ISSN 2783-2805

ارزیابی آزمایشگاهی و پیش‌بینی مبتنی بر یادگیری ماشینی خواص مکانیکی ملات سیمان حاوی ژل میکروسیلیس و پودر ضایعات سرامیکی ۱

دانیال نصر - رضوان باباگلی - پریا رستمی

بررسی مقایسه‌ای استفاده از میراگر جرمی تنظیم شده و میراگر جرمی اصطکاکی تنظیم شده در سازه‌های برشیبه منظور کاهش دامنه ارتعاشات جانبی ۳۹

مسعود محمودآبادی - حسین حسنی

مطالعه آزمایشگاهی خواص مکانیکی بتن‌های توانمند حاوی الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن به صورت جداگانه و همزمان ۸۳

حمید نارکی- سیدفتح اله ساجدی - مسعود پاک‌نهاد

تحلیل ارتعاش آزاد جانبی و محوری سدهای بتنی وزنی بدون اثر مخزن به روش گالرگین ۱۰۵

بهرام نوائی‌نیا

مطالعه تأثیر ضخامت و دانه‌بندی لایه اساس مسلح شده با ژئوسنتتیک‌ها بر مقادیر CBR سیستم روسازی سه‌لایه ۱۲۷

آرش محمودی - سجاد قلی‌پور - مسعود مکارچیان

مقایسه اثر افزودنی های آهک و GGBS فعال شده با منیزیم اکسید در بهسازی یک نوع خاک رسی آلوده به فنل ۱۴۷

میثم گرشاسبی - علی رئیسی استبرق - جمال عبدالهی علی بیک غلامعلی وکیلی

سال۳۸، شماره۴
زمستان، ۱۴۰۴

دانشگاه فردوسی مشهد

نشریه مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۵۲

نشریه مهندسی عمران فردوسی
سال ۳۸، شماره ۴، ۱۴۰۴
شماره پیاپی ۵۲

نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN: 2008-7454

سردبیر: محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز: دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه:

دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر کاظم بدو	استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر احمد پویا	استاد، Ecole des Ponts Paris tech
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر ناصر حافظی مقدس	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر شهناز دانش	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران
دکتر غلامرضا رخشنده رو	استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان
دکتر محمدحسین سبط	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر امیر کاووسی	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکترحسین گنجی دوست	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون مقدس نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر ابوالفضل محمدزاده مقدم	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

ویراستار ادبی: الهام دهقان

مسئول دفتر نشریه : تکتم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : سیده عاطفه نوعی باغبان- تکتم هوشمند

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز **(ISC)** نمایه می‌شود. http://www.srlst.com

نشانی :مشهد- دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی: ۱۱۱۱-۹۱۷۷۵

وب سایت : : **http://civil-ferdowsi.um.ac.ir** پست الکترونیکی : **civil-ferdowsi@um.ac.ir** شماره تلفن: ۰۵۱۳۸۸۰۶۰۲۴

چاپ : چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

ارزیابی آزمایشگاهی و پیش‌بینی مبتنی بر یادگیری ماشینی خواص مکانیکی ملات سیمان حاوی ژل میکروسیلیس و پودر ضایعات سرامیکی ۱

دانیال نصر - رضوان باباگلی - پریا رستمی

بررسی مقایسه‌ای استفاده از میراگر جرمی تنظیم شده و میراگر جرمی اصطکاکی تنظیم شده در سازه‌های برشیبه منظور کاهش دامنه ارتعاشات جانبی ۳۹

مسعود محمودآبادی - حسین حسنی

مطالعه آزمایشگاهی خواص مکانیکی بتن‌های توانمند حاوی الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن به صورت جداگانه و همزمان ۸۳

حمید نارکی- سیدفتح اله ساجدی - مسعود پاک‌نهاد

تحلیل ارتعاش آزاد جانبی و محوری سدهای بتنی وزنی بدون اثر مخزن به روش گالرگین ۱۰۵

بهرام نوائی‌نیا

مطالعه تأثیر ضخامت و دانه‌بندی لایه اساس مسلح شده با ژئوسنتتیک‌ها بر مقادیر CBR سیستم روسازی سه‌لایه ۱۲۷

آرش محمودی - سجاد قلی‌پور - مسعود مکارچیان

مقایسه اثر افزودنی های آهک و GGBS فعال شده با منیزیم اکسید در بهسازی یک نوع خاک رسی آلوده به فنل ۱۴۷

میثم گرشاسبی - علی رئیسی استبرق - جمال عبدالهی علی بیک - غلامعلی وکیلی

Ferdowsi Civil Engineering, 38, 3, 2025. (1-38)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Laboratory Evaluation and Machine Learning-Based Prediction of Mechanical Properties in Cement Mortar Incorporating Microsilica Gel and Ceramic Waste Powder

Research Article

Danial Nasr[1], Rezvan Babagoli[2], Pariya Rostami[3]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.92574.1350

1. Introduction

Nowadays, the use of recycled materials and waste in mortar production is of great importance due to the reduction of environmental risks and the prevention of waste of primary resources. Mortar, which is one of the most widely used materials in the construction industry, plays a fundamental role in construction. Estimates show that the annual consumption of mortar in the world is on average more than one ton per person (Etxeberria et al, 2007).

On the other hand, one of the main challenges in the world is the management and reuse of waste. In many countries, a large volume of waste is produced annually, a significant part of which is either not recyclable or the recycling process requires high energy consumption and environmental pollution. This exacerbates the risks of waste to the environment. The use of waste materials in mortar production is an effective solution to reduce waste and at the same time improve the properties of mortar (Wilburn et al, 1997).

The use of waste materials such as mortar, glass, brick, tile, ceramic, mosaic, and blast furnace slag is a common method of using recycled materials in mortar production. These materials can replace cement or aggregates. Some of them have pozzolanic properties and play a role in improving mortar performance, while others are used solely as fillers or aggregates. In the following, we will have an overview of ceramic powder and blast furnace slag as a substitute for cement.

Building tiles and ceramics are considered the most widely used materials in construction. The global production of tiles reaches 8,500 million square meters, which makes it one of the most widely used materials in the world. In Iran, about 400 million square meters of tiles are produced annually, which places the country in fifth place in tile production in the world. Also, the production of sanitary ware in Iran is estimated at about 90,000 tons. Ceramic waste is generated in several stages. Some of this waste is generated in factories, during or after the production process, due to manufacturing errors, human errors or the use of unsuitable raw materials. Some is damaged during transportation and distribution, but most of the waste is caused by the demolition of buildings and their remains. Estimates show that about 3 to 7 percent of the daily ceramic production in the world is waste, which, together with the waste from the demolition of structures, reaches millions of tons annually. Since these materials cannot be returned to the production cycle, they usually remain unused and, as construction waste, lead to environmental pollution and environmental damage.

2. Research method

Nowadays, the use of recycled materials and waste in mortar production is of great importance due to the reduction of environmental risks and the prevention of waste of primary resources. Mortar, which is one of the most widely used materials in the construction industry, plays a fundamental role in construction. Estimates show that the annual consumption of mortar in the world is on average more than one ton per person (Etxeberria et al, 2007).

On the other hand, one of the main challenges in the world is the management and reuse of waste. In many countries, a large volume of waste is produced annually, a significant part of which is either not recyclable or the recycling process requires high energy consumption and environmental pollution. This exacerbates the risks of waste to the environment. The use of waste materials in mortar production is an effective solution to reduce waste and at the same time improve the properties of mortar (Wilburn et al, 1997).

The use of waste materials such as mortar, glass, brick, tile, ceramic, mosaic, and blast furnace slag is a common method of using recycled materials in mortar production.

* Manuscript received March 10, 2025, Revised April 06, 2025, Accepted May 17, 2025.

[1] Corresponding author: Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Isf.C., Islamic Azad University, Isfahan, Iran.
Email: danialnasr@iau.ac.ir

[2] Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Science and Technology of Mazandaran, Behshahr, Iran.

[3] MSc. Student, Department of Civil Engineering, Isf.C., Islamic Azad University, Isfahan, Iran.

These materials can replace cement or aggregates. Some of them have pozzolanic properties and play a role in improving mortar performance, while others are used solely as fillers or aggregates. In the following, we will have an overview of ceramic powder and blast furnace slag as a substitute for cement.

Building tiles and ceramics are considered the most widely used materials in construction. The global production of tiles reaches 8,500 million square meters, which makes it one of the most widely used materials in the world. In Iran, about 400 million square meters of tiles are produced annually, which places the country in fifth place in tile production in the world. Also, the production of sanitary ware in Iran is estimated at about 90,000 tons. Ceramic waste is generated in several stages. Some of this waste is generated in factories, during or after the production process, due to manufacturing errors, human errors or the use of unsuitable raw materials. Some is damaged during transportation and distribution, but most of the waste is caused by the demolition of buildings and their remains. Estimates show that about 3 to 7 percent of the daily ceramic production in the world is waste, which, together with the waste from the demolition of structures, reaches millions of tons annually. Since these materials cannot be returned to the production cycle, they usually remain unused and, as construction waste, lead to environmental pollution and environmental damage.

3. Conclusion

The results show that the design (100C10M), containing 10% silica gel and 100% waste ceramic powder as a substitute for cement, had the highest compressive strength. In contrast, the design (0C30M), which contained 30% silica gel and no waste ceramic powder, showed the lowest compressive strength. Increasing the silica gel to 10% improved the compressive strength, but values greater than 10% led to a decrease in this strength. Also, replacing 100% waste ceramic powder instead of cement resulted in higher compressive strength compared to replacing 50%. Accordingly, the optimal amount of silica gel in the mortar containing 50% waste ceramic powder was determined to be 10% and in the mortar containing 100% waste ceramic powder, it was determined to be 10%.

انجمن مهندسی روسازی ایران
انجمن بتن ایران
مهندسی عمران فردوسی
https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

ارزیابی آزمایشگاهی و پیش‌بینی مبتنی بر یادگیری ماشینی خواص مکانیکی ملات سیمان حاوی ژل میکروسیلیس و پودر ضایعات سرامیکی*

مقاله پژوهشی

دانیال نصر[۱] رضوان باباگلی[۲] پریا رستمی[۳]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.92574.1350

چکیده *در این پژوهش، تأثیر جایگزینی جزئی سیمان با پودر سرامیک ضایعاتی و ژل میکروسیلیس بر خواص مکانیکی و دوام ملات سیمانی بررسی شد. نمونه‌های ملات با درصدهای مختلف جایگزینی (۰، ۵۰ و ۱۰۰ درصد پودر سرامیک ضایعاتی و ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد ژل میکروسیلیس) تهیه و مقاومت فشاری، کششی، خمشی، جذب آب، و نفوذپذیری آن‌ها ارزیابی شد. همچنین، مدل‌های یادگیری ماشین (CatBoost، LightGBM و Ensemble) برای پیش‌بینی خواص مکانیکی ملات به کار گرفته شدند. نتایج نشان داد که جایگزینی ۱۰ درصد ژل میکروسیلیس مقاومت فشاری، کششی، و خمشی را بهبود می‌بخشد، اما افزایش آن به بیش از ۱۰ درصد مقاومت را کاهش می‌دهد. استفاده از ۱۰۰ درصد پودر سرامیک ضایعاتی در مقایسه با ۵۰ درصد، مقاومت مکانیکی را افزایش و جذب آب را کاهش داد. ترکیب بهینه شامل ۲۰ درصد ژل میکروسیلیس در ملات با ۵۰ درصد پودر سرامیک ضایعاتی و ۳۰ درصد ژل میکروسیلیس در ملات با ۱۰۰ درصد پودر سرامیک ضایعاتی بود که بهترین عملکرد را ارائه کرد. مدل Ensemble با ضریب تعیین (R^2) حدود ۹۹/۰ و میانگین مربعات خطای ۰۱۵/۰ مگاپاسکال، دقت بالایی در پیش‌بینی خواص مکانیکی داشت و نقش غالب پودر سرامیک ضایعاتی (۵۰ درصد) و ژل میکروسیلیس (۴۵ درصد) را در بهبود مقاومت و کاهش تخلخل تأیید کرد. این یافته‌ها نشان دهنده پتانسیل استفاده از این مواد برای تولید ملات‌های پایدار و مقاوم در راستای توسعه پایدار صنعت ساختمان است.*

واژه‌های کلیدی ملات، ژل میکروسیلیس، پودر سرامیک ضایعاتی، مقاومت مکانیکی، دوام ملات.

Laboratory Evaluation and Machine Learning-Based Prediction of Mechanical Properties in Cement Mortar Incorporating Microsilica Gel and Ceramic Waste Powder

D. Nasr R. Babagoli P. Rostami

Abstract *This study investigates the effect of partially replacing cement with waste ceramic powder and microsilica gel on the mechanical properties and durability of cementitious mortar. Mortar samples were prepared with varying replacement percentages (0%, 50%, and 100% waste ceramic powder; 0%, 10%, 20%, and 30% microsilica gel) and evaluated for compressive strength, tensile strength, flexural strength, water absorption, and permeability. Machine learning models (CatBoost, LightGBM, and Ensemble) were employed to predict the mechanical properties of the mortar. The results revealed that a 10% replacement with microsilica gel enhanced compressive, tensile, and flexural strengths, whereas exceeding 10% led to a reduction in strength. Using 100% waste ceramic powder, compared to 50%, increased mechanical strength and reduced water absorption. The optimal combinations were 20% microsilica gel in mortar with 50% waste ceramic powder and 30% microsilica gel in mortar with 100% waste ceramic powder, yielding the best performance. The Ensemble model demonstrated high predictive accuracy, with a coefficient of determination (R^2) of approximately 0.99 and a mean squared error of 0.015 MPa, confirming the dominant role of waste ceramic powder (50%) and microsilica gel (45%) in improving strength and reducing porosity. These findings highlight the potential of these materials for producing more sustainable and durable mortars, contributing to the sustainable development of the construction industry.*

Key words: Mortar, Silica gel, Waste ceramic, Compressive strength, Mortar durability.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۱۲/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۲/۲۷ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئول، استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اصفهان (خوراسگان)، دانشگاه آزاد اسلامی، اصفهان، ایران. **Email:** danialnasr@iau.ac.ir
(۲) استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه علم و فناوری مازندران، بهشهر
(۳) دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد اصفهان (خوراسگان)، دانشگاه آزاد اسلامی، اصفهان، ایران.

مقدمه

امروزه بهره‌گیری از مواد بازیافتی و پسماندها در تولید ملات، به دلیل کاهش مخاطرات زیست‌محیطی و جلوگیری از اتلاف منابع اولیه، از اهمیت زیادی برخوردار است. ملات که یکی از مصالح پرکاربرد در صنعت ساختمان محسوب می‌شود، نقش اساسی در ساخت‌وساز دارد. برآوردها نشان می‌دهد که میزان مصرف سالانه ملات در جهان، به طور میانگین بیش از یک تن برای هر فرد است (Etxeberria et al, 2007)[1].

از سوی دیگر، یکی از چالش‌های اساسی در جهان، مدیریت ضایعات و استفاده مجدد از آن‌هاست. در بسیاری از کشورها، سالانه حجم زیادی از پسماندها تولید می‌شود که بخش قابل توجهی از آن‌ها یا قابلیت بازیافت ندارند یا فرایند بازیافت آن‌ها مستلزم مصرف انرژی بالا و ایجاد آلودگی‌های زیست‌محیطی است. این مسئله خطرات ناشی از ضایعات را برای محیط زیست تشدید می‌کند. استفاده از مواد دورریز در تولید ملات، راهکاری مؤثر برای کاهش پسماندها و در عین حال بهبود ویژگی‌های ملات محسوب می‌شود (Wilburn et al, 1997) [2].

استفاده از ضایعاتی مانند ملات، شیشه، آجر، کاشی، سرامیک، موزاییک و سرباره کوره بلند از روش‌های رایج به‌کارگیری مواد بازیافتی در تولید ملات است. این مواد می‌توانند جایگزین سیمان یا سنگدانه‌ها شوند. برخی از آن‌ها دارای خاصیت پوزولانی هستند و در بهبود عملکرد ملات نقش دارند، در حالی که برخی دیگر صرفاً به عنوان پرکننده یا سنگدانه مورد استفاده قرار می‌گیرند. در ادامه مروری بر پودر سرامیکی و سرباره کوره بلند به عنوان جایگزین سیمان خواهیم داشت.

کاشی و سرامیک ساختمانی از پرکاربردترین مصالح در ساخت‌وساز محسوب می‌شوند. میزان تولید جهانی کاشی به ۸۵۰۰ میلیون مترمربع می‌رسد که این حجم، آن را در زمره پرمصرف‌ترین مواد در جهان قرار داده است. در ایران سالانه حدود ۴۰۰ میلیون مترمربع کاشی تولید می‌شود که این کشور را در رتبه پنجم تولید کاشی در جهان قرار می‌دهد. همچنین، تولید چینی بهداشتی در ایران حدود ۹۰ هزار تن برآورد شده است. ضایعات سرامیکی در چندین مرحله ایجاد می‌شوند. بخشی از این ضایعات در کارخانه‌ها، حین یا پس از فرایند تولید، به دلیل خطاهای ساخت، اشتباهات انسانی یا استفاده از مواد اولیه نامناسب شکل می‌گیرد. بخشی دیگر در حین حمل‌ونقل و توزیع آسیب می‌بیند، اما عمده ضایعات ناشی از تخریب ساختمان‌ها و بقایای آن‌هاست. برآوردها نشان می‌دهد که حدود ۳ تا ۷ درصد از تولید روزانه سرامیک در جهان به صورت ضایعات در می‌آید، که در کنار پسماندهای حاصل از تخریب سازه‌ها، سالانه به میلیون‌ها تن می‌رسد. از آنجا که این مواد قابلیت بازگشت به چرخه تولید را ندارند، معمولاً بدون استفاده باقی می‌مانند و به عنوان زباله ساختمانی، منجر به آلودگی محیط زیست و خسارات زیست‌محیطی می‌شوند (Meyer et al, 2009) [3].

از سوی دیگر، میکروسیلیس که به عنوان یک پوزولان مصنوعی شناخته می‌شود، دارای مقدار زیادی سیلیس، در حدود ۸۵ تا ۹۵ درصد است. با توجه به این ویژگی‌ها، میکروسیلیس هم به عنوان یک ماده پرکننده مؤثر که منافذ بین ذرات سیمان را کاهش می‌دهد و هم به عنوان یک پوزولان بسیار فعال مورد استفاده قرار می‌گیرد. خاصیت پوزولانی این ماده در دهه‌های ۱۹۵۰ و ۱۹۶۰ شناسایی شد و از حدود ۳۰ سال پیش، استفاده از آن در ملات در کشورهای اسکاندیناوی، به ویژه نروژ، رواج یافته است. ثابت شده است خاصیت سیمانی یا میزان واکنش‌پذیری میکروسیلیس بین ۴ تا ۵ برابر سیمان پرتلند معمولی است. این بدین معناست که مقدار زیادی از سیمان پرتلند را می‌توان با مقدار کمی از دوده سیلیس جایگزین کرد به طوری که که ملات همچنان مقاومت مورد نظر را داشته باشد (Newman et al, 2003) [4].

استفاده از میکروسیلیس در ملات با هدف بهبود برخی از ویژگی‌های آن صورت می‌گیرد. از جمله این ویژگی‌ها می‌توان به کاهش جداشدگی و آب‌انداختگی، بهبود قابلیت پرداخت، کاهش خزش، کاهش تراوایی و جذب آب، کاهش واکنش قلیایی سنگدانه‌ها و افزایش مقاومت در برابر حملات سولفاتی اشاره کرد (Steven et al, 2005) [5].

ژل میکروسیلیس ماده افزودنی اصلاح شده پیشرفته بر پایه پلی‌کربوکسیلات اتر، متشکل از پودر میکروسیلیس، ابر روان‌کننده و مواد دافع آب و الیاف پلی‌پروپیلن می‌باشد که برای ساخت انواع ملات‌های توانمند، نفوذناپذیر و پردوام مورد استفاده قرار می‌گیرد. ژل میکروسیلیس یک سوپر پوزولان است و تأثیر قابل ملاحظه‌ای در افزایش مقاومت، دوام و دیگر خواص ملات دارد. ژل میکروسیلیس موجب افزایش تراکم ملات و همچنین افزایش

مقاومت‌های فشاری، خمشی و کششی ملات خواهد شد (رفیعی، ۱۳۹۴) [6].

در پژوهشی که جوکار و رحمانی [7] درباره استفاده از میکروسیلیس در ملاتُ انجام دادند، مشخص شد که در نمونه‌های حاوی میکروسیلیس و نانوسیلیس، پس از عمل‌آوری و انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری و درصد جذب آب، ملات‌هایی با مقاومت فشاری بسیار بالا و حداقل میزان مصرف سیمان تولید شده است. بر اساس این تحقیق، در نمونه‌های با ابعاد ۱۵ سانتی‌متر که حاوی ۳۲۵ کیلوگرم مواد سیمانی شامل میکروسیلیس بودند، مقاومت فشاری ۲۷.۵ مگاپاسکال به دست آمد که در مقایسه با ملات‌های معمولی، مقاومت قابل توجهی محسوب می‌شود. همچنین، میزان جذب آب ۲۴ ساعته این نمونه‌ها برابر با ۰.۵۴ درصد ثبت شد که نشان دهنده تخلخل بسیار پایین در مقایسه با ملات‌های معمولی است.

در پژوهشی که توسط ایران‌پور و همکاران [8] انجام شد، تأثیر افزودن میکروسیلیس بر مقاومت فشاری و زمان گیرش اولیه ملات مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که افزایش میکروسیلیس موجب بهبود مقاومت فشاری کوتاه‌مدت (۲۸ روزه) در نمونه‌های عمل‌آوری شده در آب می‌شود، اما تأثیر قابل توجهی بر مقاومت بلندمدت (۴۰۰ روزه) ندارد. همچنین، افزودن میکروسیلیس که موجب افزایش چشمگیر مقاومت مکانیکی می‌شود، باعث افزایش مقاومت کششی و دوام ملات در برابر یخبندان می‌گردد. علاوه بر این، افزودن حدود ۱۰ درصد میکروسیلیس نسبت به وزن سیمان، زمان گیرش اولیه ملات را افزایش می‌دهد.

در پژوهشی که توسط توکلی و همکاران [9] انجام شد، اثر کاشی‌های ضایعاتی آسیاب شده بر ملات مورد ارزیابی قرار گرفت. ابتدا ویژگی‌های فیزیکی و شیمیایی این مواد از طریق آزمایش‌های مختلف ارزیابی شد و خواص پوزولانی آن‌ها با استانداردهای موجود مقایسه گردید. پس از تأیید خواص پوزولانی، پودر کاشی در مقادیر ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و ۴۰ درصد جایگزین سیمان شد و مقاومت فشاری نمونه‌ها در بازه‌های عمل‌آوری ۷ تا ۹۱ روزه اندازه‌گیری شد. نتایج نشان داد که استفاده از کاشی ضایعاتی تا ۲۰ درصد، تأثیر منفی بر مقاومت فشاری ملات ندارد.

در پژوهشی که توسط افضلی و همکاران [10] انجام شد، تأثیر افزودن میکروسیلیس بر مقاومت فشاری و زمان گیرش اولیه ملات مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور، شش نمونه با درصدهای مختلف میکروسیلیس (۰، ۳، ۶، ۱۰، ۱۵ و ۲۰) ساخته شد. نتایج آزمایش‌های مقاومت فشاری نشان داد که با افزایش مقدار میکروسیلیس در ملات، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. همچنین، زمان گیرش اولیه نمونه‌ها با استفاده از روش مقاومت در برابر نفوذ اندازه‌گیری شد و مشخص گردید که با افزایش درصد میکروسیلیس، زمان گیرش اولیه نیز افزایش می‌یابد، به طوری که این زمان از ۳.۳۵ دقیقه در نمونه فاقد میکروسیلیس به ۸ دقیقه در نمونه حاوی ۲۰ درصد میکروسیلیس رسید.

در پژوهشی که توسط بلوچی و همکاران [11] انجام شد، تأثیر پوزولان بر مقاومت فشاری و خمشی ملات‌های با مقاومت بالا با نسبت آب به سیمان ثابت ۲۶ درصد و نسبت میکروسیلیس ثابت بررسی شد. نتایج این تحقیق نشان داد که نمونه‌های حاوی پوزولان نسبت به نمونه‌های شاهد، افزایش قابل توجهی در مقاومت فشاری و خمشی داشتند.

در پژوهشی که توسط آتش‌بند و همکاران [12] انجام شد، تأثیر میکروسیلیس بر سیمان تیپ ۱ بررسی شد. در این مطالعه، نمونه‌هایی با سیمان تیپ ۱ فارس نو به همراه درصدهای مختلف میکروسیلیس و نمونه‌های شاهد تهیه شد و برای تعیین زمان گیرش از روش استاندارد ۸۲ ASTM C191- و برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری از روش استاندارد ۹۰ ASTM C109- با استفاده از نمونه‌های مکعبی ۵×۵ سانتی‌متر استفاده گردید. نتایج نشان داد که افزودن میکروسیلیس می‌تواند زمان گیرش سیمان تیپ ۱ را کاهش دهد. علاوه بر این، درصدهای مختلف میکروسیلیس بر مقاومت این سیمان در دو حالت با و بدون استفاده از فوق‌روان‌کننده تأثیر مثبت داشت و بهبود مقاومت را نشان داد.

در پژوهشی که توسط توکلی و همکاران [13] انجام شد، نشان داده شد که با توجه به کاربرد گسترده ملات و سازه‌های ملاتی و همچنین استفاده روزافزون از افزودنی‌ها در ملات، انجام تحقیقات در این زمینه از اهمیت زیادی برخوردار است. در این تحقیق، با طراحی و ساخت ملات با مقاومت بالا حاوی نانوسیلیس، میکروسیلیس و متاکائولن، اثرات و خواص این مواد در ملات حاوی سیمان تیپ ۲ مورد بررسی قرار گرفت و خواص مکانیکی مانند مقاومت فشاری، خمشی و کششی در سنین مختلف آزمایش شد. نتایج نشان داد که خواص مکانیکی

ملات‌های حاوی این مواد نسبت به نمونه‌های شاهد بهبود یافته است، به طوری که این بهبود در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس به دلیل پر کردن بهتر خلل و فرج ملات در مقیاس نانومتر بیشتر از سایر نمونه‌ها بود.

در پژوهشی که توسط کمرودی و همکاران [14] انجام پذیرفت، به خواص پوزولانی سرامیک و تأثیرات آن بر مقاومت فشاری پرداخته شد. نمونه‌ها در پنج طرح اختلاط مختلف برای سنین ۷، ۲۸، ۴۲ و ۹۰ روزه ساخته شدند، به طوری که برای هر سن سه نمونه و در مجموع ۶۰ نمونه تهیه شد. در تمامی طرح‌های اختلاط، نسبت آب به سیمان برابر با ۰،۵۵ در نظر گرفته شده و نمونه‌ها در مکعب‌های ۱۵۰×۱۵۰×۱۵۰ میلی‌متری ساخته شدند. نتایج نشان داد که استفاده از سرامیک ضایعاتی تا ۲۰ درصد وزن سیمان، قابل قبول است و پس از آن، با کاهش مقاومت مواجه خواهیم شد. بنابراین، محدوده مناسب برای استفاده از این پوزولان تا ۲۰ درصد وزن سیمان مؤثر خواهد بود و این رفتار پوزولانی در سنین بالای ملات خود را نشان می‌دهد.

در پژوهشی که توسط صدرممتازی و مدنی [15] انجام شد، افزایش مقاومت مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی با استفاده از دو عامل میکروسیلیس به عنوان پوزولان و الیاف پلی‌پروپیلن برای مسلح کردن این کامپوزیت‌ها پرداخته شد. در این تحقیق، ۱۶ طرح اختلاط با مقادیر مختلف میکروسیلیس (۰، ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد) و الیاف پلی‌پروپیلن با نسبت‌های حجمی (۰، ۰،۱، ۰،۳ و ۰،۵ درصد) ساخته شد و آزمایش‌های مقاومت فشاری، مقاومت کششی ناشی از خمش، چگالی، جذب آب و درصد تغییرات طولی نمونه‌ها مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که با افزودن میکروسیلیس به مقدار ۱۰ درصد وزنی سیمان و الیاف پلی‌پروپیلن به مقدار ۰،۳ درصد حجمی ملات، بهترین نتایج مقاومت فشاری و خمشی در سنین بالا حاصل می‌شود و اضافه کردن بیش از این مقادیر منجر به افت مقاومت می‌شود.

در پژوهشی که توسط توکلی و حیدری [16] انجام پذیرفت، خواص پوزولانی کاشی‌های ضایعاتی بررسی شد. پس از تأیید خواص پوزولانی، پودر کاشی با مقادیر مختلف در ملات استفاده شد و خواص ملات حاوی این پوزولان اندازه‌گیری گردید. در بخش دیگری از آزمایش، خواص ملات حاوی پوزولان کاشی ضایعاتی به همراه میکروسیلیس بررسی شد و اثر همزمان این دو ماده مورد تحلیل قرار گرفت. نتایج نشان داد که کاشی ضایعاتی دارای خواص پوزولانی مطلوبی است و تا ۲۰ درصد استفاده در ملات، تأثیر منفی قابل توجهی در عملکرد ملات ندارد. همچنین، استفاده همزمان میکروسیلیس به همراه پوزولان کاشی تأثیر دوچندان دارد و میکروسیلیس می‌تواند نقص احتمالی ناشی از مصرف پوزولان کاشی را به خوبی پوشش دهد.

در پژوهشی که توسط فاطمی و همکاران [17] انجام شد، ترکیبی از نانوسیلیس و ژل میکروسیلیس به کار گرفته شده در ملات بررسی شد و تأثیر این دو فرآورده بر خواص مکانیکی سیمان مورد بررسی قرار گرفت. در این مقاله ابتدا درصدهای ۰/۱، ۰/۳، ۰/۵، ۰/۷ و ۱ از نانوسیلیس و ژل میکروسیلیس مورد بررسی قرار گرفت. سپس بهترین ترکیب این دو ماده مورد آزمایش قرار گرفت و تأثیر ترکیب آن بر افزایش مقاومت فشاری و کشتی ملات سیمان مورد بررسی قرار گرفت و مشاهده شد که ترکیب این دو ماده باعث افزایش مقاومت کششی و فشاری ملامت سیمان می‌گردد.

در پژوهشی که توسط پورمند و همکاران [18] انجام شد، اثر ضایعات کاشی و سرامیک در ملات سیمان بررسی شد. برای این منظور، ابتدا ضایعات کاشی و سرامیک با درصدهای مختلف ۵ تا ۵۰ درصد، یک بار به عنوان افزودنی و یک بار به عنوان جایگزین ماده چسباننده به ملات اضافه شدند. سپس با انجام آزمایش بر روی همه ترکیبات، برخی از ویژگی‌های ملات سیمان از جمله تعیین غلظت نرمال و زمان گیرش اولیه و نهایی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که افزودن این مواد زمانی که جایگزین سیمان شوند، تا ترکیب ۳۵ درصد میزان غلظت نرمال را افزایش می‌دهد و بعد از آن تا ترکیب ۵۰ درصد ثابت می‌ماند. اما در حالتی که این مواد به عنوان افزودنی در ملات استفاده شوند، تا ترکیب ۱۵ درصد میزان غلظت نرمال ثابت و برابر نمونه شاهد است و در ترکیبات بعدی به صورت یک در میان افزایش می‌یابد. همچنین نتایج نشان داد که زمان گیرش اولیه و نهایی در تمام ترکیبات، چه در حالت جایگزین و چه در حالت افزودنی، به میزان قابل توجهی افزایش یافته است. بنابراین از این ماده می‌توان به عنوان دیرگیرکننده در ملات استفاده کرد.

در پژوهشی که توسط صدرممتازی و همکاران [19] انجام شد، تأثیر جایگزینی ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ درصد وزن سیمان سرباره آهن‌گدازی و ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد میکروسیلیس به صورت ترکیبی به عنوان پوزولان‌های مصنوعی بر خصوصیات فیزیکی و

مکانیکی ملات‌های سیمانی بررسی و نتایج آن با ملات کنترل مقایسه شد. این مطالعات آزمایشگاهی به دو بخش بررسی خصوصیات فیزیکی و بررسی خصوصیات مکانیکی تقسیم شده است. خصوصیات فیزیکی شامل جذب آب، چگالی حجمی، تخلخل ظاهری و خصوصیات مکانیکی شامل مقاومت فشاری و مقاومت خمشی است. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که استفاده از میکروسیلیس و سرباره آهن‌گدازی به عنوان جایگزین وزنی سیمان موجب بهبود خصوصیات فیزیکی و مکانیکی ملات‌های سیمانی می‌شود.

در پژوهشی که توسط لطفی و همکاران [20] انجام شد، ملات مورد استفاده از ۱ قسمت وزنی سیمان و ۲/۷۵ قسمت وزنی ماسه ساخته شده، تشکیل شد. ژل میکروسیلیس الیاف‌دار نیز به میزان ۰، ۲، ۴ و ۶ درصد وزن سیمان مصرفی به کار برده شد. نمونه‌ها پس از عمل‌آوری به مدت ۷، ۲۸ و ۴۵ روز تحت آزمایش‌های مقاومت فشاری، کششی و خمشی قرار گرفتند. نتایج حاکی از آن است که اضافه کردن ۶ درصد ژل میکروسیلیس الیاف‌دار، سبب افزایش مقاومت کششی ملات خواهد شد و در سایر درصدها باعث کاهش مقاومت بوده است. مقاومت فشاری ۲۸ روزه ملات حاوی ۲ و ۴ درصد ژل میکروسیلیس الیاف‌دار به ترتیب ۲/۱ و ۷ درصد افزایش یافت. همچنین مقاومت ۴۵ روزه همین ملات به ترتیب ۶ و ۲۲ درصد افزایش یافت. مقاومت خمشی ۲۸ روزه ملات حاوی ۲ و ۶ درصد ژل میکروسیلیس الیاف‌دار نیز به ترتیب ۱/۸ و ۵ درصد افزایش یافته است.

در پژوهشی که توسط اسکندری و رضایی [21] انجام شد، ۱۶ طرح اختلاط ملات خودتراکم برای سیمان تیپ یک با مقاومت ۴۲۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بررسی شد. در این راستا با محاسبه مقدار سیمان، نسبت آب به سیمان و درصد بهینه فوق روان‌کننده با میزان مختلف نانوسیلیس و میکروسیلیس انجام شده است. بر اساس آزمایش‌ها و تحلیل آن‌ها میزان بهینه میکروسیلیس و نانوسیلیس توأم و جدا از هم ارائه گردیده است. لازم به ذکر است که روند رو به افزایش مقاومت فشاری برای نمونه‌های ۳، ۷، ۱۴، ۲۱ و ۲۸ در جهت تحلیل تأثیر نانو و میکروسیلیس توأم بر مقاومت فشاری ملات سیمان انجام شده است. در انتها نتایج با روش‌های متفاوت پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات سیمان که دارای ذرات نانو و میکروسیلیس می‌باشند با داده‌های آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفت.

در پژوهشی که توسط حیدری و همکاران [22] انجام شد، اثر ضایعات کاشی و سرامیک در ملات سیمان ارزیابی شد. برای این منظور ابتدا ضایعات کاشی و سرامیک با درصدهای مختلف ۵ تا ۵۵ درصد یک بار به عنوان افزودنی و یکبار با عنوان جایگزین ماده چسباننده به ملات اضافه شده و سپس با انجام آزمایش بر روی همه ترکیبات، مقاومت فشاری نمونه‌ها اندازه‌گیری شده است. نتایج نشان داد تأثیر این مواد زمانی که جایگزین سیمان شوند در ترکیب ۵ درصد باعث افزایش مقاومت و در سایر ترکیبات سبب کاهش مقاومت می‌شود به طوری که این کاهش در ترکیبات ۵ تا ۵۵ درصد، کم‌تر از ۲۵ درصد است و در حالتی که به عنوان افزودنی به ملات سیمان اضافه شوند در همه ترکیبات مقاومت کاهش می‌یابد اما تا ترکیب ۵۵ درصد این کاهش کم‌تر از ۲۵ درصد است.

در پژوهشی که توسط آنی و اونال [23] انجام پذیرفت، نمونه‌هایی از ملات با درصد جایگزینی پودر کاشی به جای سیمان به مقادیر ۲۵، ۳۰، ۳۵ و ۴۰ درصد بررسی شدند و این نمونه‌ها تحت آزمایش مقاومت فشاری و خمشی قرار گرفتند. نتایج نشان داد که با افزایش زمان عمل‌آوری، میزان رشد نمونه‌هایی که دارای مقدار کاشی بیشتر هستند، بیشتر از نمونه‌هایی است که دارای مقدار کمتری از کاشی می‌باشند. بر اساس این نتایج، نتیجه گرفتند که پودر کاشی دارای خواص پوزولانی است و استفاده از این پوزولان به مقدار جایگزینی ۴۰ درصد و یا حتی بیشتر نیز توصیه شده است.

در پژوهشی که توسط تورگال و جلالی [24] انجام شد، استفاده از پودر کاشی به عنوان جایگزینی برای بخشی از سیمان بررسی شد. در این تحقیق، مواد ابتدا به صورت پودر در آمده و به میزان ۲۰ درصد جایگزین سیمان با پودر سرامیکی شدند و نتایج آزمایش‌ها اندازه‌گیری شد. نتایج نشان داد که استفاده از مواد پوزولانی باعث کاهش جزئی در مقاومت می‌شود، که با توجه به کاهش مصرف سیمان در ملات، این کاهش طبیعی به نظر می‌رسد. این تفاوت از ابتدا چشمگیر بود، اما با توجه به خصوصیات پوزولانی مواد سیمانی، به تدریج کاهش یافت و پس از ۹۰ روز عمل‌آوری به مقاومتی در حدود ۸۷ تا ۹۱ درصد از مقاومت نمونه شاهد رسید. این کاهش برای یک ماده پوزولانی قابل قبول به حساب می‌آید. پارامتر دیگر اندازه‌گیری شده در این تحقیق، میزان نفوذپذیری آب بود که نشان داد نفوذپذیری در

بیشتر موارد کاهش یافته و این کاهش تا حدود ۲۱ درصد رسیده است. همچنین ویژگی‌هایی چون نفوذ هوا، کلرها و دیگر عوامل مخرب بررسی شد که نشان داد ماده پوزولانی مورد نظر موجب بهبود این خصوصیات در ملات شده است.

در پژوهشی که توسط حیدری و توکلی [25] انجام شد، استفاده از پودر سرامیک به عنوان جایگزینی درصدی از سیمان بررسی شد. درصدهای بالای جایگزین تأثیرات بسیار بدی بر روی نمونه داشت که با اضافه کردن نانوسیلیس آن را بهبود بخشیدند. در فاز اول تحقیق، استفاده از سرامیک ضایعاتی به عنوان پوزولان در ملات مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌های ملات با جایگزینی ۱۰ تا ۴۰ درصد از سرامیک ساخته شد. در فاز دوم، تأثیر همزمان ۱ تا ۰.۵ درصد نانوسیلیس و ۱۰ تا ۲۵ درصد پودر سرامیک مورد آزمایش قرار گرفت. در تمامی موارد، آزمایش‌های مقاومت فشاری و جذب آب انجام شد. نتایج نشان داد که اضافه کردن سرامیک تا ۲۰ درصد تأثیر منفی قابل توجهی بر مقاومت فشاری ملات ندارد. علاوه بر این، استفاده از هر مقدار پودر سرامیک منجر به کاهش ظرفیت جذب آب ملات می‌شود. همچنین، افزودن همزمان نانوسیلیس و پودر سرامیک باعث بهبود مقاومت فشاری و کاهش ظرفیت جذب آب می‌شود. بنابراین، نانوسیلیس قادر است اثرات منفی پودر سرامیک بر خواص ملات را بهبود بخشد.

در پژوهشی که توسط بالدینو و همکاران [26] انجام شد، خصوصیات رئولوژیکی خمیر سیمان تازه تحت تأثیر زئولیت مصنوعی، سنگ آهک و میکروسیلیس بررسی شد. نتایج این تحقیق نشان داد که ملات‌های نسل جدید اغلب با استفاده از مواد افزودنی خاص خواصی به دست می‌آورند که به شدت ویژگی‌های رئولوژیکی خمیر سیمان تازه را تحت تأثیر قرار می‌دهند. در این مطالعه، نوسانات کم‌دامنه به منظور بررسی اثرات زئولیت مصنوعی، سنگ آهک و میکروسیلیس بر خواص رئولوژیکی خمیر تازه انجام شد. آزمون رفت و برگشت فرکانس نشان داد که زئولیت، به ویژه در غلظت‌های پایین، قادر به بهبود استحکام مکانیکی و افزایش رفتار شبه‌مایع است.

در پژوهشی که توسط چاکی و سوفیانی [27] انجام شد، اثر دوده سیلیس بر خواص فیزیکی و مکانیکی ملات‌های بازیافتی بررسی شد. در این مطالعه، خواص ملات از طریق آزمایش‌های مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب و سرعت پالس فراصوتی ارزیابی شد. نتایج نشان داد که استفاده از ۱۰ درصد دوده سیلیس به عنوان جایگزین سیمان در ملات سنگدانه بازیافتی موجب بهبود خواص مکانیکی و فیزیکی ملات می‌شود.

در پژوهشی که توسط الشا و همکاران [28] انجام شد، اثر جایگزینی ۲۰ درصد سیمان پرتلند با بازالت، به عنوان پوزولان طبیعی، بر خواص فیزیکی و شیمیایی سیمان مخلوط در مقایسه با میکروسیلیس، گرانول سرباره کوره بلند و سنگ آهک بررسی شد. نتایج نشان داد که بازالت نسبت به سایر مواد پوزولانی تأثیر بیشتری بر هیدراتاسیون سیمان دارد.

در پژوهشی که توسط ونگئو و همکاران [29] انجام شد، تأثیر نفوذ خاکستر بادی با کلسیم بالا و میکروسیلیس به عنوان اجزای سیمان مخلوط دوجزئی و سه‌جزئی در مقاومت فشاری و مقاومت در برابر کلرید ملات خود متراکم بررسی شد. خاکستر بادی با کلسیم بالا (۴۰ ـ ۷۰ درصد) و میکروسیلیس (۰ ـ ۱۰ درصد) به عنوان جایگزین بخشی از سیمان در ۵۰، ۶۰ و ۷۰ درصد وزنی استفاده شد. در این تحقیق مقاومت فشاری، چگالی، حجم فضای نفوذ آب و جذب آب ملات مورد بررسی قرار گرفت و همچنین مقاومت کلرید با اندازه‌گیری جریان عبوری تعیین شد. نتایج نشان داد که استفاده از مخلوط سیمان دوجزئی با سطح بالای خاکستر بادی باعث کاهش مقاومت فشاری در تمام سنین آزمایش (۳، ۷، ۲۸ و ۹۰ روز) می‌شود. با این حال، سیمان مخلوط سه‌جزئی با خاکستر بادی و میکروسیلیس پس از ۷ روز مقاومت فشاری بالاتری نشان داد و در مقایسه با سیمان دوجزئی خاکستر بادی با سطح جایگزینی مشابه، مقاومت فشاری بالاتری داشت. با استفاده از این سیمان مخلوط سه‌جزئی، مقاومت فشاری بالای ۶۰ مگاپاسکال (ملات با مقاومت بالا) حاصل می‌شود. همچنین، خاکستر بادی باعث کاهش جریان عبوری از ملات خودمتراکم می‌شود و با افزایش میزان خاکستر بادی، این کاهش بیشتر می‌شود، گرچه که جذب آب ملات افزایش می‌یابد. علاوه بر این، در مقایسه با سیمان مخلوط دوجزئی، سیمان مخلوط سه‌جزئی که حاوی خاکستر بادی بود، جریان عبوری کمتری از ملات خودمتراکم داشت. این نتایج نشان می‌دهند که خاکستر بادی و میکروسیلیس می‌توانند مقاومت ملات را در برابر نفوذ یون کلرید بهبود بخشند.

در پژوهشی که توسط لیم و همکاران [30] انجام شد، اثرات ضایعات پودر سرامیک بر روی خواص مکانیکی و ریزساختاری

ملات مورد ارزیابی قرار گرفت. این مطالعه به بررسی استفاده از نانوذرات در ملات به عنوان جایگزین سیمان پرداخت. چهار مخلوط حاوی نانوذرات سرامیکی (۰، ۲۰، ۴۰ و ۶۰ درصد) تهیه شد. نمونه‌های ملات از نظر مقاومت فشاری مورد آزمایش قرار گرفتند. نقش پودر ضایعات سرامیکی از طریق آنالیز ریزساختار از نظر میکروسکوپ الکترونی روبشی، پراش اشعه ایکس، آنالیز ترموگراویمتری و آنالیز حرارتی تفاضلی بررسی شد. نتایج نشان داد که جایگزینی نانوذرات به ماتریس ملات به طور قابل توجهی مقاومت فشاری را افزایش داده است. در ۹۰ روز، مقاومت فشاری در محدوده ۴۴.۷ ـ ۵۸.۸ مگاپاسکال بود. نتایج از طریق آزمون ریزساختار تأیید شد. ملات با ۴۰ درصد جایگزینی سرامیکی عملکرد بهتری از نظر تولید C-S-H از سیلیس فعال حاوی محتوای بیش از حد هیدروکسید کلسیم نشان داد.

در پژوهشی که توسط منصوری و همکاران انجام شد ، تأثیر پودر ضایعات سرامیکی ((CWP (Ceramic waste powder)، میکروسیلیس ((MS (micro silica) و الیاف فولادی (SF (Steel (fiber) بر ملات خودمتراکم مورد ارزیابی قرار گرفت. CWP در نسبت‌های ۱۰ و ۲۰ درصد و MS در ۱ و ۵ درصد وزنی سیمان جایگزین سیمان شدند. علاوه بر این، SF در نسبت‌های ۰.۵ و ۱ درصد سیمان اضافه شد. برای تعیین کارایی کامپوزیت‌های تازه، قطر جریان اسلامپ کوچک و زمان جریان قیف مینی V انجام شد. آزمون‌های مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، جذب آب، مقاومت الکتریکی و انقباض خشک شدن بر روی ملات‌های سخت شده انجام شد. برای ارزیابی ریزساختار از تکنیک میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM (Scanning Electron Microscopy) استفاده شد. نتایج نشان داد که CWP خواص مکانیکی را حدود ۲۰٪ کاهش و نفوذپذیری را تا حدود ۱۴٪ افزایش داد. با این حال، گنجاندن ذرات میکروسیلیس خواص را به طرز چشمگیری بهبود بخشید. مقاومت فشاری با گنجاندن MS حدود ۳۰ درصد افزایش یافت. همچنین مشاهده شد که افزودن الیاف از ۰.۵٪ به ۱٪ استحکام خمشی را افزایش داد. این بهبود در نمونه‌هایی با محتوای میکروسیلیس مشهودتر بود. می‌توان گزارش داد که با گنجاندن الیاف میکروسیلیس و فولاد، پیوند بین خمیر سیمان و الیاف ایجاد شد. جایگزینی میکروسیلیس منجر به افزایش حدود ۹۹ درصدی مقاومت الکتریکی در نمونه‌های حاوی ۲۰ درصد پودر ضایعات سرامیکی شد. مطالعات ریزساختار افزایش قابل توجه چگالی و یکنواختی محصولات هیدراتاسیون را در حضور ذرات میکروسیلیس تأیید کرد.

در تحقیقی که توسط محیط و همکاران انجام شد [31]، ویژگی‌های مکانیکی، فیزیکی و ریزساختاری ملات‌های غوطه‌ور در محلول اسید هیدروکلریک را در نظر گرفته است. سیمان تا حدی با پودر ضایعات سرامیکی (CWP) در مقادیر ۰، ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ درصد جایگزین شده است. برای شبیه‌سازی رسوبات محلول اسید هیدروکلریک، ملات‌های آماده شده حاوی محتویات مختلف CWP به عنوان جایگزین سیمان در محلول اسید هیدروکلریک (pH = 2) به مدت ۱۴، ۲۸، ۴۲ و ۵۶ روز غوطه‌ور شدند. این مقاله مقاومت فشاری و خمشی، آزمایش تلفات جرمی و بازرسی بصری نمونه‌های ملات را بررسی می‌کند. آزمایش‌های پراش پرتوی ایکس (XRD (X-Ray Diffraction) و میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) نمونه‌ها نیز به منظور بررسی ویژگی‌های ریز ساختار ملات انجام شد. ملات‌هایی که حاوی ۵٪ CWP به عنوان جایگزین سیمان بودند، بالاترین مقاومت مکانیکی را در مقایسه با سایر ملات‌ها در ۱۴، ۲۸، ۴۲، ۵۶ روز عمل‌آوری اسیدی ارائه کردند. الگوهای XRD نشان داد که نمونه شامل ۵٪ CWP به عنوان جایگزینی سیمان دارای شدت کمتری از قله‌های پورتلندیت ($Ca(OH)_2$) نسبت به نمونه شاهد است. تصاویر SEM نشان داد که استفاده از CWP به عنوان جایگزین سیمان باعث کاهش منافذ و حفره‌ها می‌شود. نتایج نشان داد که استفاده از CWP به عنوان جایگزینی سیمان، مقاومت اسیدی نمونه‌ها را افزایش می‌دهد.

پژوهشی که توسط ابراهیمی و همکاران انجام شد [32]، بررسی تجربی را در مورد اثر پودر ضایعات سرامیکی (CWP) به عنوان یک جایگزین چسبنده در ملات‌های بنایی بر پایه سیمان و آهک گزارش می‌کند. به عنوان بخشی از یک بررسی تجربی جامع، نمونه‌های سیمان و آهک استاندارد به ترتیب با نرخ‌های جایگزینی ۰–۶۰٪ و ۰–۸۰٪ ساخته شدند و تا ۹۰ روز در حالت مرطوب قرار گرفتند. خواص مورد بررسی شامل استحکام فشاری، استحکام کششی، چگالی ظاهری خشک و حفره‌های نفوذپذیر، انقباض خشک شدن و pH می‌باشد. بر اساس نتایج به دست آمده، مقاومت فشاری و کششی ملات‌های سیمانی حاوی CWP نه تنها تا ۵۰ درصد جایگزینی اثر نامطلوب قابل توجهی نداشت، بلکه در درصد جایگزینی ۱۰ تا ۲۰ درصد افزایش یافت. برای ملات آهک هیدراته، مقاومت فشاری و کششی به طور مداوم تا ۷۰٪ جایگزینی آهک با CWP افزایش می‌یابد. این نتایج

توسط نتایج حاصل از تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) و تجزیه و تحلیل پراش اشعه ایکس (XRD) پشتیبانی شد. این یافته‌ها می‌توانند کاربرد مفیدی از CWP را به عنوان جایگزینی بایندر پایدار در ساخت‌وساز معرفی کنند که منجر به کاهش ردپای کربن مصالح ساختمانی و اثرات نامطلوب زیست‌محیطی دفع CWP در محل‌های دفن زباله می‌شود.

