی سازه‌ها استفاده شده است. نتایج حاصل از این شبیه‌سازی‌ها نشان داد که توالی‌های مختلف زلزله‌ای تاثیر قابل توجهی بر پاسخ نیرو-تغییر شکل و حالت شکست بر دیوار برشی بتن مسلح ضخیم دارد. آیین‌نامه مورد استفاده نیز برای طراحی سازه‌ها ACI 318-08 است [4].

در سال ۲۰۱۵ غفارزاده به ارزیابی تغییر شکل ساختمان‌های بتنی تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه‌های متوالی زلزله‌ها پرداخت، برای رسیدن به نتایج دقیق از تحلیل تاریخیچه زمانی استفاده کرد. برای این منظور دو زلزله بم و ورزقان و پس‌لرزه‌های متوالی آن را بعد از تصحیح شتاب نگاشت‌ها با استفاده از نرم‌افزار Seismosignal به کمک نرم افزار SAP2000 در ساختمان‌های مدل شده (۳ و ۵ و ۱۲ طبقه) مورد تحلیل و بررسی قرار داده شد و تغییر مکان‌های دقیق، دریافت طبقات، نیروهای برشی پایه و تشکیل مفاصل پلاستیک در ساختمان‌ها را تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه‌ها مورد بررسی قرار گرفت [5].

رینالدین^۳ و همکاران (۲۰۱۷) به منظور بررسی تاثیر توالی لرزه‌ای روی سازه‌ها با استفاده از میراگرها با ویژگی رفتاری هیستریک، ابتدا سیستم‌های غیرخطی یک درجه آزادی را در معرض ۱۰ توالی لرزه‌ای ثبت شده موجود قرار دادند. از هر تحلیل، طیف ناکشسان توالی لرزه‌ای برای درجات شکل‌پذیری مختلف و نیاز شکل‌پذیری محاسبه شد و با مقادیر تنها یک رخداد لرزه‌ای مقایسه شد. نرم‌افزار مورد استفاده برای طراحی سازه‌ها SAP2000 بوده و برای تحلیل‌ها از نرم افزار OpenSees استفاده شده است. نتایج نشان داد میراگرهای ویسکوز خطی و غیرخطی می‌توانند شتاب را به طور قابل توجهی در طیف غیرکشسان کاهش دهند [6].

در سال ۲۰۲۳ سان^۴ و همکاران زلزله‌های اتفاق افتاده در فوریه ۲۰۲۳ کشور ترکیه را مورد بررسی قرار دادند که برای اکثر زلزله‌های رخ داده، پس‌لرزه‌های بزرگی تا ۹ ساعت پس از وقوع زلزله اصلی نیز ثبت شده است. در این تحقیق سان و همکاران ابتدا مستندسازی مشاهدات ژئوتکنیکی و تکتونیکی آسیب‌های سازه‌ای در شهر دوغان شهیر پرداختند و تاریخیچه زمین‌شناسی منطقه مطالعه شده سپس با بررسی آنها و داده‌های زمین لرزه نزدیک

قوی) قرار می‌گیرند. این زلزله‌های متوالی با فاصله زمانی کوتاه و یا حتی چند روز و تا چند ماه بعد از وقوع زلزله اصلی رخ می‌دهند. با توجه به تجربیات گذشته، پس‌لرزه‌ها اغلب به صورت ناگهانی بعد از زلزله اصلی و به دلیل تنش‌های استاتیکی و دینامیکی در طی فرآیند زلزله رخ خواهند داد. در یک زلزله متوالی طبیعی تعداد زیادی پس‌لرزه بعد از وقوع زلزله اصلی رخ می‌دهد که تحلیل سازه با در نظر گرفتن تمام پس‌لرزه‌ها زمان‌بر بوده و در نتیجه تنها تعدادی پس‌لرزه با شرایط مشخص و یا فقط بزرگترین پس‌لرزه در نظر گرفته می‌شود [1].

در نظر گرفتن بحث توالی در زمین لرزه‌های تشکیل دهنده یک سناریوی لرزه‌ای منجر به تغییرات چشمگیری در پاسخ و عملکرد سیستم‌های سازه‌ای می‌شود. با این حال در اغلب موارد، موضوع زلزله متوالی در روند تحلیل و طراحی نادیده گرفته می‌شود که علت این امر وجود برخی عدم قطعیت‌ها در شناسایی و شبیه‌سازی این زمین‌لرزه‌ها و اغلب بالا بودن حجم تحلیل‌ها، به ویژه تحلیل‌های غیرخطی می‌باشد [2].

روئیز گارسیا و همکاران (۲۰۱۴) اثر توالی‌های لرزه‌ای بر ساختمان‌های دارای قاب بتن مسلح در مکان‌هایی با خاک سست را مورد مطالعه قرار دادند. از آنجا که تنها دو رکورد واقعی در طول زلزله سال ۱۹۸۵ میلادی مکزیک جمع‌آوری شده، این تحقیق با استفاده از رکوردهای مصنوعی انجام شد. پاسخ غیرخطی، از لحاظ نیازهای بیشینه و دریافت ماندگار طبقات از چهار ساختمان بتن مسلح با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه، مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که رابطه دوره تناوب آسیب دیده ساختمان (یعنی دوره تناوب ساختمان پس از زلزله اصلی) به دوره تناوب غالب پس‌لرزه، که محتوای فرکانسی آن اندازه‌گیری شده است، تاثیر قابل توجهی بر پاسخ ساختمان دارد. از دستورالعمل FEMA 365 استفاده شد و تحلیل غیرخطی ساختمان‌ها با استفاده از نرم‌افزار RUAUMOKO انجام شد [3].

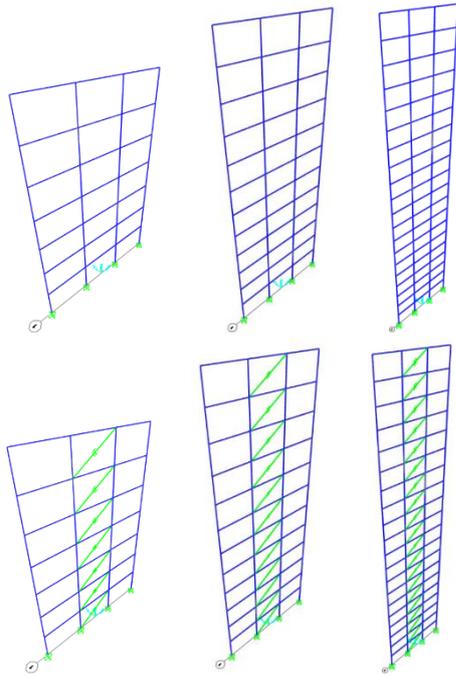
وایت^۱ و استادیوویچ^۲ (۲۰۱۴) اثر زلزله‌های متوالی بر پاسخ دیوار برشی بتن مسلح ضخیم را بررسی کردند. یک برنامه شبیه‌سازی ترکیبی از دو نمونه دیوار برشی برای بررسی تغییرات پاسخ دیوارهای ضخیم ناشی از توالی‌های مختلف زلزله استفاده

³ Rinaldin

⁴ Sun

¹ Whyte

² Stojadinovic



شکل ۱. مدل‌های مورد استفاده تحقیق
Fig. 1. Models used in the research

۲- مدلسازی و روش تحقیق

در این تحقیق قاب‌های خمشی بتنی ویژه ۷، ۱۲ و ۲۰ طبقه به صورت ۲ بعدی مورد ارزیابی قرار داده شدند. بر اساس پهنه‌بندی لرزه‌ای کشور ایران، در این تحقیق فرض بر این است که قاب‌های مورد نظر واقع در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد می‌باشند. با توجه به وضع موجود قاب‌های ساختمانی رایج در سطح کشور بارهای وارد بر تیرها و همچنین پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی ویژه، در جدول (۱) نشان داده شده است. رفتار سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های منفرد و متوالی با و بدون میراگر ویسکوز مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل (۱) نیز مدل‌های مورد استفاده برای تحقیق نیز آورده شده است.

۲-۱- مصالح و مقاطع مورد استفاده

مشخصات مصالح مورد استفاده در جدول (۲) و منحنی مندر بتن محصور شده و منحنی تنش - کرنش فولاد برای میلگرد مصرفی نیز در شکل (۲) آورده شده است. برای تعیین مقاطع اولیه قاب‌ها از تحلیل استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی استفاده شده است که براساس بررسی نسبت نیرو به ظرفیت و کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی و کنترل‌های آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و اعمال ضوابط مبحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان در

منطقه مورد مطالعه، تقاضای لرزه‌ای سازه‌های منطقه ارائه شد و در انتها پس از گزارش آسیب‌های لرزه‌ای نیاز به بازسازی سازه‌های آسیب دیده از زلزله منطقه به صورت فنی ارائه شد [7].

در سال ۲۰۲۴ هاینزل^۱ و همکارانش رویکرد مدلسازی جدیدی برای زلزله‌های متوالی بنام ETASI ارائه شدند. این رویکرد مدلسازی رویکردی پیشرفته برای مدلسازی دسته‌بندی زلزله‌های کوتاه مدت است و برای پیش‌بینی پس‌لرزه‌های کوتاه مدت ارجحیت دارد. با این حال، به دلیل تغییرپذیری زیاد توالی‌های مختلف زلزله، پارامترهای مدل باید برای پیش‌بینی دقیق با لرزه‌خیزی محلی تنظیم شوند. چنین تنظیمی بر اساس اولین پس‌لرزه‌ها به دلیل ناقص بودن مشخصات زلزله پس از یک زلزله اصلی با مشکل مواجه می‌شود، که می‌توان آن را با یک کور منبع شبکه‌های لرزه‌نگاری پس از هر زلزله توضیح داد، که در طی آن رویدادهای کوچکتر با بزرگی‌های کمتر قابل تشخیص نیستند. در این مطالعه این مدل برای دو زلزله دارای توالی‌های لرزه‌ای جنوب شرقی ترکیه با بزرگای ۷/۶ و ۷/۷ ریشتر اعمال و مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج به دست آمده نشان داد که استفاده از این مدل برای پیش‌بینی پس‌لرزه‌ها بسیار مناسب بوده و نواقص کاتالوگ زلزله را به خوبی برازش داده است و تعداد و بزرگای پس‌لرزه به خوبی پیش‌بینی کرده است [8].

با توجه به اینکه موضوع زلزله‌های متوالی مطابق استانداردهای طراحی مورد توجه قرار نمی‌گیرد پس تاثیر آنها روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها دیده نمی‌شود، از این رو بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های رایج تحت زلزله‌های متوالی و راهکارهای کاهش اثر این پدیده لرزه‌ای ضروری به نظر می‌رسد پس استفاده از میراگر ویسکوز و بررسی آن در زلزله‌های منفرد متوالی قاب‌های خمشی بتنی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است.

جدول ۱. پارامترهای لرزه‌ای و بارهای وارد بر تیرها

Table 1. Seismic parameters and loads on frames

A=0.35	design based acceleration
Residential	User type
I=1.0	Importance factor
R _{ii} =7.5	Reduction factor
C _d =5.5	Displacement amplification factor
II	Soil type
3000 kg/m	dead load on the beam
1250 kg/m	live load on the beam

¹ Hainzl

جدول ۳. مقاطع ستون‌های سازه ۷ طبقه
Table (3) Sections of 7-story structure

Beam		Column		Story
Section dimensions	Reinforcement	Section dimensions	Reinforcement	
50X40	12Ø20	45X45	12Ø20	1-3
45X30	12Ø20	40X40	12Ø20	4-7

جدول (۴) مقاطع ستون‌های سازه ۱۲ طبقه
Table 4. Sections of 12-story structure

Beam		Column		Story
Section dimensions	Reinforcement	Section dimensions	Reinforcement	
50X40	12Ø20	55X55	12Ø20	1-4
50X40	12Ø20	50X50	12Ø20	5-6
40X30	12Ø20	50X50	12Ø20	7-8
40X30	20Ø20	40X40	20Ø20	9-12

جدول (۵) مقاطع ستون‌های سازه ۲۰ طبقه
Table 5. Sections of 20-story structure

Beam		Column		Story
Section dimensions	Reinforcement	Section dimensions	Reinforcement	
60X50	28Ø25	65X65	28Ø25	1-5
55X45	20Ø25	60X60	20Ø25	6-10
50X40	16Ø20	55X55	16Ø20	11-15
40X30	12Ø20	45X45	12Ø20	16-20

جدول ۶. مشخصات ۷ زلزله نزدیک گسل
Table 6. Properties of 7 earthquakes near faults

Scaling factor			Focal distance	Magnitude	PGA	Station	Date	Name
20st	12st	7st						
6.23	6.09	3.46	3.2	7.6	0.289	TCU076	1999	ChiChi Taiwan
4.05	3.96	2.248	9.58	6.2	0.445	Cholame - Shandon Array #5	1966	Parkfield
6.1	5.96	3.389	2.65	7.1	0.295	IRIGM 487	1999	Duzce, Turkey
3.55	3.47	1.972	11.94	6.8	0.507	Joetsu Kakizakiku Kakizaki	2007	Chuetsu-oki, Japan
5.28	5.16	2.932	5.38	6.3	0.341	L'Aquila-Parking	2009	L'Aquila, Italy
7	6.85	3.891	11.4	5.4	0.257	Livermore-Fagundas Ranch	1980	Livermore-02
7.23	7.15	4.016	6.45	6.2	0.249	Kalamata (bsmt)	1986	Kalamata, Greece-01

۳-۲- زلزله‌های متوالی

برای در نظر گرفتن توالی لرزه‌ای در این تحقیق مطابق توصیه گارسیا و همکاران [3] از روش ساخت توالی لرزه‌ای مصنوعی و تکرار زلزله استفاده شده است که بدین منظور فاصله زمانی ۲۰ ثانیه برای مابین دو زلزله در نظر گرفته شده است و در انتهای زلزله نیز به منظور ارتعاش آزاد سازه مدت زمان ۲۰ ثانیه در نظر گرفته شده است. در شکل (۳) نمونه‌ای از توالی لرزه‌ای برای زلزله

جدول (۳ تا ۵) آورده شده است. لازم به ذکر در طراحی مقاطع حتی الامکان سعی شده است مقاطع به صورت بهینه طراحی گردیده و نسبت نیرو به ظرفیت آنها (DCR) عمدتاً در بازه ۰/۷ الی ۱ قرار گرفته است.

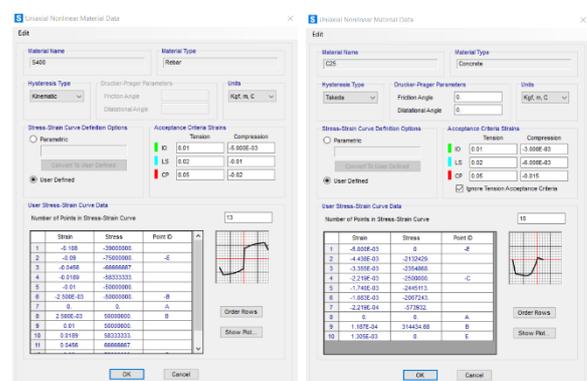
۲-۲- معرفی شتاب‌نگاشت‌ها

به منظور انجام تحلیل تاریخیچه زمانی هفت شتاب‌نگاشت از زلزله‌های نزدیک گسل سایت PEER انتخاب و برای ایجاد زلزله‌های متوالی استفاده شده است. طبق جدول زیر زلزله‌های انتخابی برای خاک نوع II که سرعت موج برشی متوسط آنها بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر مجذور ثانیه است و تمامی زلزله‌ها از حوزه نزدیک گسل و همگی فاصله کمتر از ۲۰ کیلومتر با گسل انتخاب شده‌اند [9] و سعی شده است که زلزله‌هایی با شدت بیشتر انتخاب شوند تا آثار خرابی سازه‌ها مشهود باشد (جدول ۶).

جدول ۲. مشخصات مصالح میلگردها و مصالح بتن

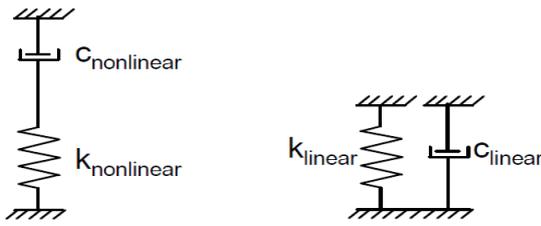
Table 2. Specifications of longitudinal rebar materials (S400)&(S340)

Quantity (concrete)	Quantity (S400)	Quantity (S340)	Unit	Specifications
2500	7850	7850	kgf/m ³	Special weight
26500	200000	200000	MPa	Modulus of elasticity
0.15	0.3	0.3	---	Poisson's ratio
-----	0.000012	0.000012	1/°C	Thermal coefficient of expansion
-----	400	340	MPa	Yielding strength
-----	600	500	MPa	Ultimate strength
25	-----	-----	MPa	Compressive strength of concrete



شکل ۲. منحنی مندر بتن و تنش - کرنش فولاد

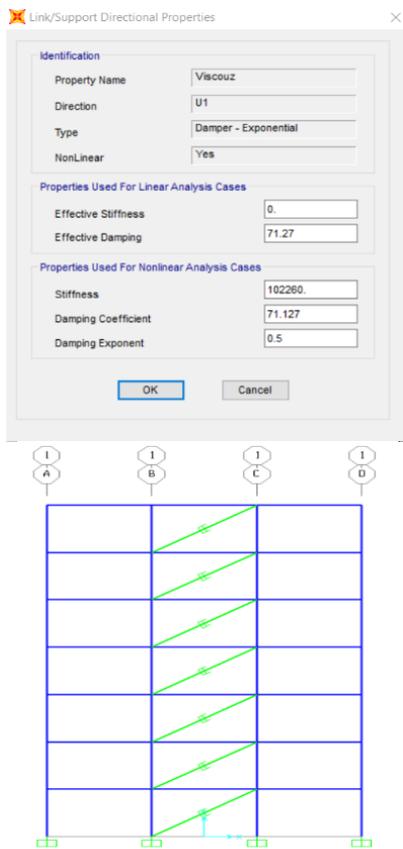
Fig. 2. Concrete Mander and steel stress-strain curve



شکل ۷. مدل میراگر ویسکوز خطی و غیر خطی
Fig. 7. Linear and nonlinear damping models

۴-۲- مشخصات میراگر ویسکوز

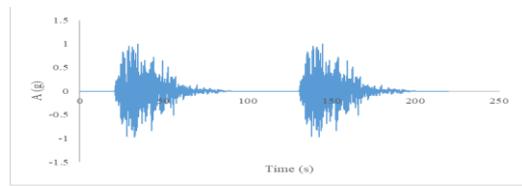
در این تحقیق از مدل غیرخطی ماکسول (سری) برای مدلسازی میراگر ویسکوز در نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده است. ضریب α که نشانگر ضریب توان سرعت بوده برابر ۰/۵ در نظر گرفته شده است [10]. برای مدلسازی میراگر ویسکوز در این تحقیق از مدل میراگر قطری در دهانه میانی استفاده شده است که در نرم‌افزار به صورت لینک و حالت مهاربند قطری مطابق شکل (۸) به عنوان نمونه برای سازه ۷ طبقه آورده شده است. مشخصات خطی و غیر خطی میراگر مورد استفاده نیز نشان داده شده است.



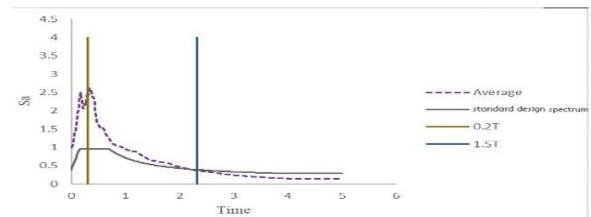
شکل ۸. مشخصات و موقعیت میراگرهای ویسکوز
Fig. 8. Specifications and location of viscous dampers

Chi Chi نشان داده شده است. تمامی زلزله‌ها با استفاده از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش چهارم مقیاس شده‌اند که نمودار طیف میانگین زلزله‌ها و مقایسه آن با طیف طرح استاندارد در شکل‌های (۴ تا ۶) به ترتیب برای سازه‌های ۷، ۱۲ و ۲۰ طبقه آورده شده است.

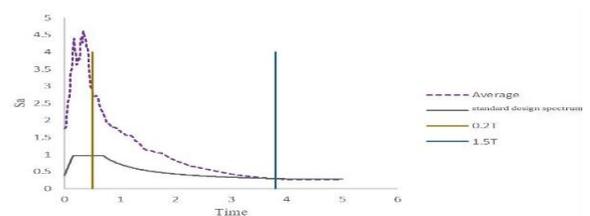
برای تعیین رفتار خطی و غیر خطی، دو مدل خطی کلونین و مدل غیر خطی ماکسول ارائه شده است که به ترتیب در آنها میراگر و فنر به صورت موازی و سری عمل می‌نمایند. در شکل (۷) مدل میراگر خطی و غیر خطی ارائه شده در نرم‌افزار ارائه شده است.



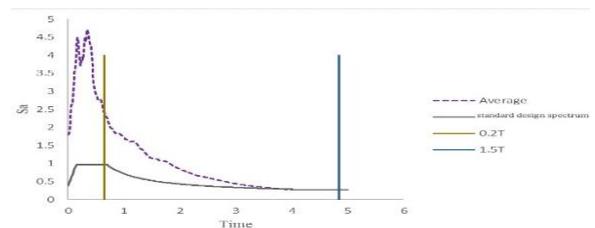
شکل ۳. توالی لرزه‌ای مربوط به زلزله ChiChi
Fig. 3. Seismic sequence of the ChiChi earthquake



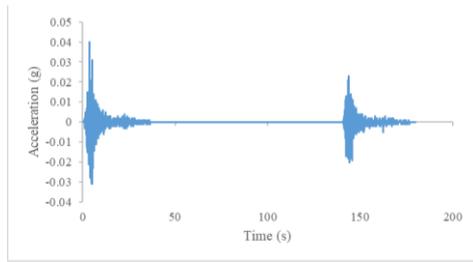
شکل ۴. طیف بازتاب میانگین زلزله‌ها و طیف طرح استاندارد سازه ۷ طبقه
Fig. 4. The average response spectrum of earthquakes and the standard design spectrum of the 7-story structure



شکل ۵. طیف بازتاب میانگین زلزله‌ها و طیف طرح استاندارد سازه ۱۲ طبقه
Fig. 5. The average response spectrum of earthquakes and the standard design spectrum of the 12-story structure

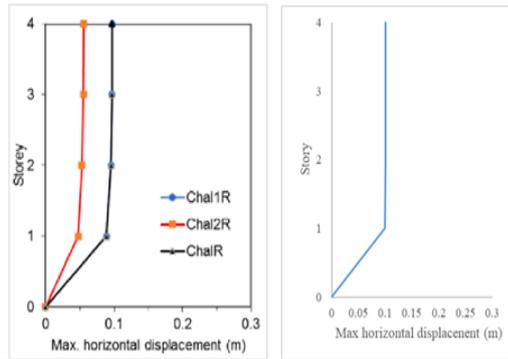


شکل ۶. طیف بازتاب میانگین زلزله‌ها و طیف طرح استاندارد سازه ۲۰ طبقه
Fig. 6. The average response spectrum of earthquakes and the standard design spectrum of the 20-story structure



شکل ۱۱. زلزله متوالی مربوط به زلزله Chalfant Valley

Fig. 11. sequence earthquakes related to the Chalfant Valley earthquake



شکل ۱۲. بیشترین تغییر مکان جانبی

Fig. 12. Maximum lateral displacement

نتایج حاصل شده در این تحقیق و مرجع [11] در شکل (۱۲) نشان داده شده است نمودار آبی مربوط به تحقیق حاضر و نمودار مشکی مربوط به مقاله مرجع مربوط به زلزله متوالی بوده است. شکل (۱۱) نشان می‌دهد بیشترین تغییر مکان طبقه تحت زلزله Chalfant Valley بسیار نزدیک هم بوده و نمودار قرمز رنگ نیز مربوط به زلزله منفرد در مقاله مرجع می‌باشد که مورد بررسی این تحقیق نبوده است و فقط توالی لرزه‌ای مورد بررسی و درستی‌آزمایی قرار گرفته است.

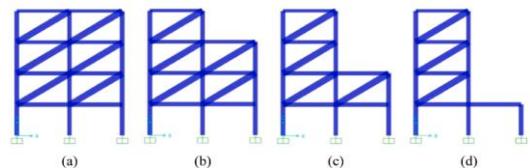
۳- بررسی نتایج

۳-۱- برش پایه

نمودار میانگین برش پایه سازه‌ها تحت ۷ رکورد حوزه نزدیک گسل در شکل (۱۳) نشان داده شده است. این نمودارها میانگین برش سازه‌ها را در حالت با و بدون میراگر ویسکوز و تحت زلزله‌های منفرد و متوالی مقایسه می‌کند. مطابق نتایج مشاهده می‌شود که برش پایه در حالت با میراگر هم در زلزله‌های منفرد هم در زلزله‌های متوالی کاهش یافته است که در زلزله‌های منفرد این کاهش برابر $62/38\%$ بوده و بیشترین کاهش در سازه ۷ طبقه بوده

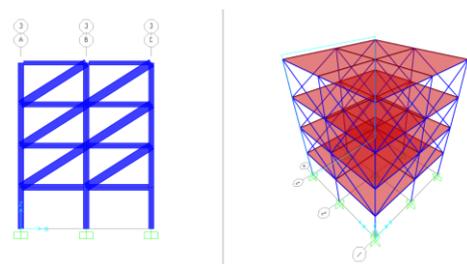
۲-۵- درستی‌آزمایی

در این تحقیق به منظور درستی‌آزمایی از مرجع [11] استفاده شده و رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی تحت توالی لرزه‌ای در نرم‌افزار SAP2000 مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور قباب خمشی متوسط RC چهار طبقه متوسط شامل دو دهانه ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳/۲ متری واقع در شهر وارانگال، ایالت تلانگانا، هند در نظر گرفته شده است. این سازه در ساختگاه IS 1983:1:2016 (معیارهای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله) در منطقه لرزه‌ای III با مشخصات خاک قرار دارد. مدل سازه برای نیروهای ثقلی و نیروی زلزله مربوط به منطقه لرزه‌ای منطقه III (با ضریب منطقه ۰/۱۶) با مشخصات خاک متوسط مورد تحلیل قرار گرفته است و پیکربندی‌های مختلف سازه در شکل (۹) نشان داده شده است. برای مدلسازی و ارزیابی نتایج از شکل (a) در شکل (۹) استفاده شده است و مدلسازی آن در شکل (۱۰) نشان داده شده است. به تیرها و ستون‌ها مفاصل پلاستیک در دو انتهای آنها توسط مشخصات FEMA356 اعمال شده است [12]. برای مدل رفتاری بتن از رفتار Mander و برای آرماتورها از رفتار Park استفاده شده است. بار مرده کفسازی برابر $3/75$ کیلو نیوتن بر متر مربع و بار زنده برابر ۳ کیلو نیوتن بر متر مربع اعمال شده است. از رکورد زلزله Chalfant Valley برای ارزیابی نتایج استفاده شده است که زلزله متوالی ساخته شده برای این رکورد در شکل (۱۱) نشان داده شده است و فاصله زمانی بین رکورد زلزله برابر ۱۰۰ ثانیه می‌باشد.



شکل ۹. پیکربندی‌های مختلف سازه [11]

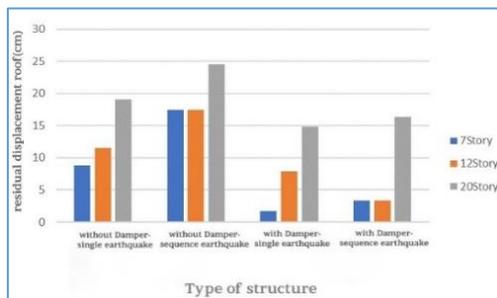
Fig. 9. Different structural configuration [11]



شکل ۱۰. مدل ساخته شده در نرم‌افزار

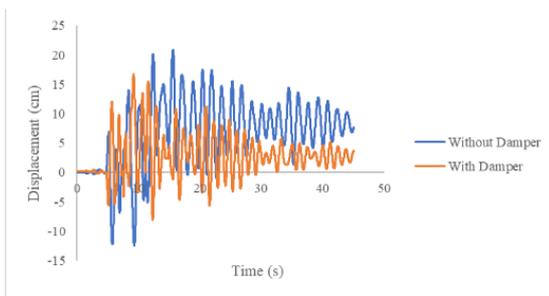
Fig. 10. Model made in software

۱۹/۵ درصد و در بیشترین حالت ۵۱ درصد افزایش داشته است. مطابق نتایج مشاهده می‌شود که در سازه ۷ طبقه میزان کاهش جابه‌جایی ماندگار بام تحت زلزله‌های منفرد برابر ۸۰/۲۷٪ و تحت زلزله‌های متوالی برابر ۸۰/۹٪ می‌باشد. این میزان کاهش در سازه ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های منفرد برابر ۳۱/۰۹٪ و تحت زلزله‌های متوالی برابر ۸۰/۹٪ و در سازه ۲۰ طبقه نیز تحت زلزله‌های منفرد برابر ۲۱/۹۱٪ و تحت زلزله‌های متوالی برابر ۳۳/۱۱٪ می‌باشد. در اشکال (۱۷ و ۱۸) نیز نمودار تاریخچه جابه‌جایی ماندگار بام سازه ۷ طبقه تحت زلزله Parkfield نشان داده شده است که در این اشکال تاثیر استفاده از میراگر مشاهده می‌شود.



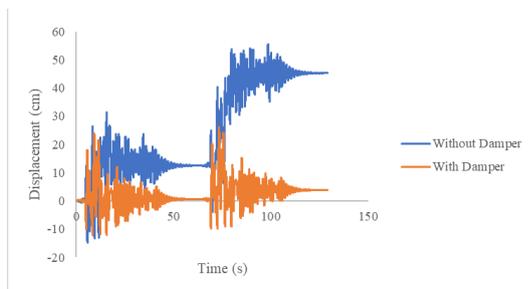
شکل ۱۶. مقادیر میانگین تاریخچه جابه‌جایی ماندگار بام

Fig. 16. Average values of the history residual displacement roof



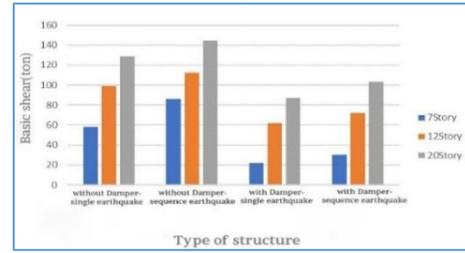
شکل ۱۷. نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی ماندگار بام تحت زلزله منفرد Parkfield

Fig. 17. Time history diagram of permanent roof displacement under the Parkfield single earthquake



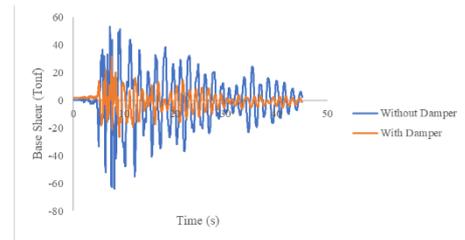
شکل ۱۸. نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی ماندگار بام تحت زلزله متوالی Parkfield

Fig. 18. Time history diagram of permanent roof displacement under the Parkfield sequence earthquake



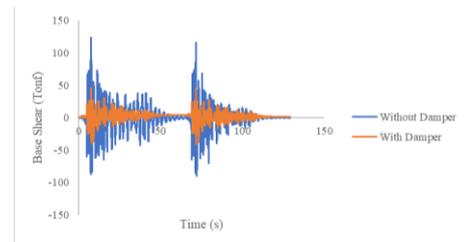
شکل ۱۳. نمودار مقایسه برش پایه

Fig. 13. Basic shear comparison chart



شکل ۱۴. نمودار تاریخچه زمانی برش پایه تحت زلزله منفرد Parkfield

Fig. 14. Time history diagram of base shear under the Parkfield single earthquake



شکل ۱۵. نمودار تاریخچه زمانی برش پایه تحت زلزله متوالی Parkfield

Fig. 15. Time history diagram of base shear under the Parkfield sequence earthquake

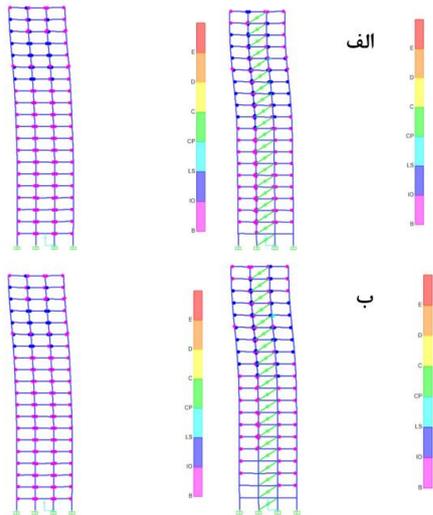
است و در زلزله‌های متوالی نیز این کاهش برابر ۶۴/۷۷٪ می‌باشد که بیشترین کاهش در سازه ۷ طبقه بوده است. میزان کاهش برش پایه در سازه ۱۲ طبقه در حالت با میراگر به نسبت سازه بدون میراگر تحت زلزله‌های منفرد ۳۷/۴۷٪ و تحت زلزله‌های متوالی ۳۵/۹۲٪ بوده و در سازه ۲۰ طبقه ۳۲/۲۶٪ برای زلزله‌های منفرد و ۲۸/۸۶٪ تحت زلزله‌های متوالی می‌باشد. در اشکال (۱۴ و ۱۵) نیز نمودار تاریخچه برش پایه سازه ۷ طبقه تحت زلزله Parkfield نشان داده شده است که در این اشکال تاثیر استفاده از میراگر مشاهده می‌شود.

۳-۲- تاریخچه جابه‌جایی ماندگار

نمودار مقایسه تاریخچه جابه‌جایی ماندگار بام سازه‌ها در شکل (۱۶) نشان داده شده است. مطابق نتایج مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات تاریخچه جابه‌جایی ماندگار افزایش یافته است و در زلزله‌های متوالی نیز تاریخچه جابه‌جایی ماندگار در کمترین حالت

۳-۳- روند تشکیل مفاصل پلاستیک

مطابق نتایج حاصل شده از روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای سازه‌های مورد مطالعه مشاهده شد که تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در زلزله‌های متوالی به نسبت زلزله‌های منفرد بیشتر بوده و همچنین در سازه‌های با میراگر ویسکوز نیز به نسبت سازه‌های بدون میراگر تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده بیشتر می‌باشد، بدین منظور مفاصل پلاستیک تشکیل شده در آخرین گام تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی تحت زلزله Parkfield برای سازه ۷ طبقه در شرایط فوق‌الذکر در شکل (۱۹)، برای سازه ۱۲ طبقه در شکل (۲۰) و برای سازه ۲۰ طبقه در شکل (۲۱) نشان داده شده است.

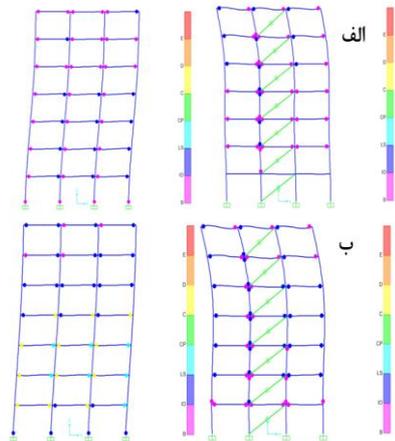


شکل ۲۱. روند تشکیل مفاصل پلاستیک سازه ۲۰ طبقه؛ الف) زلزله منفرد، ب) زلزله متوالی

Fig. 21. Process of forming plastic joints of a 20-story structure; a) single earthquake, b) Consequence earthquake

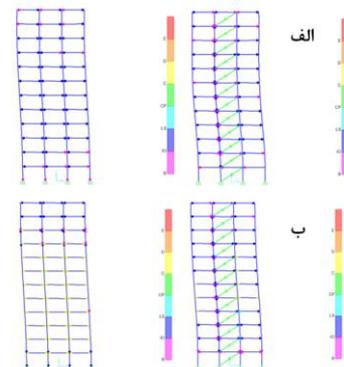
۴- بحث و بررسی

با توجه به تحقیق انجام گرفته می‌توان اظهار داشت در نظر گرفتن اثر پس‌لرزه‌ها در تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها بسیار مهم بوده و در مطالعه قاب‌های انتخابی این تحقیق مشاهده شد که نتایجی مانند برش پایه، جابه‌جایی و تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه در اثر زلزله‌های متوالی با افزایش روبرو بوده از این لحاظ الزام به اعمال زلزله‌های متوالی در طراحی و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها امری مهم و غیر قابل اجتناب به نظر می‌رسد. برش پایه قاب ۷ طبقه در حالت استفاده از میراگر از برش پایه در حالت بدون میراگر کمتر می‌باشد این میزان کاهش به‌طور میانگین در حدود ۲۸ درصد کاهش را نشان می‌دهد. علاوه بر این درصد تغییرات برش پایه تحت سناریوهای متوالی نسبت به سناریوهای منفرد در هر دو حالت با و بدون میراگر در حدود ۷ درصد افزایش داشته که نشان‌دهنده اثر فزاینده پدیده توالی لرزه‌ای بر برش پایه قاب ۷ طبقه می‌باشد. بیشترین جابه‌جایی ماندگار بام در حالت استفاده از میراگر از حالت بدون میراگر کمتر می‌باشد که این امر بیانگر تأثیر مثبت استفاده از میراگرهای ویسکوز در کاهش جابه‌جایی سازه می‌باشد. علاوه بر این درصد تغییرات جابه‌جایی ماندگار بام تحت سناریوهای متوالی نسبت به سناریوهای منفرد افزایش داشته که نشان می‌دهد وقوع توالی لرزه‌ای جابه‌جایی ماندگار بام را افزایش داده است.



شکل ۱۹. روند تشکیل مفاصل پلاستیک سازه ۷ طبقه؛ الف) زلزله منفرد، ب) زلزله متوالی

Fig. 19. Process of forming plastic joints of a 7-story structure; a) single earthquake, b) Consequence earthquake



شکل ۲۰. روند تشکیل مفاصل پلاستیک سازه ۱۲ طبقه؛ الف) زلزله منفرد، ب) زلزله متوالی

Fig. 20. Process of forming plastic joints of a 12-story structure; a) single earthquake, b) Consequence earthquake

سازه‌های با میراگر ویسکوز نیز تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده به نسبت سازه‌های بدون میراگر کمتر بوده است و سطح عملکرد مناسب‌تری نیز در این حالت مشاهده شده است.

۵- با توجه به اینکه سازه ۷ طبقه کمترین تعداد طبقات را در بین سازه‌های مورد مطالعه داشته است از این رو تنش‌های ناشی از زلزله در اعضا و در نهایت تقاضای لرزه‌ای سازه در این سازه کمتر از بقیه سازه‌ها بوده و میراگر عملکرد مناسب‌تری به نسبت سازه‌های ۱۲ و ۲۰ طبقه داشته است که نتایج برش پایه، جابه‌جایی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک درستی این موضوع را به اثبات می‌رساند.

۶- پدیده توالی لرزه‌ای، تغییر مکان نسبی بین طبقات را افزایش داده است که این افزایش در حالت استفاده از میراگر کمتر از حالت عدم استفاده از میراگر می‌باشد.

۷- استفاده از میراگر، تغییر مکان نسبی بین طبقات را کاهش داده است که این کاهش تحت شرایط سناریوهای لرزه‌ای منفرد بیشتر از حالت متوالی می‌باشد.

۸- به عنوان نتیجه کلی و نهایی این تحقیق می‌توان گفت که پاسخ سازه در حالت پدیده توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه منفرد بحرانی‌تر بوده و به همین دلیل باید آثار زمین‌لرزه‌های متوالی در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای دیده شود.

قدردانی نویسندگان

حمایتی توسط مراکز و دانشگاه‌ها انجام نشده است.

تعارض منافع

موردی گزارش نشده است.

سهم نویسندگان

به ترتیب نویسندگان: ۵۰، ۴۰ و ۱۰ درصد.

منابع مالی

از منابع مالی استفاده نشده است.

از طرفی نیاز به مقاوم سازی سازه و افزایش ظرفیت لرزه‌ای سازه‌ها در اثر این پدیده نیز امری مهم می‌باشد. از این رو در این تحقیق با استفاده از میراگر ویسکوز رفتار لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه در سه رده سازه ۷، ۱۲ و ۲۰ طبقه ارزیابی گردید که مطابق نتایج حاصل شده مشاهده شد استفاده از میراگر ویسکوز در کاهش برش پایه، جابه‌جایی سازه و کاهش تعداد مفاصل پلاستیک سازه‌ها بسیار موثر بوده و اثری مثبت در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها داشته است.

۵- نتیجه‌گیری

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته نتایج زیر را می‌توان بیان نمود:

۱- نتایج برش پایه نشان می‌دهد که سازه ۷ طبقه بیشترین میزان کاهش را داشته که در زلزله‌های منفرد این درصد کاهش برابر ۶۲/۳۸٪ و در زلزله‌های متوالی برابر ۶۴/۷۷٪ بوده است که در سازه ۱۲ طبقه این کاهش برای زلزله‌های منفرد و متوالی برابر ۳۷/۴۷٪ و ۳۵/۹۲٪ و در سازه ۲۰ طبقه برابر ۳۲/۲۶٪ و ۲۸/۸۶٪ بوده است.

۲- نتایج جابه‌جایی ماندگار نشان می‌دهد که سازه ۷ و ۱۲ طبقه بیشترین میزان کاهش را داشته که در زلزله‌های منفرد این درصد کاهش برابر ۸۰/۲۷٪ و در زلزله‌های متوالی برابر ۸۰/۹٪ بوده است که در سازه ۱۲ طبقه این کاهش برای زلزله‌های منفرد و متوالی برابر ۳۱/۰۹٪ و ۸۰/۹٪ و در سازه ۲۰ طبقه برابر ۲۱/۹۱٪ و ۳۳/۱۱٪ بوده است. در این مورد در زلزله‌های متوالی مقدار کاهش جابه‌جایی بیشترین بام در سازه ۷ و ۱۲ طبقه یکسان بوده که دلیل این امر رفتار غیر خطی دقیقاً یکسان این دو سازه در برابر زلزله‌ها بوده و نتایج به صورت میانگین با هم برابر شده‌اند.

۳- در حالت عدم استفاده از میراگر ویسکوز تغییر مکان‌ها در اغلب طبقات از مقدار مجاز فراتر رفته که استفاده از این میراگر باعث بهبود این وضعیت شده است که نشان‌دهنده عملکرد مثبت این نوع میراگرها در کاهش تغییر مکان‌های سازه و نزدیک شدن مقدار آن‌ها به مقدار مجاز آیین‌نامه شده است.

۴- مطابق نتایج حاصل شده برای مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه‌ها مشاهده شد تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده تحت زلزله‌های متوالی بیشتر از زلزله‌های منفرد بوده و همچنین در

References

- [1] Banijamali, H., Rajabi, E. and Amiri, G.G., 2023. Damage evaluation of steel moment and buckling restrained braces frames under critical successive earthquakes. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 55(4), pp.849–872. (In Persian).
- [2] Rajabi, E., 2017. *Providing a method to consider the effects of seismic sequencing in building design*. PhD Thesis. Tehran: Iran University of Science and Technology. (In Persian).
- [3] Ruiz-García, J., Marín, M.V. and Terán-Gilmore, A., 2014. Effect of seismic sequences in reinforced concrete frame buildings located in soft-soil sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 63, pp.56–58.
- [4] Whyte, C.A. and Stojadinovic, B., 2014. Effect of ground motion sequence on response of squat reinforced concrete shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 140(8), p.A4014004.
- [5] Ghafarzadeh, H., 2015. *Evaluation of deformation values in modern concrete structures under the main earthquake and successive aftershocks*. MSc Thesis. Tabriz: University of Tabriz. (In Persian).
- [6] Rinaldin, G., Amadio, C. and Fragiaco, M., 2017. Effects of seismic sequences on structures with hysteretic or damped dissipative behaviour. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, pp.205–215.
- [7] Ni, S., Sun, H., Somerville, P., Yuen, D.A., Milliner, C., Wang, H. et al., 2023. Complexities of the Turkey-Syria doublet earthquake sequence. *The Innovation*, 4(3), p.100411.
- [8] Hainzl, S., Kumazawa, T. and Ogata, Y., 2024. Aftershock forecasts based on incomplete earthquake catalogues: ETASI model application to the 2023 SE Türkiye earthquake sequence. *Geophysical Journal International*, 236(3), pp.1609–1620.
- [9] Abrahamson, N.A. and Somerville, P.G., 1996. Effects of the hanging wall and footwall on ground motions recorded during the Northridge earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(1B), pp.S93–S99.
- [10] Sepeshri, A., 2016. *Analysis and design of dampers and seismic isolators based on ASCE 7-10 in Perform 3D, SAP2000 and OpenSees*. Tehran: Azadeh Publications. (In Persian).
- [11] Ogguz, P. and Gopikrishna, K., 2020. Assessment of three-dimensional RC moment-resisting frames under repeated earthquakes. *Structures*, 26, pp.6–23.
- [12] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)*. Washington, DC: ASCE.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Barjasteh, A., Emami, F. and Aziminejad, A., 2026. The Effect of Near Field Sequence Earthquake on Concrete Special Moment Frames Equipped with Viscous Dampers. *Modares Civil Engineering journal*, 26(1). doi: 10.48311/mcej.2025.99115.0



Investigating the effect of buried depth of concrete tanks under explosive load in layered clay soils

Mohammad Amiri^{1*} , Mokhtar Dalvand², Hadis Karimi³

1. Associate Professor, University of Hormozgan, Faculty of Engineering, Bandar Abbas, Iran.
2. Master Student, Islamic Azad University of Bandar Abbas, Faculty of Engineering, Bandar Abbas, Iran.
3. Ph.D. Candidate, University of Hormozgan, Faculty of Engineering, Bandar Abbas, Iran.

Abstract

Buried concrete tanks are critical components of national and strategic infrastructure, serving both public and military purposes. Damage to these structures can result in severe social, security, and environmental crises. Therefore, designing such structures to withstand the impact of explosive loads is of paramount importance. Additionally, understanding the behavior of silty clay soils under such loading conditions is essential for structural safety. This study examines the influence of burial depth on the performance of concrete tanks subjected to explosive loading in silty clay soils. The investigation utilized AUTODYN and FLAC 2D software for numerical modeling and analysis. The study modeled the behavior of a rectangular buried concrete tank with a height of 6.5 m and a length of 9 m at burial depths of 3 m, 6 m, 8 m, and 10 m, subjected to explosive loads equivalent to 50, 100, and 200 kg of TNT. The scenario assumes surface explosions at a defined distance and pressure from the tank structure. Soil, structural properties, and the pressure exerted by the fluid inside the tank were considered in the analysis. The results reveal that increasing the burial depth significantly reduces the displacement of the tank's roof and floor under explosive loading, primarily due to the attenuation of explosive energy by the surrounding soil. Specifically, for a 50 kg TNT explosion, increasing the burial depth from 3 m to 6 m, 8 m, and 10 m decreased the roof displacement by 54%, 70%, and 78%, respectively. Similarly, stress levels in the tank structure showed a notable reduction with increased burial depth. For instance, the stress caused by a 50 kg TNT explosion at a depth of 3 m was 17.22×10^6 Pa, which dropped to 2.83×10^6 Pa at a depth of 6 m. Beyond 8 m, however, further increases in burial depth yielded diminishing returns in stress reduction. Higher explosive loads, such as 200 kg TNT, induced significantly higher stress levels but followed a similar trend of stress reduction with burial depth. The maximum stress decreased by approximately 73% when burial depth increased from 3 m to 6 m, 50% from 6 m to 8 m, and 39% from 8 m to 10 m. The reduction in stress and displacement becomes less pronounced at greater depths due to soil compaction and the overburden pressure of the soil layers above the tank, which facilitate better transmission of the residual explosion energy. The findings indicate that burial depth is a critical factor in mitigating the effects of explosive loading on buried structures. Increased burial depth reduces displacement and stress on the tank, thereby enhancing structural resilience and reducing the likelihood of failure. This research highlights the importance of considering soil-structure interaction and burial depth in the design of underground concrete tanks subjected to explosive loads. The insights gained can guide the design and construction of resilient underground structures in silty clay soils to minimize damage from explosive threats.

Review History

Received: Nov 24, 2024

Revised: Feb 3, 2025

Accepted: Nov 8, 2025

Keywords

Numerical analysis

Concrete tanks

Explosive loads

Burial depth

TNT explosions

* Corresponding Author Email: amirri@hormozgan.ac.ir - ORCID: 0000-0002-3751-0261



تحلیل اثر عمق مدفون مخازن بتنی تحت بار انفجاری در خاک‌های رسی لای‌دار

محمد امیری^{*1}، مختار دالوند^۲، حدیث کریمی^۳

۱. دانشیار؛ گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان، بندرعباس، ایران.

۲. کارشناس ارشد؛ مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد بندرعباس، بندرعباس، ایران.

۳. دانشجوی دکتری؛ مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان، بندرعباس، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

مخازن بتنی مدفون به عنوان زیرساخت‌های عمومی و نظامی با اهمیت ملی و استراتژیک، در صورت آسیب دیدن، می‌توانند منجر به بحران‌های اجتماعی، امنیتی و زیست‌محیطی شوند. از این‌رو، طراحی این سازه‌ها برای مقاومت در برابر بارهای ضربه‌ای ناشی از انفجار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. همچنین، رفتار خاک‌های رسی لای‌دار در مواجهه با این نوع بارگذاری نیازمند بررسی دقیق است. در این مقاله، به بررسی تأثیر عمق دفن مخازن بتنی تحت بار انفجاری در خاک‌های رسی لای‌دار پرداخته شده است. مدل‌سازی و تحلیل این پدیده با استفاده از نرم‌افزار AUTODYN و نرم‌افزار المان محدود FLAC 2D انجام شده است. در این تحقیق، رفتار مخزن بتنی مدفون در عمق‌های مختلف (۳، ۶، ۸ و ۱۰ متر) تحت بارهای انفجاری ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT مورد بررسی قرار گرفته است. فرض بر این بوده که انفجار سطحی با فشار و فاصله مشخصی از ساختار مخزن رخ داده است و در تحلیل‌ها، ویژگی‌های خاک، سازه و فشار سیال داخل مخزن در نظر گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش عمق مدفون مخزن بتنی، میزان جابه‌جایی سقف و کف مخزن تحت بار انفجاری کاهش می‌یابد. این کاهش ناشی از استهلاک انرژی انفجار در خاک‌های اطراف مخزن است. به‌طور خاص، پس از اعمال بار انفجاری ۵۰ کیلوگرم TNT، با افزایش عمق مدفون مخزن بتنی از ۳ متر به ۶، ۸ و ۱۰ متر، جابه‌جایی سقف مخزن به ترتیب ۵۴٪، ۷۰٪ و ۷۸٪ کاهش یافته است. این نتایج نشان می‌دهد که عمق دفن مخزن تأثیر قابل توجهی بر عملکرد آن در برابر بار انفجاری دارد و می‌تواند به‌طور چشمگیری از آسیب‌های وارد بر سازه جلوگیری کند.

کلمات کلیدی

بررسی عددی
مخزن بتنی
بار انفجاری
عمق مدفون
افزایش عمق
مواد منفجره TNT

۱- مقدمه

خوردگی و مقاومت در برابر آتش‌سوزی، آن را برای ساخت

سازه‌های زیرزمینی مناسب می‌سازد [1-2].

پس از انفجارهای بزرگ، امواج فشاری ناشی از انفجار با

سرعت مافوق صوت در هوای اتمسفر منتشر می‌شوند [3]. امواج

انفجاری به‌سرعت ماده منفجره را به گازی بسیار داغ، متراکم و

پرفشار تبدیل می‌کند. حجم گاز این ماده منفجره باعث ایجاد امواج

سازه‌های زیرزمینی با توجه به ماهیت حیاتی، همواره به عنوان

اهداف کلیدی برای حملات تروریستی ظاهر می‌شوند. بتن مسلح

(Reinforced Concrete یا به‌اختصار RC) به عنوان یک مصالح

ساختمانی پرکاربرد در هر دو زمینه نظامی و غیرنظامی می‌باشد،

ویژگی‌های ذاتی بتن آرمه مانند دوام بالا، مقاومت در برابر

* رایانامه نویسنده مسئول: amirii@hormozgan.ac.ir - ORCID: 0000-0002-3751-0261

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به‌صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این



مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.

زیرزمینی را کنترل می‌کنند شامل شدت بارگذاری انفجار، مدول یانگ و نسبت میرایی خاک می‌باشد و شدت انفجار از عوامل مؤثر بر میزان افزایش لنگر خمشی و تنش وارد بر تونل است [10].

قدس و شنائی (۲۰۱۴) به بررسی تأثیر بار دینامیکی زلزله بر مخزن بتنی مدفون پرداختند. نتایج تحقیق نشان داد، نیروهای غالب در زمان زلزله نیروی هیدرودینامیکی آب بر دیواره‌های مخزن است [11].

فراست و همکاران (۲۰۱۵) به بررسی تأثیر تغییرات مخازن مدفون نسبت به، عمق مدفون مخزن، جنس خاک اطراف مخزن و توزیع فشار دینامیکی سیال‌های متفاوت پرداختند و نتایج این پژوهش حاکی از آن است که هرچه میزان عمق مخزن افزایش پیدا کند باعث افزایش تنش و جابه‌جایی شده و با نرم‌تر شدن خاک اطراف مخزن نتایج بحرانی‌تری حاصل خواهد شد. همچنین توزیع فشار دینامیکی سیال، بشدت به وزن مخصوص سیال مرتبط می‌باشد [12].

تقوی پارسا و پیمان (۲۰۲۰) نیز به بررسی آثار انفجار سطحی روی سازه‌های زیرزمینی در اعماق متفاوت با شبیه‌سازی عددی پرداختند. بررسی نتایج نشان داد مرکز سطح سقف و دیوارهای کناری سازه زیرزمینی بیشترین مقدار بار را دریافت می‌کند که افزایش عمق سازه زیرزمینی در کاهش آثار مخرب انفجار مؤثر است [13].

اسمی و همکاران (۲۰۲۳) به بررسی واکنش سازه‌های زیرزمینی در معرض انفجار خارجی پرداختند. نتایج نشان داد تونل در برابر انفجارهای سطحی که مستقیماً بالای مرکز تونل رخ می‌دهد آسیب پذیرتر از انفجارهایی است که دور از تونل رخ می‌دهد [14].

ژو و همکاران (۲۰۲۴) بر اساس یک مدل المان محدود، به بررسی ویژگی‌های دینامیکی و ارزیابی آسیب سازه‌های تونلی تحت بارهای انفجار تماسی پرداختند. نتایج تحقیق نشان داد، در اثر انفجار مواد منفجره TNT، تونل‌ها به‌طور جزئی تا متوسط آسیب می‌بیند [15].

فان و همکاران (۲۰۲۴) به منظور تجزیه و تحلیل رفتار دینامیکی و آسیب تونل مدفون کم عمق در اثر انفجارهای زیر آب، آثار پوشش خاک اشباع، وزن انفجاری، عمق مدفون و عمق آب بر رفتار دینامیکی و آسیب تونل مورد بررسی قرار داد. نتایج نشان

انفجاری قوی در هوا می‌شود. تنها حدود یک‌سوم کل انرژی تولید شده در بیشتر مواد منفجره قوی در فرآیند انفجار آزاد می‌شود. دوسوم انرژی باقیمانده در هنگام انفجارها به آرامی در هوا آزاد می‌شود زیرا مواد انفجاری با هوا مخلوط می‌شوند و می‌سوزند. یک انفجار به صورت امواج ضربه‌ای متشکل از شوک‌ها با شدت بالا است که از سطح ماده منفجره به سمت خارج به هوای اطراف منبسط می‌شود. همان‌طور که موج ناشی از انفجار در محیط گسترش می‌یابد، به دلیل استهلاک انرژی، قدرت و سرعت آن‌ها کاهش می‌یابد [4].

نیروی ایجادشده توسط بارهای انفجاری تا حد زیادی از بار طراحی موردنظر یک سازه فراتر می‌رود و آثار خود را در یک بازه زمانی بسیار کوتاه ایجاد می‌کند. در نتیجه، هنگامی که سازه بتنی تحت بارهای انفجاری و بالستیک قرار می‌گیرد، پاسخ سازه به دلیل تأثیر متقابل عوامل بسیار پیچیده می‌شود [1].

سازه‌های زیرزمینی بسته به شکل هندسی، عمق دفن و پارامترهای مختلف ژئوتکنیکی و وزن مواد منفجره رفتار متفاوتی را از خود نشان می‌دهند [5]. بار ایجاد شده در اثر انفجار می‌تواند پوشش سازه‌های زیرزمینی را بی‌ثبات کرده و منجر به تجمع تدریجی آسیب در سازه زیرزمینی و در نهایت شکست ناگهانی شود. این آسیب به اشکال مختلفی از جمله ترک خوردگی، تغییر شکل و خستگی ظاهر می‌شود [6-7].

به دلیل توانایی استهلاک خوب خاک و ایجاد یک پوشش ایمن، سازه‌های زیرزمینی در مواجهه با انفجار از امنیت قابل توجهی برخوردارند. این سازه‌ها با هر کاربری که دارند به عنوان یک سازه امن به حساب می‌آیند. این مزیت منجر به توجه بیشتر حملات و تلاش برای تخریب این سازه‌ها شده است [8]. از این رو بسیاری از پژوهشگران، تحقیقات متعددی برای درک و بررسی پاسخ سازه‌های زیرزمینی تحت تاثیر بارهای انفجاری انجام داده‌اند.

هاتف و رحیمی (۲۰۰۲) با بررسی رفتار خاک رس لای‌دار تحت بار متناوب بیان کردند طی بارگذاری دینامیکی رفتار تنش کرنشی خاک‌های رسی و لای‌ها به صورت غیرخطی و استهلاکی (Hysteretic) است [9].

گوی و چین (۲۰۰۶) به بررسی عددی تونلی واقع در زیر فرودگاه سونگشان تایپه در برابر انفجار سطحی پرداختند. پژوهشگران نشان دادند، پارامترهایی که سطح آسیب سازه‌های

بافت لایه‌های خاک در نواحی احداث مخزن مورد مطالعه از جنس رسوبات ریزدانه رس و لای با خاصیت خمیری کم (ML-CL) با ضخامت‌هایی بین ۵ تا ۵۰ متر است. برخی از پارامترهای ژئوتکنیکی خاک منطقه مورد مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است. زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و چسبندگی (C) خاک بر اساس استاندارد ASTM, D3080 و دانسیته (γ) بر اساس استاندارد ASTM, D854 تعیین شده است [17-18].

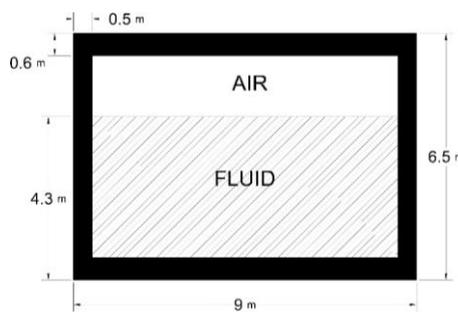
۲-۲- مشخصات مصالح

مدل‌سازی سازه‌های زیرزمینی با در نظر گرفتن پوشش بتنی با هندسه مستطیلی به ارتفاع ۶/۵ متر و طول ۹ متر اجرا شده است (شکل ۱). مدل رفتاری که برای پوشش بتنی تعریف شده است مدل رفتاری الاستیک است. خواص مصالح به کار رفته در ساخت مخزن بتنی در جدول (۲) ارائه شده است. مدول بالک (K) و مدول برشی (G) با استفاده از پارامترهای مدول الاستیسیته (E) و ضریب پواسون (ν) و با استفاده از روابط (۱ و ۲) محاسبه شده‌اند [19].

جدول ۱. برخی پارامترهای ژئوتکنیکی خاک منطقه مورد مطالعه

Table 1. Some geotechnical parameters of the soil of the studied area

مصالح	γ (kN/m ³)	ν	E (MPa)	C (kPa)	ϕ
Alluvial Deposits (ML-CL)	21.5	0.4	110	120	23



شکل ۱. نمای شماتیک مخزن بتنی مورد مطالعه

Fig. 1. Schematic view of the studied concrete tank

جدول ۲. ویژگی‌های مکانیکی پوشش بتنی مخزن

Table 2. Mechanical characteristics of the tank's concrete cover

E (Pa)	ν	γ (kN/m ³)	Thickness of Tank Walls (mm)	Thickness of Tank Floor and Roof (mm)
2.1×10^{10}	0.3	25	500	600

داد، بار انفجار مستقیماً روی تونل تأثیر می‌گذارد که به راحتی می‌تواند باعث آسیب ساختاری شود ولی پوشش خاک اشباع شده می‌تواند به طور موثری تأثیر بار انفجار بر تونل را کاهش دهد. علاوه بر این افزایش عمق مدفون می‌تواند آثار انفجار بر سازه را کاهش دهد [2].

با پیشرفت‌های مهندسی ژئوتکنیک و دانش ساخت سازه‌های مدفون در خاک، پژوهش‌ها پیرامون بارهای انفجاری و تأثیر آن‌ها بر سازه‌های مدفون گسترش یافته است. همچنین با توسعه تکنولوژی و فراهم شدن ابزارهای تجزیه و تحلیل عددی و شبیه‌سازی مدل‌های واقعی در نرم‌افزارهای مختلف، بررسی رفتار سازه‌های زیرزمینی تحت بارهای انفجاری با دقت و عمق بیشتری امکان‌پذیر شده است [16].

بررسی تعامل بین سازه‌های مدفون و خاک در مواجهه با انفجار و درک رفتار خاک، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. بارگذاری‌های ناشی از انفجارهای عمودی یا تصادفی می‌توانند به طور جدی به یکپارچگی مخازن مدفون آسیب برسانند. در این میان، عمق دفن و نوع خاک اطراف سازه نیز از عوامل تأثیرگذار در رفتار سازه‌های مدفون به شمار می‌آیند.

در حالی که مطالعات متعددی در زمینه تحلیل رفتار مخازن بتنی تحت بار انفجاری وجود دارد، بیشتر آن‌ها به نوع خاک یا تأثیر عمق دفن در خاک‌های خاص توجه نکرده‌اند. به‌ویژه، خاک‌های رسی لای‌دار به دلیل ویژگی‌های خاص خود نظیر چگالی بالا، قابلیت تراکم‌پذیری و ویژگی‌های الاستیک غیرخطی، می‌توانند تأثیر متفاوتی بر رفتار سازه‌های بتنی در برابر بار انفجاری داشته باشند که در تحقیقات پیشین کمتر به آن پرداخته شده است. بر همین اساس، هدف مقاله حاضر مطالعه رفتار سازه مدفون بتنی تحت بارهای انفجاری، با در نظر گرفتن اندرکنش سیال و سازه، و استفاده از روش تفاضل محدود در نرم‌افزار FLAC 2D است.

۲- روش تحقیق

۲-۱- زمین‌شناسی عمومی منطقه مورد مطالعه

طبق بررسی‌های ژئوتکنیکی، در منطقه مورد مطالعه، نوع غالب لایه‌های خاک رسوبات آبرفتی است که در برخی نقاط رسوبات ریزدانه و در برخی نقاط درشت‌دانه است. مکان احداث سازه مدفون، عناصر غالب خاک سیلت و رس هستند.

۲-۳- مدل سازی هندسی

با توجه به اینکه یکی از اهداف پژوهش بررسی آثار امواج ناشی از انفجار سطحی روی مخزن بتنی مدفون در خاک است، مدل سازی محیط و مخزن بتنی با استفاده از روش تفاضل محدود و به وسیله نرم افزار FLAC 2D و شبیه سازی انفجار به وسیله نرم افزار AUTODYN انجام شده است. برای بررسی اثر انفجار بر مخزن بتنی مراحل به شرح ذیل انجام شده است:

- ۱- مدل سازی محیط پیرامونی و مخزن بتنی به صورت استاتیکی تا قبل از اعمال فشار انفجار، که مدل به تعادل استاتیکی رسانده شود.
- ۲- تعریف شرایط مرزی و اعمال بارهای استاتیکی به مدل.
- ۳- اعمال بارهای دینامیکی و همچنین اعمال سایر پارامترهای مورد نیاز تا بتوان تحلیل دینامیکی محیط خاک اطراف و مخزن بتنی را در اثر انفجار بررسی کرد.

مدل سازی به صورت یک سیستم کاملاً متقارن و در فضایی دوبعدی و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، سیال و سازه و رفتار غیرخطی همه مصالح انجام شده است. سیستم شبیه سازی شده به دو فاز خاک و سازه مدفون تقسیم می شود. با توجه به اینکه موج حاصل از انفجار در خاک اتساع پیدا کرده و سپس به سازه مدفون برخورد می کند، اندرکنش سازه و خاک در بردارنده سازه نیز در مدل سازی تعریف شده است.

۲-۳-۱- ساخت مدل در نرم افزار FLAC 2D

در ابتدا به مدل سازی شمای کلی محیط پروژه پرداخته شده است. هندسه مدل از دو قسمت خاک و سازه مدفون تشکیل شده است. مدل سازی در این مرحله به وسیله ابزارهای ترسیمی در فضای دوبعدی انجام شده است که در شکل (۴) هندسه کلی مدل ارائه شده است. هنگام ترسیم هندسه مدل، تمام مرزهای فیزیکی که باید در مدل ایجاد شوند، قبل از تجزیه و تحلیل ترسیم شده اند. پس از ترسیم هندسه مدل، اجزای مختلف مدل با استفاده از المان های مختلف و تعریف مصالح از یکدیگر جدا می شود.

از آنجا که هدف این است که محیط نامحدود خاک به صورت محدود مدل شود، ابعاد مدل خاک طوری انتخاب شده که در عین محدودیت و کوچک بودن، کمترین تأثیر را بر نتایج داشته باشد. در واقع سعی شده است با مدل کوچک و زمان تحلیل کمتر، نتایج دقیقی حاصل شود.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1)$$

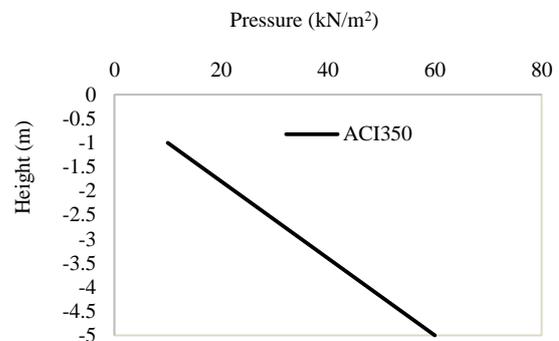
$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2)$$

در تمام مدل سازی ها ارتفاع سیال داخل مخزن برابر $\frac{2}{3}$ ارتفاع مخزن (۴/۳ متر) در نظر گرفته شده است.

چگونگی توزیع نیروی هیدرودینامیکی برای مخزن بتنی مطابق شکل (۲) است. با توجه به اینکه نرم افزار FLAC 2D قادر به شبیه سازی ویژگی های سیالات نیست، برای بررسی عملکرد المان فشار حاصل از سیال بر اساس آیین نامه ACI با توجه به ارتفاع آب مخزن و همچنین چگالی آب ($10 \frac{kN}{m^3}$) مطابق با رابطه (۳) بر دیواره مخزن اعمال شده است. دیاگرام فشار سیال وارد شده به دیواره مخزن در شکل (۳) ارائه شده است.

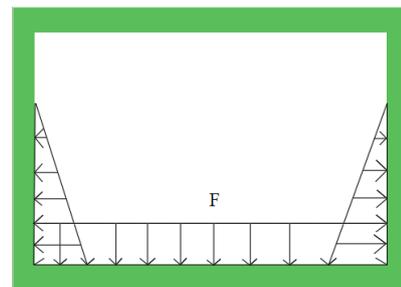
$$F = \gamma \times h \quad (3)$$

با توجه به اهمیت سازه های مدفون و وجه تمایز آن ها به خاطر اندرکنش خاک و سازه نسبت به حالت سطحی، در مطالعه حاضر سعی شد رفتار مخزن بتنی مدفون در عمق های متفاوت (۳، ۶، ۸ و ۱۰ متری) تحت تأثیر بار انفجاری (۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT) بررسی شود.



شکل ۲. چگونگی توزیع بار هیدرودینامیکی

Fig. 2. How to distribute the hydrodynamic load



شکل ۳. دیاگرام فشار سیال وارد شده به دیواره مخزن

Fig. 3. Fluid pressure diagram on the tank wall

جابه‌جایی‌های قائم را در مدل مقید کند و درجه آزادی خارج از صفحه مدل بسته شود (شکل ۴). بعد از به تعادل رسیدن مدل در حالت استاتیکی تمامی نیروهای نامتعادل به صفر میل می‌کنند. در شکل (۵) به تعادل رسیدن نیروهای نامتعادل کننده در مدل پس از تحلیل استاتیکی نشان داده شده است.

در مرحله بعد سازه مخزن بتنی مدفون نیمه پر در مدل طراحی شد. به این صورت که المان‌های پوششی برای سازه تعریف می‌شود و مشخصه‌های هر قسمت به آن اعمال و در نهایت مدل تحلیل می‌شود. در این بخش از تحلیل، بار خاک اطراف به سازه مدفون نیمه پر وارد می‌شود و تنش‌ها و جابه‌جایی‌ها محاسبه شده است.

۲-۳-۲- تعیین پارامترهای انفجار و ساخت مدل در نرم‌افزار AUTODYN

با توجه به اینکه نرم‌افزار FLAC 2D قادر به شبیه‌سازی فرآیند انفجار نیست، شبیه‌سازی انفجار در نرم‌افزار AUTODYN انجام شده است. با استفاده از نرم‌افزار AUTODYN انفجار مدل‌سازی شده و تاریخچه انفجار پس از استخراج به صورت کدهایی به نرم‌افزار FLAC 2D اعمال شده است.

برای شبیه‌سازی انفجار در ابتدا اجزای تشکیل دهنده محیط تعریف شد که در این گام هوا و ماده منفجره در نظر گرفته شد. از آنجا که مدل‌سازی هوا و ماده منفجره مدنظر بود، از تحلیل اویلری استفاده شده است، زیرا تحلیل اویلری برای مصالحی انتخاب می‌شود که کرنش‌های بسیار زیادی دارند.

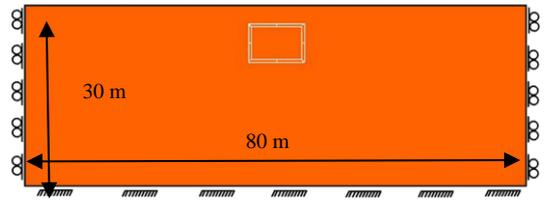
در نرم‌افزار دو شعاع تعریف شده است، اولی تحت عنوان کمترین شعاع است که به منظور ایجاد فاصله‌ای بین مرکز گوه تا نقطه انتهایی گوه که در زمان دوران به حجم کره‌ای در مرکز انفجار بتواند ایجاد کند که عموماً مقدار ۱ میلی‌متر برای آن تعریف شد و شعاع بیشینه که بستگی دارد چه ابعادی از هوا هدف مدل‌سازی باشد. که بدین منظور ابتدا شعاع تأثیر ماده منفجره از رابطه (۴) محاسبه شده است.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (4)$$

ρ = چگالی ماده منفجره TNT برابر با $\frac{1630 \text{ kg}}{\text{m}^3}$ می‌باشد.

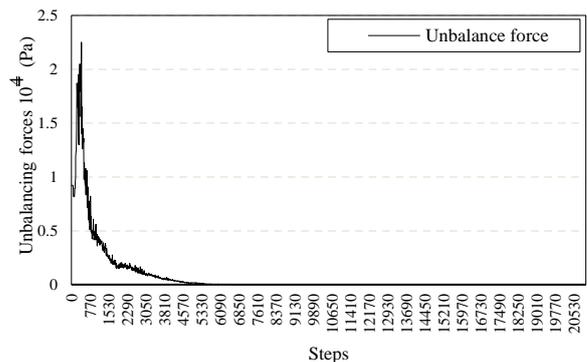
m = جرم ماده منفجره برحسب kg

V = حجم کره $(V = \frac{4}{3}\pi R^3)$



شکل ۴. هندسه کلی، ابعاد و شرایط مرزی مدل

Fig. 4. General geometry, dimensions and boundary conditions of the model



شکل ۵. چگونگی به تعادل رسیدن نیروهای نامتعادل کننده

Fig. 5. How to balance unbalanced forces

برای بررسی رفتار اندرکنش خاک و سازه روی توزیع فشار روی دیواره مخزن بتنی تحت بار انفجار، مخزن با هندسه مکعبی مدل‌سازی شده است. مخزن در حالت نیمه پر ($\frac{2}{3}$ مخزن) تحت بار انفجار قرار گرفته است و فشارهای ایجاد شده روی دیواره مخزن ناشی از اندرکنش سازه و ساختار خاک کنترل می‌شود. در این مقاله مخزن مدفون در خاک بر اساس ضوابط طراحی و محاسبه مخازن (نشریه شماره ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه) طراحی شده است [20]. مدل‌سازی خاک در اطراف سازه بر اساس شرایط مرزی و حجم محاسبات به گونه‌ای انتخاب می‌شود که درحالی‌که تأثیر مرزها بر آنالیز بی‌تأثیر است، حجم مدل به حداقل ممکن کاهش یابد، بنابراین با استفاده از آزمون و خطا ارتفاع مؤثر مدل ۳۰ متر و طول مدل ۸۰ متر در نظر گرفته شده است (شکل ۴).

بخش اول مدل‌سازی ایجاد تنش‌ها و جابه‌جایی‌های استاتیکی در مدل است. این بخش به دو بخش ایجاد محدودیت‌های درجا و ساخت سازه زیرزمینی در مدل عددی تقسیم می‌شود. در مرحله مدل‌سازی استاتیکی شرایط تکیه‌گاهی به گونه‌ای باید تعریف شود که از حرکات افقی به سمت مرزهای جانبی جلوگیری شود و همچنین مرز انتهایی مدل نیز باید به شکلی اعمال شود که

در گام بعد به تحلیل مدل پرداخته شده است. به مدل تا رسیدن جبهه موج به مخزن بتنی فشارسنج تعبیه شده و در مسیر انفجار اجازه تحلیل داده شد. در شکل (۶) شمای کلی مدل سازی شده از محیط انفجار و همچنین چگونگی اتساع فشار جبهه موج ایجاد شده توسط ماده منفجره نشان داده شده است.

فشارسنج تعبیه شده در مسیر انتشار موج انفجار به فاصله شعاع تأثیر برای اندازه گیری فشار حاصل از انفجار قرار داده شده است (شکل ۶). در این قسمت پس از اعمال فشار انفجار، اجازه داده شد تا موج حاصل از انفجار به فشارسنج برسد و سپس تحلیل را متوقف کرده چون حداکثر فشار در همین فاصله رخ می دهد. به صورت موردی برای ۵۰ کیلوگرم TNT کمتر از ۷/۸۴ میلی ثانیه زمان لازم بود که موج انفجار به فشارسنج تعبیه شده برسد.

در انتها کدهای استخراج شده از نرم افزار AUTODYN، به صورت نموداری شکل (۷) به عنوان خروجی به نرم افزار FLAC 2D اعمال شده است.

در آخرین مرحله مدل مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفته است، بدین منظور ابتدا شرایط مرزی برای تحلیل دینامیکی تغییر داده شد. به این صورت که در تمامی مدل ها مرزهای چپ و راست مدل به مرزی آزاد و مرز تحتانی مدل در جهات x و y را برای جلوگیری از انعکاس امواج، به صورت ویسکوز در نظر گرفته شده تا رفتار محیط در مدل سازی تا حد امکان به شرایط طبیعی پروژه نزدیک شود. در این مرحله تمامی جابه جایی ها و سرعت هایی که ناشی از بار استاتیکی بود صفر در نظر گرفته شد.

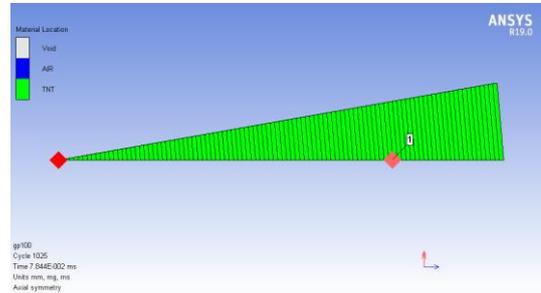
بر اساس MANUAL نرم افزار FLAC 2D بهترین نوع میرایی برای انفجار و بارهای دینامیکی، میرایی مصنوعی است که a_1 و a_n دو پارامتر ثابتی هستند که باید به نرم افزار اعمال شوند و مقدارشان برای نیروی انفجار برابر یک در نظر گرفته می شود. در واقع اساس تعریف میرایی مصنوعی توسط فون نویمان (Von Neumann) و ریچتمایر (Richtmyer) به منظور شبیه سازی عددی مسائل دینامیکی تحت امواج قوی مانند انفجار انجام شده است.

به دلیل انفجار حفره ای ایجاد می شود که به آن گودال انفجار گفته می شود. مهم ترین متغیرهایی که در شکل گیری گودال انفجار نقش دارند، وزن ماده منفجره، جنس خاک و عمق انفجار است. در کل فاصله انفجار از سطح و وزن ماده انفجاری به عنوان مهم ترین پارامترها برای پیش بینی عمق و شکل چاله می باشند. در مورد

جدول ۳. شعاع تأثیر انفجار مقادیر مختلف ماده منفجره TNT (kg)

Table 3. The impact radius of the explosion of different amounts of explosive TNT (kg)

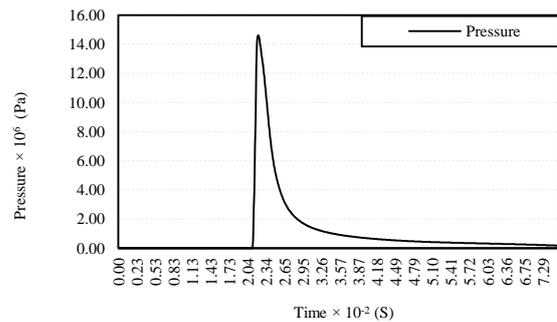
Weight of Explosive (kg)	50	100	200
Effect Radius (mm)	193	243	308



شکل ۶. شمای کلی محیط انفجار و نحوه اتساع فشار جبهه موج حاصل از

انفجار ۵۰۲ کیلوگرم TNT

Fig. 6. The general scheme of the explosion environment and the expansion of the pressure wave front resulting from the explosion of 502 kg of TNT



شکل ۷. تاریخچه انفجار ۵۰ کیلوگرم TNT

Fig. 7. History of 50 kg TNT explosion

در واقع برای ۵۰ کیلوگرم TNT، شعاع تأثیر ماده منفجره برابر ۱۹۳ میلی متر و شعاع بیشینه ۴۰۰ میلی متر در نظر گرفته شده است. در گام بعدی به تعریف مش بندی مدل پرداخته شده که بسته به شعاع بیشینه تعداد مش ها اعمال می شود. برای شعاع بیشینه ۴۰۰ میلی متر، تعداد ۲۰۰ مش در راستای R برای مدل در نظر گرفته شده است. در جدول (۳) شعاع تأثیر محاسبه شده با استفاده از رابطه (۴) برای مقادیر مختلف ماده منفجره ارائه شده است.

گام بعدی در ادامه مدل سازی در نرم افزار AUTODYN، ابعاد محاسبه شده شعاع تأثیر مواد منفجره در مدل تعریف شده است (۱۹۳ میلی متر). چگالی ماده منفجره (ρ) TNT که مقدار آن برابر $1630 \frac{kg}{m^3}$ است و انرژی داخلی TNT نیز به طور پیش فرض برای ماده منفجره برابر $3/68 \times 10^6$ (Pa) در نظر گرفته شده است [21].

تنش ایجادشده حاصل از انفجار ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT در مرز قسمت مرکزی سقف مخزن و خاک بالاسری مخزن مدفون شکل (۸) در عمق‌های ۳، ۶، ۸ و ۱۰ متری مطابق جدول (۵) است.

۲-۴- بیشترین جابه‌جایی مجاز پوشش بتنی

با توجه به چگونگی و سرعت انتقال موج انفجار و همچنین مقدار تنش‌ها که در محیط ایجاد می‌کند، امکان بروز خسارت مورد بررسی قرار گرفته است. معیارهای متفاوتی برای محاسبه حد مجاز خسارت و جابه‌جایی مخزن بتنی تحت بار دینامیکی توسط پژوهشگران مختلف ارائه شده است. در این مقاله به منظور به دست آوردن جابه‌جایی مجاز از معیار ساکورایی استفاده شده است. ساکورایی برای این مهم کرنش بحرانی رابطه (۶) را پیشنهاد کرده است [23]:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E} \quad (6)$$

که در آن σ_c مقاومت فشاری تک‌محوری و E مدول یانگ برحسب kg/cm^2 است. باید توجه داشت که کرنش بحرانی همیشه کوچک‌تر از کرنش در لحظه شکست است. مقدار کرنش مجاز با استفاده از رابطه (۷) در سه رده سطح هشدار توسط ساکورایی معرفی شد [23].

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 0.85 \quad (7)$$

پس از محاسبه مقدار کرنش مجاز، بیشترین جابه‌جایی مجاز در مخزن بتنی با استفاده از رابطه (۸) حاصل شده است:

$$\varepsilon_c = \frac{u_c}{a} \quad (8)$$

u_c جابه‌جایی مجاز و پارامتر a بزرگ‌ترین بعد مخزن بتنی است. در مقاله حاضر با توجه به ضخامت ۶۰۰ میلی‌متری پوشش بتنی مخزن با عیار سیمان (kg/cm^3) ۲۵۰ و با در نظر گرفتن مدول یانگ پوشش بتنی، کرنش بحرانی برابر ۰/۰۰۶۵۶ و بیشترین میزان جابه‌جایی مجاز پوشش بتنی ۵۹/۱۱ میلی‌متر تعیین شد.

۳- بحث و بررسی نتایج

هنگام وقوع انفجار، انرژی به‌طور ناگهانی آزاد می‌شود. تأثیر این آزادسازی انرژی به دو بخش تشعشع حرارتی و انتشار موج در زمین و هوا تقسیم می‌شود. امواج حاصل با سرعتی بالاتر از

انفجارهای سطحی که در این پروژه مورد بررسی قرار گرفته است، اطلاعات بسیار کمی در دسترس است. بر اساس رابطه (۵) قطر گودال انفجار بر اساس وزن ماده منفجره محاسبه شد و خاک‌برداری گودال در مدل‌سازی منظور شده است [22].

$$D = 0.8 W^{1/3} \quad (5)$$

D : قطر گودال ناشی از انفجار برحسب متر

W : وزن ماده منفجره برحسب کیلوگرم

در جدول (۴) اندازه قطر گودال برای وزن‌های مختلف TNT ارائه شده است.

زمانی که شرایط برای اعمال فشار انفجار به مدل مهیا شد، تاریخچه انفجار استخراج شده از نرم‌افزار AUTODYN در نرم‌افزار FLAC 2D فراخوان شده و به صورت پالس فشار به صورت شعاعی به سطح گودال وارد شد و از گودال به سمت سازه زیرزمینی منتشر شد. در واقع هنگامی که انفجار رخ می‌دهد، امواج از یک نقطه شروع می‌شوند و از این نقطه دور می‌شوند و به تدریج در محیط پخش می‌شوند.

جدول ۴. قطر گودال انفجار برای مقادیر مختلف ماده منفجره (kg)

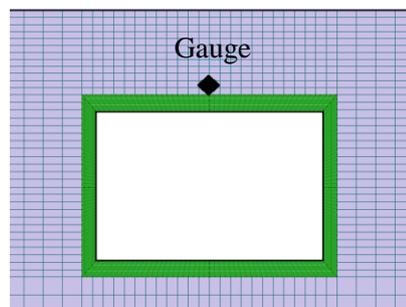
Table 4. The diameter of the explosion pit for different amounts of explosive (kg)

Weight of Explosive (kg)	50	100	200
Crater Diameter (m)	2.95	3.71	4.68

جدول ۵. تنش‌های حاصل از انفجار با توجه به عمق مدفون مخزن (Pa)

Table 5. The stresses resulting from the explosion according to the buried depth of the tank (Pa)

Weight of Explosive (kg)	Depth of Buried Tank (m)			
	3	6	8	10
50	17.22×10^6	28.3×10^5	20.1×10^5	69.3×10^3
100	21.5×10^6	40.72×10^5	22.6×10^5	15.66×10^5
200	29×10^6	12.9×10^6	26.7×10^5	21.04×10^5



شکل ۸. محل سنجش میزان تنش حاصل از انفجار

Fig. 8. The place to measure the amount of stress resulting from the explosion

ابتدا ممکن است به صورت الاستیک رفتار کند، اما با افزایش شدت بار انفجاری، به حالت پلاستیک می‌رود و تغییر شکل‌های دائمی در آن ایجاد می‌شود. در خاک‌های رسی لای‌دار، رفتار ناپایدار و مقاومت برشی پایین این خاک‌ها در برابر بارهای دینامیکی، باعث می‌شود که خاک در برابر انفجارها بیشتر به همگرا شدن و تغییر شکل‌های قابل توجه تمایل داشته باشد، که می‌تواند آثار مهمی بر عملکرد سازه داشته باشد.

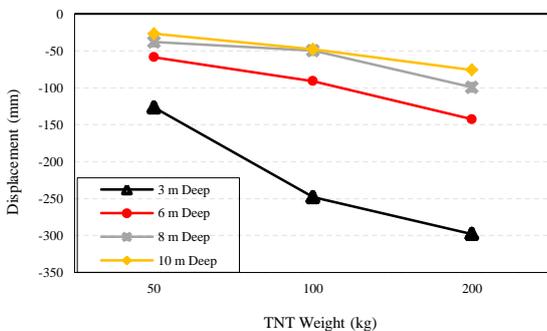
نتایج نشان می‌دهد هنگامی که مخزن مدفون در عمق ۳ متری تحت بار ۵۰ کیلوگرم TNT قرار گرفته است، نقطه مرکزی سقف مخزن مدفون، ۱۲۶/۵۹ میلی‌متر به سمت پایین جابه‌جا می‌شود. مقدار جابه‌جایی پس از اعمال بار انفجاری ۱۰۰ کیلوگرم TNT، ۲۴۸ میلی‌متر و پس از اعمال بار انفجاری ۲۰۰ کیلوگرم TNT نیز ۲۹۸ میلی‌متر به سمت پایین بوده است.