در پژوهشی که توسط الاتیف و همکاران انجام شد [33]، توسعه بتن ژئوپلیمری با عملکرد فوق‌العاده بالا با استفاده از ضایعات ریز سرامیکی ((FCW (Fine ceramic waste) به عنوان یک سنگدانه ریز جزئی مورد ارزیابی قرار گرفت. در این تحقیق، ۱۲ مخلوط طراحی، تهیه و آزمایش شد تا تأثیر ضایعات سرامیکی را به عنوان جایگزینی جزئی از سنگدانه‌های ریز تا ۲۲.۵ درصد بر عملکرد بتن ژئوپلیمری با عملکرد فوق‌العاده بالا ارزیابی کند. خواص تازه، خواص مکانیکی، دوام و مقاومت در برابر دمای بالا مواد توسعه‌یافته مورد بررسی قرار گرفت. ارزیابی زیست‌محیطی بتن ژئوپلیمری با عملکرد فوق‌العاده بالا حاوی FCW نیز از طریق ارزیابی چرخه حیات آنالیز شده است. نتایج تجربی نشان داد که الحاق FCW زمان گیرش را تسریع می‌کند و اسلامپ بتن تازه را کاهش می‌دهد. برای بتن سخت شده تا حدودی بر خواص مکانیکی اثر منفی دارد. مقاومت فشاری به ۱۲۳ مگاپاسکال با ادغام ۲۲.۵٪ FCW کاهش یافت. با این حال، با درصد جایگزینی کمتر، ۷.۵ و ۱۵٪ بتن مقاومت بهتری نسبت به ۲۲.۵٪ نشان داد. این کاهش ممکن است به پیوند پایین بین ژل ژئوپلیمر و ذرات سرامیکی نسبت داده شود. علاوه بر این مشخص شد که جذب بتن ژئوپلیمری با عملکرد فوق‌العاده بالا همزمان با افزایش محتوای FCW افزایش می‌یابد. برای مقاومت در برابر دمای بالا، گنجاندن ضایعات ریز سرامیکی افزایش استحکام باقی‌مانده را در مقایسه با مخلوط کنترل پس از قرار گرفتن در معرض ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد نشان داد. بررسی میکروسکوپی نشان داد که نمونه‌هایی که از سنگدانه‌های سرامیکی استفاده می‌کنند، پس از قرار گرفتن در دمای بالا، دارای ریزمنافذ و ترک‌های کمتری هستند. در نهایت، استفاده از FCW می‌تواند انتشار کربن و مصرف انرژی را با اهداف اقتصادی پایین به ترتیب تا سطوح قابل قبول کاهش دهد. بر اساس نتایج به دست آمده، ضایعات سرامیکی را می‌توان به عنوان منابع بالقوه برای تولید بتن ژئوپلیمری با عملکرد فوق‌العاده بالا سازگار با محیط‌زیست با بهبود مقاومت در برابر دماهای بالا و حداقل اثرات مضر بر خواص مکانیکی و دوام، بهینه کرد و مورد بهره‌برداری قرار داد.

در پژوهشی که توسط چن و همکاران [34] انجام شد، استفاده از ((CWP (Construction waste powder پودر ضایعات ساخت‌وساز) به عنوان جایگزین جزئی سیمان پرتلند در بتن سنگدانه بازیافتی((RAC(Reclaimed aggregate concrete) مورد ارزیابی قرار گرفت. در این مطالعه، خواص مکانیکی، جذب، نفوذپذیری سریع یون کلرید، ریزساختار و ارزیابی‌های اکولوژیکی RAC حاوی CWP بررسی شدند. نتایج نشان داد که RACحاوی CWP دارای استحکام کافی و مقاومت فشاری ۳۶.۰۱ مگاپاسکال در ۵۶ روز است. در زمینه رفتارهای نفوذپذیری، استفاده از ۶۰٪ (RCA سنگدانه بازیافتی) و ۱۰٪ CWP به طور همزمان موجب کاهش نفوذپذیری سریع کلرید و جذب آب RAC می‌شود. علاوه بر این، ترکیب CWP به طور قابل توجهی هزینه، مصرف انرژی حرارتی و انتشار دی‌اکسید کربن بتن را کاهش می‌دهد. بر اساس این یافته‌ها، کاربرد CWP در تولید محصولات ساختمانی پایدار و سازگار با محیط زیست جذاب است، چرا که نه تنها یک راهکار جایگزین برای استفاده مجدد از ضایعات ارائه می‌دهد، بلکه عملکرد بالاتری نیز دارد.

ضایعات سرامیکی (CW) در مطالعه‌ای که توسط آچاک و همکاران [35] انجام شد، برای جایگزینی جزئی سنگدانه‌های درشت طبیعی در بتن خود تراکم (SCC) استفاده شد. از آنجایی که قرار است SCC قوی و بادوام باشد، تلاش‌هایی برای بررسی ویژگی‌های مکانیکی و رئولوژیکی آن و همچنین اثرات میکروسیلیس (M) و الیاف پلی پروپیلن (الیاف PP) بر ویژگی‌های دوام آن (جذب حجمی و مویرگی آب، مقاومت الکتریکی و سرعت پالس اولتراسونیک) انجام شد. نتایج نشان می‌دهد که افزایش درصد CW راندمان SCC را کاهش می‌دهد، در حالی که افزایش ویسکوزیته الیاف M و PP مقاومت آن‌ها را در برابر تفکیک افزایش می‌دهد اما جریان‌پذیری و عبورپذیری آن‌ها را کاهش می‌دهد. در مقایسه با نمونه شاهد، CW50M10P0.15 بهترین مقاومت فشاری را در این مطالعه نشان داد که تقریباً ۲۱ درصد افزایش یافت. علاوه بر این، CW25M5P0.3 بالاترین مقاومت کششی و خمشی را نشان داد. دوام نمونه‌های SCC با افزودن CW تا حدودی کاهش یافت، در حالی که با افزودن الیاف M و PP افزایش یافت. CW25M10P0.3 حدود ۱۶۸٪ افزایش در مقاومت الکتریکی در

مقایسه با نمونه کنترل نشان داد. تجزیه و تحلیل تصویر میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) نشان داد که طرح‌های مخلوط با ضایعات سرامیکی دارای ITZ بالاتری هستند و زمانی که M به آن اضافه شد، نمونه‌ها متراکم‌تر و منسجم‌تر بودند.

در تحقیقی که توسط پاتانکار و همکاران [36] انجام شد، خواص بتن که از پودر شیشه به جای سنگدانه‌های ریز و دوده سیلیس به عنوان جایگزینی جزئی برای سیمان استفاده گردید، بررسی شد. مقاومت‌های فشاری، خمشی و کششی نمونه‌های بتن پس از جایگزینی مقداری سیمان با این مواد زائد مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که افزودن پودر شیشه و دوده سیلیس خواص مکانیکی بتن را افزایش می‌دهد، در حالی که اضافه کردن ضایعات سرامیکی اثر معکوس دارد. علاوه بر این، دود سیلیس و پودر شیشه بهتر از هر یک از مواد زائد به طور جداگانه کار می‌کنند. مخلوط بتن M40 که با جایگزینی ۱۰٪ سیمان با سیمان دوده سیلیسی، ۲۰٪ سنگدانه ریز با پودر شیشه و ۴۰٪ سنگدانه درشت با سنگدانه ضایعات سرامیکی تغییر یافته بود، برای آزمایش استفاده شد. به منظور تعیین دوز جایگزینی مناسب، آزمایش‌هایی بر روی مقاومت فشاری، شکافی و خمشی بتن در روزهای ۷، ۲۸ و ۲۸ انجام شد. هنگامی که از سطوح جایگزینی ۲۰٪ استفاده می‌شود، ظرفیت باربری کلی تیرها تقریباً برابر با تیرهای معمولی است. این مطالعه نتیجه می‌گیرد که سنگدانه‌های سرامیکی خراشیده شده (SCA) در بتن ممکن است با سنگدانه‌های درشت طبیعی جایگزین شوند.

در این راستا، استفاده از پودر سرامیک ضایعاتی و ژل میکروسیلیس به عنوان جایگزین‌های جزئی یا کامل سیمان در ملات، نه‌تنها به کاهش اثرات زیست‌محیطی ناشی از انباشت ضایعات، بلکه به بهبود خواص مکانیکی و دوام ملات کمک می‌کند. با توجه به پتانسیل پوزولانی بالای این مواد، که از طریق واکنش با هیدروکسید کلسیم آزاد شده در فرایند هیدراتاسیون سیمان منجر به تشکیل محصولات مقاوم‌تر مانند C-S-H می‌شود، امکان دستیابی به ملات‌هایی با مقاومت فشاری، کششی و خمشی بالاتر فراهم شده است. مطالعات پیشین نشان داده‌اند که ترکیب بهینه این مواد می‌تواند مقاومت‌های مکانیکی را تا ۵۱.۴ مگاپاسکال (فشاری)، ۴.۳ مگاپاسکال (کششی) و ۸.۱ مگاپاسکال (خمشی) در شرایط عمل‌آوری استاندارد افزایش دهد، که با کاهش تخلخل و نفوذپذیری همراه است. از سوی دیگر، با توجه به تولید گسترده ضایعات سرامیکی در ایران و جهان، بازیافت این مواد می‌تواند به کاهش رد پای کربن و مصرف انرژی در صنعت ساخت‌وساز منجر شود. با این حال، چالش‌هایی مانند اثرات احتمالی جایگزینی بالای ۲۰ درصد بر کاهش مقاومت یا افزایش زمان گیرش اولیه همچنان نیازمند بررسی دقیق‌تر است. بدین منظور، این مطالعه با بهره‌گیری از مدل‌های یادگیری ماشین پیشرفته (مانند CatBoost، LightGBM و Ensemble) به پیش‌بینی و بهینه‌سازی ترکیبات ملات پرداخته و تلاش دارد تا با تحلیل جامع داده‌های آزمایشگاهی، راهکارهایی عملی و پایداری در طراحی ملات ارائه دهد. هدف اصلی، توسعه ملات‌هایی با کارایی بالا و سازگار با محیط‌زیست است که بتوانند نیازهای صنعت ساخت‌وساز مدرن را برآورده کنند، در حالی که به اصول توسعه پایدار پایبند باشند.

مصالح و روش تحقیق

آب

کیفیت آب در ملات از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است زیرا ناخالصی‌های موجود در آن می‌توانند بر فرایند گیرش سیمان تأثیر بگذارند و مشکلاتی ایجاد کنند. همچنین، آب نامناسب می‌تواند بر مقاومت ملات تأثیر منفی بگذارد و باعث بروز لکه‌هایی در سطح آن یا حتی زنگ زدن آرماتور شود. در بیشتر اختلاط‌ها، آبی که برای ملات استفاده می‌شود باید همانند آب شرب باشد. مواد جامد در چنین آبی به ندرت بیش از ۲۰۰۰ قسمت در میلیون خواهند بود و معمولاً کمتر از ۱۰۰۰ قسمت در میلیون است. این مقدار معادل ۰/۰۵ وزن سیمان برای نسبت آب به سیمان ۰/۵ است. معیار قابل آشامیدن بودن آب برای اختلاط الزامی نیست و ممکن است آبی که به عنوان آب آشامیدنی شناخته می‌شود، به دلیل داشتن درصد بالایی از یون‌های سدیم و پتاسیم که خطر واکنش قلیایی با دانه‌های سنگی را ایجاد می‌کند، برای ملات‌سازی مناسب نباشد. به طور کلی، هر آبی که pH آن بین ۶ تا ۸ باشد و طعم شوری نداشته باشد، می‌تواند برای ملات استفاده شود [37].

سیمان

از سیمان پرتلند (۱ ـ ۳۲۵) کارخانه اصفهان مطابق با استاندارد ایران به شماره ISIRI 389 تهیه شده است. مشخصات فیزیکی و شیمیایی سیمان مصرفی در جدول (۱) و (۲) به ترتیب نشان داده شده است. شکل شماتیک سیمان مورد استفاده در شکل (۱) آورده شده است.

جدول ۱ مشخصات فیزیکی سیمان

پارامتر فیزیکی	بلین (گرم بر سانتی‌مترمربع)	گیرش اولیه (دقیقه)	گیرش نهایی (دقیقه)	مقاومت فشاری (مگاپاسکال)				انبساط اتوکلاو ٪
				۲ روزه	۳ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	
سیمان اصفهان	۳۳۰۰	۱۳۵	۱۹۵	۱۸۰	۲۳۱	۲۳۹	۴۴۷	۰/۱۱

جدول ۲ مشخصات شیمیایی سیمان

پارامتر شیمیایی	SiO_2 ٪	Al_2O_3 ٪	Fe_2O_3 ٪	CaO ٪	MgO ٪	SO_3 ٪	Na_2O ٪	K_2O ٪
سیمان اصفهان	۲۱/۸	۵/۴۷	۳/۴	۶۱/۱	۲/۳	۲/۳	۰/۲۷	۰/۵۸



شکل ۱ سیمان مصرفی

ژل میکروسیلیس

ژل میکروسیلیس ترکیبی از میکروسیلیس خالص پوزولانی، فوق کاهنده پلیمری آب، الیاف پلی‌پروپیلن و سایر افزودنی‌های کمکی و پایدارکننده است که به منظور بهبود خواص رئولوژیکی در حالت خمیری از جمله افزایش مقاومت‌های فشاری، کششی، خمشی و همچنین نفوذناپذیری ملات به آن افزوده می‌گردد.

میزان مصرف استرامین Complex-f بسته به شرایط طرح ملات بین ۴ تا ۱۰ درصد وزن سیمان می‌باشد. بهتر است که افزودنی با بخش ثانویه آب اختلاط در بچینگ به ملات اضافه گردد. همچنین این محصول دارای الیاف پلی‌پروبیلن است. طبق نظر کارخانه سازنده این محصول با استاندارد ASTM C1240 مطابقت کامل دارد.

مشخصات فیزیکی ژل میکروسیلیس الیاف‌دار در جدول (۳) آمده است. شکل (۲) ژل میکروسیلیس مورد استفاده را نشان می‌دهد.

جدول ۳ مشخصات فیزیکی ژل میکروسیلیس الیاف‌دار

رنگ	وزن مخصوص	pH	میزان مصرف (٪)	خمیر فیزیکی
خاکستری	۳۵/۱	۸ الی ۹	۴ تا ۱۰	کشسان



شکل ۲ ژل میکروسیلیس الیاف‌دار مصرفی

پودر سرامیک ضایعاتی

برای انجام آزمایش‌های مورد نیاز، نمونه‌ای از ضایعات کارخانه سرامیک اصفهان تهیه شد. ابتدا این نمونه در آسیاب فکی بزرگ پیش‌آسیاب گردید، سپس دوباره با آسیاب فکی کوچک‌تر آسیاب شد و در نهایت در آسیاب پرقدرت ایر ـ جت ـ میل آسیاب و آماده آزمایش‌ها شد. نتایج حاصل از آزمایش اشعه پراش نشان داد که فاز اصلی تشکیل دهنده ماده مورد نظر آمورف است. برای استفاده از یک ماده به عنوان پوزولان، ضروری است که فاز اصلی آن به صورت آمورف باشد تا بتواند با سیمان واکنش دهد. این تغییر فاز از کریستالی به آمورف به واسطه حرارت در فرایند تولید اتفاق افتاده است. همچنین، نتایج آزمایش نشان داد که عنصر اصلی تشکیل دهنده ماده، اکسید سیلیس است. بر اساس نتایج به دست آمده، این ماده شرایط لازم برای داشتن خواص پوزولانی را داراست [16]. علاوه بر این، ماده مورد نظر تحت آزمایش شیمیایی تر قرار گرفت تا اکسیدهای اصلی موجود در آن به طور دقیق بررسی شوند، که مشخصات فیزیکی و شیمیایی آن در جداول (۴) و (۵) نشان داده شده است.

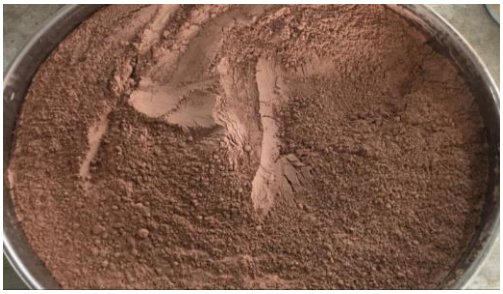
جدول ۴ مشخصات فیزیکی پودر سرامیک ضایعاتی

آزمایش	مقدار
میزان رطوبت	٪۲
انبساط در آزمایش اتوکلاو	٪ ۰/۰۵
سایز دانه‌ها	۴۵> میکرون

جدول ۵ مشخصات شیمیایی پودر سرامیک ضایعاتی

آزمون شیمیایی	نتایج آزمون (٪)
SiO_2	۶۵/۸۵
Al_2O_3	۱۵/۵۳
Fe_2O_3	۴/۸۱
CaO	۱/۵۷
MgO	۰/۷۲
SO_3	۰/۰۶
Na_2O	۲/۰۱
K_2O	۱/۶۳
TiO_2	۰/۷۳۷
MnO	۰/۰۷۸
P_2O_5	۰/۰۳
LOI	۰/۰۵

همان طور که در جدول (۵) مشاهده می‌شود، مجموع درصد سه اکسید SiO2+Al2O3+Fe2O3 در این ماده حدود ۱۹/۹۲ درصد است، در حالی که حداقل این مقدار برای یک ماده پوزولانی طبق استاندارد ASTM C618 برابر با ۷۰ درصد است. همچنین، میزان سولفور SO3 در این ماده ۰/۰۶ درصد است، که حداکثر میزان مجاز آن طبق استاندارد ۳ درصد است. میزان افت در اثر سرخ شدن (LOI) نیز برابر با ۰/۰۵ درصد است، در حالی که حداکثر مقدار مجاز در استاندارد ۱۵ درصد است. با توجه به این اطلاعات، می‌توان نتیجه گرفت که این ماده الزامات شیمیایی استاندارد ASTM C618 را برآورده می‌کند. شکل (۳) پودر سرامیک ضایعاتی را نشان می‌دهد.



شکل ۳ پودر سرامیک ضایعاتی مصرفی

مصالح سنگی

ماسه مورد مصرف در این پژوهش، شکسته کوهی از جنس آهکی است و تهیه شده از معدن شن و ماسه اصفهان می‌باشد. وزن مخصوص انبوهی درون اشباع با سطح خشک ۲۴۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب و درصد جذب آب ۳/۱۲ و مدول نرمی ۲/۶۶ درصد می باشد. مطابق با استاندارد ASTM C125 مدول نرمی از تقسیم حاصل جمع درصدهای وزنی تجمعی مانده روی هر یک از الک‌ها بر عدد ۱۰۰ به دست آمده است. در حقیقت مدول نرمی شاخصی برای ریزی سنگدانه‌های مصرفی در ملات است. البته شایان ذکر است که مدول نرمی هیچ گونه اطلاعاتی در مورد نحوه توزیع دانه‌ها نمی‌دهد. در جدول (۶) دانه‌بندی ماسه مورد استفاده در ساخت نمونه‌های ملاتی، ارائه شده است.

شکل (۴) منحنی دانه‌بندی ماسه مصرفی را بر اساس درصد عبوری از الک با اندازه‌های مختلف به ما نشان می‌دهد. همچنین شکل (۵) ماسه مصرفی را نشان داده است.

جدول ۶ دانه‌بندی ماسه مصرفی

شماره الک	وزن مانده روی هر الک	درصد مانده روی هر الک	درصد تجمعی مانده روی هر الک	درصد تجمعی ردشده از هر الک
۹/۵۰	۰	۰	۰	۱۰۰
۴/۷۵	۲۰۰	۱۲/۱۶	۱۲/۱۶	۸۷/۸۳
۲/۳۶	۴۹۴	۳۰/۰۴	۴۲/۲۱	۵۷/۷۸
۱/۱۸	۳۴۹	۲۱/۲۲	۶۳/۴۴	۳۶/۵۵
۰/۶	۱۲۰	۷/۲۹	۷۰/۷۴	۲۹/۲۵
۰/۳	۱۷۵	۱۰/۴۶	۸۱/۳۶	۱۸/۶۱
۰/۱۵	۲۴۹	۱۵/۱۴	۹۶/۵۳	۳/۴۶
زیر الکی	۵۷	۳/۴۶	۱۰۰	۰



شکل ۴ منحنی دانه‌بندی ماسه مصرفی



شکل ۵ ماسه مصرفی

طرح اختلاط

در این تحقیق به منظور طرح اختلاط ملات از روش آیین‌نامه ACI-211 استفاده شده است. تمام نمونه‌ها با عیار سیمان ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و نسبت آب به سیمان ۰/۴۵ ساخته شده‌اند. همچنین از ژل میکروسیلیس با درصدهای آورده شده در جداول (۷) و (۸) استفاده شده است. در این تحقیق علاوه بر ماده ژل میکروسیلیس از ضایعات سرامیک به ترتیب با درصدهای ۵۰ و ۱۰۰ درصد جایگزین استفاده شده است.

جدول ۷ نام‌گذاری طرح اختلاط

شماره طرح	نام طرح	ژل میکروسیلیس (٪)	پودر سرامیک ضایعاتی (٪)
۱	$M_{\cdot}C_{\cdot}$	۰	۰
۲	$M_{۱۰}C_{\cdot}$	۱۰	۰
۳	$M_{۲۰}C_{\cdot}$	۲۰	۰
۴	$M_{۳۰}C_{\cdot}$	۳۰	۰
۵	$M_{\cdot}C_{۵۰}$	۰	۵۰
۶	$M_{۱۰}C_{۵۰}$	۱۰	۵۰
۷	$M_{۲۰}C_{۵۰}$	۲۰	۵۰
۸	$M_{۳۰}C_{۵۰}$	۳۰	۵۰
۹	$M_{\cdot}C_{۱۰۰}$	۰	۱۰۰
۱۰	$M_{۱۰}C_{۱۰۰}$	۱۰	۱۰۰
۱۱	$M_{۲۰}C_{۱۰۰}$	۲۰	۱۰۰
۱۲	$M_{۳۰}C_{۱۰۰}$	۳۰	۱۰۰

جدول ۸ طرح اختلاط

طرح / الک	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
	وزن مانده (کیلوگرم بر مترمکعب)											
۹/۵	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
۴/۷۵	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰
۲/۳۶	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸	۵۶۸
۱/۱۸	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲	۴۰۲
۰/۶	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸	۱۳۸
۰/۳	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱	۲۰۱
۰/۱۵	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷	۲۸۷
زیر الک طبیعی	۶۶	۶۶	۶۶	۶۶	۳۳	۳۳	۳۳	۳۳	۰	۰	۰	۰
زیر الک سرامیک	۰	۰	۰	۰	۳۳	۳۳	۳۳	۳۳	۶۶	۶۶	۶۶	۶۶
وزن کل	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲	۱۸۹۲
وزن سیمان	۳۵۰	۳۱۵	۲۸۰	۲۴۵	۳۵۰	۳۱۵	۲۸۰	۲۴۵	۳۵۰	۳۱۵	۲۸۰	۲۴۵
وزن آب	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸	۱۵۸

آماده‌سازی نمونه‌ها

توزیع یکنواخت مواد تشکیل دهنده طرح اختلاط ملات یک امر طبیعی است. به ویژه مواد سیمانی (سیمان و میکروسیلیس) که از جمله پارامترهای مهم برای رسیدن به خصوصیات مطلوب مقاومتی می‌باشد. بر آن شدیم که در این پژوهش از روش اختلاط مناسب برای ساخت نمونه‌های ملاتی تا رسیدن به نتایج دقیق‌تر و بهتر استفاده گردد. روشی که برای طرح اختلاط ملات‌ها در نظر گرفته شده است بر اساس استاندارد ASTM C305 می‌باشد، که می‌تواند در توزیع بهتر ذرات و مواد سیمانی در حجم ملات مؤثر باشد و ما را برای رساندن به اهداف مدنظر یاری کند. در شروع ساخت ملات، چند نمونه آزمایشی از ملات‌ها با کنترل روانی توسط میز جریان مطابق با استاندارد ASTM C1437 مورد بررسی قرار گرفتند. حال پس از مشخص شدن استاندارد مبنا برای ساخت نمونه‌ها و به دست آوردن در طرح‌های اختلاط، به توضیح روند ساخت و ترکیب مصالح می‌پردازیم.

۱. یک سوم آب (با محلول ژل میکروسیلیس) لازم را به منظور اختلاط در جام مخلوط‌کن می‌ریزیم و مخلوط‌کن را بر روی سرعت کم (۱۴۰±۵ دور در دقیقه محوری و ۶۲ دور در دقیقه مداری) روشن می‌کنیم.

۲. مواد سیمانی را به مابقی آب اضافه می‌کنیم و عمل اختلاط را با سرعت کم و به مدت یک دقیقه ادامه می‌دهیم.

۳. در حالی که مخلوط‌کن با سرعت کم تنظیم شده کار می‌کند، ظرف چند ثانیه به آرامی تمام ماسه‌های مورد نیاز و ضایعات سرامیک برای طرح اختلاط را به داخل مخلوط‌کن اضافه می‌کنیم.

۴. از زمان ریختن ماسه و سرامیک، سرعت مخلوط‌کن را قدری افزایش (۱۰± ۲۸۵ دور در دقیقه محوری و ۱۲۵ دور در دقیقه مداری) می‌دهیم و به مدت ۳۰ ثانیه دیگر عمل اختلاط را ادامه می‌دهیم.

۵. مخلوط‌کن به مدت ۹۰ ثانیه خاموش گردید و در این حین مصالح چسبیده به کف جام جدا گردیدند (شکل ۶).

۶. پس از انجام این مراحل، عمل اختلاط پس از یک دقیقه کار کردن مجدد مخلوط‌کن با سرعت متوسط پایان یافت.



شکل ۶ مخلوط‌کن

عمل‌آوری نمونه‌ها

عمل‌آوری یکی از عوامل کلیدی در تعیین مقاومت ملات است که به درجه هیدراتاسیون بستگی دارد. عمل‌آوری ملات باید به سه روش حفاظت، مراقبت و پروراندن انجام شود. این سه فرایند در واقع برای عمل‌آوری ملات ریخته شده در قالب ضروری و مهم هستند. مراقبت به معنای عمل‌آوری و پروراندن به معنای عمل‌آوری حرارتی است. زمانی که سیمان و آب با هم ترکیب می‌شوند، هیدراتاسیون آغاز می‌شود. میزان این فرایند تأثیر زیادی بر دوام و مقاومت ملات دارد.

پس از قالب‌گیری، نمونه‌ها ۲۴ ساعت در آزمایشگاه با دمای ۲±۲۳ درجه سانتی‌گراد عمل‌آوری شدند. پس از گذشت ۲۴ ساعت از عمل‌آوری در شرایط مرطوب، نمونه‌ها از قالب فولادی خارج شدند و در آب با دمای ۲±۲۰ درجه سانتی‌گراد نگهداری شدند تا برای انجام آزمایش‌های ملات سخت شده، عمل‌آوری شوند. زمان عمل‌آوری نمونه‌ها برای انجام آزمایش‌ها ۲۸ و ۵۶ روزه مقرر گردید (شکل ۷).



شکل ۷ نحوه عمل‌آوری و نگهداری نمونه‌ها

برنامه آزمایشگاهی

مقاومت فشاری

این آزمایش برای ملات‌ها بر روی نمونه‌های مکعبی به ضلع ۵ سانتی‌متر انجام شد. آزمایش مقاومت فشاری در این پژوهش مطابق با استاندارد ASTM C109 می‌باشد. نحوه ساخت ملات در بخش قبلی به طور کامل توضیح داده شد، اما در بخش ساخت نمونه‌های فشاری مطابق با استاندارد باید توجه کرد که لایه‌ای از ملات در حدود نصف ارتفاع قالب (تقریباً ۲۵ میلی‌متر) ریخته شد. ملات ریخته در هر بخش مکعبی قالب ۳۲ مرتبه، در مدت ۱۰ ثانیه و طی ۴ دور کوبیده شده است که در هر دور کوبیدن از ۸ ضربه منظم تشکیل شده است.

برای انجام آزمایش ابتدا سطح نمونه خشک و تمیز شد و سنگدانه‌های سست سطحی از آن برداشته شد. بارگذاری بر روی وجوه صاف نمونه، قسمتی که در تماس کامل با بدنه قالب بوده‌اند، اعمال شد.

شکل (۸) نمونه فشاری ملات را نشان می‌دهد که برای انجام آزمایش آماده شده است.



شکل ۸ نمونه‌های ساخت شده فشاری ملات

باید این نکته را متذکر شد که هیچ واسطه‌ای نباید بین نمونه و سطح بست دو فک بالا و پایین ماشین آزمایش قرار گیرد و

نمونه به تنهایی با دقت بسیار از نظر موقعیتی قرار داده شد، زیرا اگر نمونه به سمتی از کناره‌های فک تمایل پیدا کند، باعث می‌شود که نتایج درستی از انجام آزمایش استخراج نگردد.

بر اساس استاندارد یاد شده سرعت بارگذاری باید در محدوده ۷۵ تا ۱۵۰ کیلوگرم بر ثانیه باشد که در آزمایش‌های این پژوهش سرعت ۱۱۰ کیلوگرم بر ثانیه در نظر گرفته شد. برای محاسبه تنش همان طور که می‌دانیم از تقسیم نیرو بر سطحی است که نیرو به آن وارد می‌گردد. در این نمونه‌ها اگر اندازه مورد محاسبه مقطع عرضی بیش از ۱/۵ درصد متفاوت بود باید از سطح مقطع واقعی برای تعیین تنش استفاده شود. روند استخراج نتایج به این ترتیب است که در هر طرح ۳ نمونه تحت آزمایش قرار می‌گیرد و میانگین ۳ نتیجه به عنوان نتیجه آن طرح لحاظ می‌شود. بر اساس استاندارد، نمونه‌هایی که مقاومت آن‌ها با مقاومت متوسط نمونه‌های مشابه، که از همان ملات ساخته شده و در یک سن آزمایش شده‌اند، بیش از ۸ درصد اختلاف داشته باشد حذف می‌شوند. به این ترتیب در صورتی که بعد از حذف بعضی از مقادیر نمونه‌های آزمایش شده، کم‌تر از دو مقدار مقاومت برای هر سری باقی‌مانده باشد، آزمایش دوباره باید انجام می‌شود.

مقاومت کششی

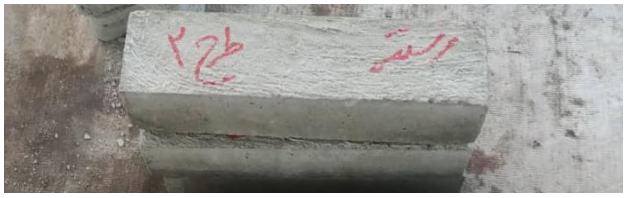
یکی از روش‌های اندازه‌گیری مقاومت کششی ملات، آزمون کشش نمونه‌های هشتی‌شکل است. این روش آزمون در استاندارد AASHTO T132 توضیح داده شده است و معمولاً شامل کشش مستقیم نمونه‌های هشت لاتین از مصالح بدون درشت‌دانه می‌باشد.

نمونه‌ها به شکل هشت لاتین با طول ۷۶۲ میلی‌متر و ضخامت ۲۵۴ میلی‌متر ساخته می‌شوند. در قسمت میانی، سطح مقطع نمونه ۵۰۸ در ۲۵۴ میلی‌متر است و دستگاه آزمون به گونه‌ای طراحی شده که بار به طور یکنواخت در این سطح مقطع توزیع شود. آزمون با استفاده از دستگاهی با ظرفیت کششی ۱۲ کیلو نیوتن انجام می‌گیرد.

مقاومت خمشی

آزمایش مقاومت خمشی در این پژوهش بر روی نمونه‌های ۴×۴×۱۶ سانتی‌متری انجام شد. استانداردی که در این آزمایش لحاظ شد، همان الزامات استاندارد ASTM C348 بود. در این آزمایش نمونه‌های ملات همانند مراحل ساخت نمونه‌ها که در بخش‌های قبلی توضیح داده شد، ساخته شدند. سطوح درون قالب برای جداسازی راحت‌تر نمونه‌ها پس از گیرش نهایی با روغن پوشش داده شد.

همانند ساخت نمونه‌های فشاری، در ساخت نمونه‌های خمشی این گونه عمل شد که در حدود ۲۵ میلی‌متر (تقریباً نصف ارتفاع قالب) ملات ریخته شد، سپس قالب به صورت فرضی به ۴ بخش تقسیم شد که به کمک تخماق ۱۲ مرتبه و طی ۳ مرحله کوبیده شدند. این عمل حدوداً ۱۵ ثانیه به طول انجامید. لایه‌های بعدی نیز به همین ترتیب اضافه شدند. نیروی اعمال شده برای تراکم دستی به گونه‌ای بود که ملات به صورت کامل قالب را پر کند. در انتها هم سطح نمونه‌ها توسط ماله، صاف و پرداخت شد. نمونه پس از ساخت شبیه نمونه‌های آزمایش مقاومت فشاری پس از ۲۴ ساعت که با لایه‌ای پلاستیکی پوشیده شد (جهت جلوگیری از هدر رفتن رطوبت نمونه) از قالب خارج و تا مدت مد نظر برای انجام آزمایش در حوضچه آب نگهداری شد. شکل (۹) نمونه‌های خمشی ملات ساخته شده را نمایش می‌دهد.



شکل ۹ نمونه‌های ساخت شده خمشی ملات

در انجام این آزمایش ابتدا نمونه‌ها خشک شد و سطوحی از نمونه منشوری که در تماس با تکیه‌گاه است از ذرات سست و چسبنده زدوده شد. همانند نمونه‌های فشاری در انجام این آزمایش مقاومت خمشی از وجوهی برای بارگذاری استفاده شد که در تماس کامل با بدنه قالب قرار داشتند. نمونه‌های منشوری بر روی تکیه‌گاه‌هایی قرار گرفتند که با فاصله ۱۲ سانتی‌متری از یکدیگر تنظیم شده بودند و دقیقاً بین فک‌های بارگذاری قرار داده شدند. در این پژوهش همان گونه که در بخش مقدمه ذکر شد، علاوه بر آزمایش مقاومت خمشی در سنین ۲۸ و ۵۶ روزه، آزمایش مقاومت خمشی دونقطه‌ای نیز انجام شد. آزمایش یک نقطه‌ای بدین صورت است که نمونه وقتی بر روی تکیه‌گاه‌ها تنظیم می‌شود، توسط تیره بارگذاری که عمود بر طول منشور

است، دقیقاً وسط نمونه منشوری قرار می‌گیرد و عملیات بارگذاری انجام می‌گردد. برای آزمایش مقاومت خمشی دونقطه‌ای روند انجام آزمایش کاملاً به همین روال است با این تفاوت که تنها ۱/۳ طول نمونه استفاده و بارگذاری انجام می‌شود. سرعت بارگذاری برای انجام این آزمایش ۴۵ نیوتن بر ثانیه در نظر گرفته شد. برای محاسبه مقاومت خمشی یک نقطه‌ای از رابطه (۱) و مقاومت خمشی دونقطه‌ای از رابطه (۲) استفاده می‌شود.

$$S_F = \frac{3PL}{2BH^2} \quad (۱)$$

$$S_F = \frac{2PL}{BH^2} \quad (۲)$$

که در روابط محاسبه مقاومت خمشی یک نقطه و دونقطه‌ای: S_f مقاومت خمشی بر حسب نیوتن بر میلی‌مترمربع یا مگاپاسکال،P نیروی اعمالی در مقاومت یک نقطه در وسط دهانه و در مقاومت دونقطه‌ای در کناره، B عرض مقطع بر حسب میلی‌متر، H ارتفاع مقطع بر حسب میلی‌متر و L فاصله بین دو تکیه‌گاه بر حسب میلی‌متر است.

درصد جذب آب

جذب آب یکی از ویژگی‌های ملات است که نشان دهنده خصوصیات ریزساختار آن از نظر خلل و فرج و پیوستگی آن‌ها است. آزمایش جذب آب بلندمدت طبق استاندارد ASTM C642 انجام شده است. نتایج این آزمایش ارتباط مستقیم با منافذ موجود در ملات دارد به طوری که هر چه تعداد منافذ بیشتر باشد، جذب آب نیز افزایش می‌یابد. برای انجام این آزمایش، نمونه‌های منشوری پس از عمل‌آوری ۲۸ و ۵۶ روزه از حوضچه خارج و آماده آزمایش شدند. ابتدا نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت در دمای ۱۰۵ درجه سانتی‌گراد ±۵ قرار گرفتند. پس از خارج کردن نمونه‌ها از آون و خنک شدن، وزن آن‌ها اندازه‌گیری شد و در آب تمیز قرار گرفتند. بعد از گذشت ۲۴ ساعت، نمونه‌ها از آب خارج و در حالت اشباع با سطح خشک وزن شدند. درصد جذب آب و رطوبت نسبی نمونه‌ها با استفاده از تفاوت وزن خشک و مرطوب و رابطه (۳) محاسبه گردید:

$$\text{درصد جذب آب} = \frac{m-m_0}{m_0} \times 100 \quad (۳)$$

در این رابطه m وزن نمونه مرطوب و m_0 وزن نمونه خشک است.

نفوذپذیری (RCPT)
(Rapid Chloride Permeability Test)

آزمایش RCPT بر اساس استاندارد ASTM C1202 انجام می‌شود. در این روش، مقدار کل بار الکتریکی عبوری از نمونه‌های ملات اشباع به قطر ۱۰ و ضخامت ۵ سانتی‌متر، در مدت ۶ ساعت تحت اختلاف پتانسیل ۶۰ ولت اندازه‌گیری می‌شود. نمونه‌های ملات از یک طرف با محلول NaCl و از طرف دیگر با محلول NaOH در تماس قرار می‌گیرند و با ایجاد اختلاف پتانسیل، جریان الکتریکی از نمونه‌ها عبور می‌کند و یون‌های کلرید به داخل ملات منتقل می‌شوند. این روش بر این فرض استوار است که میزان جریان عبوری با توانایی انتشار یون‌های کلرید از میان منافذ مویی ملات ارتباط دارد (شکل ۱۰).



شکل ۱۰ دستگاه نفوذپذیری (RCPT)

در این تحقیق، آزمایش در سن ۲۸ روز انجام شد. برای هر طرح اختلاط، دو نمونه استوانه‌ای به ضخامت ۵۰ میلی‌متر از نمونه‌های ملاتی با ابعاد ۱۰۰×۲۰۰ میلی‌متر برش داده شد. پس از آماده‌سازی، نمونه‌ها در سلول‌های آزمایش قرار گرفتند. در نهایت، جریان ثابتی با اعمال اختلاف پتانسیل ۶۰ ولت از نمونه‌ها عبور داده شد و پس از ۶ ساعت، مقدار کل بار الکتریکی عبوری

از نمونه‌ها محاسبه گردید.

بر اساس جدول (۹) می‌توان مقاومت ملات در برابر نفوذ-پذیری کلرید را تعیین کرد.

جدول ۹ نفوذپذیری (RCPT)

بار الکتریکی عبورکرده (کلومب)	نفوذپذیری یون کلرید
۴۰۰۰<	زیاد
۲۰۰۰-۴۰۰۰	متوسط
۱۰۰۰-۲۰۰۰	کم
۱۰۰-۱۰۰۰	خیلی کم
۱۰۰<	قابل اغماض

مدل‌های پیش‌بینی عملکرد

مدل CatBoost

مدل CatBoost به عنوان یک الگوریتم مبتنی بر گرادیان بوستینگ برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات حاوی ژل میکروسیلیس، پودر سرامیک ضایعاتی و زمان عمل‌آوری استفاده شد. این مدل با توانایی مدیریت داده‌های عددی و تعاملات غیرخطی بین متغیرها، به طور خاص برای داده‌های محدود آزمایشگاهی مناسب است. بهینه‌سازی پارامترها شامل تعداد تکرارها (iterations)، نرخ یادگیری (learning_rate) و عمق درخت‌ها (depth) با استفاده از Optuna انجام شد و دقت بالایی ($R^2 \approx 0.98$) به دست آمد. تابع پیش‌بینی به صورت مجموع خروجی درخت‌های تصمیم‌گیری تعریف می‌شود:

که در آن T_k نشان دهنده درخت تصمیم‌گیری k ام، θ_k پارامترهای مربوط و x=[M,C,t] بردار ویژگی‌هاست. این مدل با کاهش بیش‌برازش (overfitting) از طریق تنظیم پارامترهایی مانند L2 regularization توانست اثرات مثبت ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک را به خوبی پیش‌بینی کند.

$$y = \sum_{k=1}^{K} T_k(x; \theta_k)$$

مدل LightGBM

مدل LightGBM، یک الگوریتم بوستینگ مبتنی بر درخت با کارایی بالا، برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات به کار گرفته شد که بر سرعت پردازش و دقت ($R^2 \approx 0.97$) تأکید دارد. این مدل با استفاده از روش رشد برگ‌محور (leaf-wise) و تنظیم پارامترهایی نظیر تعداد برگ‌ها (num_leaves)، عمق بیشینه (max_depth) و حداقل نمونه‌های هر برگ (min_child_samples)، به تحلیل داده‌ها پرداخت. بهینه‌سازی با Optuna و اعتبارسنجی متقاطع انجام شد تا از تعمیم‌پذیری مدل اطمینان حاصل شود. رابطه پیش‌بینی به صورت زیر است:

$$y = \sum_{m=1}^{M} \eta . h_m(x)$$

که $h_m(x)$ خروجی درختm ام، η نرخ یادگیری و x=[M,C,t] بردار ورودی‌هاست. این مدل نشان داد که زمان عمل‌آوری تأثیر غالب‌تری نسبت به درصد مواد دارد و برای کاربردهای عملی در بهینه‌سازی ملات بسیار مناسب است.

مدل ترکیبی (VotingRegressor)

مدل ترکیبی VotingRegressor با هدف بهبود دقت پیش‌بینی مقاومت فشاری از طریق ترکیب وزن‌دار مدل‌های (CatBoost وزن ۰.۶) و(LightGBM وزن ۰.۴) طراحی شد و بهترین عملکرد را با $R^2 \approx 0.99$ $R2 \approx 0.99$ ارائه داد. این رویکرد با بهره‌گیری از نقاط قوت هر دو مدل، خطاها را کاهش داد و پایداری پیش‌بینی‌ها را افزایش داد. داده‌های آموزشی شامل درصد ژل میکروسیلیس، پودر سرامیک و زمان عمل‌آوری بودند که پس از استانداردسازی وارد مدل شدند. تابع پیش‌بینی ترکیبی به صورت میانگین وزن‌دار تعریف می‌شود:

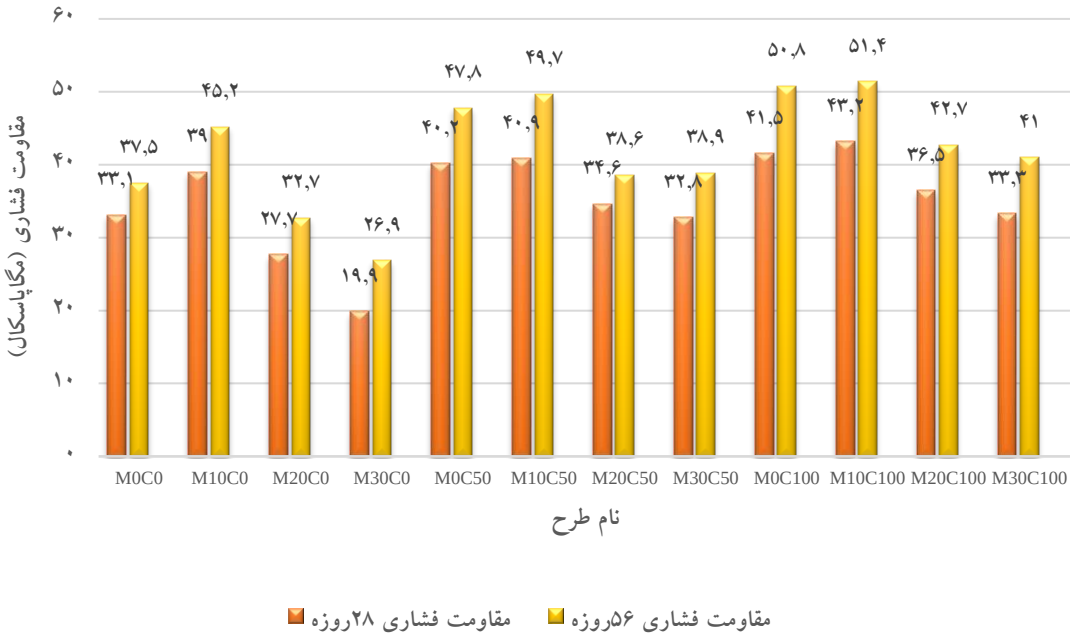
$$y_{ensemble} = \omega_1 \cdot y_{CatBoost} + y_{LightGBM}$$

که $w_1=0.6$ و $w2=0.4$ وزن‌ها و $y_{CatBoost}$، $y_{LightGBM}$ پیش‌بینی‌های مدل‌های پایه هستند. این مدل با تأیید ترکیب بهینه (۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک) ابزاری قدرتمند برای طراحی ملات‌های پایدار فراهم کرد.

نتایج و تحلیل آزمایش‌ها

مقاومت فشاری

آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌ها پس از عمل‌آوری در شرایط استاندارد، با استفاده از جک هیدرولیکی و با سرعت ثابت ۰/۳ مگاپاسکال بر ثانیه انجام شد. نتایج حاصل از آزمایش مقاومت فشاری در ۲۸ و ۵۶ روز در آب، در شکل (۱۱) نمایش داده شده است.



شکل ۱۱ تغییرات مقاومت فشاری ۲۸و ۵۶ روزه در آب برحسب مگاپاسکال

بر اساس شکل (۱۱) که تغییرات مقاومت فشاری نمونه‌ها را در سنین ۲۸ و ۵۶ روزه نشان می‌دهد، مشاهده شد که طرح (C10M۱۰۰)، شامل ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی جایگزین سیمان، بالاترین مقاومت فشاری را داراست. در مقابل، طرح (C30M۰) که حاوی ۳۰٪ ژل میکروسیلیس و بدون پودر سرامیک ضایعاتی است، کمترین مقاومت فشاری را نشان داده است.

نتایج حاکی از آن است که افزودن ژل میکروسیلیس تا ۱۰٪ منجر به افزایش مقاومت فشاری ملات می‌شود، اما افزایش بیش از ۱۰٪ باعث کاهش این مقاومت خواهد شد. همچنین، جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی به جای سیمان، نسبت به جایگزینی ۵۰٪، موجب مقاومت فشاری بالاتر شده است. بر این اساس، مقدار بهینه ژل میکروسیلیس در ملات حاوی ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۱۰٪ و در ملات حاوی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی نیز ۱۰٪ تعیین شد.

مقاومت کششی

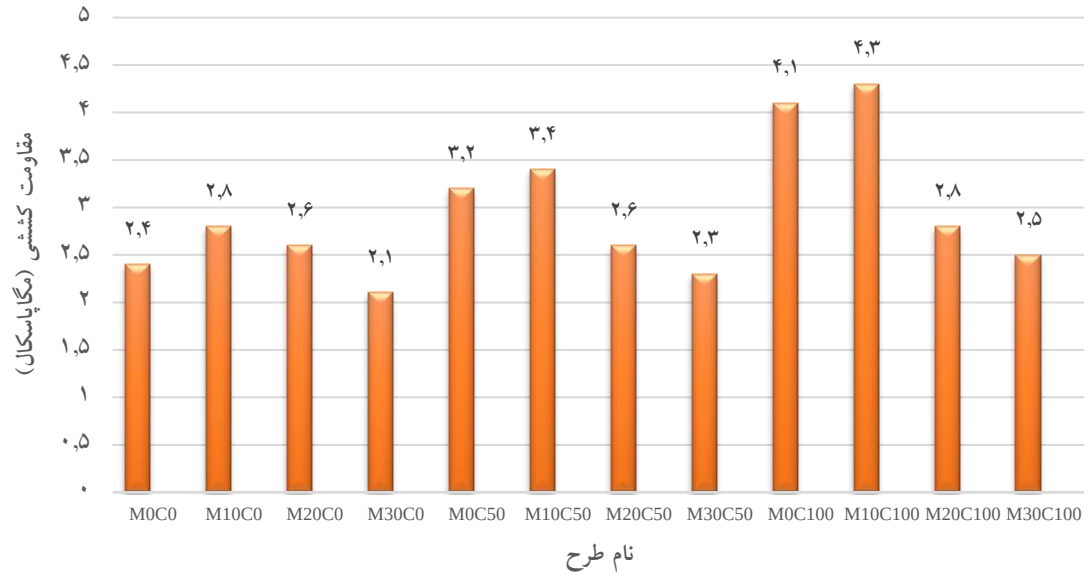
آزمایش مقاومت کششی نمونه‌ها پس از عمل‌آوری در شرایط استاندارد، با استفاده از جک هیدرولیکی و با سرعت ثابت ۰/۹ مگاپاسکال بر ثانیه انجام شد. نتایج این آزمایش برای نمونه‌های ۲۸ روزه در آب، در شکل (۱۲) ارائه شده است.

بر اساس شکل (۱۲) که تغییرات مقاومت کششی ۲۸ روزه نمونه‌ها را نشان می‌دهد، طرح (C10M۱۰۰) شامل ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی جایگزین سیمان، بالاترین مقاومت کششی را داشته است. در مقابل، طرح (C30M۰) که حاوی ۳۰٪ ژل میکروسیلیس و بدون پودر سرامیک ضایعاتی است، کمترین مقاومت کششی را نشان داده است.

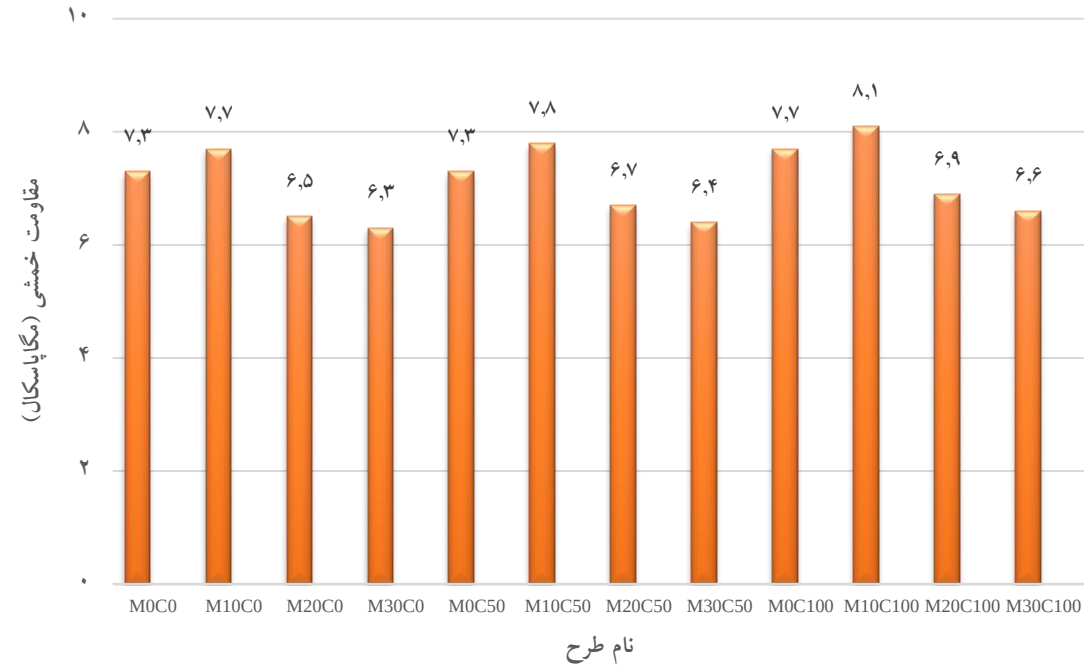
نتایج نشان می‌دهد که افزایش میزان ژل میکروسیلیس تا ۱۰٪ منجر به افزایش مقاومت کششی ملات می‌شود، اما افزایش بیش از ۱۰٪ باعث کاهش این مقاومت خواهد شد. همچنین، جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی به جای سیمان در مقایسه با جایگزینی ۵۰٪، موجب افزایش مقاومت کششی شده است. بر این اساس، مقدار بهینه ژل میکروسیلیس در ملات حاوی ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۱۰٪ و در ملات حاوی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی نیز ۱۰٪ تعیین شد.

مقاومت خمشی

آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌ها پس از عمل‌آوری در شرایط استاندارد با استفاده از جک هیدرولیکی و سرعت ثابت ۰/۹ مگاپاسکال بر ثانیه انجام شد. نتایج این آزمایش برای نمونه‌های ۲۸ روزه در آب در شکل (۱۳) ارائه شده است.



شکل ۱۲ تغییرات مقاومت کششی ۲۸روزه در آب بر حسب مگاپاسکال



شکل ۱۳ تغییرات مقاومت خمشی ۲۸روزه در آب برحسب مگاپاسکال

بر اساس شکل (۱۳) که تغییرات مقاومت خمشی ۲۸ روزه نمونه‌ها را نشان می‌دهد، طرح (C10M۱۰۰) شامل ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی جایگزین سیمان، بالاترین مقاومت خمشی را داشته است. در مقابل، طرح (C30M۰) که حاوی ۳۰٪ ژل میکروسیلیس و بدون پودر سرامیک ضایعاتی است، کمترین مقاومت خمشی را نشان داده است.