با توجه به مقدار مجاز کرنش و جابه‌جایی پوشش بتنی مخزن، مخزن بتنی مدفون در عمق ۳ متری از سطح خاک قادر به تحمل بارهای انفجاری ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرمی TNT نبوده است. در واقع با توجه به فاصله انفجار تا عمق قرارگیری بتن، خواص مقاومتی خاک توان مستهلک کردن تنش‌های حاصل از انفجار را ندارند و همین باعث تخریب در ناحیه سقف مخزن مدفون می‌شود.



شکل ۹. چگونگی انتشار موج انفجار در محیط

Fig. 9. How the blast wave propagates in the environment



شکل ۱۰. جابه‌جایی وسط سقف مخزن مدفون در عمق‌های متفاوت

Fig. 10. Moving the middle of the roof of the buried tank at different depths

سرعت صوت حرکت کرده و به ساختارها برخورد می‌کنند. بررسی نتایج مدل‌سازی عددی انفجار نشان می‌دهد که عبور این امواج از هر نقطه‌ای، حالت تعادل آن نقطه را تغییر می‌دهد [24].

شکل (۹) چگونگی انتشار موج انفجار در محیط را نشان می‌دهد. عمق مدفون مخزن بتنی به دلیل برخورد امواج به هدف حائز اهمیت است و از طرف دیگر مسافت طی شده موج باعث استهلاک بخشی از انرژی و یا تمام انرژی حاصل از انفجار می‌شود. از این رو پس از شبیه‌سازی بارهای انفجاری مختلف (۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم)، مقادیر جابه‌جایی سقف و کف مخزن مدفون در عمق‌های مختلف (۳، ۶، ۸ و ۱۲ متر) در خاک رسی لای‌دار بررسی شد.

۳-۱- تأثیر عمق مدفون بر میزان جابه‌جایی‌های ایجادشده در

سقف مخزن مدفون

در این مرحله جابه‌جایی پوشش مخزن بتنی از ناحیه سقف تحت بارهای انفجاری ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرمی TNT در عمق‌های ۳، ۶، ۸ و ۱۰ متری بررسی شده است. در واقع در این مقایسه ضخامت خاک بالاسری در حدفاصل مرکز سقف و محل انفجار متغیر فرض شده است. مقادیر مختلف ماده منفجره درست در بالای محل قرارگیری تونل اعمال شده است. شکل (۱۰) میزان جابه‌جایی سقف مخزن بتنی مدفون در اعماق مختلف را نشان می‌دهد.

بر اثر وقوع انفجار موجی تولید می‌شود که موجب ایجاد یک جبهه پرفشار از نقطه انفجار به سمت اطراف می‌شود. این فشار با زیاد شدن فاصله از مرکز انفجار مستهلک می‌شود. در واقع ضربه‌ای که خیلی سریع پس از انفجار تولید می‌شود با سرعت بسیار زیادی در محیط گسترش می‌یابد و فشار محیط را به حداکثر فشار انفجار می‌رساند و در کسری از ثانیه تا فشار محیط کاهش می‌یابد، به این مرحله اصطلاحاً فاز مثبت گفته می‌شود. در نتیجه انتشار موج اندکی پس از اینکه فاز مثبت طی می‌شود، گازهای حاصل از انفجار سرد شده و باعث می‌شود که فشار آن‌ها از فشار اتمسفر کمتر شود که این اتفاق باعث ایجاد مکش و به وجود آمدن تنش‌های کششی در محیط خاک رسی لای‌دار می‌شود، به این مرحله فاز منفی گفته می‌شود.

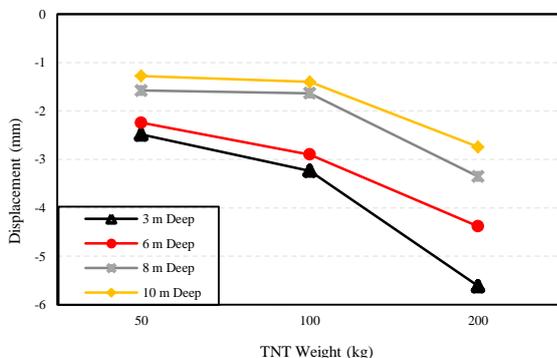
خاک تحت بار انفجاری به صورت غیر خطی و الاستیک پلاستیک رفتار می‌کند. به عبارتی دیگر، خاک در برابر بار انفجاری

می‌دهد، که این امر می‌تواند منجر به افزایش کرنش در خاک‌های رسی لای‌دار شود. ارتعاشات انفجار غالباً باعث ایجاد شکست‌های موضعی در خاک‌های نزدیک به محل انفجار می‌شوند و این ارتعاشات ممکن است در امتداد صفحات بستر خاک رسی لای‌دار انتشار یابند. قابل توجه است که خاک رس می‌تواند نامطلوب‌ترین واکنش را به بارگذاری انفجار نشان دهد، زیرا در خاک‌های رسی بزرگ‌ترین دهانه‌های قابل مشاهده برای یک انفجار مشخص شکل می‌گیرد.

۳-۲- تأثیر عمق مدفون بر میزان جابه‌جایی‌های ایجادشده در کف مخزن مدفون

در این بخش به بررسی میزان جابه‌جایی کف مخزن مدفون تحت بارهای انفجاری ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT در اعماق ۳، ۶، ۸ و ۱۰ متری پرداخته شده است. شکل (۱۱) میزان جابه‌جایی کف مخزن بتنی مدفون در اعماق مختلف را نشان می‌دهد. در حالتی که مخزن مدفون در عمق ۳ متری تحت بار ۵۰ کیلوگرم TNT قرار گرفته است، مقدار جابه‌جایی ایجاد شده در کف مخزن ۲/۴۸ میلی‌متر است. مقدار جابه‌جایی پس از اعمال بار انفجاری ۱۰۰ کیلوگرم TNT، ۳/۲۳ میلی‌متر و پس از اعمال بار انفجاری ۲۰۰ کیلوگرم TNT نیز ۵/۶۱ میلی‌متر است.

با افزایش عمق مدفون به ۶ متر، تحت بارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT، مقدار جابه‌جایی‌ها در کف مخزن به ترتیب ۲/۲۴، ۲/۸۹ و ۴/۳۸ میلی‌متر است. نتایج نشان می‌دهد با افزایش عمق مدفون از ۳ متر به ۶ متر، میزان جابه‌جایی کف مخزن تحت بارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT به ترتیب حدود ۱۰٪، ۱۱٪ و ۲۲٪ کاهش یافته است.



شکل ۱۱. جابه‌جایی وسط کف مخزن مدفون در اعماق متفاوت

Fig. 11. Moving the middle of the bottom of the buried tank at different depths

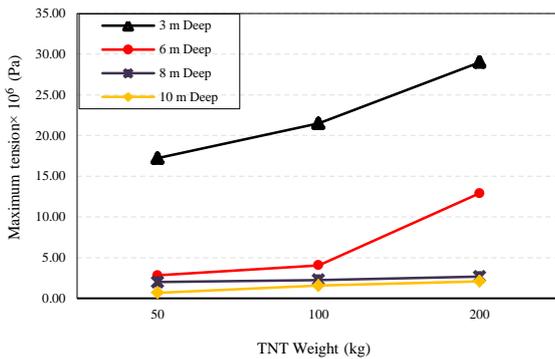
ارتعاشات ناشی از انفجار نقش مهمی در تخریب سازه‌های زیرزمینی دارند؛ اما حساسیت بالا و مقاومت برشی کم خاک‌های رسی لای‌دار از جمله عواملی هستند که ناپایداری سازه تحت بار انفجاری را تشدید می‌کنند. همچنین، تنش‌های دینامیکی ایجاد شده توسط بارگذاری انفجار ممکن است فشار منفذی در خاک‌های رسی لای‌دار را افزایش دهد، که این امر می‌تواند تا حدی توضیح‌دهنده سازوکار خرابی در این شرایط باشد [25].

هنگامی که مخزن مدفون در عمق ۶ متری تحت بارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT قرار گرفته است، مقدار جابه‌جایی‌ها به ترتیب ۵۸/۶۸، ۹۱/۰۵ و ۱۴۲/۵۶ میلی‌متر به سمت پایین بوده است که از جابه‌جایی مجاز بیشتر است و موجب تخریب در سازه می‌شود. با افزایش عمق مدفون از ۳ متر به ۶ متر، میزان جابه‌جایی سقف مخزن تحت بارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT به ترتیب حدود ۵۳٪، ۶۳٪ و ۵۲٪ کاهش یافته است. در واقع با توجه به خاصیت میرایی خاک رسی لای‌دار و تنش ایجاد شده حاصل از انفجار، هر چقدر عمق مدفون مخزن بیشتر می‌شود، مقدار جابه‌جایی‌ها به شدت کاهش پیدا می‌کند.

در حالتی که مخزن مدفون در عمق ۸ متری تحت بارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT قرار گرفته است، مقدار جابه‌جایی‌ها در سقف مخزن به ترتیب ۳۸/۱۴، ۴۹/۶۷ و ۹۹/۳۸ میلی‌متر به سمت پایین بوده است.

در حالتی که مخزن مدفون در عمق ۱۰ متری تحت بار ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT قرار گرفته است، مقدار جابه‌جایی‌ها به ترتیب ۲۶/۸۷، ۴۷/۹۵ و ۷۵/۸ میلی‌متر به سمت پایین بوده است. نتایج نشان می‌دهد با افزایش عمق مدفون از ۳ متر به ۱۰ متر، میزان جابه‌جایی سقف مخزن تحت بارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT به ترتیب حدود ۷۹٪، ۸۱٪ و ۷۴٪ کاهش یافته است. در واقع، زمانی که عمق مدفون سازه زیرزمینی افزایش می‌یابد، به دلیل میرایی محیط خاک رسی لای‌دار مدت زمان رسیدن موج افزایش می‌یابد، شکل بار اعمال شده بر سازه زیرزمینی از بار نقطه‌ای به بار سطحی تغییر می‌کند و حالت شکست سازه از شکست برشی موضعی به شکست فشاری و خمشی تغییر می‌یابد [26].

تجزیه و تحلیل عددی ارتعاشات انفجار نشان می‌دهد که تقویت ارتعاشات در نزدیکی مرز بین خاک و سازه مدفون رخ



شکل ۱۲. تنش ناشی از انفجار در قسمت بالای سقف مخزن مدفون در

عمق‌های متفاوت

Fig. 12. The stress caused by the explosion in the upper part of the roof of the buried tank at different depths

۳-۳- تأثیر عمق مدفون بر میزان تنش‌های ایجادشده در سقف مخزن مدفون

در این مرحله تأثیر عمق مدفون مخزن بر میزان تنش‌های ایجاد شده در سقف مخزن مدفون بررسی شد. یکی دیگر از عوامل تعیین کننده تأثیر مدفون بودن مخزن علاوه بر حداکثر تغییر مکان، تنش‌های به وجود آمده در مخزن می‌باشد [12]. همان‌طور که در شکل (۱۲) نشان داده شده است، میزان فشار و تنش‌های حاصل از بار انفجاری در اعماق زمین کاهش پیدا می‌کند که نشان دهنده روند استهلاک انرژی انفجار به وسیله خاک رسی لای دار است. در واقع هرچه فاصله قائم محل انفجار نسبت به محور مرکزی مخزن مدفون بیشتر شود، مقدار تنش و در نتیجه جابه‌جایی به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد.

بر اساس نتایج حاصل شده میزان تنش ایجاد شده به دلیل انفجار ۵۰ کیلوگرم TNT در عمق ۳ متر برابر 17.22×10^6 Pa است، در حالی که با افزایش عمق به ۶ متر این مقدار کاهش قابل توجهی داشته و به 28.3×10^5 Pa رسیده است. شایان ذکر است که با افزایش عمق به ۸ و ۱۰ متر روند کاهش تنش ناشی از انفجار ۵۰ کیلوگرم TNT بسیار کند شده است. برای ۲۰۰ کیلوگرم ماده منفجره TNT مقدار تنش برای اعماق مدفون ۳، ۶، ۸ و ۱۰ متر به ترتیب 29×10^6 Pa، 12.9×10^6 Pa، 26.7×10^5 Pa و 21.04×10^5 Pa است، همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش عمق مدفون از ۸ به ۱۰ متر مقدار کاهش تنش قابل توجه نیست.

تنش حداکثری با افزایش عمق دفن از ۳ متر به ۶ متر به طور متوسط ۷۳ درصد کاهش پیدا می‌کند. به همین ترتیب افزایش عمق

در حالتی که مخزن مدفون در عمق ۸ متری تحت بارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT قرار گرفته است، مقدار جابه‌جایی‌ها در کف مخزن به ترتیب ۱/۵۷، ۱/۶۳ و ۳/۳۵ میلی‌متر است.

در حالتی که مخزن مدفون در عمق ۱۰ متری تحت بار ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT قرار گرفته است، مقدار جابه‌جایی‌ها به ترتیب ۱/۲۸، ۱/۴۰ و ۲/۷۴ میلی‌متر است. نتایج نشان می‌دهد با افزایش عمق مدفون از ۳ متر به ۱۰ متر، میزان جابه‌جایی کف مخزن تحت بارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم TNT به ترتیب حدود ۴۹٪، ۵۷٪ و ۵۱٪ کاهش یافته است.

بحرانی‌ترین و بیشترین رفتار سازه مدفون تحت بار انفجاری در حالتی است که خاک اطراف سازه مدفون از جنس رس و اشباع باشد. خاک رس نرم و شکننده است و تغییر شکل پلاستیک برای خاک رس نرم می‌تواند تحت بارهای ناشی از امواج انفجاری ایجاد شود. بسیاری از مشکلات مهندسی ژئوتکنیک و زمین‌شناسی در منطقه خاک‌های رسی که در معرض بارهای ارتعاشی مکانیکی، امواج و سایر بارهای چرخه‌ای طولانی مدت قرار دارند، دخیل هستند [27].

هر چه خاک متراکم تر و چسبنده تر باشد، حجم و قطر گودال ایجادشده درون زمین ناشی از انفجار، کمتر است. وجود ریزدانه‌های رسی درون خاک که علت اصلی ایجاد چسبندگی در انواع خاک‌ها است، یک نوع نیروی مقاوم در برابر از هم گسیختگی خاک محسوب می‌شود و انسجام خاک را در هنگام انفجار حفظ می‌کند. در انفجارهای شدید چسبندگی خاک، قطر گودال را کنترل می‌کند اما وجود چسبندگی در خاک، رفتار حوزه دور آن را دچار تغییر نمی‌کند. تراکم خاک که وابسته به مدول یانگ و چگالی آن است در رفتار حوزه دور خاک در برابر موج انفجار کاملاً تأثیرگذار است. در نظر گرفتن میرایی ذاتی خاک با مدل ویسکوالاستیک می‌تواند سازوکار استهلاک انرژی در پدیده انفجار را که به دلیل وجود حفرات داخل خاک و تغییر شکل‌های ناشی از فاز هوای درون خاک است، به درستی مدل کند [28].

بر اساس نتایج حاصل شده هر چه عمق مدفون مخزن بتنی بیشتر شود، میزان جابه‌جایی سقف و کف به شدت کاهش پیدا می‌کند. با توجه به خاصیت میرایی خاک موجود در منطقه، تنش ایجادشده حاصل از انفجار، هر چه مسافت بیشتری برای رسیدن به مخزن بتنی مدفون طی کند از شدت آن به‌طور چشمگیری کاسته می‌شود.

برای بررسی تأثیر بار انفجار از ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم ماده منفجره TNT در این پژوهش استفاده شده است. در این مطالعه به بررسی تأثیر وزن‌های مختلف مواد منفجره TNT و عمق قرارگیری سازه زیرزمینی بر جابه‌جایی سقف و کف مخزن بتنی پرداخته شد. برخی از مهم‌ترین نتایج به‌دست‌آمده در این پژوهش به شرح ذیل است:

۱- تأثیر انفجار روی هر سازه‌ای به وزن و اندازه ماده منفجره بستگی دارد. علاوه بر این، پارامترهای محیط اطراف بر پاسخ‌ها تأثیر دارند. عمق مدفون سازه زیرزمینی، اندرکنش خاک و سازه زیرزمینی، خواص فیزیکی و مکانیکی خاک، وزن ماده منفجره، مقدار میرایی انرژی در اعماق مختلف، از جمله عوامل مؤثر بر فشار انفجاری بر سازه زیرزمینی است.

۲- با افزایش عمق دفن مخزن، میزان جابه‌جایی سقف و کف به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. برای نمونه، تحت بار انفجاری ۵۰ کیلوگرم TNT، جابه‌جایی سقف مخزن از ۱۲۶/۵۹ در عمق ۳ متر به ۲۶/۸۶ میلی‌متر در عمق ۱۰ متر کاهش یافته است که نشان‌دهنده کاهش ۷۸ درصدی جابه‌جایی است.

۳- میزان تنش ایجادشده در خاک در اعماق زیرین خاک کاهش یافته است که این نشان‌دهنده مستهلک شدن انرژی انفجار در خاک است. با توجه به اینکه در اعماق زیرین به دلیل فشار حاصل از وزن خاک بالاسری خاک ساختاری فشرده‌تر و متراکم‌تر دارد، می‌تواند امواج حاصل از انفجار را با سرعت بیشتری از خود عبور دهد و همین امر باعث تسریع روند استهلاک امواج و در نتیجه آن کاهش خسارات وارد شده به سازه مدفون را به دنبال داشته باشد.

۴- رفتار غیرخطی و الاستیک-پلاستیک خاک رسی لای‌دار نقش مهمی در کاهش دامنه جابه‌جایی‌ها و استهلاک انرژی انفجار دارد. این خاک به دلیل چسبندگی و تراکم بالاتر، اثر قابل توجهی بر کاهش جابه‌جایی و تنش‌های سازه مدفون در اعماق مختلف نشان داده است.

۵- با افزایش بار دینامیکی، سیستم خاک-سازه تعبیه شده در خاک رسی لای‌دار به صورت غیر خطی رفتار می‌کند که منجر به کاهش سختی و افزایش میرایی می‌شود. بیشترین دامنه جابه‌جایی تحت بار دینامیکی کاهش می‌یابد که عمدتاً به دلیل

مدفون از ۶ متر به ۸ متر باعث ۵۰ درصد کاهش و افزایش عمق از ۸ متر به ۱۰ متر ۳۹ درصد تنش حداکثری را کاهش می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود میزان درصد کاهش تنش با افزایش عمق کم می‌شود با توجه به جنس رسی لای‌دار و مشخصات مکانیکی خاک در اعماق زیاد به دلیل افزایش فشار خاک حاصل از وزن خاک بالاسری و همچنین متراکم‌تر بودن ذرات خاک، انتقال انرژی‌های باقی‌مانده حاصل از موج انفجار بهتر صورت می‌گیرد. به بیان دیگر در اعماق زیاد درصد اختلاف افت تنش‌های حداکثری کمتر می‌شود.

با افزایش قدرت انفجار، میزان تنش وارد شده بر سازه مدفون افزایش ناگهانی داشته که منجر به ایجاد لرزش در سازه مدفون می‌شود. بیشترین تمرکز تنش در ناحیه‌های نزدیک به محل انفجار بوده و کرنش‌های خمیری که منجر به آسیب رسیدن به پوشش بدنه مخزن مدفون می‌شود، در همین ناحیه رخ می‌دهد [12-23].

به طور کلی فشار وارد بر پوشش مخزن بتنی مدفون با افزایش وزن مواد منفجره افزایش می‌یابد ولی با افزایش عمق مدفون به دلیل استهلاک انرژی انفجار کاهش می‌یابد. در اثر انفجار پوشش مخزن مدفون و خاک اطراف آن دچار تغییر شکل قابل توجهی می‌شوند. با افزایش عمق مدفون به دلیل کاهش تنش، تغییر شکل پوشش مخزن مدفون کاهش می‌یابد.

همان‌طور که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود جابه‌جایی قائم وسط سقف مخزن با توجه به کاهش تنش‌های حاصل از انفجار با افزایش عمق دفن کاهش یافته است. به دنبال آن احتمال تخریب سازه هم با افزایش عمق دفن کاهش پیدا کرده است. بر این اساس با افزایش عمق مدفون برای احداث سازه‌های زیرزمینی به نتایج بهتری از میزان جابه‌جایی و تنش‌های ایجادشده می‌توان دست پیدا کرد.

۴- نتیجه‌گیری

با توجه به اهمیت سازه‌های مدفون و وجه تمایز آن‌ها به خاطر اندرکنش خاک و سازه نسبت به حالت سطحی، در این تحقیق رفتار مخزن مدفون در خاک رسی لای‌دار تحت تأثیر بار انفجاری با استفاده از نرم‌افزار FLAC 2D مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور مخزن بتنی نیمه پر مدفون در عمق‌های متفاوت (۳، ۶، ۸ و ۱۰ متری) با هندسه مستطیلی مدل‌سازی شده است.

تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

قدردانی

نویسندگان مراتب قدردانی خود را از داوران این تحقیق اعلام می‌دارند. نظرات سازنده آنها سبب بهبود کیفی تحقیق شد.

منابع مالی

این تحقیق بدون دریافت حمایت مالی از سوی مرکز و یا دانشگاه آزاد اسلامی واحد بندرعباس صورت گرفت.

References

- [1] Peyman, S. and Eskandari, A., 2023. Analytical and numerical study of concrete slabs reinforced by steel rebars and perforated steel plates under blast loading. *Results in Engineering*, 19, p.101319.
- [2] Fan, Y., Tan, Z., Yang, G., Cui, X., Deng, K. and Tian, B., 2024. Analysis of dynamic behavior and damage mode of shallow buried tunnel due to underwater explosions. *Ocean Engineering*, 296, p.117015.
- [3] Kostopoulos, V., Kalimeris, G.D. and Giannaros, E., 2022. Blast protection of steel reinforced concrete structures using composite foam-core sacrificial cladding. *Composites Science and Technology*, 230, p.109330.
- [4] Olarewaju, A.J., Kameswara, R.N.S.V. and Mannan, M.A., 2012. Response of underground pipes to blast loads. In: M. Abbas, ed. *Earthquake-Resistant Structures*. Rijeka: IntechOpen, Ch. 20.
- [5] Amiri, M., Ameri Siahouri, M., Ghasemi, S. and Salehian, R., 2021. Investigation of the effect of tunnel excavation on the surrounding structures with a superior attitude on the heights and widths of the structures (Case study: Isfahan's Metro Tunnel). *Journal of Tunneling and Underground Space Engineering*, 10(1), pp.57–69. (In Persian).
- [6] Zheng, Q., Xu, Q., Shu, Z., Yang, D., Chen, W., Akkurt, N. et al., 2023. A review of advances in mechanical behaviors of the underground energy transmission pipeline network under loads. *Gas Science and Engineering*, 117, p.205074.
- [7] Ye, W., Zhou, Z., Bai, Y., Wu, Y. and Chen, Y., 2024. Dynamic response and damage of subway tunnels subjected to explosion-induced loads. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.1–7.
- [8] Amiri, M. and Dousti, H., 2021. Evaluation of the effects of soil improvement using injection technique

میرایی هیستریک بالا ناشی از رفتار غیرخطی خاک‌های رسی لای‌دار است.

۶- افزایش عمق دفن به عنوان یک راهکار مهندسی مؤثر باعث بهبود عملکرد سازه‌های مدفون در برابر انفجار می‌شود. این نتایج می‌توانند به طراحی ایمن‌تر سازه‌های زیرزمینی، نظیر مخازن، تونل‌ها و پناهگاه‌ها، در شرایط بارگذاری انفجاری کمک کنند و راهنمایی برای انتخاب عمق دفن بهینه در پروژه‌های مهندسی باشند.

مشارکت نویسندگان

تمامی نویسندگان به یک اندازه در این تحقیق مشارکت داشتند.

- on the values of displacement and damages inflicted on the buried structure subjected to the propagation of explosion waves (A case study of Isfahan subway tunnel, Soffeh-Azadi route). *Tunneling & Underground Space Engineering (TUSE)*, 10(4), pp.435–452.
- [9] Hatef, N. and Rahimi, B., 2002. Behavior of Shiraz layered clay under alternating simple shear load. *Modares Technical and Engineering*, 8, pp.11–23.
- [10] Gui, M. and Chien, M., 2006. Blast-resistant analysis for a tunnel passing beneath Taipei Shongsan airport—a parametric study. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24, pp.227–248.
- [11] Nader, Q. and Shanai, M., 2014. Reinforcement of concrete water tanks by FRP reinforced polymer fibers. In: *8th National Congress of Civil Engineering*. Tehran, Iran.
- [12] Frost, N., Taghipur Birgani, M. and Frost, A., 2015. An overview of the studies done on buried storage tanks. In: *International Conference of New Achievements in Civil Engineering, Architecture, Environment and Urban Management*. Tehran, Iran.
- [13] Taghavi Parsa, M.H., 2020. Analysis of explosive loading on underground structures under surface explosions. *Modares Civil Engineering Journal*, 19(6), pp.31–39.
- [14] Osmi, S.K.C., Othman, M., Husen, H., Jelani, J. and Sojijpto, S., 2023. Blast response of underground structures subjected to external explosion – a review. *Zulfaqar Journal of Defence Science, Engineering & Technology*, 6(1).
- [15] Zhou, L., Li, X., Yan, Q., Li, S., Chang, S. and Ren, P., 2024. Test and damage assessment of shallow buried RC tunnel under explosion. *Underground Space*, 14, pp.118–137.
- [16] Amiri, M. and Mohammad, D.H., 2022. The effect of

- soil layering on the propagation of waves from surface explosions on buried tunnels (Case study of Isfahan metro tunnel, Sefeh-Azadi route). *Journal of Tunneling and Underground Space Engineering*, 10(3), pp.311–331. (In Persian).
- [17] ASTM D854, 1999. *Standard test method for specific gravity of soil solids by water pycnometer*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- [18] ASTM D3080, 2011. *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- [19] Landau, L.D. and Lifshitz, E.M., 1970. *Theory of Elasticity*. (Course of Theoretical Physics, Vol. 7). Oxford: Pergamon Press.
- [20] Program and Budget Organization, 1992. *Rules and criteria for the design and calculation of underground water reservoirs (Publication No. 123)*. Tehran: PBO.
- [21] Rashidell, A., Kharghani, M., Dias, D. and Hajihassani, M., 2020. Numerical study of the segmental tunnel lining behavior under a surface explosion – Impact of the longitudinal joints shape. *Computers and Geotechnics*, 128, p.103822.
- [22] Itasca Consulting Group, 2019. *FLAC 2D User Manual, Version 8.10*. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- [23] Sakurai, S., 1997. Lessons learned from field measurements in tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 12(4), pp.453–460.
- [24] Olarewaju, A., Mannan, M. and Kameswara, R., 2012. *Response of Underground Pipes to Blast Loads*. Rijeka: IntechOpen.
- [25] Bouchard, S., L’Heureux, J.S., Johansson, J., Leroueil, S. and LeBoeuf, D., 2018. Blasting induced landslides in sensitive clays. In: *Landslides and Engineered Slopes: Experience, Theory and Practice*. London: CRC Press, pp.497–504.
- [26] Xin, B., Shutao, L., Jingbo, L., Fei, W., Yeqing, C., Longming, C. and Qing, Z., 2023. Experimental study of deep-burial underground structures subjected to multiple 45° side-top far-field explosions. *International Journal of Impact Engineering*, 173, p.104432.
- [27] Deng, Q.L. and Ren, X.W., 2017. An energy method for deformation behavior of soft clay under cyclic loads based on dynamic response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 94, pp.75–82.
- [28] Hosseini, S.A. and Hosseini, N., 2018. Numerical modeling of underground explosion and response of buried structures using coupled Eulerian-Lagrangian method. *Journal of Advanced Defense Science and Technology*, 9(3), pp.325–336.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Amiri, M., Dalvand, M. and Karimi, H., 2026. Investigating the Effect of Buried Depth of Concrete Tanks under Explosive Load in Layered Clay Soils, *Modares Civil Engineering journal*, 26(1). doi: 10.48311/mcej.2025.27809



A Comprehensive Formulation for Soil-Foundation Stiffness Considering Multi-Story Structures: Extension of Winkler's Model for Strip Footings

Morvarid Hajian¹, Reza Attarnejad^{2*} 

1. PhD. candidate, School of civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.
2. Professor, School of civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.

Abstract

Soil-Structure Interaction (SSI) is a critical factor in seismic design, particularly for structures located on soft soils, where the dynamic interplay between the foundation and the surrounding soil significantly influences structural behavior during seismic events. This interaction affects not only the seismic response of the structure but also the transfer and distribution of forces between the foundation and the soil medium. As such, accurately accounting for SSI in seismic analyses is essential to ensure both safety and performance. Traditional approaches to modeling SSI often employ springs with specified stiffness values, which act as simplified representations of the more complex soil-structure system. These springs are designed to replace full-scale, computationally intensive soil-structure models. The stiffness of these springs depends on various parameters, including soil properties and the characteristics of both the substructure and superstructure. However, despite their wide application, many existing methods are limited in scope.

Previous research has primarily focused on calculating soil stiffness beneath basic foundation shapes, such as circular or rectangular foundations, while neglecting more complex scenarios, such as the presence of middle and edge strips in strip foundations. Additionally, most computational relationships available in the literature rely solely on geometric properties of the foundation. These approaches fail to account for the superstructure's influence, including its height, weight and natural period, which restricts their applicability in real-world engineering design scenarios. This gap in the understanding of SSI for strip foundations necessitates the development of more comprehensive and practical models.

This study addressed these limitations by proposing new relationships to calculate the stiffness of soil beneath strip foundations, explicitly considering the presence of superstructures with heights ranging from 1 to 15 stories. The analysis was based on extensive three-dimensional numerical simulations conducted using the Finite Element Method (FEM) in OpenSees platform. The models employed soft soils especially from groups D and E, as classified by seismic design codes, to ensure the results were applicable to a broad range of soil conditions. The study investigated the combined effects of foundation dimensions, soil properties, and the number of stories of the structure on the resulting soil stiffness.

The findings revealed that soil stiffness was influenced not only by the physical dimensions of the foundation but also by the dynamic properties of the overlying structure. A comparison between the proposed model and experimental data demonstrated excellent agreement, underscoring the model's reliability. For example, the average inter-story lateral displacement in both the proposed and experimental models was calculated as 0.02 meters. Moreover, the maximum lateral displacement at the roof level was 24 mm in the experimental model and 23.4 mm in the proposed model. These results confirm the high accuracy and robustness of the proposed relationships.

The newly developed relationships offer a practical, efficient, and precise alternative to more complex numerical simulations, making them highly valuable for engineering design applications. By incorporating both soil and superstructure characteristics, the proposed model bridges the gap in existing research and provides a reliable framework for analyzing and designing structures that account for soil-structure interaction in seismic conditions.

Review History

Received: Jan 17, 2025
Revised: May 29, 2025
Accepted: Nov 8, 2025

Keywords

Soil-structure interaction (SSI)
Finite element method (FEM)
Numerical model
Two-parameter soil-foundation element
Winkler springs
Strip footings

* Corresponding Author Email: attarnjd@ut.ac.ir - ORCID: 0000-0003-1955-2887



ارائه فرمول‌بندی جامع برای سختی خاک-پی در سازه‌های چندطبقه: گسترش مدل وینکلر برای پی‌های شبکه‌ای

مروارید حاجیان^۱، رضا عطارنژاد^{۲*} 

۱. دانشجوی مقطع دکتری، دانشکده فنی، دانشکده عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.
۲. استاد، دانشکده فنی، دانشکده عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

اندرکنش خاک-سازه (SSI) یکی از عوامل کلیدی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها است که به ویژه برای سازه‌های مستقر بر خاک‌های نرم تأثیر قابل توجهی بر رفتار دینامیکی سازه و انتقال نیروها بین پی و خاک دارد. مدل‌سازی این اندرکنش معمولاً با استفاده از فنرهایی با سختی معادل انجام می‌شود که سختی آن‌ها تابعی از ویژگی‌های خاک و سازه است. با این حال، مطالعات پیشین غالباً به پی‌های دایره‌ای و مستطیلی ساده محدود شده‌اند و اثر پی‌های شبکه‌ای، به ویژه تفاوت میان نوارهای میانی و کناری، و همچنین نقش سازه‌های فوقانی را نادیده گرفته‌اند.

کلمات کلیدی

اندرکنش خاک-سازه
روش اجزای محدود
مدل عددی
بستر دوپارامتری الاستیک
فنرهای وینکلر
پی شبکه‌ای

این پژوهش یک مدل جامع برای محاسبه سختی خاک در زیر پی‌های نواری و شبکه‌ای، با در نظر گرفتن سازه‌های چندطبقه (۱ تا ۱۵ طبقه) ارائه می‌دهد. برای دستیابی به این هدف، مدل‌سازی عددی سه‌بعدی با استفاده از روش اجزای محدود (FEM) انجام شده و خاک‌های نرم از گروه‌های D و E به کار گرفته شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهند که عواملی مانند ابعاد پی، ویژگی‌های خاک، و تعداد طبقات سازه آثار معناداری بر سختی خاک دارند. به ویژه مشاهده شد که میانگین تغییر مکان جانبی بین طبقه‌ای و حداکثر جابه‌جایی جانبی سقف تحت تأثیر این پارامترها قرار دارد.

مقایسه نتایج مدل پیشنهادی با داده‌های تجربی از مطالعات قبلی نشان‌دهنده دقت بالای آن است. مدل پیشنهادی به ویژه در پیش‌بینی جابه‌جایی‌ها و دوره‌های تناوب سازه هماهنگی خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. این دقت بالا در کنار سادگی مدل، آن را به ابزاری کاربردی و مؤثر برای طراحی عملی در سازه‌های میان‌مرتبه تبدیل می‌کند. به‌طوری‌که می‌توان از آن برای جایگزینی روش‌های پیچیده و زمان‌بر عددی در تحلیل‌های اجرایی استفاده کرد.

۱- مقدمه

دارد. تحلیل دقیق و صحیح SSI در طراحی سازه‌ها ضروری است، چرا که این تحلیل به مهندسان کمک می‌کند تا آثار محیط خاک را در ارزیابی رفتار سازه‌های مختلف، به ویژه در شرایط لرزه‌ای، در نظر بگیرند. بنابراین، درک و بررسی تأثیر SSI در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها، به ویژه در برابر پارامترهای متنوع خاک و سازه، به عنوان

اندرکنش خاک-سازه (SSI)^۱ یکی از مباحث کلیدی در مهندسی سازه است که تأثیر چشمگیری بر واکنش‌های لرزه‌ای سازه‌ها، به ویژه سازه‌های سخت که روی خاک‌های نرم قرار دارند،

^۱ Soil-Structure Interaction

یک نیاز اساسی در فرآیند طراحی مطرح می‌شود.

پژوهش‌های بسیاری به تحلیل آثار اندرکنش خاک-سازه بر تقاضاهای لرزه‌ای سازه‌ها پرداخته‌اند. برای نمونه، در تحقیقات انجام شده توسط تحقیقی و محمدی (۲۰۲۰) عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها روی محیط خاک به صورت عددی بررسی شد [1]. این مطالعات نشان دادند که با افزایش میزان انعطاف‌پذیری پی، به ویژه در ساختمان‌های بلند، نیروی برشی کاهش می‌یابد و هرچه خاک نرم‌تر باشد، تأثیری که سازه روی سازه‌های مجاور می‌گذارد نیز قابل ملاحظه‌تر است. همچنین اندرکنش خاک-سازه موجب افزایش دوره تناوب سازه و تغییر مکان‌های جانبی آن شده و بر طراحی سازه اثر قابل توجهی دارد. بنابراین، ضروری است که آثار انعطاف‌پذیری زیرسازه در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها در نظر گرفته شود [2-6].

برخی از پژوهشگران مانند ویلتسوس و میک^۱ (۱۹۷۴) [7] و ویلتسوس و نیر^۲ (۱۹۷۵) [8] آثار اندرکنش خاک-سازه را با فرض استفاده از دوره‌ی تناوب افزایش یافته (\bar{T}/T) در یک سیستم یک‌درجه آزادی معادل در نظر گرفتند. این روش در تحلیل لرزه‌ای نیرویی در آیین‌نامه‌های طراحی مانند NIST GCR-12 [9] و ASCE7-22 [10] استفاده می‌شود. با این حال، روابط ارائه شده محدود به پی‌های دایره‌ای و مستطیلی صلب بودند. در تحقیق فورچلینی^۳ (۲۰۲۱)، آثار SSI با استفاده از فرضیات ساده‌سازی شده برای بستر صلب مدل‌سازی شد و چارچوبی برای ارزیابی SSI با مدل معادل دو درجه آزادی (که یک درجه آزادی نمایانگر سازه و دیگری نمایانگر خاک است) برای بستر صلب معرفی شد [11].

این مدل‌ها، اگرچه از نظر محاسباتی کارآمد هستند، اما انعطاف‌پذیری خاک و پی، رفتار ساختمان‌های چندطبقه و دیگر انواع پی‌ها مانند پی‌های شبکه‌ای را به خوبی نمایش نمی‌دهند. بدین ترتیب ویژگی‌های دینامیکی مانند دوره تناوب سازه و نیروی برشی پایه به طور دقیق تخمین زده نمی‌شوند. در این راستا، در مطالعات پیشین روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی دقیق‌تر محیط خاک و در نظر گرفتن آثار اندرکنش خاک-سازه پیشنهاد شده است. به طور خاص، مدل‌های عددی، به‌ویژه روش اجزای محدود (FEM) و مدل‌سازی مستقیم محیط خاک، به دلیل دقت بالا و قابلیت کاربرد عملی بیش‌تر نسبت به فرمول‌های تحلیلی، از برتری

برخوردارند. پژوهش‌هایی مانند ماهرجان و تاپا^۴ (۲۰۲۱) [12]، ریکنا-گارسیا-کروز و همکاران^۵ (۲۰۲۲) [13] و مراجع دیگری [14-16]، انعطاف‌پذیری خاک را از طریق مدل‌سازی محیط پیوسته در تحلیل سازه‌ای وارد کرده و نتایج دقیق‌تری ارائه داده‌اند. با این حال، این روش‌ها از نظر محاسباتی پرهزینه بوده و اغلب برای تحلیل‌های مقیاس بزرگ عملی نیستند. بنابراین، در سال‌های اخیر روش مدل‌سازی با فنر مورد توجه قرار گرفته است. در این روش، خاک زیر پی به صورت مجموعه‌ای از فنرهای پیوسته در نظر گرفته می‌شود. مدل وینکلر (۱۸۶۷) [17] یکی از روش‌های معروف مدل‌سازی محیط خاک است. در روش وینکلر از فنرهای قائم مستقل از هم استفاده می‌شود که قابلیت انتقال برش را ندارند. بنابراین علی‌رغم استفاده راحت و کاربردی آن، روش وینکلر نمی‌تواند رفتار محیط خاک را به‌طور دقیق تخمین بزند. با این حال پژوهشگران بسیاری، از این روش در مطالعات خود استفاده کردند [1,18-21] به عنوان نمونه، وانی و همکاران^۶ (۲۰۲۲) [3] و تحقیقی و محمدی (۲۰۲۰) [1] اثر اندرکنش خاک-سازه بر پاسخ دینامیکی سازه‌های بتن مسلح و سی‌کوئیرا و همکاران^۷ (۲۰۲۳) [5] تأثیر SSI بر رفتار قاب‌های فولادی چندطبقه‌ی صفحه‌ای با پی‌های کم‌عمق را با مدل‌سازی فنرهای عمودی برای نمایش خاک، بررسی کردند.

برای بهبود مدل وینکلر و انتقال برش ایجاد شده در خاک، روش‌های دوپارامتری و سه‌پارامتری مطرح شدند. از تحلیل روش تیر بر روی پی الاستیک دوپارامتری در مطالعات مختلفی استفاده شده است. در این مطالعات ارتعاش آزاد تیر روی بستر تک و یا دوپارامتری بررسی شد. برخی از این پژوهش‌ها مانند والسانگار و پرادهاننگ^۸ (۱۹۸۸) [22] و مورفیدیس و آورامیدیس^۹ (۲۰۰۲) [23] ارتعاش آزاد تیر را با روش‌های حل بسته‌ی دقیق به دست آمده است. در مطالعات زاگری و عطارانژاد (۲۰۱۵) [24] و حاجی و همکاران^{۱۰} (۲۰۱۶) [25] از روش تبدیلات دیفرانسیلی برای حل ارتعاش آزاد تیر استفاده کردند.

⁴ Maharjan and Thapa

⁵ Requena-Garcia-Cruz et. al

⁶ Wani et. al.

⁷ Siqueira et. al.

⁸ Valsangkar and Pradhanang

⁹ Morfidis and Avramidis

¹⁰ Aslami and Akimov

¹ Veletsos and Meek

² Veletsos and Nair

³ Forcellini

زیر منعکس می‌کند:

۱- سختی قائم خاک (K_v) که نشان‌دهنده مقاومت خاک در برابر تغییرشکل‌های عمودی در مرز خاک-پی است.

۲- سختی برشی خاک (K_{shear}) که مقاومت خاک در برابر تغییرشکل‌های برشی در همین مرز را نشان می‌دهد.

در این تحقیق، به معرفی روابط نوین برای محاسبه سختی قائم خاک و توسعه مدل وینکلر پرداخته شده است. برای استخراج این روابط، مجموعه‌ای از شبیه‌سازی‌های عددی برای ساختمان‌های ۱، ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با پی‌های شبکه‌ای در نرم‌افزار OpenSees طراحی شد. سپس، به کمک ادبیات پیشین دقت و درستی این روابط مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این مطالعه حاکی از آن است که مدل پیشنهادی در مقایسه با روش‌های ساده‌تر، دقت و کارایی بالاتری دارد و در مقایسه با روش‌های مدل‌سازی پیچیده آسان‌تر است و می‌تواند به عنوان یک معیار قابل اطمینان برای ارزیابی اندرکنش خاک-سازه مورد استفاده قرار گیرد. در نهایت، این مطالعه علاوه بر توسعه دانش نظری، کاربردهای عملی فراوانی در تحلیل و طراحی سازه‌ها در شرایط واقعی مهندسی دارد و گامی مؤثر در بهبود دقت و جامعیت تحلیل اندرکنش خاک-سازه محسوب می‌شود. روند انجام کار در شکل (۱) نشان داده می‌شود.

۲-۱- فرمول‌بندی مدل ریاضی

مدل پیشنهادی با استفاده از مفاهیم اندرکنش خاک-سازه و تئوری تیر روی پی الاستیک دوپارامتری توسعه داده شد. در این مدل آثار اندرکنش خاک-سازه با تعریف یک ماتریس سختی اصلاح‌شده در تیر-ستون دوپارامتری لحاظ شد. مدل دوپارامتری که در ابتدا توسط پاسترناک (۱۹۵۴) [33] معرفی شد، شامل دو مدول سختی است: مدول سختی پی وینکلر و مدول سختی لایه‌ی برشی. این دو مدول به ترتیب به عنوان پارامتر اول و پارامتر دوم شناخته می‌شوند. پاسترناک فرض کرد که انتهای بالایی فنرها به یک لایه غیرقابل فشرده متصل است که فقط در برابر تغییر شکل‌های برشی عرضی مقاومت می‌کند. رابطه مربوط به این مدل به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$p(x) = k_v w(x) - k_{shear} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (1)$$

همچنین پژوهشگران مختلف مانند دنگ و همکاران^۱ (۲۰۲۳) [26] آی و کای (۲۰۱۶) [27] و وداد و همکاران^۲ (۲۰۲۱) [14] از روش تحلیلی و برخی دیگر مانند ابوهادیمما و همکاران^۳ (۲۰۱۵) [28]، فروی و ریزی^۴ (۲۰۱۷) [29]، ما و همکاران^۵ (۲۰۱۸) [30] و بودا و همکاران^۶ (۲۰۱۹) [31] و بتانکورا و اوچوا^۷ (۲۰۱۹) [32] از روش اجزای محدود به بررسی پایداری و ارتعاشات تیر روی پی‌های دو پارامتری استفاده کردند.

مطالعات پیشین عمدتاً بر تحلیل تیرهای روی بستر الاستیک متمرکز بوده‌اند و بیشتر روابط موجود برای تخمین سختی خاک-پی، بدون در نظر گرفتن سازه به‌طور مجزا به دست آمده‌اند و فقط اثر پی بر خاک را بررسی کرده‌اند. همچنین، بسیاری از این روابط از مدل‌های ساده‌شده تک‌درجه آزادی استفاده کرده‌اند که به‌طور کامل اثر تعداد طبقات سازه را در نظر نمی‌گیرند. علاوه بر این، در تحقیقات موجود، مطالعه و روابط ویژه‌ای برای پی‌های شبکه‌ای ارائه نشده است. بنابراین، این تحقیق به معرفی روابط جدیدی برای تخمین سختی خاک-پی پرداخته و پارامتر سختی وینکلر را تعمیم داده است، به ویژه برای پی‌های شبکه‌ای. این فرمولاسیون مبتنی بر مدل‌سازی سه‌بعدی سازه‌های چندطبقه با تعداد طبقات مختلف (۱، ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه) است و برخلاف روش‌های قبلی، رویکردی جامع‌تر را ارائه می‌دهد که به‌طور دقیق‌تر اندرکنش بین خاک و سازه‌های چندطبقه را مدل‌سازی می‌کند.

هدف اصلی این پژوهش رفع محدودیت‌های موجود در مدل‌های پیشین است و در آن، رفتار سیستم خاک-سازه با در نظر گرفتن عواملی همچون ابعاد مختلف پی، ویژگی‌های خاک، تعداد طبقات سازه و دوره‌ی تناوب سازه تحلیل شده است.

۲- روش‌شناسی

این مطالعه با هدف توسعه یک رابطه جدید برای در نظر گرفتن سختی خاک-پی انجام شد. برای این منظور، از یک مدل تیر دوپارامتری که بر روی یک پی الاستیک قرار گرفته، استفاده شد. این مدل ویژگی‌های رفتار خاک را از طریق دو پارامتر کلیدی

¹ Ai and Cai

² Widad et. al.

³ Abohadima

⁴ Froio & Rizzi

⁵ Ma et. al

⁶ Boudaa et. al

⁷ Betancur and Ochoa

$$[K] = [K_e + K_g]_{Beam} + [K_z] + [K_{shear}] \quad (2)$$

در این رابطه، $[K_e]$ ماتریس سختی تیر، $[k_g]$ ماتریس سختی هندسی تیر، $[k_z]$ ماتریس سختی قائم خاک و $[k_{shear}]$ ماتریس سختی برشی خاک مطابق با روابط ۳ تا ۶ هستند [33-34].

$$[K_w] = \frac{K_w}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L^2 \\ & 4L^2 & 13L & -L^2 \\ & & 156 & -22L^2 \\ Sym & & & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$[K_{shear}] = \frac{K_{shear}}{30L} \begin{bmatrix} 36 & 3L & -36 & 3L \\ & 4L^2 & -3L & -L^2 \\ & & 36 & -3L^2 \\ Sym & & & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

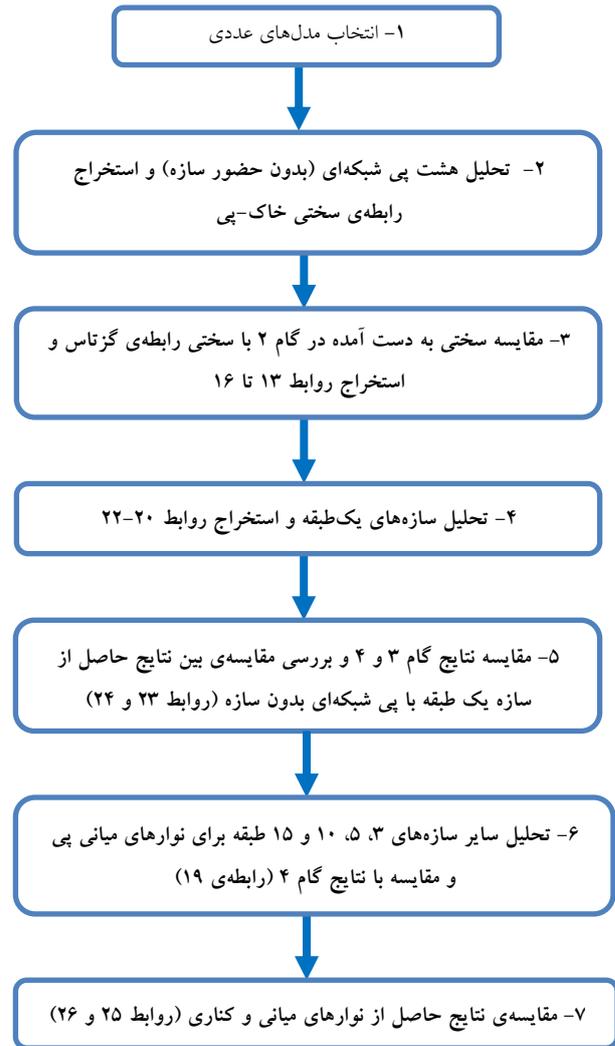
$$[K_{e_beam}] = \frac{E_b I_b}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ & & 12 & -6L^2 \\ Sym & & & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$[K_{g_beam}] = \frac{P}{30L} \begin{bmatrix} 36 & 3L & -36 & 3L \\ & 4L^2 & -3L & -L^2 \\ & & 36 & -3L^2 \\ Sym & & & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (6)$$

در روابط فوق، L ، E_s ، I_b ، P و ρ به ترتیب طول، مدول الاستیسیته، ممان اینرسی، بار محوری و چگالی تیر پی هستند. برای محاسبه پارامتر سختی دوم از مدل پیشنهادی ولاسوف و لئونتیف (۱۹۶۶) [35] رابطه‌ای (معادله ۷) استفاده شد.

$$k_{shear} = \frac{E_s B H_s \sinh \gamma \cosh \gamma - \gamma}{2(1 + \nu_s) 2\gamma \sinh^2 \gamma} \quad (7)$$

در رابطه فوق B ، H_s ، E_s و ν_s به ترتیب عرض پی، عمق خاک، مدول الاستیسیته و نسبت پواسون خاک هستند. علاوه بر این، پارامتر تغییرشکل عمودی در داخل خاک γ است که بیانگر ناهمگنی لایه‌های خاک بوده و در این مطالعه، به دلیل فرض همگنی خاک برابر با ۱ است.



شکل ۱. مراحل استخراج روابط پیشنهادی سختی خاک-پی

Fig. 1. Procedure for Calculating the Proposed Soil-Foundation Stiffness Relations

که در این رابطه k_z بیانگر سختی عمودی خاک، k_{shear} بیانگر سختی برشی خاک، w تغییر مکان تیر و $p(x)$ فشار وارد شده به المان تیر پی است. k_z (سختی قائم) نشان‌دهنده مقاومت بستر خاک در برابر جابه‌جایی‌های عمودی پی است و معمولاً از طریق روابط تجربی یا تئوری‌های کلاسیک مکانیک خاک، مانند روابط وینکلر یا مدل‌های دوپارامتری، به دست می‌آید. هدف این مطالعه، برآورد روابط کاربردی برای محاسبه سختی k_z است. k_{shear} (سختی برشی)، میزان مقاومت برشی خاک را در برابر حرکت‌های جانبی پی نشان می‌دهد.

با اعمال نیروی فوق به المان تیر و حل رابطه‌ی دیفراسیل حاکم بر تیر، ماتریس سختی المان خاک-پی به صورت رابطه ۲ به دست می‌آید:

۲-۲- مدل‌سازی عددی در OpenSees

برای تحلیل رفتار خاک-پی و ارزیابی درستی فرمول‌بندی‌های ارائه شده، از نرم‌افزار OpenSees استفاده شد. دو گروه مدل به صورت عددی و سه‌بعدی توسعه داده شدند:

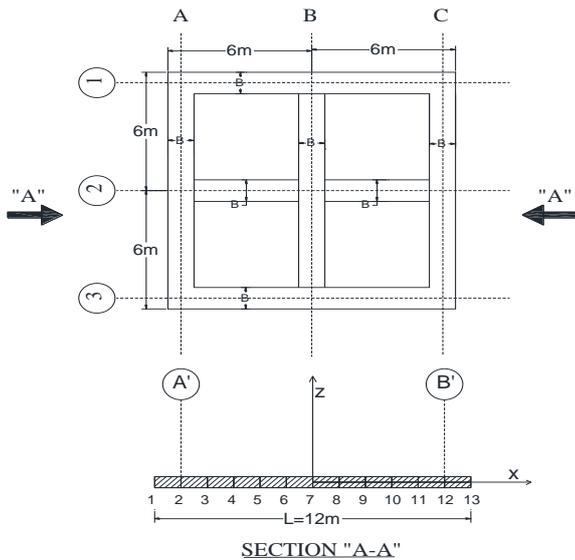
- گروه اول: شامل ۸ مدل سه‌بعدی از پی‌های شبکه‌ای که بر روی محیط خاک سه‌بعدی به صورت پیوسته و با المان stdBrick شبیه‌سازی شدند. پی شبکه‌ای با عرض‌های ۱، ۲، ۳، ۴، ۵، ۳، ۳، ۴، ۵ و ۴، ۵ متر و طول ۱۲ متر بودند (شکل ۲). عمق و عرض خاک به ترتیب ۳۰ متر و ۵ تا ۷ برابر طول پی در نظر گرفته شد (شکل ۳).

هر پی به ۱۲ زیرالمان تقسیم شد تا نتایج هر گره به دست آید. به این ترتیب، واکنش خاک بر اساس اندازه‌ی پی و ویژگی‌های خاک محاسبه شد که منجر به بخش اول فرمول پیشنهادی شد.

- گروه دوم: شامل ۲۵ مدل سه‌بعدی از سازه‌های چندطبقه بر روی همان محیط خاک سه‌بعدی و پیوسته قرار داشتند. این مدل‌ها شامل سازه‌های ۱، ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه بودند (شکل ۴) که با ابعاد مختلف پی مطابق با جدول (۱) طراحی شدند. این مدل‌ها از نظر عرض پی (B)، وزن کل، سختی جانبی، دوره‌ی تناوب بستر صلب و ضریب اطمینان عمودی پی (FSV)^۱ متفاوت بودند. نسبت ظرفیت باربری نهایی خاک به بار اعمالی به پی است. ضریب اطمینان قائم پی در برابر بارهای ثقلی برابر با ظرفیت باربری آن نسبت به بار عمودی اعمال شده است. این پارامتر نه تنها به ویژگی‌های خاک (مانند مقاومت برشی و نوع خاک) بلکه به ابعاد پی و میزان بارگذاری سازه نیز وابسته است. در این پژوهش، مقادیر FSV به گونه‌ای انتخاب شده‌اند (۲، ۳، ۴، ۵، ۶) که طیف گسترده‌ای از شرایط طراحی مهندسی را شامل شوند. این ضریب به صورت زیر، تعریف می‌شود:

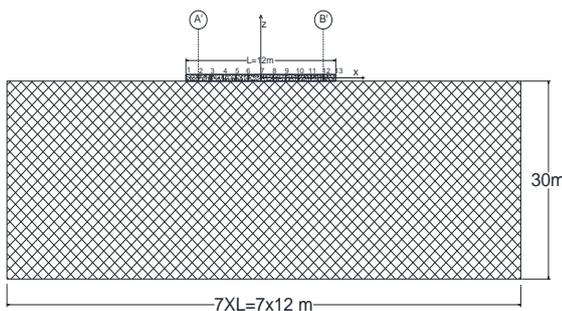
$$FSV = \frac{q_{ult} BL}{N_u} \quad (8)$$

که در این رابطه، q_{ult} ظرفیت باربری نهایی خاک و N_u بار ثقلی وارد شده است.



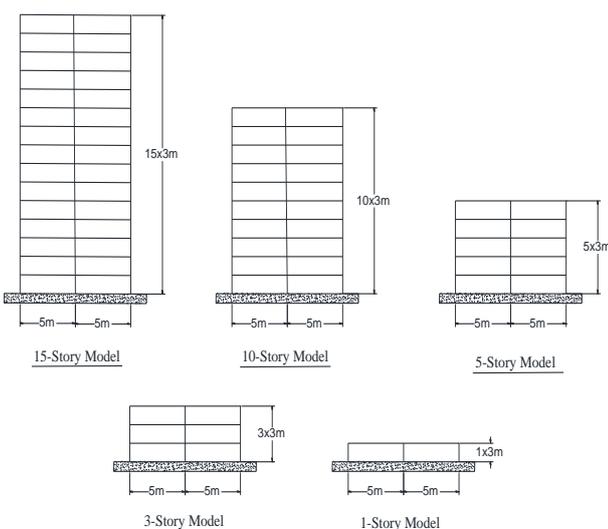
شکل ۲. شکل هندسی پی‌های شبکه‌ای

Fig. 2. The geometrical configuration of the strip footings



شکل ۳. شکل هندسی محیط خاک مدل شده

Fig. 3. The structural layout of the modeled soil environment



شکل ۴. نمایی از مدل‌های سازه‌ای منتخب

Fig. 4. A view of the structural models

¹ The vertical factor of safety

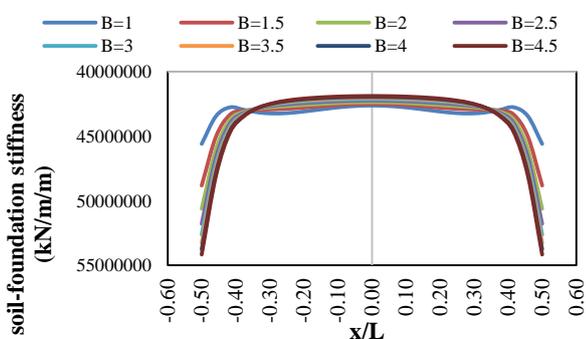
ترتیب بیانگر پارامتر اندازه پی، پارامتر تعداد طبقات سازه، پارامتر ضریب اطمینان عمودی پی، پارامتر عرض پی، پارامتر موقعیت نوار پی هستند. هرکدام از این پارامترها در ادامه مقاله به طور دقیق بررسی و فرمول‌بندی شده‌اند.

۲-۴- پارامتر اندازه پی

پارامتر اول، $k_z^i(1)$ ، تأثیر ابعاد پی و سختی قائم‌گرتاس (۱۹۹۱) [37] را منعکس می‌کند. برای محاسبه پارامتر اول، از نتایج تحلیل هشت پی شبکه‌ای که در شکل (۵) آورده شده است، استفاده شد. مطابق با این شکل مشاهده می‌شود که سختی خاک زیر پی در طول آن ثابت نیست؛ اما به منظور ارائه یک رابطه کاربردی، ابتدا متوسطی از بخش‌های میانی سطح زیر پی به‌طور $(k_{average})$ به دست آمد. سپس در نقاط ابتدایی و انتهایی پی و محل تقاطع پی‌های شبکه‌ای، سختی افزایش‌دهنده‌ای (k_{max}) در نظر گرفته شد. در آیین‌نامه‌های طراحی، سختی فنرهای قائم مطابق با سختی معرفی شده توسط گرتاس (رابطه‌ی ۱۲) بیان می‌شوند. این سختی نمایانگر سختی کلی خاک زیر پی مستطیلی است. در این پژوهش، به منظور ارائه یک رابطه کاربردی، سختی محاسباتی به‌عنوان نسبتی از سختی گرتاس تعریف شده است تا پس از محاسبه سختی گرتاس، به روابط دقیق‌تر دست یافت.

$$K_{Gazetas} = \frac{G L}{1 - \nu_s} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \quad (12)$$

رابطه بین سختی متوسط و سختی گرتاس به صورت نمودار شکل (۶) و روابط ۱۳ و ۱۴ به دست آمد. سختی متوسط به صورت شدت سختی بر واحد سطح پی تعریف شده است.



شکل ۵. سختی خاک زیر نوار میانی پی شبکه‌ای

Fig. 5. Soil-foundation stiffness from the first models

جدول ۱. جزئیات پی در مدل‌های سازه‌ای

Table 1. Specifications of the footings for the structures

Frame	B (m)	L(m)	FSV
1-story	(0.8, 1, 1.2, 1.4, 1.6)	12	(2, 3, 4, 5, 6)
3-story	(1.2, 1.5, 1.8, 2.1, 2.4)	12	(2, 3, 4, 5, 6)
5-story	(1.5, 1.9, 2.3, 2.6, 2.9)	12	(2, 3, 4, 5, 6)
10-story	(2.1, 2.6, 3.1, 3.5, 3.9)	12	(2, 3, 4, 5, 6)
15-story	(2.5, 3.1, 3.7, 4.2, 4.7)	12	(2, 3, 4, 5, 6)

جدول ۲. مشخصات ژئوتکنیکی خاک‌های مورد مطالعه

Table 2. Soil Type Geotechnical Properties

Site Class (ASCE 7-22) [10]	Shear Wave Velocity (m/s)	Poisson's Ratio	Soil Density (kg/m^3)	G (MPa)
D	300	0.4	1800	162
D	200	0.4	1800	72
E	150	0.45	1700	38
E	100	0.45	1700	17
C	400	0.35	1800	288

۲-۳- مشخصات خاک

در این پژوهش از سه نوع خاک C، D و E مطابق با ASCE 7-22 [10] استفاده شد که مشخصات هر یک در جدول (۲) آورده شده است. برای اعمال شرایط مرزی در محیط خاک، از مرزهای جاذب ویسکوز لایسمر مطابق با روابط ۹ و ۱۰ استفاده شد [36].

$$t_n = \rho C_p A \quad (9)$$

$$t_s = \rho C_s A \quad (10)$$

در روابط فوق t_n و t_s به ترتیب میرایی میراگرها در جهت عمود و در جهت مماس بر وجه، ρ چگالی خاک، A سطح مقطع خاک، C_p سرعت موج فشاری و C_s سرعت موج برشی هستند.

۳- نتایج و بحث

با تحلیل سازه‌ها و پی‌های مورد نظر، واکنش خاک زیرین محاسبه شد. سپس، یک رابطه جدید برای سختی خاک به عنوان تابعی از ویژگی‌های سازه و خاک پیشنهاد شد (معادله ۱۱). این رابطه شدت سختی خاک-پی را به ازای واحد سطح پی نشان می‌دهد براساس متوسط نتایج حاصل از خاک‌های مختلف ارائه شد. این رابطه شامل پنج مؤلفه اصلی است. پارامترهای مؤثر در این رابطه عبارتند از: ابعاد پی، ویژگی‌های خاک، تعداد طبقات سازه، ضریب اطمینان پی و دوره‌های طبیعی پایه ثابت.

$$k_z^i = k_z^i(1) \times k_z^i(2) \times k_z^i(3) \times k_z^i(4) \times k_z^i(5) \quad (11)$$

در این رابطه $k_z^i(1)$ ، $k_z^i(2)$ ، $k_z^i(3)$ ، $k_z^i(4)$ و $k_z^i(5)$ به

نهفته است، اعمال شده است. رابطه فوق باید در لبه‌های پی با ضریب اصلاح‌کننده R_k طبق رابطه ۱۵ افزایش یابد. پارامتر افزایشی R_k به صورت ضریبی از ضریب افزایشی آیین‌نامه NIST [9] (R_{k-code}) براساس نتایج مدل‌های عددی پژوهش به صورت نمودار شکل (۷) و رابطه ۱۶ به دست آمد.

$$k_{max} = k_{average} \times R_k \quad (15)$$

$$R_k = R_{k-code} \times (0.0027B^3 - 0.037B^2 + 0.23B - 0.05) \quad (16)$$

ضریب R_{k-code} مطابق با آیین‌نامه NIST [9] برای دوران حول دو محور x و y مطابق با روابط ۱۷ و ۱۸ به دست می‌آید.

$$R_{k,yy} = \frac{(3k_{yy} / 4k_z^i BL^3) - (1 - R_e)^3}{1 - (1 - R_e)^3} \quad (17)$$

$$R_{k,xx} = \frac{(3k_{xx} / 4k_z^i B^3 L) - (1 - R_e)^3}{1 - (1 - R_e)^3} \quad (18)$$

در این روابط پارامتر R_e نسبت طول انتهایی پی است که معمولاً بین مقادیر ۰/۳ تا ۰/۵ انتخاب می‌شود.

۲-۵- پارامتر تعداد طبقات سازه

پارامتر دوم، $k_z^i(2)$ ، بیانگر تأثیر افزایش ارتفاع سازه بر سختی خاک زیر پی است. مطابق با شکل (۸)، واکنش خاک در هر پنج گروه سازه‌ای (۱، ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه) بررسی و مشاهده شد که تمام سازه‌های موجود در یک گروه (با FSVهای مختلف) نتایج تقریباً یکسانی داشتند. بنابراین، این پارامتر به ضریب اطمینان قائم پی (FSV) وابسته نیست. پارامتر $k_z^i(2)$ به صورت زیر تعریف شده است:

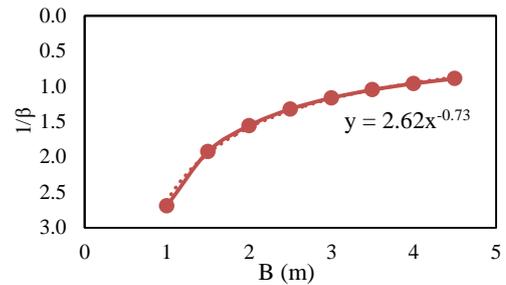
$$k_z^i(2) = \frac{7.22}{N^{0.94}} T \quad (19)$$

۲-۶- پارامتر ضریب اطمینان عمودی پی

پارامتر سوم، $k_z^i(3)$ ، بیانگر تأثیر ضریب اطمینان عمودی پی (FSV) بر نتایج است. برای تعیین این پارامتر، نتایج مربوط به سازه‌های مختلف بر اساس عرض واحد پی تحلیل و بررسی شد. سپس، با استفاده از نمودار شکل (۹) و رابطه ۲۰، مقادیر مربوط استخراج شد.

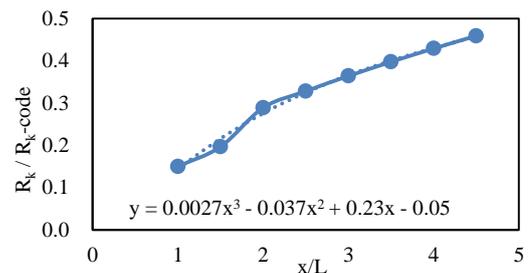
$$\alpha = \left(57.8 \frac{B}{L} - 1.82 \right) / FSV \quad (20)$$

سپس، برای تبدیل عرض‌های مختلف پی، روابط میان



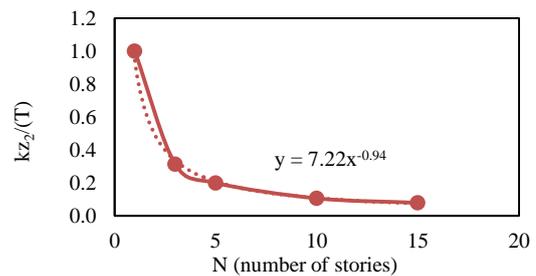
شکل ۶. رابطه ساده‌شده سختی خاک (سختی $k_{average}$)

Fig. 6. The relationship between $K_{Gazetas}$ and $k_{average} \times B \times L$



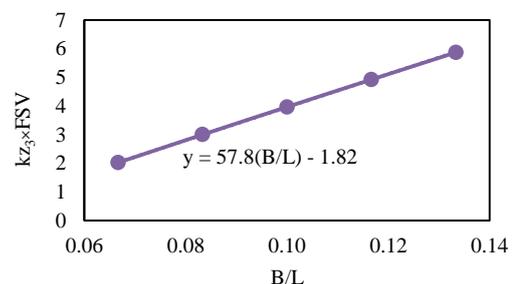
شکل ۷. ضریب افزایش سختی در گوشه‌های پی

Fig. 7. Stiffness modifier at Foundation Corners



شکل ۸. رابطه سختی خاک-پی نسبت به تعداد طبقات سازه

Fig.8. Soil-Foundation Stiffness Relation Concerning the Number of Building Stories



شکل ۹. رابطه سختی خاک-پی نسبت به FSV

Fig. 9. Soil-Foundation Stiffness Relation Concerning FSVs

$$k_{average} = \frac{K_{Gazetas} \times \beta}{B \times L} \quad (13)$$

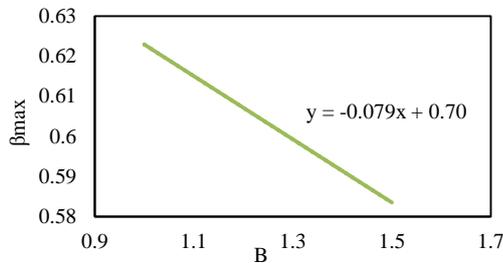
$$\beta = B^{0.73} / 2.62 \quad (14)$$

تأثیر نوع خاک به صورت مدول برشی G که در رابطه گزتناس

نظر گرفتن این تفاوت، لازم است ضریب تبدیلی مطابق با رابطه ۲۶ و شکل (۱۳) تعریف شود.

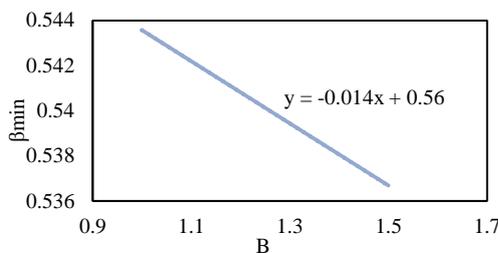
$$k_{\text{corner}} = (0.014FSV + 0.98) \times k_{\text{middle}} \quad (25)$$

$$k_z^i(5) = 0.014FSV + 0.9768 \quad (26)$$



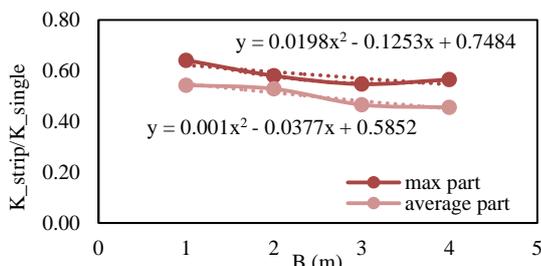
شکل ۱۰. ضریب تبدیل β_{max} در پارامتر سوم سختی

Fig. 10. Conversion factor for β_{max} in $K_z^i(3)$



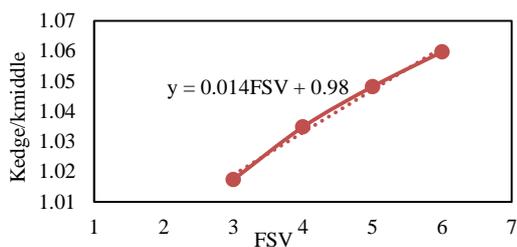
شکل ۱۱. ضریب تبدیل β_{min} در پارامتر سوم سختی

Fig. 11. Conversion factor for β_{min} for $K_z^i(3)$



شکل ۱۲. ضریب تبدیل α (تبدیل سختی خاک زیر پی در حالت بدون سازه به سختی خاک زیر پی با سازه فوقانی)

Fig. 12. $K_{\text{strip}}/K_{\text{single}}$ foundation (α) (one-story)



شکل ۱۳: نسبت $K_{\text{corner}}/K_{\text{middle}}$ نسبت به FSV

Fig. 13 $K_{\text{corner}}/K_{\text{middle}}$ Concerning FSV

عرض‌های مختلف در سازه یک طبقه مورد بررسی قرار گرفت و روابط ۲۰ و ۲۱ استخراج شد. بدین ترتیب برای محاسبه سختی پی با عرض‌های متفاوت، روابط ۲۱ و ۲۲ نیز در رابطه ۱۹ ضرب می‌شوند.

$$\beta_{\text{max}} = -0.079B + 0.70 \quad (21)$$

$$\beta_{\text{min}} = -0.014 + 0.56 \quad (22)$$

روابط ۲۱ و ۲۲ به ترتیب برای محاسبه سختی گوشه‌های پی و سختی سایر نقاط پی استفاده می‌شوند.

افزایش مقدار FSV به معنی کاهش میزان سختی معادل خاک-پی است، زیرا افزایش ظرفیت باربری منجر به کاهش نسبی سختی بستر می‌شود. انتخاب این محدوده از مقادیر امکان بررسی اثر تغییرات سختی خاک-سازه در شرایط مختلف را فراهم می‌کند و به ارزیابی رفتار سیستم خاک-پی-سازه تحت سناریوهای گوناگون کمک می‌کند. مقدار $FSV = 2$ نشان‌دهنده حالتی است که پی به ظرفیت باربری نهایی خود نزدیک شده، درحالی‌که مقادیر بالاتر معرف شرایطی هستند که پی دارای ظرفیت باربری بیشتری بوده یا روی خاکی ضعیف‌تر قرار دارد. در آیین‌نامه‌های مهندسی ژئوتکنیک، مقدار FSV معمولاً بین ۲ تا ۴ توصیه می‌شود، اما در برخی شرایط خاص، مانند خاک‌های نرم مقدار تا ۶ نیز در نظر گرفته می‌شود.

۲-۷- پارامتر عرض پی

پارامتر چهارم، $k_z^i(4)$ ، تأثیر عرض پی (B) را بررسی می‌کند. در شکل (۱۲) و روابط ۲۳ و ۲۴، روابط محاسباتی $k_z^i(4)$ برحسب عرض پی برای هر دو حالت حداکثر و متوسط نشان داده شده است. این روابط برای سازه‌های یک طبقه به دست آمده است. به طور کلی برای تبدیل سختی در سازه‌های یک طبقه به چند طبقه باید از پارامتر دوم سختی استفاده شود.

$$k_z^i(4) = 0.0198B^2 - 0.1253B + 0.7484 \quad (23)$$

$$k_z^i(4)_{\text{max}} = 0.001B^2 - 0.0377B + 0.5852 \quad (24)$$

۲-۸- پارامتر موقعیت نوار پی

تمام روابط ارائه شده بر اساس نتایج مربوط به نوارهای میانی پی استخراج شده‌اند. با این حال، رفتار و سختی خاک زیر پی در نوارهای گوشه‌ای متفاوت از نوارهای میانی دارد. بنابراین، برای در

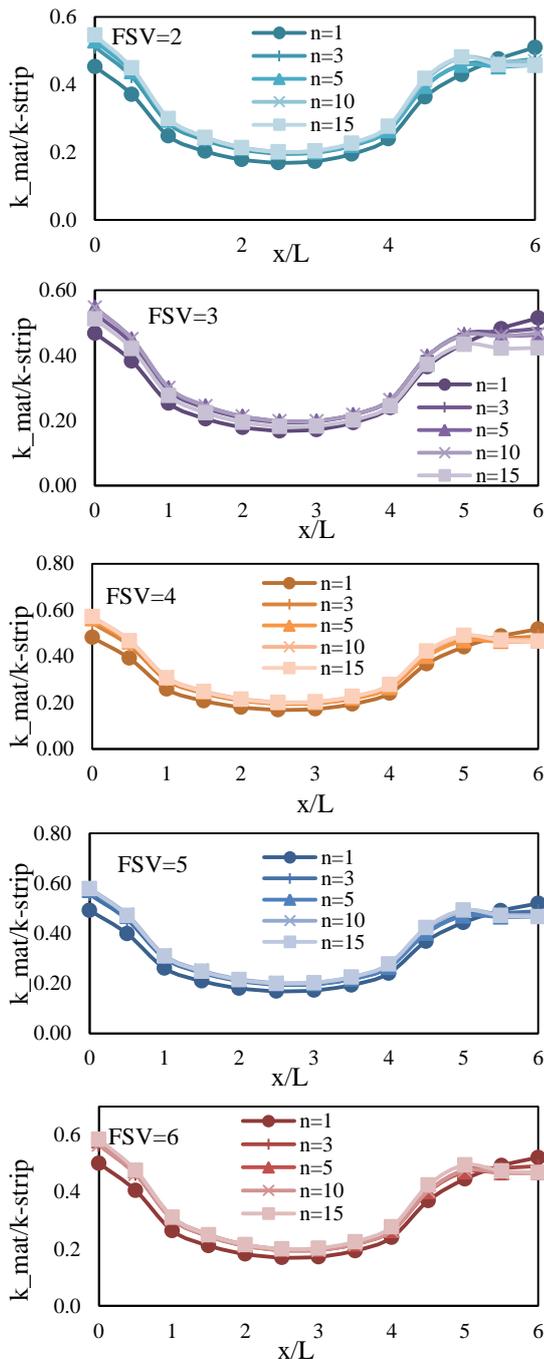
، اثر ضریب اطمینان قائم پی، را نشان می دهد و به صورت روابط زیر محاسبه می شوند.

$$\alpha_{mat-1} = 0.44N^{0.0128} \quad (28) \text{ در نواحی کناری}$$

$$\alpha_{mat-2} = 0.012 \ln N + 0.2 \quad (29) \text{ سایر نواحی}$$

$$\beta_{mat-1} = 0.08 \ln N + 0.94 \quad (30) \text{ در نواحی کناری}$$

$$\beta_{mat-2} = 0.0285 \ln N + 0.98 \quad (31) \text{ سایر نواحی}$$



شکل ۱۴. نسبت به FSV و تعداد طبقات K_{mat}/K_{strip}

Fig. 14 K_{mat}/K_{strip} Concerning FSV and number of stories

حال پس از محاسبه سختی فنرهای قائم، ماتریس های سختی بستر دوپارامتری محاسبه می شوند. برای این منظور، در روش اجزای محدود، ابتدا المان پی به چند زیرالمان تقسیم می شود و برای هر زیرالمان، ماتریس سختی مطابق با روابط ۲ تا ۷ محاسبه می شود. سپس ماتریس سختی کل سازه با استفاده از روند معمول در تحلیل اجزای محدود به دست می آید.

در این پژوهش، به کمک برنامه پایتون، یک برنامه برای تحلیل سازه ها با روش اجزای محدود نوشته شده است. در این برنامه، المان پی به صورت یک المان تیر بر روی بستر دوپارامتری مدل سازی شده و سختی آن مطابق با روابط ۲ تا ۷ محاسبه می شود. پس از آن، با تحلیل مدل های مختلف موجود در ادبیات فنی به کمک این برنامه، درستی به کارگیری این روش در مدل سازی بستر پی و خاک مورد بررسی قرار گرفت که در بخش ۵ به آن پرداخته شده است.

۳- مقایسه پی شبکه ای با پی گسترده

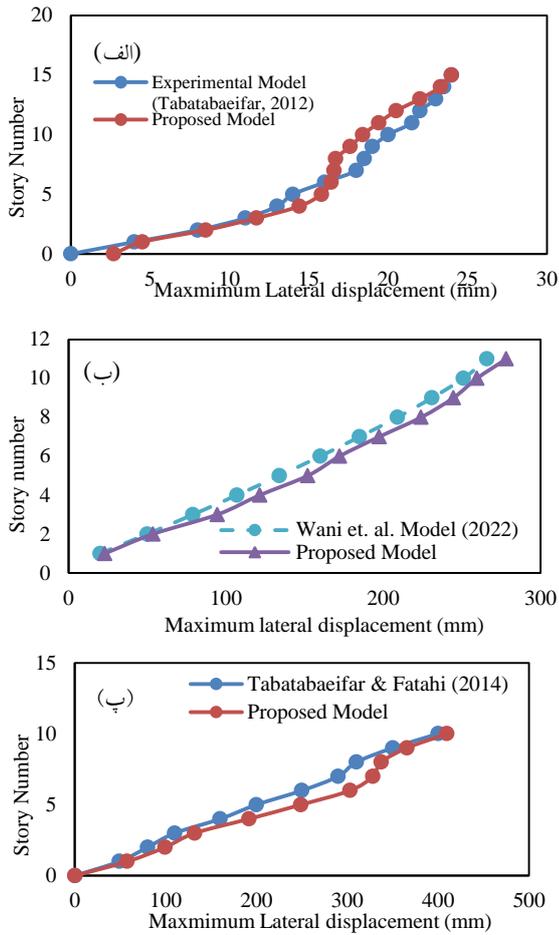
هدف از این بخش ارائه مقایسه ای بین فشار وارد شده به خاک در دو حالت پی گسترده و پی شبکه ای می باشد. به همین لحاظ از مدل های سازه ای معرفی شده به همراه پی گسترده استفاده می شود. مدل ها به صورت سه بعدی روی محیط خاک در OpenSees تحلیل می شوند. در این مدل ها سختی خاک که معادل فشار وارد شده به آن به ازای تغییر مکان واحد است، محاسبه شده و با سختی نتایج حالت پی شبکه ای مقایسه می شود.

نمونه ای از نتایج حاصل از تحلیل های جدید در نمودار شکل (۱۴)، برای مقادیر ضریب اطمینان قائم پی، قابل مشاهده هستند. این نمودارها نسبت سختی پی گسترده به سختی پی شبکه ای با شرایط سازه ای و خاک یکسان را برای سازه های ۱، ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه پی نشان می دهند. مطابق با این نتایج می توان دریافت که فشار وارد بر خاک در پی گسترده کم تر از فشاریست که از سازه روی پی شبکه ای به خاک زیرین آن وارد می شود. بنابراین نسبت سختی پی گسترده به پی شبکه ای را می توان به صورت رابطه ی ۲۷ نوشت:

$$\frac{k_{mat}}{k_{strip}} = \alpha_{mat} \times \beta_{mat} \quad (27)$$

جمله ی اول، α_{mat} ، اثر تعداد طبقات سازه و جمله ی دوم، β_{mat}

۴- درستی آزمایشی



شکل ۱۵. مقایسه تغییر مکان جانبی در مدل‌های تجربی و عددی موجود در ادبیات پیشین با روش پیشنهادی پژوهش: (الف) پژوهش طباطبایی فر (۲۰۱۲) [38]، (ب) وانی و همکاران (۲۰۲۲) [3]، (پ) طباطبایی فر و فتاحی (۲۰۱۴) [39]

Fig. 15. Comparison of Lateral Displacement in Models from Previous Literature with the Proposed Method of the Study (a) Tabatabaieifar (2012) [38], (b) Wani *et. al.* (2022) [3], (c) Tabatabaieifar and Fatahi (2014) [39]

نتایج اعتبارسنجی نشان داد که روش پیشنهادی دقت فنی بالایی در پیش‌بینی رفتار دینامیکی سیستم‌های خاک-سازه در شرایط مختلف دارد. برای سازه ۱۵ طبقه آزمایشگاهی، مدل پیشنهادی مطابقت بسیار خوبی با نتایج تجربی داشت. همچنین، دقت مشابهی برای مدل پیچیده سه‌بعدی وانی و همکاران (۲۰۲۲) [3] مشاهده شد، به طوری که اختلاف پیش‌بینی جابه‌جایی و دوره‌های تناوب در حداقل میزان خود بود. برای نمونه، مدل پیشنهادی جابه‌جایی جانبی را با کم‌تر از ۵ درصد اختلاف نسبت به مقادیر مرجع عددی برای خاک‌های نرم پیش‌بینی کرد.

این مدل با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری سازه‌ها به دلیل اندرکنش خاک-سازه، به‌عنوان جایگزینی ساده‌تر اما دقیق برای

برای بررسی اعتبار روابط ارائه شده، نتایج تجربی پژوهش‌های طباطبایی فر (۲۰۱۲) [38]، وانی و همکاران (۲۰۲۲) [3] و طباطبایی فر و فتاحی (۲۰۱۴) [39] مورد استفاده قرار گرفت. در این راستا، هر یک از مدل‌های مذکور با استفاده از روش پیشنهادی و بستر دویپارامتری ارائه‌شده برای المان پی در برنامه پایتون تحلیل شدند. نتایج این مقایسه‌ها در شکل (۱۵) ارائه شده است.

در پژوهش طباطبایی فر (۲۰۱۲) [38]، یک نمونه آزمایشگاهی شامل یک سازه فولادی ۱۵ طبقه با ارتفاع ۱٫۵ متر، طول و عرض ۰٫۴ متر و وزن ۱۰۶ کیلوگرم بررسی شد. این سازه از صفحات فولادی به ابعاد $۲۰ \times ۴۰ \times ۱۵۰۰$ میلی‌متر برای ستون‌ها و ۴۰۰×۴۰۰ میلی‌متر برای کف‌ها ساخته شد و تحت اثر زلزله El Centro (1940) قرار گرفت. سازه یک مدل سه‌بعدی کامل بود که رفتار واقعی تری نسبت به مدل‌های محاسباتی نشان می‌داد. با تحلیل این سازه به وسیله روش پیشنهادی، مشاهده شد که نتایج آزمایشگاهی به خوبی بازتولید شد. مطابق با شکل (۱۵-الف) جابه‌جایی جانبی حداکثر، ۲٫۵ درصد کم‌تر از مقدار آزمایشگاهی بوده و دوره تناوب (۰٫۵ ثانیه) حدود ۶ درصد بیش‌تر از مدل آزمایشگاهی (۰٫۴۷ ثانیه) به دست آمد.

در پژوهش وانی و همکاران (۲۰۲۲) [3]، یک ساختمان ۱۱ طبقه با چهار دهانه تحت زلزله El Centro (1940) به روش عددی اجزای محدود مدل‌سازی شد. ابعاد تیرها ۵۰×۳۰ سانتی‌متر و ستون‌ها ۶۰×۴۵ سانتی‌متر با دهانه‌های ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر در نظر گرفته شد. مدول برشی خاک برابر با ۱۰۰۰۰ کیلو نیوتن بر مترمربع بود. روش پیشنهادی پیش‌بینی کرد که جابه‌جایی حداکثر حدود ۴٫۵ درصد بیش‌تر از نتیجه مطالعه وانی و همکاران (شکل ۱۴-ب) و دوره تناوب نیز حدود ۴ درصد با پژوهش اختلاف داشت.

طباطبایی فر و فتاحی (۲۰۱۴) [39] در پژوهش خود از سه ساختمان ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه روی خاک‌های نوع C، D و E استفاده کردند. سازه‌ها به صورت دویپارامتری در نرم‌افزار Flac2D مدل شدند. سازه‌ها و خاک به صورت غیرخطی مدل شدند. چنانچه این مدل توسط روش پیشنهادی تحلیل شود، درصد خطای به دست آمده برای جابه‌جایی جانبی بیشینه برابر با ۲ درصد به دست آمد که نشان از دقت بالایی این روش در برآورد نتایج تحلیل دینامیکی سیستم خاک-سازه است.