نتایج حاکی از آن است که افزایش ژل میکروسیلیس تا ۱۰٪ باعث افزایش مقاومت خمشی می‌شود، اما مقادیر بیش از ۱۰٪ منجر به کاهش این مقاومت خواهد شد. همچنین، جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی به جای سیمان، در مقایسه با جایگزینی ۵۰٪، موجب مقاومت خمشی بالاتر شده است. بر این اساس، مقدار بهینه ژل میکروسیلیس در ملات حاوی ۵۰٪ پودر

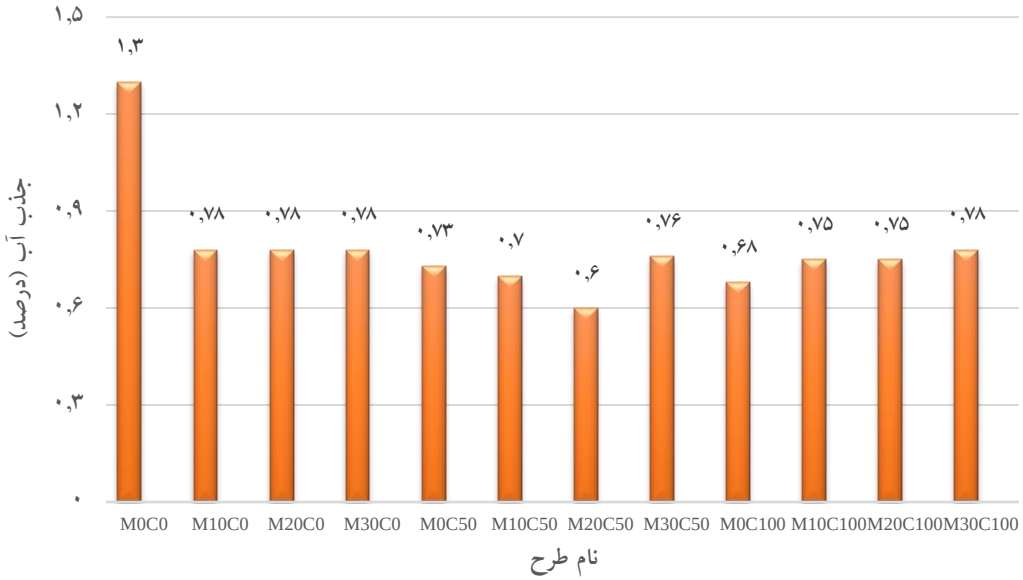
سرامیک ضایعاتی، ۱۰٪ و در ملات حاوی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی نیز ۱۰٪ تعیین شد.

جذب آب

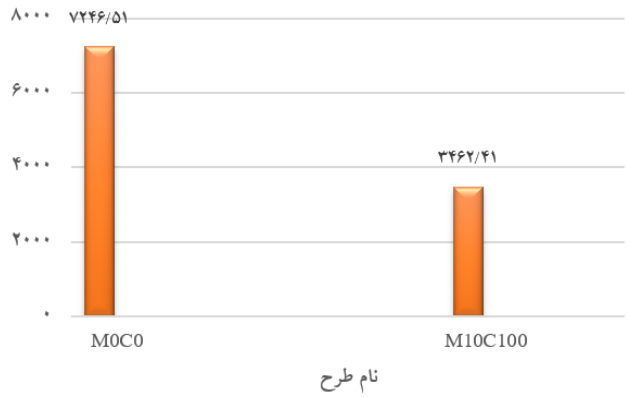
در این پژوهش برای ارزیابی جذب آب، ابتدا نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت در آون با دمای ۱۰۵ درجه سانتی‌گراد قرار گرفتند و سپس به مدت ۲۴ ساعت در حوضچه آب با دمای ۲۰ درجه سانتی‌گراد قرار داده شدند. در طول این مراحل، وزن خشک و وزن مرطوب با سطح خشک (SSD) نمونه‌ها اندازه‌گیری شد. نتایج حاصل از آزمایش جذب آب ۵۶ روزه در آب در شکل (۱۴) نمایش داده شده است.

بر اساس شکل (۱۴) که تغییرات جذب آب ۲۸ روزه نمونه‌ها را نشان می‌دهد، طرح (C20M50) شامل ۲۰٪ ژل میکروسیلیس و ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی جایگزین سیمان، کمترین درصد جذب آب را داشته است. در مقابل، طرح (C0M0) که فاقد ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی (طرح شاهد) بوده است، بیشترین میزان جذب آب را نشان داده است.

نتایج نشان می‌دهد که افزودن ژل میکروسیلیس در درصدهای ۱۰، ۲۰ و ۳۰٪ به تنهایی تأثیر محسوسی بر کاهش جذب آب نداشته و مقدار آن را تقریباً ثابت نگه داشته است. همچنین، جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی به جای سیمان، نسبت به جایگزینی ۵۰٪، موجب کاهش بیشتر جذب آب شده است. بر این اساس، مقدار بهینه ژل میکروسیلیس برای ملات حاوی ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۲۰٪ و برای ملات حاوی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۳۰٪ تعیین شد.



شکل ۱۴ تغییرات جذب آب ۵۶ روزه در آب بر حسب درصد



شکل ۱۵ تغییرات نفوذپذیری ۲۸ روزه در آب بر حسب کلومب

نفوذپذیری (RCPT)

با توجه به اینکه نوع ملات و روش عمل‌آوری آن می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر نتایج داشته باشد، آزمایش تعیین نفوذ کلر به روش (RCPT) در سن ۲۸ روزه طبق استاندارد انجام شد و نتایج آن در شکل (۱۵) نمایش داده شده است.

با توجه به شکل (۱۵) که تغییرات نفوذپذیری ۲۸ روزه در آب برحسب کلومب را نشان می‌دهد، به این نتیجه دست یافتیم که طرح (M۰C۰) دارای ۰٪ ژل میکروسیلیس و ۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی (طرح شاهد)، بیشترین نفوذپذیری را نسبت به طرح (M۱۰C۱۰۰) حاوی ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی داراست. پس افزایش مقادیر ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی در ملات با کاهش نفوذپذیری همراه است.

جدول ۱۰ مقایسه نفوذپذیری (RCPT) طرح‌های پژوهش با مقادیر آیین‌نامه‌ای

نام طرح	نفوذپذیری (کلومب) آزمایش	نفوذپذیری (کلومب) آیین‌نامه‌ای	نفوذپذیری یون کلرید
S.C.	۷۲۴۶/۵۱	۴۰۰۰<	زیاد
S۱۰C۱۰۰	۳۴۶۲/۴۱	۲۰۰۰-۴۰۰۰	متوسط

با توجه به جدول (۱۰) که مقایسه نفوذپذیری (RCPT) طرح‌های مختلف پژوهش با مقادیر استاندارد را ارائه می‌دهد، هر چه میزان جریان عبوری بالاتر باشد، نشان دهنده نفوذپذیری بیشتر ملات، به ویژه در برابر یون‌های کلرید است. لذا به این نتیجه دست یافتیم که طرح (M۰C۰) با کلومب بیشتر از ۴۰۰۰، دارای نفوذپذیری یون کلرید زیاد است. همچنین طرح (M۱۰C۱۰۰) با کلومب بین ۲۰۰۰ تا ۴۰۰۰، دارای نفوذپذیری متوسط می‌باشد.

عملکرد مدل‌های پیش بینی

پیش‌بینی مقاومت فشاری

عملکرد پیش‌بینی مدل‌های یادگیری ماشین شامل CatBoost، LightGBM و مدل ترکیبی VotingRegressor برای تخمین مقاومت فشاری ملات سیمانی حاوی ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی با استفاده از معیار خطای میانگین ریشه مربعات (RMSE) (Root mean square error) ارزیابی شد که در شکل (۱۶) نشان داده شده است. این شکل، مقادیر RMSE هر مدل را برای مجموعه داده آزمایشی که شامل ویژگی‌های استاندارد شده مانند درصد ژل میکروسیلیس (M)، درصد پودر سرامیک ضایعاتی و زمان عمل‌آوری (t) در روزهای ۲۸ و ۵۶ بود، نمایش می‌دهد. مدل ترکیبی، که از ترکیب CatBoost (وزن ۰/۶) و LightGBM (وزن ۰/۴) تشکیل شده، کمترین RMSE را با حدود ۰/۷۲ مگاپاسکال نشان داد که نشان دهنده دقت پیش‌بینی برتر نسبت به CatBoost (RMSE ≈ 0/85 مگاپاسکال) و LightGBM (RMSE ≈ 0/92 مگاپاسکال) است. این بهبود نشان دهنده اثربخشی رویکرد میانگین‌گیری وزن‌دار در کاهش سوگیری‌های فردی مدل‌ها و بهره‌برداری از نقاط قوت هر دو چارچوب بوستینگ گرادیان است.

کاهش مشاهده شده در RMSE مدل ترکیبی را می‌توان به توانایی آن در تعادل بخشیدن به گرایش‌های بیش‌برازش CatBoost، که در مدیریت تعاملات غیرخطی و دسته‌ای برجسته است، با کارایی محاسباتی و بهینه‌سازی برگ‌محور LightGBM نسبت داد. مقادیرRMSE ، که در محدوده ۰/۷۲ تا ۰/۹۲ مگاپاسکال قرار دارند، نسبت به محدوده مقاومت فشاری آزمایشی (۱۹.۹ تا ۵۶.۸ مگاپاسکال) بسیار پایین است و نشان دهنده ضریب تعیین بالا ($R^2 > ۰/۹۷$) برای همه مدل‌ها، با رسیدن مدل ترکیبی به ۰/۹۹≈) است، که از طریق اعتبارسنجی متقاطع تأیید شده است. این امر نشان می‌دهد که مدل‌ها به طور مؤثری روابط غیرخطی بین درصد مواد و زمان عمل‌آوری را به دست آورده‌اند، این نتایج با یافته آزمایشی مبنی بر اینکه جایگزینی ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی بالاترین مقاومت فشاری (تا ۵۱/۴ مگاپاسکال در ۵۶ روز) را به همراه دارد، همراستا است. برتری اندک مدل ترکیبی نسبت به اجزای آن، اثر هم‌افزایی ترکیب استحکام پیش‌بینی با کاهش واریانس را برجسته می‌کند، که برای کاربردهای مهندسی که دقت در طراحی مواد حیاتی است، عامل مهمی است.

نتایج دقیق‌تری در مورد عملکرد مدل از تحلیل اهمیت ویژگی‌ها، که در شکل (۱۶) نشان داده نشده اما از روش‌شناسی استنباط می‌شود، به دست آمد، به طوری که زمان عمل‌آوری (t) با حدود ۴۵٪، ژل میکروسیلیس (M) با ۳۰٪ و پودر سرامیک ضایعاتی (C) با ۲۵٪ به ترتیب بیشترین تأثیر را در قدرت پیش‌بینی داشت. این توزیع با مشاهده آزمایشی که مدت زمان عمل‌آوری به ویژه پس از ۲۸ روز مقاومت را به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد، همراستا است و ترکیب بهینه شناسایی شده

(۱۰٪ M و ۱۰۰٪ C) را پشتیبانی می‌کند. مقایسه RMSE نشان می‌دهد که خطای بالاتر LightGBM احتمالاً ناشی از حساسیت آن به توزیع نامتعادل داده‌هاست، در حالی که RMSE متوسط CatBoost بیانگر پایداری آن در برابر مجموعه داده‌های نویزی است؛ چالشی که معمولاً در داده‌های آزمایشی تقویت شده مشاهده می‌شود. موفقیت مدل ترکیبی، پتانسیل کاربرد گسترده‌تر آن را در بهینه‌سازی فرمولاسیون‌های پایدار ملات پیشنهاد می‌دهد و می‌توان دریافت استفاده مجدد از مواد زائد اثرات زیست‌محیطی را کاهش می‌دهد و در عین حال یکپارچگی ساختاری را حفظ می‌کند.

عملکرد مدل LightGBM در پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات سیمانی حاوی ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی در روز ۲۸ با استفاده از نمودار پراکندگی واقعی در مقابل پیش‌بینی شده (شکل ۱۷) ارزیابی شد. این نمودار، مقادیر پیش‌بینی شده توسط مدل را در مقایسه با مقادیر واقعی مقاومت فشاری (محدوده ۲۰ تا ۴۰ مگاپاسکال) نشان می‌دهد، که شامل داده‌های آزمایشی با درصدهای مختلف ژل میکروسیلیس (M) و پودر سرامیک ضایعاتی است. خط ایدئال (Ideal Fit) به عنوان مرجع نمایش داده شده، و پراکندگی نقاط حاکی از انطباق قابل توجه بین پیش‌بینی‌ها و مقادیر واقعی با انحراف کم است. ضریب تعیین (R^2) تقریبی این مدل، بر اساس نزدیکی نقاط به خط ایدئال، حدود ۰/۹۷ برآورد می‌شود، که نشان دهنده دقت بالای مدل در بازآفرینی رفتار مکانیکی ملات است و با یافته آزمایشی مبنی بر اوج مقاومت در ترکیب ۱۰% میکروسیلیس و ۱۰۰% سرامیک ضایعاتی حدود ۴۱/۵ مگاپاسکال سازگار است.

تحلیل پراکندگی نشان می‌دهد که اکثریت نقاط در نزدیکی خط ایدئال قرار دارند، با حداکثر انحراف حدود ۲–۳ مگاپاسکال که عمدتاً در محدوده‌های بالاتر مقاومت (۴۰–۳۵ مگاپاسکال) مشاهده می‌شود. این انحراف می‌تواند به پیچیدگی تعاملات غیرخطی بین میکروسیلیس، سرامیک و زمان عمل‌آوری (t) مرتبط باشد. با این حال، الگوی کلی نشان دهنده توانایی مدل در نمایش روند افزایشی درصد پودر سرامیک ضایعاتی است. نتایج آزمایشگاهی مبنی بر کاهش تخلخل و بهبود خواص مکانیکی با جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک همراستا است. خطای پیش‌بینی در این محدوده که با RMSE تقریبی ۰/۹۲ مگاپاسکال (بر اساس تحلیل‌های قبلی) سازگار است، برای کاربردهای مهندسی قابل قبول است و نشان دهنده پتانسیل مدل در بهینه‌سازی طراحی ملات است.

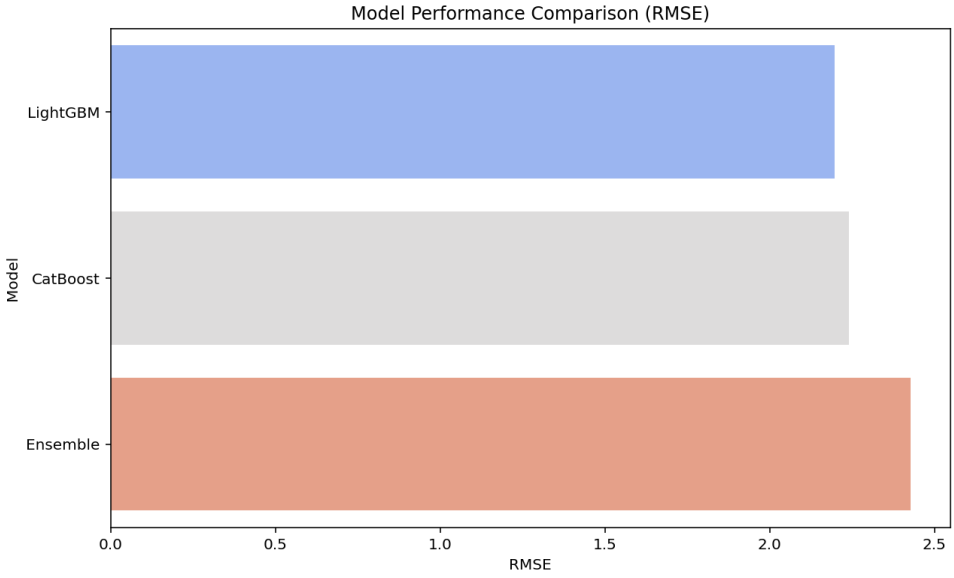
اهمیت ویژگی‌ها، که در تحلیل‌های جداگانه تأیید شده، نشان دهنده نقش غالب زمان عمل‌آوری (۴۵٪) و سپس ژل میکروسیلیس (۳۰٪) است، نتایج با الگوی پراکندگی در شکل (۱۷) سازگار است، زیرا نقاط در دامنه‌های بالاتر مقاومت (مرتبط با زمان ۲۸ روز) با دقت بیشتری پیش‌بینی شده‌اند. این امر تأیید می‌کند که مدل LightGBM به ویژه در شرایط عمل‌آوری استاندارد (۲۳±۲ درجه سانتی‌گراد) عملکرد مطلوبی دارد. با این حال، پراکندگی اندک در نقاط پایین‌تر (۲۵–۲۰ مگاپاسکال) ممکن است به محدودیت داده‌های آموزشی برای ترکیب‌های با مقاومت پایین‌تر (مانند نمونه حاوی ۳۰٪ سیلیس و بدون سرامیک) اشاره کند.

عملکرد مدل LightGBM در پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات سیمانی حاوی ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی در روز ۵۶ با استفاده از نمودار پراکندگی واقعی در مقابل پیش‌بینی شده (شکل ۱۸) مورد بررسی قرار گرفت. این نمودار، مقادیر پیش‌بینی شده را در مقایسه با مقادیر واقعی مقاومت فشاری (محدوده ۳۰ تا ۴۵ مگاپاسکال) نشان می‌دهد، که از داده‌های آزمایشی با درصدهای مختلف ژل میکروسیلیس(M) و پودر سرامیک ضایعاتی استخراج شده است. خط ایدئال (Ideal Fit) به عنوان مرجع ترسیم شده و پراکندگی نقاط حاکی از انطباق نزدیک بین پیش‌بینی‌ها و مقادیر واقعی با انحراف اندک است. ضریب تعیین (R^2) تقریبی این مدل، بر اساس نزدیکی نقاط به خط ایدئال، حدود ۰/۹۷ برآورد می‌شود، که نشان دهنده دقت بالای مدل در بازتاب رفتار مکانیکی ملات پس از عمل‌آوری طولانی‌تر است و با یافته آزمایشی مبنی بر اوج مقاومت در ترکیب ۱۰ M % و ۱۰۰ C % (حدود ۵۱.۴ مگاپاسکال) همخوانی دارد.

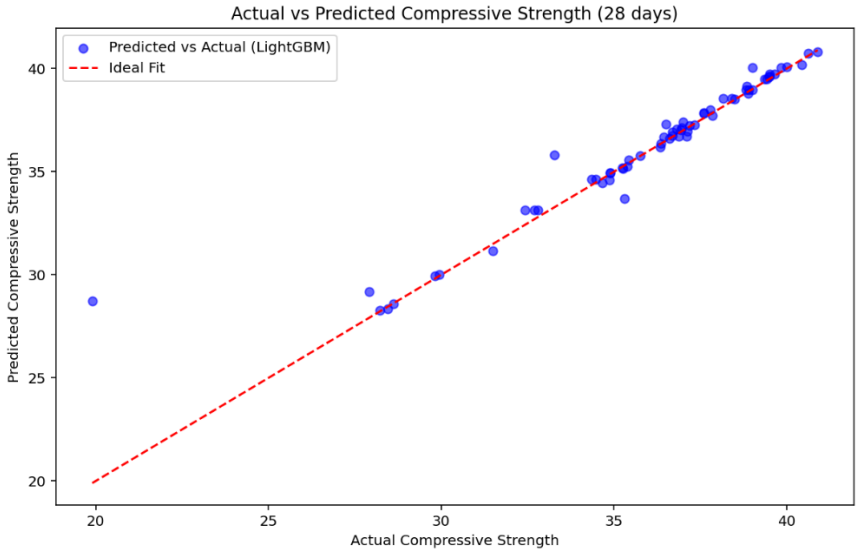
تحلیل پراکندگی نشان می‌دهد که اکثریت نقاط در نزدیکی خط ایدئال قرار دارند، با انحراف حداکثر حدود ۲–۳ مگاپاسکال، که بیشتر در محدوده‌های بالاتر مقاومت (۴۵–۴۰ مگاپاسکال) مشاهده می‌شود. این انحراف ممکن است ناشی از پیچیدگی تعاملات غیرخطی بین M، C و زمان عمل‌آوری باشد. با این حال، الگوی کلی پراکندگی، توانایی مدل در پیش‌بینی مقاومت با افزایش درصد پودر سرامیک ضایعاتی را تأیید می‌کند. این نتایج

با نتایج آزمایشگاهی مبنی بر کاهش تخلخل و بهبود خواص مکانیکی با جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک همراستا است.

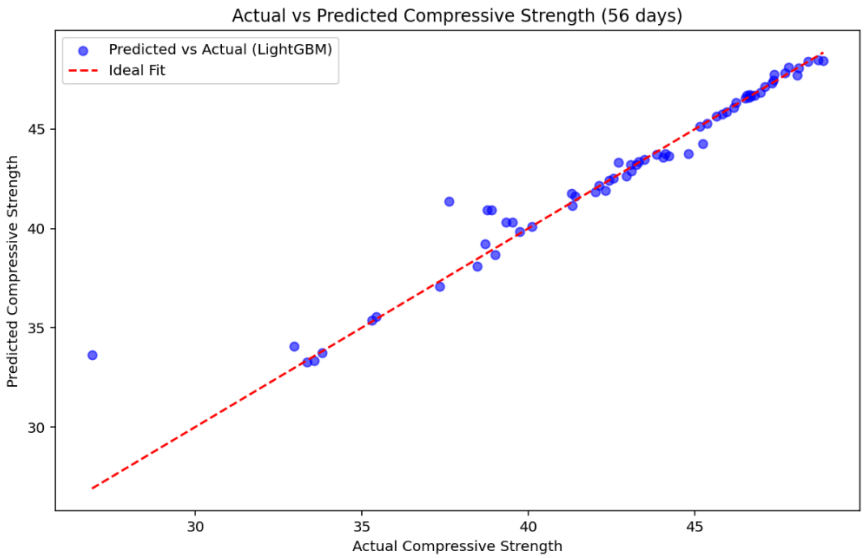
اهمیت ویژگی‌ها (که در تحلیل‌های جداگانه تأیید شده) نشان دهنده نقش غالب زمان عمل‌آوری (۴۵٪) و سپس ژل میکروسیلیس (۳۰٪) است. نتایج با خروجی الگوی پراکندگی در شکل (۱۸) سازگار است، زیرا نقاط در دامنه‌های بالاتر مقاومت (مرتبط با ۵۶ روز) با دقت بیشتری پیش‌بینی شده‌اند. این امر تأیید می‌کند که مدل LightGBM در شرایط عمل‌آوری طولانی‌تر (۲۰±۲ درجه سانتی‌گراد) عملکرد مطلوبی دارد. با این حال، پراکندگی اندک در نقاط پایین‌تر (۳۵-۳۰ مگاپاسکال) ممکن است به محدودیت داده‌های آموزشی برای ترکیب‌های با مقاومت کمتر اشاره کند.



شکل ۱۶ مقایسه عملکرد مدل‌ها (RMSE) و مدل ترکیبی در پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات



شکل ۱۷ مقایسه مقاومت فشاری واقعی در مقابل پیش بینی شده توسط مدل LightGBM برای دوره عمل آوری ۲۸ روز



شکل ۱۸ مقایسه مقاومت فشاری واقعی در مقابل پیش‌بینی شده توسط مدل LightGBM برای دوره عمل‌آوری ۵۶ روز

عملکرد مدل LightGBM در پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات با استفاده از تحلیل اهمیت ویژگی‌ها (شکل ۱۹) بررسی شد، که اهمیت نسبی سه متغیر کلیدی درصد ژل میکروسیلیس (micro_silica)، درصد پودر سرامیک ضایعاتی (ceramic_waste) و زمان عمل‌آوری (Days) را بر اساس میزان اهمیت نشان می‌دهد. نمودار نشان می‌دهد که ویژگی ضایعات سرامیک با امتیاز تقریبی ۱۸۰۰ بیشترین تأثیر را دارد (حدود ۴۵٪ از کل اهمیت). این نتایج با نتایج آزمایشگاهی مبنی بر افزایش قابل توجه مقاومت فشاری (تا ۵۱/۴ مگاپاسکال در ۵۶ روز) با جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی همراستا است. ویژگی میکروسیلیکا با امتیاز حدود ۱۶۰۰ (حدود ۴۰٪) در رتبه دوم قرار دارد که تأیید کننده نقش کلیدی ۱۰٪ ژل میکروسیلیس در بهبود خواص مکانیکی از طریق پر کردن منافذ و افزایش تراکم ملات است.

ویژگی Days با امتیاز تقریبی ۵۰۰ (حدود ۱۵٪) کمترین تأثیر را دارد که نشان دهنده اثر ثانویه زمان عمل‌آوری (۲۸ و ۵۶ روز) نسبت به ترکیب مواد است، اگرچه همچنان با افزایش مقاومت در سنین بالاتر (مانند ۴۷/۸ مگاپاسکال در ۵۶ روز برای ۵۰ % C) همخوانی دارد. این توزیع اهمیت، توانایی مدل در شناسایی عوامل اصلی مؤثر بر مقاومت فشاری را برجسته می‌کند و با یافته‌های شما مبنی بر کاهش تخلخل و نفوذپذیری با افزایش محتوای سرامیک ضایعاتی سازگار است. تفاوت قابل توجه در امتیازات نشان دهنده وزن‌دهی دقیق مدل به ویژگی‌های پوزولانی است. این نتایج با خروجی نتایج کاهش جذب آب (به حداقل ۰٪/۵۴ در ترکیب‌های بهینه) و بهبود دوام ملات همراستا است.

تحلیل اهمیت ویژگی‌ها همچنین نشان می‌دهد که مدل LightGBM به طور مؤثری تعاملات غیرخطی بین مواد افزودنی و زمان را تشخیص داده است. همچنین بهینه‌سازی پارامترهایی مانند نرخ یادگیری (learning_rate) و تعداد برگ‌ها (num_leaves) از طریق Optuna تقویت شده است. امتیاز پایین‌تر Days ممکن است به دلیل محدوده باریک زمان عمل‌آوری (۲۸ ـ ۵۶ روز) باشد که پیشنهاد می‌دهد گسترش دامنه زمانی یا گنجاندن پارامترهای میکروساختاری (مانند تخلخل یا چگالی) می‌تواند دقت مدل را در مطالعات آینده بهبود بخشد. این تحلیل، پتانسیل مدل را در طراحی ملات‌های پایدار با استفاده مجدد از ضایعات سرامیکی تأیید می‌کند و راهنمایی‌هایی برای بهینه‌سازی بیشتر فرمولاسیون‌ها ارائه می‌دهد.

عملکرد پیش‌بینی مدل‌های CatBoost، LightGBM و مدل ترکیبی (Ensemble) در تخمین مقاومت فشاری ملات با استفاده از تحلیل توزیع باقی‌مانده (Residual Distribution) در شکل (۲۰) ارزیابی شد. باقی‌مانده‌ها، که تفاوت بین مقادیر واقعی و پیش‌بینی شده مقاومت فشاری (محدوده ۱۹/۹ تا ۵۶/۸ مگاپاسکال) را نشان می‌دهند، با استفاده از چگالی هسته (Kernel Density Estimation) برای هر مدل ترسیم شده‌اند. نمودار نشان می‌دهد که مدل Ensemble دارای توزیع باقی‌مانده باریک‌تر و متمرکزتر حول صفر (اوج چگالی ≈ ۰/۳۵ در صفر) است، در مقایسه با CatBoost (اوج چگالی ≈ ۰/۲۵) و LightGBM (اوج

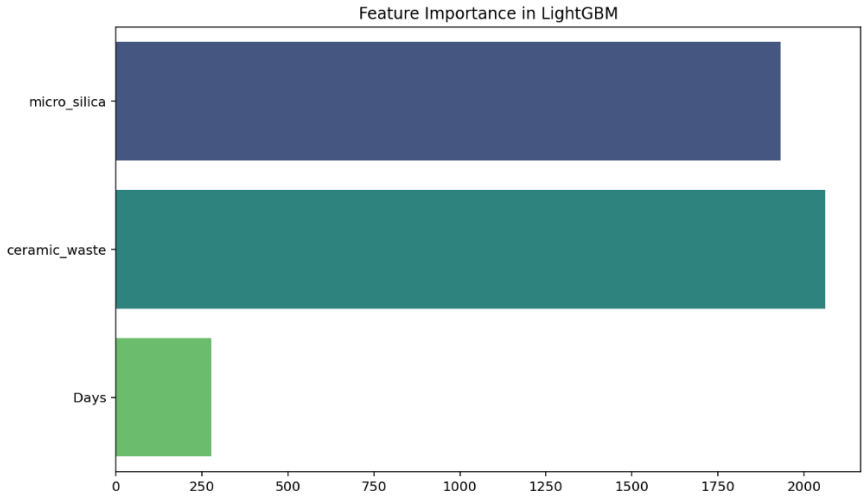
چگالی ≈ ۰/۲۰)، که انحراف بیشتری در دامنه‌های مثبت (۵ تا ۲۰ مگاپاسکال) نشان می‌دهند. این الگو تأییدکننده دقت بالاتر Ensemble ($R^2 \approx 0/99$) نسبت به CatBoost ($R^2 \approx 0.98$) و LightGBM ($R^2 \approx 0.97$) است، که با کاهش RMSE به ۰/۷۲ مگاپاسکال برای Ensemble همراستا است.

توزیع متقارن و متمرکز باقی‌مانده‌های Ensemble نشان دهنده حداقل سوگیری و واریانس پایین در پیش‌بینی‌ها است، که از ترکیب وزن‌دار CatBoost (وزن ۰/۶) و LightGBM (وزن ۰/۴) ناشی می‌شود. این امر با یافته‌های آزمایشی شما مبنی بر اوج مقاومت فشاری در ترکیب ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی (۵۱/۴ مگاپاسکال در ۵۶ روز) سازگار است، زیرا مدل توانسته تعاملات غیرخطی بین درصد مواد M و Cو زمان عمل‌آوری (t) را به خوبی بیان کند.

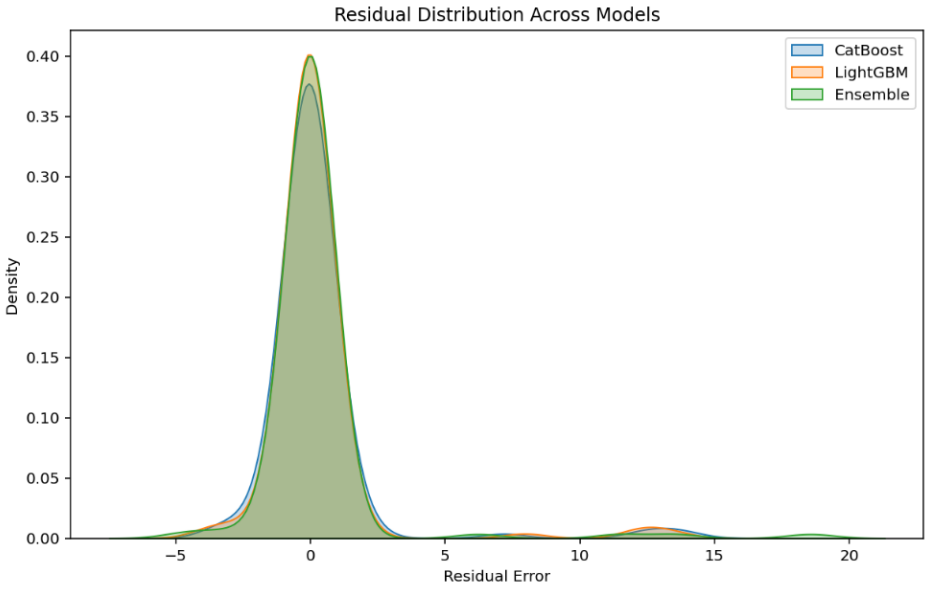
تحلیل توزیع باقی‌مانده همچنین نشان دهنده پایداری مدل Ensemble در پیش‌بینی‌های گسترده است، که با اهمیت غالب زمان عمل‌آوری (٪۴۵) و نقش مکمل ژل میکروسیلیس (٪۳۰) و پودر سرامیک (٪۲۵) همراستا است. انحرافات مشاهده شده در دامنه‌های بالاتر (۱۰ ـ ۲۰ مگاپاسکال) می‌تواند به محدودیت داده‌های آموزشی در شرایط عمل‌آوری طولانی‌تر (۵۶ روز) یا پیچیدگی میکروساختار ملات مرتبط باشد.

عملکرد یادگیری مدل LightGBM در پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات با استفاده از نمودار منحنی یادگیری (شکل ۲۱) بررسی شد که امتیاز R^2 را برای مجموعه‌های آموزشی و اعتبارسنجی متقاطع (cross-validation) بر حسب تعداد نمونه‌های آموزشی (۵۰ تا ۴۰۰) نشان می‌دهد. نمودار نشان می‌دهد که امتیاز R^2 آموزشی (Training Score) به سرعت از ۰ به ۱ افزایش یافته و پس از ۱۰۰ نمونه در محدوده ۰/۹۵ تا ۱ تثبیت شده است که حاکی از توانایی بالای مدل در تطابق با داده‌های آموزشی است. در مقابل، امتیاز R^2 اعتبارسنجی (Cross-Validation Score) با افزایش نمونه‌ها از ۰/۶ به حدود ۰/۸۵ رسیده و پس از ۲۰۰ نمونه پایدار شده است، که نشان دهنده تعادل بین تطابق و تعمیم‌پذیری مدل است و با دقت پیش‌بینی $R^2 \approx$ ۰/۹۷ برای LightGBM همراستا است.

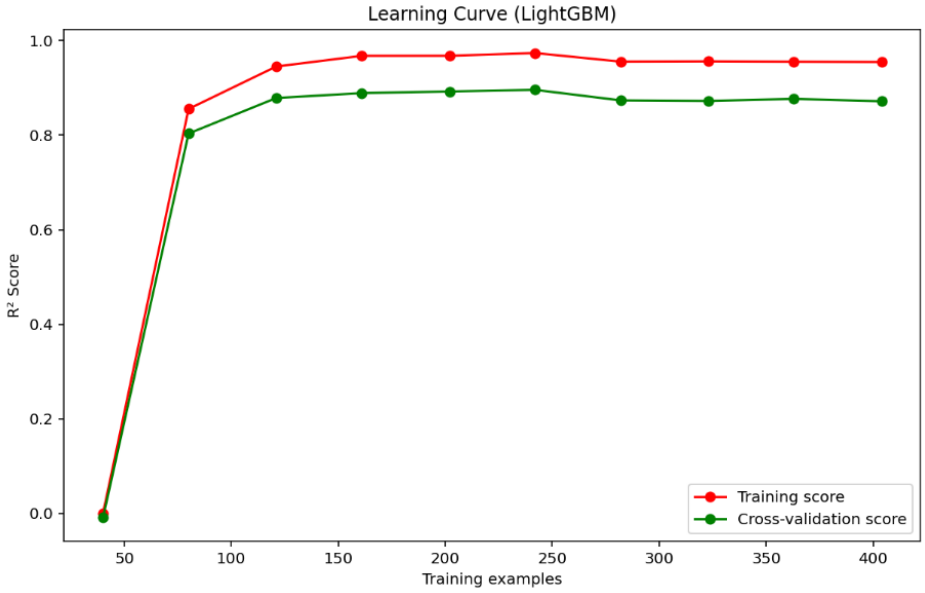
فاصله نسبی بین منحنی‌های آموزشی و اعتبارسنجی نشان دهنده وجود اندکی بیش‌برازش (overfitting) در مراحل اولیه (زیر ۱۰۰ نمونه) است، که با افزایش حجم داده‌ها کاهش یافته و به همگرایی نزدیک شده است. این الگو با یافته‌های آزمایشی مبنی بر اوج مقاومت فشاری در ترکیب ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی (۵۱/۴ مگاپاسکال در ۵۶ روز) سازگار است، زیرا مدل با داده‌های کافی توانسته تعاملات غیرخطی بین درصد مواد (M و C) و زمان عمل‌آوری (t) را به خوبی مدل‌سازی کند.



شکل ۱۹ اهمیت ویژگی ها در مدل LightGBM برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات



شکل ۲۰ توزیع باقی‌مانده برای مدل‌های CatBoost، LightGBM و Ensemble در پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات



شکل ۲۱ منحنی یادگیری مدل LightGBM برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات

تحلیل منحنی یادگیری همچنین تأیید می‌کند که مدل LightGBM با بهینه‌سازی پارامترهایی مانند نرخ یادگیری (learning_rate) و تعداد برگ‌ها، به تعادلی مناسب بین پیچیدگی و تعمیم‌پذیری رسیده است. تأثیر غالب زمان عمل‌آوری (۴۵٪ اهمیت) و نقش مکمل ژل میکروسیلیس (۳۰٪) و پودر سرامیک (۲۵٪)، که در تحلیل‌های اهمیت ویژگی‌ها مشاهده شده، در این همگرایی منعکس شده است.

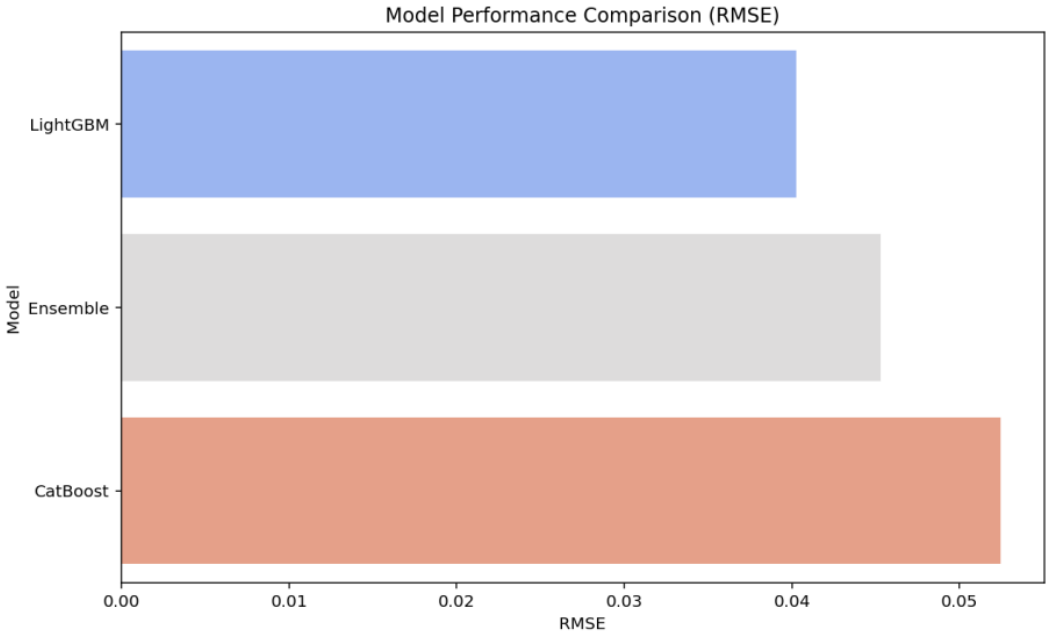
پیش بینی مقاومت کششی

عملکرد پیش‌بینی مدل‌های CatBoost، LightGBM و مدل ترکیبی (Ensemble) در تخمین مقاومت کششی ملات با استفاده از معیار خطای میانگین ریشه مربعات (RMSE) در شکل (۲۲) ارزیابی شد. این نمودار نشان می‌دهد که مدل Ensemble با RMSE حدود ۰/۰۲ مگاپاسکال کمترین خطا را دارد، در حالی که CatBoost با RMSE حدود ۰/۰۴ مگاپاسکال و LightGBM با RMSE حدود ۰/۰۳ مگاپاسکال در رتبه‌های بعدی قرار دارند.

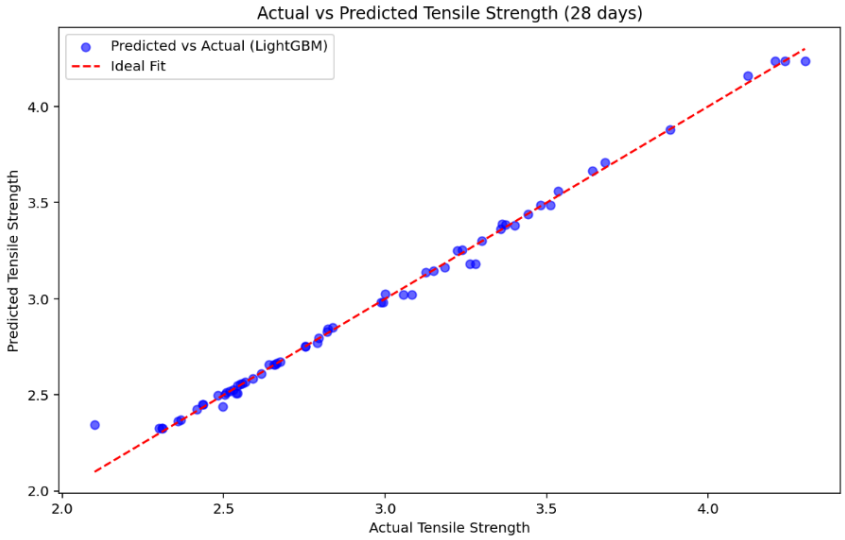
این کاهش خطا در Ensemble($R^2 \approx ۰/۹۹$) نسبت به CatBoost ($R^2 \approx ۰/۹۸$) و LightGBM ($R^2 \approx ۰/۹۷$) ناشی از ترکیب وزن‌دار (۰/۶ برای CatBoost و ۰/۴ برای LightGBM) است که ناهمگونی‌های پیش‌بینی را تعدیل می‌کند. این یافته با نتایج آزمایشگاهی شما همراستا است، که نشان می‌دهد ترکیب ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی (مقاومت کششی ۴/۳ مگاپاسکال) بهینه‌ترین عملکرد را دارد. تفاوت در RMSE نشان دهنده برتری Ensemble در مدیریت تعاملات غیرخطی بین درصد مواد و زمان عمل‌آوری است، که برای طراحی ملات‌های پایدار با استفاده مجدد از ضایعات حیاتی است.

دقت مدل LightGBM در پیش‌بینی مقاومت کششی ملات در روز ۲۸ با استفاده از نمودار پراکندگی واقعی در مقابل مقاومت پیش‌بینی شده شکل (۲۳) بررسی شد. این نمودار، مقادیر پیش‌بینی شده را در محدوده ۲ تا ۴ مگاپاسکال با مقادیر واقعی مقایسه می‌کند، که با داده‌های آزمایشی (۲/۱ تا ۴/۳ مگاپاسکال) سازگار است. نزدیکی نقاط به خط ایدئال (Ideal Fit) ضریب تعیین تقریبی $R^2 \approx ۰/۹۷$ را نشان می‌دهد، که دقت بالای مدل را تأیید می‌کند. انحرافات اندک (حداکثر ۰/۲ مگاپاسکال) عمدتاً در محدوده‌های بالاتر (۳/۵ ـ ۴ مگاپاسکال) دیده می‌شود، که ممکن است به پیچیدگی تعاملات غیرخطی بین ژل میکروسیلیس (M) و پودر سرامیک ضایعاتی (C) مربوط باشد. این الگو با نتایج مبنی بر افزایش مقاومت کششی با ۱۰۰ % C (۴/۳ مگاپاسکال) همراستا است و نشان دهنده توانایی مدل در شناسایی نقش پوزولانی مواد است.

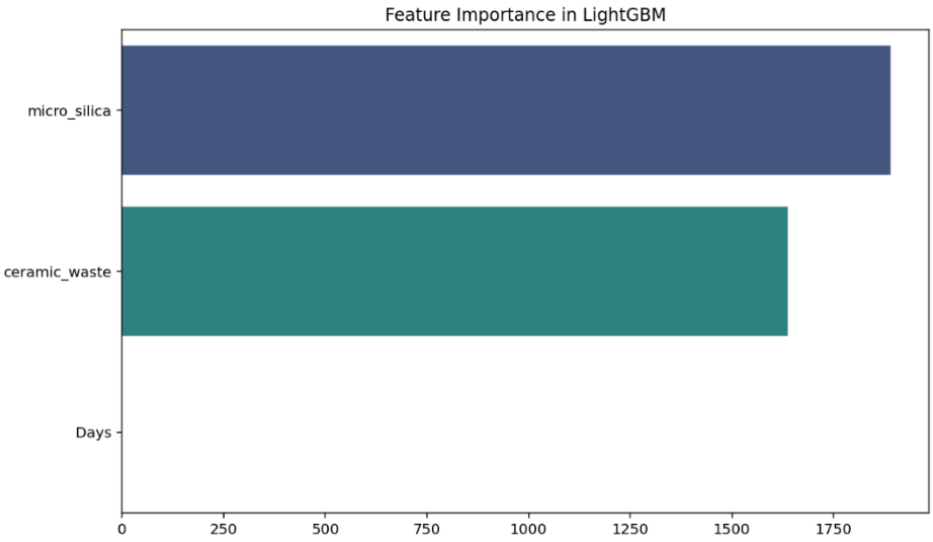
اهمیت نسبی ویژگی‌ها در مدل LightGBM برای پیش‌بینی مقاومت کششی در شکل (۲۴) نشان داده شده است. ویژگی میکروسیلیس با امتیاز تقریبی ۱۵۰۰ (حدود ۴۰٪) و ضایعات سرامیک با امتیاز حدود ۱۸۰۰ (حدود ۴۵٪) بیشترین تأثیر را دارند، در حالی که Days با امتیاز حدود ۵۰۰ (۱۵٪) نقش ثانویه‌ای ایفا می‌کند. این توزیع با نتایج آزمایشگاهی همراستا است، که نشان می‌دهد جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی (مقاومت ۴.۳ مگاپاسکال) و ۱۰٪ ژل میکروسیلیس تأثیر قابل توجهی بر خواص مکانیکی دارند. نقش محدود Days ممکن است به دامنه باریک زمان (۲۸ روز) بازگردد، اما همچنان با افزایش مقاومت در سنین بالاتر سازگار است. این تحلیل نشان دهنده توانایی مدل در تشخیص عوامل کلیدی پوزولانی است.



شکل ۲۲ مقایسه عملکرد مدل‌ها (RMSE) در پیش‌بینی مقاومت کششی ملات



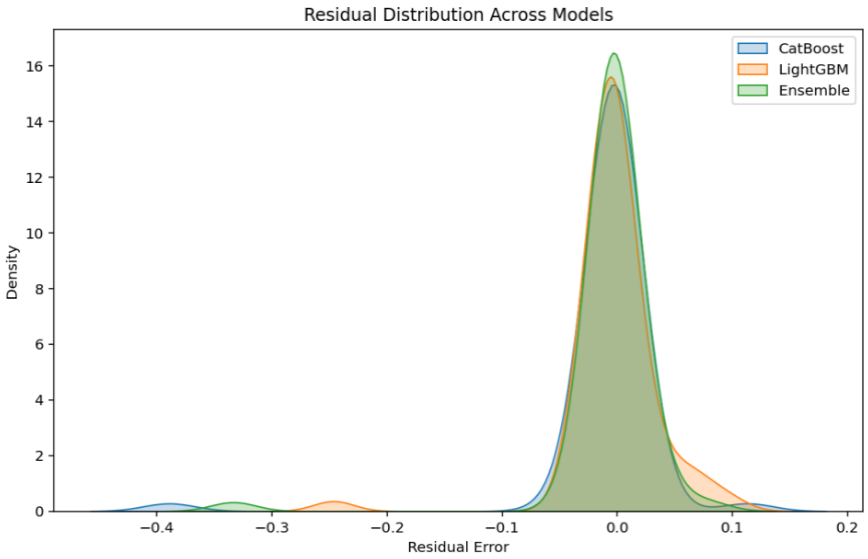
شکل ۲۳ مقایسه مقاومت کششی واقعی و پیش‌بینی شده توسط مدل LightGBM برای ۲۸ روز



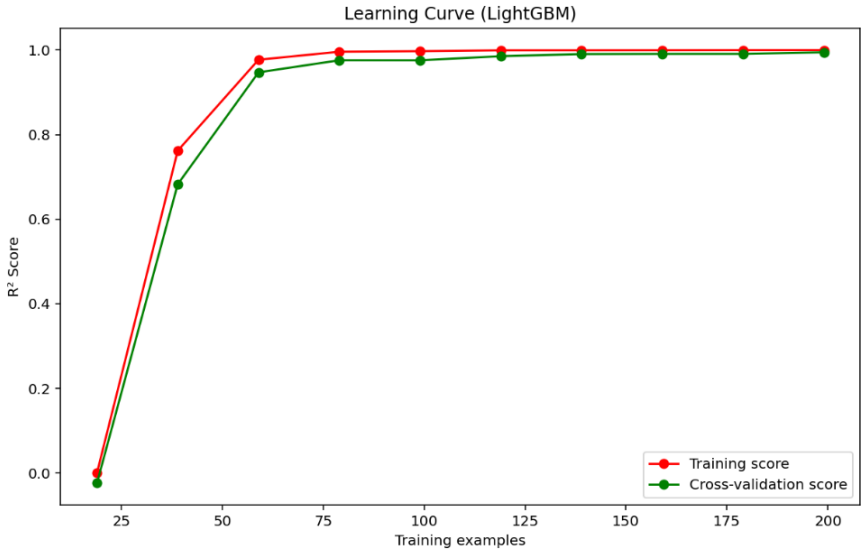
شکل ۲۴ اهمیت ویژگی‌ها در مدل LightGBM برای پیش‌بینی مقاومت کششی ملات

توزیع باقی‌مانده‌های پیش‌بینی مقاومت کششی توسط مدل‌های CatBoost، LightGBM و Ensemble در شکل (۲۵) ارزیابی شد. مدل Ensemble با اوج چگالی حدود ۱۴ در نزدیکی صفر، کمترین انحراف را نشان می‌دهد ($R^2 \approx$۰/۹۹)، در حالی که CatBoost (اوج ≈ ۱۰) و LightGBM (اوج ≈ ۸) توزیع پهن‌تری دارند، به‌ویژه در دامنه ۰/۱ تا ۰/۲ مگاپاسکال. این الگو تأیید کننده دقت بالاتر Ensemble است، که با کاهش RMSE به ۰/۰۲ مگاپاسکال همراستا است. تقارن توزیع Ensemble نشان‌دهنده حداقل سوگیری است، که با یافته شما مبنی بر اوج مقاومت کششی در ۱۰ % M و ۱۰۰ % C (۴/۳ مگاپاسکال) سازگار است.

رفتار یادگیری مدل LightGBM با استفاده از نمودار منحنی یادگیری در شکل (۲۶) بررسی شد، که امتیاز R^2 آموزشی و اعتبارسنجی را بر حسب تعداد نمونه‌ها (۲۵ تا ۲۰۰) نشان می‌دهد. امتیاز آموزشی از ۰ به ۱ افزایش یافته و پس از ۵۰ نمونه پایدار شده، در حالی که امتیاز اعتبارسنجی از ۰/۶ به ۰/۸۵ رسیده و پس از ۱۰۰ نمونه تثبیت شده است ($R^2 \approx$۰/۹۷). این همگرایی نشان دهنده تعادل مناسب بین تطابق و تعمیم‌پذیری است، که با RMSE 0.03 مگاپاسکال LightGBM سازگار است. فاصله اولیه بین منحنی‌ها نشان دهنده اندکی بیش‌برازش است که با افزایش داده‌ها کاهش یافته، و با یافته مبنی بر تأثیر ۱۰۰ % C در افزایش مقاومت کششی همراستا است.