حداکثر جابه جایی جانبی مدل ها تحت رکوردهای شتاب زلزله ۱۹۴۰ El-Centro در شکل (۱۶) نشان داده می شود. با مشاهده این نمودار می توان دریافت که جابه جایی جانبی لرزه ای در دو روش مدل سازی به خوبی با هم تطابق دارند. مقادیر جابه جایی بیشینه در روش عددی برابر با ۲۳۲ mm و در مدل سازی پیشنهادی برابر با ۲۲۸ mm به دست آمدند که میزان خطای روش پیشنهادی برای برآورد جابه جایی جانبی حدود ۱,۷ درصد بوده است. دوره تناوب سازه برای مدل سازی به روش پیشنهادی (۱,۵۴ ثانیه) به میزان ۵ درصد بیش تر از مدل عددی (۱,۴۶ ثانیه) می باشد. بنابراین، می توان نتیجه گرفت که روش پیشنهادی با میزان خطای حدود ۲ درصد می تواند جابه جایی جانبی سازه را تخمین زند و به عنوان جایگزینی برای مدل سازی کامل و سه بعدی خاک استفاده شود.

۶- محدودیت ها و پیشنهادها

محدودیت های مدل پیشنهادی در این پژوهش عمدتاً به عدم در نظر گرفتن رفتار غیرخطی و غیرهمگن خاک مربوط می شود. مدل استفاده شده فرض می کند که خاک به عنوان یک محیط خطی و همگن رفتار می کند، در حالی که در واقعیت خاک، به ویژه تحت بارگذاری شدید، ممکن است رفتار غیرخطی و غیرهمگن از خود نشان دهد. اگرچه در این مدل تغییرات غیرخطی مدول برشی خاک با استفاده از روابط سان و همکاران^۱ (۱۹۸۸) [40] برای خاک های چسبنده و سید و همکاران^۲ (۱۹۸۶) [41] برای انواع خاک های غیرچسبنده در نظر گرفته شد، اما برای خاک های لایه ای و خاک غیرهمگن محدودیت هایی وجود دارد. علاوه بر این، این مدل قادر به شبیه سازی آثار پیچیده تغییرات زمانی در رفتار خاک تحت بارهای دینامیکی به طور کامل نیست. علی رغم دقت بالای مدل پیشنهادی، فرض همگن بودن خاک و استفاده از مدل های دوبعدی برای شبیه سازی رفتار خاک، محدودیت هایی ایجاد کرده است. تحقیقات آینده می توانند به بررسی خاک های ناهمگن، خاک های لایه ای و اشباع پرداخته و مدل های پیچیده تری برای شرایط مختلف در نظر گیرند.

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق، مدل سازی دقیق تر اندرکنش خاک-سازه (SSI)

روش های پیچیده اجزای محدود سه بعدی عمل کرد. این روش با مدل های غیرخطی و تجربی هم خوانی دارد و از نظر کارایی محاسباتی و دقت، تعادل مطلوبی را برقرار کرده است. این ویژگی ها باعث می شود که مدل پیشنهادی ابزاری مؤثر برای کاربردهای مهندسی در سازه های میان مرتبه خاک ها باشد.

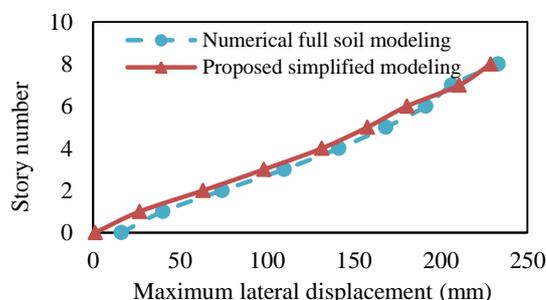
۵- اعتبارسنجی با نتایج عددی

برای ارزیابی کارایی روش پیشنهادی، یک سازه قاب خمشی بتنی ۸ طبقه با دو دهانه، روی پی شبکه ای با شش نوار به ابعاد ۱۰×۱۰×۰,۸ متر، طبق مشخصات جدول (۳) به صورت عددی مدل سازی شد. تحلیل ها با استفاده از زبان برنامه نویسی پایتون انجام شد. سپس، یک مدل دو بعدی از این سازه در نرم افزار SAP2000 ساخته شد که در آن تیرها و ستون ها با المان های قاب و محیط خاک با المان های کرنش صفحه ای مدل شدند. عمق خاک ۳۰ متر و عرض آن ۶۰ متر در نظر گرفته شد.

جدول ۳. مشخصات سازه ای مدل هشت طبقه

Table 3. Structural properties for eight-story model

Story Number	Beam Sections	Column Sections	Live load (kg/m ²)	Dead Load (kg/m ²)
Stories 1-3	W 350×300	BOX 500×500	200	555
Stories 4-6	W 300×300	BOX 450×450	200	555
Story 7	W 300×2300	BOX 400×400	200	555
Story 8 (Roof)	W 300×200	BOX 400×400	150	540
φ °	Poisson ratio	Density (kg/m ³)	Shear wave velocity (m/s)	Soil type
30	0.4	1800	200	D



شکل ۱۶: مقایسه جابه جایی جانبی بیشینه در مدل عددی محیط پیوسته با

تحلیل اجزای محدود با سختی پیشنهادی

Fig. 16. Comparison of the maximum lateral displacement in the numerical model of the continuous soil environment with finite element analysis using the proposed stiffness

¹ Sun et. al.

² Seed et. al.

سازه‌های میان مرتبه و پی‌های شبکه‌ای بر روی خاک‌های نرم مفید است.

- **تأثیر پارامترهای مختلف بر سختی خاک-پی و مدل‌سازی SSI:** سختی خاک-پی با دوره تناوب بستر صلب، نسبت ابعاد پی (B/L) و مدول برشی خاک (G_0) افزایش می‌یابد، در حالی که با افزایش عرض پی (B)، ضریب اطمینان عمودی (FSV)، و تعداد طبقات، سختی خاک-پی کاهش می‌یابد. این نتایج به بهبود مدل‌سازی اندرکنش خاک-سازه (SSI) برای سناریوهای مختلف کمک می‌کند.

این تحقیق به طور موثر به رفع محدودیت‌های مدل‌های پیشین پرداخته و یک ابزار کاربردی برای طراحی و تحلیل سیستم‌های خاک-سازه ارائه کرده است که به کاهش زمان طراحی کمک می‌کند. مدل پیشنهادی نه تنها دقت بالایی در پیش‌بینی رفتار دینامیکی سازه‌ها نشان داده، بلکه می‌تواند در تحلیل‌های مهندسی و طراحی‌های عملی برای سازه‌های میان مرتبه در شرایط مختلف خاک به کار گرفته شود.

قدردانی نویسندگان

نویسندگان از حمایت معنوی دانشگاه تهران قدردانی می‌کنند.

تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

سهم نویسندگان

در انجام این پژوهش سهم نویسندگان یکسان است.

منابع مالی

نویسندگان اعلام می‌کنند که در طول تهیه این پژوهش هیچ بودجه، کمک هزینه یا حمایت مالی دریافت نکرده‌اند.

References

- [1] Tahghighi, H. and Mohammadi, A., 2020. Numerical evaluation of soil-structure interaction effects on the seismic performance and vulnerability of reinforced concrete buildings. *International Journal of Geomechanics*, 20(6), p.04020072.
- [2] Scarfone, R., Morigi, M. and Conti, R., 2020. Assessment of dynamic soil-structure interaction

با توجه به نوع پی‌های شبکه‌ای و آثار سازه‌های چندطبقه ارائه شد. بررسی و تحلیل روابط سختی خاک-پی در پی‌های شبکه‌ای، به ویژه برای سازه‌های بلندتر، که در مدل‌های پیشین مورد توجه قرار نگرفته بودند، بخش عمده‌ای از این مطالعه را تشکیل می‌دهد. از مهم‌ترین نتایج این تحقیق می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- **ارائه‌ی روابط جدید برای تخمین سختی خاک-پی:** روابط پیشنهادی برای تخمین سختی خاک-پی در پی‌های شبکه‌ای، با در نظر گرفتن اثر تعداد طبقات سازه و ویژگی‌های مختلف خاک، به طور جامع‌تر و دقیق‌تری نسبت به مدل‌های پیشین، اندرکنش بین خاک و سازه را شبیه‌سازی می‌کند.
- **مدل‌سازی دقیق‌تر برای سازه‌های چندطبقه:** برخلاف مطالعات گذشته که عمدتاً بر پی‌های دایره‌ای یا مستطیلی و مدل‌های ساده‌شده تک‌درجه آزادی متمرکز بوده‌اند، مدل پیشنهادی این تحقیق با استفاده از مدل‌سازی سه‌بعدی سازه‌های چندطبقه، به طور دقیق‌تر آثار انعطاف‌پذیری سازه‌ها را در خاک‌های نرم بررسی می‌کند.

- **دقت بالای مدل پیشنهادی در پیش‌بینی رفتار دینامیکی:** نتایج حاصل از مدل‌سازی با استفاده از روابط جدید نشان‌دهنده‌ی هماهنگی بسیار خوب میان پیش‌بینی‌های مدل و نتایج تجربی موجود در ادبیات است. به عنوان نمونه، این روش جابه‌جایی‌های جانبی حداکثر را با انحرافی کمتر از ۵٪ از نتایج مطالعات جامع‌پشین، پیش‌بینی کرده و قابلیت اطمینان در تحلیل ساختمان‌های میان مرتبه را تضمین کرد. این امر نشان‌دهنده دقت بالای مدل پیشنهادی در شبیه‌سازی تغییرات جانبی و دوره‌های تناوب سازه‌ها است.

- **کاربرد عملی و کاهش هزینه‌ها:** مدل پیشنهادی با سادگی در استفاده و دقت بالا، می‌تواند جایگزینی مناسب برای روش‌های پیچیده و زمان‌بر اجزای محدود سه‌بعدی در طراحی‌های عملی باشد. این ویژگی به‌ویژه در تحلیل‌های روزمره‌ی مهندسی برای

effects for tall buildings: a 3D numerical approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128, p.105864.

- [3] Wani, F.M., Vemuri, J. and Rajaram, C., 2022. Effect of soil structure interaction on the dynamic response of reinforced concrete structures. *Natural Hazards Research*, 2(4), pp.304–315.

- [4] El Hoseny, M., Ma, J., Dawoud, W. and Forcellini, D., 2023. The role of soil structure interaction (SSI) on seismic response of tall buildings with variable embedded depths by experimental and numerical approaches. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 164, p.107583.
- [5] de Siqueira, D.C., Almeida, C.A.A., da Silva, R.G.L., Morandini, T.L.C. et al., 2023. Influence of soil-structure interaction modeling on the behavior of multi-story plane steel frames with shallow footing foundations. *Research, Society and Development*, 12(1), p.e9512139320.
- [6] Vicencio, F., Alexander, N.A. and Málaga-Chuquitaype, C., 2024. Seismic structure-soil-structure interaction between inelastic structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. [Online early access].
- [7] Veletsos, A.S. and Meek, J.W., 1974. Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(2), pp.121–138.
- [8] Veletsos, A.S. and Nair, V.D., 1975. Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division*, 101(1), pp.109–129.
- [9] National Institute of Standards and Technology (NIST), 2012. *Soil-structure interaction for building structures*. GCR 12-917-21. Gaithersburg, MD: NIST.
- [10] American Society of Civil Engineers (ASCE), 2022. *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22)*. Reston, VA: ASCE.
- [11] Forcellini, D., 2021. A novel framework to assess soil structure interaction (SSI) effects with equivalent fixed-based models. *Applied Sciences*, 11(21), p.10472.
- [12] Maharjan, S. and Bahadur, K., 2021. Study of soil-structure interaction effects on seismic analysis. In: *Proceedings of 9th IOE Graduate Conference*. Vol. 12. Kathmandu, Nepal.
- [13] Requena-Garcia-Cruz, M.V., Bento, R., Durand-Neyra, P. and Morales-Esteban, A., 2022. Analysis of the soil structure-interaction effects on the seismic vulnerability of mid-rise RC buildings in Lisbon. *Structures*, 38, pp.599–617.
- [14] Widad, B., Salah, K. and Souad, B., 2021. Soil non-homogeneity and soil-structure interaction effects on beam vibrations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 174(3), pp.215–224.
- [15] Pandey, G., Patel, D., Mourya, V.K., Kumar, R. and Kumar, S., 2023. A review on soil-foundation-interaction models. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 11(3), pp.158–179.
- [16] dos Santos Vilela, I.P. and de Souza Sánchez Filho, E., 2024. Soil-structure interaction analysis using subgrade reaction modulus in raft design. *Contribuciones a las Ciencias Sociales*, 17(2), p.e5176.
- [17] Winkler, E., 1867. *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*. Prague: H. Dominicus.
- [18] Raychowdhury, P., 2011. Seismic response of low-rise steel moment-resisting frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(10), pp.1322–1331.
- [19] Limkatanyu, S., Kuntiyawichai, K., Spacone, E. and Kwon, M., 2012. Natural stiffness matrix for beams on Winkler foundation: exact force-based derivation. *Structural Engineering and Mechanics*, 42(1), pp.39–53.
- [20] Hassan, M.T. and Doha, E.H., 2015. Recursive differentiation method: application to the analysis of beams on two parameter foundations. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 53, pp.641–653.
- [21] Yosef, T.Y., Faller, R.K., Fang, C. and Kim, S., 2024. A state-of-the-art review on computational modeling of dynamic soil-structure interaction in crash test simulations. *Geotechnics*, 4(1), pp.127–157.
- [22] Valsangkar, A.J. and Pradhanang, R., 1988. Vibrations of beam-columns on two-parameter elastic foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(2), pp.217–225.
- [23] Morfidis, K. and Avramidis, I.E., 2002. Formulation of a generalized beam element on a two-parameter elastic foundation with semi-rigid connections and rigid offsets. *Computers & Structures*, 80(25), pp.1919–1934.
- [24] Zakeri, M. and Attarnejad, R., 2015. Numerical free vibration analysis of higher-order shear deformable beams resting on two-parameter elastic foundation. *Journal of Computational Applied Mechanics*, 46(2), pp.117–131.
- [25] Hadji, L., Khelifa, Z. and El Abbes, A.B., 2016. A new higher order shear deformation model for functionally graded beams. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(5), pp.1835–1841.
- [26] Deng, J., Shahroudi, M. and Liu, K., 2023. Dynamic stability and responses of beams on elastic foundations under a parametric load. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 23(02), p.2350018.
- [27] Ai, Z.Y. and Cai, J.B., 2016. Static interaction analysis between a Timoshenko beam and layered soils by analytical layer element/boundary element method coupling. *Applied Mathematical Modelling*, 40(21-22), pp.9485–9499.
- [28] Abohadima, S., Taha, M. and Abdeen, M.A.M., 2015. General analysis of Timoshenko beams on elastic foundation. *Mathematical Problems in Engineering*,

- 2015, p.713045.
- [29] Froio, D. and Rizzi, E., 2017. Analytical solution for the elastic bending of beams lying on a linearly variable Winkler support. *International Journal of Mechanical Sciences*, 128, pp.680–694.
- [30] Ma, J., Liu, F., Nie, M. and Wang, J., 2018. Nonlinear free vibration of a beam on Winkler foundation with consideration of soil mass motion of finite depth. *Nonlinear Dynamics*, 92(2), pp.429–441.
- [31] Boudaa, S., Khalfallah, S. and Bilotta, E., 2019. Static interaction analysis between beam and layered soil using a two-parameter elastic foundation. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(1), pp.21–30.
- [32] Palacio-Betancur, A. and Aristizabal-Ochoa, J.D., 2019. Statics, stability and vibration of non-prismatic linear beam-columns with semirigid connections on elastic foundation. *Engineering Structures*, 181, pp.89–94.
- [33] Pasternak, P.L., 1954. *On a new method of an elastic foundation by means of two foundation constants*. Moscow: Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstve i Arkhitekture.
- [34] Yokoyama, T., 1996. Vibration analysis of Timoshenko beam-columns on two-parameter elastic foundations. *Computers & Structures*, 61(6), pp.995–1007.
- [35] Vlasov, V.Z. and Leontiev, U.N., 1966. *Beams, plates and shells on elastic foundations*. Jerusalem: Israel Program for Scientific Translations.
- [36] Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L., 1969. Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95(4), pp.859–877.
- [37] Gazetas, G., 1991. Formulas and charts for impedances of surfaces and embedded foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), pp.1363–1381.
- [38] Tabatabaiefar, S.H.R., 2012. *Determining seismic response of mid-rise building frames considering dynamic soil-structure interaction*. PhD Thesis. University of Technology Sydney.
- [39] Tabatabaiefar, H.R. and Fatahi, B., 2014. Idealisation of soil–structure system to determine inelastic seismic response of mid-rise building frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66, pp.339–351.
- [40] Sun, J.I., Golesorkhi, R. and Seed, H.B., 1988. *Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils*. Report No. UCB/EERC-88/15. Berkeley, CA: University of California.
- [41] Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K., 1986. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), pp.1016–1032.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Hajian, M. and Attarnejad, R., 2026. A Comprehensive Formulation for Soil-Foundation Stiffness Considering Multi-Story Structures: Extension of Winkler's Model for Strip Footings, *Modares Civil Engineering journal*, 26(1). doi: 10.48311/mcej.2025.99134.0



Investigation of the Effect of Replacing Silica Sand with Sahand Pumice in Reactive Powder Concrete Containing 100% Diatomite Powder instead of Silica Fume

Bahman Shervani Tabar^{1*} , Reza Ziaei Khosroshahi²

1. Assistant Professor, Department of civil engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran.
2. M.Sc., Department of civil engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran.

Abstract

Reactive Powder Concrete (RPC) represents a significant advancement in concrete technology, characterized by its remarkably high compressive strength compared to conventional concrete. This superior performance is attributed to its fine-grained composition, which not only enhances compressive strength but also improves other critical properties such as abrasion resistance, durability, impermeability, and resistance to corrosion. These attributes make Reactive Powder Concrete an ideal choice for various demanding applications in the construction industry, especially in high-performance structures where durability and strength are paramount. This study focuses on an innovative approach to Reactive Powder Concrete production by replacing silica sand with Sahand pumice. The primary objectives of this research include optimizing the use of locally available materials, increasing production capacity, and reducing overall costs. By utilizing pumice, a lightweight volcanic material, the study aims to address challenges associated with sourcing silica sand while maintaining the high-performance characteristics of Reactive Powder Concrete. In this study, a reference mix design for Reactive Powder Concrete was developed, in which diatomite powder was used as a complete replacement for silica fume. This reference mix served as a basis for evaluating the impact of pumice replacement. Subsequently, silica sand in the Reactive Powder Concrete mixtures was replaced with Sahand pumice at varying percentages of 15, 30, 45, 60, 75, 90, and 100 %. All specimens were subjected to water curing at a controlled temperature of 25°C for a period of 28 days. In the conducted experiments, autoclave curing was not used to ensure that the curing conditions resembled normal on-site concreting conditions, making the obtained results more practical and applicable. The study examined several key properties of the concrete, including compressive strength, tensile strength, water absorption during curing and water absorption as per ASTM C642. Additionally, the flow table test was conducted to determine the consistency of the concrete at each stage before pouring it into the molds. The results showed that as the percentage of pumice replacement increased, the compressive strength of the samples gradually decreased. However, all samples maintained a compressive strength above 50 MPa at 28 days, classifying them as high-strength concrete. For instance, the 28-day compressive strength of the reference Reactive Powder Concrete was recorded at 64.7 MPa. However, at full (100 %) replacement of silica sand with pumice, the compressive strength dropped to 50.7 MPa. However, it should be noted that this decrease in strength is not necessarily prohibitive depending on the intended application of the concrete. On the other hand, the specific weight of pumice is lower than that of silica sand. Therefore, the use of pumice had a notable effect on the density of the concrete. With increasing replacement percentages, the specific weight of the samples decreased, reaching 1764 gr/lit at 100 percentage replacement, classifying it as structural lightweight concrete. Despite the reduction in compressive strength, the resulting concrete still qualified as both high-strength and structural lightweight concrete. These classifications were determined based on the standards set Fourth in the 2017 edition of the National Building Code of Iran. Additionally, the benefits of using pumice, such as cost savings and enhanced sustainability through the utilization of local materials, offer compelling advantages for specific construction scenarios.

Review History

Received: Jan 22, 2025

Revised: Apr 9, 2025

Accepted: Nov 8, 2025

Keywords

Reactive Powder Concrete

Sahand Pumice

Silica Sand

Diatomite Powder

Local Materials

* Corresponding Author Email: b.shervani@azaruniv.ac.ir - ORCID: 0009-0007-2690-9609



بررسی تاثیر جایگزینی ماسه سیلیسی با پوکه سهند در بتن پودری واکنشی حاوی ۱۰۰٪ پودر دیاتومیت به عنوان جایگزین دوده سیلیسی

بهمن شروانی تبار^{*1}، رضا ضیائی خسروشاهی^۲

۱. استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران.

۲. کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

دریافت: ۱۴۰۳/۱۱/۰۳
بازنگری: ۱۴۰۴/۰۱/۲۰
پذیرش: ۱۴۰۴/۰۸/۱۷

بتن پودری واکنشی، بتن جدیدی می باشد که مقاومت فشاری بالاتری نسبت به بتن معمولی دارد. این بتن از ریزدانه‌ها تشکیل شده است که به خاطر همگنی، علاوه بر افزایش مقاومت فشاری ضعف‌های دیگر بتن معمولی را در موارد سایش، دوام، نفوذپذیری و خوردگی رفع کرده است. در این تحقیق، برای بهره‌برداری از مصالح بومی، افزایش ظرفیت منابع تولید بتن و کاهش قیمت نهایی بتن، بررسی تاثیر جایگزینی ماسه سیلیسی با پوکه سهند در بتن پودری واکنشی مورد بررسی قرار گرفت. بتن شاهد در این تحقیق نوعی بتن پودری واکنشی است که در آن ۱۰۰ درصد دوده سیلیسی با پودر دیاتومیت جایگزین شده است؛ در ادامه پوکه معدنی با مقادیر ۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰، ۷۵، ۹۰ و ۱۰۰٪، در هفت گام جایگزین ماسه سیلیسی شد و همه نمونه‌ها در داخل حوضچه آب در دمای ۲۵ درجه سلسیوس عمل آوری شدند. نمونه‌ها تحت آزمایش‌های مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب هنگام عمل آوری و جذب آب به روش ASTM C642 قرار گرفتند. همچنین آزمایش میز جریان برای تعیین روانی بتن در هر مرحله قبل از ریختن بتن در قالب‌ها، انجام گرفت. نتایج نشان داد با افزایش درصد‌های جایگزینی، مقاومت فشاری نمونه‌ها به تدریج کاهش می‌یابد اما همه نمونه‌ها در عمر ۲۸ روزه بالاتر از ۵۰ مگاپاسکال مقاومت فشاری دارند که در دسته‌ی بتن پرمقاومت قرار می‌گیرند؛ مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن شاهد، ۶۴/۷ مگاپاسکال بود که با ۱۰۰٪ جایگزینی، مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن به ۵۰/۷ مگاپاسکال رسید. از طرفی وزن مخصوص پوکه نسبت به ماسه سیلیسی کم‌تر است، از این رو با افزایش درصد‌های جایگزینی، وزن مخصوص نمونه‌ها کاهش پیدا نمود به طوری که در ۱۰۰٪ جایگزینی، وزن مخصوص نمونه‌ها به ۱۷۶۴ گرم بر لیتر رسید و می‌توان آن را بتن سبک سازه‌ای دانست.

کلمات کلیدی

بتن پودری واکنشی

پوکه معدنی سهند

ماسه سیلیسی

پودر دیاتومیت

مصالح بومی

مصالح جایگزین و بومی برای کاهش هزینه‌ها و حفظ منابع طبیعی

۱- مقدمه

ضروری به نظر می‌رسد [1].

بتن پودری واکنشی (RPC) یکی از انواع بتن‌های نوین با

مقاومت بالا (UHSC) است که با ویژگی‌هایی همچون مقاومت

فشاری بالا، دوام بیش‌تر و نفوذپذیری کم‌تر گزینه‌ای مناسب برای

بتن به علت ویژگی‌هایی چون استحکام بالا، دوام طولانی و هزینه مناسب، یکی از پرکاربردترین مواد در صنعت ساخت در سطح جهانی به شمار می‌آید. با توجه به روند رو به رشد این صنعت و نیاز به تولید بتن‌های با ویژگی‌های خاص، استفاده از

* رایانامه نویسنده مسئول: b.shervani@azaruniv.ac.ir - ORCID: 0009-0007-2690-9609

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این



مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.

دیاتومیت و سنگدانه‌های بازیافتی پرداختند. بهترین نتایج در نمونه‌های حاوی ۲۵ درصد سنگدانه بازیافتی به جای سنگدانه درشت و ۵ درصد دیاتومیت به جای سیمان مشاهده شد [8]. سعیدی و همکاران در سال ۲۰۲۰ میلادی در تحقیقی از پودر خاک دیاتومیت به عنوان جایگزین بخشی از سیمان استفاده کردند. بررسی آن‌ها نشان داد که میزان اسلامپ با افزایش درصد خاک دیاتومیت کاهش می‌یابد [9]. چاخارلو و شروانی در سال ۱۳۹۹ تحقیق خود از پودر دیاتومیت ممقان با درصدهای مختلف در ۶ مرحله از صفر تا صد درصد به جای دوده سیلیسی در بتن پودری واکنشی استفاده کردند. نتایج نشانگر آن بوده‌است که بیشترین مقاومت فشاری برای بتن با جایگزینی ۲۵ درصد پودر دیاتومیت حاصل می‌شود. در بقیه جایگزینی‌ها کاهش بسیار جزئی مقاومت فشاری دیده می‌شود از این‌رو جایگزینی تا ۱۰۰ هم امکان‌پذیر می‌باشد [10]. لاورمانوا و همکاران در سال ۲۰۲۱ به بررسی تأثیر جایگزینی جزئی ماسه با دیاتومیت در نوعی از ملات‌های سیمانی پرداختند. نتایج نشان داد استفاده از دیاتومیت به دلیل وجود فازهای آمورف زیاد، موجب افزایش تراکم ساختار، افزایش مقاومت مکانیکی، کاهش نفوذپذیری آب و در نهایت مقاومت بیش‌تر در برابر آسیب‌های آبی می‌شوند [11]. لی و همکاران در سال ۲۰۲۳ میلادی در تحقیقات خود از دیاتومیت بازیافتی برای جایگزینی بخشی از سیمان در ساخت ملات سیمان استفاده کردند. با توجه به نتایج، با افزایش مقدار دیاتومیت جایگزین، میزان آب و زمان گیرش افزایش می‌یابد. از نظر مقاومت فشاری جایگزینی ۱۰ درصد دیاتومیت در ۲۸ روز مقاومت بالاتری داشته اما جایگزینی ۲۰ درصد دیاتومیت در ۹۰ روز استحکام بالاتری از خود نشان داده‌است [12].

پوک، ماده‌ای سبک و متخلخل با منشأ آتشفشانی است که منابع غنی آن در کشورهای دارای آتشفشان در دسترس می‌باشد. با وجود این، کاربرد گسترده‌ای به عنوان پوزولان ندارد. تخمین‌ها نشان می‌دهند که در سال ۲۰۲۳ تولید جهانی پوک به حدود ۱۸ میلیون تن رسید [13]. این ماده در فرآیند سرد شدن گدازه‌های مذاب، زمانی که گازهای به دام افتاده آزاد می‌شوند، شکل می‌گیرد و ساختاری سبک و پر از منافذ ایجاد می‌کند. پوک به دلیل ویژگی‌های خاص خود معمولاً در حوزه‌هایی مانند تصفیه فاضلاب [14]، صنعت نساجی [15] و ساخت بتن متخلخل برای بهبود زهکشی و کاهش

سازه‌هایی با اهمیت بالا می‌باشد [2]. این بتن اولین بار از آزمایش‌های ریچارد و همکاران در سال ۱۹۹۵ بدست‌آمد؛ آن‌ها دریافتند که حذف سنگدانه‌های درشت، امکان دست‌یابی به یک ماتریس سیمانی همگن و متراکم را فراهم می‌کند [3]. ماسه سیلیسی و دوده سیلیسی، از اجزای اصلی این نوع بتن، علاوه بر مشکلات هزینه‌ای، به دلیل استخراج از معادن خاص، می‌تواند آثار زیست‌محیطی منفی به همراه داشته باشند. یکی از مهم‌ترین نگرانی‌ها در توسعه پایدار، مصرف انرژی کم‌تر است؛ از این‌رو بررسی مصالح بومی با ویژگی‌های مناسب همچون وزن سبک‌تر، قیمت پایین‌تر و دسترسی آسان‌تر به عنوان جایگزینی مؤثر برای اجزای بتن پودری واکنشی و نیز بررسی تأثیر این جایگزینی بر خواص بتن و ارزیابی اقتصادی آن مسئله‌ای ضروری و قابل توجه است.

دیاتومیت نوعی ماده سفید رنگ با ترکیب سیلیس دار است که معمولاً ۸۰ الی ۹۰ درصد آن دی اکسید سیلیسیم می‌باشد. این ماده به علت حفره‌های متعددی در سطح خود جذب آب بالایی دارد؛ به طوری که در حالت عادی دو برابر حجم خود می‌تواند آب جذب کند. فراگولیس و همکاران در سال ۲۰۰۵ میلادی در تحقیقی جایگزینی دو نوع دیاتومیت رسی و آهکی، به عنوان یک ماده پوزولانی به جای بخشی از سیمان در ساخت ملات‌های سیمانی را مورد بررسی قرار داده و دریافتند با افزایش دیاتومیت، نیاز به آب و مقاومت بلند مدت ملات افزایش می‌یابد [4]. ارگون در سال ۲۰۱۱ میلادی در تحقیقی روی جایگزینی دیاتومیت به جای بخشی از سیمان، خواص مکانیکی نمونه‌های بتنی مربوطه را مورد بررسی قرار داد و مشخص شد که میکروفسیل‌های موجود در دیاتومیت که منبع سیلیس فعال هستند، در مجاورت سیمان، خواص پوزولانی نشان می‌دهند [5]. لی و همکاران در سال ۲۰۱۴ برای بهبود عملکرد حرارتی بتن، از سه نوع دیاتومیت با اندازه‌های مختلف به عنوان افزودنی استفاده کردند و دریافتند که ذرات ریزتر ظرفیت جذب بالاتری دارند [6]. کارمان و همکاران در سال ۲۰۱۵ میلادی آثار افزودنی دیاتومیت به عنوان پوزولان طبیعی و تأثیر آن بر خصوصیات مکانیکی بتن سبک را مورد بررسی قرار داده و دریافتند این کار موجب کاهش هزینه‌ها و افزایش ظرفیت حرارتی بلوک‌ها می‌شود [7]. لثیر و همکاران در سال ۲۰۱۶ میلادی، در تحقیق خود به ارزیابی خواص مکانیکی بتن ساخته شده با

عنوان افزودنی پوزولانی یا جایگزینی بخشی از سیمان در سایر انواع بتن؛ نتایج این تحقیقات حاکی از آن است که استفاده از پوکه معدنی، علاوه بر کاهش هزینه‌های تولید و آثار زیست‌محیطی، مقاومت مکانیکی مشابه یا حتی بالاتری در مقایسه با نمونه‌های شاهد ایجاد می‌کند. در این پژوهش تاثیر استفاده هم‌زمان از دیاتومیت به جای دوده سیلیسی و پوکه معدنی سهند به جای ماسه سیلیسی بر روانی، چگالی، مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب حین عمل آوری، جذب آب به روش ASTM C642 و هزینه تولید بتن پودری واکنشی بررسی شده است؛ بتن شاهد از جایگزینی کامل پودر دیاتومیت به جای دوده سیلیسی تشکیل شده و پوکه معدنی در درصد‌های مختلف جایگزین ماسه سیلیسی شد. با توجه به وجود معادن دیاتومیت در منطقه و امکان استفاده خام و کم‌هزینه از این ماده، جایگزینی آن در بتن پودری واکنشی می‌تواند به اقتصادی‌تر شدن تولید این بتن کمک کند. همچنین، ماسه سیلیسی موجود در معدن قوم‌تپه تبریز، یک منطقه گردشگری و زیست‌بوم کویری کمیاب آذربایجان قرار دارد که استخراج آن می‌تواند آسیب‌های جدی زیست‌محیطی ایجاد کند. در مقابل، پوکه معدنی بستان‌آباد با وزن سبک‌تر، قیمت مناسب‌تر و دسترسی آسان‌تر، جایگزینی ایده‌آل برای ماسه سیلیسی به‌شمار می‌رود. این تحقیق با هدف بررسی این دو جایگزینی، در راستای کاهش هزینه‌های تولید، حفظ محیط زیست و توسعه بتن‌های پایدار و اقتصادی در شمال‌غرب ایران انجام شده است.

۲- مواد پژوهش

مواد تشکیل دهنده بتن پودری واکنشی شامل: سیمان، آب، دوده سیلیسی، ماسه کوارتزی (سیلیسی)، پودر کوارتز، فوق‌روان‌کننده و آب می‌باشد. در این پژوهش ابتدا با استفاده از نتایج تحقیقات قبلی، ابتدا به جای ۱۰۰ درصد دوده سیلیسی، پودر دیاتومیت جایگزین شد. این بتن پودری واکنشی مذکور به عنوان بتن شاهد یا مبنا اختیار شده است. در نسبت‌های مخلوط‌های بعدی نیز از پوکه سهند (گذشته از الک ۱/۱۸ میلی‌متر و مانده روی الک ۰/۱۵ میلی‌متر) به عنوان جایگزین ماسه سیلیسی با درصد‌های مختلف استفاده شده است. در ادامه مصالح مورد استفاده در این تحقیق و مشخصات آن‌ها بررسی شده است.

- سیمان استفاده شده در این آزمایش سیمان پرتلند نوع ۲

خطر سیلاب در ساخت جاده‌ها و تثبیت خاک [16] به کار می‌رود. در برخی مطالعات آزمایشگاهی استفاده از این ماده به صورت میکرونیزه شده به عنوان پوزولان، در نقش افزودنی یا جایگزین بخشی از سیمان مورد بررسی قرار گرفته است [17]؛ از جمله به عنوان افزودنی در ملات‌های خود متراکم [18]، به عنوان جایگزین بخشی از سیمان در بتن با مقاومت بالا (HSC) [19]، جایگزین بخشی از سیمان در بتن تقویت‌شده با فیبر با عملکرد بالا (HPFRC) [20] و به عنوان جایگزین بخشی از سیمان در ملات‌های سیمانی [21&22]. کابرونوا و همکاران در سال ۲۰۲۰ خواص مکانیکی بتن‌های مسلح دارای پوکه‌های معدنی را بررسی کردند. نتایج نشان داد که این جایگزینی در ضمن کاهش ردپای کربنی و هزینه‌های تولید، مقاومت مشابه یا بهتری نسبت به بتن شاهد دارند [23]. افزودن پودر پوکه به بتن و ملات‌های سیمانی به طور کلی خواص مکانیکی آن را بهبود می‌بخشد [18&22]؛ این تاثیر بیشتر در سنین اولیه برجسته است [18&21]. ولی در برخی موارد، مقاومت فشاری در سنین بعدی نیز بهبود می‌یابد [24]. سنگدانه‌های سبک وزن اغلب در ساخت ملات‌های سیمانی و یا انواع بتن با چگالی کم استفاده می‌شوند؛ پوکه معدنی نیز به علت تخلخل خود، از سنگدانه‌های سبک وزن محسوب شده و از این رو برای تولید بتن سبک استفاده می‌شود [25]. استفاده از پوکه‌های معدنی به عنوان سنگدانه در بتن توسط تانلیدیزی و گوکالاپ در سال ۲۰۲۳ بررسی و مشخص شد که این جایگزینی باعث افزایش کارایی، مقاومت در برابر دمای بالا و سولفات و کاهش چگالی بتن می‌شود. با این حال، آثار منفی مانند کاهش مقاومت فشاری و کششی و افزایش جذب آب نیز مشاهده شد [26]. در آزمایش‌هایی نیز تاثیر استفاده از پوکه در بتن سبک به عنوان جایگزین بخشی از سیمان به همراه الیاف فولادی بررسی شده که مزایای زیست‌محیطی، افزایش مقاومت در برابر یخ‌زدگی و حرارت است [27].

در پیشینه تحقیقات ذکر شده، دیاتومیت اغلب به عنوان یک افزودنی پوزولانی و یا جایگزین بخشی از سیمان در مخلوط‌های بتن و ملات‌های سیمانی به کار رفته است. از آن جایی که دیاتومیت دارای سیلیس‌آموور است، جایگزین مناسبی برای دوده سیلیسی می‌باشد. همچنین مطالعات پیشین نشان می‌دهد که پوکه معدنی عمدتاً به دو شکل در صنعت بتن استفاده شده است: به عنوان جایگزین سنگدانه در بتن‌های سبک و به صورت پودر میکرونیزه به

جدول ۳. مشخصات شیمیایی پودر کوارتز

Table 3. Chemical properties of Quartz powder

Item	Percentage
Calcium oxide (CaO)	0.7
Silica (SiO ₂)	96.6
Aluminum oxide (Al ₂ O ₃)	0.23
Ferric oxide (Fe ₂ O ₃)	0.03
Magnesium oxide (MgO)	<0.1
Potassium oxide (K ₂ O)	0.02
Sodium oxide (Na ₂ O)	<0.1
SO ₃	0.04
L.O. I	0.28

جدول ۴. مشخصات شیمیایی پودر دیاتومیت مقان

Table 4. Chemical properties of Diatomite powder

Item	Percentage
Calcium oxide (CaO)	0.98
Silica (SiO ₂)	90.4
Aluminum oxide (Al ₂ O ₃)	2.15
Ferric oxide (Fe ₂ O ₃)	0.71
Magnesium oxide (MgO)	0.64
Potassium oxide (K ₂ O)	0.2
Sodium oxide (Na ₂ O)	0.45
L.O. I	3.04

- کوارتز شکسته و له شده (گرد بسیار ریزی که با کوبیدن دانه‌های ریز در داخل هاون می‌توان مشاهده کرد) یک جزء اصلی در بتن پودری واکنشی می‌باشد. قطر ذرات آن بین ۵ تا ۳۵ میکرون است. پودر کوارتز به کار رفته در این پژوهش از معدن گوه‌ران اصفهان تهیه شده که مشخصات آن مطابق جدول (۳) می‌باشد.
- یکی از غنی‌ترین معادن دیاتومیت شمال غرب کشور، معدن مقان واقع در کیلومتر ۳۵ جاده تبریز- مراغه می‌باشد؛ در این پژوهش دیاتومیت مورد استفاده از این معدن تهیه شده که مشخصات شیمیایی آن در جدول (۴) قابل مشاهده است.
- پوکه معدنی مصرفی در این آزمایش پوکه معدنی سهند (بستان آباد) می‌باشد که دارای وزن مخصوص انبوهی ۰/۶۶۵ گرم بر سانتی متر مکعب می‌باشد. این پوکه ابتدا از الک ۱/۱۸ میلی متر گذارنده شده و سپس از پوکه‌های مانده روی الک ۱۰۰ استفاده شده است؛ مواد عبوری از الک ۱۰۰ که ممکن بود به صورت پوزلان عمل کنند دور ریخته شد. مشخصات شیمیایی آن نیز مطابق جدول (۵) می‌باشد.

کارخانه سیمان صوفیان (در نزدیکی تبریز) می‌باشد جدول (۱) مشخصات فیزیکی و شیمیایی سیمان مصرفی را نشان می‌دهد.

- ماسه سیلیسی مصرفی در این تحقیق از معدن ماسه سیلیسی صنعتی قوم‌تپه در نزدیکی شهر تبریز می‌باشد؛ وزن انبوهی آن ۱/۵۴ گرم بر سانتی متر مکعب، جذب آب SSD (اشباع با سطح خشک) آن هفت دهم الی یک درصد و حداکثر قطر دانه آن ۶۰۰ میکرومتر است. ترکیبات شیمیایی ماسه مصرفی در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۱. مشخصات سیمان پرتلند نوع دو صوفیان

Table 1. Properties of Sufian cement of type two

Item	Unit	Value
Fineness (Blaine)	(cm ² / gr)	3230
Residue on 90 μ Sieve	(%)	3.86
Autoclave Expansion	(%)	0.18
Le Chatelier Expansion	(mm)	1.1
Initial Setting Time	(min)	115
Final Setting Time	(min)	185
Density	(gr/ cm ³)	3.16
3 days Compressive Strength	(kgf/ cm ²)	240
7 days Compressive Strength	(kgf/ cm ²)	345
28days Compressive Strength	(kgf/ cm ²)	465
L.O. I	(%)	1.36
Calcium oxide (CaO)	(%)	64.44
Silica (SiO ₂)	(%)	21.70
Aluminum oxide (Al ₂ O ₃)	(%)	5.22
Ferric oxide (Fe ₂ O ₃)	(%)	3.74
Magnesium oxide (MgO)	(%)	2.22
Potassium oxide (K ₂ O)	(%)	0.58
Sodium oxide (Na ₂ O)	(%)	0.22
Chloride Ion (Cl)	(%)	0.010
Others	(%)	0.51

جدول ۲. مشخصات شیمیایی ماسه سیلیسی قوم‌تپه

Table 2. Chemical properties of silica sand of Qumtapeh

Item	Percentage
Silica (SiO ₂)	61.84
Aluminium oxide (Al ₂ O ₃)	15.20
Magnesium Oxide (MgO)	1.32
Ferric oxide (Fe ₂ O ₃)	3.92
Calcium Oxide (CaO)	3.51
SO ₃	<0.05
Na ₂ O	4.83
K ₂ O	3.53
MnO	0.08
FeO	0.43
Fe ₃ O ₄	1.37
BaO	0.11
Fei	3.73
L.O. I	3.36
P ₂ O ₅	0.19
TiO ₂	0.69

تا حد امکان با عیار سیمان کم تر و مقاومت بیش تری باشد بدست آمد، که در ردیف اول جدول (۷) قابل مشاهده است. سپس پوکه معدنی به تدریج جایگزین ماسه سیلیسی شده است و ۷ نسبت های مخلوط های دیگر، مطابق جدول (۷) بدست آمد. لازم به توضیح می باشد که پوکه از الک ۱,۱۸ میلی متر عبور داده شده و برای اینکه مواد پودری خیلی ریز در روند کار مشکل ایجاد نکند، مجدداً با الک شماره ۱۰۰ الک و از مواد مانده روی الک به صورت SSD استفاده شد. همچنین قابل ذکر است که جایگزین نمودن دانه های پوکه (گذشته از الک ۱,۱۸ میلی متر) به جای ماسه سیلیسی (با حداکثر اندازه ۰/۶ میلی متر) نمی تواند به صورت وزنی باشد؛ بلکه باید طوری انجام بگیرد که دانه های جایگزین شده، همان حجم دانه های حذف شده را پر کند. باتوجه به اینکه وزن مخصوص پوکه کم تر است، بنابراین وزن مقدار جایگزین شده کم تر از وزن مقدار حذف شده خواهد بود.