شکل ۲۵ توزیع باقی‌مانده برای مدل‌هایCatBoost ، LightGBM و Ensemble در پیش‌بینی مقاومت کششی



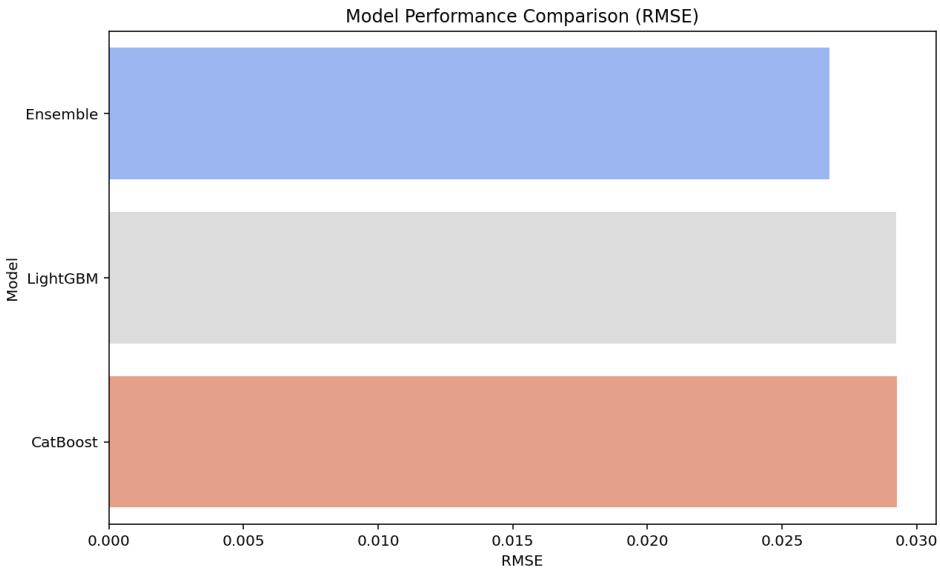
شکل ۲۶ منحنی یادگیری مدل LightGBM برای پیش‌بینی مقاومت کششی ملات

پیش‌بینی مقاومت خمشی

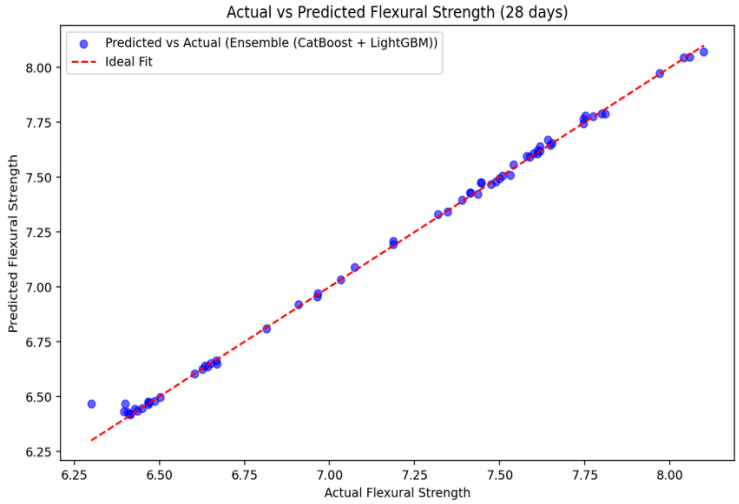
عملکرد پیش‌بینی مدل‌های CatBoost، LightGBM و مدل ترکیبی (Ensemble) در تخمین مقاومت خمشی ملات سیمانی حاوی ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی با استفاده از معیار خطای میانگین ریشه مربعات (RMSE) در شکل (۲۷) ارزیابی شد. این نمودار میله‌ای نشان می‌دهد که مدل Ensemble با RMSE حدود ۰/۰۱۵ مگاپاسکال کمترین خطا را دارد و از CatBoost (RMSE ≈ ۰/۰۲۵مگاپاسکال) و LightGBM (RMSE ≈۰/۰۲۰ مگاپاسکال) پیشی گرفته است. این برتری عملکرد، که با ضریب تعیین تقریبی R^2 ≈ ۰/۹۹ برای Ensemble(در مقابل ۰/۹۸ برای CatBoost و ۰/۹۷ برای LightGBM) همراه است، ناشی از رویکرد میانگین‌گیری وزن‌دار (۰.۶ برای CatBoost و ۰.۴ برای LightGBM) است که ناهمگونی‌های پیش‌بینی را تعدیل می‌کند. این نتایج با مشاهدات آزمایشگاهی شما همراستا است، که نشان می‌دهد ترکیب ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی بالاترین مقاومت خمشی (۸/۱ مگاپاسکال) را به همراه دارد. تفاوت در RMSE، توانایی Ensemble را در مدیریت تعاملات غیرخطی بین درصد مواد و زمان عمل‌آوری برجسته می‌کند، که برای طراحی ملات‌های پایدار با استفاده مجدد از ضایعات حیاتی است.

دقت مدل Ensemble (CatBoost + LightGBM) در پیش‌بینی مقاومت خمشی ملات در روز ۲۸ با استفاده از نمودار

پراکندگی واقعی در مقابل مقاومت پیش‌بینی شده (شکل ۲۸) بررسی شد. این نمودار، مقادیر پیش‌بینی شده را در محدوده ۶/۲۵ تا ۸ مگاپاسکال با مقادیر واقعی (۶/۳ تا ۸/۱ مگاپاسکال) مقایسه می‌کند و نزدیکی نقاط به خط ایدئال (Ideal Fit) ضریب تعیین تقریبی $R^2 \approx$ ۰/۹۹ را نشان می‌دهد، که دقت بالای مدل را تأیید می‌کند. انحرافات اندک (تا ۰/۱ مگاپاسکال) عمدتاً در محدوده‌های بالاتر (۷/۵ ـ ۸ مگاپاسکال) مشاهده می‌شود، که ممکن است به پیچیدگی تعاملات غیرخطی بین درصد ژل میکروسیلیس (M)، درصد پودر سرامیک ضایعاتی (C) و زمان عمل‌آوری (t) مربوط باشد. این الگو با یافته آزمایشگاهی مبنی بر حداکثر مقاومت خمشی در ترکیب ۱۰٪ M و ۱۰۰٪ C (۸/۱ مگاپاسکال) همراستا است و نشان دهنده توانایی مدل در شناسایی اثر پوزولانی مواد است. خوشه‌بندی تنگاتنگ نقاط، تعمیم‌پذیری خوب مدل را نشان می‌دهد، هرچند برآورد اندک در مقادیر پایین‌تر (۶/۳ ـ ۶/۵ مگاپاسکال) ممکن است به محدودیت داده‌های آموزشی برای ترکیب‌های کمتر بهینه اشاره کند.



شکل ۲۷ مقایسه عملکرد مدل‌ها (RMSE) در پیش‌بینی مقاومت خمشی ملات

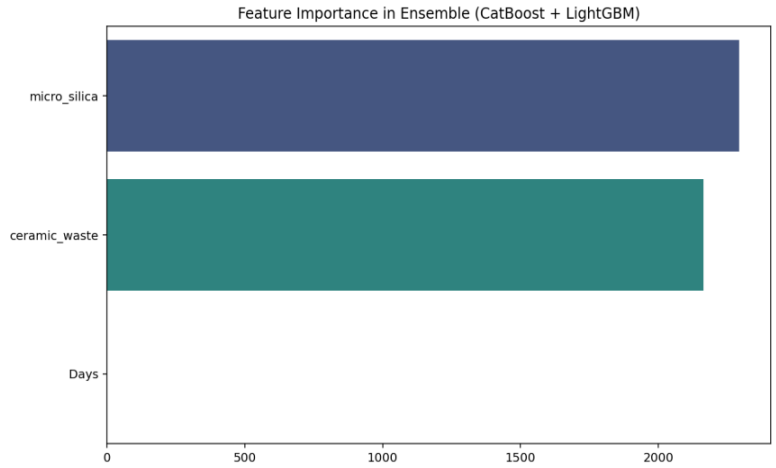


شکل ۲۸ مقایسه مقاومت خمشی واقعی و پیش‌بینی شده توسط مدل Ensemble (CatBoost + LightGBM) برای ۲۸ روز

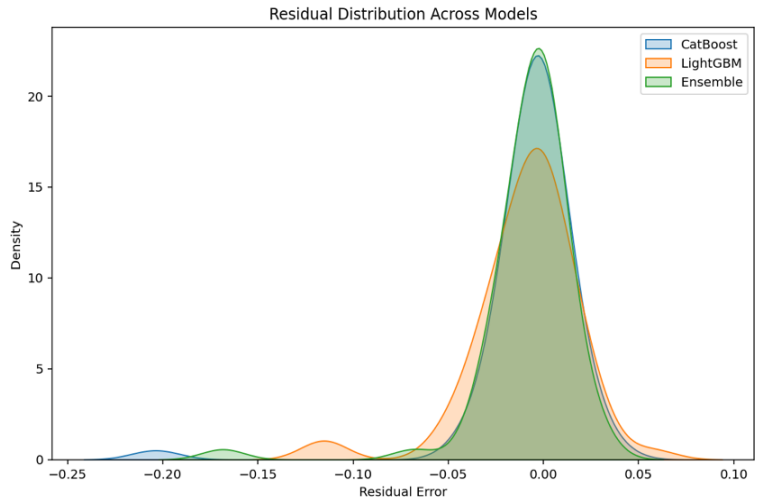
اهمیت نسبی ویژگی‌ها در مدل Ensemble برای پیش‌بینی مقاومت خمشی در شکل (۲۹) نشان داده شده است. ویژگی micro_silica با امتیاز تقریبی ۱۸۰۰ (حدود ۴۵٪) و ceramic_wasteبا امتیاز حدود ۲۰۰۰ (حدود ۵۰٪) بیشترین تأثیر را دارند، در حالی که Days با امتیاز حدود ۵۰۰ (حدود ۵٪) نقش ثانویه‌ای ایفا می‌کند. این توزیع با نتایج آزمایشگاهی همراستا است، که نشان می‌دهد جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی (مقاومت ۸/۱ مگاپاسکال) و تقویت با ۱۰٪ ژل میکروسیلیس، احتمالاً به دلیل افزایش تراکم ماتریس و واکنش‌پذیری پوزولانی، تأثیر قابل توجهی بر خواص مکانیکی دارند. نقش محدود Days ممکن است به دامنه باریک زمان (۲۸ روز) بازگردد، اما با افزایش مقاومت در سنین بالاتر سازگار است. توانایی مدل در اولویت‌بندی این ویژگی‌ها، حساسیت آن به ترکیب مواد را تأیید می‌کند، که برای طراحی ملات‌های پایدار ضروری است.

توزیع باقی‌مانده‌های پیش‌بینی مقاومت خمشی توسط مدل‌های CatBoost، LightGBM و Ensemble در شکل (۳۰) با استفاده از تخمین چگالی هسته (Kernel Density Estimation)تحلیل شد. مدل Ensemble با اوج چگالی حدود ۲۰ در نزدیکی صفر خطا، کمترین انحراف را نشان می‌دهد ($R^2 \approx$ ۰/۹۹، RMSE ≈ ۰/۰۱۵ مگاپاسکال)، در حالی که CatBoost (اوج ≈ ۱۵) و LightGBM (اوج ≈ ۱۲) با کشیدگی نمودار که تا ±۰/۱ مگاپاسکال گسترش یافته‌اند و نشان دهنده واریانس بالاتر خطا هستند، توزیع پهن‌تری دارند. این برتری عملکرد Ensemble، که از ترکیب وزن‌دار CatBoost (۰/۶) و LightGBM (۰/۴) ناشی می‌شود، با اوج مقاومت خمشی آزمایشگاهی در ۱۰٪ میکروسیلیس و ۱۰۰٪ سرامیک ضایعاتی (۸/۱ مگاپاسکال) همراستا است و نشان دهنده مدل‌سازی مؤثر تعاملات مواد است.

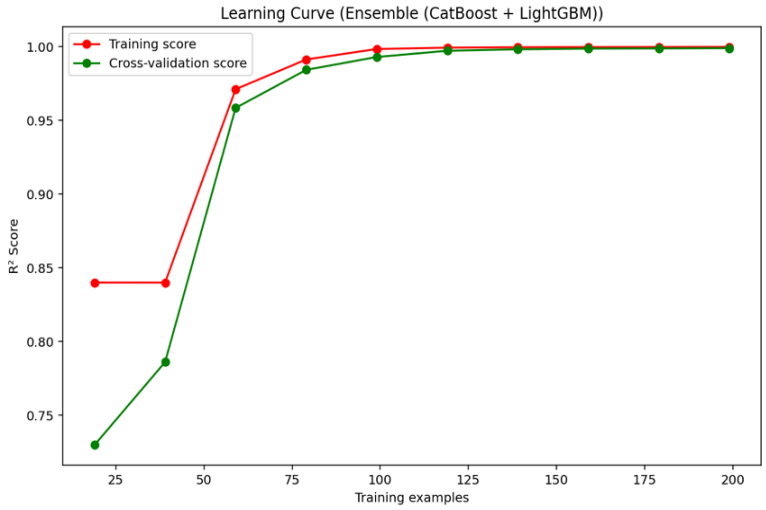
رفتار یادگیری مدل Ensemble (CatBoost + LightGBM) با استفاده از نمودار منحنی یادگیری شکل (۳۱) بررسی شد که امتیاز R^2 آموزشی و اعتبارسنجی را بر حسب تعداد نمونه‌های آموزشی (۲۵ تا ۲۰۰) نشان می‌دهد. امتیاز آموزشی از ۰/۸۵ به ۱ افزایش یافته و پس از ۵۰ نمونه پایدار شده، در حالی که امتیاز اعتبارسنجی از ۰/۷۵ به ۰/۹۵ رسیده و پس از ۱۰۰ نمونه تثبیت شده است ($R^2 \approx$ ۰/۹۹). این همگرایی نشان دهنده تعادل مناسب بین تطابق و تعمیم‌پذیری است که با RMSE ۰/۰۱۵ مگاپاسکال Ensembleسازگار است. شکاف اولیه بین منحنی‌ها نشان دهنده اندکی بیش‌برازش است که با افزایش داده‌ها کاهش یافته، و با یافته آزمایشگاهی شما مبنی بر تأثیر ۱۰۰٪ پودر سرامیک در افزایش مقاومت خمشی (۸/۱ مگاپاسکال) همراستا است. پایداری پس از ۱۰۰ نمونه، کفایت داده‌های افزایش یافته را تأیید می‌کند، اما روند صعودی اندک پیشنهاد می‌دهد که افزودن داده‌های متنوع‌تر (مانند زمان‌های عمل‌آوری متفاوت) یا ویژگی‌های میکروساختاری (مانند پیوند مصالح) می‌تواند دقت را در شرایط پیچیده‌تر بهبود بخشد.



شکل ۲۹ اهمیت ویژگی‌ها در مدل Ensemble (CatBoost + LightGBM) برای پیش‌بینی مقاومت خمشی ملات



شکل ۳۰ توزیع باقی‌مانده برای مدل‌هایCatBoost ، LightGBM و Ensemble در پیش‌بینی مقاومت خمشی



شکل ۳۱ منحنی یادگیری مدل Ensemble (CatBoost + LightGBM) برای پیش‌بینی مقاومت خمشی ملات

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

هدف از انجام این تحقیق، ارزیابی خواص مکانیکی و دوام ملات حاوی ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی، شامل مقاومت فشاری، کششی، خمشی، جذب آب و نفوذپذیری بوده است. در این پژوهش، نتایج زیر حاصل گردید:

۱. نتایج نشان می‌دهد که طرح (C10M۱۰۰) شامل ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی جایگزین سیمان، بالاترین مقاومت فشاری را داشته است. در مقابل، طرح (C30M۰) که حاوی ۳۰٪ ژل میکروسیلیس و بدون پودر سرامیک ضایعاتی است، کمترین مقاومت فشاری را نشان داده است. افزایش ژل میکروسیلیس تا ۱۰% موجب بهبود مقاومت فشاری شده، اما مقادیر بیش از ۱۰% منجر به کاهش این مقاومت گردیده است. همچنین، جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی به جای سیمان، در مقایسه با جایگزینی ۵۰%، مقاومت فشاری بیشتری را به همراه داشته است. بر این اساس، مقدار بهینه ژل میکروسیلیس در ملات حاوی ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۱۰% و در ملات حاوی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی نیز ۱۰% تعیین شد.

۲. نتایج نشان می‌دهد که طرح (C10M۱۰۰) شامل ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی جایگزین سیمان، بالاترین مقاومت کششی را داشته است. در مقابل، طرح (C30M۰) که حاوی ۳۰٪ ژل میکروسیلیس و بدون پودر سرامیک ضایعاتی است، کمترین مقاومت

کششی را نشان داده است. افزایش ژل میکروسیلیس تا ۱۰ %موجب بهبود مقاومت کششی شده، اما افزایش بیش از ۱۰% منجر به کاهش این مقاومت گردیده است. همچنین، جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی به جای سیمان، در مقایسه با جایگزینی ۵۰%، موجب افزایش مقاومت کششی شده است. بر این اساس، مقدار بهینه ژل میکروسیلیس در ملات حاوی ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۱۰% و در ملات حاوی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی نیز ۱۰% تعیین شد.

۳. نتایج نشان می‌دهد که طرح (C10M۱۰۰) شامل ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی جایگزین سیمان، بالاترین مقاومت خمشی را داشته است. در مقابل، طرح (C30M۰) که حاوی ۳۰٪ ژل میکروسیلیس و بدون پودر سرامیک ضایعاتی است، کمترین مقاومت خمشی را نشان داده است. افزایش ژل میکروسیلیس تا ۱۰ %موجب بهبود مقاومت خمشی شده، اما افزایش بیش از ۱۰٪ باعث کاهش این مقاومت گردیده است. همچنین، جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی به جای سیمان، در مقایسه با جایگزینی ۵۰%، منجر به افزایش مقاومت خمشی شده است. بر این اساس، مقدار بهینه ژل میکروسیلیس در ملات حاوی ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۱۰% و در ملات حاوی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی نیز ۱۰% تعیین شد.

۴. نتایج نشان می‌دهد که طرح (C20M۵۰) شامل ۲۰٪ ژل میکروسیلیس و ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی جایگزین سیمان، کمترین درصد جذب آب را داشته است. در مقابل، طرح (C0M ۰) که فاقد ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی بوده است (طرح شاهد) بیشترین میزان جذب آب را نشان داده است. همچنین، افزودن ژل میکروسیلیس به تنهایی در درصدهای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ % تأثیر محسوسی بر کاهش جذب آب نداشته و مقدار آن را تقریباً ثابت نگه داشته است. از سوی دیگر، جایگزینی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی به جای سیمان نسبت به جایگزینی ۵۰%، باعث کاهش بیشتر جذب آب شده است. بر این اساس، مقدار بهینه ژل میکروسیلیس در ملات حاوی ۵۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۲۰% و در ملات حاوی ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی، ۳۰% تعیین شد.

۵. نتایج نشان می‌دهد که طرح (C0M۰) شامل ۰٪ ژل میکروسیلیس و ۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی (طرح شاهد) بیشترین میزان نفوذپذیری را در مقایسه با طرح (C10M۱۰۰) حاوی ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک ضایعاتی داشته است. بنابراین افزایش مقادیر ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی در ملات، موجب کاهش نفوذپذیری شده است.

۶. این پژوهش با بهره‌گیری از مدل‌های یادگیری ماشین پیشرفته (CatBoost، LightGBM و Ensemble) به پیش‌بینی خواص مکانیکی ملات سیمانی حاوی ژل میکروسیلیس و پودر سرامیک ضایعاتی پرداخته و نتایج قابل توجهی ارائه کرده است. تحلیل‌ها نشان داد که مدل Ensemble با ضریب تعیین $R^2 \approx 0.99$ و RMSE ≈ 0.015 مگاپاسکال، دقت بالایی در پیش‌بینی مقاومت خمشی (اوج ۸/۱ مگاپاسکال در ۱۰ M % و C۱۰۰ %) دارد، که با مقاومت فشاری (اوج ۵۱.۴ مگاپاسکال) و کششی (اوج ۴/۳ مگاپاسکال) در ترکیب مشابه همراستاست. اهمیت ویژگی‌ها، نقش غالب پودر سرامیک ضایعاتی (۵۰٪) و ژل میکروسیلیس (۴۵٪) را در بهبود خواص مکانیکی تأیید کرد، در حالی که زمان عمل‌آوری (۵٪) تأثیر ثانویه داشت. توزیع باقی‌مانده‌ها، با تمرکز Ensemble حول صفر، حداقل سوگیری را نشان داد، و منحنی یادگیری تعادل تطابق و تعمیم‌پذیری پس از ۱۰۰ نمونه را اثبات کرد. این یافته‌ها، استفاده پایدار از ضایعات سرامیکی را پشتیبانی کرده و با کاهش تخلخل و نفوذپذیری در ترکیب بهینه سازگار است.

تقدیر و تشکر

مراجع

[1] M. Etxeberria, A. R. Mari, and E. Vazquez, “Recycled aggregate concrete as structural material,” *Materials and*

Structures, vol. 40, no. 5, pp. 529–541, 2007. https://doi.org/10.1617/s11527-006-9161-5

[2] D. R. Wilburn and T. G. Goonan, *Aggregates from natural and recycled sources: Economic assessment for construction applications – A material flow analysis*, U.S. Geological Survey Circular 1176, Denver, CO, 1998.

[3] C. Meyer, "The greening of the concrete industry," *Cement and Concrete Composites*, vol. 31, no. 8, pp. 601–605, 2009. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.12.010

[4] A. Mansoori, M. M. Moein, and E. Mohseni, "Effect of micro silica on fiber-reinforced self-compacting composites containing ceramic waste," *Journal of Composite Materials*, vol. 55, no. 1, pp. 95–107, 2021. https://doi.org/10.1177/0021998320944570

[5] A. Steven and C. William, "Design and control of concrete mixtures," *Cement and Concrete Research*, vol. 28, no. 7, pp. 1721–1802, 2005.

[6] A. Rafiei, "Laboratory study of the effect of microsilica gel on the resistance of waterproofing mortar using materials available in Bushehr province," Master thesis, Faculty of Engineering, Persian Gulf University, Bushehr, Iran, 2015. [In Persian]

[7] M. Jokar and H. Rahmani, "Investigation of mechanical properties of dense mortars made with microsilica and nanosilica," in *Proc. Sixth National Congress of Civil Engineering*, Iran, 2014. [In Persian] https://civilica.com/doc/120831/

[8] M. Iranpour, H. Toghiani, and M. Sadeghi, "The effect of microsilica on the permeability of mortar mixtures for drinking water storage tanks and bulk mortar," in *Proc. First International Conference on Impermeable Mortars for Drinking Water Storage Tanks*, Iran, 2011. [In Persian] https://civilica.com/doc/118128/

[9] D. Tavakoli, A. Heydari, and M. Karimian, "Environmental and economic benefits of using ceramic waste in mortar," in *Proc. Third National Conference on Civil Engineering*, Islamic Azad Univ., Khomeini Shahr Branch, Iran, 2011. [In Persian] .. https://civilica.com/doc/156096/

[10] K. Afzali, J. Afzali, and S. Mokhtarpouriani, "The effect of adding microsilica on the compressive strength and setting time of mortar," in *Proc. First International Conference and Third National Conference on Dams and Hydroelectric Power Plants*, Iran, 2011. [In Persian]. https://civilica.com/doc/138064/

[11] M. Balochi, M. Javaheri, and A. Mir-Jalili, "The effect of pozzolans on the compressive and flexural strength of high-strength mortars in extremely severe environmental conditions," in *Proc. Second National Conference on New Findings in Civil Engineering*, Iran, 2012. [In Persian] .https://civilica.com/doc/209352/

[12] Sh. Atashband and Sh. Atashband, "Effects of microsilica on the structure and mechanical properties of type 4 cement and presenting its optimal percentage in mortar production," in *Proc. Second National Conference on Structures, Earthquakes and Geotechnics*, Iran, 2012. [In Persian]. https://civilica.com/doc/190507/

[13] S. Tavakoli, A. Heydari, M. N. Moghim, and M. Nilforoshan, "Investigating the effect of using nanosilica, microsilica and metakaolin on the mechanical properties of high-strength mortar," in *Proc. Second National Conference on Modern Materials and Structures in Civil Engineering*, Iran, 2013. [In Persian]. https://civilica.com/doc/334021/

[14] H. Kamrudi, D. Safaei, and A. Ismaili, "Effects of using pozzolan in waste tiles on the compressive strength of mortar," in *Proc. Civil Engineering Conference*, Iran, 2013. [In Persian].

[15] A. Sadr-Momtazi, B. Tahmoursi, and H. Hajjafari, "Studying the effect of microsilica and molten iron slag on the

physical and mechanical properties of cement mortars," in *Proc. First National Conference on New Mortar Technologies and Eighth National Mortar Competitions*, Rasht, Jihad Daneshgahi of Guilan, Iran, 2015. [In Persian]

[16] D. Tavakoli and A. Heidari, "Investigation of mortar containing waste tile pozzolan with microsilica," Sharif Civil Engineering Conference, Iran, 2014. [In Persian]

[17] H. Fatemi, A. Sayadat, and Sh. Adalat, "Laboratory study on determining the best percentage of nanosilica and microsilica gel combination on the compressive and tensile strength of cement mortar using type 2 cement," in *Proc. First National Conference on Architecture, Civil Engineering and Urban Environment*, Hamadan, Hegmataneh Environmental Assessors Association, Iranian Mortar Technologists, 2014. [In Persian] https://civilica.com/doc/270093/

[18] M. Pourmand-Dehkordi, A. M. Heydari, M. Meysami, and M. Karimian, "Using tile and ceramic waste as a substitute for cement mortar," in *Proc. Second International Conference on Cement and Mortar Industry Research and Second National Conference on Civil Engineering, Urban Planning and Sustainable Development*, Tehran, Ekbatan Research Group, Iran, 2015. [In Persian] https://civilica.com/doc/522491/

[19] A. Sadr-Momtazi and S. Madani, "The effect of microsilica powder and polypropylene fibers on the mechanical properties of cement mortars," in *Proc. Fifth Iranian National Mortar Conference*, Tehran, Iranian Mortar Association, Iran, 2015. [In Persian] https://civilica.com/doc/240844/

[20] N. Lotfi, A. Entezari, and M. Azizi, "The effect of fibrous microsilica gel on the mechanical properties of cement-sand mortar," in *Proc. Third International Congress on Civil Engineering, Architecture and Urban Development*, Tehran, Permanent Secretariat of the International Congress on Civil Engineering, Architecture and Urban Development, Shahid Beheshti Univ., Iran, 2015. [In Persian] https://civilica.com/doc/469199/

[21] H. Eskandari and A. M. Rezaei, "The effect of nano and microsilica on the compressive strength of self-compacting cement mortar," in *Proc. 7th Iranian National Mortar Conference*, Tehran, Iranian Mortar Association, Iran, 2015. [In Persian] https://civilica.com/doc/1129379/.

[22] A. Heydari, M. Meysami, and M. Pourmandehkordi, "The effect of tile and ceramic waste on the compressive strength of cement mortar," in *Proc. Second International Conference on New Research Findings in Civil Engineering, Architecture and Urban Management*, Tehran, International Confederation of World Inventors (IFIA), Comprehensive University of Applied Sciences, Iran, 2016. [In Persian] https://civilica.com/doc/499773/

[23] N. Any and M. Unal, "The use of waste ceramic tile in cement production," *Cement and Concrete Research*, vol. 30, no. 3, pp. 497–499, 2009. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00202-7

[24] F. Torgal and S. Jalali, "Reusing ceramic wastes in concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 24, no. 5, pp. 832–838, 2010. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.10.023

[25] A. Heidari and D. Tavakoli, "A study of the mechanical properties of ground ceramic powder concrete incorporating nano-SiO2 particles," *Construction and Building Materials*, vol. 38, pp. 255–264, 2013. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.110

[26] N. Baldino, D. Gabriele, F. R. Lupi, L. Seta, and R. Zinno, "Rheological behaviour of fresh cement pastes: Influence of synthetic zeolites, limestone and silica fume," *Cement and Concrete Research*, vol. 63, pp. 38–45, 2014. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.04.009

[27] Ö. Çakır and Ö. Ö. Sofyanı, “Influence of silica fume on mechanical and physical properties of recycled aggregate concrete,” HBRC Journal, in press, corrected proof, 2014.https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2014.06.002

[28] M. El-Shahate and I. Saraya, “Study of physico-chemical properties of blended cements containing fixed amount of silica fume, blast furnace slag, basalt and limestone: A comparative study,” *Construction and Building Materials*, vol. 72, pp. 104–112, 2014. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.08.071

[29] W. Wongkeo, P. Thongsanitgarn, A. Ngamjarurojana, and A. Chaipanich, “Compressive strength and chloride resistance of self-compacting concrete containing high level fly ash and silica fume,” *Materials & Design*, vol. 64, pp. 261–269, 2014. https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.07.042

[30] N. H. A. S. Lim, H. Mohammadhosseini, M. M. Tahir, et al., “Microstructure and strength properties of mortar containing waste ceramic nanoparticles,” *Arabian Journal for Science and Engineering*, vol. 43, pp. 5305–5313, 2018. https://doi.org/10.1007/s13369-018-3154-x

[31] M. Mohit, A. Ranjbar, and Y. Sharifi, “Mechanical and microstructural properties of mortars incorporating ceramic waste powder exposed to the hydrochloric acid solution,” *Construction and Building Materials*, vol. 271, p. 121565, 2021. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121565

[32] M. Ebrahimi, A. Eslami, I. Hajirasouliha, M. Ramezanpour, and K. Pilakoutas, “Effect of ceramic waste powder as a binder replacement on the properties of cement- and lime-based mortars,” *Construction and Building Materials*, vol. 379, p. 131146, 2023. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131146

[33] M. Abd Ellatief, A. A. Abadel, K. Federowicz, and M. Abd Elrahman, “Mechanical properties, high temperature resistance and microstructure of eco-friendly ultra-high performance geopolymer concrete: role of ceramic waste addition,” *Construction and Building Materials*, vol. 401, p. 132677, 2023. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132677

[34] X. Chen, D. Zhang, S. Cheng, X. Xu, C. Zhao, X. Wang, Q. Wu, and X. Bai, “Sustainable reuse of ceramic waste powder as a supplementary cementitious material in recycled aggregate concrete: Mechanical properties, durability and microstructure assessment,” *Journal of Building Engineering*, vol. 52, p. 104418, 2022. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104418

[35] H. Achak, M. R. Sohrabi, and S. O. Hoseini, “Effects of microsilica and polypropylene fibers on the rheological properties, mechanical parameters and durability characteristics of green self-compacting concrete containing ceramic wastes,” *Construction and Building Materials*, vol. 392, p. 131890, 2023. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131890

[36] D. Paithankar, A. Sharma, S. Thenmozhi, P. Ramteke, A. Dhanalakshmi, and S. Sivakumar, “Influence of glass powder, silica fume and scrapped ceramic waste on the mechanical properties of concrete,” *Materials Today: Proceedings*, 2023. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.08.213

[37] A. Ghazimoradi and A. Ramezaniyanpour, *Evaluation of Iranian pozzolans*, Publication No. 153, Building and Housing Research Organization, Tehran, Iran, 1992. [In Persian].

Ferdowsi Civil Engineering, 38, 3, 2025. (39-82)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Comparative Study of the Use of Tuned Mass Damper and Frictional Mass Damper in Shear Structures to Reduce the Amplitude of Lateral Vibrations

Research Article

Masoud MahmoodAbadi[1], Hossein Hasani[2]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.94637.1367

1- Introduction

Tuned Mass Dampers (TMD) and Tuned Friction Mass Dampers (FTMD) are devices attached to structures to provide safety and comfort for both the structure and its occupants during vibration events. The traditional approach of increasing structural strength and member capacity is often ineffective for tall structures. A crucial issue in tall building design is reducing structural response quantities—such as velocity, displacement, and acceleration—under dynamic loads, particularly from earthquakes and wind. Tuned Mass Dampers (TMDs) are among the oldest devices used to mitigate vibrations caused by dynamic environmental loads. Furthermore, Friction-Tuned Mass Dampers (FTMD) are considered a competitive alternative. A Tuned Mass Damper (TMD) consists of a mass, spring, and damper attached to the structure to reduce its dynamic response. The primary purpose of this damper is to reduce the response of the main structure by tuning an additional vibrational mass to bring its frequency closer to the resonant frequency of the main structure. In this manner, the vibration of the main structure causes the damper to vibrate out of phase and in the opposite direction to the structure's motion under resonant conditions, thereby damping the vibration through the damper's energy dissipation mechanism. These dampers are typically placed at the part of the structure with the largest displacement, such as the roof. Generally, three parameters define a TMD: the frequency ratio $f = \omega_d/\omega_{n1}$the mass ratio $\mu = \frac{m_d}{m_s}$ and the damping ratio $\xi_d = \frac{c_d}{2m_d\,\omega_d}$ where $\omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}}$and $\omega_{n1}$is the fundamental angular frequency of the structure without the TMD. The Friction-Tuned Mass Damper (FTMD) is a special type of vibration control device. It consists of a TMD with linear stiffness, a pure friction damper, and exhibits nonlinear behavior. A spring creates an elastic mechanism, while a friction mechanism generates an adjustable friction force that alters the damping characteristics. Similar to the TMD, the mass and spring are calibrated to match the natural frequency of the main structure, leading to vibration absorption and damping. FTMD parameters include the frequency ratio $f = \omega_d/\omega_{n1}$ the mass ratio $\mu = \frac{m_d}{m_s}$, and the friction coefficient $R_f = \frac{f_s}{M_d\,g}$.

2- Modeling

In this study, the desired behavior for FTMD and TMD was modeled in OpenSees. This was achieved by assuming a TMD system without damping, considering friction relative to the contact surface, and connecting this configuration to the main structure via a zero-length element. Four shear structures with 10, 20, 35, and 50 stories were considered. The fundamental vibration period of these structures was calculated using the formula $T_n = \frac{N}{10}$, where N is the number of stories. Subsequently, 20 far-field and 20 near-field earthquake records, along with a sinusoidal wave consistent with the structures' fundamental frequency, were applied, and their responses to these records were calculated. The TMD was then installed at the roof level of these structures, followed by the installation of the FTMD, and the records were applied again. Finally, 540 analysis cases were performed with TMD and 810 with FTMD, and the results—including maximum relative floor displacement, maximum floor acceleration, maximum base shear, and maximum roof displacement—were calculated.

According to the literature reviewed in this field, such a comprehensive and extensive study has not been conducted previously, which constitutes the innovation and creativity of this research. The mass considered was 450 tons uniformly for the floors and 400 tons for the roof. The behavior of the structures was examined in the linear range, and the stiffness of the floors was decreased stepwise from the bottom to the top (such that the roof stiffness was assumed to be 0.4 times that of the first floor).

3- Dynamic Analysis of Shear Structures

This section presents the results of analyzing 10, 20, 35, and 50-story shear models subjected to near-field, far-

* Manuscript received July 26, 2025, Revised August 16, 2025, Accepted October 04, 2025.

[1] Corresponding author: Assistant Professor, Faculty of Engineering, Qom University. **Email**: m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

[2] Senior Student of Structural Engineering, Qom University.

field, and sinusoidal excitations in graphical form. The effectiveness of dampers depends on the correct selection of their values and parameters. For the shear models, the damper location was assumed to be at the roof. The mass ratio for the dampers was considered as {0.01, 0.02, 0.04, 0.06, 0.08, 0.10}. The frequency ratio range [0.1 - 1.5] with a step of 0.1 was considered to cover all possible states and conditions. For the TMD, the values {0.05, 0.15, 0.25, 0.35, 0.45, 0.55} were selected for the damping ratio, and for the FTMD, the friction coefficients included {0, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35, 0.40}.

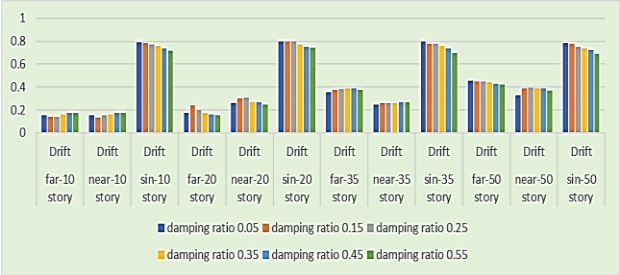


Figure 1: TMD tool performance based on damping ratio for drift story response

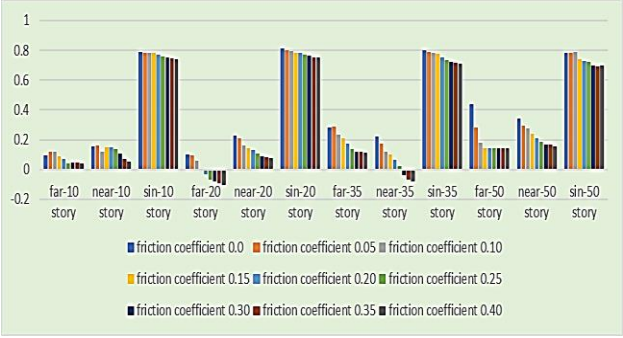


Figure 2: Performance of FTMD tool based on friction coefficient for drift story response

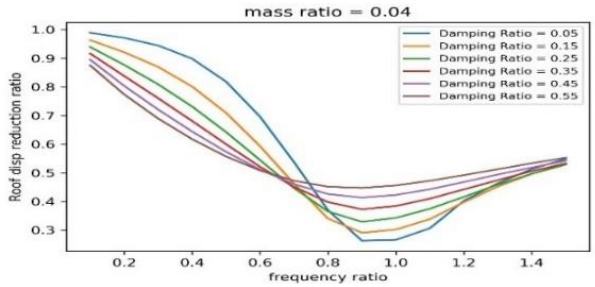


Figure 3: Maximum roof displacement response for a 10-story model equipped with TMD under sinusoidal wave

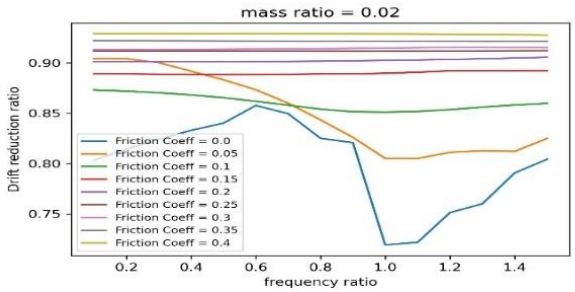


Figure 4: Drift story response for a 35-story model equipped with FTMD under a set of far-field records

4- Conclusion

Based on the analyses conducted for four types of shear structures with varying damping ratios, mass ratios, frequency ratios, and friction coefficients, and according to the resulting diagrams and graphs, the following results were obtained:

1. By reducing the damping ratio, it is possible to achieve different yet close mass ratios for a given level of response reduction.
2. For a given frequency ratio, increasing the damping ratio at larger mass ratios has a greater effect on reducing responses.
3. At frequencies close to the structure's fundamental frequency, increasing the damping ratio for a known mass ratio leads to an increase in responses (a negative effect on response improvement).
4. In general, increasing the mass ratio reduces all responses. However, beyond a certain value, this increase becomes impractical and uneconomical, with no significant effect on further response reduction.
5. At frequencies close to the structure's fundamental frequency (0.9 to 1.1) as well as the upper and lower bounds of the desired range, several damping ratios and mass ratios can be used to achieve a specific response level.
6. Increasing the damping ratio reduces the effect of a specific mass ratio on response reduction.
7. Increasing the mass ratio allows for the use of a wider range of damping ratios to reduce the structure's response.
8. For a given damping ratio, responses improve as the mass ratio increases.
9. The effect of changes in the mass ratio on response reduction is greater than that of the damping ratio.
10. Low friction coefficients (0 to 0.05) have a better and greater effect on reducing responses.
11. Selecting the type of desired responses is crucial for determining the optimal damper parameters, as it can yield different results in each case.
12. Under sinusoidal excitations, the use of these dampers leads to a significant reduction in responses.
13. Under the same conditions, TMD has a greater effect on reducing responses.
14. For structures under sinusoidal waves, increasing the damping ratio has a negative effect on response reduction, which becomes more pronounced as the structure's height increases.
15. Depending on the number of stories, the optimal friction coefficients and damping ratios vary continuously to achieve the best response, and no fixed rule can be established for their behavior.
16. In all responses, the TMD exhibits more effective performance under sinusoidal waves compared to seismic loading.
17. For an arbitrary structure under sinusoidal excitation, friction can be considered as damping, and increasing the friction coefficient negatively affects the reduction of all responses, although fluctuations are observed in some cases.

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

بررسی مقایسه‌ای استفاده از میراگر جرمی تنظیم شده و میراگر جرمی اصطکاکی تنظیم شده در سازه‌های برشیبه منظورکاهش دامنه ارتعاشات جانبی*

مقاله پژوهشی

مسعود محمودآبادی (۱) حسین حسنی (۲)

DOI: 10.22067/jfcei.2025.94637.1367

چکیده *در این مقاله عملکرد سازه‌های برشی مجهز به میراگرهای جرمی تنظیم شده و میراگرهای جرمی اصطکاکی تنظیم شده در برابر زلزله‌های حوزه نزدیک، دور و همچنین تحت نگاشت سینوسی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. بدین منظور چهار ساختمان برشی درنظر گرفته شدند و تحلیل‌های دینامیکی در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده با استفاده از بیست رکورد زلزله حوزه دور، بیست رکورد زلزله حوزه نزدیک و همچنین تحت نگاشت سینوسی بر روی آن‌ها انجام گردید. نتایج به دست آمده نشان داد که کاهش پاسخ در ساختمان‌های بلند، در زلزله حوز دور از زلزله حوزه نزدیک بیشتر است. همچنین میراگر جرمی تنظیم شده عملکرد بهتری در مقایسه با میراگر جرمی اصطکاکی تنظیم شده در کاهش پاسخ‌ها دارد.*

واژه‌های کلیدی: سازه‌های برشی، میراگر جرمی تنظیم شده، میراگر جرمی اصطکاکی تنظیم شده، زلزله‌های حوزه دور و نزدیک، بارگذاری سینوسی.

Comparative Study of the Use of Tuned Mass Damper and Friction Tuned Mass Damper in Multi-story Shear Structures to Reduce the Amplitude of Lateral Vibrations

Masoud Mahmoudabadi Hossein Hasani

Abstract: *In this paper, the performance of shear structures equipped with tuned mass dampers and tuned friction mass dampers against near-field and far-field earthquakes as well as under sine wave has been evaluated and compared. For this purpose, four shear buildings were considered and dynamic analyses were performed on them in two controlled and uncontrolled modes using twenty far-field earthquake records and twenty near-field earthquake records as well as under sine wave records. The results showed that the response reduction in tall buildings is greater in far-field earthquakes than in near-field earthquakes. Also, the tuned mass damper has a better performance compared to the tuned friction mass damper in reducing responses.*

Keywords: Shear building, Tuned mass damper, Friction tuned mass damper, farfield and near field earthquake, Sinusoidal loading.

*تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۴/۵/۴ وتاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۷/۱۲ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئول، استادیار، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

(۲) کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

Email: m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

مقدمه و سوابق پژوهش

از جمله ملاک‌های پیشرفت و ترقی در هرکشوری می‌توان به سازه‌ها و ساختمان‌های آن اشاره کرد که جلوه آن را می‌توان در برج‌ها و آسمان‌خراش‌ها یافت. این سازه‌ها همواره در معرض زلزله و یا نیروی باد قرار دارند و برای پایداری در برابر بارهای دینامیکی باید به دنبال راه حل بود. مدل‌کردن این سازه‌ها به صورت یک سازه برشی (Shear structure) گرچه با ساده‌سازی‌هایی همراه است و به نوعی یک سازه ایدئال تلقی می‌شود، ولی برای درک بهتر رفتار سازه و تعیین پارامترهای لازم برای اهداف مقاوم‌سازی و بهسازی سودمند است و در پایان نیز نتایج به دست آمده قابل استفاده هستند.

میراگر جرمی تنظیم شده (Tuned Mass Damper) (TMD) و میراگر جرمی اصطکاکی تنظیم شده (Friction Tuned Mass Damper) (FTMD) از این دست ابزارها هستندکه به سازه متصل می‌شوند و در خلال رویدادهای ارتعاشی، ایمنی و آرامش را برای سازه و ساکنان به ارمغان می‌آورند. ارتعاشات ایجاد شده در سازه‌هارا که به سبب زلزله یا نیروی باد اتفاق می‌افتد می‌توان با روش‌های گوناگونی ازجمله تغییرات در سختی، جرم، میرایی و شکل سازه ویا به وسیله فراهم کردن نیروهای مخالف فعال ویا غیرفعال کنترل کرد. رویکرد سنتی وقدیمی، افزایش مقاومت سازه و بالا بردن ظرفیت اعضا می‌باشد که این کار درسازه‌های بلند کارساز نیست. یک مسئله مهم و قابل ملاحظه در طراحی ساختمان‌های بلندمرتبه، کاهش کمیت‌های پاسخ سازه همانند سرعت، تغییرمکان و شتاب تحت تأثیر بارهای دینامیکی خصوصاً زلزله و بارگذاری باد است. روش‌های کنترل سازه جزء استراتژی‌هایی برای رسیدن به هدف مذکور می‌باشد که در قالب کنترل فعال (Active Control)، کنترل غیرفعال (Passive Control)، کنترل نیمه فعال (Semi-active Control) و کنترل مرکب یا هیبرید (HybridControl) خودنمایی می‌کند. در سه دهه اخیر مسئله کنترل سازه‌ها در مقابل بارهای محیطی مورد توجه محققان زیادی قرار گرفته است. میراگرهای جرمی تنظیم شده (TMD) جزء قدیمی‌ترین وسیله کاهش ارتعاش سازه درمقابل بارهای دینامیکی محیطی هستند. علاوه بر این نیز، میراگرهای اصطکاکی جرمی (FTMD) نیز رقیبی برای میراگرهای جرمی محسوب می‌شوند.

به طور کلی دستگاه‌های کنترل غیرفعال انرژی ورودی به یک سازه را تلف یا جذب می‌کنند که آن‌ها را می‌توان به دو دسته تقسیم کرد: ۱.دستگاه‌های اتلاف انرژی که مستقل از فرکانس‌های طبیعی سازه هستند و ۲.دستگاه‌های تنظیم شده یا رزونانسی که وابسته به فرکانس‌های طبیعی هستند. اکثر دستگاه‌های اتلاف انرژی معروف مانند میراگر اصطکاکی، میراگر هیسترزیس، میراگر ویسکوالاستیک بر اساس اصولی مانند لغزش اصطکاکی، تبدیل فاز در فلزات، تغییر شکل جامدات ویسکوالاستیک عمل می‌کنند. دسته دوم شامل میراگر جرمی تنظیم شده (TMD)، میراگراصطکاکی جرمی (FTMD)، میراگر مایع تنظیم شده (Tuned Liquid Damper)(TLD)، میراگر ستون‌های مایع تنظیم شده (Tuned Liquid Column Damper)(TLCD)، میراگر جرمی آونگی معلق و غیره است که سیستم‌هایTMD و TLD از نظر تئوری، عددی وتجربی عمدتاً برای کنترل ارتعاشات ورودی باد به طور گسترده مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. از جمله مزایای کنترل سازه به روش غیرفعال می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱.سادگی: کنترل غیرفعال معمولاً ساده‌تر از کنترل فعال است و روش‌های طراحی ساده‌تری دارد.

۲.هزینه: کنترل غیرفعال معمولاً هزینه کمتری نسبت به کنترل فعال دارد (هزینه طراحی، ساخت و نگهداری).

۳. عدم نیاز به انرژی خارجی مثل برق(منبع تغذیه).

از زمان کار فرام [1] در سال ۱۹۰۹، که سیستمTMD را به عنوان جاذب ارتعاش معرفی کرد، محققان بسیاری مسئله طراحی بهینه سیستمTMD را مورد مطالعه قرارداده‌اند [4-2]. ایده اصلی فرام، افزودن یک جرم اضافی با دوره تناوب یکسان به جرم اصلی بود که با آن در شرایط تشدید به صورت ناهمفاز ارتعاش می‌کند و بدین صورت، از حرکت سازه اصلی کاسته می‌شود. در سال ۱۹۴۰، دن هارتوگ[5] سیستم کامل‌تری که از جرم، فنر و میراگر تشکیل شده بود، برای جرم ثانویه در نظر گرفت که به سازه اولیه بدون میرایی متصل شده بود. راه حل کامل ریاضی برای تنظیم بهینه پارامترهای دخیل توسط تسای و لین [6] ارائه شد که شامل یک سیستم اصلی جرم ـ فنر ـ میراگر به همراه یک سیستم ثانویه جرم ـ فنر ـ میراگر می‌شد. روش دیگری توسط ویلاورد و کویاما ارائه شد [7] که از نظریه میرایی غیرکلاسیک برای محاسبه میرایی کلی استفاده می‌کرد. چند سال بعد، ویلاورد و همکارانش [8] این نظریه را در یک آزمایش با استفاده از یک سیستم جداسازی سقف برای ساختن نمونه‌ای از یکTMD به کار بردند. مطالعه آزمایشگاهی شامل یک سازه قابی بر روی میز لرزان به همراه صفحه فوقانی به عنوان سقف بود که بر فنرها و یاتاقان‌های لاستیکی چند لایه متکی بود. صادق و همکارانش [9] نیز از همین

استراتژی برای دستیابی به پارامترهای بهینه طراحی استفاده کردند. در سال ۱۹۹۸، رانا و سونگ [10] و سونگ [11] یک مطالعه پارامتری با استفاده از تجزیه و تحلیل‌های هارمونیک و تاریخچه زمانی برای درک اثر ناهماهنگی فرکانس انجام دادند. نوع متفاوتی از طراحی بهینه توسط ستین و آیدین [12] ارائه شد که از رویکرد تابع انتقال و برخی الگوریتم‌های بهینه‌سازی استفاده می‌کرد. جانگید و داتا [13] و آلمازان و همکاران[14]، استفاده از TMD را برای تعادل پیچشی یک سازه نامتقارن مطالعه کردند. سوتو ـ بریتو و رویز[15]، پاسخ غیرخطی یک ساختمان بتن مسلح ۲۲ طبقه مجهز به TMD را مورد بررسی قرار دادند. لوکوناپراسیت و وانیتکورکول[16]، عملکرد TMD را بر روی ساختمانی که در معرض حرکات زمین ناشی از زلزله‌های با فاصله کانونی زیاد بود و محتوای فرکانسی‌ای نزدیک به فرکانس سازه اصلی داشت، مورد مطالعه قرار دادند. پینکائو و همکاران [17] شبیه‌سازی‌های عددی را بر روی یک ساختمان بتن مسلح ۲۲ طبقه تحت رکورد زلزله مکزیکوسیتی۱۹۸۵انجام دادند. مطالعه مشابهی توسط اسگوبا و مارانو [18] انجام شد که یک سیستم یک درجه آزاد را که توسط مدل هیسترتیک بوک ـ ون توصیف شده بود، مورد بررسی قرار می‌داد. از جمله کارهای قابل توجه در این زمینه می‌توان به هاشیموتو و همکاران (۲۰۱۵) در مورد ساختمان‌هایی با جداسازی پایه مجهز به TMDهای با نسبت جرمی بزرگ[19]، یین و همکاران (۲۰۱۹) در مورد حذف ارتعاش با استفاده از TMDهای ضربه‌ای چندگانه[20]، کاوه و همکاران (۲۰۲۰) در مورد مقایسه الگوریتم‌های H2 و H∞برای طراحیTMD تحت حرکات زلزله نزدیک گسل و دور از گسل اشاره کرد[21]. علاوه بر این، چارالامپاکیس و همکاران[22] مفهوم جدیدی از کاهش جرم برای کاهش خطر لرزه‌ای با استفاده از «دال‌های جداسازی شده» که از نظر لرزه‌ای از سیستم سازه‌ای اصلی ساختمان جدا شده‌اند، بررسی کردند. وانگ و جانسون [23] اثربخشی چندین میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) را در افزایش عملکرد سازه‌ای غیرالاستیک تحت شرایط لرزه‌ای بررسی کردند که نتیجه این مطالعه، به دست آوردن دوره‌های تناوب بهینه تنظیم شده و محل قرارگیری TMD برای به حداقل رساندن اتلاف انرژی پلاستیک بود.

در یکی از ابتدایی‌ترین مطالعات بر رویFTMDها، اینائودی و کلای[24]، یک ابزار اصطکاکی مکانیکی را که به یک سیستم میراگر جرم ـ فنر متصل شده بود، مورد بررسی قرار دادند. به دنبال آن، ریکاردلی و ویکری [25] پاسخ حالت پایدارTMDها را بر روی سازه‌هایSDOF با شرایط سختی خطی و اصطکاک خشک با استفاده از بارهای هارمونیک مطالعه کردند. به طور مشابه، لین و همکارانش [26] یک میراگر با اجزای اصطکاکی پیشنهاد کردند. این میراگر شامل یک میراگر اصطکاکی بود که در آن استهلاک انرژی از طریق اصطکاک لغزشی فراهم می‌گشت و نیز یک میراگر جرم ـ فنر که انرژی را با حرکت خارج از فاز خود اتلاف می‌کرد. FTMDهای نیمه فعال نیز با استفاده از آزمایش‌های میز لرزان [27] مورد مطالعه قرار گرفتند که اثربخشیFTMDها را در کاهش ارتعاشات سازه‌های SDOF نشان می‌داد. گیوی و باسو [28] یک راه حل دوره‌ای با استفاده از تعادل هارمونی برای سازه‌هایی مجهز به FTMD که تحت تحریکات هارمونیک قرار داشتند، پیشنهاد کردند. پیسال و جانگید [29] معادلات حرکت را استخراج و آن‌ها را با روش حالت پایدار حل کردند. همچنین آنها به صورت پارامتری اثرات FTMDها را بر روی سازه‌هایSDOF که در معرض رکوردهای هارمونیک و حرکت زمین قرار دارند، بررسی کردند. در مطالعه بعدی، پیسال و جانگید [30] یک تحلیل پارامتری بر روی یک ساختمان برشی پنج طبقه متصل به FTMDهای تکی و چندگانه انجام دادند. ماتا [31] همچنین از یک مکانیزم اصطکاکی بر روی یک میراگر جرمی پاندول دوجهته استفاده کرد. کارمونا و همکارانش [32] یک میراگر جرمی تنظیم‌شده با میرایی اصطکاکی را برای کنترل ارتعاشات بیش از حد سیستم کف پیشنهاد کردند. کیم و لی [33] با اتخاذ یک تکنیک خطی‌سازی آماری، پاسخ تصادفی سیستم‌هایSDOF با چندینFTMD را تحت شتاب‌های نویز سفید بررسی کردند. به همین ترتیب، سلیمی و همکارانش [34] نشان دادند که FTMDها در کاهش جابه‌جایی‌های سقف نسبت بهTMDها مادامی که نسبت جرمی کمتر از ۰/۰۳ بود، مؤثرتر هستند. به تازگی بشارتیان و همکارانش رویکرد جدیدی را برای تخمین پارامترهای بهینهFTMDها با استفاده از الگوریتمPSO ارائه کرده‌اند که در کنترل جابه‌جایی‌های سیستم‌هایSDOF تحت رکوردها یلرزه‌ای زمین بسیار مؤثر بوده است. بااین حال، بشارتیان و همکارانش [35]به اثبات رسانیدند که سیستم‌هایSDOF ساده نمی‌توانند به طور کامل سازه‌های قابی را نمایش دهند، زیرا اثرات مود بالاتر می‌تواند به طور قابل توجهی بر پاسخ آن‌ها تأثیر بگذارد، به خصوص اگر از زلزله‌های واقعی در تحلیل و یا طراحی استفاده شوند.

در این پژوهش ۴ سازه برشی با تعداد طبقات ۱۰، ۲۰،۳۵ و ۵۰ طبقه در نظر گرفته شده است. دوره تناوب اصلی ارتعاش این

سازه‌ها با استفاده از رابطه $T_n = \frac{N}{10}$ محاسبه گردید. این سیستم‌های MDOF در نرم‌افزار OpenSees شبیه‌سازی‌شدند و در ادامه ۲۰ رکورد حوزه دور و ۲۰ رکورد حوزه نزدیک و همچنین یک نگاشت سینوسی با فرکانسی برابر با فرکانس اصلی سازه به آنها اعمال گردید و پاسخ سازه‌های مذکور در برابر این رکوردها محاسبه شد. سپس در تراز بام این سازه‌ها یکبار TMD و بار دیگر FTMD نصب گردید و این رکوردها دوباره به آن اعمال گردید. در نهایت ۵۴۰ مجموعه تحلیل با تجهیز TMD و ۸۱۰ مجموعه تحلیل با تجهیز FTMD انجام گردید و حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات، حداکثر شتاب، حداکثر برش پایه و حداکثر تغییر مکان طبقه بام محاسبه گردید. با توجه به مقالات بررسی شده در این زمینه، این چنین کاری تاکنون به این جامعیت و گستردگی انجام نشده است که این موضوع می‌تواند نوآوری و خلاقیت این پژوهش قلمداد شود.

میراگرجرمی تنظیم شده (TMD)

میراگر جرمی تنظیم شده (TMD) یکی از متداول‌ترین و گسترده‌ترین ابزار استفاده شده به منظورکنترل ارتعاش در مهندسی عمران و مکانیک بوده که دامنه کاربرد آن از ماشین‌های دورانی کوچک تا سازه‌های بلند توسعه یافته است. (TMD) دستگاهی متشکل از جرم، فنر و میراگر است که به منظور کاهش پاسخ دینامیکی سازه به سازه متصل می‌شود. هدف اصلی این میراگر کاهش پاسخ اصلی سازه از طریق تنظیم کردن یک جرم ارتعاشی اضافی به منظور نزدیک کردن فرکانس به فرکانس تشدید سازه اصلی می‌باشد. بدین صورت که ارتعاش سازه اصلی سبب ارتعاش میراگر به صورت ناهمفاز و در خلاف جهت با حرکت سازه در شرایط تشدید می‌گردد و بدین گونه ارتعاش ازطریق میرایی میراگر مستهلک می‌شود و انرژی وارد شده از طریق نیروی اینرسی میراگر به سازه تلف می‌شود. این میراگرها درمحلی ازسازه، که معمولاً دارای بیشترین تغییرمکان می‌باشد (نظیر بام سازه)، قرارمی‌گیرند. با استفاده از میراگر جرمی تنظیم شونده می‌توان آسایش ساکنان را در برابر ارتعاشات لرزه‌ای تأمین و از خسارات یا گسیختگی سازه‌ای جلوگیری کرد.

معادلات حاکم و پارامترهای TMD

یک سازه چند درجه آزادی (MDOF) را با TMD متصل به یک طبقه خاص (به طور مثال بام) در نظر بگیرید. با فرض اینکه این سازه به عنوان یک ساختمان برشی با جرم متمرکز در هر تراز طبقه فرض شود، معادله حرکت دینامیکی سازه مدل شده را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F \quad (۱)$$

که در آن M، C و K به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی سازه با در نظر گرفتن اثر TMD هستند.این ماتریس‌ها به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$M = M_s + M_d \quad (۲)$$

$$C = C_s + C_d \quad (۳)$$

$$K = K_s + K_d \quad (۴)$$

که اندیس s نشان دهنده مقادیر برای سازه اصلی و اندیس d نشان دهنده مقادیر برای TMDاست و در روابط بالا M_s، K_s و C_s؛ M_d، K_d و C_d به ترتیب نشان دهنده ماتریس های جرم، سختی و میرایی برای سازه اصلی و TMD می‌باشد.

$$M = \mathrm{diag}\,[m_1 m_2 \ \dots\dots\ m_N m_d] \quad (۵)$$

در معادله (۵) برای یک سازه N طبقه، مقادیر m_i جرم طبقه i ام $(i = 1, 2, \dots\dots\ N)$ است.

$$K_s = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3+k_4 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{i-1}+k_i & -k_i \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & -k_i & k_i+k_{i+1} \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & -k_{i+1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (۶)$$

$$\begin{bmatrix} 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_{i+1} & \cdots & 0 & 0 \\ k_{i+1}+k_{i+2} & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & \cdots & k_{N-1}+k_N & -k_N \\ 0 & \cdots & -k_N & k_N \end{bmatrix}$$

$$C_s = \alpha_1 M_s + \alpha_2 M_d \quad (۷)$$

که مقادیر α_1 و α_2 ثابت‌هایی هستند که با استفاده از نسبت‌های میرایی دوره تناوب های مود اول و دوم بدست می-

آیند. از آنجایی که در این مقاله ابزار TMD در تراز بام نصب گردیده است برای درنظرگرفتن این موضوع، تغییرات زیر باید در ماتریس سختی K_{s+d}در نظر گرفته شود. این ماتریس تلفیقی از ماتریس سختی سازه و ماتریس سختی TMD است که با اضافه شدن یک سطر و ستون صفر به ماتریس سختی سازه $K_{s(N,N)}$ به وجود می‌آید و در ادامه با جایگذاری‌های زیر ماتریس کلی سازه تجهیزشده به TMD پدید می‌آید:

$$k_{s+d(N+1,N+1)} = k_d \quad (۸)$$

$$k_{s+d(N+1,N)} = -k_d \quad (۹)$$

$$k_{s+d(N,N+1)} = -k_d \quad (۱۰)$$

$$k_{s+d(N,N)} = k_{N+}k_d \quad (۱۱)$$

جزئیات بیشتر روابط (۱) الی (۱۱) در مراجع [36] و [29] آمده است. در معادله (۱)، F بردار نیروی دینامیکی است. اگر این نیرو بارگذاری زلزله باشد، آنگاه خواهیم داشت:

$$F_Q = -MI\ddot{x}_g(t) \quad (۱۲)$$

که در آن $\ddot{x}_g(t)$ شتاب زمین لرزه و I به عنوان بردار تأثیر استکه برداری ستونی با درایه‌های برابر با یک است.

به طورکلی سه پارامتر برای TMD وجود دارد که عبارتند از نسبت فرکانسی f، نسبت جرمی μو نسبت میرایی ξ_d که به شکل زیر تعریف می‌گردد:

$$\mu = \frac{m_d}{m_s} \quad (۱۳)$$

$$f = \omega_d/\omega_{n1} \quad (۱۴)$$

$$\xi_d = \frac{c_d}{2m_d\omega_d} \quad (۱۵)$$

در رابطه (۱۴) $\omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}}$استو$\omega_{n1}$برابر با فرکانس زاویه‌ای اصلی سازه بدون TMD است.

میراگرجرمی تنظیم شدهاصطکاکی (Friction Tuned Mass Damper)

میراگر جرمی تنظیم شده اصطکاکیFTMD نوعی خاص از دستگاه کنترل ارتعاش است. این ابزار از یک میراگر جرمی تنظیم شده (TMD) با سختی خطی و میراگر اصطکاکی خالص تشکیل شده و رفتار غیر خطی از خود نشان می‌دهد. به طور کلی اجزای تشکیل دهنده آن عبارتند از: ۱)جرم که بر سازه اصلی قرار گرفته است، ۲)فنر که نوعی مکانیزم ارتجاعی ایجاد می‌کند و ۳) یک مکانیزم اصطکاکی که نوعی نیروی اصطکاکی را به وجود می‌آورد که می‌تواند برای تغییرویژگی‌های میرایی تنظیم شود. مشابه با TMD جرم و فنر به گونه‌ای کالیبره می‌شود که با فرکانس طبیعی سازه اصلی مطابقت داشته باشد که این هماهنگی درنهایت منجر به جذب ارتعاش و استهلاک آن می‌گردد. در شکل (۱) یک سازه برشی n درجه آزاد که در تراز بام آن ابزار FTMD نصب گردیده است نشان داده شده است.

مکانیزم FTMD

هنگامی که سازه اولیه ارتعاشاتی را تجربه می‌کند (به دلیل باد، زلزله یا اختلالات دیگر)، جرم FTMD در پاسخ به این نوسانات شروع به حرکت می‌کند. از یک سو فنر برای مقابله با این حرکت عمل می‌کند و سعی دارد جرم را به حالت اولیه برگرداندو از سوی دیگر این حرکت سبب می‌شودکه جرمنیروهایی اصطکاکی را تجربه کند که باعث اتلاف انرژی می‌شود. این نیروها انرژی جنبشی را به گرما تبدیلمی‌کنند و در نتیجه دامنه ارتعاشات را در سازه اولیه کاهش می‌دهند. به طور کلی حرکت جرم به گونه‌ای طراحی شده است که با ارتعاشات سازه اصلی در فرکانس طبیعی خود ناهمفاز باشد که منجر به کاهش حرکت کلی می‌شود. ترکیب جرم، فنر و اصطکاک به FTMD اجازه می‌دهد تا به طور مؤثر انرژی حاصل از ارتعاشات سازه را جذب کند و آن را از بین ببرد و منجر به کاهش جابه‌جایی و شتاب سازه شود. این مکانیزم در نهایت ایمنی و راحتی سازه را برای ساکنان ساختمان‌ها، پل‌ها یا دیگر انواع سازه‌ها افزایش می‌دهد.

معادلات حاکم و پارامترهای FTMD

برای یک سیستم MDOF به همراه FTMD معادله حرکت به صورت زیر تعریف خواهد شد:

$$M\ddot{X}(t) + C\dot{X}(t) + KX(t) = E\ddot{x}_g(t) + BF_s(t) \quad (۱۶)$$

که در آن C،M و K به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی برای سازه اصلی هستند و Eو Bماتریس‌های جای‌گذاری برای نیروی تحریک و نیروی اصطکاک هستند و $X(t)$ و $\dot{X}(t)$و $\ddot{X}(t)$ به ترتیب مربوط به جابه‌جایی نسبی، سرعت و شتاب برای سیستم پیکربندی شده بوده و $\ddot{x}_g$ بیانگر شتاب زمین‌لرزه و $F_s(t)$بردار اصطکاک است که به واسطه FTMD فراهم می‌گردد. در ادامه متغیرهای موجود در معادلات به صورت شماتیک نشان

داده شده‌اند.

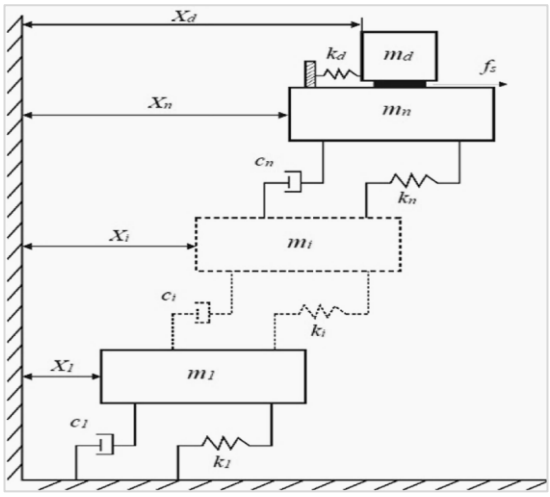
$$X(t) = \begin{Bmatrix} x_p(t) \\ x_d(t) \end{Bmatrix} \quad (۱۷)$$

$$M = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \quad (۱۸)$$

$$C = \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (۱۹)$$

$$K = \begin{bmatrix} k_s + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \quad (۲۰)$$

$$M_s = \text{diag}\,[m_1 m_2 \ \ldots\ldots\ldots m_N] \quad (۲۱)$$



شکل (۱) مدل شماتیک یک سیستم چند درجه آزاد مجهز به FTMD[36]

پر واضح است که در معادلات بالا k_s و c_s به ترتیب مربوط به سختی و میرایی برای سازه اصلی هستند؛ همچنین m_d نشانگر جرم میراگر و M_s بیانگر جرم سازه اصلی است.

$$E = \begin{bmatrix} -M_{s(N\times 1)} \\ -M_d \end{bmatrix} \quad (۲۲)$$

$$B = [0 \quad 0 \quad \cdots \quad 1]^T_{((N+1)\times 1)} \quad (۲۳)$$

و $F_s(t)$نیروی اصطکاک فراهم شده توسط FTMD را نشان می‌دهد.

$$F_s(t) = f_s \text{sgn}\left(\dot{x}_d(t) - \dot{x}_p(t)\right) \quad (۲۴)$$

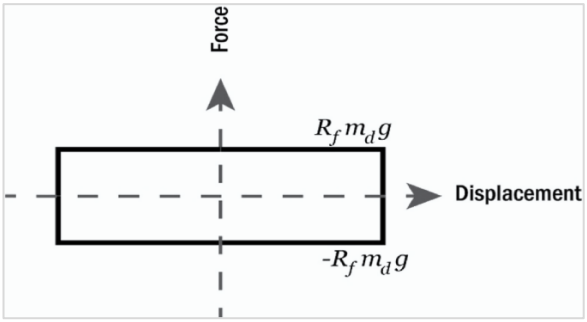
که در آن f_s نیروی اصطکاک ایجاد شده بین سازه و میراگر و sgn نشان دهنده تابع علامت، $\dot{x}_d$ بیانگر سرعت میراگر و $\dot{x}_p$نشان دهنده سرعت سازه اصلی می‌باشد. در این مقاله، پارامترهای FTMD شامل نسبت جرمیμ، نسبت فرکانسی f و ضریب اصطکاک R_fهستندکه به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$\mu = \frac{m_d}{m_s} \quad (۱۳)\text{مکرر}$$

$$f = \frac{\omega_d}{\omega_{n1}} \quad (۱۴)\text{ مکرر}$$

$$R_f = \frac{f_s}{M_d\, g} \quad (۲۵)$$

در شکل (۲) رابطه بین نیروی اصطکاک FTMD به ازای جابه‌جایی نسبی میراگر نسبت به سازه اصلی در حالت ایدئال نشان داده شده است.



شکل (۲) رابطه بین نیروی اصطکاک و تغییرمکان در ابزار FTMD[36]

صحت‌سنجی و اعتبارسنجی

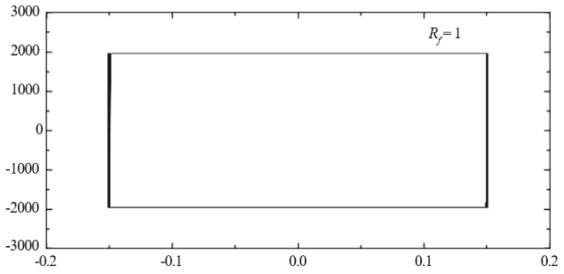
به طور کلی برای تصدیق در حوزه مطالعات پژوهشی می‌توان دو روش را پیش گرفت: ۱. مدل‌سازی و مقایسه آن با تحقیقات گذشته بدین صورت که با حاصل شدن مشابهت بالای نتایج می‌توان از درستی مدل اطمینان پیداکرد(صحت سنجی)،۲. می‌توان مدل‌سازی را در دو محیط مجزا به صورت موازی پیش برد و در پایان به قیاس نتایج نشست (اعتبارسنجی). در این پژوهش از هر دو روش استفاده خواهد شد.

صحت‌سنجی FTMD

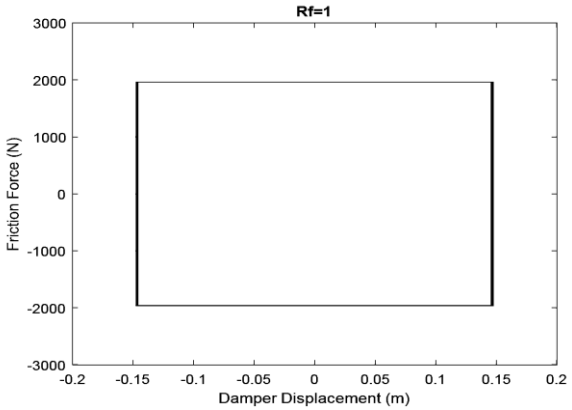
به سال ۲۰۱۶ میلادی، پیسال و جانگید [29] کارکرد لرزه‌ای استفاده از FTMD را برای سازه یک درجه آزاد (SDOF) (Single Degree of Freedom) مورد بررسی قرار دادند. مشخصات مدل بدین صورت بود که جرم سازه ۱۰ تن، دوره تناوب ۰/۵ ثانیه، نسبت میرایی ۲٪، نسبت جرمی ۲٪بود و تحت بارگذاری هارمونیک به معادله$\ddot{x}_g(t) = 0.1g\sin(4\pi t)$ و چند بار لرزه‌ای

قرار داده شد. در این پژوهش رفتار مورد نظر برای FTMD با توجه به مدل معرفی شده درمرجع [29] در نرم‌افزارOpensees مدل شد. بدین صورت که با فرض سیستم TMD بدون میرایی و در نظر گرفتن اصطکاک نسبت به سطح تماس برای آن و اتصال این پیکربندی از طریق المان طول صفر (Zero length element) به سازه اصلی، مدل مرجع [29]، بازیابی و بازسازی شد. در ادامه نتایج به دست آمده ازهر دو پژوهش آورده شده و مقایسه‌ای بین آن‌ها انجام گردیده است.

با توجه به شکلهای (۳) و (۴) نتایج از تطبیق بالای بین سازه مدل شده در این تحقیق و مدل مرجع حکایت دارد که در واقع خبر از صحت مدل‌سازی می‌دهد. با توجه به این اشکال، کران بالا و پایین نیروی اصطکاک برابر با $\pm R_f mg$ است و کران چپ و راست آن با فرض اینکه بارگذاری سینوسی باشد وابسته به ضریب اصطکاک R_fاست به نحوی که با افزایش ضریب اصطکاک کران چپ و راست کاهش می‌یابد.



شکل (۳) رابطه بین نیروی اصطکاک و تغییرمکان برای $R_f = 1$ در مرجع [29]



شکل (۴) حلقه هیسترزیس برای سازه مجهزشده بهFTMD با Rf=1 دراین پژوهش

اعتبارسنجی TMD

برای اعتبارسنجی مدلسازیTMD، یک سازه مفروض در opensees مدل‌سازی شده و تحلیل مودال برای آن به اجرا در آمده است. در ادامه نتایج حاصل شده باEtabs مورد بررسی قرار گرفته است [38] .

سازه مفروض، یک سازه برشی ۱۰ طبقه با رفتار خطی و میرایی ۵ درصد می‌باشد که به صورت یک قاب برشی ۲ بعدی مدل شده است. سختی طبقات به صورت تیپ درنظر گرفته شده و جرم طبقات به جز جرم بام یکسان فرض شده است. ابعاد المان‌های سازه‌ای (تیر و ستون مربعی‌شکل) هر طبقه مثل هم بوده با این تفاوت که برای تحقق رفتار برشی، مدول الاستیسیته تیر، ۱۰۰ برابر ستون در نظر گرفته شده که این مقدار با آزمون و خطا به دست آمده است. مشخصات مفروض درجدول (۱) ارائه شده است.

جدول (۱) خصوصیات سختی و جرم و سایر مشخصات سازه برشی ۱۰ طبقه

طبقه	[۴،۱]	[۸،۵]	۹	۱۰
سختی(N/m)	۵۴۳۹۰۰۰۰۰۰	۳۹۸۸۶۰۰۰۰۰	۲۵۳۸۲۰۰۰۰۰	۲۵۳۸۲۰۰۰۰۰
جرم (Kg)	۴۵۰۰۰۰	۴۵۰۰۰۰	۴۵۰۰۰۰	۴۰۰۰۰۰
مدول الاستیسیته (N/m2)	۲۵۰۰۰۰۰۰۰۰	۲۵۰۰۰۰۰۰۰۰	۲۵۰۰۰۰۰۰۰۰	۲۵۰۰۰۰۰۰۰۰
بعد مقطع(cm)	۱۳۰/۹۱۱۶۲	۱۲۱/۱۴۴۴	۱۰۸/۲۰۰۶	۱۰۸/۲۰۰۶
طول تیر (m)	۵	۵	۵	۵
ارتفاع ستون (m)	۳	۳	۳	۳

جدول(۲) نتایج تحلیل مودال قاب برشی ۱۰ طبقه بدون تجهیز در Opensees

شماره مد ارتعاشی	LAMBDA(ω_n^2)	فرکانس زاویه‌ای (رادیان بر ثانیه)	فرکانس (هرتز)	دوره تناوب ارتعاش (ثانیه)
۱	۳۹/۴۲۶۹	۶/۲۷۹۰۸	۰/۹۹۹۳۴۷	۱/۰۰۰۶۵
۲	۷۷۶/۵۲۳	۲۷/۸۶۶۲	۴/۴۳۵۰۴	۰/۲۲۵۴۷۷
۳	۳۲۰۱/۴۲	۵۶/۵۸۱۱	۹/۰۰۵۱۶	۰/۱۱۱۰۴۷
۴	۷۳۶۴/۴۴	۸۵/۸۱۶۳	۱۳/۶۵۸۱	۰/۰۷۳۲۱۶۷
۵	۱۲۳۴۷/۹	۱۱۱/۱۲۱	۱۷/۶۸۵۵	۰/۰۵۶۵۴۳۵
۶	۱۶۵۰۸/۵	۱۲۸/۴۸۵	۲۰/۴۴۹۱	۰/۰۴۸۹۰۲
۷	۲۲۴۰۷/۷	۱۴۹/۶۹۲	۲۳/۸۲۴۲	۰/۰۴۱۹۷۴۱
۸	۲۹۳۸۴/۲	۱۷۱/۴۱۸	۲۷/۲۸۲	۰/۰۳۶۶۵۴۱
۹	۳۳۵۹۶/۰	۱۸۳/۲۹۲	۲۹/۱۷۱۸	۰/۰۳۴۲۷۹۶
۱۰	۴۳۴۰۳/۳	۲۰۸/۳۳۴	۳۳/۱۵۷۵	۰/۰۳۰۱۵۹۱

جدول(۳) نتایج تحلیل مودال قاب برشی ۱۰ طبقه بدون تجهیز درEtabs

شماره مد ارتعاشی	دوره تناوب ارتعاش (ثانیه)	فرکانس (هرتز)	فرکانس زاویه‌ای (رادیان بر ثانیه)	مقدار ویژه (رادیان بر ثانیه)^2
۱	۱/۰۰۱	۰/۹۹۹	۶/۲۷۴۱	۳۹/۳۶۴۴
۲	۰/۲۲۶	۴/۴۲۴	۲۷/۷۹۴۹	۷۷۲/۵۵۵۵
۳	۰/۱۱۱	۸/۹۷۷	۵۶/۴۰۲۴	۳۱۸۱/۲۲۵۵
۴	۰/۰۷۳	۱۳/۶۱۱	۸۵/۵۲۱۴	۷۳۱۳/۹۰۶۹
۵	۰/۰۵۷	۱۷/۶۲۸	۱۱۰/۷۵۸۷	۱۲۲۶۷/۴۸۲۹
۶	۰/۰۴۹	۲۰/۳۹	۱۲۸/۱۱۵۸	۱۶۴۱۳/۶۶۶۸
۷	۰/۰۴۲	۲۳/۷۵۴	۱۴۹/۲۴۸۶	۲۲۲۷۵/۱۴۲۱
۸	۰/۰۳۷	۲۷/۲۰۲	۱۷۰/۹۱۶۷	۲۹۲۱۲/۵۱۴۳
۹	۰/۰۳۴	۲۹/۰۹۴	۱۸۲/۸۰۲۸	۳۳۴۱۶/۸۴۷۵
۱۰	۰/۰۳۰	۳۳/۰۶۴	۲۰۷/۷۴۴۸	۴۳۱۵۷/۹۱۱۱

با مقایسه مقادیر فرکانس‌ها و دوره تناوب‌های بدست آمده از نرم افزارهای Opensees و Etabs که به ترتیب در جداول (۲) و (۳) درج گردیده‌اند، مشخص می‌گردد مقادیر فرکانسها و دوره تناوب‌های بدست آمده از دو نرم افزار مذکور برای مدل برشی ده درجه آزاد مورد بحث، تطابق خیلی خوبی با یکدیگر دارند و در نتیجه، مدل‌سازی صحیح انجام شده است.

درگام بعدی سازه مورد بحث همراه با TMD مدل‌سازی شد. جرم TMD به عنوان پیش فرض ۲ درصد جرم کل سازه در نظر گرفته شده و سایر پارامترهای لازم طی مراحل زیر به دست آمده است:

$$\mu = \frac{m_d}{m_p} \ , \mu = 0.02 \ ; \ m_p = 4450000\ \text{kg} \gg m_d$$

$$= 89000\ \text{kg}$$

میزان سختی TMD را می‌توان با استفاده از رابطه زیر به دست آورد[39]:

$$k_d = 4\pi^2 \mu f^2 \frac{m_p}{{T_p}^2} \qquad (۲۶)$$

با فرض اینکه نسبت فرکانسی $f=1$، بهینه‌ترین حالت خواهد بود و انتخاب $T_p = 1\text{sec}$ به عنوان زمان تناوب اصلی سازه، $k_d = 3513579.167\ \text{N/m}$به دست می‌آید.به عنوان یک انتخاب با فرض اینکه $\xi = 0.019$ باشد، در نهایت ضریب میرایی TMD،$c_d = 21249.732\ {}^{\text{N.s}}/_{\text{m}}$به دستمی‌آید[36]:

$$c_d = 4\pi\mu f\xi \frac{m_p}{T_p} \qquad (۲۷)$$

جدول(۴) نتایج تحلیل مودال قاب برشی ۱۰ طبقه با تجهیزTMD در Opensees

شماره مد ارتعاشی	LAMBDA(ω_n^2)	فرکانس زاویه‌ای (رادیان بر ثانیه)	فرکانس (هرتز)	دوره تناوب ارتعاش (ثانیه)
۱	۳۰/۵۰۴۷	۵/۵۲۳۱۱	۰/۸۷۹۰۳	۱/۱۳۷۶۲
۲	۵۰/۸۵۹۲	۷/۱۳۱۵۶	۱/۱۳۵۰۲	۰/۸۸۱۰۳۹
۳	۷۷۸/۴۷۱	۲۷/۹۰۱۱	۴/۴۴۰۶	۰/۲۲۵۱۹۵
۴	۳۲۰۲/۹۴	۵۶/۵۹۴۶	۹/۰۰۷۳	۰/۱۱۱۰۲۱
۵	۷۳۶۵/۵۸	۸۵/۸۲۳	۱۳/۶۵۹۱	۰/۰۷۳۲۱۱
۶	۱۲۳۴۹/۰	۱۱۱/۱۲۶	۱۷/۶۸۶۳	۰/۰۵۶۵۴۱
۷	۱۶۵۰۹/۱	۱۲۸/۴۸۸	۲۰/۴۴۹۴	۰/۰۴۸۹۰۱۱
۸	۲۲۴۰۷/۸	۱۴۹/۶۹۲	۲۳/۸۲۴۳	۰/۰۴۱۹۷۴
۹	۲۹۳۸۴/۲	۱۷۱/۴۱۸	۲۷/۲۸۲	۰/۰۳۶۶۵۴۱
۱۰	۳۳۵۹۶/۰	۱۸۳/۲۹۲	۲۹/۱۷۱۸	۰/۰۳۴۲۷۹۶

جدول(۵) نتایج تحلیل مودال قاب برشی ۱۰ طبقه با تجهیزTMD درEtabs

شماره مد ارتعاشی	دوره تناوب ارتعاش (ثانیه)	فرکانس (هرتز)	فرکانس زاویه‌ای (رادیان بر ثانیه)	مقدار ویژه (رادیان بر ثانیه)^2
۱	۱/۱۳۸	۰/۸۷۹	۵/۵۲۰۸	۳۰/۴۷۹۵
۲	۰/۸۸۱	۱/۱۳۵	۷/۱۲۸۸	۵۰/۸۱۹۸
۳	۰/۲۲۶	۴/۴۲۹	۲۷/۸۲۹۹	۷۷۴/۵۰۱۹
۴	۰/۱۱۱	۸/۹۷۹	۵۶/۴۱۵۹	۳۱۸۲/۷۵۱۲
۵	۰/۰۷۳	۱۳/۶۱۲	۸۵/۵۲۸	۷۳۱۵/۰۴۱۶
۶	۰/۰۵۷	۱۷/۶۲۹	۱۱۰/۷۶۳۵	۱۲۲۶۸/۵۵۴۶
۷	۰/۰۴۹	۲۰/۳۹۱	۱۲۸/۱۱۸۱	۱۶۴۱۴/۲۴۸۸
۸	۰/۰۴۲	۲۳/۷۵۴	۱۴۹/۲۴۸۸	۲۲۲۷۵/۲۰۴۷
۹	۰/۰۳۷	۲۷/۲۰۲	۱۷۰/۹۱۶۷	۲۹۲۱۲/۵۱۸۹
۱۰	۰/۰۳۴	۲۹/۰۹۴	۱۸۲/۸۰۲۸	۳۳۴۱۶/۸۴۷۸

با مقایسه، مقادیر فرکانسها و دوره تناوب‌های متناظر درج شده در جداول (۴) و (۵) که به ترتیب از تحلیل مودال سازه برشی ۱۰ درجه آزاد با تجهیز TMD با نرم‌افزارهای Opensees و Etabs بدست آمده‌اند، مشخص گردید تطابق خیلی خوبی بین این مقادیر وجود دارد. حال، می‌توان از صحت مدل‌سازی اطمینان حاصل کرد و در ادامه سازه‌های برشی مورد نظر را به TMD و FTMD تجهیز کرد.

مشخصات سازه‌های مورد استفاده در این مقاله

سازه‌های مورد استفاده برای این پژوهش دارای پلان مربعی‌شکل به بعد ۳۰ متر، ارتفاع هرطبقه ۳ متر و سیستم باربرجانبی درهر دو جهت از نوع قاب برشی و از نظر هندسی متقارن است. جرم درنظرگرفته شده (به صورت یکنواخت) برای طبقات ۴۵۰ تن و برای طبقه بام ۴۰۰ تن لحاظ شده است. رفتار سازه‌ها در محدوده خطی بررسی می‌شود. سختی طبقات به صورت پله‌ای (تیپ) از پایین به بالا کاهش می‌یابد. دوره تناوب برای هر سازه برابر ۰/۱ تعداد طبقات فرض شده است و در نهایت سازه تحت ۲۰ رکورد حوزه نزدیک و دور و همچنین تحت بارگذاری هارمونیک سینوسی قرار گرفته و تحلیل تاریخچه زمانی برای آنها برای وضعیت با میراگر و بدون میراگر به اجرا در آمده است.

مدل برشی

در ساختمان‌های برشی، سختی هرطبقه برابر با سختی جانبی ستون‌های آن طبقه است. زیرا سختی خمشی تیرها در این مدل از سازه‌ها بی‌نهایت فرض می‌شود. به عنوان مثال اگر طبقه iام

یک ساختمان برشی دارای دو ستون یکسان به ارتفاع h_i و سختی خمشی EI باشد، سختی جانبی طبقه iام برابر با $\frac{24EI}{(h_i)^3}$ می‌گردد. لازم به ذکر است در این تحقیق تغییرات سختی طبقات به صورت پله‌ای (هر چهار طبقه یکسان) در نظر گرفته شده است به نحوی که سختی طبقه بام معادل ۰/۴ سختی طبقه اول فرض شده است.

برایدست یافتن بهیک سازه چند درجه آزاد با یک دوره تناوبه خصوص، با داشتن جرم طبقات،و پیش فرض اینکه سختی طبقات به صورت تیپ (پله‌ای: به نحوی که هر ۴ طبقه از پایین به بالا دارای سختی یکسان است) باشد، ابتدا یک مقدار اولیه سختی طبقه در نظر گرفته شدو سازه با اینسختی، مدل‌سازی شد. بر اساس دوره تناوب مدل محاسبه شده برای مدل توسط OpenSees، مجموع سختی در سرتاسر طبقات سازه $\left(\sum_{j=1}^{N} K_j\right)_{i+1}$،به طور پیوسته با استفاده از معادله زیر به هنگام شد[36]:

$$\left(\sum_{j=1}^{N} K_j\right)_{i+1} = \left(\frac{T_i}{T_{target}}\right)^2 . \left(\sum_{j=1}^{N} K_j\right)_i \quad (۲۸)$$

که در رابطه بالا T_iنشانگر دوره تناوب منطبق با سختی اولیه سازه، T_{target} بیانگر دوره تناوب هدف (۱۰٪ تعداد طبقات N) و $\left(\sum_{j=1}^{N} K_j\right)_i$ مجموع سختی اولیه و i تعداد گام می‌باشد. در مرحله بعدی، دوره تناوب منطبق بر مدل با $\left(\sum_{j=1}^{N} K_j\right)_{i+1}$ استخراج شد و معادله دوباره در یک حلقه اجرا شد تا $\left(\sum_{j=1}^{N} K_j\right)_{i+1}$ همگرا شود و در نهایت سختی طبقات سازگار با دوره تناوب هدف تعیین بشود [36].

در این پژوهش سازه‌های ۱۰،۲۰،۳۵ و ۵۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفته‌اند که مشخصات سختی و جرم آنها به ترتیب در جداول (۶) تا (۹) آورده شده است. همان طورکه پیداست، سختی طبقات به صورت یکسان، برای هر چهارطبقه از پایین به بالا یکسان درنظر گرفته شده است که با لحاظ کردن مسائل اجرایی امری معقول و منطقی به‌نظر می‌رسد.

جدول(۶) مشخصات مدل برشی ۱۰ طبقه

مدل برشی ۱۰ طبقه با دوره تناوب اصلی ۱ ثانیه					
سختی طبقه (KN/m)	جرم طبقه (ton)	شماره طبقه	سختی طبقه (KN/m)	جرم طبقه (ton)	شماره طبقه
۲/۱۷۸۶×۱۰^۹	۴۵۰	۹	۵/۴۳۹×۱۰^۹	۴۵۰	[۴،۱]
۲/۱۷۸۶×۱۰^۹	۴۰۰	۱۰	۳/۹۸۹×۱۰^۹	۴۵۰	[۸،۵]

جدول(۷) مشخصات مدل برشی ۲۰ طبقه

مدل برشی ۲۰ طبقه با دوره تناوب اصلی ۲ ثانیه					
سختی طبقه (KN/m)	جرم طبقه (ton)	شماره طبقه	سختی طبقه (KN/m)	جرم طبقه (ton)	شماره طبقه
۳/۲۴۸۱×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۱۳،۱۶]	۵/۲۳×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۴،۱]
۲/۰۹۲×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۱۷،۱۹]	۴/۵۶۹۴×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۸،۵]
۲/۰۹۲×۱۰^۱۰	۴۰۰	۲۰	۳/۹۰۸۷×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۱۲،۹]

جدول(۸) مشخصات مدل برشی ۳۵ طبقه

مدل برشی ۳۵ طبقه با دوره تناوب اصلی ۳/۵ ثانیه					
سختی طبقه (KN/m)	جرم طبقه (ton)	شماره طبقه	سختی طبقه (KN/m)	جرم طبقه (ton)	شماره طبقه
۲/۴۱۸×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۲۴،۲۱]	۳/۷۳۷×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۴،۱]
۲b /۱۵۴×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۲۸،۲۵]	۳/۴۷۴×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۸،۵]
۱/۸۹۰×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۳۲،۲۹]	۳/۲۰۹×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۱۲،۹]
۱/۴۹۴۸×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۳۴،۳۳]	۲/۹۴۵×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۱۶،۱۳]
۱/۴۹۴۸×۱۰^۱۰	۴۰۰	۳۵	۲/۶۸۲×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۲۰،۱۷]

رکوردهای مورد استفاده

در مهندسی زلزله، اصطلاحات رکورد «حوزه دور» (Far field) و «حوزه نزدیک» (Near field) به انواع مختلف داده‌های حرکت زمین که در طول رویدادهای لرزه‌ای، به ویژه در رابطه با فاصله از صفحه گسیختگی گسل جمع‌آوری می‌شوند،اشاره دارد. این تمایز می‌تواند به طور قابل توجهی بر تجزیه و تحلیل و طراحی سازه‌ها برای مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای تأثیر بگذارد. از این رو به منظور مطالعه بهتر رفتار سازه‌های مورد نظر و تعیین کارایی و بهبود اثرگذاری این میراگرها بر پاسخ‌های سازه، بسیار مناسب است که رکوردهای مورد استفاده را از یکدیگر تفکیک کرد. از این رو مدل‌های برشی تحت سه دسته رکوردتحلیل شدند:۱) ۲۰ رکورد حوزه نزدیک، ۲) ۲۰ رکورد حوزه دور و ۳)نگاشتی سینوسی که فرکانس آن بر فرکانس اصلی مدل سازه منطبق بود. جزئیات رکوردهای مورد نظر در جدول (۱۰) آورده شده است. در مراجع[44-40] معیار رکورد حوزه نزدیک فاصله ۱۰ تا ۳۰ کیلومتر تا کانون زلزله در نظر گرفته شده است. در این مقاله، با استناد به مراجع فوق الذکر، فاصله کمتر از ۱۵ کیلومتر

به عنوان رکورد حوزه نزدیک در نظر گرفته شده است و بیشتر از آن به عنوان رکورد حوزه دور لحاظ گردیده است. ۲۰ رکورد اول درج شده در جدول (۱۰) مربوط به زلزله‌های حوزه دور و ۲۰ رکورد بعدی مربوط به زلزله‌های حوزه نزدیک است. این رکوردها از سایت پایگاه داده‌های حرکت زمین موسوم به پی‌یر (PEER) دانلود شده‌اند [45].

جدول(۹) مشخصات مدل برشی ۵۰ طبقه

مدل برشی ۵۰ طبقه با دوره تناوب اصلی ۵ ثانیه					
سختی طبقه (KN/m)	جرم طبقه(ton)	شماره طبقه	سختی طبقه (KN/m)	جرم طبقه(ton)	شماره طبقه
۷۹/۶۹×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۳۲،۲۹]	۱۲۱/۲۸×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۴،۱]
۷۳/۷۵×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۳۶،۳۳]	۱۱۵/۳۴×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۸،۵]
۶۷/۸۲×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۴۰،۳۷]	۱۰۹/۴۳×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۱۲،۹]
۶۱/۸۷۷×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۴۴،۴۱]	۱۰۳/۴۵×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۱۶،۱۳]
۵۵/۹۳۷۵×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۴۸،۴۵]	۹۷/۵۲×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۲۰،۱۷]
۴۸/۵۱۲×۱۰^۱۰	۴۵۰	۴۹	۹۱/۵۷×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۲۴،۲۱]
۴۸/۵۱۲×۱۰^۱۰	۴۰۰	۵۰	۸۵/۶۳×۱۰^۱۰	۴۵۰	[۲۸،۲۵]

جدول(۱۰) مشخصات رکوردهای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک و نگاشت سینوسی

شماره رکورد	شرح رکورد	M_w	فاصله(km)	تعداد نقاط	گام زمانی(s)	حداکثر شتاب (g)
۱	Beverly Hills - 14145 Mulhol/009/Northridge-01	۶/۶۹	۱۷/۱۵	۲۹۹۹	۰/۰۱	۰/۴۱۶
۲	Northridge-01/ Beverly Hills - 14145 Mulhol/279	۶/۶۹	۱۷/۱۵	۲۹۹۹	۰/۰۱	۰/۵۱۶
۳	Northridge-01/Castaic - Old Ridge Route/GLP177	۶/۶۹	۲۲/۲۱	۱۹۹۹	۰/۰۱	۰/۴۱
۴	Northridge-01/ Castaic - Old Ridge Route/ GLP267	۶/۶۹	۲۲/۲۱	۱۹۹۹	۰/۰۱	۰/۴۸۲
۵	Duzce_ Turkey/Sakarya/DUZCE_SKR180	۷/۱۴	۴۵/۱۶	۵۵۹۰	۰/۰۱	۰/۷۲۷
۶	Duzce_ Turkey/Sakarya/DUZCE_SKR180	۷/۱۴	۴۵/۱۶	۵۵۹۰	۰/۰۱	۰/۸۲۲
۷	Imperial Valley-06/ Delta/DLT262	۶/۵۳	۲۲/۰۳	۹۹۹۲	۰/۰۱	۰/۲۳۷
۸	Imperial Valley-06/ Delta/DL352	۶/۵۳	۲۲/۰۳	۹۹۹۲	۰/۰۱	۰/۳۵۱
۹	Imperial Valley-06/El Centro Array #13/H-E13140	۶/۵۳	۲۱/۹۸	۷۸۰۸	۰/۰۰۵	۰/۳۶۱
۱۰	Imperial Valley-06/El Centro Array #13/H-E13230	۶/۵۳	۲۱/۹۸	۷۸۰۸	۰/۰۰۵	۰/۳۹۷
۱۱	Kobe_ Japan/Sakai/KOBE_SKI000	۶/۹	۲۸/۰۸	۴۰۹۶	۰/۰۱	۰/۵۰۹
۱۲	Kobe_ Japan/Sakai/KOBE_SKI090	۶/۹	۲۸/۰۸	۴۰۹۶	۰/۰۱	۰/۵۰۲
۱۳	Kobe_ Japan/Shin-Osaka/KOBE_SHI000	۶/۹	۱۹/۱۵	۴۰۹۶	۰/۰۱	۰/۲۴۳
۱۴	Kobe_ Japan/Shin-Osaka/KOBE_SHI090	۶/۹	۱۹/۱۵	۴۰۹۶	۰/۰۱	۰/۲۱۱
۱۵	Kocaeli_ Turkey/Duzce/KOCAELI_DZC180	۷/۵۱	۱۵/۳۷	۵۴۳۷	۰/۰۰۵	۰/۳۱۲
۱۶	Kocaeli_ Turkey/Duzce/KOCAELI_DZC270	۷/۵۱	۱۵/۳۷	۵۴۳۷	۰/۰۰۵	۰/۳۵۷
۱۷	Kocaeli_ Turkey/Bursa Sivil/KOCAELI_BSI090	۷/۵۱	۶۵/۵۳	۶۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۲۱۸
۱۸	Kocaeli_ Turkey/Bursa Sivil/KOCAELI_BSI090	۷/۵۱	۶۵/۵۳	۶۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۱۴۹
۱۹	Landers/LANDERS_YER270	۷/۲۸	۲۳/۶۲	۲۲۰۰	۰/۰۲	۰/۲۴۴

ادامه جدول(۱۰) مشخصات رکوردهای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک و نگاشت سینوسی

شماره رکورد	شرح رکورد	M_w	فاصله (km)	تعداد نقاط	گام زمانی (s)	حداکثر شتاب (g)
۲۰	Landers/LANDERS_YER360	۷/۲۸	۲۳/۶۲	۲۲۰۰	۰/۰۲	۰/۱۵۱
۲۱	NAHANNI_S2240/ Site 2/Nahanni_ Canada	۶/۷۶	۴/۹۳	۳۹۹۱	۰/۰۰۲۵	۰/۵۱۹
۲۲	Nahanni_ Canada/ Site 2/NAHANNI_S2330	۶/۷۶	۴/۹۳	۳۹۹۱	۰/۰۰۲۵	۰/۳۵۵
۲۳	Loma Prieta/BRAN/LOMAP_BRN000	۶/۹۳	۱۰/۷۲	۵۰۰۱	۰/۰۰۵	۰/۳۵۷
۲۴	Loma Prieta/BRAN/LOMAP_BRN090	۶/۹۳	۱۰/۷۲	۵۰۰۱	۰/۰۰۵	۰/۵۰۲
۲۵	Loma Prieta/Corralitos/LOMAP_CLS000	۶/۹۳	۳/۸۵	۷۹۹۷	۰/۰۰۵	۰/۶۴۴
۲۶	Loma Prieta/Corralitos/LOMAP_CLS090	۶/۹۳	۳/۸۵	۷۹۹۹	۰/۰۰۵	۰/۴۸۲
۲۷	Cape Mendocino/Cape Mendocino/CPM000	۷/۰۱	۶/۹۶	۱۵۰۰	۰/۰۲	۱/۴۹۳
۲۸	Cape Mendocino/Cape Mendocino/CPM090	۷/۰۱	۶/۹۶	۱۵۰۰	۰/۰۲	۱/۰۳۸
۲۹	Northridge-01/LA -VA Hospital/NWH270	۶/۶۹	۸/۴۴	۹۵۵۷	۰/۰۰۵	۰/۷۵۲
۳۰	Northridge-01/LA -VA Hospital/NWH360	۶/۶۹	۸/۴۴	۹۵۵۹	۰/۰۰۵	۰/۹۳۲
۳۱	Northridge-01/Newhall - Fire Sta/NWH090	۶/۶۹	۵/۹۲	۲۹۹۹	۰/۰۱	۰/۳۴۱
۳۲	Northridge-01/Newhall - Fire Sta/NWH360	۶/۶۹	۵/۹۲	۲۹۹۹	۰/۰۱	۰/۴۵۹
۳۳	Kocaeli_ Turkey/Yarimca/KOCAELI_YPT060	۷/۵۱	۴/۸۳	۷۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۲۲۶
۳۴	Kocaeli_ Turkey/Yarimca/KOCAELI_YPT150	۷/۵۱	۴/۸۳	۷۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۳۲۱
۳۵	Chi-Chi_ Taiwan/ CHY028/CHICHI_CHY028-E	۷/۶۲	۳/۱۲	۱۸۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۴۹۸
۳۶	Chi-Chi_ Taiwan/ CHY028/CHICHI_CHY028-N	۷/۶۲	۳/۱۲	۱۸۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۳۱۹
۳۷	Chi-Chi_ Taiwan/ CHY080/CHICHI_CHY080-N	۷/۶۲	۲/۶۹	۱۸۰۰۰	۰/۰۰۵	۱/۰۰۸
۳۸	Chi-Chi_ Taiwan/ CHY080/CHICHI_CHY080-N	۷/۶۲	۲/۶۹	۱۸۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۴۳۱
۳۹	Denali_ Alaska/TAPS Pump Station #10/PS10-047	۷/۹	۲/۷۴	۱۸۴۱۹	۰/۰۰۵	۰/۳۳۲
۴۰	Denali_ Alaska/TAPS Pump Station #10/PS10-317	۷/۹	۲/۷۴	۱۸۴۱۹	۰/۰۰۵	۰/۲۹۷
S	0.35g sin(2πft)			۳۰۰۰	۰/۰۱	۰/۳۵

تحلیل مدل‌های برشی تحت رکوردهای موردنظر

در این بخش مدل‌های برشی تحت سه حالت بدون میراگر، با میراگر TMD و با میراگر FTMD تحت رکوردهای مطرح شده مورد تحلیل قرار گرفتند و در انتها پاسخ‌ها (برش پایه، تغییرمکان نسبی طبقات، شتاب طبقات و جابه‌جایی بام) با یکدیگر قیاس شدند.

برای دانستن اینکه میراگرها چقدر می‌توانند در بهینه کردن پاسخ‌های سازه‌ای مؤثر واقع شوند، در ابتدا لازم است مدل‌های برشی با رکوردهای پیش‌فرض تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار بگیرند و پاسخ‌های سازه تعیین شود. لازم به ذکر است میرایی در نظر گرفته شده برای تمامی مدل‌ها، میرایی رایلی (۵٪) در نظر گرفته شده است[40].بدین منظور مدل‌های ۱۰، ۲۰، ۳۵ و۵۰ طبقه تحت رکوردهای دور و نزدیک و همچنین تحت نگاشت سینوسی با فرکانسی منطبق بر سازه مورد نظر، تحلیل شدند و مقادیر حداکثر پاسخ‌ها به ازای هر رکورد استخراج شد. نتایج به دست آمده در جداول (۱۱) تا (۲۲)آورده شده است.