۳-۲- آماده سازی و عمل آوری نمونه ها

برای مخلوط کردن بتن پودری واکنشی از بتونیر استفاده شده است که به صورت کاملاً همگن بتن را مخلوط می کند. طبق نیاز و شرایط مصالح، از روش سه مرحله ای برای مخلوط کردن استفاده شده است. ابتدا ۲۰ درصد از هر کدام از مصالح خشک یعنی ماسه، پودر کوارتز، دیاتومیت، پوکه معدنی و سیمان داخل مخزن بتونیر ریخته شد (ماسه و پوکه به صورت SSD استفاده شده است)؛ این کار ۵ بار تکرار شد تا مصالح لایه لایه و پشت سر هم در دیگ بتونیر ریخته شده و راحت تر مخلوط شوند. سپس به مدت ۵ دقیقه اختلاط خشک انجام شد. بعد از آن آب با فوق روان کننده مخلوط شده و نصف آن به مخلوط خشک اضافه و باهم ۹ دقیقه مخلوط شدند. در آخر باقی مانده مخلوط آب و فوق روان کننده به مخزن اضافه شده و ۷ دقیقه دیگر هم زدن ادامه یافت. بعد از مخلوط کردن بتن، ابتدا آزمایش میز جریان برای تعیین روانی بتن انجام شد. سپس بتن در قالب های از قبل آماده و روغن کاری شده در سه مرحله ریخته و با میله کوبی متراکم شد. این کار باعث می شود حباب های اتفاقی داخل بتن کاهش یابد.

جدول ۵. مشخصات شیمیایی پوکه معدنی سهند

Table 5. Chemical properties of Sahand Pumice

Item	Percentage
Calcium oxide (CaO)	7.28
Silica (SiO ₂)	63.76
Aluminum oxide (Al ₂ O ₃)	19.60
Ferric oxide (Fe ₂ O ₃)	4.30
Magnesium oxide (MgO)	0.50
L.O. I	4.14

جدول ۶. مشخصات فنی فوق روان کننده

Table 6. Physical and chemical properties of the superplasticizer

Colour	yellow
Physical state	Liquid
Density	0.02(<i>gr / cm</i> ³)±1.1
Chloride content	< 1.5 %
Na ₂ O	< 0.1 %
PH	5-7

- فوق روان کننده مصرفی از کارخانه البرز شیمی تهیه شده که بر پایه کربوکسیلات اتر می باشد. مشخصات آن در جدول (۶) قابل مشاهده است.
- طبق بیشتر استانداردها، آبی که برای بتن مناسب است، همان آب شرب است؛ از این رو در این تحقیق، از آب آشامیدنی برای تولید بتن استفاده شده است.

۳- روش پژوهش

هدف از این پژوهش جایگزینی پوکه معدنی در ۸ گام با نسبت های ۰٪، ۱۵٪، ۳۰٪، ۴۵٪، ۶۰٪، ۷۵٪، ۹۰٪ و ۱۰۰٪ به جای ماسه سیلیسی در نوعی بتن پودری واکنشی که در آن به جای دوده سیلیسی از پودر دیاتومیت استفاده شده، می باشد. برای این منظور نسبت های مخلوط های بتن در هشت نوع ارائه شد که از هر نسبت، سه نمونه برای هر سن ساخته شد. نتایج آزمایش ارائه شده، میانگین نتایج هر سه نمونه است. برای شبیه بودن عمل آوری به شرایط کارگاهی و نرمال فصل بتن ریزی، از اتوکلاو استفاده نشده و عمل آوری نمونه های ساخته شده، در داخل حوضچه آب در دمای ۲۵ درجه سانتی گراد انجام شد. متغیرهای مهم مانند نسبت آب به سیمان، یکنواختی مواد و شرایط عمل آوری یکسان نگه داشته شد.

۳-۱- نسبت های مخلوط ها

بعد از تهیه مصالح مورد نظر با سعی و خطا بتن شاهدی که

جدول ۷. نسبت‌های مخلوط‌های نمونه‌های بتنی

Table 7. concrete mix-ratios for the types of samples

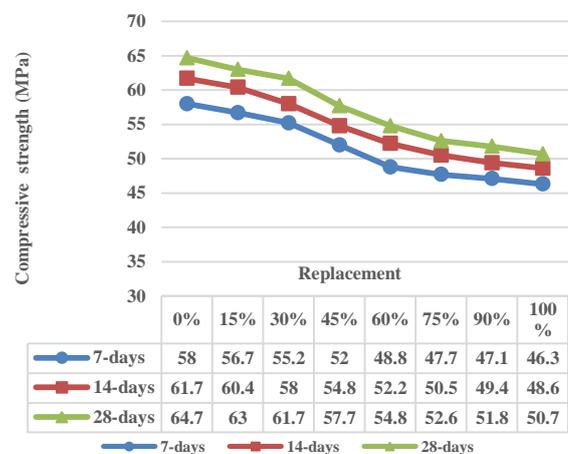
Mix -Ratios Number	Material Replacement of pumice (%)	Cement (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	Diatomite powder (kg/m ³)	Quartz powder (kg/m ³)	Pumice SSD (kg/m ³)	Silica sand SSD (kg/m ³)	Super-plasticizer (kg/m ³)
Mix.1(Control concrete)	0	750	200	150	150	0	860	30
Mix.2	15	750	200	150	150	74.3	731	30
Mix.3	30	750	200	150	150	148.6	602	30
Mix.4	45	750	200	150	150	223	473	30
Mix.5	60	750	200	150	150	297.2	344	30
Mix.6	75	750	200	150	150	371.5	215	30
Mix.7	90	750	200	150	150	445.8	86	30
Mix.8	100	750	200	150	150	495.3	0	30

در شکل (۱)، نشان می‌دهد که با افزایش سن نمونه‌ها، مقاومت فشاری نیز افزایش می‌یابد. با توجه نتایج، ملاحظه شود که افزایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن شاهد نسبت به مقاومت ۷ روزه آن حدوداً ۱۱٪ می‌باشد؛ علت این امر آن است که بتن‌پودری واکنشی، بتنی پر سیمان است و به همین خاطر روند هیدراتاسیون در روزهای اول بیش‌تر بوده و در سن‌های بالا کندتر می‌شود.

همچنین از نتایج می‌توان دریافت که با افزایش درصد‌های جایگزینی پوکه معدنی به جای ماسه سیلیسی، مقاومت فشاری نمونه‌ها کاهش می‌یابد. حداکثر کاهش مقاومت فشاری ۲۱ درصد است که در حداکثر جایگزینی یعنی در جایگزینی ۱۰۰ درصد اتفاق افتاده‌است. بطوری که مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن شاهد برابر ۶۴/۷ مگا پاسکال و در ۱۰۰٪ جایگزینی پوکه معدنی به جای ماسه سیلیسی مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن برابر ۵۰/۷ مگا پاسکال می‌باشد. اما با وجود این کاهش، این بتن همچنان یک بتن پر مقاومت محسوب می‌شود (طبق مقررات ملی ساختمان ایران مبحث ۵ ویرایش ۱۳۹۶، بتن پر مقاومت به بتنی گفته می‌شود که مقاومت ۲۸ روزه آن بیش‌تر از ۵۰ مگا پاسکال باشد).

۴-۲- آزمون مقاومت کششی

برای بدست آوردن مقدار مقاومت کششی، ۹ عدد نمونه‌استوانه‌ای برای هر نسبت مخلوط، با ابعاد ۱۰×۲۰ سانتی‌متر تهیه و داخل حوضچه آب با دمای ۲۵ درجه سلسیوس، عمل‌آوری شد. این نمونه‌ها در سنین ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه تحت آزمایش دو نیم شدن (کشش برزیلی) قرار گرفتند، که نتایج آن در شکل (۲) مشاهده می‌شود. با توجه به نتایج، مشخص شد که با افزایش درصد جایگزینی پوکه معدنی به جای ماسه سیلیسی،



شکل ۱. مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی

Fig. 1. Compressive strength of RPC specimens

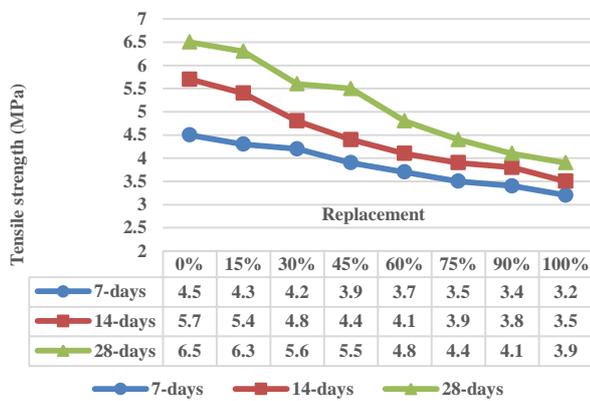
۴-۳- نتایج و بحث

برای نمونه‌های ساخته شده مشخصه‌های مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب حین عمل‌آوری، جذب آب به روش ASTM C642، قطر پخش‌شدگی در میز جریان و وزن مخصوص بدست آمد. همچنین مقایسه‌ای در مورد هزینه تولید نمونه‌ها انجام شد.

۴-۱- آزمون مقاومت فشاری

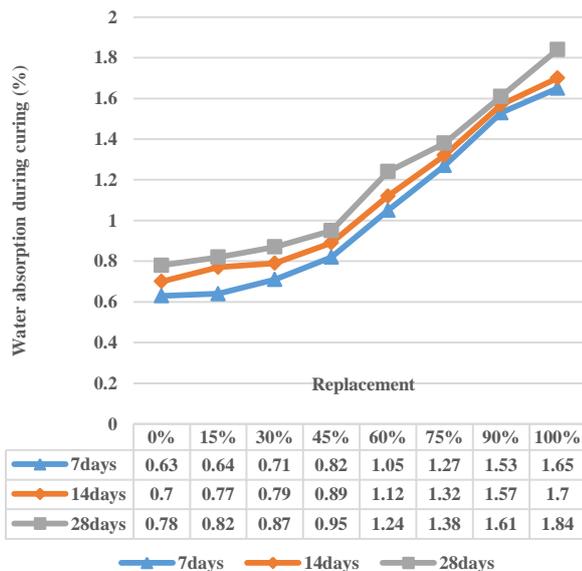
برای این آزمایش نمونه‌های مکعبی ۱۰×۱۰×۱۰ سانتی‌متری در سنین ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه که در دمای ۲۵ درجه سلسیوس داخل حوضچه آب عمل‌آوری شدند، مورد آزمایش مقاومت فشاری قرار گرفت. برای هر درصد جایگزینی در هر سن، سه نمونه در دستگاه بتن‌شکن هیدرولیکی تا مرحله خراب شدن تحت آزمایش فشار قرار گرفته و سپس میانگین گرفته شده‌است. نتایج آزمایش فشاری

بتن پودری واکنشی استفاده شده [10]، که نشان داده با افزایش درصد جایگزینی دیاتومیت باعث کاهش روانی بتن می‌شود. از این رو در این تحقیق میزان آب و فوق‌روان‌کننده بیش‌تری نسبت به تحقیقات قبلی در بتن شاهد استفاده شد؛ همچنین ماسه سیلیسی به صورت SSD و پوکه معدنی نیز به حالت SSD استفاده شد. نهایت دقت در الک کردن پوکه انجام شد به شکلی که بعد از گذراندن از الک ۱٫۸ میلی‌متر، با الک شماره ۱۰۰ نیز دوباره الک شد؛ مواد خیلی ریز که ممکن بود به صورت پوزلان عمل کند و باعث کاهش روانی شود، دور ریخته شد. بعد از انجام آزمایش میز جریان مشاهده شد که مطابق شکل (۴)، روانی نمونه‌ها با افزایش درصد جایگزینی افزایش می‌یابد.



شکل ۲. مقاومت کششی نمونه‌های بتنی

Fig. 2. Tensile Strength of RPC Samples



شکل ۳. نمودار جذب آب حین عمل‌آوری نمونه‌های بتنی

Fig. 3. Water absorption during curing of RPC samples

مقاومت کششی نمونه‌ها نیز همانند مقاومت فشاری کاهش می‌یابد، به طوری که مقاومت کششی ۲۸ روزه بتن شاهد برابر ۶/۵ مگاپاسگال و مقاومت کششی ۲۸ روزه با ۱۰۰٪ جایگزینی پوکه سهند به جای ماسه سیلیسی برابر ۳/۹ مگاپاسگال شده‌است.

۳-۴- جذب آب هنگام عمل‌آوری

هدف از انجام این آزمایش، نشان دادن روند هیدراتاسیون می‌باشد. برای این منظور بعد از ساخت هر نسبت مخلوط و پر کردن قالب‌ها، ۲۴ ساعت بعد نمونه‌ها از قالب خارج شده و با ترازوی دیجیتال وزن آن‌ها اندازه‌گیری و ثبت شد. سپس نمونه‌ها برای عمل‌آوری داخل حوضچه آب قرار گرفتند. بعد از ۷، ۱۴ و ۲۸ روز نمونه‌ها از آب خارج شده و بعد از خشک کردن سطح نمونه، در حالت اشباع با سطح خشک توزین شدند. این کار برای هر نسبت مخلوط تکرار شد. نتایج حاصل از این توزین‌ها در رابطه (۱) قرار داده شد و جذب آب هنگام عمل‌آوری بدست آمد [28]؛ که نتایج آن در شکل (۳) نشان داده شده‌است.

$$(1) \text{ جذب آب حین عمل‌آوری} = \frac{\text{جرم قبل از عمل‌آوری} - \text{جرم بعد از عمل‌آوری}}{\text{جرم قبل از عمل‌آوری}} \times 100$$

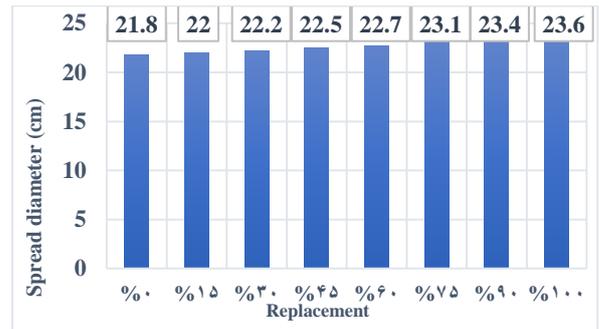
باتوجه به نتایج مشاهده می‌شود که با افزایش درصد جایگزینی، جذب آب حین عمل‌آوری افزایش یافته است به همین خاطر انواع واکنش‌های هیدراتاسیون افزایش یافته‌است؛ این امر رشد کریستال‌ها و توپری بتن را به مرور زمان افزایش می‌دهد. این توپری مربوط به فازخمیری بتن می‌شود؛ اما دانه‌های پوکه معدنی، منافذ داخلی خیلی زیادی دارند و در حالت SSD آب خیلی بیش‌تری نسبت به دانه‌های ماسه سیلیسی در حالت SSD دارند، از این لحاظ توپری بتن کاهش خواهد یافت. در نهایت با رشد کریستال‌ها در فاز خمیری، مقداری از کاهش مقاومت ناشی از کاهش توپری فاز دانه‌ای بتن، جبران می‌شود. لازم به توضیح می‌باشد که این افزایش واکنش‌های هیدراتاسیون در تمام سنین مشاهده شد و ملاحظه شد که با افزایش درصد جایگزینی پوکه معدنی، جذب آب حین عمل‌آوری و در نتیجه واکنش‌های هیدراتاسیون افزایش یافته‌است.

۴-۴- آزمایش میز جریان

پودر دیاتومیت جذب آب زیادی دارد و قبلاً دیاتومیت با درصد‌های مختلف به جای دوده سیلیسی در مطالعات گذشته در

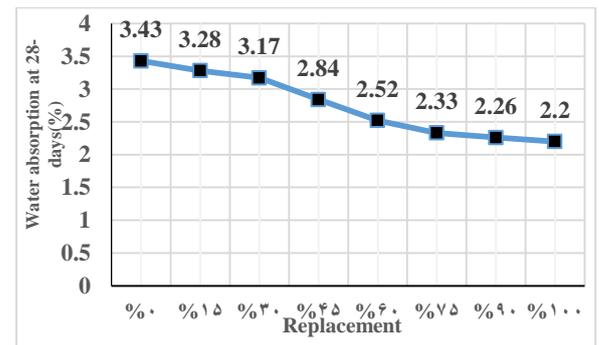
معدنی به جای ماسه سیلیسی، میزان جذب آب، به تدریج کاهش می‌یابد؛ با توجه به اینکه روند این آزمایش، میزان تخلخل (شامل حجم لوله‌های موئینه به علاوه حباب‌های اتفاقی) را نشان می‌دهد، روند نزولی نمودار با افزایش درصد جایگزینی، حاکی از کاهش تخلخل است. این نتیجه از آنجایی جالب توجه است که دانه‌های پوکه منافذ داخلی بیش‌تری نسبت به دانه‌های ماسه سیلیسی دارد و در حالت SSD آب خیلی بیش‌تری نسبت به ماسه سیلیسی در خود دارد، برای همین انتظار می‌رفت که در نهایت تخلخل داخلی بتن با افزایش درصد جایگزینی افزایش یابد؛ در حالی که از ملاحظه نمودار مشخص می‌شود که جذب آب طبق استاندارد ASTM C642 و در نتیجه تخلخل کاهش یافته است. احتمالاً علاوه بر واکنش‌های هیدراتاسیون دانه‌های سیمان و واکنش پوزولانی مابین دیاتومیت، سیمان و آب، واکنش‌های پوزولانی دیگری مابین این مواد سیمانی با سطوح دانه‌های پوکه انجام گرفته است.

دانه‌های پوکه سست بوده و در هنگام اختلاط، خرد می‌شوند. پس در نهایت پوکه سهند مصرفی، شامل دانه‌های بسیار ریز و دانه‌های کمی درشت‌تر خواهد بود. دانه‌های بسیار ریز خاصیت پوزولانی دارند و با سیمان و پودر دیاتومیت در مجاورت آب واکنش‌های پوزولانی انجام داده و مجموع آن‌ها خمیرچسباننده را به وجود می‌آورند؛ پس خمیر چسباننده کمی افزایش یافته و این واکنش‌های پوزولانی جدید، نفوذپذیری بتن را کاهش داده است (افزایش جذب آب حین عمل‌آوری نشان‌دهنده افزایش انواع واکنش‌های هیدراتاسیون می‌باشد). از طرف دیگر دانه‌هایی از پوکه که کمی درشت‌تر هستند، در واکنش‌های پوزولانی شرکت نمی‌کنند و صرفاً پرکننده هستند. چون چگالی این دانه‌ها (که جایگزین ماسه سیلیسی شده‌اند) از دانه‌های ماسه سیلیسی کم‌تر است، پس مقاومت فشاری کم‌تری داشته و در نهایت موجب اندکی کاهش در مقاومت فشاری بتن پودری واکنشی شده‌اند. این دو روند در خلاف جهت هم عمل می‌کنند. فاز خمیری توپرتر، نفوذناپذیرتر و مقاوم‌تر می‌شود و فاز دانه‌ای سست‌تر شده و مقاومت آن کاهش می‌یابد. در مجموع چون نفوذپذیری و جذب آب به روش ASTM C642، بیشتر به فاز خمیری مربوط است، کاهش پیدا می‌کند؛ ولی مقاومت بتن در مجموع اندکی کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که همه نمونه‌ها بالاتر از ۵۰ مگاپاسکال



شکل ۴. نتایج میز جریان: قطر پخش‌شدگی نمونه‌های بتنی

Fig. 4. Flow Table Results



شکل ۵. جذب آب طبق استاندارد ASTM C642

Fig. 5. Water absorption according to ASTM C642

۴-۵- آزمایش جذب آب طبق استاندارد ASTM C642

جذب آب بتن بلوغ یافته اگر زیاد باشد، می‌تواند تاثیر منفی روی مقاومت نهایی بتن و همچنین مقاومت یخبندان آن داشته باشد؛ برای یافتن مقدار جذب هر نسبت مخلوط، آزمایش میزان جذب آب طبق استاندارد ASTM C642 انجام شد. برای اینکار نمونه ۲۸ روزه به مدت ۲۴ ساعت داخل دستگاه آون در دمای ۱۱۰ سانتی‌گراد گذاشته و سپس وزن شد. اینکار مجدداً انجام شد و اگر کاهش وزن بین دو روز متوالی کم‌تر از ۰/۵٪ بود، آن نمونه، بتن خشک در نظر گرفته شد. اگر تفاضل عدد بدست آمده با عدد قبلی بیش‌تر از ۰/۵٪ بود، دوباره مراحل تکرار شد تا وزن بتن خشک شده بدست آید. سپس بتن خشک شده داخل آب تمیز با دمای ۲۵ درجه سلسیوس به مدت ۷۲ ساعت قرار گرفته و بعد از خارج کردن از آب و خشک نمودن سطح آن با پارچه، مجدداً توزین شد تا درصد جذب آب محاسبه شود. این مولفه در واقع نشان‌دهنده تخلخل داخلی بتن می‌باشد. نتایج بدست آمده در شکل (۵) قابل مشاهده است.

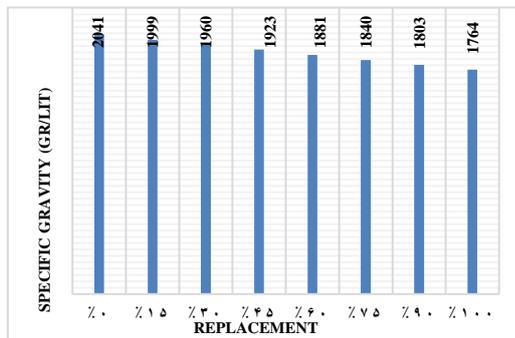
نتایج نشانگر آن است که با افزایش درصد جایگزینی پوکه

قیمت نمونه‌ها با افزایش درصد جایگزینی پوکه به جای ماسه سیلیسی، نسبت به بتن شاهد که در آن ۱۰۰٪ دیاتومیت با دوده سیلیسی جایگزین شده، نشان داده شده است.

بررسی‌ها نشان داد با افزایش درصد‌های جایگزینی پوکه به جای ماسه سیلیسی قیمت تمام شده نمونه‌ها کاهش می‌یابد به طوری که در ۱۰۰٪ جایگزینی پوکه به جای ماسه سیلیسی، قیمت نهایی بتن نسبت به بتن شاهد حدوداً ۱۹٪ در هر مترمکعب کاهش می‌یابد. در نتیجه با جایگزینی مصالح بومی، در دسترس و ارزان قیمت (یعنی دیاتومیت و پوکه معدنی) به ترتیب ۱۰٪ در بتن شاهد و ۱۹٪ در گام بعدی، کاهش قیمت رخ داد که موجب اقتصادی‌تر شدن بتن پودری واکنشی است.

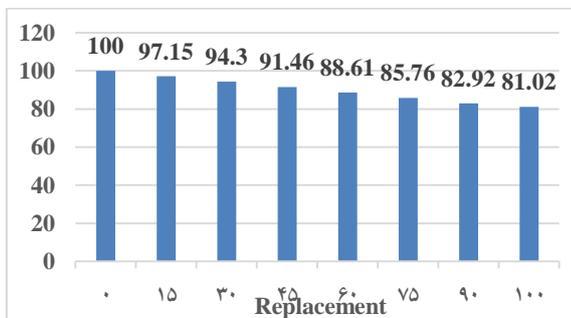
۵- ارائه یک مدل ریاضی برای $f'c$ بر اساس نتایج تجربی

در ادامه بر اساس مقادیر بدست‌آمده از آزمایش مقاومت فشاری برای سن ۲۸ روزه، یک معادله درجه دوم مطابق رابطه (۲) برای تعیین $f'c$ برای بتن پودری واکنشی با مقدار جایگزینی مورد نظر، ارائه شد.



شکل ۶. وزن مخصوص نمونه‌های بتنی

Fig. 6. the Specific Weight of RPC Samples



شکل ۷. روند کاهش قیمت با افزایش درصد جایگزینی پوکه سهند

Fig. 7. Trend of RPC Price Reduction with Increasing Percentage of Sahand Pumice Replacement

مقاومت دارند و جزو بتن‌های با مقاومت بالا محسوب می‌شوند. ملاحظه می‌شود که میزان جذب آب به روش ASTM C642 کاهش یافته‌است یعنی تخلخل بتن بدست آمده کم‌تر است. به همین خاطر نتیجه خیلی فوق‌العاده‌ای بدست‌آمد که هم سبک‌سازی انجام گرفته، مقاومت خوبی دارد و در نهایت نیز تخلخل و نفوذپذیری بتن در حالت بلوغ یافته کاهش یافته‌است.

۴-۶- اندازه گیری وزن مخصوص

با توجه به نمودار شکل (۶)، با افزایش درصد جایگزینی پوکه سهند به جای ماسه سیلیسی، وزن مخصوص نمونه‌ها به تدریج کاهش یافت. به طوری که در ۱۰۰٪ جایگزینی، وزن مخصوص به ۱۷۶۴ گرم برلیتر رسید که نسبت به بتن شاهد ۱۳/۵٪ کاهش دارد. در مقرارت ملی ساختمان ایران مبحث ۵ ویرایش ۱۳۹۶، بتن سبک سازه‌ای به بتنی گفته می‌شود که کاربرد آن در اعضای سازه‌ای مجاز شمرده شده و وزن مخصوص آن‌ها بین ۱۴۰۰ تا ۱۹۰۰ گرم برلیتر بوده و دارای حداقل مقاومت فشاری ۱۷ مگاپاسکال باشد. در این پژوهش مشاهده شد که در ۱۰۰٪ جایگزینی پوکه به جای ماسه سیلیسی با وزن مخصوص به ۱۷۶۴ گرم برلیتر، مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن ۵۰/۷ مگاپاسکال رسید؛ پس می‌توان این بتن را هم به عنوان بتن پرمقاومت و هم بتن سبک سازه‌ای معرفی نمود.

۴-۷- بررسی هزینه‌های تولید

در این پژوهش، دو اجزای اصلی بتن پودری واکنشی (دوده سیلیسی و ماسه سیلیسی) به ترتیب با پودر دیاتومیت و پوکه معدنی جایگزین شده‌است. هدف از این کار علاوه بر افزایش ظرفیت منابع در دسترس برای تولید بتن پودری واکنشی، کاهش قیمت تمام‌شده نمونه‌های بتنی نیز می‌باشد. در ادامه مقایسه قیمت بین نمونه‌های بتنی با قیمت‌های مربوط به پائیز سال ۱۴۰۳ انجام شده و به صورت درصد بیان شده‌است. قیمت دوده سیلیسی و ماسه سیلیسی نسبت به پودر دیاتومیت و پوکه معدنی بیش‌تر است. به همین خاطر در ابتدا در بتن شاهد از ۱۰۰٪ پودر دیاتومیت به جای دوده سیلیسی استفاده شد. قیمت تولید بتن شاهد با هر دو ماده محاسبه شد و مقایسه نتایج نشان داد وقتی دیاتومیت جایگزین دوده سیلیسی شد، قیمت نهایی بتن بیش‌تر از حدود ۱۰٪ در مترمکعب کاهش یافت. در گام بعدی، پوکه معدنی با درصد‌های مختلف جایگزین ماسه سیلیسی شد. در شکل (۷) روند کاهش

نمونه‌های ۲۸ روزه با جایگزینی‌های ۳۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۰۰ درصد، کاهش مقاومت فشاری به ترتیب ۴/۶۳، ۱۵/۳۰، ۱۹/۹۳ و ۲۱/۶۳ درصد می‌باشد. به بیان دیگر مقاومت فشاری بتن شاهد که ۷.۶۴ مگاپاسکال بوده در جایگزینی ۱۰۰ درصد پوکه به جای ماسه سیلیسی ۵۰/۷ مگاپاسکال رسیده‌است؛ اما طبق مقررات ملی ساختمان ایران مبحث ۵ ویرایش ۱۳۹۶، چون همچنان دارای مقاومتی بالاتر از ۵۰ مگاپاسکال است، جزو بتن‌های پرمقاومت محسوب می‌شود.

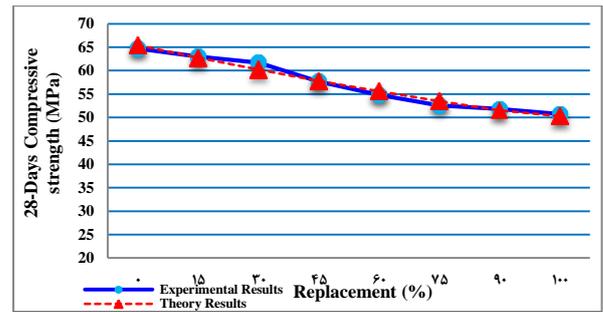
۳- روانی بتن با افزایش درصد جایگزینی افزایش می‌یابد (البته باید توجه نمود که پوکه معدنی مورد استفاده و ماسه سیلیسی هر دو به حالت SSD مورد استفاده قرار گرفت). به طوری که قطر پخش شدگی بتن شاهد ۲۱/۸ سانتی‌متر و قطر پخش شدگی مربوط به بتن با ۱۰۰ جایگزینی پوکه به جای ماسه سیلیسی به ۲۳/۶ سانتی‌متر به دست آمد.

۴- نتایج نشان داد که پوکه معدنی و پودر دیاتومیت باهم می‌توانند به ترتیب جایگزین مناسبی برای ماسه سیلیسی و دوده سیلیسی باشند؛ این امر باعث اقتصادی‌تر شدن این نوع بتن پودری واکنشی در آذربایجان می‌شود.

۵- با افزایش درصد جایگزینی، کاهش در مقاومت کششی مشاهده شد. به طوری که در نمونه‌های ۲۸ روزه با جایگزینی ۳۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۰۰٪ کاهش مقاومت کششی نسبت به بتن شاهد، به ترتیب برابر ۱۳/۸۴، ۲۶/۱۵، ۳۶/۹۲ و ۴۰ درصد می‌باشد.

۶- استفاده از پوکه معدنی سهند (بستان آباد)، ضمن افزایش ظرفیت منابع در دسترس برای بتن پودری واکنشی، موجب سبک‌سازی بتن و در نتیجه کاهش بار مرده می‌شود. بطوری که کاهش وزن نمونه‌ها نسبت به بتن شاهد در نمونه‌های ۲۸ روزه، با جایگزینی ۳۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۰۰ درصد به ترتیب برابر ۳/۹۶، ۷/۸۳، ۱۱/۶ و ۱۳/۵ درصد می‌باشد.

۷- باتوجه به کاهش تدریجی جذب آب به روش ASTM C642، با افزایش درصد جایگزینی پوکه معدنی به جای ماسه سیلیسی، می‌توان نتیجه گرفت واکنش‌های پوزلانی مابین دانه‌های سیمان، پوکه معدنی و پودر دیاتومیت انجام گرفته که نفوذپذیری را کاهش داده است. در عین حال چون پوکه به جای ماسه سیلیسی (با وزن مخصوص بالا) جایگزین شده‌است، وزن مخصوص بتن به تدریج کاهش یافته و در ۱۰۰٪ جایگزینی به ۱۷۶۴ گرم برلیتر



شکل ۸. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج بدست‌آمده از رابطه (۲)

Fig. 8. Comparison of experimental results with those obtained from the proposed formula

$$f'_c = 65.42 - 18.35 X - 3.22X^2 \quad (2)$$

در این رابطه f'_c برابر مقاومت فشاری ۲۸ روزه و X برابر مقدار جایگزینی پوکه معدنی سهند به جای ماسه سیلیسی است. به عنوان نمونه برای جایگزینی ۱۵ درصد مقاومت فشاری تنوری به ترتیب زیر بدست می‌آید:

$$f'_c = 65.42 - 18.35 \times 0.15 - 3.22 \times (0.15)^2 = 62.74 \quad (3)$$

در شکل (۸) میزان هماهنگی نتایج آزمایشگاهی با نتایج بدست‌آمده از فرمول پیشنهادی مشاهده می‌شود.

۶- نتیجه‌گیری

هدف از این پژوهش امکان‌سنجی جایگزینی پوکه معدنی به جای ماسه سیلیسی در نوعی بتن پودری واکنشی بود که در آن به جای دوده سیلیسی از پودر دیاتومیت استفاده شده است؛ در این راستا جایگزینی تدریجی پوکه سهند به جای ماسه سیلیسی، از صفر تا ۱۰۰٪ انجام گرفت. با توجه به اینکه نتایج حاصل از مصالح بومی می‌باشد، پس ممکن است که با نتایج سایر پژوهشگران متفاوت باشد؛ ولی در زمان انجام آزمایش نهایت دقت برای رسیدن به نتایجی با کم‌ترین میزان خطا انجام گرفته‌است. همچنین در آزمایش‌های انجام شده، از عمل آوری با اتوکلاو استفاده نشده تا شرایط عمل آوری شبیه شرایط نرمال کارگاهی بتن‌ریزی باشد و نتایج بدست‌آمده قابل‌استفاده‌تر و کاربردی‌تر باشند. مهمترین نتایج بدست‌آمده از بررسی‌های انجام شده به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- با افزایش سن نمونه‌ها مانند سایر بتن‌ها مقاومت فشاری بتن پودری واکنشی افزایش می‌یابد.
- ۲- با افزایش درصد جایگزینی پوکه به جای ماسه سیلیسی مقاومت فشاری به تدریج کاهش می‌یابد؛ به عنوان نمونه در

۹- نسبت‌های مخلوط بتن پیشنهادی، با جایگزینی کل دوده سیلیسی با پودر دیاتومیت و جایگزینی کل ماسه سیلیسی با پوکه سهند، حدود سی درصد قیمت تولید کم‌تری دارد.

قدردانی نویسندگان

این تحقیق در آزمایشگاه بتن و مصالح ساختمانی دانشگاه شهید مدنی آذربایجان انجام گرفته است و از همکاری همه مسئولین مربوطه، مخصوصاً کارشناس محترم آزمایشگاه تشکر و قدردانی می‌گردد.

این مقاله مستخرج از پایان‌نامه کارشناسی ارشد آقای رضا ضیائی خسروشاهی با عنوان "بررسی جایگزینی ماسه سیلیسی با پوکه سهند در بتن پودری واکنشی حاوی ۱۰٪ پودر دیاتومیت به جای دوده سیلیسی" که با راهنمایی دکتر "بهمن شروانی تبار" می‌باشد در دانشگاه شهید مدنی آذربایجان انجام گرفته است.

تعارض منافع

تعارض منافع بین هیچ یک از عوامل مشارکت کننده در تولید این مقاله وجود ندارد.

سهم نویسندگان

سهم هر دو نویسنده با هم برابر و ۵۰٪ می‌باشد.

منابع مالی

هزینه های پژوهش منتج به این مقاله از گرنت استاد راهنما از طریق دانشگاه تامین شده است.

رسیده است. این نتیجه بسیار اهمیت دارد، که در عین حال هم وزن مخصوص کاهش یافته و هم نفوذپذیری کم‌تر شده است؛ همچنین با وجود کاهش مقاومت فشاری در نمونه‌ها با افزایش درصد جایگزینی، این بتن طبق مبحث ۵ مقررات ملی ساختمان ایران ویراش ۱۳۹۶، جزو بتن‌های پرمقاومت و بتن سبک سازه‌ای محسوب می‌شود.

۸- در این تحقیق از پوکه سهند از دانه‌های مابین الک‌های نمره ۱۰۰ و نمره ۱۶ استفاده شده است. یعنی اندازه دانه‌های پوکه سهند مورد استفاده ۰/۱۵ الی ۱/۱۸ میلی‌متر می‌باشد. بنابراین در ابتدا دانه‌های بسیار ریز پوکه سهند حذف شده اند. اما دانه‌های پوکه سست بوده و در هنگام اختلاط، خرد می‌شوند. بنابراین در نهایت پوکه سهند مصرفی، شامل دانه‌های بسیار ریز و دانه‌های کمی درشت‌تر خواهد بود. دانه‌های بسیار ریز خاصیت پوزولانی دارند و با سیمان و پودر دیاتومیت در مجاورت آب واکنش‌های پوزولانی انجام داده و مجموع آن‌ها خمیرچسباننده را به وجود می‌آورند؛ پس خمیر چسباننده کمی افزایش یافته و این واکنش‌های پوزولانی جدید، نفوذپذیری بتن را کاهش داده است (افزایش جذب آب حین عمل آوری نشان‌دهنده افزایش انواع واکنش‌های هیدراتاسیون می‌باشد). از طرف دیگر دانه‌هایی از پوکه که کمی درشت‌تر هستند، در واکنش‌های پوزولانی شرکت نمی‌کنند و صرفاً پرکننده هستند. چون چگالی این دانه‌ها (که جایگزین ماسه سیلیسی شده‌اند) از دانه‌های ماسه سیلیسی کم‌تر است، پس مقاومت فشاری کم‌تری داشته و در نهایت موجب اندکی کاهش در مقاومت فشاری بتن پودری واکنشی شده‌اند.

mixtures. *Cement and Concrete Composites*, 27(2), pp.205–209.

- [1] Emami Korandeh, M., Farrokhzadeh, S. and Ganjidoust, H., 2024. Sensitivity analysis in modeling compressive strength of green concrete with incineration ash using deep learning methods. *Civil Engineering and Modern Technologies*, 3(3). (In Persian).
- [2] Mansourqanai, M.H., Beik Larian, M. and Mardokhpour, A., 2022. Investigation of impact resistance, microstructure, and weight loss in pozzolanic geopolymer concrete containing fibers under high temperatures. *Passive Defense Quarterly*, 13(3), pp.11–23. (In Persian).
- [3] Richard, P. and Cheyrezzy, M., 1995. Composition of reactive powder concretes. *Cement and Concrete Research*, 25(7), pp.1501–1511.
- [4] Fragoulis, D., Chaniotakis, E. and Katsioti, M., 2005. The physical and mechanical properties of composite cements manufactured with calcareous and clayey Greek diatomite
- [5] Ergün, A., 2011. Effects of the usage of diatomite and waste marble powder as partial replacement of cement on the mechanical properties of concrete. *Construction and Building Materials*, 25(2), pp.806–812.
- [6] Li, X., Sanjayan, J.G. and Wilson, J.L., 2014. Fabrication and stability of form-stable diatomite/paraffin phase change material composites. *Energy and Buildings*, 76, pp.284–294.
- [7] Karaman, S., Oztoprak, B. and Sisman, C.B., 2015. Usage possibilities of diatomite in the concrete production for agricultural buildings. *Journal of Basic & Applied Sciences*, 11, p.31.
- [8] Letelier, V., Tarela, E. and Moriconi, G., 2016. Assessment of the mechanical properties of a concrete

- made by reusing both: brewery spent diatomite and recycled aggregates. *Construction and Building Materials*, 114, pp.492–498.
- [9] Saidi, T., Zidani, C. and Achour, T., 2020. Mix design and properties of reactive powder concrete with diatomaceous earth as cement replacement. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. Vol. 960. IOP Publishing, p.032038.
- [10] Chakhrrou, J. and Sharvani Tabar, B., 2019. Investigating the effect of replacing diatomite powder with silica fume in reactive powder concrete. *Concrete Research*, 12(1), pp.119–132. (In Persian).
- [11] Lauermannová, A.M., Lojka, M., Jankovský, O., Faltysová, I. et al., 2021. High-performance magnesium oxychloride composites with silica sand and diatomite. *Journal of Materials Research and Technology*, 11, pp.957–969.
- [12] Lee, M.G., Hsieh, S.C., Chen, C.H. and Yang, T.H., 2023. Mechanical and thermal insulation performance of waste diatomite cement mortar. *Journal of Materials Research and Technology*, 25, pp.4739–4748.
- [13] Crangle, R.D., 2024. Pumice and pumicite. *Minerals Engineering*, 70, pp.78–79.
- [14] Uzun, O., Gokalp, Z., Irik, H.A., Varol, I.S. and Kanarya, F.O., 2021. Zeolite and pumice-amended mixtures to improve phosphorus removal efficiency of substrate materials from wastewaters. *Journal of Cleaner Production*, 317, p.128144.
- [15] Maryan, A.S. and Montazer, M., 2013. A cleaner production of denim garment using one step treatment with amylase/cellulase/laccase. *Journal of Cleaner Production*, 57, pp.320–326.
- [16] Das, S. and Juneja, D.K., 2024. Improving the performance of porous concrete by utilizing the pumice aggregate. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1327(1), p.012006.
- [17] Jayadurgalakshmi, M. and Kandasamy, S., 2024. Behavior of chemosphere and pumice powder as partial cement substitute material in the sustainable production of concrete. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 9, p.47.
- [18] Karatas, M., Benli, A. and Ergin, A., 2017. Influence of ground pumice powder on the mechanical properties and durability of self-compacting mortars. *Construction and Building Materials*, 150, pp.467–479.
- [19] Zeyad, A.M., Tayeh, B.A. and Yusuf, M.O., 2019. Strength and transport characteristics of volcanic pumice powder based high strength concrete. *Construction and Building Materials*, 216, pp.314–324.
- [20] Mehedi, M.T., Sobuz, M.H.R., Hasan, N.M.S., Jabin, J.A. et al., 2024. High-strength fiber reinforced concrete production with incorporating volcanic pumice powder and steel fiber: sustainability, strength, and machine learning technique. *Asian Journal of Civil Engineering*, 25(9), pp.6171–6187.
- [21] Adil, W., Ur Rahman, F., Abdullah, G.M.S., Tayeh, B.A. and Zeyad, A.M., 2022. Effective utilization of textile industry waste-derived and heat-treated pumice powder in cement mortar. *Construction and Building Materials*, 351, p.128966.
- [22] Rahman, F., Adil, W., Raheel, M., Saberian, M., Li, J. and Maqsood, T., 2022. Experimental investigation of high replacement of cement by pumice in cement mortar: a mechanical, durability, and microstructural study. *Journal of Building Engineering*, 49, p.104037.
- [23] Cabrera-Luna, K., Maldonado-Bandala, E.E., Nieves-Mendoza, D., Castro-Borges, P. and García, J.E., 2020. Novel low emissions supersulfated cements of pumice in concrete; mechanical and electrochemical characterization. *Journal of Cleaner Production*, 272, p.122520.
- [24] Anwar Hossain, K.M., 2004. Properties of volcanic pumice-based cement and lightweight concrete. *Cement and Concrete Research*, 34(2), pp.283–291.
- [25] Kurt, M., Gül, M.S., Gül, R., Aydin, A.C. and Kotan, T., 2016. The effect of pumice powder on the self-compatibility of pumice aggregates lightweight concrete. *Construction and Building Materials*, 103, pp.36–46.
- [26] Tanyıldızı, M. and Gökalp, İ., 2023. Utilization of pumice as aggregate in the concrete: a state of art. *Construction and Building Materials*, 377, p.131102.
- [27] Tsintskaladze, G., Kordzakhia, T., Skhvitaridze, R., Sharashenidze, T. et al., 2024. Physical and chemical characteristics of pumice from some regions of Georgia and the prospects for its use in lightweight concrete with environmental advantages. In: *Environmental Technology and Sustainability*. 1st ed. Palm Bay, FL: Apple Academic Press, pp.1–10.
- [28] Shervani Tabar, B. and Asadi Melerdi, M., 2022. Experimental investigation of the effects of curing temperature and amount of silica fume on properties of reactive powder concrete made from local materials. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 7(2), pp.191–212. (In Persian).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Shervani Tabar, B. and Ziaei Khosroshahi, R., 2026. Investigation of the Effect of Replacing Silica Sand with Sahand Pumice in Reactive Powder Concrete Containing 100% Diatomite Powder instead of Silica Fume. *Modares Civil Engineering journal*, 26(1). doi: 10.48311/mcej.2025.99136.0



Treating pharmaceutical wastewater containing tetracycline using an enhanced electro-Fenton system

Soran Ezati Ezati¹, Hossein Ganjidoust^{2*} , Bita Ayati³

1. Soran Ezati, Environmental Engineering Division, Civil & Environmental Engineering Faculty, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.
2. Hossein Ganjidoust, Ph.D., Full Prof. Environmental Engineering Division, Civil & Environmental Engineering Faculty, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.
3. Bita Ayati, Assoc. Prof. Environmental Engineering Division, Civil & Environmental Engineering Faculty, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

Abstract

In this study, the application of a heterogeneous electro-Fenton system based on the metal-organic framework MIL-100(Fe) as a catalyst, combined with persulfate, was investigated for the treatment of pharmaceutical wastewater containing tetracycline. This system utilizes electrochemical advanced oxidation processes driven by sulfate radicals, taking advantage of their broader operational pH range and higher stability compared to hydroxyl radicals. Following the synthesis and structural characterization of MIL-100(Fe), the experiments were conducted in a one-liter glass reactor equipped with four graphite electrodes connected to a DC power supply. The synthetic wastewater was prepared by dissolving 50 mg/L of tetracycline, followed by the sequential addition of 400 mg/L of MIL-100(Fe) catalyst and 200 mg/L of persulfate. The treatment was carried out at room temperature, and the tetracycline concentration was measured using a UV-Vis spectrophotometer at a wavelength of 359 nm throughout the process. Experiments were performed at various tetracycline concentrations (10, 20, 50, 75, and 100 mg/L) and reaction times ranging from 0 to 120 minutes. Using a one-factor-at-a-time (OFAT) method, the optimal operational conditions, including tetracycline concentration of 50 mg/L, catalyst dosage of 400 mg/L, current intensity of 400 mA, persulfate concentration of 200 mg/L, pH of 5, electrode spacing of 5 cm, and reaction time of 90 minutes were identified. Under these conditions, the system achieved a maximum tetracycline removal efficiency of 83.8% with a minimum specific energy consumption of 178 kWh/kg. The findings of this study confirm that the simultaneous use of MIL-100(Fe) and persulfate in an advanced oxidation process provides an efficient, cost-effective, and environmentally friendly approach for the removal of tetracycline from pharmaceutical wastewater. Moreover, the system demonstrated satisfactory performance under near-neutral pH conditions, highlighting its potential for practical applications and its superiority over conventional treatment methods.

Review History

Received: Apr 21, 2025

Revised: Jul 25, 2025

Accepted: Oct 29, 2025

Keywords

Electrochemical
Advanced Oxidation
Processes (EAOPs)
Metal-Organic
Frameworks (MOFs)
Emerging Pollutants
Electro-Fenton (EF)
Sulfate Radicals

* Corresponding Author Email: h-ganji@modares.ac.ir - ORCID: 0000-0002-0539-9837



تصفیه فاضلاب داوری با استفاده از سیستم بهبود یافته الکتروفتون

سوران عزتی^۱، حسین گنجی دوست^{۲*}، بیتا آیتی^۳

۱. دانشجوی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

۲. استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

۳. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

در این تحقیق، کاربرد سیستم الکتروفتون مبتنی بر چارچوب فلزی-آلی MIL-100(Fe) به عنوان کاتالیست ناهمگن به همراه پرسولفات در تصفیه فاضلاب داوری تراسایکلین مورد بررسی قرار گرفت. این سیستم فرایندهای الکتروشیمیایی اکسیداسیون پیشرفته مبتنی بر رادیکال سولفات را به کار می‌گیرد و از دامنه pH وسیع‌تر و پایداری بالاتر رادیکال‌های سولفات نسبت به هیدروکسیل بهره می‌برد. پس از سنتز و شناسایی ساختاری MIL-100(Fe)، آزمایش‌ها در یک راکتور شیشه‌ای یک لیتری با چهار الکتروگرافیتی متصل به منبع تغذیه انرژی الکتریکی انجام شد. با استفاده از روش تک‌فاکتوریل، در شرایط بهینه شامل غلظت تراسایکلین ۵۰ میلی‌گرم بر لیتر، غلظت کاتالیست ۴۰۰ میلی‌گرم بر لیتر، شدت جریان ۴۰۰ میلی‌آمپر، غلظت پرسولفات ۲۰۰ میلی‌گرم بر لیتر، pH برابر ۵، فاصله الکتروود ۵ سانتی‌متر و زمان واکنش ۹۰ دقیقه بیشترین راندمان حذف ۸۳/۸ درصد با کمترین مصرف انرژی ویژه (۱۷۸ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم) حاصل شد. یافته‌های این پژوهش نشان داد که استفاده همزمان از کاتالیست MIL-100(Fe) و پرسولفات در فرایند اکسیداسیون پیشرفته رویکردی کارآمد و سازگار با محیط‌زیست برای حذف آنتی‌بیوتیک تراسایکلین از فاضلاب‌های داوری است.

کلمات کلیدی

فرایندهای اکسیداسیون پیشرفته
چارچوب‌های آلی-فلزی
آلاینده‌های نوظهور
الکتروفتون
رادیکال‌های سولفات

۱- مقدمه

فرایندهای اکسیداسیون پیشرفته^۱ به عنوان راهکارهای نوین و مؤثر مد نظر قرار گرفته‌اند [12].

در میان این روش‌ها، فرایند الکتروفتون^۲ به دلیل توانایی تولید مقادیر بالای رادیکال‌های فعال از طریق روش‌های الکتروشیمیایی، مورد توجه گسترده‌ای قرار گرفته است [23]. فرایند الکتروفتون، نوعی فناوری اکسیداسیون پیشرفته الکتروشیمیایی است که در آن با اعمال جریان الکتریکی، گونه‌های فعال اکسیژن از جمله

آلاینده‌های داوری از جمله تراسایکلین اغلب در بدنه آب‌های طبیعی، فاضلاب‌ها و همچنین آب‌های آشامیدنی ظهور پیدا می‌کنند و از آنجا که به آسانی تجزیه نمی‌شوند و ممکن است تا مدت‌ها عامل سمیت منابع آبی باشند، توجه زیادی را به خود جلب کرده‌اند. از این رو، توسعه روش‌های مؤثر برای حذف آنها از اهمیت بالایی برخوردار است [6, 20, 35]. روش‌های مختلف فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی برای حذف آلاینده‌های آلی پایدار و میکروآلاینده‌ها بررسی شده‌اند ولی به دلیل کارایی پایین، امروزه

¹ Advanced Oxidation Processes

² Electro-Fenton

هر یک از این روش‌ها تجزیه پرسولفات را تسهیل کرده و منجر به تولید رادیکال‌های سولفات بسیار فعال می‌شوند که به طور قابل توجهی اکسیداسیون آلاینده‌های آلی را تسریع می‌کنند [15]، [18]. در همین راستا، Wu و همکاران (۲۰۲۴) با استفاده از چارچوب فلزی-آلی^۲ مبتنی بر مس (Cu-based MOFs)، پراکسی مونوسولفات را به شکلی مؤثر فعال کردند و به کارایی (بیش از ۹۵٪) در حذف آنتی‌بیوتیک‌ها، حتی در محیط‌های خنثی و قلیایی، دست یافتند. این یافته‌ها از پایداری برتر این سیستم نسبت به روش‌های مرسوم حکایت دارد و نقش حیاتی ترکیب رادیکال‌های سولفات و هیدروکسیل را در بهبود کارایی فرایندهای اکسیداسیون پیشرفته نشان می‌دهد. در سیستم‌های نوین، استفاده از چارچوب‌های فلزی-آلی نیز نقش کلیدی در این فعال‌سازی ایفا کرده است. چهارچوب‌های آلی-فلزی مواد پیشرفته‌ای هستند که از پیوندهای فلزی و لیگاندهای آلی تشکیل شده‌اند و به دلیل ساختار متخلخل و ویژگی‌های منحصر به فرد در زمینه‌های مختلف شیمیایی و محیط‌زیستی کاربرد دارند [39].

چهارچوب‌های فلزی-آلی بر پایه آهن، به ویژه MIL-100(Fe)، به دلیل قابلیت جذب قوی و خواص ذاتی کاتالیزوری، از پتانسیل بسیار خوبی به عنوان کاتالیزور با قابلیت بازیابی مناسب در سیستم فنتون ناهمگن برخوردار هستند [9]. MIL-100(Fe) چندین ویژگی جالب از جمله مساحت سطح بالا، پایداری کلوئیدی مناسب، خاصیت غیرسمی بودن و طبیعت زیست‌تخریب‌پذیر نیز از خود نشان داده است که به همین دلیل گزینه بسیار مناسبی برای جذب مواد آلاینده در فرایندهای اکسیداسیون پیشرفته به شمار می‌آید [3]، [27]، [22].

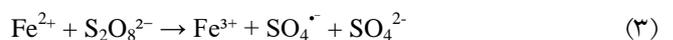
Zhang و همکاران (۲۰۲۲)، در مطالعه‌ای برای تجزیه تتراسایکلین به بررسی فعال‌سازی پرسولفات^۳ با واسطه رادیکال سوپراکسید توسط MOF دو فلزی دارای نیتروژن (FeCo/N-MOF) که با روش هیدروترمال سنتز شد، پرداختند. نتایج نشان داد که حدود ۹۹ درصد تتراسایکلین، در غلظت ۰/۴ گرم در لیتر برای FeCo/N-MOF و غلظت ۵ میلی‌مول در لیتر برای پرسولفات در محدوده وسیع pH از ۳ تا ۹، در ۱۵۰ دقیقه تجزیه شد.

رادیکال‌های هیدروکسیل تولید می‌شوند و به تجزیه آلاینده‌های آلی کمک می‌کنند [29]. در رویکردهای کلاسیک الکتروفنتون، پراکسید هیدروژن به طور درجا روی کاتد از طریق واکنش (۱) تولید شده و سپس با یون‌های آهن (Fe²⁺) از طریق واکنش (۲) رادیکال‌های هیدروکسیل را از طریق سازوکار فنتون متداول تولید می‌کند [4، 24].



اما با توجه به اینکه رادیکال‌های هیدروکسیل دارای نیمه‌عمر بسیار کوتاهی (۱۰^{-۸} × ۲) هستند، ایجاد محیط اسیدی برای افزایش پایداری و کارایی آنها در فرایندهای اکسیداسیون پیشرفته ضروری است. به منظور رفع این مشکل، فرایندهای اکسیداسیون مبتنی بر رادیکال سولفات به عنوان رویکردی جایگزین مورد بررسی قرار گرفته‌اند که کارایی بیشتری دارند. در مقایسه با رادیکال‌های هیدروکسیل، رادیکال‌های سولفات پایدارتر بوده و از نظر نگهداری و کاربرد عملی مزایای بیشتری دارند. اگرچه پتانسیل‌های اکسیداسیون-احیاء رادیکال‌های سولفات و هیدروکسیل تقریباً مشابه هستند، اما رادیکال‌های سولفات دارای نیمه‌عمر طولانی‌تر بوده و در محدوده وسیع‌تری از pH فعالیت دارند.

در فرایندهای اکسیداسیون مبتنی بر رادیکال سولفات، پرسولفات^۱ به عنوان پیش‌ماده‌ای برای تولید رادیکال‌های سولفات به کار می‌رود [7]. پرسولفات (PS) به عنوان یکی از قدرتمندترین اکسیدکننده‌های موجود شناخته می‌شود و مزایای متعددی از جمله پایداری بالا، حلالیت در آب و سهولت در ذخیره‌سازی و حمل‌ونقل را دارد. فعال‌سازی پرسولفات فرایندی اساسی است که با تولید رادیکال‌های سولفات (SO₄⁻) به تجزیه و حذف آلاینده‌های آلی کمک می‌کند. فعال‌سازی پرسولفات می‌تواند از طریق روش‌های حرارتی، نوری، امواج فراصوت یا به واسطه کاتالیزورهای خاص انجام شود. به عنوان نمونه، فعال‌سازی پرسولفات طبق واکنش (۳) توسط یون آهن دو ظرفیتی به صورت زیر انجام می‌شود [34].



² Metal Organic Frameworks

³ Persulfate Activation

¹ Persulfate

هدف این مطالعه، توسعه یک سیستم اکسیداسیون پیشرفته تلفیقی است که در آن فرایند الکتروفتون ناهمگن با استفاده از کاتالیست MIL-100(Fe) و پرسولفات به طور همزمان به کار گرفته می‌شود. این رویکرد با توجه به محدودیت‌های فرایندهای متداول اکسیداسیون پیشرفته در حذف آلاینده‌های مقاومی مانند تتراسایکلین، و نیز مزایای قابل توجه چارچوب‌های فلزی-آلی به‌ویژه MIL-100(Fe) در ایجاد سایت‌های فعال کاتالیزوری و تسهیل واکنش‌های رادیکالی، طراحی شده است.

بر این اساس، اهداف اصلی پژوهش شامل سنتز و شناسایی ساختاری MIL-100(Fe)، ارزیابی نقش آن در ارتقای عملکرد فرایند الکتروفتون، بررسی اثر پارامترهای کلیدی عملیاتی بر میزان حذف تتراسایکلین، و تحلیل بازده انرژی سیستم در شرایط بهینه می‌باشد. این مطالعه به طور خاص در پی ارائه روشی کارآمد، اقتصادی و سازگار با محیط‌زیست برای حذف آنتی‌بیوتیک‌ها از فاضلاب‌های دارویی است.

به محلول دوم روی استیرر اضافه شد و محلول نهایی با pH حدود ۵/۲ تشکیل شد. زمان صفر به عنوان لحظه‌ای تعریف شد که اضافه کردن محلول اول به محلول دوم تمام شد. سپس محلول نهایی به مدت ۲۴ ساعت با سرعت ۳۰۰ دور در دقیقه در دمای اتاق روی استیرر هم‌زده شد. برای بازیابی محصول جامد نهایی MIL-100(Fe)، محلول با سرعت ۴۰۰۰ دور در دقیقه سانتریفوژ و سه بار با آب و یک بار با اتانول شسته شد و پس از ۲۴ ساعت در دمای اتاق خشک شد [10، 13]. سپس تحلیل ساختاری ویژگی‌های ریزساختاری نمونه‌ها با استفاده از میکروسکوپ الکترونی روبشی^۱ (SEM، مدل Quantum2000)، گروه‌های عاملی نانومواد سنتز شده با استفاده از طیف‌سنجی مادون قرمز تبدیل فوریه^۲ (FTIR، مدل PerkinElmer Spectrum) در محدوده ۴۰۰ تا ۳۵۰۰ (cm⁻¹) به منظور حضور گروه‌های عاملی و سطح ویژه، حجم حفرات و توزیع اندازه حفرات در مواد متخلخل از تکنیک جذب و واجذب نیتروژن^۳ (BET) مورد بررسی قرار گرفت.

۲-۳- راه‌اندازی سیستم الکتروفتون

آزمایش‌های الکتروشیمیایی در یک راکتور شیشه‌ای استوانه‌ای با ظرفیت ۱ لیتر مجهز به چهار الکتروگرافیتی با اندازه یکسان و مساحت مؤثر ۹۴ سانتی‌متر مربع (۳ سانتی‌متر × ۰/۵ سانتی‌متر × ۱۳ سانتی‌متر)، انجام می‌شد. الکترودهای گرافیتی به دلیل پایداری شیمیایی بالا، مقاومت مناسب در برابر خوردگی در محیط‌های اسیدی و هزینه نسبتاً پایین در مقایسه با الکترودهای فلزی استفاده شد. اگرچه الکترودهای گرافیتی مقاومت الکتریکی بالاتری نسبت به الکترودهای فلزی دارند، اما سطح ویژه بالا و توانایی آن‌ها در تسهیل واکنش‌های الکتروشیمیایی به‌ویژه در تولید پراکسید هیدروژن از طریق احیای اکسیژن محلول، آن‌ها را به گزینه‌ای مناسب برای سیستم الکتروفتون تبدیل کرده است. علاوه بر این، گرافیت به دلیل سازگاری با شرایط اسیدی و عدم تولید محصولات جانبی مضر، انتخابی ایده‌آل برای این فرایند است [11]. منبع تغذیه DC (مدل HY5030E) برای تأمین انرژی راکتور استفاده می‌شد که امکان تنظیم دقیق ولتاژ و جریان را فراهم می‌کرد (شکل ۱).

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- مواد شیمیایی و واکنش‌گرها

در این پژوهش تتراسایکلین (C₂₂H₂₄N₂O₈، سیگما) به عنوان آلاینده دارویی بدون خالص‌سازی اضافی مورد استفاده قرار گرفت. پرسولفات سدیم (Na₂S₂O₈، مرک) به‌عنوان الکترولیت و هیدروکسید سدیم (NaOH، مرک) و اسید هیدروکلریک (HCl، مرک) برای تنظیم pH استفاده شدند. برای سنتز MIL-100(Fe)، تری‌مزیک اسید (H₃BTC، سیگما) و کلرید آهن (II) (FeCl₂·4H₂O، مرک) مورد استفاده قرار گرفتند.

۲-۲- سنتز نانو کاتالیست

طبق تحقیقات قبلی، فرایند سنتز MIL-100(Fe) با آماده‌سازی اولیه دو محلول آغاز شد. برای محلول اول، ۰/۴۱۹ گرم (۱/۹ میلی‌مول) تری‌مزیک اسید (H₃BTC) در ۵/۹۳ گرم محلول هیدروکسید سدیم ۱ مولار (۲۲/۲۸ میلی‌مول) روی استیرر حل شد. pH اندازه‌گیری شده برای این محلول حدود ۱۱ بود. به طور هم‌زمان، با حل کردن ۰/۵۶۵ گرم (۲/۸ میلی‌مول) FeCl₂·4H₂O در ۲۴/۳ گرم H₂O، محلول ۲ با pH حدود ۲/۷ به دست آمد. بعد از دو ساعت که هر دو محلول شفاف شدند، محلول اول به طور قطره‌ای

¹ Scanning Electron Microscope (SEM)

² Fourier Transform Infrared Spectroscopy (FTIR)

³ Brunauer-Emmett-Teller (BET)

اسپکتروفتومتر UV-Vis ثبت شد. طول موج حداکثر جذب برای تتراسایکلین برابر با ۳۵۹ نانومتر تعیین شد که با یافته‌های موجود در ادبیات قبلی سازگار است [40]. پس از رسم منحنی کالیبراسیون در ۳۵۹ نانومتر معادله (۴) برای تعیین غلظت تتراسایکلین (C) به میلی‌گرم در لیتر بر اساس جذب در طول موج شناسایی شده استخراج و راندمان حذف با استفاده از معادله (۵) تعیین شد.

$$ABS = 0.0303 C \quad (4)$$

$$R\% = \frac{C_{\text{اولیه}} - C_{\text{ثانویه}}}{C_{\text{ثانویه}}} \times 100 \quad (5)$$

در فرایندهای الکتروشیمیایی، اندازه‌گیری میزان مصرف انرژی (رابطه ۶) نقشی مهمی در برآورد هزینه‌های اقتصادی ایفا می‌کند که در آن مقدار مصرف انرژی برای حذف هر کیلوگرم آلاینده (kWh/kg)، اختلاف پتانسیل (V)، حجم راکتور (L)، شدت جریان (A)، U زمان (s)، M مقدار آلاینده حذف شده (mg/L) می‌باشد [15].

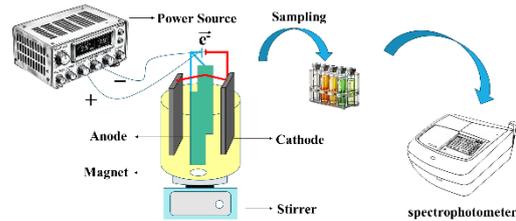
$$\left(\frac{\text{kWh}}{\text{kg}}\right) = \frac{UIT}{M \times V \times 1000} \quad (6)$$

۳- نتایج

۳-۱- شناسایی و بررسی نانوذرات سنتز شده MIL-100(Fe) و تعیین ساختار آن

تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) از MIL-100(Fe) در مقیاس ۲۰۰ نانومتر و ۵۰۰ نانومتر که در شکل ۲ ارائه شده‌اند، ساختار بلوری ورقه‌ای مانند و با اندازه‌ای کوچکتر از ۲۰۰ نانومتر را نشان دادند که خصوصیات نانومواد متمایز MIL-100(Fe) سنتز شده را اثبات می‌کند. این نتایج با داده‌های به دست آمده از سایر تکنیک‌های تحلیلی، از جمله طیف‌سنجی مادون قرمز تبدیل فوریه (FTIR)، همخوانی داشته و نشان‌دهنده موفقیت آمیز بودن سنتز نانوذرات MIL-100(Fe) است.

گروه‌های عاملی نانومواد سنتز شده MIL-100(Fe) با استفاده از طیف‌سنجی مادون قرمز تبدیل فوریه (FTIR)، مدل PerkinElmer Spectrum در محدوده ۴۰۰ تا ۳۵۰۰ (cm⁻¹) به منظور حضور گروه‌های عاملی مرتبط مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. در شکل (۳)، طیف FTIR مربوطه نشان داده شده است. پیک اصلی در ۱۶۱۸/۸۸ cm⁻¹ به ارتعاش کششی C=O در گروه‌های کربوکسیلیک نسبت داده می‌شود.



شکل ۱. شماتیک پایلوت مورد استفاده در تحقیق

Fig. 1. Electro-Fenton setup

جدول ۱. پارامترهای مورد بررسی

Table 1. Investigated operational parameters

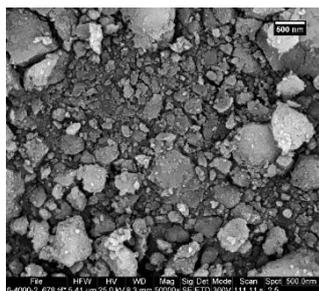
parameters	values
Initial TC Concentration (mg/L)	10, 20, 50, 75, 100
pH	3, 5, 7, 9
Electric Current (mA)	200, 400, 600, 800
Catalyst Concentration (mg/L)	200, 300, 400, 500
Persulfate Concentration (mg/L)	100, 200, 300
Electrode Distance (cm)	5, 6.5, 8

در طی تحقیق، پساب مصنوعی با غلظت تتراسایکلین ۵۰ میلی‌گرم بر لیتر تهیه و به مدت ۳۰ دقیقه در دمای اتاق کاملاً مخلوط می‌شد. کاتالیزور MIL-100(Fe) و پرسولفات سدیم هر یک به‌طور جداگانه به محلول اضافه شده و به مدت ۵ دقیقه پیش از آغاز واکنش مخلوط می‌شدند. pH محلول با افزودن محلول ۰/۱ مولار سدیم هیدروکسید یا اسید هیدروکلریک به سطح مورد نظر تنظیم می‌شد. در زمان‌های مشخص شده در طول واکنش، نمونه‌هایی برداشت و برای جداسازی محلول قابل تجزیه، هر نمونه به صورت جداگانه سانتریفوژ می‌شد (۱۰ دقیقه، ۳۲۰۰ دور در دقیقه) تا لجن آهن و ذرات معلق حذف شوند. غلظت باقیمانده تتراسایکلین با استفاده از طیف‌سنجی UV-Vis تعیین می‌شد. پارامترهای اصلی فرایند شامل غلظت آلاینده دارویی، شدت جریان، pH، کاتالیست، پرسولفات سدیم و فاصله الکترودها بودند که همراه محدوده احتمالی تأثیرگذار، با توجه به مطالعات گذشته در جدول (۱) انتخاب شدند [1]. لازم به ذکر است کلیه آزمایشات در دمای اتاق ۲۰±/۲ درجه سلسیوس با استفاده از روش تک فاکتوریل^۱ با ۳ بار تکرار و درصد خطای قابل قبول ۵ درصد انجام شدند.

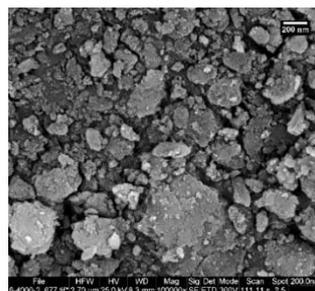
غلظت تتراسایکلین با استفاده از روش اسپکتروفتومتری^۲ اندازه‌گیری می‌شد. در ابتدا، محلول‌های استاندارد تتراسایکلین با غلظت‌های مختلف تهیه شده و طیف جذب آن‌ها با استفاده از

¹ One-Factor-at-a-Time (OFAT)

² Spectrophotometry



(ب)



(الف)

شکل ۲. تصاویر میکروسکوپ الکترونی رویشی (الف) MIL-100(Fe) ۲۰۰ nm و (ب) ۵۰۰ nm

Fig. 2. SEM images of MIL-100(Fe): (a) 200 nm and (b) 500 nm magnification

می‌شود و یک باند پهن در حدود 3416 cm^{-1} به ارتعاشات کششی OH اختصاص دارد. دیگر پیک‌های مشخصه در cm^{-1} $631/0$ ، 759 و 890 مربوط به ارتعاشات خمشی C-H در حلقه‌های بنزنی هستند [21، 5]. اطلاعات مربوط به پیک‌های بدست آمده در جدول (۲) نشان داده شده است. این یافته‌ها نشان‌دهنده تشکیل موفقیت‌آمیز ساختار MIL-100(Fe) و حفظ ویژگی‌های شیمیایی آن پس از سنتز در ابعاد نانومتری است.

شکل (۴) ایزوترم جذب و واجذب نیتروژن را برای MIL-100(Fe) نشان می‌دهد که در دمای 77 درجه کلوین بدست آمد. این منحنی با نوع ۴ از طیف‌های شش گانه و همچنین منحنی H1 از منحنی‌های هیستریسیس انطباق داشت. مقادیر سطح ویژه ماده (As, BET)، حجم حفرات کل و قطر میانگین حفرات به ترتیب برابر $190/72$ متر مربع بر گرم، $0/7585$ سانتی‌متر مکعب بر گرم و $15/908$ نانومتر اندازه‌گیری شد. سطح ویژه بالای به دست آمده از آزمایش BET نشان‌دهنده ساختار متخلخل و باز بودن منافذ در نانوذرات MIL-100(Fe) است که این ویژگی‌ها از جمله خصوصیات برجسته چارچوب‌های فلزی-آلی (MOFs) محسوب می‌شود. همچنین، منحنی توزیع اندازه منافذ نشان‌دهنده فراوانی ذرات در محدوده 2 تا 50 نانومتر است که نشانگر رفتار مزو حفره‌ای آن‌ها است. این نتایج با ساختار مورد انتظار برای MIL-100(Fe) مطابقت داشته و کارایی روش سنتز در ایجاد نانوذرات با ساختار متخلخل و سطح ویژه بالا را تأیید می‌کند [30، 17].

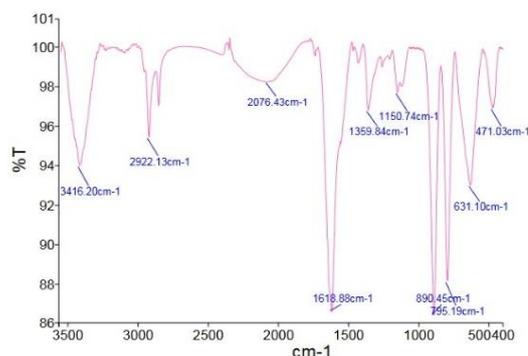


Fig. 3. FTIR spectrum of MIL-100(Fe)

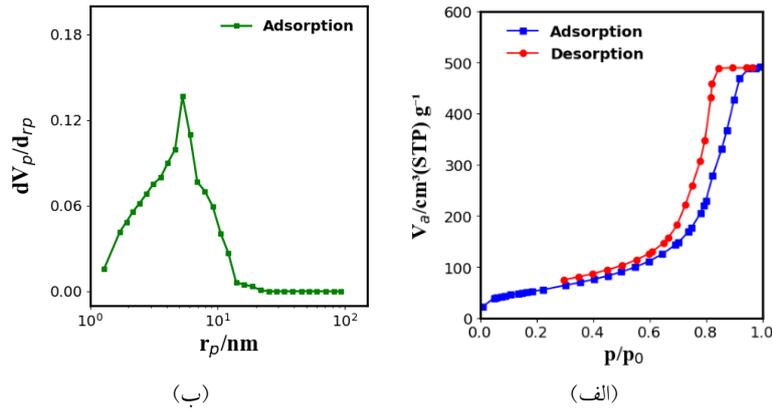
شکل ۳. طیف تبدیل فوریه مادون قرمز MIL-100(Fe)

جدول ۲. پیک‌های اختصاص یافته در نمودار FTIR

Table 2. Assigned peaks in the FTIR spectrum

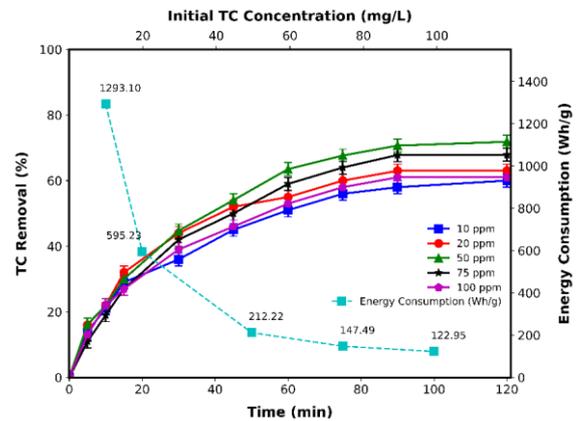
Functional Group	Wavenumber (cm^{-1})
Related to C=O stretching in carboxylic groups	1618.88
Related to C-H bond vibrations	1429
Related to C-O bond vibrations	1360
Related to C=O stretching in trimesic acid	1741
Related to O-H stretching vibrations	3416
Related to C-H bending in benzene rings	890
Related to C-H bending in benzene rings	759
Related to C-H bending in benzene rings	631

باندهای تیز در 1429 cm^{-1} و 1360 cm^{-1} به ترتیب به ارتعاشات C-O و H- مربوط می‌شوند. پیک در 1741 cm^{-1} نشان‌دهنده ویژگی‌های پیوند C=O است که بدون شک به ارتعاش کششی C=O در تری‌مزیک اسید باقیمانده نسبت داده



شکل ۴. الف) نمودار ایزوترم جذب و واجذب نیتروژن ب) توزیع اندازه منافذ
Fig. 4. (a) Nitrogen adsorption-desorption isotherm and (b) pore size distribution

واکنش پذیر برای دستیابی به بهترین عملکرد فرایند است [25]. در غلظت‌های بالاتر (۷۵ میلی‌گرم بر لیتر با راندمان ۶۷/۹ درصد و ۱۰۰ میلی‌گرم بر لیتر با راندمان ۶۱ درصد)، کارایی حذف کاهش یافت که این امر به اثر اشباع در محلول و کاهش تعداد گونه‌های فعال نسبت به هر مولکول آلاینده نسبت داده می‌شود. برای غلظت‌های ۱۰ و ۲۰ میلی‌گرم بر لیتر، راندمان حذف به ترتیب ۶۰/۲٪ و ۶۳/۴٪ به دست آمد که نشان می‌دهد در غلظت‌های پایین‌تر، تعامل کافی بین آلاینده و گونه‌های فعال رخ نمی‌دهد. مصرف انرژی یکی دیگر از عوامل حیاتی در سیستم الکتروفتون است، چرا که به‌طور مستقیم بر کارایی فرایند و مقرون‌به‌صرفه بودن آن تأثیر می‌گذارد. تحلیل مصرف انرژی شکل (۵) نشان داد که در غلظت ۵۰ میلی‌گرم بر لیتر تتراسایکلین و زمان واکنش ۹۰ دقیقه، مصرف انرژی ویژه به پایین‌ترین مقدار خود یعنی ۲۱۲/۲۲ کیلووات ساعت بر کیلوگرم رسید، در حالی که راندمان حذف همچنان در سطح بالایی باقی ماند. غلظت‌های پایین‌تر آلاینده (۱۰ و ۲۰ میلی‌گرم بر لیتر) مصرف انرژی کمتری داشتند (به ترتیب ۱۲۹۳/۱۰ و ۵۹۵/۲۳ کیلووات ساعت بر کیلوگرم)، اما با کاهش کارایی تخریب همراه بودند. در غلظت ۱۰ میلی‌گرم بر لیتر تتراسایکلین، مصرف انرژی به‌طور چشم‌گیری بالا بود که این امر نشان‌دهنده کاهش کارایی فرایند در این شرایط است. در غلظت ۲۰ میلی‌گرم بر لیتر تتراسایکلین نیز، مصرف انرژی کمتر از حالتی بود که غلظت تتراسایکلین ۱۰ میلی‌گرم بر لیتر بود، اما راندمان حذف نسبت به شرایط ایده‌آل کاهش یافت. از سوی دیگر، افزایش غلظت آلاینده به ۷۵ و ۱۰۰ میلی‌گرم بر لیتر موجب افزایش نیاز به انرژی شد، به طوری که مصرف انرژی در این غلظت‌ها به ترتیب به ۱۴۷/۴۹ و ۱۲۲/۹۵ کیلووات ساعت بر کیلوگرم رسید. این افزایش مصرف انرژی به آثار حذف رادیکال‌ها و محدودیت‌های انتقال جرم



شکل ۵. درصد حذف تتراسایکلین در غلظت‌های مختلف آلاینده
 غلظت پرسولفات=۲۰۰ mg/L، غلظت کاتالیست=۲۰۰ mg/L،
 شدت جریان=۴۰۰ mA، فاصله الکترودها=۶ cm)
Fig. 5. Tetracycline removal efficiency at different initial concentrations
 (pH= 5, [Persulfate]= 200 mg/L, [Catalyst]= 200 mg/L, Current= 400 mA, D= 6 cm)

۲-۳- تعیین شرایط بهینه در سیستم الکتروفتون

۱-۲-۳- تعیین غلظت بهینه تتراسایکلین

آزمایش‌هایی با پنج غلظت مختلف آلاینده در شرایط ثابت سایر پارامترها انجام شد تا به‌طور هم‌زمان مناسب‌ترین غلظت آلاینده و زمان واکنش برای دستیابی به بیشترین راندمان حذف و کمترین مصرف انرژی تعیین شود. آزمایش‌هایی با پنج غلظت مختلف آلاینده انجام شد تا به‌طور هم‌زمان مناسب‌ترین غلظت آلاینده و زمان واکنش مشخص شود (شکل ۵). در غلظت‌های ۱۰، ۲۰، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ میلی‌گرم بر لیتر، حذف تتراسایکلین به ترتیب ۶۰/۲، ۶۳/۴، ۷۱/۸، ۶۷/۹ و ۶۱ درصد حاصل شد. این روند نشان‌دهنده یک تعادل میان تعداد سایت‌های فعال و میزان دسترسی گونه‌های

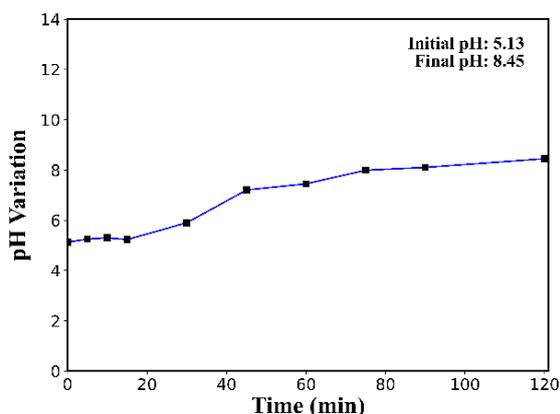
تولید رادیکال‌های هیدروکسیل می‌شود که عامل اصلی تخریب آلاینده‌ها هستند [31]. با این حال، در $\text{pH}=5$ ، غلظت بالای یون‌های هیدروژن (H^+) ممکن است فعالیت رادیکال‌های هیدروکسیل را کاهش دهد، زیرا این یون‌ها می‌توانند از طریق واکنش‌های مهار، رادیکال‌های فعال را از بین ببرند که منجر به کاهش جزئی راندمان حذف نسبت به $\text{pH}=5$ می‌شود [38]. در pH های خنثی و قلیایی (۷ و ۹)، راندمان تخریب به‌طور محسوسی کاهش می‌یابد. این کاهش به دلیل رسوب یون‌های آهن به‌صورت هیدروکسیدهای نامحلول (مانند) که باعث کاهش دسترسی به یون‌های آهن دوظرفیتی فعال می‌شود. همچنین، واکنش رادیکال‌های هیدروکسیل با یون‌های هیدروکسید (OH^-)، که منجر به تولید گونه‌های حدواسط با واکنش‌پذیری کمتر شده و در نتیجه، کارایی فرایند کاهش می‌یابد [19].

برای میزان مصرف انرژی در این شرایط مقادیر ۲۶۰، ۲۱۲/۲۲، ۲۸۰ و ۲۹۰ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم به ترتیب برای pH برابر با ۳، ۵، ۷ و ۹ به دست آمد (شکل ۶ الف). کمترین مصرف انرژی در pH برابر با ۵ مشاهده شد (۲۱۲/۲۲ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم)، که با بیشترین راندمان تخریب در این شرایط هم‌راستا است و نشان‌دهنده تعادلی بهینه میان تولید رادیکال‌های فعال و بهره‌وری انرژی می‌باشد. در pH های بالاتر (۷ و ۹)، مصرف انرژی افزایش یافت که می‌توان آن را به کاهش فعالیت کاتالیزوری و کاهش اثربخشی رادیکال‌های هیدروکسیل نسبت داد. بنابراین با توجه به اینکه بالاترین درصد تخریب و کمترین میزان مصرف انرژی در $\text{pH}=5$ مشاهده شد این مقدار به‌عنوان pH بهینه برای فرایند الکتروفنتون تعیین شد.

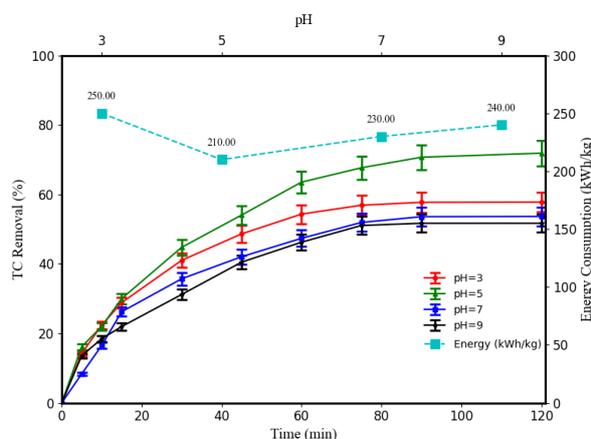
نسبت داده می‌شود که موجب کاهش کارایی فرایند می‌شود. بر این اساس، با در نظر گرفتن هم‌زمان راندمان تخریب و مصرف انرژی، شرایط بهینه برای فرایند الکتروفنتون شامل غلظت ۵۰ میلی‌گرم بر لیتر آلاینده و زمان واکنش ۹۰ دقیقه تعیین شد که در این شرایط، بالاترین عملکرد با حداقل مصرف انرژی حاصل شد. علاوه بر این، راندمان حذف تتراسایکلین پس از ۹۰ دقیقه به یک حالت پایدار رسید و پس از این زمان تغییرات محسوسی در میزان حذف مشاهده نشد که نشان‌دهنده رسیدن به حالت اشباع سایت‌های فعال یا پایداری تولید گونه‌های اکسیژن فعال است. بنابراین، ۹۰ دقیقه به‌عنوان زمان واکنش بهینه در نظر گرفته شد.

۳-۲-۲- تعیین pH بهینه

به منظور بررسی تأثیر pH اولیه بر درصد حذف تتراسایکلین، فرایند الکتروفنتون در pH های مختلف ۳، ۵، ۷ و ۹ در غلظت بهینه آلاینده حاصل از مرحله قبل (۵۰ میلی‌گرم بر لیتر) و شرایط ثابت سایر پارامترها مورد بررسی قرار گرفت که نتایج به‌دست‌آمده در شکل (۶ الف) نشان داده شده است. راندمان حذف در pH های مذکوره به ترتیب برابر ۵۷/۷۷، ۷۱/۸۵، ۵۳/۶۴ و ۵۱/۶۷ درصد بدست آمد. همان‌طور که انتظار می‌رفت، pH اولیه محلول عامل بسیار مهمی محسوب می‌شود، زیرا تأثیر مستقیمی بر تولید الکتروشیمیایی پراکسید هیدروژن و نیز بر میزان تولید و پایداری رادیکال‌های اکسیدکننده دارد [28]. طبق نتایج، بالاترین میزان تخریب در $\text{pH}=5$ مشاهده شد. در pH های اسیدی (۳ و ۵)، واکنش فتون بیشترین کارایی را دارد، زیرا پایداری و حلالیت بالای یون‌های آهن دوظرفیتی و سه‌ظرفیتی باعث افزایش



(ب)

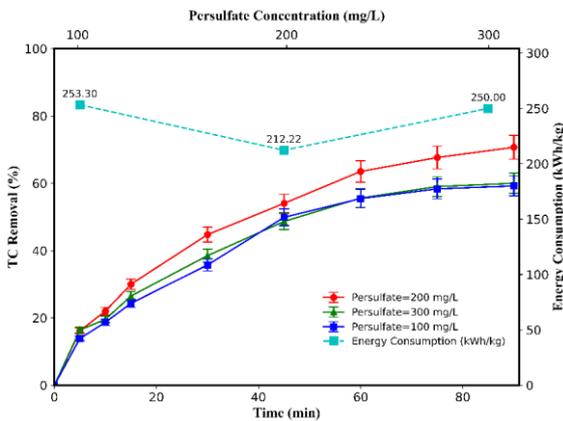


(الف)

شکل ۶ الف) درصد حذف تتراسایکلین در pH های مختلف (ب) منحنی تغییرات pH بر حسب زمان (غلظت آلاینده=۵۰ mg/L ، غلظت پرسولفات=۲۰۰ mg/L ، غلظت کاتالیست=۲۰۰ mg/L ، شدت جریان =۴۰۰ mA ، فاصله الکترودها=۶ cm)

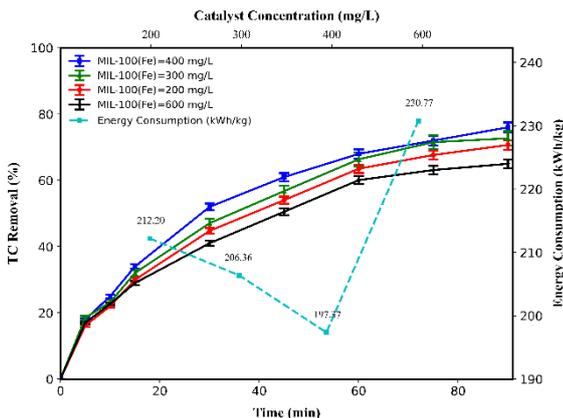
Fig. 6. (a) Tetracycline removal efficiency at various pH values (b) pH variation versus reaction time ([TC]= 50 mg/L, [Persulfate]= 200 mg/L, [Catalyst]= 200 mg/L, Current= 400 mA, D= 6 cm)

انباشت بیش از حد پرسولفات در محیط واکنش باشد که منجر به کاهش بازدهی در تولید گونه‌های فعال و در نتیجه افزایش هزینه مصرف انرژی ویژه شده است. بنابراین، با توجه به ترکیب نتایج مربوط به راندمان تخریب و انرژی مصرفی، غلظت بهینه پرسولفات برای فرایند الکتروفوتون 200 mg/L تعیین شد؛ شرایطی که در آن بالاترین کارایی حذف همراه با کمترین مصرف انرژی به دست آمد.