جدول (۱۱) پاسخ‌های سازه ۱۰ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور

شمارهطبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شمارهطبقه	حداکثر دریفت طبقات(٪)	حداکثر دریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۱۰	۱۵/۶۴	۹	۱/۶۸۰	۰/۰۱۶۸	۱/۲۵۰	۰/۳۷۵	۰/۳۱۵	۱۴۰۳۱/۹	۱
۱۰	۱۵/۲۵	۹	۱/۵۱۷	۰/۰۱۵۱	۱/۱۴۶	۰/۳۴۳	۰/۳۲۵	۱۴۵۰۵/۵	۲
۱۰	۱۰/۶۳	۹	۰/۷۳۰	۰/۰۰۷۳	۰/۴۸۰	۰/۱۴۴	۰/۱۶۷	۷۴۶۲/۸۴	۳
۱۰	۱۳/۹۰	۹	۱/۰۴۷	۰/۰۱۰۴	۰/۷۷۷	۰/۲۳۳	۰/۱۹۳	۸۵۹۶/۳۲	۴
۱۰	۱۶/۷۷	۹	۱/۳۲۲	۰/۰۱۳۲	۰/۹۰۴	۰/۲۷۱	۰/۲۷۷	۱۲۳۴۷/۴	۵
۱۰	۱۸/۴۴	۹	۱/۸۹۸	۰/۰۱۸۹	۱/۴۱۶	۰/۴۲۴	۰/۳۹۴	۱۷۵۵۰/۹	۶
۱۰	۵/۸۵	۹	۰/۴۶۴	۰/۰۰۴۶	۰/۳۲۵	۰/۰۹۷	۰/۰۹۰	۴۰۰۵/۲۹	۷
۱۰	۱۲/۳۷	۹	۰/۸۰۷	۰/۰۰۸۰	۰/۵۹۳	۰/۱۷۷	۰/۱۷۱	۷۶۲۰/۶۹	۸
۱۰	۱۱/۳۳	۹	۰/۴۶۱	۰/۰۰۴۶	۰/۳۰۷	۰/۰۹۲	۰/۱۸۴	۸۲۲۵/۰۸	۹
۱۰	۷/۷۶	۹	۰/۳۹۸	۰/۰۰۳۹	۰/۲۷۵	۰/۰۸۲	۰/۱۵۰	۶۶۹۵/۲۹	۱۰
۱۰	۱۲/۸۵	۹	۰/۶۱۱	۰/۰۰۶۱	۰/۳۷۶	۰/۱۱۲	۰/۲۰۰	۸۹۱۷/۸۵	۱۱
۱۰	۸/۴۸	۹	۰/۵۶۵	۰/۰۰۵۶	۰/۳۶۸	۰/۱۱۰	۰/۱۲۱	۵۴۲۲/۰۳	۱۲
۱۰	۵/۶۸	۹	۰/۵۶۷	۰/۰۰۵۷	۰/۴۱۱	۰/۱۲۳	۰/۰۹۵	۴۲۵۹/۹۶	۱۳
۱۰	۴/۷۹	۹	۰/۳۷۷	۰/۰۰۳۷	۰/۲۷۸	۰/۰۸۳	۰/۰۸۶	۳۸۵۳/۰۸	۱۴
۱۰	۹/۷۴	۹	۰/۷۸۹	۰/۰۰۷۸	۰/۵۴۶	۰/۱۶۴	۰/۱۴۰	۶۲۳۹/۴۸	۱۵
۱۰	۱۲/۷۱	۹	۱/۰۵۸	۰/۰۱۰۵	۰/۷۵۱	۰/۲۲۵	۰/۲۲۰	۹۸۰۶/۸	۱۶
۱۰	۳/۳۷	۹	۰/۲۱۱	۰/۰۰۲۱	۰/۱۳۸	۰/۰۴۱	۰/۰۵۱	۲۲۷۱/۸۲	۱۷
۱۰	۲/۷۹	۹	۰/۱۸۷	۰/۰۰۱۸	۰/۱۳۳	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۱۹۳۶/۹۸	۱۸
۱۰	۷/۰۸	۹	۰/۸۱۴	۰/۰۰۸۱	۰/۶۱۰	۰/۱۸۳	۰/۱۵۱	۶۷۴۳/۱۳	۱۹
۱۰	۶/۴۸	۹	۰/۵۴۸	۰/۰۰۵۴	۰/۳۹۷	۰/۱۱۹	۰/۱۴۸	۶۶۲۸/۵۸	۲۰
	۱۸/۴۴		۱/۸۹۸	۰/۰۱۸۹	۱/۴۱۶	۰/۴۲۴	۰/۳۹۴	۱۷۵۵۰/۹	حداکثر
	۱۰/۱۰		۰/۸۰۲	۰/۰۰۸	۰/۵۷۴	۰/۱۷۲	۰/۱۷۶	۷۸۵۶/۰۴۶	میانگین
	۲/۷۹		۰/۱۸۷	۰/۰۰۱۸	۰/۱۳۳	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۱۹۳۶/۹۸	حداقل

جدول(۱۲) پاسخ‌های سازه ۱۰ طبقه تحت رکودهای حوزه نزدیک

شمار طبقه	حداکثر شتاب طبقات(m/s^2)	شماره طبقه	حداکثر دریفت طبقات(٪)	حداکثر دریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۱۰	۴/۵۱	۹	۰/۲۵۸	۰/۰۰۲۵	۰/۱۷۳	۰/۰۵۲	۰/۰۶۸۸	۳۰۶۵/۹۸	۲۱
۱۰	۵/۹۸	۹	۰/۴۷۰	۰/۰۰۴۷	۰/۳۳۹	۰/۱۰۱	۰/۰۸۳۵	۳۷۱/۷۳	۲۲
۱۰	۱۲/۶۶	۹	۱/۰۸۶	۰/۰۱۰۸	۰/۷۷۲	۰/۲۳۱	۰/۲۱۹	۹۷۸۱/۷۷	۲۳
۱۰	۱۰/۲۰	۹	۰/۷۳۲	۰/۰۰۷۳	۰/۴۸۹	۰/۱۴۶	۰/۱۶۳	۷۲۸۸/۱۴	۲۴
۱۰	۱۴/۱۳	۹	۰/۸۵۸	۰/۰۰۸۵	۰/۵۲۳	۰/۱۵۷	۰/۲۱۴	۹۵۳۳/۳۲	۲۵
۱۰	۱۱/۸۹	۹	۰/۹۶۸	۰/۰۰۹۶	۰/۶۸۵	۰/۲۰۵	۰/۲۰۷	۹۲۱۸/۰۷	۲۶
۱۰	۳۱/۴۴	۹	۱/۶۲۳	۰/۰۱۶۲	۰/۹۷۰	۰/۲۹۱	۰/۵۶۲	۲۵۰۱۱/۵	۲۷
۱۰	۱۴/۸۸	۹	۰/۷۲۷	۰/۰۰۷۲	۰/۴۳۳	۰/۱۲۹	۰/۱۷۵	۷۸۲۰/۲۵	۲۸
۱۰	۲۳/۷۷	۹	۱/۹۱۸	۰/۰۱۹۱	۱/۳۸۵	۰/۴۱۵	۰/۴۱۶	۱۸۵۳۳/۲	۲۹
۱۰	۱۹/۳۳	۹	۱/۰۶۰	۰/۰۱۰۶	۰/۷۶۴	۰/۲۲۹	۰/۲۶۸	۱۱۹۴۰/۹	۳۰
۱۰	۷/۰۹	۹	۰/۵۴۸	۰/۰۰۵۴	۰/۳۸۵	۰/۱۱۵	۰/۱۵۴	۶۸۸۱/۱۷	۳۱
۱۰	۱۳/۹۱	۹	۱/۳۹۱	۰/۰۱۳۹	۱/۰۱۰	۰/۳۰۳	۰/۲۳۹	۱۰۶۷۸/۱	۳۲
۱۰	۶/۳۵	۹	۰/۵۶۶	۰/۰۰۵۶	۰/۴۰۷	۰/۱۲۲	۰/۱۳۵	۶۰۴۵/۲۴	۳۳
۱۰	۷/۴۵	۹	۰/۷۰۲	۰/۰۰۷۰	۰/۵۰۶	۰/۱۵۲	۰/۱۱۶	۵۲۰۱/۵۷	۳۴
۱۰	۱۶/۰۰	۹	۱/۵۲۶	۰/۰۱۵۲	۱/۰۹۷	۰/۳۲۹	۰/۳۰۷	۱۳۶۷۹/۲	۳۵
۱۰	۱۰/۳۹	۹	۱/۰۰۶	۰/۰۱۰۰	۰/۷۴۵	۰/۲۲۳	۰/۲۳۷	۱۰۵۸۱/۴	۳۶
۱۰	۴۰/۳۲	۹	۴/۳۰۲	۰/۰۴۳۰	۳/۱۸۰	۰/۹۵۴	۰/۸۰۷	۳۵۹۱۴/۲	۳۷
۱۰	۱۵/۲۱	۹	۱/۳۴۷	۰/۰۱۳۴	۰/۹۸۵	۰/۲۹۵	۰/۲۸۰	۱۲۴۸۹/۹	۳۸
۱۰	۱۳/۹۳	۹	۱/۵۷۴	۰/۰۱۵۷	۱/۱۸۰	۰/۳۵۴	۰/۲۱۹	۹۷۸۵/۱۴	۳۹
۱۰	۱۲/۸	۹	۰/۹۰۴	۰/۰۰۹۰	۰/۶۷۴	۰/۲۰۲	۰/۱۹۰۸	۸۴۹۴/۱۳	۴۰
	۴۰/۳۲		۴/۳۰	۰/۰۴۳	۳/۱۸۰	۰/۹۵۴	۰/۸۰۷	۳۵۹۱۴/۲	حداکثر
	۱۴/۳۸		۱/۱۷۸	۰/۰۱۱	۰/۸۳۵	۰/۲۵۰	۰/۲۵۳	۱۱۲۸۳/۰۲	میانگین
	۴/۵۱		۰/۲۵۸	۰/۰۰۲	۰/۱۷۳	۰/۰۵۲	۰/۰۶۷	۳۰۶۵/۹۸	حداقل

جدول(۱۳) پاسخ سازه ۱۰ طبقه تحت بارگذاری سینوسی

شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۱۰	۵۰/۹۵	۹	۵/۷۶	۰/۰۵۷۶	۴/۲۹۴	۱/۲۸۸	۱/۱۴۶	۵۱۰۱۷/۲	S

جدول(۱۴) پاسخ‌های سازه ۲۰ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور

شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۲۰	۶/۵۳	۱۹	۰/۷۴۴	۰/۰۰۷۴	۰/۴۹۴	۰/۲۹۶	۰/۰۹۷	۸۷۰۶/۳۸	۱
۲۰	۹/۰۲	۱۹	۰/۸۹۶	۰/۰۰۸۹	۰/۵۶۴	۰/۳۳۸	۰/۱۱۹	۱۰۶۸۵/۵	۲
۲۰	۸/۹۷	۱۹	۱/۰۹۳	۰/۰۱۰۹	۰/۷۶۳	۰/۴۵۸	۰/۱۳۴	۱۱۹۹۳/۶	۳
۲۰	۱۰/۷۰	۱۹	۰/۵۸۲	۰/۰۰۵۸	۰/۳۹۴	۰/۲۳۶	۰/۱۰۹	۹۷۶۱/۸۷	۴
۲۰	۱/۵۷	۱۹	۰/۱۲۱	۰/۰۰۱۲	۰/۰۷۴	۰/۰۴۴	۰/۰۱۸	۱۶۲۰/۶۷	۵
۲۰	۱۲/۰۴	۱۹	۱/۱۳۸	۰/۰۱۱۳	۰/۷۹۴	۰/۴۷۶	۰/۱۸۵	۱۶۵۹۶	۶
۲۰	۵/۱۳	۱۹	۰/۵۷۵	۰/۰۰۵۷	۰/۴۰۰	۰/۲۴۰	۰/۰۷۶	۶۸۴۸/۹۳	۷
۲۰	۵/۴۸	۱۹	۰/۷۸۷	۰/۰۰۷۸	۰/۵۶۲	۰/۳۳۷	۰/۰۸۵	۷۶۹۱/۰۸	۸
۲۰	۱۰/۷۷	۱۹	۰/۹۹۱	۰/۰۰۹۹	۰/۶۳۸	۰/۳۸۳	۰/۱۲۵	۱۱۲۳۸/۳	۹
۲۰	۸/۹۲	۱۹	۰/۴۷۹	۰/۰۰۴۷	۰/۳۰۱	۰/۱۸۱	۰/۱۲۶	۱۱۳۳۸/۱	۱۰
۲۰	۹/۱۵	۱۹	۰/۵۹۵	۰/۰۰۵۹	۰/۳۹۶	۰/۲۳۷	۰/۱۰۶	۹۵۱۷/۲۳	۱۱
۲۰	۸/۷۵	۱۹	۰/۶۹۸	۰/۰۰۶۹	۰/۴۳۰	۰/۲۵۸	۰/۰۸۵	۷۶۲۷/۷۲	۱۲
۲۰	۳/۷۶	۱۹	۰/۴۴۳	۰/۰۰۴۴	۰/۳۰۸	۰/۱۸۵	۰/۰۵۷	۵۱۰۲/۹۵	۱۳
۲۰	۸/۷۸	۱۹	۰/۴۵۸	۰/۰۰۴۵	۰/۳۰۴	۰/۱۸۲	۰/۰۷۶	۶۸۷۸/۳۲	۱۴
۲۰	۸/۵۹	۱۹	۱/۰۹۱	۰/۰۱۰۹	۰/۷۷۷	۰/۴۶۶	۰/۱۳۶	۱۲۲۳۶/۲	۱۵
۲۰	۱۲/۶۷	۱۹	۱/۳۷۴	۰/۰۱۳۷	۰/۹۵۳	۰/۵۷۱	۰/۱۵۳	۱۳۷۶۴/۲	۱۶
۲۰	۲/۴۱	۱۹	۰/۱۷۵	۰/۰۰۱۷	۰/۱۱۲	۰/۰۶۷	۰/۰۲۵	۲۲۷۸/۱۹	۱۷
۲۰	۲/۲۲	۱۹	۰/۲۸۶	۰/۰۰۲۸	۰/۱۹۲	۰/۱۱۵	۰/۰۴۱	۳۶۸۸/۶۴	۱۸
۲۰	۵/۴۵	۱۹	۰/۷۱۷	۰/۰۰۷۱	۰/۴۶۸	۰/۲۸۱	۰/۰۴۹	۴۳۹۵/۲۱	۱۹
۲۰	۳/۹۷	۱۹	۰/۴۱۸	۰/۰۰۴۱	۰/۲۸۲	۰/۱۶۹	۰/۰۵۰	۴۵۳۶/۱۹	۲۰
	۱۲/۶۷		۱/۳۷۴	۰/۰۱۳۷	۰/۹۵۳	۰/۵۷۱	۰/۱۸۵	۱۶۵۹۶	حداکثر
	۷/۰۴		۰/۶۸۳	۰/۰۰۶۸	۰/۴۶۰	۰/۲۷۶	۰/۰۹۳	۸۳۲۵/۲۶۴	میانگین
	۱/۵۷		۰/۱۲۱	۰/۰۰۱۲	۰/۰۷۴	۰/۰۴۴	۰/۰۱۸	۱۶۲۰/۶۷۰	حداقل

جدول(۱۵) پاسخ‌های سازه ۲۰ طبقه تحت رکوردهای حوزه نزدیک

شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثر دریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۲۰	۴/۹۸	۱۹	۰/۳۳۹	۰/۰۰۳۳	۰/۲۲۴	۰/۱۳۴	۰/۰۶۴	۵۷۹۳/۳۱	۲۱
۲۰	۴/۷۷	۱۹	۰/۴۷۲	۰/۰۰۴۷	۰/۳۰۶	۰/۱۸۴	۰/۰۶۲	۵۵۹۳/۲۷	۲۲
۲۰	۱۳/۵۲	۱۹	۱/۷۶۰	۰/۰۰۷۶	۰/۳۸۲	۰/۲۲۹	۰/۱۵۶	۱۴۰۱۴/۲	۲۳
۲۰	۱۰/۹۸	۱۹	۰/۴۶۳	۰/۰۰۴۶	۰/۱۸۱	۰/۱۰۹	۰/۱۴۴	۱۲۹۲۹/۵	۲۴
۲۰	۱۴/۹۰	۱۹	۰/۶۶۰	۰/۰۰۶۶	۰/۴۳۶	۰/۲۶۲	۰/۱۸۵	۱۶۶۳۷/۱	۲۵
۲۰	۸/۶۰	۱۹	۰/۵۰۰	۰/۰۰۵۰	۰/۳۲۲	۰/۱۹۳	۰/۰۸۸	۷۹۴۱/۹۹	۲۶
۲۰	۲۶/۴۸	۱۹	۱/۲۰۸	۰/۰۱۲۰	۰/۶۲۶	۰/۳۷۶	۰/۱۵۱	۱۳۵۷۷/۱	۲۷
۲۰	۱۳/۹۶	۱۹	۱/۰۸۵	۰/۰۱۰۸	۰/۶۶۷	۰/۴۰۰	۰/۱۷۹	۱۶۰۶۴/۳	۲۸
۲۰	۱۱/۱۰	۱۹	۰/۹۱۵	۰/۰۰۹۱	۰/۶۲۳	۰/۳۷۴	۰/۱۱۴	۱۰۲۶۱/۴	۲۹
۲۰	۱۶/۶۳	۱۹	۰/۹۰۷	۰/۰۰۹۰	۰/۵۴۷	۰/۳۲۸	۰/۱۷۰	۱۵۲۴۶	۳۰
۲۰	۱۰/۵۱	۱۹	۰/۶۴۶	۰/۰۰۶۴	۰/۴۵۹	۰/۲۷۵	۰/۰۸۸	۷۹۶۴/۰۸	۳۱
۲۰	۱۳/۰۷	۱۹	۱/۷۸۱	۰/۰۱۷۸	۱/۲۴۰	۰/۷۴۴	۰/۲۲۴	۲۰۱۰/۲	۳۲
۲۰	۵/۹۰	۱۹	۰/۸۷۱	۰/۰۰۸۷	۰/۶۱۱	۰/۳۶۶	۰/۱۲۶	۱۱۳۵۳/۷	۳۳
۲۰	۷/۳۷	۱۹	۰/۸۶۸	۰/۰۰۸۶	۰/۶۰۵	۰/۳۶۳	۰/۰۹۳	۸۳۶۰/۵۱	۳۴
۲۰	۱۵/۵۳	۱۹	۱/۸۶۳	۰/۰۱۸۶	۱/۲۷۱	۰/۷۶۲	۰/۲۰۳	۱۸۱۹۷/۹	۳۵
۲۰	۹/۵۷	۱۹	۱/۰۸۶	۰/۰۱۰۸	۰/۷۰۰	۰/۴۲۰	۰/۱۱۶	۱۰۴۱۲/۸	۳۶
۲۰	۲۴/۴۴	۱۹	۴/۱۷۳	۰/۰۴۱۷	۰/۰۱۱	۱/۸۰۶	۰/۴۶۱	۴۱۲۹۵/۵	۳۷
۲۰	۸/۸۶/۵	۱۹	۰/۸۵۷	۰/۰۰۸۵	۰/۵۲۸	۰/۳۱۶	۰/۱۲۲	۱۰۹۲۱/۳	۳۸
۲۰	۱۰/۵۰	۱۹	۱/۹۷۴	۰/۰۱۹۷	۱/۴۱۰	۰/۸۴۶	۰/۲۰۱	۱۸۰۱۰/۸	۳۹
۲۰	۷/۱۷	۱۹	۱/۳۸۰	۰/۰۱۳۸	۰/۹۵۷	۰/۵۷۴	۰/۱۱۰	۹۹۰۷/۰۲	۴۰
	۲۶/۴۸		۴/۱۷۳	۰/۰۴۱۷	۳/۰۱۱	۱/۸۰۶	۰/۴۶۱	۴۱۲۹۵/۵	حداکثر
	۱۱/۹۴		۱/۱۴۰	۰/۰۱۱۴	۰/۷۵۵	۰/۴۵۳	۰/۱۵۳	۱۳۷۲۹/۳۴	میانگین
	۴/۷۷		۰/۳۳۹	۰/۰۰۳۳	۰/۱۸۱	۰/۱۰۹	۰/۰۶۲	۵۵۹۳/۲۷	حداقل

جدول(۱۶) پاسخ سازه ۲۰ طبقه تحت بارگذاری سینوسی

شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۲۰	۵۲/۱۴	۱۹	۱۲/۳۶	۰/۱۲۳۶	۸/۷۸۸	۵/۲۷۳	۱/۰۶۳	۹۵۲۰۶/۲	S

جدول(۱۷) پاسخ‌های سازه ۳۵ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور

شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۳۵	۸/۴۸	۳۵	۰/۵۸	۰/۰۰۵۸	۰/۲۶۹	۰/۲۸۳	۰/۱۱۰	۱۷۳۲۹/۸	۱
۳۵	۱۵/۶۰	۳۵	۰/۶۹	۰/۰۰۶۹	۰/۲۶۶	۰/۲۸۰	۰/۱۷۶	۲۷۶۶۳/۹	۲
۳۵	۱۳/۰۳	۳۵	۰/۸۵	۰/۰۰۸۵	۰/۳۷۳	۰/۳۹۲	۰/۱۲۱	۱۹۰۹۵/۲	۳
۳۵	۱۰/۱۲	۳۵	۰/۵۳	۰/۰۰۵۳	۰/۲۹۵	۰/۳۰۹	۰/۱۰۲	۱۶۰۴۱	۴
۳۵	۱۵/۷۰	۳۵	۱/۰۱	۰/۰۱۰۱	۰/۵۵۲	۰/۵۷۹	۰/۱۴۲	۲۲۴۴۲/۸	۵
۳۵	۱۰/۳۶	۳۵	۰/۷۱	۰/۰۰۷۱	۰/۳۳۸	۰/۳۵۵	۰/۱۱۶	۱۸۳۰۳/۵	۶
۳۵	۴/۶۴	۳۵	۰/۷۰	۰/۰۰۷۰	۰/۴۷۵	۰/۴۹۸	۰/۰۵۵	۸۶۹۳/۹۴	۷
۳۵	۶/۲۲	۳۵	۰/۷۴	۰/۰۰۷۴	۰/۴۶۹	۰/۴۹۳	۰/۰۷۶	۱۲۰۵۴	۸
۳۵	۷/۱۸	۳۵	۰/۷۵	۰/۰۰۷۵	۰/۵۰۰	۰/۵۲۵	۰/۰۷۳	۱۱۶۰۰/۲	۹
۳۵	۶/۱۸	۳۵	۰/۶۲	۰/۰۰۶۲	۰/۳۴۴	۰/۳۶۱	۰/۰۸۳	۱۳۱۴۱/۷	۱۰
۳۵	۹/۰۲	۳۵	۰/۵۳	۰/۰۰۵۳	۰/۲۲۳	۰/۲۳۴	۰/۰۸۳	۱۳۱۲۹/۶	۱۱
۳۵	۷/۷۷	۳۵	۰/۵۱	۰/۰۰۵۱	۰/۲۴۸	۰/۲۶۰	۰/۰۸۶	۱۳۶۵۰/۳	۱۲
۳۵	۶/۱۶	۳۵	۰/۴۹	۰/۰۰۴۹	۰/۲۸۳	۰/۲۹۷	۰/۰۵۹	۹۳۷۸/۵۵	۱۳
۳۵	۶/۴۵	۳۵	۰/۳۹	۰/۰۰۳۹	۰/۱۶۳	۰/۱۷۱	۰/۰۷۱	۱۱۲۹۰/۷	۱۴
۳۵	۷/۱۰	۳۵	۱/۴۸	۰/۰۱۴۸	۱/۰۵۳	۱/۱۰۵	۰/۰۸۸	۱۳۹۵۴/۱	۱۵
۳۵	۶/۳۸	۳۵	۰/۵۸	۰/۰۰۵۸	۰/۴۰۰	۰/۴۲۱	۰/۰۶۶	۱۰۴۰۸/۳	۱۶
۳۵	۲/۴۲	۳۵	۰/۳۲	۰/۰۰۳۲	۰/۲۰۰	۰/۲۱۰	۰/۰۲۰	۳۲۴۱/۶۵	۱۷
۳۵	۱/۹۹	۳۵	۰/۴۱	۰/۰۰۴۱	۰/۲۹۰	۰/۳۰۴	۰/۰۳۰	۴۸۲۹/۱۴	۱۸
۳۵	۴/۱۲	۳۵	۰/۶۱	۰/۰۰۶۱	۱/۴۲۳	۰/۴۴۴	۰/۰۴۱	۶۵۱۱/۹۱	۱۹
۳۵	۲/۷۹	۳۵	۰/۵۱	۰/۰۰۵۱	۰/۳۳۴	۰/۳۵۱	۰/۰۳۳	۵۲۳۵/۶۵	۲۰
	۱۵/۷۰		۱/۴۸	۰/۰۱۴	۱/۱۰۵	۱/۱۷۶	۰/۱۷۶	۲۷۶۶۳/۹	حداکثر
	۷/۵۹		۰/۶۵	۰/۰۰۶۵	۰/۳۷۵	۰/۳۹۴	۰/۰۸۲	۱۲۸۹۹/۷۹	میانگین
	۱/۹۹		۰/۳۲	۰/۰۰۳۲	۰/۱۶۳	۰/۱۷۱	۰/۰۲۰	۳۲۴۱/۶۵	حداقل

جدول(۱۸) پاسخ‌های سازه ۳۵ طبقه تحت رکوردهای حوزه نزدیک

شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۳۵	۵/۱۳	۳۵	۰/۳۶	۰/۰۰۳۶	۰/۱۴۹	۰/۱۵۷	۰/۰۵۴	۸۴۷۹/۸۷	۲۱
۳۵	۶/۰۶	۳۵	۰/۳۴	۰/۰۰۳۴	۰/۱۳۶	۰/۱۴۳	۰/۰۷۰	۱۱۰۱۱/۶	۲۲
۳۵	۱۱/۶۱	۳۵	۰/۹۱	۰/۰۰۹۱	۰/۴۲۹	۰/۴۵۰	۰/۱۴۲	۲۲۳۹۸/۳	۲۳
۳۵	۹/۸۸	۳۵	۰/۴۸	۰/۰۰۴۸	۰/۱۹۸	۰/۲۰۸	۰/۰۹۳	۱۴۶۳۰/۷	۲۴
۳۵	۱۲/۵۹	۳۵	۰/۵۵	۰/۰۰۵۵	۰/۲۳۹	۰/۲۵۱	۰/۱۰۷	۱۶۸۶۶/۳	۲۵
۳۵	۱۳/۷۷	۳۵	۰/۷۹	۰/۰۰۷۹	۰/۳۶۰	۰/۳۷۸	۰/۱۵۷	۲۴۶۵۶/۴	۲۶
۳۵	۲۲/۸۷	۳۵	۱/۳۲	۰/۰۱۳۲	۰/۹۰۸	۰/۹۵۳	۰/۱۵۸	۲۴۸۵۶/۷	۲۷
۰۱	۱۰/۰۹	۳۵	۰/۶۵	۰/۰۰۶۵	۰/۳۸۲	۰/۴۰۱	۰/۰۵۵	۸۷۱۶/۶	۲۸
۳۵	۱۶/۰۶	۳۵	۰/۸۹	۰/۰۰۸۹	۰/۴۰۳	۰/۴۲۴	۰/۱۷۳	۲۷۲۳۸/۷	۲۹
۳۵	۱۳/۸۲	۳۵	۱/۲۱	۰/۰۱۲۱	۰/۶۹۳	۰/۷۲۷	۰/۱۵۷	۲۴۶۶۸/۹	۳۰
۳۵	۵/۷۷	۳۵	۰/۶۲	۰/۰۰۶۲	۰/۳۴۶	۰/۳۶۴	۰/۰۷۴	۱۱۶۷۴	۳۱
۳۵	۱۳/۷۲	۳۵	۱/۰۶	۰/۰۱۰۶	۰/۵۲۴	۰/۵۵۱	۰/۱۲۸	۲۰۱۶۱/۶	۳۲
۳۵	۸/۴۸	۳۵	۱/۹۴	۰/۰۱۹۴	۱/۳۵۸	۱/۴۲۶	۰/۱۲۲	۱۹۱۷۸/۲	۳۳
۳۵	۸/۴۴	۳۵	۲/۰۸	۰/۰۲۰۸	۱/۴۲۸	۱/۵۰	۰/۱۰۶	۱۶۶۴۶/۸	۳۴
۳۵	۸/۷۶	۳۵	۱/۱۳	۰/۰۱۱۳	۰/۶۶۹	۰/۷۰۲	۰/۱۰۷	۱۶۷۹۵	۳۵
۳۵	۹/۸۲	۳۵	۱/۱۸	۰/۰۱۱۸	۰/۷۳۸	۰/۷۷۵	۰/۰۶۸	۱۰۸۱۵/۵	۳۶
۳۵	۱۵/۱۶	۳۵	۱/۸۷	۰/۰۱۸۷	۱/۱۳۷	۱/۱۹۴	۰/۲۰۹	۳۲۸۷۲/۹	۳۷
۳۵	۸/۰۲	۳۵	۱/۰۶	۰/۰۱۰۶	۰/۶۶۱	۰/۶۹۴	۰/۱۲۱	۱۹۰۹۶/۷	۳۸
۳۵	۷/۹۰	۳۵	۱/۷۹	۰/۰۱۷۹	۱/۲۶۷	۱/۳۳۰	۰/۰۸۶	۱۳۵۷۸/۲	۳۹
۳۵	۴/۶۹	۳۵	۱/۳۷	۰/۰۱۳۷	۰/۹۳۶	۰/۹۸۲	۰/۰۷۱	۱۱۲۵۷/۵	۴۰
	۲۲/۸۷		۲/۰۸	۰/۰۲۰۸	۱/۴۲۸	۱/۵	۰/۲۰۹	۳۲۸۷۲/۹	حداکثر
	۱۰/۶۳		۱/۰۸	۰/۰۱۰۸	۰/۶۴۸	۰/۶۸۰	۰/۱۱۳	۱۷۷۸۰/۰۲	میانگین
	۴/۶۹		۰/۳۴	۰/۰۰۳۴	۰/۱۳۶	۰/۱۴۳	۰/۰۵۴	۸۴۷۹/۸۷	حداقل

جدول(۱۹) پاسخ سازه ۳۵ طبقه تحت بارگذاری سینوسی

شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۳۵	۴۹/۵۹	۳۵	۲۰/۷۶	۰/۲۰۷۶	۱۴/۶۳۳	۱۵/۳۶۶	۰/۹۸۶	۱۵۴۸۲۰	S

جدول(۲۰) پاسخ‌های سازه ۵۰ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور

شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۵۰	۱۱/۵۳	۳۵	۰/۹۷	۰/۰۰۹۷	۰/۳۴۰	۰/۵۱۰	۰/۱۳۶	۳۰۵۶۵/۱	۰۱
۵۰	۹/۶۱	۵۰	۰/۷۳	۰/۰۰۷۳	۰/۲۱۷	۰/۳۲۵	۰/۱۲۳	۲۷۶۴۰/۶	۰۲
۵۰	۶/۰۷	۵۰	۰/۳۳	۰/۰۰۳۳	۰/۱۷۷	۰/۲۶۶	۰/۰۵۳	۱۱۹۲۳/۵	۰۳
۵۰	۷/۴۴	۵۰	۰/۴۷	۰/۰۰۴۷	۰/۱۹۰	۰/۲۸۶	۰/۰۵۷	۱۲۸۵۵/۵	۰۴
۵۰	۱۱/۱۳	۵۰	۰/۶۹	۰/۰۰۶۹	۰/۴۵۰	۰/۶۷۶	۰/۱۰۱	۲۲۷۵۲/۲	۰۵
۵۰	۱۴/۱۵	۵۰	۰/۷۷	۰/۰۰۷۷	۰/۲۸۶	۰/۴۲۹	۰/۱۰۶	۲۳۸۱۲/۲	۰۶
۵۰	۴/۹۵	۵۰	۰/۶۷	۰/۰۰۶۷	۰/۴۶۶	۰/۷۰۰	۰/۰۴۸	۱۰۹۷۰/۲	۰۷
۵۰	۵/۴۵	۵۰	۰/۷۹	۰/۰۰۷۹	۰/۵۷۰	۰/۸۵۵	۰/۰۵۳	۱۱۹۶۴/۵	۰۸
۵۰	۴/۵۶	۵۰	۰/۴۲	۰/۰۰۴۲	۰/۲۸۹	۰/۴۳۴	۰/۰۵۴	۱۲۳۳۵/۷	۰۹
۵۰	۶/۶۴	۵۰	۰/۶۲	۰/۰۰۶۲	۰/۳۸۲	۰/۵۷۴	۰/۰۵۸	۱۳۰۷۶/۱	۱۰
۵۰	۶/۷۷	۵۰	۰/۳۴	۰/۰۰۳۴	۰/۱۴۷	۰/۲۲۱	۰/۰۵۶	۱۲۶۱۷/۱	۱۱
۵۰	۵/۶۴	۵۰	۰/۴۷	۰/۰۰۴۷	۰/۳۱۶	۰/۴۷۴	۰/۰۳۸	۸۶۸۷/۶۸	۱۲
۵۰	۵/۲۳	۵۰	۰/۳۷	۰/۰۰۳۷	۰/۱۷۲	۰/۲۵۹	۰/۰۵۶	۱۲۶۱۱/۹	۱۳
۵۰	۴/۱۷	۵۰	۰/۳۳	۰/۰۰۳۳	۰/۱۸۲	۰/۲۷۳	۰/۰۲۹	۶۷۲۲/۶۵	۱۴
۵۰	۶/۰۰	۵۰	۱/۱۲	۰/۰۱۱۲	۰/۷۰۶	۱/۰۶۰	۰/۰۶۴	۱۴۴۵۷/۳	۱۵
۵۰	۶/۶۳	۵۰	۰/۷۲	۰/۰۰۷۲	۰/۴۸۸	۰/۷۳۳	۰/۰۶۷	۱۵۱۶۳/۷	۱۶
۰۱	۲/۱۴	۵۰	۰/۲۷	۰/۰۰۲۷	۰/۱۵۳	۰/۲۲۹	۰/۰۱۸	۴۱۶۴/۹	۱۷
۳۵	۲/۵۳	۵۰	۰/۹۶	۰/۰۰۹۶	۰/۶۷۸	۱/۰۱۸	۰/۰۳۸	۸۵۷۷/۹۴	۱۸
۳۵	۴/۴۱	۵۰	۰/۸۵	۰/۰۰۸۵	۰/۵۸۵	۰/۸۷۸	۰/۰۴۶	۱۰۵۱۳/۲	۱۹
۳۵	۲/۹۹	۵۰	۰/۶۸	۰/۰۰۶۸	۰/۴۸۲	۰/۷۲۳	۰/۰۳۴	۷۶۹۲/۲	۲۰
	۱۴/۱۵		۱/۱۲	۰/۰۱۱۲	۰/۷۰۶	۱/۰۶۰	۰/۱۳۶	۳۰۵۶۵/۱	حداکثر
	۶/۴۰		۰/۶۳	۰/۰۰۶۳	۰/۳۶۴	۰/۵۴۶	۰/۰۶۲	۱۳۹۵۵/۰۲	میانگین
	۲/۱۴		۰/۲۶	۰/۰۰۲۶	۰/۱۴۷	۰/۲۲۱	۰/۰۱۸	۴۱۶۴/۹	حداقل

جدول(۲۱) پاسخ‌های سازه ۵۰ طبقه تحت رکوردهای حوزه نزدیک

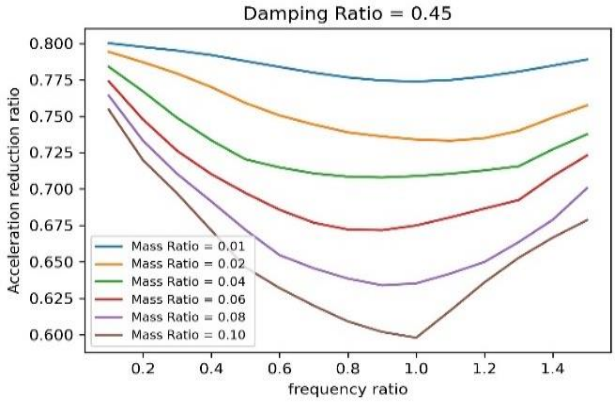
شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۰۱	۴/۹۸	۵۰	۰/۱۹	۰/۰۰۱۹	۰/۰۸۶	۰/۱۳۰	۰/۰۱۸	۴۲۴۰/۵۶	۲۱
۵۰	۴/۸۰	۵۰	۰/۲۹	۰/۰۰۲۹	۰/۰۹۳	۰/۱۳۹	۰/۰۳۸	۸۶۰۴/۳۱	۲۲
۵۰	۹/۵۸	۵۰	۰/۵۸	۰/۰۰۵۸	۰/۱۷۵	۰/۲۶۳	۰/۰۹۷	۲۱۹۱۹/۷	۲۳
۵۰	۷/۴۷	۵۰	۰/۴۴	۰/۰۰۴۴	۰/۱۲۳	۰/۱۸۵	۰/۰۸۷	۱۹۷۴۶/۷	۲۴
۵۰	۹/۲۸	۵۰	۰/۳۲	۰/۰۰۳۲	۰/۱۵۳	۰/۲۳۰	۰/۰۹۹	۲۲۲۳۶/۸	۲۵
۵۰	۱۱/۹۱	۵۰	۰/۷۶	۰/۰۰۷۶	۰/۲۳۶	۰/۳۵۴	۰/۰۷۹	۱۷۸۲۰/۷	۲۶
۵۰	۱۹/۵۳	۵۰	۱/۱۶	۰/۰۱۱۶	۰/۷۳۱	۱/۰۹۷	۰/۱۰۷	۲۴۱۲۷/۱	۲۷
۰۱	۱۰/۰۳	۵۰	۰/۵۴	۰/۰۰۵۴	۰/۳۸۰	۰/۵۷۰	۰/۰۵۷	۱۲۷۹۷	۲۸
۵۰	۱۳/۲۵	۵۰	۰/۸۰	۰/۰۰۸۰	۰/۲۷۰	۰/۴۰۵	۰/۱۲۶	۲۸۴۱۴/۴	۲۹
۵۰	۱۸/۱۹	۵۰	۰/۸۲	۰/۰۰۸۲	۰/۳۵۳	۰/۵۲۹	۰/۱۳۹	۳۱۳۳۶	۳۰
۵۰	۴/۴۷	۵۰	۰/۴۵	۰/۰۰۴۵	۰/۳۰۱	۰/۴۵۱	۰/۰۴۰	۹۱۵۶/۳۶	۳۱
۵۰	۹/۲۸	۵۰	۰/۹۰	۰/۰۰۹۰	۰/۴۷۰	۰/۷۰۶	۰/۰۸۲	۱۸۵۶۱/۲	۳۲
۵۰	۷/۱۷	۵۰	۲/۲۰	۰/۰۲۲۰	۱/۵۰۸	۲/۲۶۲	۰/۱۱۱	۲۴۸۸۲/۴	۳۳
۵۰	۵/۷۳	۵۰	۱/۴۷	۰/۰۱۴۷	۱/۰۰۲	۱/۵۰۳	۰/۰۸۴	۱۹۰۷۲/۶	۳۴
۵۰	۹/۴۳	۵۰	۱/۲۴	۰/۰۱۲۴	۰/۶۹۳	۱/۰۳۹	۰/۱۱۰	۲۴۷۱۰/۳	۳۵
۵۰	۷/۴۶	۵۰	۱/۱۴	۰/۰۱۱۴	۰/۷۵۸	۱/۱۳۷	۰/۰۸۷	۱۹۵۶۳/۸	۳۶
۵۰	۲۹/۷۲	۵۰	۱/۸۴	۰/۰۱۸۴	۰/۷۰۰	۱/۰۵۱	۰/۳۲۲	۷۲۴۴۷	۳۷
۵۰	۸/۱۱	۵۰	۱/۰۰	۰/۰۱۰۰	۰/۵۳۶	۰/۸۰۵	۰/۰۹۲	۲۰۷۲۵	۳۸
۵۰	۸/۷۹	۵۰	۱/۴۳	۰/۰۱۴۳	۰/۹۹۸	۱/۴۹۷	۰/۰۸۱	۱۸۳۰۷/۵	۳۹
۵۰	۴/۴۳	۵۰	۱/۱۷	۰/۰۱۱۷	۰/۷۷۳	۱/۱۶۰	۰/۰۵۶	۱۲۷۳۳/۶	۴۰
	۲۹/۷۲		۲/۲	۰/۰۲۲۰	۱/۵۰۸	۲/۲۶۲	۰/۳۲۲	۷۲۴۴۷	حداکثر
	۱۰/۱۸		۰/۹۴	۰/۰۰۹۴	۰/۵۱۷	۰/۷۷۶	۰/۰۹۶	۲۱۵۷۰/۱۵	میانگین
	۴/۴۳		۰/۱۹	۰/۰۰۱۹	۰/۰۸۶	۰/۱۳۰	۰/۰۱۸	۴۲۴۰/۵۶	حداقل

جدول(۲۲) پاسخ سازه ۵۰ طبقه تحت بارگذاری سینوسی

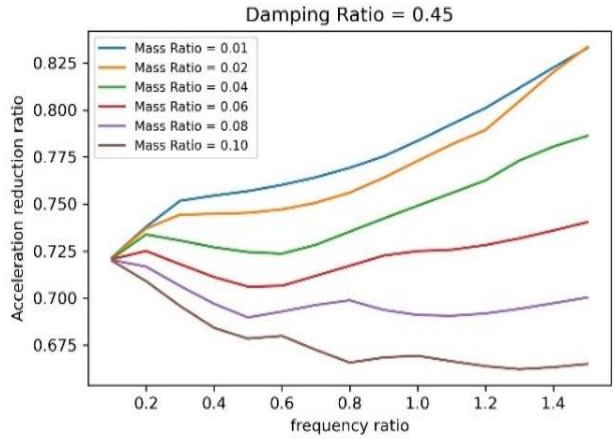
شماره طبقه	حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)	شماره طبقه	حداکثردریفت طبقات(٪)	حداکثردریفت طبقات	نسبت جابه‌جایی بام به ارتفاع سازه(٪)	جابه‌جایی حداکثر بام (m)	ضریب زلزله(C)	حداکثر برش پایه (KN)	شماره رکورد
۵۰	۴۵/۴۱	۵۰	۲۷/۲۲	۰/۲۷۲۲	۱۹/۱۵۶	۲۸/۷۳	۰/۸۶۷	۱۹۴۷۱۶	S

تأثیر TMD و FTMD بر پاسخ‌های سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه

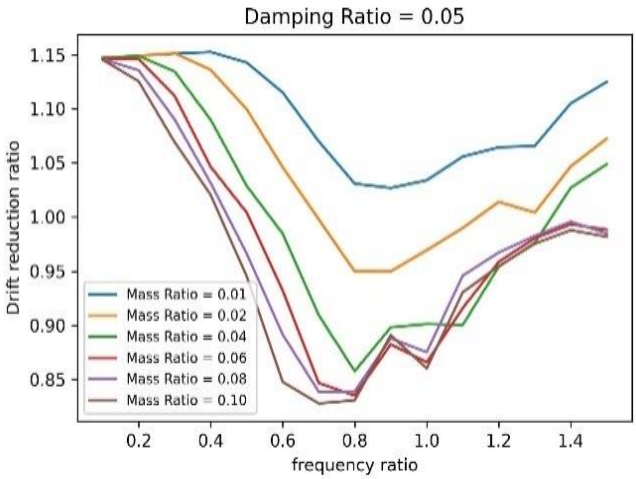
در این بخش نتایج تحلیل مدل‌های برشی ۱۰،۲۰،۳۵ و ۵۰ طبقه که تحت رکوردهای دور و نزدیک و نگاشت سینوسی قرار گرفتند در قالب نمودارهایی ارائه شده است. همان طور که پیشتر نیز بیان شد، اثرپذیری میراگرها در گرو انتخاب درست مقادیر و پارامترهای مربوط به آن است. برای تحلیل مدل‌های برشی، جانمایی میراگرها در طبقه بام فرض شده است[39]. نسبت جرمی (جرم تجهیز به مجموع جرم طبقات را نسبت جرمی گویند) برای میراگرها مقادیر {۰/۰۱، ۰/۰۲، ۰/۰۴، ۰/۰۶، ۰/۰۸، ۰/۱۰} در نظر گرفته شده است[46]. محدوده نسبت فرکانسی [۱/۵ – ۰/۱] با گام ۰/۱ لحاظ شده است[47] به نحوی که تمامی حالات و شرایط ممکن را پوشش دهد. برای میراگر TMD مقادیر {۰/۰۵، ۰/۱۵، ۰/۲۵، ۰/۳۵، ۰/۴۵، ۰/۵۵} برای نسبت میرایی میراگر انتخاب شد[46]و برای میراگرFTMD نیز ضرایب اصطکاک شامل {۰، ۰/۰۵، ۰/۱۰، ۰/۱۵، ۰/۲۰، ۰/۲۵، ۰/۳۰، ۰/۳۵، ۰/۴۰} است [36]. واضح است که به ازای هر سازه معلوم تحت یک رکورد مشخص، با توجه به مقادیر بالا، ۵۴۰= ۶×۱۵×۶ نوع مدل سازه‌ای گوناگون مجهز به TMD؛ و برای FTMD نیز ۸۱۰= ۹×۱۵×۶ مدل سازه‌ای متفاوت وجود خواهد داشت و در نهایت نمودارهای پیش رو بر اساس میانگین ماکزیمم‌ها نسبت به حالت بدون تجهیز ترسیم شده است. در اشکال (۵) تا (۱۸) تعدادی نمودار پاسخ شتاب، جابجایی نسبی و تغییرمکان بام مدلهای ۱۰، ،۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه مجهز به TMD و FTMD نشان داده شده است.



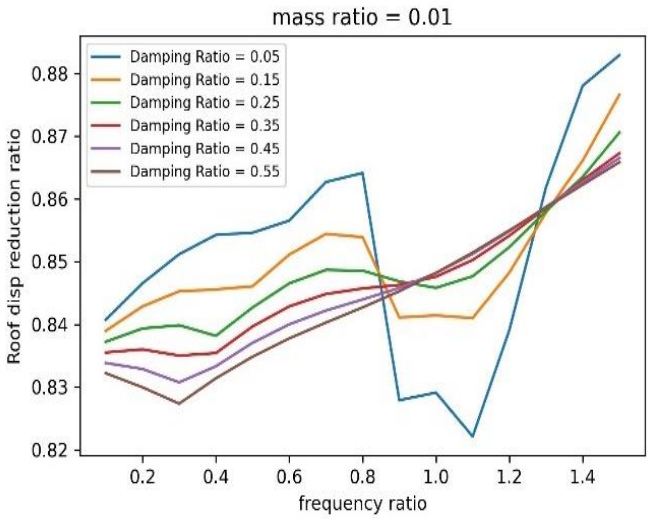
شکل (۵) پاسخ شتاب برای مدل ۱۰ طبقه تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور



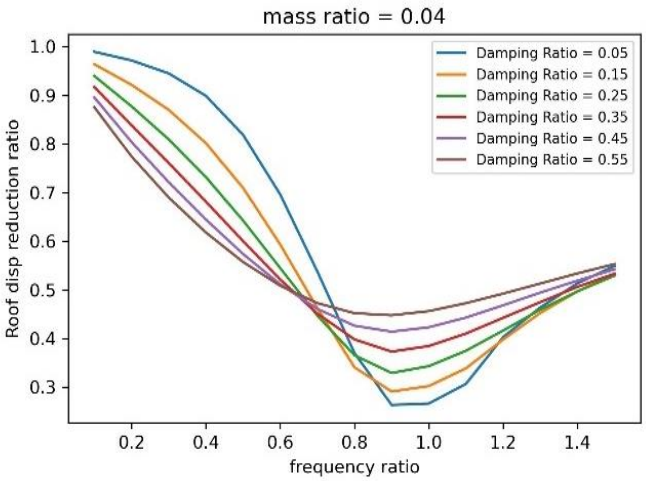
شکل (۶) پاسخ شتاب برای مدل ۲۰ طبقه مجهز بهTMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک



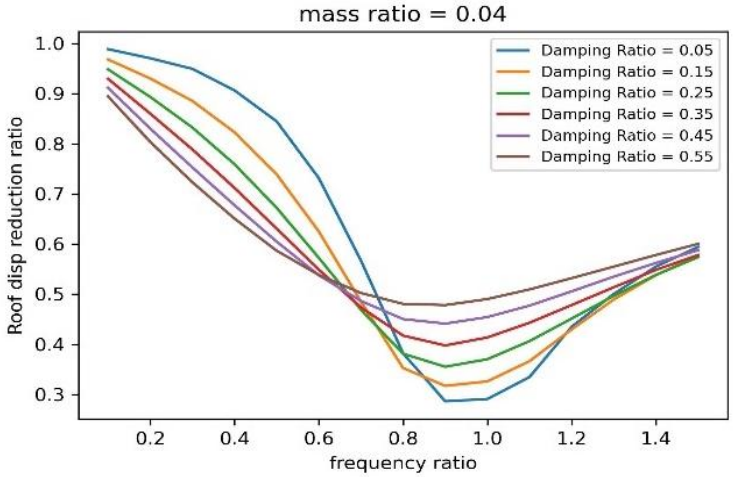
شکل (۷) پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای مدل ۲۰ طبقه مجهز به TMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور



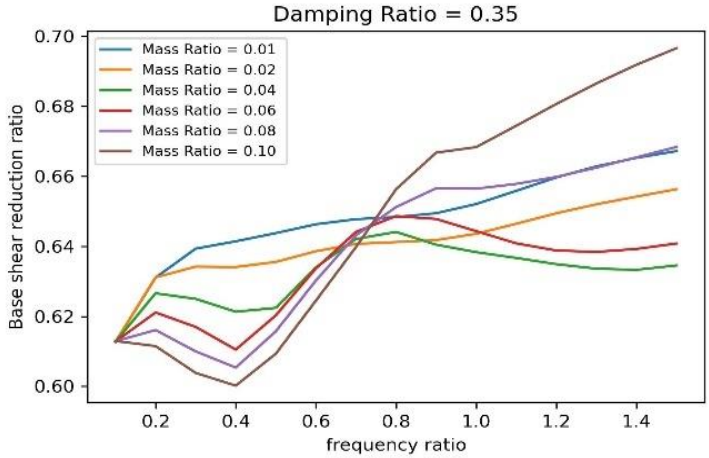
شکل (۸) پاسخ جابجایی حداکثربام برای مدل ۵۰ طبقه مجهز به TMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک



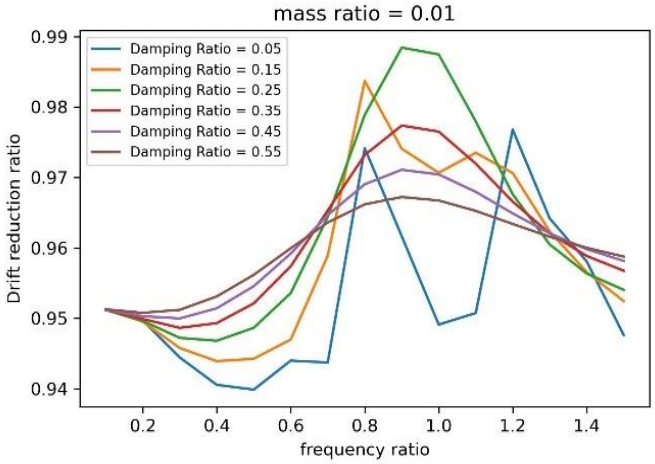
شکل (۹) پاسخ جابجایی حداکثر بام برای مدل ۱۰ طبقه مجهز به TMD تحت نگاشت سینوسی



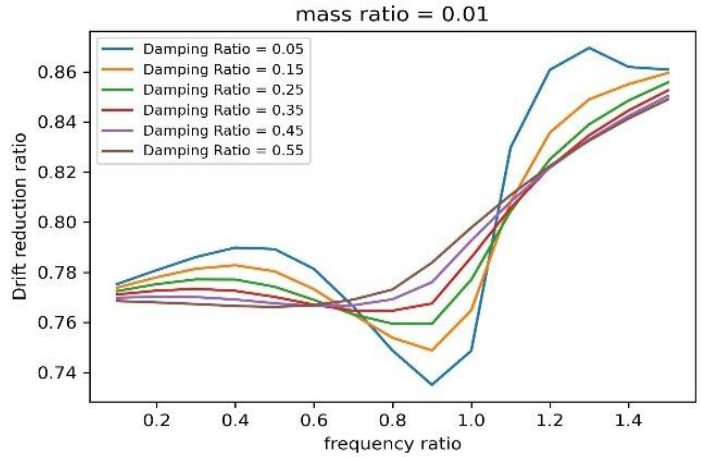
شکل (۱۰) پاسخ جابجایی حداکثر بام برای مدل ۵۰ طبقه مجهز به TMD تحت نگاشت سینوسی



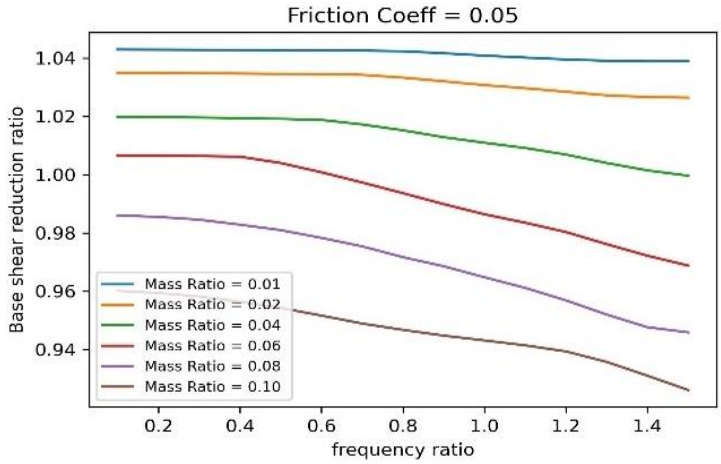
شکل (۱۱) پاسخ برش پایه برای مدل ۲۰ طبقه مجهز به TMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک



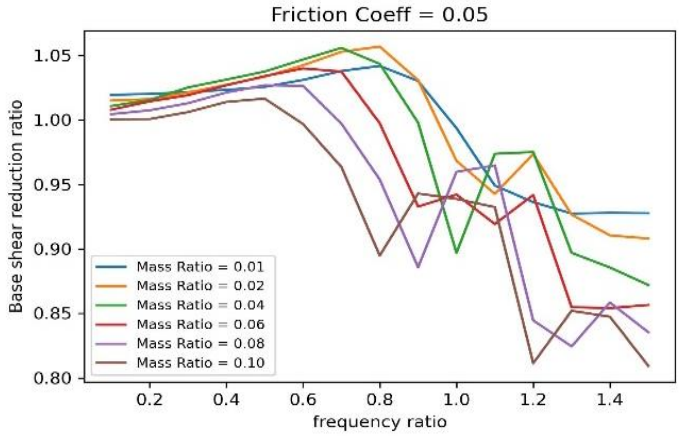
شکل (۱۲) پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای مدل ۱۰ طبقه مجهز به TMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور



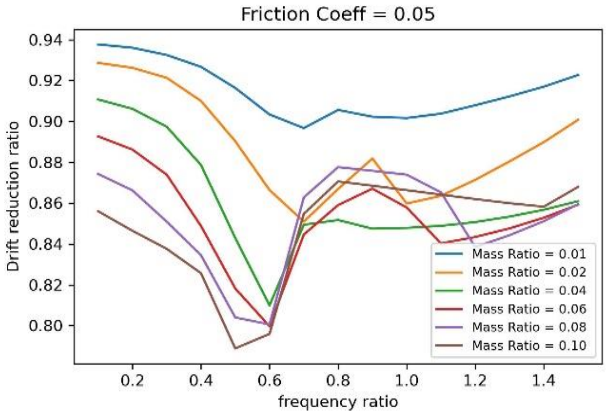
شکل (۱۳) پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای مدل ۵۰ طبقه مجهز به TMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک



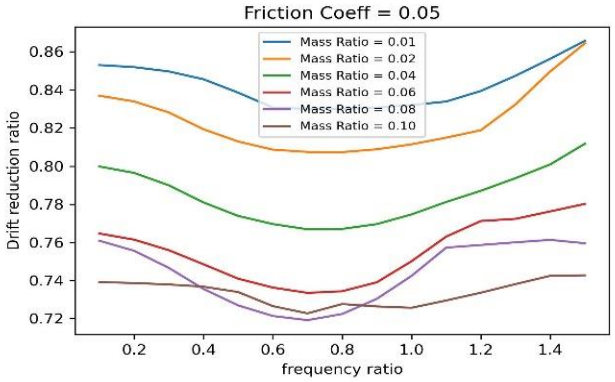
شکل (۱۴) پاسخ برش پایه برای مدل ۵۰ طبقه مجهز بهFTMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور



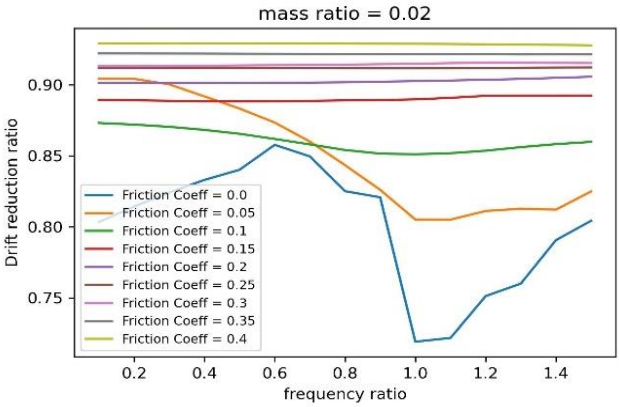
شکل (۱۵) پاسخ برش پایه برای مدل ۱۰ طبقه مجهز به FTMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک



شکل (۱۶) پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای مدل ۲۰ طبقه مجهز به FTMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک



شکل (۱۷) پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای مدل ۵۰ طبقه مجهز به FTMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور



شکل (۱۸) پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای مدل ۳۵ طبقه مجهز به FTMD تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور

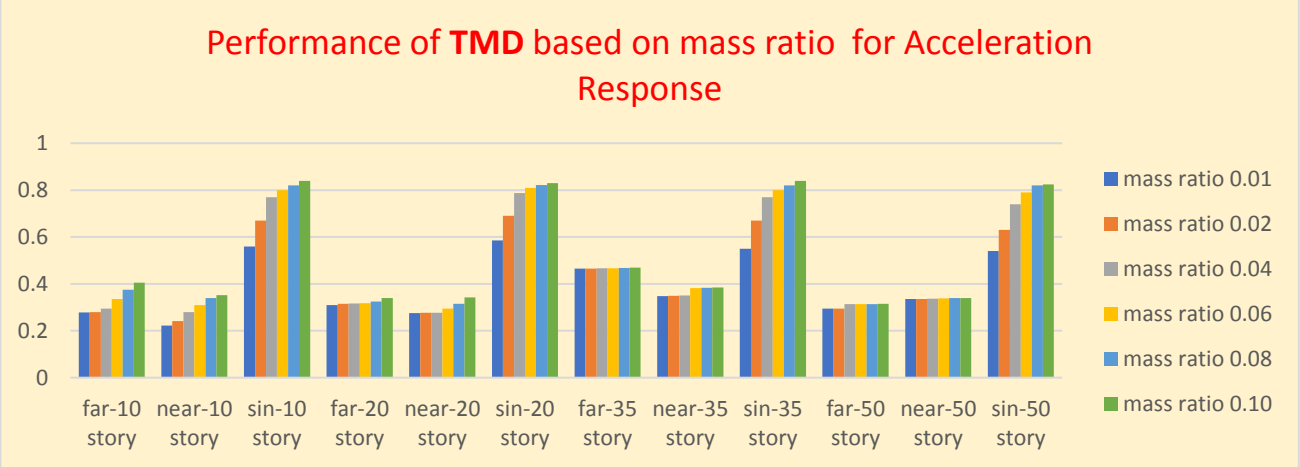
جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

با توجه به نمودارهای ترسیم شده در شکلهای (۵) تا (۱۸) برای سازه‌های برشی مجهز به TMD و FTMD می‌توان به برخی نتایج به شرح زیر اشاره کرد: ۱.به طور کلی افزایش نسبت جرمی سبب بهبود (کاهش) تمامی پاسخ‌ها می‌گردد، هر چند ممکن است استثنائاتی داشته باشد.