شکل ۷. درصد حذف تتراسایکلین در غلظت‌های مختلف پرسولفات (pH=5، غلظت آلاینده=50 mg/L، غلظت کاتالیست=200 mg/L، شدت جریان=400 mA، فاصله الکترودها=6 cm)

Fig. 7. Tetracycline removal efficiency at different persulfate concentrations (pH= 5, [TC]= 50 mg/L, [Persulfate]= 200 mg/L, [Catalyst]= 200 mg/L, Current= 400 mA, D= 6 cm)



شکل ۸. درصد حذف تتراسایکلین در غلظت‌های مختلف کاتالیست (pH=5، غلظت آلاینده=50 mg/L، غلظت پرسولفات=200 mg/L، شدت جریان=400 mA، فاصله الکترودها=6 cm)

Fig. 8. Tetracycline removal efficiency at different catalyst dosages (pH= 5, [TC]= 50 mg/L, [Persulfate]= 200 mg/L, Current= 400 mA, D= 6 cm)

در شکل (۶ ب)، منحنی تغییرات pH بر حسب زمان طی فرایند تصفیه نمایش داده شده است. این نمودار نشان می‌دهد که pH محلول با گذشت زمان به تدریج افزایش یافته و به مقدار نهایی ۸/۴۵ در پایان ۱۲۰ دقیقه رسیده است. این تغییرات pH به صورت پیوسته و حاکی از یک روند افزایش پایدار است. افزایش pH به تدریج نشان‌دهنده بهبود شرایط فرآیند و تثبیت سیستم در حالتی نزدیک به خنثی است که مطابق با استانداردهای زیست‌محیطی برای تخلیه فاضلاب است. این ویژگی نشان‌دهنده موفقیت سیستم در کنترل و تعدیل pH به گونه‌ای است که می‌تواند به راحتی و بدون ایجاد مشکل برای محیط زیست، به سیستم‌های تصفیه و تخلیه منتقل شود [31].

۳-۲-۳- تعیین غلظت پرسولفات بهینه

به منظور بررسی تأثیر غلظت الکترولیت، سه سطح مختلف ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌گرم بر لیتر از غلظت پرسولفات در غلظت بهینه آلاینده و pH حاصل از مراحل قبل و شرایط ثابت سایر پارامترها مورد بررسی قرار گرفت. طبق نتایج (شکل ۷)، بالاترین راندمان حذف آلاینده در غلظت ۲۰۰ mg/L مشاهده شد، در حالی که غلظت‌های ۱۰۰ و ۳۰۰ میلی‌گرم بر لیتر راندمان کمتری داشتند و مشابه یکدیگر بودند. این نتایج نشان می‌دهند که غلظت بهینه پرسولفات نقش اساسی در کارایی سیستم الکتروفوتون دارد. افزایش غلظت پرسولفات تا حد معین (۲۰۰ mg/L) به افزایش تولید رادیکال‌های آزاد و در نتیجه بهبود فرایند اکسیداسیون و حذف آلاینده منجر می‌شود. با این حال، در غلظت‌های بالاتر، اثرات منفی مانند رقابت بین رادیکال‌ها و ایجاد محصولات جانبی غیرمطلوب می‌تواند کارایی سیستم را کاهش دهد. همچنین، جذب بیش از حد یون‌های سولفات روی سطح کاتالیزور می‌تواند مولکول‌های تتراسایکلین را از سطح کاتالیزور جدا کند و تخریب آلاینده را کاهش دهد [9]. از طرفی، تحلیل مصرف انرژی (شکل ۷) نشان داد که در غلظت ۲۰۰ mg/L پرسولفات، مصرف ویژه انرژی به کمترین مقدار ۲۱۲/۲۲ kWh/Kg رسید. در حالی که در غلظت پایین‌تر، یعنی ۱۰۰ mg/L مقدار آن برابر با ۲۵۳/۳۰ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم ثبت شد. در غلظت ۳۰۰ mg/L نیز، با وجود افزایش مقدار پرسولفات، مصرف انرژی به ۲۵۰ kWh/Kg افزایش یافت. این افزایش می‌تواند ناشی از بازترکیب رادیکال‌ها و



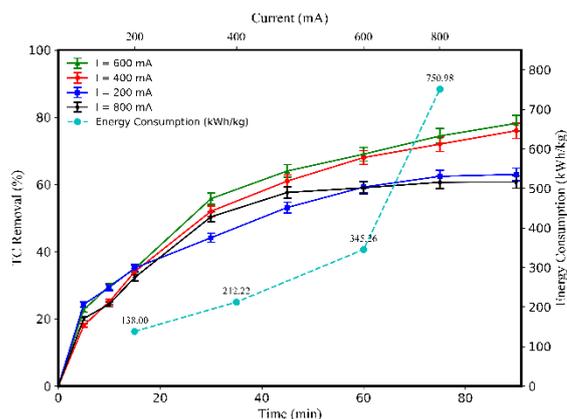
بنابراین نتایج نشان می‌دهد که اگرچه افزایش غلظت کاتالیست در ابتدا به بهبود حذف آلاینده‌ها منجر می‌شود، اما از یک حد فراتر رفتن می‌تواند تأثیر منفی بر عملکرد سیستم داشته باشد.

علاوه بر دستیابی به راندمان تخریب بالا، غلظت ۴۰۰ میلی‌گرم بر لیتر کاتالیزگر با مصرف انرژی معادل ۱۹۷/۳۷ کیلووات-ساعت بر کیلوگرم همراه بود که در مقایسه با دوز ۶۰۰ میلی‌گرم بر لیتر (۲۳۰/۷۷ کیلووات-ساعت بر کیلوگرم)، کارایی بالاتری از نظر بهره‌وری انرژی نشان می‌دهد.

هرچند افزایش غلظت کاتالیزگر تا حدودی موجب بهبود حذف تتراسایکلین شد اما استفاده از دوزهای بالاتر منجر به افزایش مصرف انرژی ویژه به‌ازای هر واحد جرم آلاینده شد؛ پدیده‌ای که می‌توان آن را به اشباع سطح کاتالیزگر و کاهش بازدهی در تولید گونه‌های فعال نسبت داد. بررسی داده‌ها نشان داد که مصرف انرژی ویژه در غلظت‌های ۲۰۰، ۳۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ میلی‌گرم بر لیتر به‌ترتیب برابر با ۲۱۲/۲۰، ۲۰۶/۳۶، ۱۹۷/۳۷ و ۲۳۰/۷۷ کیلووات-ساعت بر کیلوگرم بوده است. در این میان، غلظت ۴۰۰ میلی‌گرم بر لیتر با دستیابی هم‌زمان به بیشترین راندمان تخریب و کمترین میزان انرژی مصرفی، نقطه بهینه‌ای از نظر عملکرد فرایند الکتروفوتون محسوب می‌شود. این شرایط تعادلی مطلوب میان اثربخشی حذف آلاینده و صرفه‌جویی انرژی برقرار می‌سازد و فرایند را از منظر فنی و اقتصادی قابل قبول می‌نماید.

۳-۲-۵- تعیین شدت جریان الکتریکی بهینه

در ادامه به منظور بررسی اثر شدت جریان بر راندمان حذف تتراسایکلین، شدت جریان‌های متفاوت ۲۰۰، ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ میلی‌آمپر در چهار پارامتر بهینه شده از مراحل قبل بر سیستم اعمال شد که مطابق شکل (۹) راندمان حذف به ترتیب برابر ۶۳/۰۴، ۷۵/۹، ۷۸/۱۳ و ۶۰/۷۸ بدست آمد. پس همانطور که انتظار می‌رفت، جریان الکتریکی تأثیر مهمی بر نرخ واکنش در سیستم الکتروفوتون دارد، زیرا میزان تولید رادیکال‌های هیدروکسیل را در واکنش‌های (۱ و ۲) تنظیم می‌کند [2]. همان‌طور که مشاهده می‌شود افزایش شدت جریان از ۲۰۰ به ۶۰۰ میلی‌آمپر منجر به افزایش قابل توجهی در میزان حذف تتراسایکلین می‌شود. این



شکل ۹. درصد حذف تتراسایکلین در شدت جریان‌های مختلف

(pH=5, غلظت آلاینده=50 mg/L, غلظت پرسولفات=200 mg/L, غلظت

کاتالیست=400 mg/L, فاصله الکترودها=6cm)

Fig. 9. Tetracycline removal efficiency at different current intensities

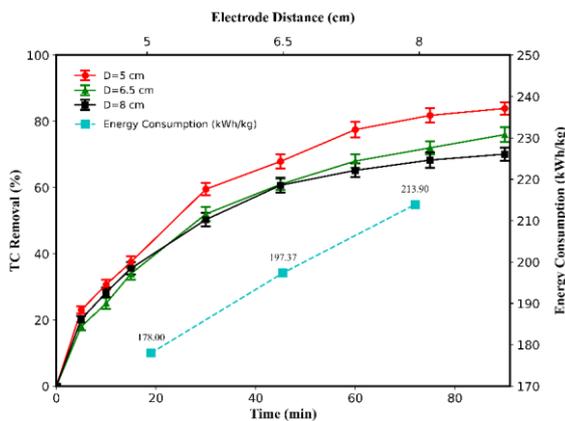
(pH= 5, [TC]= 50 mg/L, [Persulfate]= 200 mg/L, [Catalyst]= 400 mg/L, D= 6 cm)

۳-۲-۴- تعیین غلظت کاتالیست بهینه

شکل (۸)، نمودار تأثیر غلظت چارچوب آلی فلزی MIL-100(Fe) به عنوان کاتالیست بر عملکرد سیستم الکتروفوتون در حذف آلاینده دارویی را در غلظت‌های بهینه آلاینده و الکتروولت و pH حاصل از مراحل قبل و شرایط ثابت سایر پارامترها نشان می‌دهد. طبق نتایج، میزان حذف تتراسایکلین در حضور ۲۰۰، ۳۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ میلی‌گرم بر لیتر کاتالیست به ترتیب برابر ۷۱/۸۵، ۷۲/۶۹، ۷۵/۹ و ۶۵ درصد بدست آمد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش غلظت از ۲۰۰ تا ۴۰۰ میلی‌گرم بر لیتر، میزان حذف آلاینده‌ها به طور پیوسته افزایش یافته است. این افزایش کارایی ناشی از حضور بیشتر مراکز فعال کاتالیستی است که منجر به تولید بیشتر رادیکال‌های هیدروکسیل و سولفات شده و در نتیجه تخریب آلاینده‌ها را تسریع می‌کند [34]. اما در غلظت ۶۰۰ میلی‌گرم بر لیتر، راندمان حذف کاهش یافته است. کاهش کارایی در غلظت‌های بالاتر می‌تواند به علت تراکم زیاد کاتالیست و ایجاد پدیده‌های جانبی مانند انسداد سایت‌های فعال و پراکندگی نادرست رادیکال‌ها باشد [16, 32]. علاوه بر این، در غلظت‌های بالای کاتالیزور، واکنش‌های مهاری میان رادیکال‌های هیدروکسیل با یون‌های آهن و پراکسید هیدروژن (واکنش‌های ۷ و ۸) نیز می‌تواند رخ دهد که منجر به کاهش تولید رادیکال‌های فعال می‌شود [8].

۳-۲-۶- تعیین فاصله بهینه بین الکترودها

برای بررسی تأثیر فاصله بین الکترودها بر کارایی حذف تتراسایکلین، آزمایش‌هایی با سه فاصله الکترود مختلف ۵، ۶/۵ و ۸ سانتی‌متر در پارامترهای بهینه شده مراحل قبل انجام شد (شکل ۱۰). راندمان حذف تتراسایکلین در این فاصله‌ها به ترتیب ۸۳/۸، ۷۵/۹ و ۷۱ درصد به دست آمد. نتایج نشان داد که با افزایش فاصله بین الکترودها از ۵ سانتی‌متر به ۸ سانتی‌متر، راندمان حذف کاهش می‌یابد. این کاهش احتمالاً به دلیل کاهش شدت میدان الکتریکی در فواصل بیشتر است. رادیکال‌های هیدروکسیل، که عامل اصلی اکسیداسیون قوی در فرایند الکتروفوتون هستند، در فواصل الکترودی بزرگ‌تر به میزان کمتری تولید می‌شوند. تحلیل مصرف انرژی (شکل ۱۰) نیز نشان داد که در فاصله الکترود ۵ سانتی‌متر، مصرف انرژی ویژه کمترین مقدار خود (۱۷۸ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم) را داشت، در حالی که بالاترین راندمان حذف تتراسایکلین نیز حفظ شد. در فاصله ۶/۵ سانتی‌متر، مصرف انرژی به طور متوسط افزایش و راندمان تخریب کاهش یافت. در فاصله ۸ سانتی‌متر، با وجود افزایش ورودی انرژی (۲۱۳/۹ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم)، راندمان حذف تتراسایکلین کاهش یافت که این امر به دلیل کاهش تولید رادیکال‌ها بود. بنابراین انتخاب فاصله مناسب الکترودها برای بهینه‌سازی فرایند از اهمیت بالایی برخوردار است [31]. پس فاصله ۵ سانتی‌متر با بیشترین تخریب آلاینده و حداقل مصرف انرژی، به عنوان فاصله بهینه الکترودها انتخاب شد.



شکل ۱۰. درصد حذف تتراسایکلین در فاصله الکترودهای مختلف (pH=۵، غلظت آلاینده=۵۰ mg/L، غلظت پرسولفات=۲۰۰ mg/L، غلظت کاتالیست=۴۰۰ mg/L، شدت جریان=۴۰۰ mA)

Fig. 10. Tetracycline removal efficiency at different electrode distances

(pH = 5, [TC] = 50 mg/L, [Persulfate] = 200 mg/L, [Catalyst] = 400 mg/L, Current = 400 mA)

بهبود عملکرد را می‌توان به افزایش تولید رادیکال‌های هیدروکسیل نسبت داد. رادیکال‌های هیدروکسیل به عنوان عامل‌های اکسیدکننده قوی در فرایند الکتروفوتون نقش اساسی ایفا می‌کنند. بیشینه میزان حذف تتراسایکلین (۷۸/۱۳٪) در جریان ۶۰۰ میلی‌آمپر مشاهده شد با این حال، افزایش شدت جریان به ۸۰۰ میلی‌آمپر موجب کاهش راندمان حذف به ۶۰/۷۸ درصد شد. این کاهش احتمالاً به دلیل واکنش‌های جانبی ناخواسته در سطح کاتد و آند رخ داده که موجب مصرف الکترون‌های موردنیاز برای واکنش‌های فتون شده است. یکی از واکنش‌های جانبی مهم، واکنش تولید هیدروژن در سطح کاتد (واکنش ۹) است.



این واکنش موجب کاهش الکترون‌های در دسترس برای تولید پراکسید هیدروژن و رادیکال‌های هیدروکسیل و در نتیجه کاهش کارایی حذف تتراسایکلین می‌گردد [37].

همانطور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، مصرف انرژی ویژه با افزایش شدت جریان افزایش یافته است. در شدت جریان ۲۰۰ میلی‌آمپر، مصرف انرژی ویژه به مقدار معینی رسید که با افزایش شدت جریان به ۴۰۰ میلی‌آمپر، به ۲۱۲ و در ۶۰۰ میلی‌آمپر به ۳۴۵/۲۶ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم افزایش یافت. بیشترین مصرف انرژی در شدت جریان ۸۰۰ میلی‌آمپر به میزان ۷۵۰/۹۸ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم رسید. اگرچه افزایش شدت جریان از ۲۰۰ میلی‌آمپر به ۶۰۰ میلی‌آمپر منجر به بهبود راندمان حذف تتراسایکلین شد، اما تقاضای انرژی زیاد در جریان‌های بالاتر یک مشکل عمده به حساب می‌آید. به ویژه در شدت جریان ۸۰۰ میلی‌آمپر، با وجود افزایش ورودی انرژی، راندمان حذف کاهش یافت؛ چرا که واکنش‌های فرعی مانند تولید هیدروژن در کاتد و واکنش‌های اکسیداسیون رقابتی در آند، الکترون‌ها و گونه‌های واکنش‌پذیر مورد نیاز برای واکنش فتون را مصرف کرده و در نتیجه کارایی کلی فرایند را کاهش می‌دهند. با توجه به اهمیت راندمان حذف تتراسایکلین و مصرف انرژی ویژه، شدت جریان بهینه برای فرایند الکتروفوتون برابر با ۴۰۰ میلی‌آمپر با راندمان تخریب بالای ۷۵/۹ درصد و مصرف انرژی نسبتاً پایین ۲۱۲ کیلووات‌ساعت بر کیلوگرم نسبت به جریان‌های بالاتر انتخاب شد.

شرایط بهینه با در نظر گرفتن راندمان بالا و مصرف انرژی کمتر تعیین گردید. نتایج نشان داد که غلظت ۵۰ میلی گرم بر لیتر تتراسایکلین، زمان واکنش ۹۰ دقیقه و pH برابر ۵ بهینه ترین شرایط را فراهم می کنند، زیرا در این حالت تولید و فعالیت رادیکال های هیدروکسیل و پایداری ترکیبات آهن در بالاترین سطح قرار داشت. غلظت ۲۰۰ میلی گرم بر لیتر پرسولفات به عنوان مقدار بهینه برای تخریب آلاینده ها تعیین شد، زیرا مقادیر بیشتر یا کمتر کارایی مشابهی داشتند. همچنین، غلظت کاتالیست ۴۰۰ mg/L بیشترین راندمان حذف را به همراه داشت، در حالی که مقادیر بالاتر به دلیل انسداد سایت های فعال عملکرد را کاهش داد. هرچند که در شدت جریان الکتریکی ۶۰۰ میلی آمپر راندمان حذف بهتر نسبت به ۴۰۰ میلی آمپر بدست آمد اما با توجه به انرژی مصرفی بسیار بالاتر همان شدت جریان ۴۰۰ میلی آمپر به عنوان بهینه انتخاب شد. بررسی فاصله الکترودها نشان داد که فاصله ۵ سانتی متر با راندمان ۸۳/۸ درصد و کمترین مصرف انرژی (۱۷۸ kWh/Kg) بهینه است. علاوه بر این، قابلیت بازیابی MIL-100(Fe) در چهار چرخه متوالی تأیید شد و کاهش جزئی راندمان به دلیل آلودگی سطحی بود، اما پایداری ساختاری آن کارایی را حفظ کرد. این نتایج نشان می دهد که ترکیب فرایندهای الکتروفنتون و فعال سازی پرسولفات نه تنها پایداری سیستم و راندمان تخریب آلاینده ها را افزایش داده، بلکه آثار محدودکننده pH را نیز کاهش داده است. یافته های این پژوهش می تواند مبنایی برای توسعه فناوری های نوین و سازگار با محیط زیست در تصفیه فاضلاب های حاوی تتراسایکلین باشد.

قدردانی نویسندگان

در انجام این پژوهش حمایت خاصی از شخص یا نهادی صورت نگرفته است.

تعارض منافع

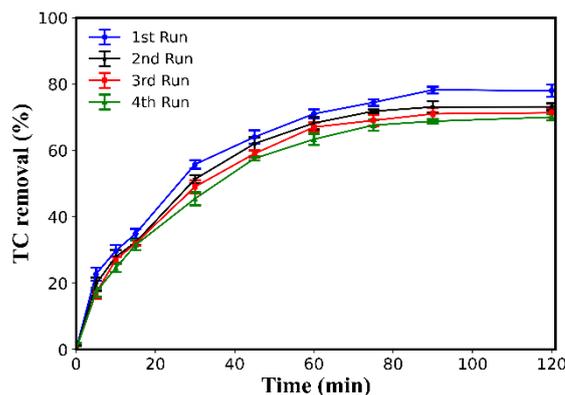
نویسندگان هیچ گونه تعارض منافی ندارند.

سهم نویسندگان

سهم هر یک از نویسندگان با هم برابر است.

منابع مالی

در انجام این پژوهش از منابع معالی هیچ نهاد یا شخص دیگری استفاده نشده است.



شکل ۱۱. بررسی خاصیت بازیابی کاتالیست

(pH=۵، غلظت آلاینده=۵۰mg/L، غلظت پرسولفات=۲۰۰ mg/L، غلظت

کاتالیست=۴۰۰ mg/L، شدت جریان=۴۰۰mA، فاصله الکترودها=۵cm)

Fig. 11. Catalyst reusability performance

(pH = 5, [TC] = 50 mg/L, [Persulfate] = 200 mg/L, [Catalyst] = 400 mg/L, Current = 400 mA, D = 5 cm)

۳-۳- بررسی قابلیت بازیابی MIL-100(Fe)

در سیستم الکتروفنتون با استفاده از کاتالیست MIL-100(Fe) به همراه پرسولفات برای تجزیه تتراسایکلین، قابلیت بازیابی کاتالیست در چهار سیکل متوالی در شرایط بهینه مورد ارزیابی قرار گرفت (شکل ۱۱). نتایج نشان می دهد که بازده حذف تتراسایکلین پس از هر چرخه کاهش بسیار کمی داشته است. کاهش جزئی در بازده کاتالیزور پس از هر چرخه احتمالاً به دلیل تجمع آلودگی های سطحی روی کاتالیزور است، اما ساختار متخلخل و پایدار MIL-100(Fe) باعث می شود که کارایی آن تا حد زیادی حفظ شود و بتواند در چرخه های بیشتری بدون نیاز به جایگزینی مورد استفاده قرار گیرد. این امر نشان می دهد که کاتالیزور MIL-100(Fe) توانایی بازیابی بالایی دارد به ویژه در حضور پرسولفات که به عنوان یک اکسیدکننده قوی، رادیکال های سولفات تولید و به طور مداوم آلاینده ها را تجزیه می کند [42]. این ویژگی، MIL-100(Fe) را به گزینه ای مناسب برای تصفیه طولانی مدت در سیستم های الکتروفنتون تبدیل می کند و امکان حذف پایدار آلاینده های مقاوم مانند تتراسایکلین را در مقیاس های صنعتی که هزینه های مرتبط با جایگزینی کاتالیزورها بالاست، فراهم می سازد.

۴- نتیجه گیری

در این تحقیق، کاربرد سیستم الکتروفنتون مبتنی بر چارچوب فلزی-آلی MIL-100(Fe) به عنوان کاتالیست ناهمگن همراه با پرسولفات در تصفیه فاضلاب دارویی حاوی تتراسایکلین به روش تک فاکتوریل بررسی شد. پس از سنتز و شناسایی ساختاری MIL-100(Fe)، تأثیر پارامترهای عملیاتی به طور جداگانه ارزیابی و

References

- [1] Ayati, B. and Ghorbani, Z., 2021. Enhancement of the electro-activated persulfate process in dye removal using graphene oxide nanoparticle. *Water Science and Technology*, 83(9), pp.2169–2182.
- [2] Barhoumi, N., Olvera-Vargas, H., Oturan, N., Huguenot, D. et al., 2017. Kinetics of oxidative degradation/mineralization pathways of the antibiotic tetracycline by the novel heterogeneous electro-Fenton process with solid catalyst chalcopyrite. *Applied Catalysis B: Environmental*, 209, pp.637–647.
- [3] Barjasteh, M., Vossoughi, M., Bagherzadeh, M. and Bagheri, K.P., 2023. MIL-100 (Fe) a potent adsorbent of Dacarbazine: experimental and molecular docking simulation. *Chemical Engineering Journal*, 452, p.138987.
- [4] Chang, C., Zang, H., Yao, M., Li, C. et al., 2025. Rapid iron-mediated aqueous-phase reactions of organic peroxides from monoterpene-derived Criegee intermediates and implications for aerosol and cloud chemistry. *Environmental Science & Technology*, 59(1), pp.120–135.
- [5] Chávez, A.M., Rey, A., López, J., Álvarez, P.M. and Beltrán, F.J., 2021. Critical aspects of the stability and catalytic activity of MIL-100 (Fe) in different advanced oxidation processes. *Separation and Purification Technology*, 255, p.117660.
- [6] Dargahi, A., Moradi, M., Hasani, K. and Vosoughi, M., 2023. Improved degradation of tetracycline antibiotic in electrochemical advanced oxidation processes (EAOPs): bioassay using bacteria and identification of intermediate compounds. *International Journal of Chemical Reactor Engineering*, 21(2), pp.205–223.
- [7] Divyapriya, G. and Nidheesh, P.V., 2021. Electrochemically generated sulfate radicals by boron doped diamond and its environmental applications. *Current Opinion in Solid State and Materials Science*, 25(3), p.100921.
- [8] Droguett, C., Salazar, R., Brillas, E., Sirés, I. et al., 2020. Treatment of antibiotic cephalexin by heterogeneous electrochemical Fenton-based processes using chalcopyrite as sustainable catalyst. *Science of the Total Environment*, 740, p.140154.
- [9] El Asmar, R., Baalbaki, A., Abou Khalil, Z., Naim, S. et al., 2021. Iron-based metal organic framework MIL-88-A for the degradation of naproxen in water through persulfate activation. *Chemical Engineering Journal*, 405, p.126701.
- [10] Fang, Y., Yang, Z., Li, H. and Liu, X., 2020. MIL-100 (Fe) and its derivatives: from synthesis to application for wastewater decontamination. *Environmental Science and Pollution Research*, 27, pp.4703–4724.
- [11] Ganiyu, S.O., Zhou, M. and Martínez-Huitle, C.A., 2018. Heterogeneous electro-Fenton and photoelectro-Fenton processes: a critical review of fundamental principles and application for water/wastewater treatment. *Applied Catalysis B: Environmental*, 235, pp.103–129.
- [12] Ge, M., Hu, Z., Wei, J., He, Q. and He, Z., 2021. Recent advances in persulfate-assisted TiO₂-based photocatalysis for wastewater treatment: performances, mechanism and perspectives. *Journal of Alloys and Compounds*, 888, p.161625.
- [13] Guesh, K., Caiuby, C.A., Mayoral, A., Díaz-García, M. et al., 2017. Sustainable preparation of MIL-100 (Fe) and its photocatalytic behavior in the degradation of methyl orange in water. *Crystal Growth & Design*, 17(4), pp.1806–1813.
- [14] Ismail, S.A., Ang, W.L. and Mohammad, A.W., 2021. Electro-Fenton technology for wastewater treatment: a bibliometric analysis of current research trends, future perspectives and energy consumption analysis. *Journal of Water Process Engineering*, 40, p.101952.
- [15] Johnson, R.L., Tratnyek, P.G. and Johnson, R.O.B., 2008. Persulfate persistence under thermal activation conditions. *Environmental Science & Technology*, 42(24), pp.9350–9356.
- [16] Ke, Q., Shi, Y., Liu, Y., Chen, F. et al., 2019. Enhanced catalytic degradation of bisphenol A by hemin-MOFs supported on boron nitride via the photo-assisted heterogeneous activation of persulfate. *Separation and Purification Technology*, 229, p.115822.
- [17] Le, B.T., La, D.D. and Nguyen, P.T.H., 2022. Ultrasonic-assisted fabrication of MIL-100 (Fe) metal-organic frameworks as a carrier for the controlled delivery of the chloroquine drug. *ACS Omega*, 8(1), pp.1262–1270.
- [18] Li, Y., Xiang, W., Zhou, T., Huang, M. et al., 2020. Visible light induced efficient activation of persulfate by a carbon quantum dots (CQDs) modified γ -Fe₂O₃ catalyst. *Chinese Chemical Letters*, 31(10), pp.2757–2761.
- [19] Lin, Z.R., Zhao, L. and Dong, Y.H., 2015. Quantitative characterization of hydroxyl radical generation in a goethite-catalyzed Fenton-like reaction. *Chemosphere*, 141, pp.7–12.
- [20] Liu, L., Chen, M., Wei, X., Hu, N. et al., 2025. Regulating Fe(III) spin state by anchoring iron on titanium dioxide for enhancing photo-Fenton treatment of tetracycline wastewater. *Separation and Purification Technology*, 353, p.128537.
- [21] Lv, H., Zhao, H., Cao, T., Qian, L. et al., 2015. Efficient degradation of high concentration azo-dye wastewater by heterogeneous Fenton process with iron-based metal-organic framework. *Journal of Molecular Catalysis A: Chemical*, 400, pp.81–89.
- [22] Mahmoodi, N.M., Abdi, J., Oveisi, M., Asli, M.A. and Vossoughi, M., 2018. Metal-organic framework (MIL-100 (Fe)): synthesis, detailed photocatalytic dye degradation ability in colored textile wastewater and recycling. *Materials Research Bulletin*, 100, pp.357–366.
- [23] Mahmud, F., Banhi, T.S., Roy, H., Dihan, M.R. et al., 2024. Antibiotic-contaminated wastewater treatment and remediation by electro-advanced oxidation processes (EAOPs). *Groundwater for Sustainable Development*, 25, p.101181.
- [24] Meijide, J., Dunlop, P.S., Pazos, M. and Sanromán,

- M.A., 2021. Heterogeneous electro-Fenton as “green” technology for pharmaceutical removal: a review. *Catalysts*, 11(1), p.85.
- [25] Najafzadeh, A. and Ayati, B., 2024. Improvement of electro-Fenton process by using heterogeneous Fe-MIL-88B nanocatalyst and simultaneous rotation of cathode and anode for dye removal. *Scientific Reports*, 14(1), p.24038.
- [26] Nidheesh, P.V. and Gandhimathi, R., 2012. Trends in electro-Fenton process for water and wastewater treatment: an overview. *Desalination*, 299, pp.1–15.
- [27] Nehra, M., Dilbaghi, N., Singhal, N.K., Hassan, A.A. et al., 2019. Metal organic frameworks MIL-100 (Fe) as an efficient adsorptive material for phosphate management. *Environmental Research*, 169, pp.229–236.
- [28] Nguyen, D.D.D., Quang, H.H.P., Nguyen, X.H. and Nguyen, T.P., 2021. The treatment of real dyeing wastewater by the electro-Fenton process using drinking water treatment sludge as a catalyst. *RSC Advances*, 11(44), pp.27443–27452.
- [29] Shokri, A., Nasernejad, B. and Sanavi Fard, M., 2023. Challenges and future roadmaps in heterogeneous electro-Fenton process for wastewater treatment. *Water, Air, & Soil Pollution*, 234(3), p.153.
- [30] Simon, M.A., Anggraeni, E., Soetaredjo, F.E., Santoso, S.P. et al., 2019. Hydrothermal synthesis of HF-free MIL-100 (Fe) for isoniazid-drug delivery. *Scientific Reports*, 9(1), p.16907.
- [31] Thor, S.H., Ho, L.N., Ong, S.A., Abidin, C.Z.A. et al., 2021. Discovering the roles of electrode distance and configuration in dye degradation and electricity generation in photocatalytic fuel cell integrated electro-Fenton process. *Separation and Purification Technology*, 278, p.119652.
- [32] Tolba, A., Alalm, M.G., Elsamadony, M., Mostafa, A. et al., 2019. Modeling and optimization of heterogeneous Fenton-like and photo-Fenton processes using reusable Fe₃O₄-MWCNTs. *Process Safety and Environmental Protection*, 128, pp.273–283.
- [33] Wang, C.T., Chou, W.L., Chung, M.H. and Kuo, Y.M., 2010. COD removal from real dyeing wastewater by electro-Fenton technology using an activated carbon fiber cathode. *Desalination*, 253(1–3), pp.129–134.
- [34] Wang, X., Wang, Y., Chen, N., Shi, Y. and Zhang, L., 2020. Pyrite enables persulfate activation for efficient atrazine degradation. *Chemosphere*, 244, p.125568.
- [35] Wu, C.J., Maggay, I.V., Chiang, C.H., Chen, W. et al., 2023. Removal of tetracycline by a photocatalytic membrane reactor with MIL-53 (Fe)/PVDF mixed-matrix membrane. *Chemical Engineering Journal*, 451, p.138990.
- [36] Wu, Y., Liang, G., Li, W.B., Zhong, X.F. et al., 2024. Boosting the degradation of antibiotics via peroxymonosulfate activation with a Cu-based metal-organic framework. *Chemical Science*, 15(25), pp.9733–9741.
- [37] Xia, C. and Shen, X., 2024. Analysis of factors influencing on electro-Fenton and research on combination technology (II): a review. *Environmental Science and Pollution Research*, 31(34), pp.46100–46125.
- [38] Xiaochao, G., Xuebin, L., Jin, T., Xiaoyun, L. et al., 2018. Degradation of folic acid wastewater by electro-Fenton with three-dimensional electrode and its kinetic study. *Royal Society Open Science*, 5(1), p.170926.
- [39] You, Z., Wang, Z., Tian, K. and Yao, X., 2023. Activation of persulfate by MIL-100 (Fe) coated with perylene diimide heterojunction photocatalyst for efficient removal of Bisphenol A in visible light. *Journal of Environmental Chemical Engineering*, 11(3), p.110159.
- [40] Zahrani, A.A. and Ayati, B., 2020. Using heterogeneous Fe-ZSM-5 nanocatalyst to improve the electro Fenton process for acid blue 25 removal in a novel reactor with orbiting electrodes. *Journal of Electroanalytical Chemistry*, 873, p.114456.
- [41] Zeng, H., Zhang, G., Ji, Q., Liu, H. et al., 2020. pH-independent production of hydroxyl radical from atomic H^{*}-mediated electrocatalytic H₂O₂ reduction: a green Fenton process without byproducts. *Environmental Science & Technology*, 54(22), pp.14725–14731.
- [42] Zhang, Y., Zhou, J., Chen, J., Feng, X. and Cai, W., 2020. Rapid degradation of tetracycline hydrochloride by heterogeneous photocatalysis coupling persulfate oxidation with MIL-53 (Fe) under visible light irradiation. *Journal of Hazardous Materials*, 392, p.122315.
- [43] Zhang, Y., Wei, J., Xing, L., Li, J. et al., 2022. Superoxide radical mediated persulfate activation by nitrogen doped bimetallic MOF (FeCo/N-MOF) for efficient tetracycline degradation. *Separation and Purification Technology*, 282, p.120124.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Ezati, S., Ganjidoust, H. and Ayati, B., 2026. Treating pharmaceutical wastewater containing tetracycline using an enhanced electro-Fenton system. *Modares Civil Engineering journal*, 26(1). doi: 10.48311/mcej.2025.99151.0



Content

Article Title and Authors Names	Page
Cyclic behavior of reinforced concrete members strengthened by smart plate <i>Behrooz Mirzakhani, Hamed Khezzadeh</i>	7
Proposed lateral force distribution for inelastic seismic design of steel moment frames considering soil-structure interaction effects..... <i>Abolfazl Gholamrezatabar, Behnoud Ganjavi</i>	21
The effect of successive near-field earthquakes on concrete special moment frames equipped with viscous dampers..... <i>Amirhossein Barjasteh, Fereshteh Emami, Armin Aziminejad</i>	41
Investigating the effect of buried depth of concrete tanks under explosive load in layered clay soils <i>Mohammad Amiri, Mokhtar Dalvand, Hadis Karimi</i>	53
A Comprehensive Formulation for Soil-Foundation Stiffness Considering Multi-Story Structures: Extension of Winkler’s Model for Strip Footings..... <i>Morvarid Hajian, Reza Attarnejad</i>	67
Investigation of the Effect of Replacing Silica Sand with Sahand Pumice in Reactive Powder Concrete Containing 100% Diatomite Powder instead of Silica Fume <i>Bahman Shervani Tabar, Reza Ziaei Khosroshahi</i>	83
Treating pharmaceutical wastewater containing tetracycline using an enhanced electro-Fenton system <i>Soran Ezati Ezati, Hossein Ganjidoust, Bitia Ayati</i>	97

Guide for authors

Authors are requested to follow the instructions below in the submitted manuscripts.

- 1- It must be noticed that Modares civil journal is officially a Persian journal and manuscripts must be provided in Farsi.
- 2- Manuscripts to be submitted in Modares civil journal include the research papers expressing the authors investigations in civil engineering branches (Structural Engineering, Earthquake Engineering, Hydraulic Structures, Water resource and coastal engineering, Geotechnical Engineering Road construction Transportation Management, water and environmental engineering). The journal is indexed in scientific database of ISC and SID.
- 3- Submission of an article implies that the work described has not been published previously (except in the form of an abstract or as part of a published lecture or academic thesis or as an electronic preprint) or is not under review by another journal. Authors are responsible for the points which are mentioned through the text and the journal has the official right for accepting or rejecting the manuscripts.
- 4- Manuscripts to be published in this journal are of two types:
 - a. Original research papers: preferably no more than 12 pages of journal format including tables and illustrations with minimum and maximum of 2500 and 3500 words, respectively.
 - b. Short communications: no more than 10 pages of journal format including tables and illustrations with maximum of 2500 words.

Note 1: Review papers are accepted if written by experienced authors having special publications on the reviewed topics.

Note 2: Translated papers are not considered in review process.

- 5- Ensure that the following items are provided in your manuscript:
 - a. Title, Abstract, Keywords (4 words), all in Farsi Authors Names. They must be introduced by their full name and their affiliation. One author has been designated as the corresponding author with contact details: E mail address, Full postal address, Telephone and Fax number.
 - b. Body of the manuscript including introduction, description of the applied or proposed research approach, analysis and discussion, conclusion, acknowledgment and references.
 - c. Title, Keywords (4 words), Author names and addresses all in English. English Extended Abstract (maximum of one page and 500 words).
- 6- Please check the following notes in the body of your manuscript:
 - a. Fundamental expressions and terms must be represented by best phrases in Farsi. Abbreviations are to be referenced in footnotes.
 - b. Figures, graphs and tables must be represented by their referred order. Figures are to be sent individually with the resolution of 300 dpi in black and white format. Title of the figures and tables must be presented in both Farsi and English, at the lines up and bottom of the objects, respectively.
 - c. Using grid and border lines are not accepted for tables and graphs.
- 7- Under the "Reference" section, referred publications must be sorted by their appearance through the text. The way in which the references are introduced is as below:
 - a. Books: Last name, First name of the author(s), Title, Translator's name, Publication country (city), Publication company, Year of publication, Number of pages.
 - b. Papers: Last name, First name of the author(s), Title, Journal Name, Series (Volume), Year of publication, page numbers.

- 8- Journal format contains single line, double column (with 1 cm space between) manuscripts written by Narrow B Lotus font (12pt) for Persian contents and Times New Roman (10pt) for English contents in Microsoft Word 2010 and A4 Paper with 1.5cm margins from left and right.
- 9- Papers extracted from the PhD or MSc dissertations, are published with the names of student, supervisor and advisors. In this case, the supervisor is introduced as corresponding author.
- 10- To submit the paper, an author have to:
 - a. Register in journal's web page.
 - b. Follow the step by step procedure of uploading the required information.
 - c. Upload the manuscript and related files.
 - d. Obtain the submission code and save it for further use.

Editorial office of Journal:

Faculty of civil and environmental engineering, Tarbiat Modares University, Jalal e al e Ahmad highway,
Tehran.

Post box: 14115-143

Phone and Fax: +98 21 82884950

Website: <http://civil.journals.modares.ac.ir>

Email: civiljournal@modares.ac.ir

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

Scientific Research Quarterly

Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)

Founder and Publisher: Tarbiat Modares University
Executive Manager: Farhad Daneshjoo (Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)
Editor-in-Chief: Masoud Ghodsian (Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)
Assistant Director: Zahra khoiniha

Editorial Board:

Dr. Abas	Afshar	Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology
Dr. Ali Akbar	Aghakochak	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Mohammad Taghi	Ahmadi	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Hamid	Behbahani	Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology
Dr. Farhad	Daneshjoo	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Hossein	Ganjidoust	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. GholamReza	Ghodrati Amiri	Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology
Dr. Masoud	Ghodsian	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Aboalfazl	Hassani	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Shahrokh	Malek	Assist.Prof. of Civil Eng. University of Tehran
Dr. Shervin	Maleki	Prof. of Civil Eng. Sharif University of technology
Dr. Seyed Ahmad	MirBagheri	Assoc.Prof. of Civil Eng. K.N.Toousi University of Science and Tech.
Dr. MajdAldin	Hosseini	Assoc.Prof. of Civil Eng. Amirkabir University of Technology
Dr. Mahmood	Safarzadeh	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Ali Akbar	Salehi	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Masoud	Tajrishi	Assoc.Prof. of Civil Eng. Sharif University of technology
Dr. Shahaboddin	Yasrobi	Assoc.Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University

Editorial Arbitrators Board:

A.A.	Aghakoucheh , Tarbiat Modares University	A.	Fakhimi , Tarbiat Modares University
M.	Ahmadi , Tarbiat Modares University	A.R.	Ghari , Quran University of Isfahan
A.	Pak , Sharif University	Gh.R.	Ghodrati Amiri , Elm O San'at University
N.	Khaji , Tarbiat Modares University	A.H.	Ghazviniyan , Tarbiat Modares University
S.	Dordaei , Tarbiat Modares University	A.	Ghanbari , Kharazmi Univesity
S.M.	Zahraei , Tehran University	A.	Kadousi , Tarbiat Modares University
Sh.	Shahbeik , Tarbiat Modares University	Sh.P.	Kahouni , Amir Kabir University
H.	Shakib , Tarbiat Modares University	M.	Kokabi , Tarbiat Modares University
M.R.	Ameri , University of Shiraz	Sh.	Maleki , Sharif University
A.	Arabzadeh , Tarbiat Modares University	J.	Vaseghi Amiri , Babol Noshirvani University
B.	Asgariyan , Khajeh Nasir Toosi University	M.A.	Hadiyanfard , Shiraz University of Technology
M.N.	Ouliyaei , Tarbiat Modares University	Sh.D.	Yasrebi , Tarbiat Modares University

Technical Editor:	Zahra Azizi	Executive Expert:	Zahra khoiniha
English Editor:	Fateme Torabi	Type and Layout:	Masoud Sarvari

Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

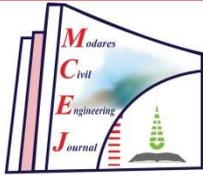
Post Box: 14117-13116.

Tel & Fax: +98 (21) 82884950

Email: civiljournal@modares.ac.ir

This Journal is indexed in the ISC and Scientific Information Database.

www.ISC.ir & www.SID.ir



Modares Civil Engineering Journal



Scientific Journal

Volume 26, Issue 1, 2026 (Serial: 87)

Executive Manager: Farhad Daneshjoo

Owner and Publisher: Tarbiat Modares University

- **Cyclic behavior of reinforced concrete members strengthened by smart plate**
Behrooz Mirzakhani, Hamed Khezzadeh
- **Proposed lateral force distribution for inelastic seismic design of steel moment frames considering soil-structure interaction effects**
Abolfazl Gholamrezatabar, Behnoud Ganjavi
- **The effect of successive near-field earthquakes on concrete special moment frames equipped with viscous dampers**
Amirhossein Barjasteh, Fereshteh Emami, Armin Aziminejad
- **Investigating the effect of buried depth of concrete tanks under explosive load in layered clay soils**
Mohammad Amiri, Mokhtar Dalvand, Hadis Karimi
- **A Comprehensive Formulation for Soil-Foundation Stiffness Considering Multi-Story Structures: Extension of Winkler's Model for Strip Footings**
Morvarid Hajian, Reza Attarnejad
- **Investigation of the Effect of Replacing Silica Sand with Sahand Pumice in Reactive Powder Concrete Containing 100% Diatomite Powder instead of Silica Fume**
Bahman Shervani Tabar, Reza Ziaei Khosroshahi
- **Treating pharmaceutical wastewater containing tetracycline using an enhanced electro-Fenton system**
Soran Ezati Ezati, Hossein Ganjidoust, Bitia Ayati

Journal Address: Tarbiat Modares University, Shahid Chamran and Jalal-e-Alahmad highways intersection, Tehran, Iran. PO Box 14117-13116.