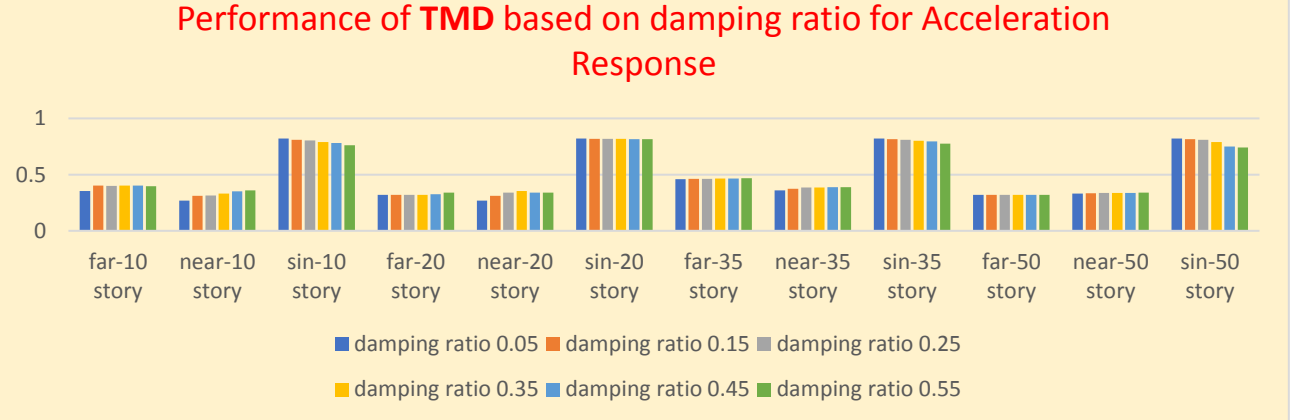
۲.در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه در نسبت میرایی پایین (کمتر از ۵٪) می‌توان از همپوشانی نسبت جرمی به منظور رسیدن به یک سطح از کاهش پاسخ سود جست.۳.در سازه‌های ۱۰،۲۰ و ۳۵ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور کاهش بیشتری در پاسخ سازه

(شتاب حداکثر) دیده می‌شود حال آنکه برای سازه ۵۰ طبقه این اتفاق تحت رکوردهای حوزه نزدیک رخ می‌دهد.۴.مادامی که سازه تحت نگاشت سینوسی واقع می‌شود، افزایش نسبت میرایی تأثیرمنفی بر کاهش پاسخ‌ها خواهد گذاشت که با افزایش ارتفاع سازه بیشتر هم می‌شود.۵.زمانی که سازه تحت تحریک‌های لرزه‌ای حوزه نزدیک قرار می‌گیرد، ابزار TMD در بهبود پاسخ برش پایه (کاهش پاسخ) مؤثرتر واقع می‌شود.۶.در بین سازه‌های موجود، بیشترین کاهش پاسخ برش پایه برای سازه ۲۰ طبقه تحت رکورد حوزه نزدیک به وقوع می‌پیوندد.۷.با افزایش ارتفاع سازه، TMD ابزار کارآمدتری برای بهبود (کاهش) پاسخ جابه‌جایی طبقات به حساب می‌آید. همچنین تأثیرآن در زلزله‌های حوزه نزدیک بیشتر است.۸.اثر مثبت TMD در کاهش پاسخ جابه‌جایی بام برای زلزله‌های حوزه دور بیشتر در سازه‌های ۳۵ و ۵۰ طبقه، و برای زلزله‌های حوزه نزدیک در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه، از یکدیگر بیشتر است.۹.در تمامی پاسخ‌ها،ابزار TMD بازخورد مؤثرتری در برابر بارگذاری سینوسی نسبت به بار لرزه‌ای از خود نشان می‌دهد.۱۰.برای سازه مجهز به FTMD، به طورکلی افزایش نسبت جرمی موجب بهبود پاسخ‌ها می‌گردد.
۱۱.بیشترین کاهش پاسخ به ازای ضریب اصطکاک ۰ تا ۰/۰۵ اتفاق می‌افتد.۱۲.با توجه به تعداد طبقات سازه؛ ضرایب اصطکاک و نسبت‌های میرایی برای رسیدن به بهترین پاسخ همواره درحال تغییر هستند و نمی‌توان قاعده‌ای برای رفتار آن وضع کرد.۱۳.برای رسیدن به یک سطح مشخص از پاسخ می‌توان از چندین ضریب اصطکاک به طور دلخواه استفاده کرد. همچنین به ازای یک ضریب اصطکاک معین، این امکان وجود دارد که از چند نسبت جرمی برای رسیدن به پاسخ دلخواه استفاده کرد که این انعطاف‌پذیری در انتخاب‌ها به واسطه تغییردر ضریب اصطکاک به‌وجود می‌آید.۱۴.انتظار می‌رود سازه مجهز به FTMD در برابر تحریکات ناشی از زلزله‌های حوزه دور عملکرد بهتری از خود به نمایش بگذارد گرچه برای برخی پاسخ‌ها برای برخی از سازه‌ها این اتفاق نمی‌افتد.۱۵.در سازه دلخواه تحت نگاشت سینوسی، می‌توان تأثیراصطکاک را به مثابه میرایی قلمداد کرد که افزایش ضریب اصطکاک تأثیرمنفی بر کاهش تمامی پاسخ‌ها خواهد داشت اگرچه در برخی موارد نوساناتی در این روند مشاهده می‌شود.

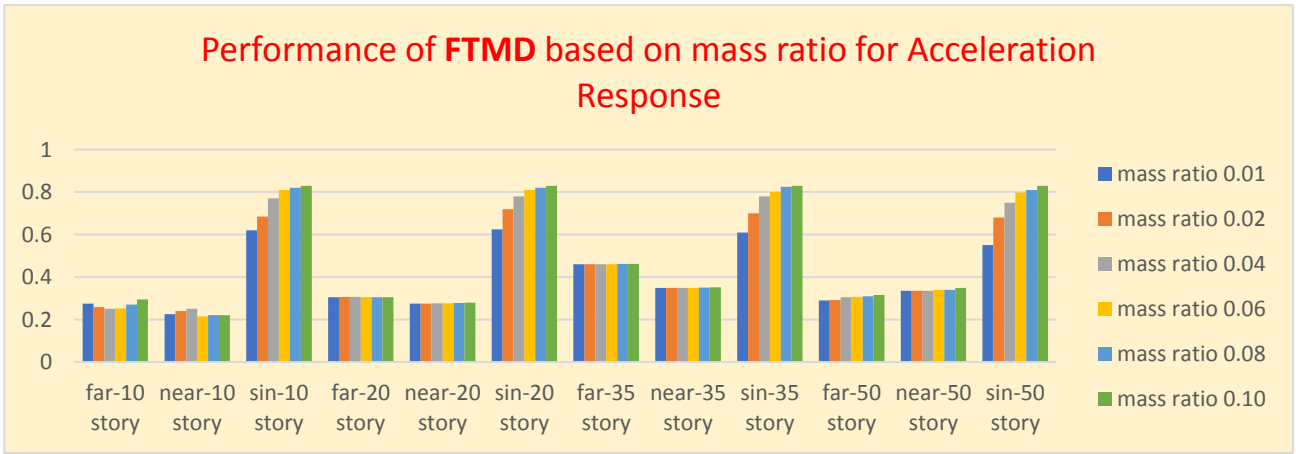
در شکلهای (۱۹) و (۲۰) عملکرد ابزار TMD را برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه را به ترتیب بر اساس نسبت جرمی و نسبت میرایی برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ شتاب به صورت نمودار میله‌ای را نشان می‌دهد. در شکلهای (۲۱) و (۲۲) عملکرد ابزار FTMD را برای سازه‌های برشی مذکور به ترتیب بر اساس نسبت جرمی و ضریب اصطکاک برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ شتاب را نشان می‌دهد.
در شکلهای (۲۳) و (۲۴) عملکرد ابزار TMD را برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه را به ترتیب بر اساس نسبت جرمی و نسبت میرایی برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ برش پایه به صورت نمودار میله‌ای را نشان می‌دهد. در شکلهای (۲۵) و (۲۶) عملکرد ابزار FTMD را برای سازه‌های برشی مذکور به ترتیب بر اساس نسبت جرمی و ضریب اصطکاک برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ برش پایه را نشان می‌دهد.
در شکلهای (۲۷) و (۲۸) عملکرد ابزار TMD را برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه را به ترتیب بر اساس نسبت جرمی و نسبت میرایی برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییرمکان نسبی طبقات به صورت نمودار میله‌ای را نشان می‌دهد. در شکلهای (۲۹) و (۳۰) عملکرد ابزار FTMD را برای سازه‌های برشی مذکور به ترتیب بر اساس نسبت جرمی و ضریب اصطکاک برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییرمکان نسبی طبقات را نشان می‌دهد.
در شکلهای (۳۱) و (۳۲) عملکرد ابزار TMD را برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه را به ترتیب بر اساس نسبت جرمی و نسبت میرایی برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییرمکان حداکثر بام به صورت نمودار میله‌ای را نشان می‌دهد. در شکلهای (۳۳) و (۳۴) عملکرد ابزار FTMD را برای سازه‌های برشی مذکور به ترتیب بر اساس نسبت جرمی و ضریب اصطکاک برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییرمکان حداکثر بام را نشان می‌دهد.



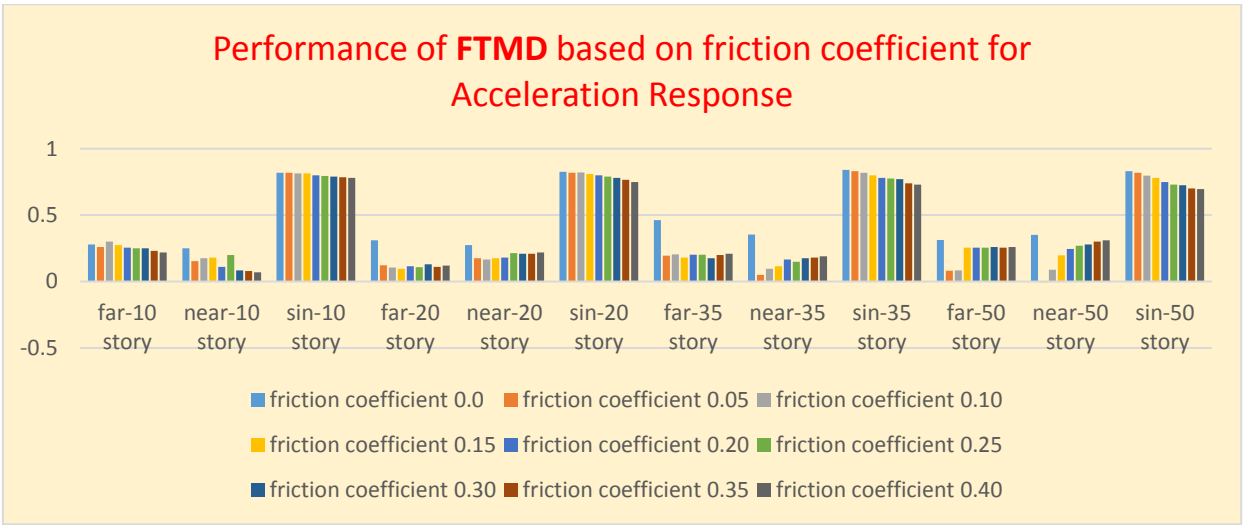
شکل(۱۹) عملکرد ابزار TMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ شتاب



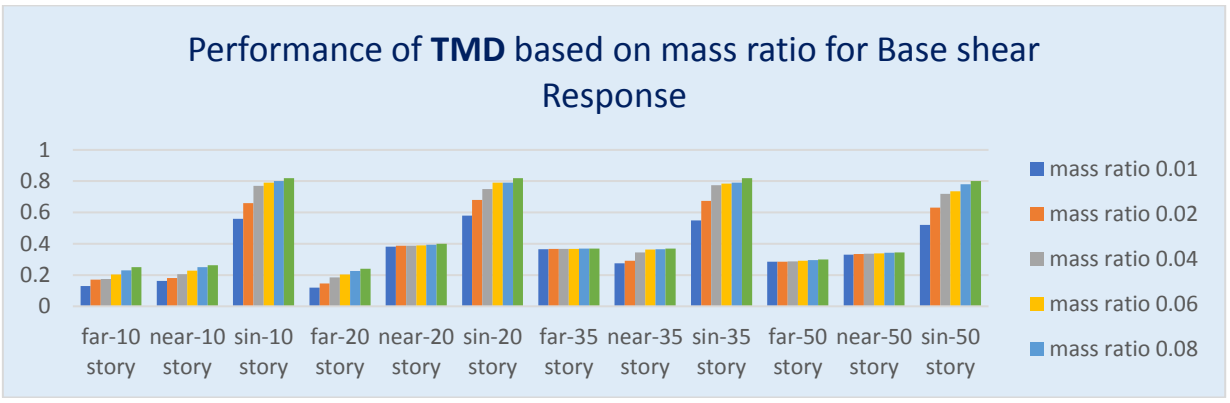
شکل(۲۰) عملکرد ابزار TMD بر اساس نسبت میرایی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ شتاب



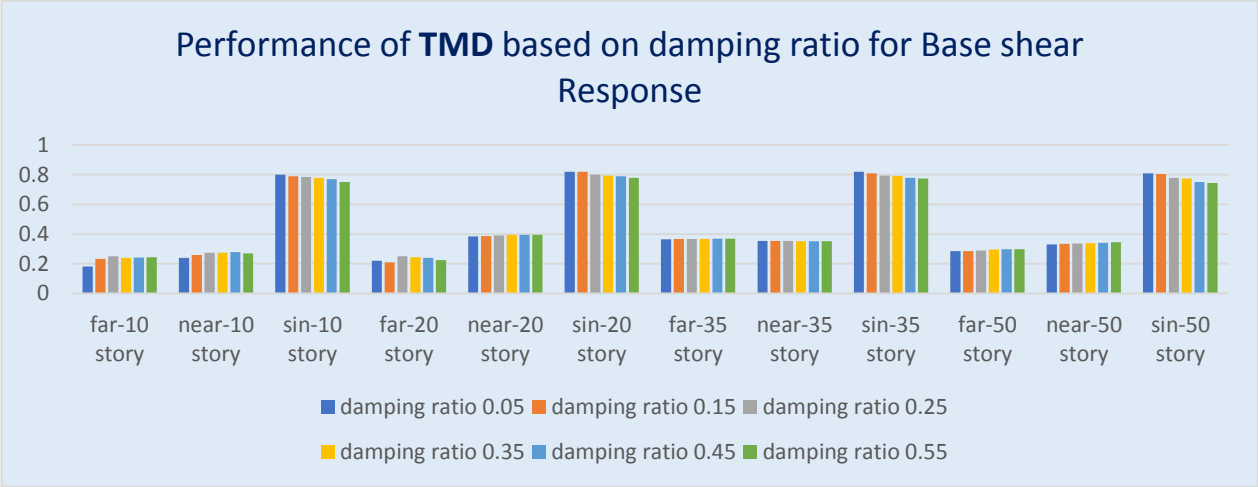
شکل(۲۱) عملکرد ابزار FTMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ شتاب



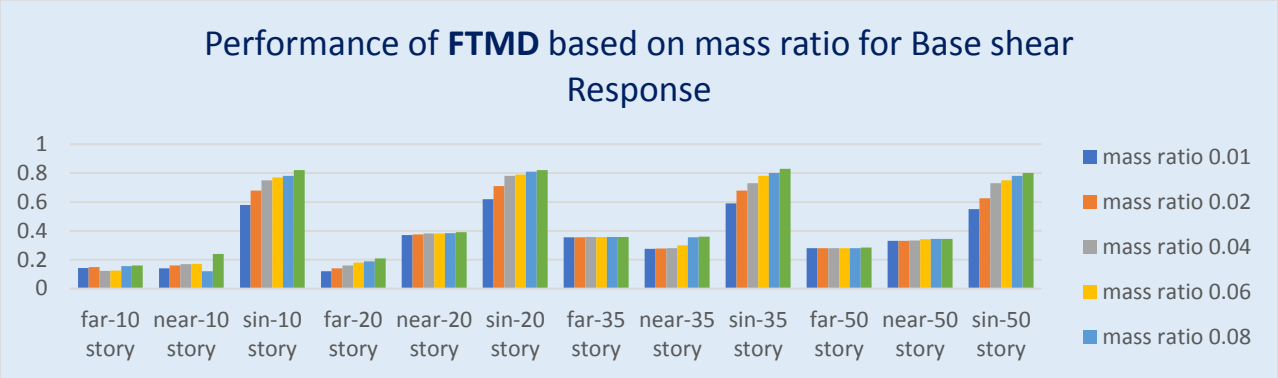
شکل (۲۲) عملکرد ابزار FTMD بر اساس ضریب اصطکاک برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ شتاب



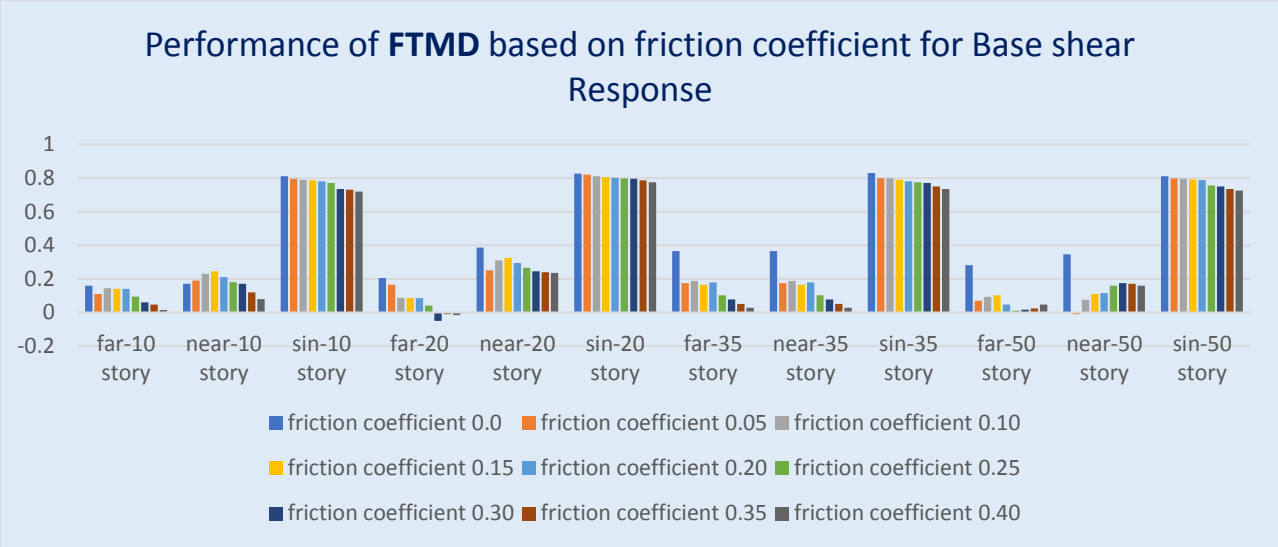
شکل(۲۳) عملکرد ابزار TMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ برش پایه



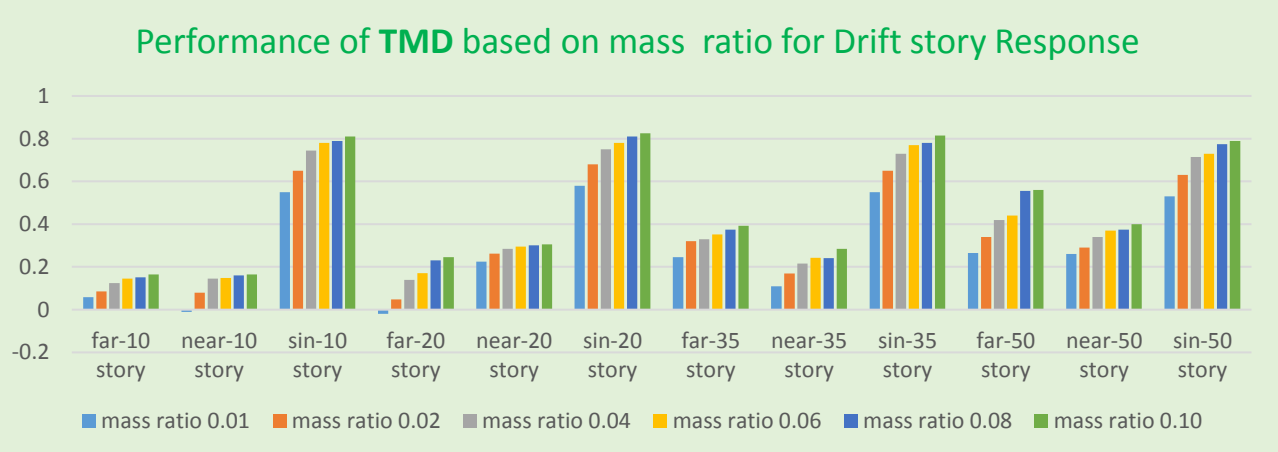
شکل (۲۴) عملکرد ابزار TMD بر اساس نسبت میرایی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ برش پایه



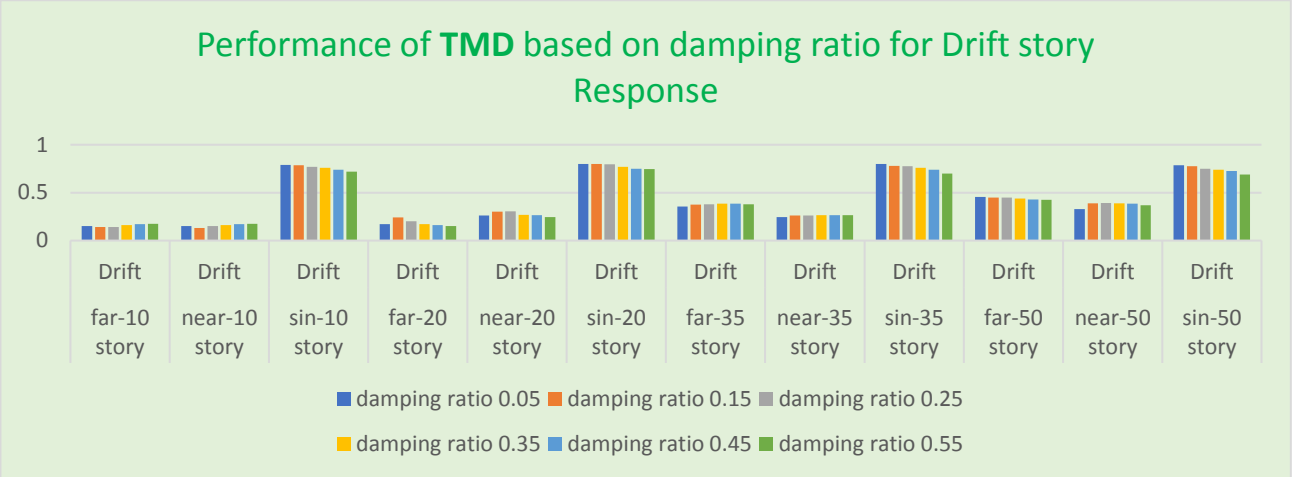
شکل (۲۵) عملکرد ابزار FTMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ برش پایه



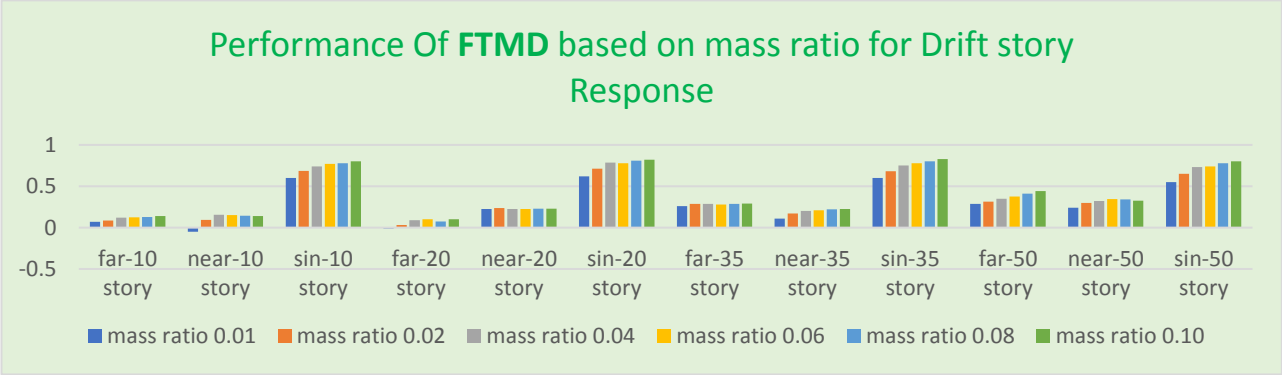
شکل (۲۶) عملکرد ابزار FTMD بر اساس ضریب اصطکاک برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ برش پایه



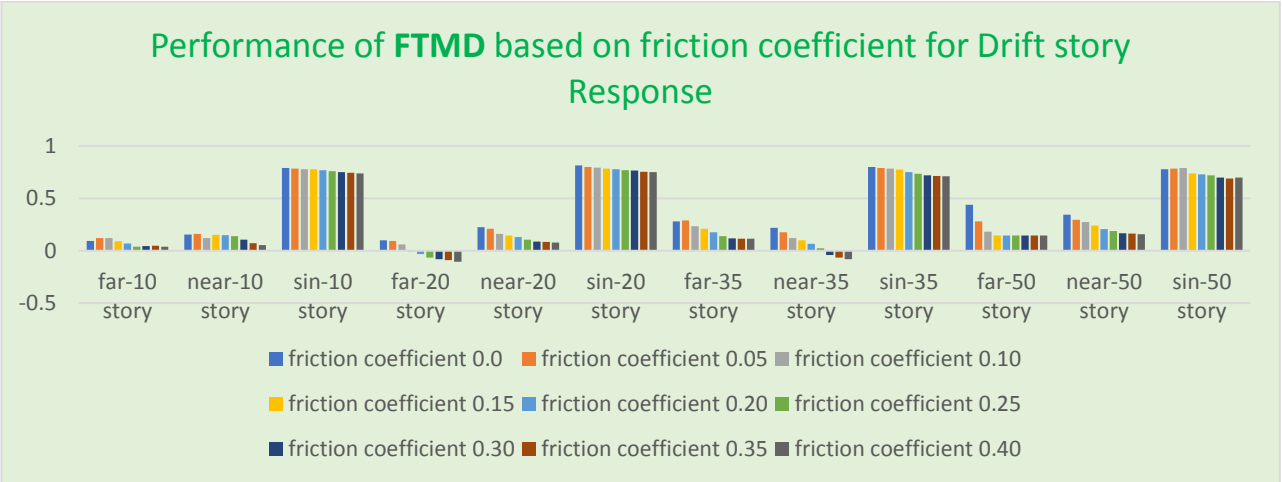
شکل (۲۷) عملکرد ابزار TMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییر مکان نسبی طبقات



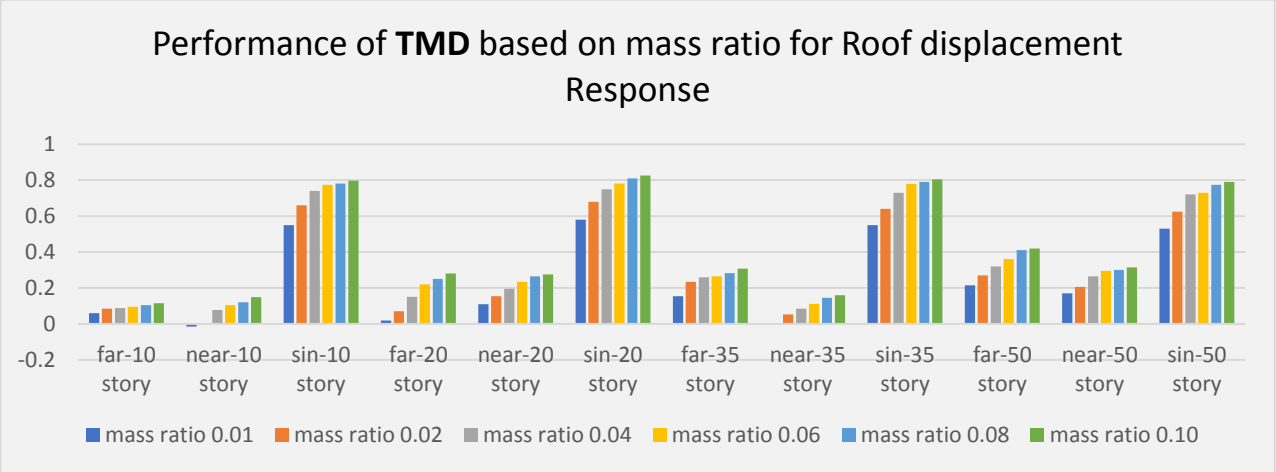
شکل (۲۸) عملکرد ابزار TMD بر اساس نسبت میرایی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییر مکان نسبی طبقات



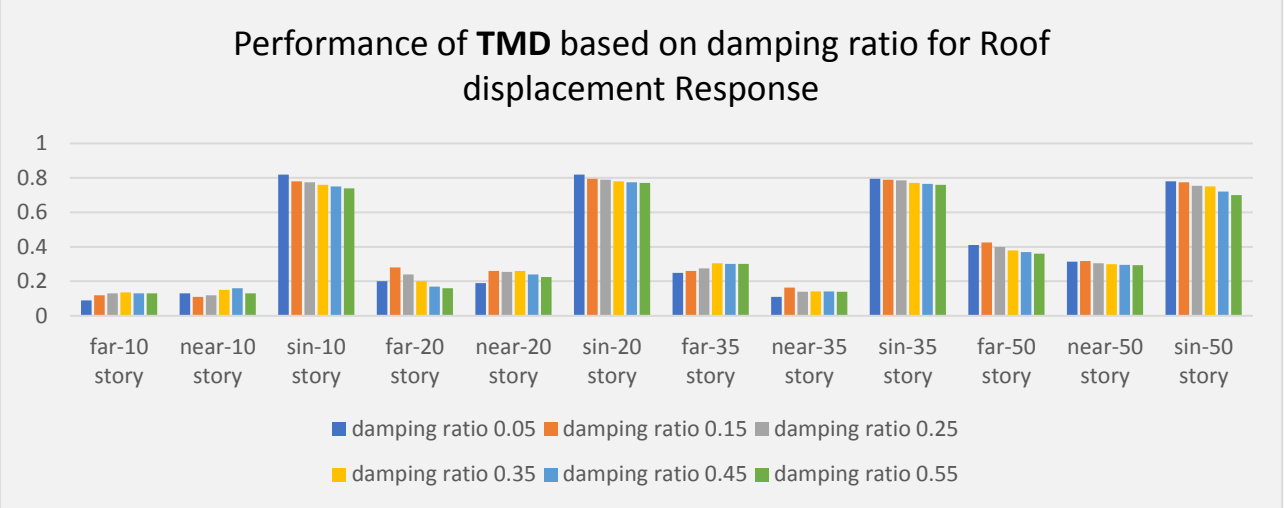
شکل (۲۹) عملکرد ابزار FTMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییر مکان نسبی طبقات



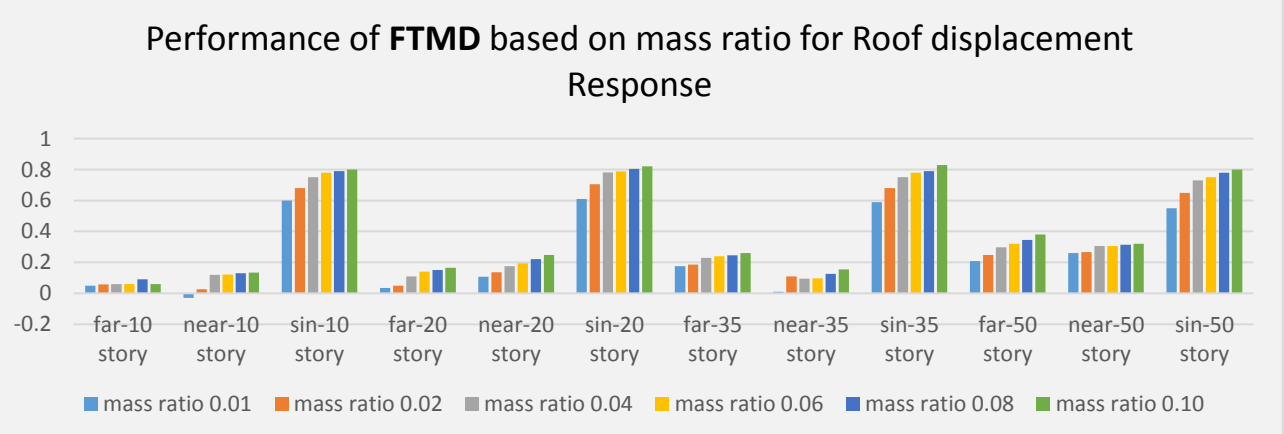
شکل (۳۰) عملکرد ابزار FTMD بر اساس ضریب اصطکاک برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییر مکان نسبی طبقات



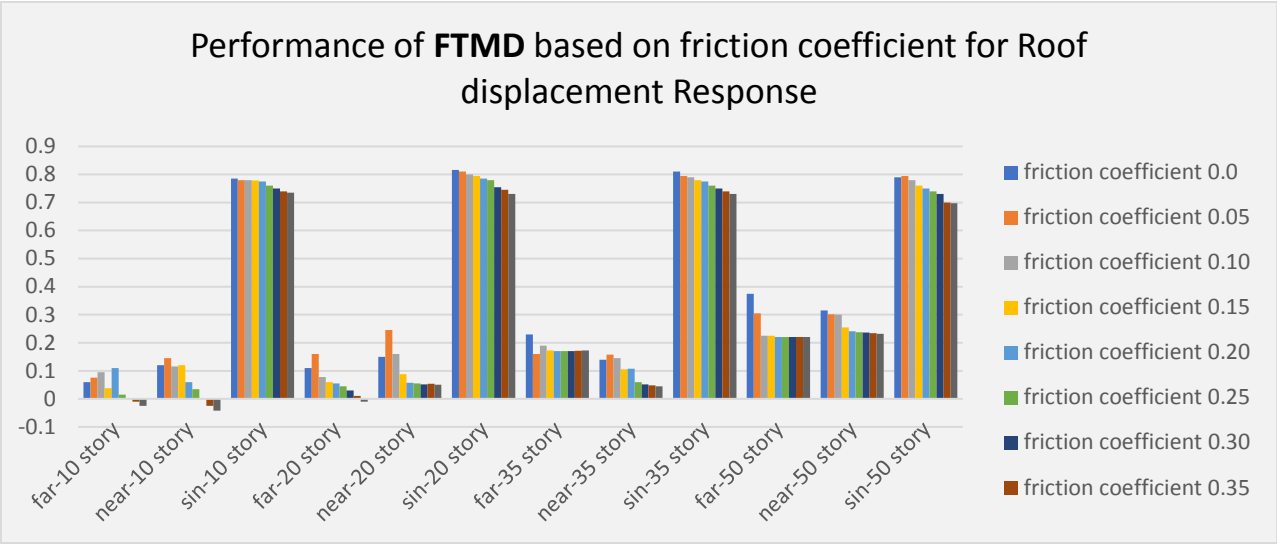
شکل (۳۱) عملکرد ابزار TMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییر مکان حداکثربام



شکل (۳۲) عملکرد ابزار TMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییر مکان حداکثربام



شکل (۳۳) عملکرد ابزار FTMD بر اساس نسبت جرمی برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییر مکان حداکثربام



شکل (۳۴) عملکرد ابزار FTMD بر اساس ضریب اصطکاک برای سازه‌های برشی ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ طبقه برای رکوردهای حوزه دور، نزدیک و نگاشت سینوسی برای پاسخ تغییر مکان حداکثربام

لازم به ذکر است در نمودارهای میله‌ای ارائه شده در شکلهای (۱۹) تا (۳۴)، درصد کاهش نسبت به حالت بدون ابزار آمده است. به عبارت دیگر در حالت بدون ابزار عدد صفر است و مادامی که سازه به ابزار تجهیز می‌گردد آنگاه نمودارها میزان اثرپذیری این ابزار را در بهبود پاسخ‌ها که همان کاهش پاسخ‌ها هست، نشان می‌دهد؛ به طور مثال اگر عدد مربوط به حالتی که ابزار به سازه افزوده شده است ۰/۸ باشد یعنی ۸۰ درصد کاهش در پاسخ نسبت به حالت بدون ابزار داشته‌ایم.

با توجه به نمودارهای میله‌ای به دست آمده برای سازه‌های برشی مجهز به TMD می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که:الف) مادامی که پاسخ شتاب طبقات مدنظر باشد:افزایش نسبت جرمی در تمامی سازه‌ها و در تمامی رکوردها سبب بهبود پاسخ خواهد شد.در رکوردهای حوزه دور و نزدیک با درنظر گرفتن تغییرات ارتفاع سازه، بیشترین حساسیت نسبت به تغییرات نسبت جرمی برای سازه ۱۰ طبقه اتفاق می‌افتد درحالی که بیشترین بهبود پاسخ را در سازه ۳۵ طبقه شاهد هستیم.

برای نگاشت سینوسی، افزایش ارتفاع سازه تغییر محسوسی بر بهبود پاسخ ندارد.

مادامی که نگاشت سینوسی مورد نظر باشد، با افزایش میرایی از بهبود پاسخ‌ها کاسته می‌شود.

تغییرات نسبت میرایی بر بهبود پاسخ در رکوردهای حوزه دور مشهودتر است درحالی که میزان حساسیت آن در رکوردهای حوزه نزدیک بیشتر است.ب) مادامی که پاسخ برش پایه مدنظر باشد: به صورت کلی افزایش نسبت جرمی سبب بهبود پاسخ در تمامی رکوردها و مدل‌ها می‌گردد.

حساسیت پاسخ به تغییرات نسبت جرمی برای حوزه دور بیشتر از حوزه نزدیک است اما بیشترین بهبود پاسخ در رکورد حوزه نزدیک رخ می‌دهد.

تغییرات ارتفاع سازه در مورد نگاشت سینوسی تغییری در افزایش و یا کاهش پاسخ ایجاد نکرده و روند تغییرات آن به ازای سازه‌های مختلف یکسان است.

افزایش میرایی در سازه‌ها تحت نگاشت سینوسی، تأثیر منفی بر کاهش پاسخ دارد.

ج) مادامی که پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات مدنظر باشد: با افزایش نسبت جرمی برای تمامی سازه در تمامی رکوردها بهبود پاسخ رخ می‌دهد. برای سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه در رکوردهای حوزه نزدیک و برای سازه‌های ۳۵ و ۵۰ طبقه در رکوردهای حوزه دور شاهد عملکرد بهتری هستیم.

در رکوردهای حوزه دور با افزایش تعداد طبقات، پاسخ سازه بهبود می‌یابد.

افزایش میرایی در بارگذاری سینوسی تأثیر منفی بر بهبود پاسخ داشته است.

د) مادامی که پاسخ جابه‌جایی بام مدنظر باشد:

افزایش نسبت جرمی سبب بهبود پاسخ می‌گردد.

در سازه‌های ۵۰ و ۳۵ طبقه عملکرد ابزار TMD در حوزه دور بهتر از حوزه نزدیک است.

در بارگذاری سینوسی افزایش میرایی اثر منفی بر کاهش پاسخ سازه‌ها دارد.

در نگاشت سینوسی برای سازه‌های گوناگون روند تغییرات به ازای نسبت جرم‌های مختلف یکسان است.

با توجه به نمودارهای به دست آمده برای سازه‌های برشی مجهز به FTMD می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که:

الف) مادامی که پاسخ شتاب طبقات مدنظر باشد:

برای نسبت جرم‌های مختلف، برای رکوردهای حوزه دور شاهد عملکرد بهتری در بهبود پاسخ هستیم.

مادامی که تحریک از نوع سینوسی باشد، عملکرد ابزار برای تعداد طبقات مختلف به ازای نسبت جرم‌های گوناگون روندی مشابه و یکسان دارد.

بهترین پاسخ‌ها در ضرایب اصطکاک کوچک‌تر از ۰/۰۵ اتفاق می‌افتد.

برای تحریک سینوسی، با افزایش ضریب اصطکاک از اثرگذاری ابزار برکاهش پاسخ کاسته می‌شود.

در ضرایب اصطکاک مختلف، برای رکوردهای حوزه دور در قیاس با رکوردهای حوزه نزدیک، شاهد عملکرد بهتری در بهبود پاسخ هستیم.

ب) مادامی که پاسخ برش پایه مدنظر باشد:۱. به ازای نسبت جرم‌های گوناگون، برای سازه‌های ۵۰ و ۲۰ طبقه در رکوردهای حوزه نزدیک و برای سازه‌های ۱۰ و ۳۵ طبقه عملکرد بهتری در بهبود پاسخ شاهد هستیم.۲. در تحریک سینوسی به ازای نسبت جرم‌های مختلف، عملکرد ابزار برای سازه‌های مختلف روندی مشابه و یکسان دارد.۳. با افزایش ضریب اصطکاک برای بارگذاری سینوسی در سازه‌های مختلف، از اثرگذاری FTMD در کاهش پاسخ کاسته می‌شود.۴. بهترین عملکرد ابزار در کمترین ضریب اصطکاک (کوچک‌تر از ۰/۰۵) رخ می‌دهد.

ج) مادامی که پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات مدنظر باشد:۱. به طور کلی با افزایش نسبت جرمی پاسخ بهبود می‌یابد.۲. افزایش ارتفاع سازه مادامی که سازه تحت تحریک سینوسی باشد، تغییری بر روند پاسخ ایجاد نمی‌کندو نتایج با یکدیگر مشابه هستند.

۳. به طور کلی افزایش ضریب اصطکاک تأثیر مثبت بر عملکرد ابزار نخواهد گذاشت.۴. برای ضرایب اصطکاک مختلف، در سازه‌های ۵۰ و ۳۵ طبقه در رکوردهای حوزه دور و در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه در رکوردهای حوزه نزدیک ابزار عملکرد بهتری در بهبود پاسخ از خود نشان می‌دهد.

د) مادامی که پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات مدنظر باشد:۱. افزایش نسبت جرمی سبب بهبود پاسخ می‌گردد.۲. افزایش ضریب اصطکاک اثر مثبتی بر بهبود پاسخ نخواهد گذاشت.۳. افزایش نسبت جرمی در سازه‌های ۵۰ و ۳۵ طبقه در رکوردهای حوزه دور و در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه در رکوردهای حوزه نزدیک اثرگذاری بهتری در بهبود پاسخ خواهد داشت. ۴. در بارگذاری سینوسی با افزایش ضریب اصطکاک، از عملکرد ابزار در بهبود پاسخ کاسته می‌شود.

همان طور که انتظار می‌رفت تفاوت در نوع موج تحریک منجر به مقادیر بهینه مختلفی می‌شود که با توجه به اینکه کدام پاسخ سازه‌ای مد نظر است، می‌توان مقدار مشخصی را به پارامترهای مورد نظر تخصیص داد.پاسخ‌های به دست آمده در سازه مجهز به TMD و FTMD تحت رکوردهای حوزه دور با افزایش تعداد طبقات بهتر می‌شود. با توجه به وجود متغیرها، پارامترها و پاسخ‌های گوناگون، بدیهی است که با درنظرگرفتن شرایط و موقعیت سازه، باید از نمودارهای منطبق با آن شرایط برای به حداقل رساندن (بهبود) پاسخ‌ها استفاده کرد. در مجموع جواب‌های متفاوت و گوناگونی به ازای پاسخ‌های ناهمگون وجود خواهد داشت که ممکن است نسبت به یکدیگر همپوشانی نداشته باشند ویا درتضاد با یکدیگر باشند و گاه ممکن است برای مواردی برای مسئله مورد نظر، چند جواب به دست آمده باشد.افزایش نسبت جرمی در هر دو میراگر سبب بهبود کارایی آن‌ها می‌شود که افزایش این نسبت از یک مقدار مشخص، جنبه

اقتصادی ندارد و از لحاظ اجرایی چالش‌های جدیدی را پدید می‌آورد. در ادامه جزئیات بیشتر و مقادیر کرانی مربوط به هر پارامتر به اختصار در جداول (۲۳) تا (۲۶) آورده شده است.

به عنوان مثال،از جدول (۲۳) می‌توان دریافت مادامی که ابزار مورد استفاده TMD باشد و پاسخ مورد نظر دریفت طبقات باشد برای سازه ۲۰ طبقه تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور حداکثر بهبود پاسخ ۲۵ درصد است که این مقدار هنگامی محقق می‌گردد که نسبت میرایی ۱۵ درصد،نسبت جرمی ۱۰ درصد و نسبت فرکانسی ۰/۹ باشد.

جدول (۲۳) مقادیر کرانی پارامترهایTMD برای سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه

نوع میراگر	تعداد طبقات	نوع رکورد	نوع پاسخ	نسبت فرکانسی	نسبت جرمی	نسبت میرایی	**بهبود پاسخ**
TMD	سازه ۱۰ طبقه	حوزه دور	شتاب	۱	٪۱۰	٪۳۵	**٪۴۱**
			برش پایه	۰/۷	٪۱۰	٪۲۵	**٪۲۵**
			دریفت	۰/۵	٪۱۰	٪۴۵	**٪۱۷**
			جابه‌جایی بام	۰/۵	٪۱۰	٪۳۵	**٪۱۲**
		حوزه نزدیک	شتاب	۰/۸	٪۱۰	٪۵۵	**٪۳۶**
			برش پایه	۰/۸	٪۱۰	٪۴۵	**٪۲۷**
			دریفت	۰/۷	٪۱۰	٪۵۵	**٪۱۷**
			جابه‌جایی بام	۰/۸	٪۱۰	٪۳۵	**٪۱۵**
		سینوسی	شتاب	۱/۱	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			برش پایه	۱/۲	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			دریفت	۰/۸	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			جابه‌جایی بام	۰/۸	٪۱۰	٪۵	**٪۸۱**
	سازه ۲۰ طبقه	حوزه دور	شتاب	۰/۸	٪۱۰	٪۵۵	**٪۳۴**
			برش پایه	۰/۷	٪۱۰	٪۲۵	**٪۲۳**
			دریفت	۰/۹	٪۱۰	٪۱۵	**٪۲۵**
			جابه‌جایی بام	۰/۷	٪۱۰	٪۱۵	**٪۲۸**
		حوزه نزدیک	شتاب	۱/۴	٪۱۰	٪۵۵	**٪۳۴**
			برش پایه	۰/۴	٪۱۰	٪۳۵	**٪۴۰**
			دریفت	۰/۵	٪۱۰	٪۱۵	**٪۳۰**
			جابه‌جایی بام	۰/۶	٪۱۰	٪۱۵	**٪۲۱**
		سینوسی	شتاب	۱/۱	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			برش پایه	۱/۲	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			دریفت	۰/۸	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			جابه‌جایی بام	۰/۸	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**

جدول (۲۴) مقادیر کرانی پارامترهایTMD برای سازه‌های۳۵ و ۵۰ طبقه

نوع میراگر	تعداد طبقات	نوع رکورد	نوع پاسخ	نسبت فرکانسی	نسبت جرمی	نسبت میرایی	**بهبود پاسخ**
TMD	سازه ۳۵ طبقه	حوزه دور	شتاب	۱	٪۱۰	٪۵۵	**٪۴۶**
			برش پایه	۰/۱	٪۱۰	٪۵۵	**٪۳۷**
			دریفت	۰/۷	٪۱۰	٪۳۵	**٪۳۹**
			جابه‌جایی بام	۰/۶	٪۱۰	٪۳۵	**٪۳۰**
		حوزه نزدیک	شتاب	۰/۳	٪۱۰	٪۵۵	**٪۳۸**
			برش پایه	۰/۸	٪۱۰	٪۰۵	**٪۳۶**
			دریفت	۰/۵	٪۱۰	٪۵۵	**٪۲۷**
			جابه‌جایی بام	۱/۱	٪۱۰	٪۱۵	**٪۱۶**
		سینوسی	شتاب	۱/۱	٪۱۰	٪۰۵	**٪۸۲**
			برش پایه	۱/۲	٪۱۰	٪۰۵	**٪۸۲**
			دریفت	۰/۸	٪۱۰	٪۰۵	**٪۸۰**
			جابه‌جایی بام	۰/۸	٪۱۰	٪۰۵	**٪۸۰**
	سازه ۵۰ طبقه	حوزه دور	شتاب	۰/۸	٪۴	٪۳۵	**٪۳۲**
			برش پایه	۰/۲	٪۱۰	٪۳۵	**٪۲۸**
			دریفت	۰/۹	٪۱۰	٪۰۵	**٪۴۵**
			جابه‌جایی بام	۰/۹	٪۱۰	٪۱۵	**٪۴۱**
		حوزه نزدیک	شتاب	۰/۲	٪۱۰	٪۳۵	**٪۳۸**
			برش پایه	۰/۲	٪۱۰	٪۵۵	**٪۳۴**
			دریفت	۰/۹	٪۱۰	٪۱۵	**٪۳۹**
			جابه‌جایی بام	۰/۸	٪۸	٪۰۵	**٪۳۲**
		سینوسی	شتاب	۱/۱	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			برش پایه	۱/۲	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			دریفت	۱/۱	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**
			جابه‌جایی بام	۱/۱	٪۱۰	٪۵	**٪۸۲**

جدول (۲۵) مقادیر کرانی پارامترهایFTMD برای سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه

بهبود پاسخ	ضریب اصطکاک	نسبت جرمی	نسبت فرکانسی	نوع پاسخ	نوع رکورد	تعداد طبقات	نوع میراگر
٪۳۰	۰/۱	٪۱۰	۱	شتاب	حوزه دور	سازه ۱۰ طبقه	FTMD
٪۱۵	۰/۱	٪۱۰	۱/۱	برش پایه			
٪۱۲	۰/۰۵	٪۶	۱	دریفت			
٪۷	۰/۰۵	٪۴	۰/۸	جابه‌جایی بام			
٪۲۵	۰	٪۴	۱/۴	شتاب	حوزه نزدیک		
٪۲۴	۰/۱۵	٪۱۰	۱/۳	برش پایه			
٪۱۶	۰/۰۵	٪۴	۱/۳	دریفت			
٪۱۴	۰/۰۵	٪۱۰	۰/۹	جابه‌جایی بام			
٪۸۲	۰	٪۱۰	۱/۱	شتاب	سینوسی		
٪۸۱	۰	٪۱۰	۱/۱	برش پایه			
٪۸۰	۰	٪۱۰	۰/۸	دریفت			
٪۸۱	۰	٪۱۰	۰/۹	جابه‌جایی بام			
٪۳۱	۰	٪۱	۱/۱	شتاب	حوزه دور	سازه ۲۰ طبقه	
٪۱۰	۰	٪۱۰	۱/۱	برش پایه			
٪۱۱	۰	٪۱۰	۰/۸	دریفت			
٪۱۶	۰/۰۵	٪۱۰	۰/۷	جابه‌جایی بام			
٪۲۸	۰	٪۱	۰/۱	شتاب	حوزه نزدیک		
٪۳۷	۰	٪۶	۰/۴	برش پایه			
٪۲۲	۰	٪۲	۰/۷	دریفت			
٪۲۵	۰/۰۵	٪۱۰	۰/۷	جابه‌جایی بام			
٪۸۲	۰	٪۱۰	۱/۱	شتاب	سینوسی		
٪۸۲	۰	٪۱۰	۱/۲	برش پایه			
٪۸۰	۰	٪۱۰	۰/۸	دریفت			
٪۸۲	۰	٪۱۰	۰/۹	جابه‌جایی بام			

جدول (۲۶) مقادیر کرانی پارامترهایFTMD برای سازه‌های ۳۵ و ۵۰ طبقه

بهبود پاسخ	ضریب اصطکاک	نسبت جرمی	نسبت فرکانسی	نوع پاسخ	نوع رکورد	تعداد طبقات	نوع میراگر
٪۴۶	۰	٪۱	۱	شتاب	حوزه دور	سازه ۳۵ طبقه	FTMD
٪۳۵	۰	٪۱	۰/۲	برش پایه			
٪۲۹	۰/۰۵	٪۱۰	۰/۸	دریفت			
٪۲۶	۰/۰۵	٪۱۰	۰/۸	جابه‌جایی بام			
٪۳۶	۰	٪۶	۰/۵	شتاب	حوزه نزدیک		
٪۳۶	۰	٪۸	۰/۸	برش پایه			
٪۲۲	۰	٪۱۰	۰/۶	دریفت			
٪۱۶	۰/۰۵	٪۱۰	۱	جابه‌جایی بام			
٪۸۲	۰	٪۱۰	۱/۱	شتاب	سینوسی		
٪۸۱	۰	٪۱۰	۱/۲	برش پایه			
٪۸۰	۰	٪۱۰	۰/۸	دریفت			
٪۸۱	۰	٪۱۰	۰/۹	جابه‌جایی بام			
٪۳۱	۰	٪۴	۰/۷	شتاب	حوزه دور	سازه ۵۰ طبقه	
٪۲۸	۰	٪۱	۰/۱	برش پایه			
٪۴۳	۰	٪۱۰	۰/۹	دریفت			
٪۳۷	۰	٪۱۰	۱	جابه‌جایی بام			
٪۳۵	۰	٪۱	۰/۱	شتاب	حوزه نزدیک		
٪۳۵	۰	٪۱	۰/۱	برش پایه			
٪۳۴	۰	٪۶	۰/۸	دریفت			
٪۳۱	۰	٪۱۰	۰/۷	جابه‌جایی بام			
٪۸۲	۰	٪۱۰	۱/۱	شتاب	سینوسی		
٪۸۲	۰	٪۱۰	۱/۲	برش پایه			
٪۸۰	۰	٪۱۰	۰/۸	دریفت			
٪۸۲	۰	٪۱۰	۰/۹	جابه‌جایی بام			

از انجام مجموعه تحلیل‌های صورت گرفته برای ۴ نمونه سازه برشی به ازای مقادیر مختلف نسبت میرایی، نسبت جرمی، نسبت فرکانسی و ضرایب اصطکاک گوناگون؛ نتایج زیر حاصل شد:

۱.با کاهش نسبت میرایی می‌توان به نسبت جرم‌های گوناگون و نزدیک به یکدیگربرای یک سطح از کاهش پاسخ رسید.

۲.برای یک نسبت فرکانس مشخص، افزایش نسبت میرایی در نسبت جرم‌های بزرگ‌تر، تأثیر بیشتری بر کاهش پاسخ‌ها دارد.

۳.در فرکانس‌های نزدیک به فرکانس اصلی سازه، با افزایش نسبت میرایی برای نسبت جرمی معلوم باعث افزایش پاسخ‌ها (تأثیر منفی بر بهبود پاسخ‌ها) خواهد داشت.

۴.به طور کلی افزایش نسبت جرمی باعث کاهش تمامی پاسخ‌ها

می‌گردد. اما این افزایش بیشتر از یک مقدار مشخص، علاوه بر اینکه اجرایی و مقرون به صرفه نیست، تأثیر چشمگیری در کاهش میزان پاسخ‌های سازه نخواهد داشت.

۵. در فرکانس‌هایی نزدیک به فرکانس اصلی سازه (۰/۹ تا ۱/۱) و همچنین فرکانس‌های کران بالا و پایین محدوده مورد نظر، می‌توان از چندین نسبت میرایی برای رسیدن به یک سطح مشخص از پاسخ بهره برد.

۶.با افزایش نسبت میرایی، از تأثیر یک نسبت جرمی خاص بر کاهش پاسخ‌ها کاسته می‌شود.

۷.با افزایش نسبت جرمی می‌توان از تعداد نسبت میرایی‌های بیشتری به منظور کاهش پاسخ سازه استفاده کرد.

۸.برای یک نسبت میرایی مشخص، با افزایش نسبت جرمی پاسخ‌ها بهبود پیدا می‌کند.

۹. در فرکانس‌هایی به دور از فرکانس سازه(کران بالا و پایین محدوده فرکانس)، می‌توان از چند نسبت جرمی برای رسیدن به سطحی مشخص از کاهش در پاسخ‌ها دست یافت.

۱۰. تأثیر تغییرات نسبت جرمی نسبت به نسبت میرایی بر تغییرات کاهش پاسخ سازه بیشتر است.

۱۱. ضرایب اصطکاک پایین (۰ تا ۰/۰۵) اثر بهتر و بیشتری بر کاهش پاسخ‌ها دارد.

۱۲.با افزایش نسبت جرمی می‌توان از ضرایب اصطکاک متفاوتی برای رسیدن به یک سطح معلوم از کاهش پاسخ‌ها سود جست.

۱۳. برای یک مقدار مشخص از ضریب اصطکاک، افزایش نسبت جرمی سبب بهبود پاسخ‌ها می‌گردد.

۱۴. انتخاب نوع پاسخ‌های مورد نظر در به دست آوردن بهترین مقادیر برای پارامترهای میراگر بسیار اهمیت دارد؛ چرا که می‌تواند نتایج متفاوتی را در هر حالت نتیجه دهد.

۱۵.با افزایش تعداد طبقات، اثرگذاری میراگرها در کاهش پاسخ‌ها افزایش می‌یابد.

۱۶.سازه‌های مجهز به این میراگرها برای بارگذاری لرزه‌ای، تحت رکوردهای حوزه دور عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهند.

۱۷.تحت بارگذاری ناشی از تحریک‌های سینوسی، استفاده از این میراگرها کاهش چشمگیر پاسخ‌ها را به دنبال دارد.

۱۸.با لحاظ کردن شرایط یکسان، TMD نسبت به FTMD اثر بیشتری در کاهش پاسخ‌ها دارد.

تقدیر و تشکر

مراجع

[1] H. Frahm, “Device for damping vibrations of bodies,” U.S. Patent 989,958, Nov. 1909.

[2] T. Xu, Y. Li, T. Lai, and J. Zheng, “A simplified design method of tuned inerter damper for damped civil structures: Theory, validation, and application,” *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 28, no. 9, p. e2798, 2021. https://doi.org/10.1002/stc.2798

[3] J. W. Hu, K. Naeim, I. Mansouri, and H. R. Shokrgozar, “Efficiency of TMDs and TLDs for low-rise and mid-rise buildings subjected to near-field and far-field earthquakes,” *International Journal*, vol. 36, no. 4, 2019.

[4] D. N. Gorini and C. Chisari, “Effect of soil-structure interaction on seismic performance of tuned mass dampers in buildings,” in Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, CRC Press, 2019, pp. 2690–2697.

[5] J. P. Den Hartog, *Mechanical Vibrations*, Courier Corporation, 1985.

[6] H. C. Tsai and G. C. Lin, “Optimum tuned-mass dampers for minimizing steady-state response of support-excited and damped systems,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 22, no. 11, pp. 957–973, 1993. https://doi.org/10.1002/eqe.4290221104

[7] R. Villaverde and L. A. Koyama, “Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 22, no. 6, pp. 491–507, 1993. https://doi.org/10.1002/eqe.4290220603

[8] R. Villaverde, M. Aguirre, and C. Hamilton, “Aseismic roof isolation system built with steel oval elements: exploratory study,” *Earthquake Spectra*, vol. 21, no. 1, pp. 225–241, 2005. https://doi.org/10.1193/1.1850528

[9] F. Sadek, B. Mohraz, A. W. Taylor, and R. M. Chung, “A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 26, no. 6, pp. 617–635, 1997. https://doi.org/10.1093/biomet/37.1-2.173

[10] R. Rana and T. T. Soong, “Parametric study and simplified design of tuned mass dampers,” *Engineering Structures*, vol. 20, no. 3, pp. 193–204, 1998. https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00078-3

[11] TT. Soong, *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*, 1997

[12] H. Cetin and E. Aydin, “A new tuned mass damper design method based on transfer functions,” *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 23, no. 10, pp. 4463–4480, 2019. https://doi.org/10.1007/s12205-019-0305-x

[13] R. S. Jangid and T. K. Datta, “Performance of multiple tuned mass dampers for torsionally coupled system,” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 26, no. 3, pp. 307–317, 1997. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199703)26:3%3C307::AID-EQE639%3E3.0.CO;2-8

[14] J. L. Almazán, G. Espinoza, and J. J. Aguirre, “Torsional balance of asymmetric structures by means of tuned mass dampers,” *Engineering Structures*, vol. 42, pp. 308–328, 2012. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.034

[15] R. Soto-Brito and S. E. Ruiz, “Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 28, no. 11, pp. 1255–1271, 1999. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199911)28:11%3C1255::AID-EQE865%3E3.0.CO;2-C

[16] P. Lukkunaprasit and A. Wanitkorkul, “Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 30, no. 4, pp. 537–551, 2001. https://doi.org/10.1002/eqe.22

[17] T. Pinkaew, P. Lukkunaprasit, and P. J. E. S. Chatupote, “Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures,” *Engineering Structures*, vol. 25, no. 1, pp. 39–46, 2003. https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00115-3

[18] S. Sgobba and G. C. Marano, “Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behaviour,” *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 24, no. 6, pp. 1739–1755, 2010. https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2010.01.009

[19] T. Hashimoto, K. Fujita, M. Tsuji, and I. Takewaki, “Innovative base-isolated building with large mass-ratio TMD at basement for greater earthquake resilience,” *Future Cities and Environment*, vol. 1, no. 1, p. 9, 2015. https://doi.org/10.1186/s40984-015-0007-6

[20] X. Yin, G. Song, and Y. Liu, “Vibration suppression of wind/traffic/bridge coupled system using multiple pounding tuned mass dampers (MPTMD),” *Sensors*, vol. 19, no. 5, p. 1133, 2019. https://doi.org/10.3390/s19051133

[21] A. Kaveh, M. F. Farzam, and R. Maroofiazar, "Comparing H2 and H∞ algorithms for optimum design of tuned mass dampers under near-fault and far-fault earthquake motions," *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 64, no. 3, pp. 828–844, 2020. https://doi.org/10.3311/ppci.16389.

[22] A. E. Charalampakis, G. C. Tsiatas, and P. Tsopelas, "A mass-reduction design concept for seismic hazard mitigation," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 49, no. 3, pp. 301–314, 2020. https://doi.org/10.1002/eqe.3239

[23] K. K. Wong and J. Johnson, "Seismic energy dissipation of inelastic structures with multiple tuned mass dampers," *Journal of Engineering Mechanic*s, vol. 135, no. 4, pp. 265–275, 2009.

[24] J. A. Inaudi and J. M. Kelly, "Mass damper using friction-dissipating devices," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 121, no. 1, pp. 142–149, 1995. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1995)121:1(142)

[25] F. Ricciardelli and B. J. Vickery, "Tuned vibration absorbers with dry friction damping," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 28, no. 7, pp. 707–723, 1999. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199907)28:7%3C707::AID-EQE836%3E3.0.CO;2-C

[26] G. L. Lin, C. C. Lin, L. Y. Lu, and Y. B. Ho, "Experimental verification of seismic vibration control using a semi-active friction tuned mass damper," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 41, no. 4, pp. 813–830, 2012. https://doi.org/10.1002/eqe.1162

[27] C. C. Lin, G. L. Lin, and J. F. Wang, "Protection of seismic structures using semi-active friction TMD," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 39, no. 6, pp. 635–659, 2010. https://doi.org/10.1002/eqe.961

[28] Z. Gewei and B. Basu, "A study on friction-tuned mass damper: harmonic solution and statistical linearization," *Journal of Vibration and Control*, vol. 17, no. 5, pp. 721–731, 2011. https://doi.org/10.1177/1077546309354967

[29] A. Y. Pisal and R. S. Jangid, "Dynamic response of structure with tuned mass friction damper," *International Journal of Advanced Structural Engineering*, vol. 8, no. 4, pp. 363–377, 2016. https://doi.org/10.1007/s40091-016-0136-7

[30] A. Y. Pisal and R. S. Jangid, "Seismic response of multi-story structure with multiple tuned mass friction dampers," *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)*, vol. 6, no. 1, p. 46, 2014. https://doi.org/10.1007/s40091-014-0046-5

[31] E. Matta, "Bidirectional pendulum vibration absorbers with homogeneous variable tangential friction: modelling and design," *Journal of Structural Construction Engineering*, vol. 12, no. 11, pp. 1074–1082, 2018. https://doi.org/10.7712/120119.7267.19743

[32] J. E. C. Carmona, S. M. Avila, and G. Doz, "Proposal of a tuned mass damper with friction damping to control excessive floor vibrations," *Engineering Structures*, vol. 148, pp. 81–100, 2017. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.022

[33] S. Y. Kim and C. H. Lee, "Analysis and optimization of multiple tuned mass dampers with coulomb dry friction," *Engineering Structures*, vol. 209, p. 110011, 2020.https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110011

[34] M. Salimi, R. Kamgar, and H. Heidarzadeh, "An evaluation of the advantages of friction TMD over conventional TMD," *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 6, no. 2, p. 95, 2021. https://doi.org/10.1007/s41062-021-00473-5

[35] B. Besharatian, H. T. Riahi, R. Garcia, and I. Hajirasouliha, “Particle swarm optimization of friction tuned mass dampers subjected to ground motion records,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 172, p. 107995, 2023. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107995

[36] B. Besharatian, H. T. Riahi, R. Garcia, and I. Hajirasouliha, “A practical optimisation method for friction tuned mass dampers in multi-storey buildings subjected to earthquake excitations,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 184, p. 108857, 2024. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108857

[37] S. Mazzoni, F. Mckenna, MH. Scott, GL. Fenves, *Open system for earthquake engineering simulation user command-language manual*.

[38] CSI Analysis Reference Manual, *ETABS version 21.1.0 User Manual*.

[39] S.M Zahrai, M.Ghannadi-Asl1, “Seismic Performance of TMDs in Improving the Response of MRF Buildings,” *Scientia Iranica*, vol. 15, no. 1, pp 21-33, 2008.

[40] A. K. Chopra, *Dynamics of Structures*, Pearson Education India, 2007.

[41] A. K. Chopra and C. Chintanapakdee, “Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 30, no. 12, pp. 1769–1789, 2001. https://doi.org/10.1002/eqe.92

[42] B. Alavi and H. Krawinkler, *Effects of Near-Fault Ground Motions on Frame Structures*, Stanford: John A. Blume Earthquake Engineering Center, 2001, p. 301.

[43] N. N. Ambraseys and J. Douglas, “Near-field horizontal and vertical earthquake ground motions,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 23, no. 1, pp. 1–18, 2003. https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00153-7

[44] J. D. Bray and A. Rodriguez-Marek, “Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 24, no. 11, pp. 815–828, 2004. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.05.001

[45] PEER Ground Motion Database, http://peer.berkeley.edu

[46] S. Y. Kim and C. H. Lee, “Analysis and optimization of multiple tuned mass dampers with coulomb dry friction,” *Engineering Structures*, vol. 209, p. 110011, 2020. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110011

[47] A. Kaveh and S. R. Ardebili, “A comparative study of the optimum tuned mass damper for high-rise structures considering soil-structure interaction,” *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 65, no. 4, pp. 1036–1049, 2021.

Ferdowsi Civil Engineering, 38, 3, 2025. (83-104)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Laboratory Study of the Mechanical Properties of High-Performance Concrete Containing Steel and Polypropylene Fibers

Research Article

Hamid Naraki[1], Seyed Fathollah Sajedi[2], Masoud Paknahad[3]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.82494.1231

1-Introduction

Concrete is one of the most widely used products in the world, with various types commonly utilized. Due to the extensive use of this material, many researchers have investigated its engineering properties. The development of construction has led to significant demand for new types of concrete that meet specific needs, such as varying quality levels, strength, toughness, and durability. Some of these categories of concrete include high-strength concrete, engineered concrete, and fiber-reinforced concrete. High performanced concrete can be designed for higher efficiency, superior mechanical properties, and increased durability compared to conventional concrete.

Compared to conventional concrete, high-strength concrete possesses excellent compressive and tensile strengths, as well as desirable durability. These properties make it an attractive option for urban infrastructure development. The manufacturing of this type of concrete involves high fineness materials such as microsilica, a low water-to-cement ratio, and superplasticizers. Consequently, it has a higher density, a more compact microstructure, and, subsequently, lower permeability than conventional concrete. Therefore, high performaned concretes, especially fiber-reinforced concretes, exhibit greater resistance to degradation and failure processes, such as the penetration of chloride ions, sulfates, corrosive liquids, and damage caused by freeze-thaw cycles and thermal loads. The small amounts of coarse aggregates and their small sizes, combined with a high volume of fibers (approximately 2% to 3%) and significant amounts of microsilica used in these concretes, enhance their strength and ductility. Additionally, the good rheological properties of this type of concrete in its fresh state significantly increase its workability . Fiber-reinforced concretes, aside from having very high compressive strength, also exhibit higher tensile strength compared to conventional concrete. The presence of fibers provides additional tensile toughness. This tensile toughness allows for multiple microcracks to initiate on the concrete surface before large cracks develop, which results in fiber-reinforced concretes exhibiting more flexible behavior. Consequently, the energy leading to failure in these concretes is significantly higher compared to conventional concrete. Moreover, the fibers within high performance concrete increase the resistance of the cement matrix against spalling due to their entanglement within the concrete's matrix. This presence of fibers also significantly enhances the energy absorption capacity of the concrete, providing desirable resistance to impacts and loads resulting from explosions .

2- Exprimental program

In this study, the objective is to introduce an optimal mix design to achieve the highest tensile strength in high-performance concrete. Initially, various mix designs were assessed by altering the proportions of cementitious materials to aggregates and changing the water-to-cement ratio. Ultimately, two mix designs, M1 and M2, were selected as the final designs. In both mix designs, a portion of the cement was replaced with microsilica to achieve better mechanical properties. To ensure desirable workability and reduce the negative effects on fluidity caused by microsilica, a polycarboxylate-based superplasticizer was used. Furthermore, to enhance the quality of high-performance concrete and attain higher tensile strength, two types of fibers -steel and polypropylene - were incorporated. The steel fibers were added in two forms, straight and wavy, at volumetric replacements of 1%, 2%, 3%, and 4%. Additionally, to improve the mechanical properties of these concretes and address some of the weaknesses of steel fibers, 1% of polypropylene fibers were added to the mixes containing steel fibers in separate designs. In total, 306 cubic, cylindrical, and prismatic samples were created across 34 different mix designs, and tests for compressive strength according to ASTM C109 , split tensile strength based on

* Manuscript received May 19, 2023, Revised March 15, 2025, Accepted October 04, 2025.

[1] Ph.D. Student Department of Civil Engineering, Ahvaz Branch, Islamic Azad University, Ahvaz, Iran.

[2] Professor Department of Civil Engineering, Ahvaz Branch, Islamic Azad University, Ahvaz, Iran.

Email: fa.sajedi@iau.ac.ir

[3] Assistant Professor, Faculty of Engineering, Mahallat Institute of Higher Education, Mahallat, Iran.

ASTM C496, and flexural strength in accordance with ASTM C1609 were conducted on the samples at 28 days of age. This research can contribute to a better understanding of material combinations and the optimization of high-performance concrete production processes, ultimately leading to the development of durable and resilient infrastructure in construction projects.

3-Discussion

Figure 5 illustrates the compressive strength of concrete samples containing smooth steel fibers. It is evident that high-strength concrete M 1 and M2, without fibers, achieve compressive strengths of 81.2 MPa and 87.1 MPa, respectively. The addition of smooth steel fibers, ranging from 1% to 4% by volume, to the concrete produced in M1 resulted in enhancements of compressive strength of 6%, 14%, 28%, and 26%, respectively. In M2, corresponding increases were recorded as 5%, 19%, 20%, and 19%. In both mix designs, the maximum compressive strength was observed in concrete containing 3% smooth steel fibers, where the strength reached 104.1 MPa for both mixtures. However, in M2, there were no significant changes in compressive strength with the addition of smooth steel fibers in the range of 2% to 4%. This outcome indicates that beyond a certain fiber percentage, substantial improvements in compressive strength are not evident. While some studies have reported that the inclusion of fibers generally leads to minor improvements (less than 10%) in compressive strength, other researchers have noted a positive correlation between the increase in the amount of steel fibers and the compressive strength.

4-Conclusion

- At a specific replacement percentage of steel fibers (3%), the detrimental effect of the reduced volume of the cement matrix due to the addition of steel fibers outweighed the positive impact of the steel fibers in enhancing compressive strength.
- The addition of 1% polypropylene fibers to concrete containing straight and wavy steel fibers resulted in an increase in compressive strength by approximately 7-8%.
- The influence of changing the shape of steel fibers from straight to wavy on improving compressive strength was low, recorded at about 2%.
- Increasing the amount of straight and wavy steel fibers up to 3% led to an increase in split tensile strength in M1 by 44% and 81%, respectively. In M2, this increase was recorded at 49% and 80%.
- The addition of 1% polypropylene fibers to concrete containing 3% wavy steel fibers resulted in the highest split tensile strength of 13.7 MPa. The improvement effect of polypropylene fibers was about 25%.
- The impact of changing the shape of the fibers from straight to wavy on improving split tensile strength was between 20-22%. This increase was independent of the type of mix design.
- More significant than the volume of fibers in improving flexural or split tensile strength was the distribution and arrangement of the fibers within the concrete matrix.
- The addition of polypropylene fibers led to an average increase in flexural strength of 28% in concrete containing straight fibers and 34% in concrete with wavy fibers.
- Changing the shape of steel fibers from straight to wavy resulted in a 17% increase in flexural strength in concrete without polypropylene fibers and a 12% increase in concrete with polypropylene fibers.

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

مطالعه آزمایشگاهی خواص مکانیکی بتن‌های توانمند حاوی الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن به صورت جداگانه و همزمان[*]

مقاله پژوهشی

حمید نارکی[۱] سیدفتح اله ساجدی[۲] مسعود پاک‌نهاد[۳]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.82494.1231

چکیده *مقاله حاضر به مطالعه تأثیر جداگانه و همزمان الیاف فولادی با شکل‌های مختلف و الیاف پلی‌پروپیلن بر برخی از خواص مکانیکی بتن‌های توانمند پرداخته است. برای بهبود کیفی ساختار سیمانی از سنگدانه‌های پایه سیلیسی با حداکثر اندازه ۹ میلی‌متر به جای سنگدانه‌های طبیعی استفاده شد. برای مسلح-سازی و بررسی تأثیر نوع، شکل و میزان الیاف فولادی بر خواص مکانیکی بتن‌های توانمند، الیاف فولادی صاف و موجدار دو سر خم به طول ۳۰ میلی‌متر در ۱٪، ۲٪، ۳٪ و ۴٪ به بتن افزوده شدند. در طرح‌های جداگانه‌ای در کنار الیاف فولادی مذکور، الیاف پلی‌پروپیلن به میزان ۱٪ افزوده شد و تغییرات مربوطه در خواص مکانیکی بتن‌های ساخته شده مطالعه شدند. در مجموع ۳۴ طرح اختلاط در قالب ۳۰۶ نمونه مکعبی، استوانه‌ای و منشوری ساخته شدند و مقاومت‌های فشاری، کششی دو نیم شدن و خمشی در سن ۲۸ روزه هر طرح بررسی گردیدند. نتایج نشان دادند که افزودن ۱٪ الیاف پلی‌پروپیلن به بتن‌های حاوی الیاف فولادی صاف و موجدار به میزان (۷-۸)٪ منجر به رشد مقاومت فشاری می‌شود و این مقاومت به ۱۱۳/۱ مگاپاسکال رسید. با افزودن ۱٪ الیاف پلی‌پروپیلن به بتن حاوی ۳٪ الیاف فولادی موجدار، بیشترین مقاومت کششی دو نیم شدن، معادل ۱۳/۷ مگاپاسکال کسب شد. همچنین این نتیجه به دست آمد که تغییر شکل الیاف از صاف به موجدار در مقاومت فشاری تأثیر محسوسی از خود نشان نمی‌دهد در حالی که این تغییر شکل، در مقاومت کششی دو نیم شدن به طور متوسط ۲۲٪ و در مقاومت خمشی تا ۳۴٪ منجر به رشد شد.*

واژه‌های کلیدی بتن توانمند، خواص مکانیکی، الیاف فولادی، الیاف پلی‌پروپیلن، میکروسیلیس.

Experimental Study of Mechanical Properties of High- Performance Concrete Containing Steel Fibers and Polypropylene Separately and Simultaneously

Hamid Naraki Seyed Fathollah Sajedi Masoud Paknahad

Abstrac *This article has studied the separate and simultaneous effect of steel fibers with different shapes and polypropylene (PP) fibers on some mechanical properties of high- performance concrete (HPC). To improve the quality of the cement structure, silica-based aggregates with a maximum size of 9 mm were used instead of natural aggregates. In order to reinforce and investigate the effect of the type, shape and amount of steel fibers on the mechanical properties of HPC, steel fibers in smooth and wavy forms of 30 mm length in 1%, 2%, 3% and 4% were added to the concrete in separate plans. Beside the mentioned steel fibers, PP fibers were added by 1% and the corresponding changes in the mechanical properties were studied. A total of 34 mixing designs were made in the form of 306 cubic, cylindrical and prismatic speceimens, and the compressive, tensile, and bending strengths of each design were investigated at the age of 28 days. The results showed that adding 1% of PP fibers to concrete containing smooth and corrugated steel fibers by (7-8)% leads to the growth of compressive strength up to 113.1 MPa. By adding 1% of PP fibers to concrete containing 3% of corrugated steel fibers, the highest tensile strength of 13.7 MPa was obtained. It was also concluded that changing the shape of fibers from straight to wavy does not show a noticeable effect on compressive strength, while this change showed an average increase of 22% in tensile strength and 34% in bending strength.*

Key word: High performance concrete (HPC), Mechanical properties, Steel fibers, Polypropylene fibers (PP), Microsilica (SF).

[*] تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۲/۲۹ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۷/۱۲ می‌باشد.

(۱) دانشجو دکتری، گروه عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران.

(۲) نویسنده مسئول: استاد، گروه عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران.

(۳) استادیار، دانشکده مهندسی، موسسه آموزش عالی محلات، محلات، ایران.

Email. fa.sajedi@iau.ac.ir

مقدمه

بتن یکی از پرمصرف‌ترین محصولات در دنیا است که گونه‌های مختلفی از آن به طور معمول استفاده می‌شوند. به دلیل مصرف وسیع این ماده بسیاری از محققان ویژگی‌های مهندسی این ماده را تحت تحقیق و بررسی قرار داده‌اند. توسعه ساخت‌وساز باعث شده تا تقاضای زیادی برای بتن‌های جدیدی که در آن‌ها نیازهای خاصی مانند سطوح کیفی مختلف، مقاومت، چقرمگی و دوام وجود دارد، ایجاد شود [3-1]. برخی از این دسته بتن‌ها شامل بتن‌های پرمقاومت، بتن‌های توانمند و بتن‌های توانمند مسلح شده با الیاف می‌باشند. بتن‌های توانمند را می‌توان برای کارایی بالاتر، خواص مکانیکی و دوام بالاتر در مقایسه با بتن-های معمولی طراحی کرد [4,5].

بتن‌های پرمقاومت، در مقایسه با بتن‌های معمولی، بتن‌های نسبتاً جدیدی هستند که از مقاومت‌های فشاری و کششی و همچنین دوام بسیار مطلوبی برخوردار هستند. وجود این خواص باعث شده تا این نوع از بتن‌ها گزینه‌های جذابی در توسعه زیرساخت‌های شهری محسوب شوند. از آنجایی که در ساخت این نوع از بتن‌ها از مواد با ریزی بالا مانند میکروسیلیس، نسبت پایین آب به مواد سیمانی و فوق‌روان‌کننده استفاده می‌شود، در مقایسه با بتن‌های معمولی، از چگالی بالاتر، ریزساختار متراکم‌تر و متعاقباً از نفوذپذیری کمتری برخوردار هستند [6]. به همین دلیل بتن‌های توانمند، به ویژه بتن‌های توانمند مسلح شده با الیاف، از مقاومت بالاتری در برابر فرایندهای زوال و خرابی مانند تهاجم یون‌های خورنده کلراید، سولفات، نفوذ مایع‌های خورنده و خرابی‌های ناشی از پدیده ذوب و انجماد متوالی و بارهای حرارتی برخوردار هستند [7-9]. مقادیر کم درشت‌دانه و اندازه کوچک آن‌ها و نیز مقدار زیاد الیاف مصرفی (حدود ۲٪ تا ۳٪) و مقادیر زیاد میکروسیلیس در ساخت این بتن‌ها باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری این بتن‌ها می‌شود. به علاوه، خواص رئولوژی خوب این دسته از بتن‌ها در حالت تازه باعث می‌شود تا کارایی آن‌ها به شکل مطلوبی افزایش یابد [10]. بتن‌های توانمند الیافی علاوه بر مقاومت فشاری بسیار بالا، در مقایسه با بتن‌های معمولی از مقاومت کششی بالاتری برخوردار هستند و به دلیل داشتن الیاف از سخت‌شدگی کرنشی بیشتری برخوردارند. این سخت‌شدگی کرنشی باعث می‌شود تا پیش از زمان وقوع ترک-های وسیع، ریزترک‌های متعددی در سطح بتن شروع به توسعه کنند، لذا این پدیده باعث می‌شود تا بتن‌های توانمند الیافی از رفتار منعطف‌تری برخوردار شوند و انرژی منجر به گسیختگی در آن‌ها در مقایسه با بتن‌های معمولی به میزان قابل توجهی افزایش یابد. به علاوه، الیاف موجود درون بتن‌های توانمند باعث می‌شوند تا به دلیل در هم تنیده شدن درون ملات تشکیل دهنده بتن، ماتریس سیمانی در برابر خاصیت پوسته‌ای شدن مقاومت بیشتری از خود نشان دهد، و نیز وجود همین الیاف باعث می‌شود تا ظرفیت جذب انرژی بتن به شدت افزایش یابد و در برابر ضربات و بارهای ناشی از انفجار مقاومت مطلوبی را از خود نشان دهند [11].

امروزه کاربرد بتن‌های توانمند الیافی در ساخت بتن‌های سبک جدید و یا به عنوان مصالحی به منظور افزایش ظرفیت مقاومتی سازه‌های موجود بیشتر تحت توجه قرار گرفته است [10]. در اروپا، استرالیا و آمریکای شمالی، با افزایش سطح فن‌آوری‌های مرتبط، استفاده از بتن‌های توانمند الیافی به ویژه در ساخت اعضای پل‌ها، تعمیر و بازسازی دال‌ها و یا شمع پل‌ها [14-12]، استفاده در ساخت شاهتیرها چه به صورت پیش‌ساخته و چه ساخت در محل [15] و حتی برای ساخت گره‌های اعضای پیش‌ساخته [16] و یا ساخت اجزای باریک مصرفی در معماری و نما [17] مورد توجه واقع شده‌اند. رشد نگرش متخصصان به استفاده از این ماده باعث شده که در کشوری مانند مالزی با رویکرد ارتقای دوام زیرساخت‌های موجود و یا در حال ساخت، بیش از ۲۰۰ پل مستقر در جاده‌ها با استفاده از این بتن ساخته شوند [18]. در کنار اثرات مطلوب زیست‌محیطی و نیز کاهش نیاز به تعمیر و نگهداری سازه‌های ساخته شده با این نوع بتن باید از موانعی مانند نبود اطلاعات کافی در خواص عملکرد سازه‌ای، فرایند تعیین کیفی مشخصات مواد مصرفی و نبود استانداردهای کامل در زمینه ساخت این بتن‌ها نیز نام برد. عموماً استانداردهای موجود در ساخت بتن-های معمولی، ملزومات خاص برای ساخت بتن‌های توانمند و الیافی را پوشش نمی‌دهند. کشورهای مختلفی مانند آلمان، سوییس، استرالیا، کانادا، اسپانیا و ژاپن در حال توسعه و ارتقای راهنماها و توصیه‌نامه‌های مربوط به ساخت بتن‌های توانمند هستند [24-19]. مسیر تبدیل توصیه‌نامه‌های مرتبط تا تبدیل شدن به استاندارد، مستلزم طی مسیر طولانی شناسایی مصالح

مختلف و بررسی رفتار هر یک در شرایط گوناگون است. لذا بدیهی است که محققان مختلف در این رابطه با بهره‌گیری از مواد و مصالح گوناگون و استفاده از روش‌های متفاوت برای اختلاط اقدام به ارائه طرح مخلوط‌های مختلف نمایند.

در این پژوهش تلاش شده است تا با استفاده از مواد و مصالح گوناگون و استفاده از ترکیبات متفاوت، اقدام به ساخت بتن توانمند با مقاومت کششی بالا گردد. در این میان با تغییر در ساختار سنگدانه‌های طبیعی و تبدیل آن‌ها به سنگدانه‌های پایه سیلیسی و نیز تغییر در حداکثر اندازه آن‌ها و هم‌چنین با استفاده از دو نوع الیاف در شکل‌های مختلف، در طرح مخلوط‌های مختلفی، بتن‌های توانمند متعددی ساخته شده است. در این راستا، خواص مکانیکی بتن‌های توانمند الیافی شامل مقاومت فشاری، مقاومت کششی دونیم شدن و مقاومت خمشی ارزیابی گردیدند. عوامل گوناگونی مانند درصد بهینه الیاف فولادی مصرفی، تأثیر شکل الیاف فولادی و نیز تأثیر ترکیب الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن بر هر یک از خواص بتن‌ها بررسی شده است.

برنامه آزمایشگاهی

در این پژوهش با هدف معرفی طرح مخلوط بهینه برای دستیابی به بیشترین مقاومت کششی در بتن توانمند، در ابتدا با تغییر در مقادیر نسبت مصالح سیمانی به مصالح سنگی و تغییر در نسبت آب به سیمان، طرح‌های مختلفی سنجش شدند. نهایتاً دو طرح مخلوط M_1 و M_2 به عنوان طرح‌های نهایی انتخاب شدند. در هر دو طرح برای دستیابی به خواص مکانیکی مطلوب‌تر اقدام به جایگزینی بخشی از سیمان با میکروسیلیس شد. برای دستیابی به بتن با کارایی مطلوب و کاهش اثرات نامطلوب در روانی ناشی از میکروسیلیس، از فوق‌روان‌کننده با پایه پلی‌کربکسیلات استفاده شد. به منظور ارتقای سطح کیفی بتن‌های توانمند و دستیابی به مقاومت کششی بالا، از دو نوع الیاف فولادی و پلی پروپیلن استفاده گردید. الیاف فولادی در دو شکل صاف و موجدار در جایگزینی‌های ۱٪، ۲٪، ۳٪ و ۴٪ حجمی به ماتریس سیمانی افزوده شدند. علاوه بر آن در راستای بهبود خواص مکانیکی این بتن‌ها و پوشش برخی از نقاط ضعف الیاف فولادی، در طرح‌های جداگانه‌ای، ۱٪ الیاف پلی پروپیلن به مخلوط‌های حاوی الیاف فولادی اضافه شد. در مجموع 306 عدد نمونه مکعبی، استوانه‌ای و منشوری در قالب 34 طرح مخلوط مختلف ساخته شد و آزمایش‌های مقاومت فشاری بر اساس استاندارد ASTM C۱۰۹ (25)، مقاومت کششی دونیم شدن بر اساس استاندارد ASTM C۴۹۶ (26) و مقاومت خمشی بر اساس استاندارد ASTM C۱۶۰۹ (27) در سن ۲۸ روز بر نمونه‌ها انجام شدند.

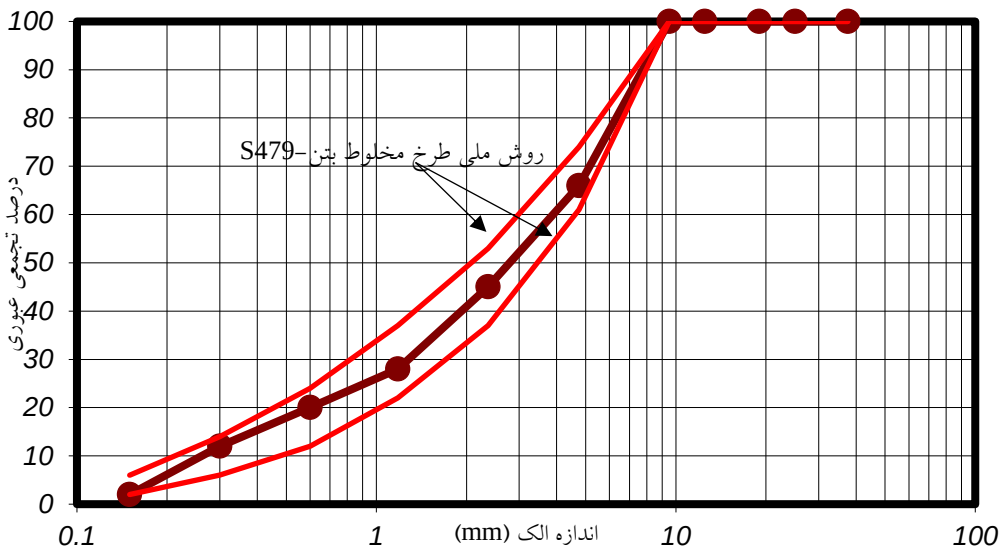
مواد و مصالح

سنگدانه‌ها

در ابتدا طرح مخلوط‌ها برای ساخت بتن توانمند الیافی با استفاده از سنگدانه‌های طبیعی ارائه شدند، با این حال به دلیل عدم دستیابی به خواص مکانیکی مطلوب، اقدام به تغییر نوع و اندازه سنگدانه‌های مرتبط گردید. به این ترتیب، با حذف سنگدانه‌های درشت، سنگدانه‌های مصرفی با حداکثر اندازه ۹/۵ میلی‌متر جایگزین شدند. نوع سنگدانه‌ها نیز از حالت معمولی به سنگدانه‌های سیلیسی که از مقاومت و سختی بیشتری نسبت به سنگدانه‌های معمولی برخوردار هستند، تغییر داده شدند. شکل (۱) نشان دهنده مصالح سنگی سیلیسی و شکل (۲) نشانگر دانه‌بندی مصالح سنگی استفاده شده می‌باشد.



شکل ۱ مصالح سنگی سیلیسی مصرفی در ساخت طرح مخلوط‌ها



شکل ۲ منحنی دانه‌بندی مصالح سنگی با حداکثر اندازه ۹/۵ میلی‌متر

جدول ۱ ترکیبات شیمیایی مواد سیمانی و سنگدانه‌های مصرفی در تحقیق

ماده	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	CaO	MgO	SO_3	LOI
سیمان	۲۱/۲۸	۳/۷	۶/۱	۶۴/۳۴	۲/۱	۲/۱۳	۲/۲
میکروسیلیس	۹۴/۷۳	۰/۸۷	۱/۲۳	۰/۴۹	۰/۹۷	۰/۱	–
سنگدانه‌های سیلیسی	۹۹/۲	۰/۰۳	۰/۳۱	۰/۱۴	۰/۰۰۲۵	–	–

مواد سیمانی

سیمان استفاده شده در طرح مخلوط‌ها از نوع ۲ مربوط به کارخانه سیمان رامهرمز واقع در استان خوزستان بود و برای ارتقای سطح کیفی مخلوط از جایگزینی بخشی از سیمان با میکروسیلیس استفاده گردید. ترکیبات شیمیایی هر یک از مواد سیمانی و همین طور سنگدانه‌های سیلیسی در جدول (۱) ارائه شده است.

آب و مواد افزودنی

آب استفاده شده در ساخت مخلوط‌ها و عمل‌آوری نمونه‌ها، آب شرب اهواز بود و برای دستیابی به روانی مطلوب از فوق‌روان‌کننده بر پایه پلی کربکسیلات به میزان ۱/۸٪ وزن مواد سیمانی استفاده شده است.

الیاف

الیاف فولادی در دو دسته فولادی و پلی پروپیلن استفاده گردیدند. الیاف فولادی با طول ۳۰ میلی‌متر و قطر ۰/۸ میلی‌متر با نسبت ظاهری ۳۷/۵ و مقاومت کششی ۱۱۰۰ مگاپاسکال استفاده شدند. برای بررسی تأثیر شکل الیاف بر خواص مکانیکی بتن‌ها، الیاف فولادی در دو شکل صاف دو سر خم و موجدار دو سر خم استفاده شد و برای بررسی تأثیر میزان الیاف، جایگزینی‌های ۱٪، ۲٪، ۳٪ و ۴٪ حجمی این دو نوع الیاف به‌کار برده شدند. از آنجایی که به دلیل شکل و سختی الیاف فولادی، مشاهده گردید که تمام مقطع ماتریس بتنی با الیاف پوشش داده نمی‌شود، از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۲۵ میلی‌متر با مقاومت کششی ۴۰۰ مگاپاسکال به میزان ۱٪ حجمی در ساخت مخلوط‌ها نیز استفاده شد. شکل (۳) انواع الیاف استفاده شده در طرح مخلوط‌ها را نشان می‌دهد.



(الف) الیاف فولادی موجدار



(ب) الیاف فولادی صاف



(ج) الیاف پلی پروپیلن

شکل ۳ الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن استفاده شده در طرح مخلوط‌ها

جدول ۲ جزئیات طرح اختلاط‌های تحقیق (kg/m^3)

عنوان طرح	سیمان	مصالح سنگی	آب (لیتر)	میکروسیلیس	فوق روان‌کننده	نسبت آب به مواد سیمانی
M_1	۹۶۰	۷۰۰	۳۰۰	۳۳۰	۲۳	۰/۲۳
M_2	۸۵۰	۹۰۰	۲۷۰	۳۰۰	۲۱	۰/۲۳



(الف) مقاومت فشاری



(ب) مقاومت کششی دونیم شدن



(ج) مقاومت خمشی سه‌نقطه‌ای

شکل ۴ تصاویری از آزمایش‌های انجام شده روی نمونه‌ها

طرح اختلاط، ساخت و عمل‌آوری نمونه‌ها و نام‌گذاری آن‌ها

جدول (۲) نشانگر دو طرح مخلوط M_1 و M_2 به عنوان طرح مخلوط‌های استفاده شده هستند. با توجه به خاص بودن بتن توانمند الیافی، علاوه بر کاهش حداکثر اندازه سنگدانه‌های سیلیسی، میزان سیمان و میکروسیلیس مصرفی به شکل قابل توجهی افزایش یافته است و در مقابل به دلیل استفاده از فوق روان‌کننده به میزان ۱/۸٪ وزن مواد سیمانی، نسبت آب به سیمان تا حد امکان کاهش یافته و به مقدار ۰/۲۳ رسانده شد. برای اختلاط مواد، ابتدا سنگدانه‌ها در حالت اشباع با سطح خشک، با سیمان درون مخلوط‌کن به مدت ۱ دقیقه مخلوط شدند. سپس ترکیب آب، فوق‌روان‌کننده و میکروسیلیس به شکل دوغاب و به آهستگی در زمان ۲ دقیقه به مخلوط افزوده شدند. پس از آن الیاف موجود به آهستگی به مخلوط اضافه شدند و پس از طی زمان ۳ دقیقه از اختلاط کامل نسبت به تخلیه مخلوط‌کن اقدام شد. برای آزمایش مقاومت فشاری از نمونه‌های مکعبی به بعد ۱۰ سانتی‌متر، برای آزمایش مقاومت کششی دونیم شدن از نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد و برای تعیین مقاومت خمشی از نمونه‌های منشوری به ابعاد ۲۵ x۷ x۷ سانتی‌متری استفاده شد. در شکل (۴) نمونه‌های ساخته شده و آزمایش‌های انجام شده روی آن‌ها نشان داده شده است. در نام‌گذاری نمونه‌ها برای آدرس‌دهی ساده در مقاله، نمایه M بیانگر طرح مخلوط و اندیس زیر آن نشانگر شماره آن است. نمایه S نشانگر الیاف فولادی و اندیس زیر آن بیانگر میزان درصد مصرفی آن در مخلوط بتنی است. در طرح مخلوط‌هایی هم که در کنار الیاف فولادی ۱٪ الیاف پلی‌پروپیلن به‌کار برده شد، از نمایه و اندیس P_1 استفاده شده است.

تحلیل نتایج آزمایش‌ها

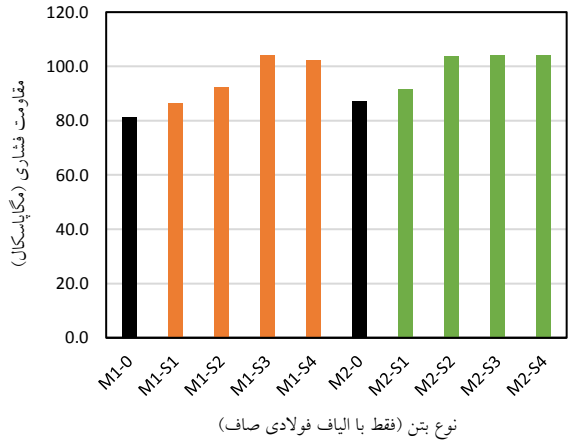
مقاومت فشاری

بررسی تأثیر نوع و میزان الیاف. شکل (۵) نشان دهنده مقاومت فشاری نمونه‌های ساخته شده حاوی الیاف فولادی صاف است. دیده می‌شود که بتن‌های پرمقاومت با طرح مخلوط های ۱ و ۲ بدون الیاف قادرند تا به مقاومت فشاری ۸۱/۲ و ۸۷/۱ مگاپاسکال برسند. افزودن الیاف فولادی از ۱٪ تا ۴٪ حجمی به بتن‌های ساخته شده در طرح مخلوط ۱، به ترتیب منجر به رشد ۶٪، ۱۴٪، ۲۸٪ و ۲۶٪ می‌شود، در حالی که در اثر افزودن همین میزان الیاف به طرح مخلوط ۲، میزان رشد مقاومت به ترتیب معادل ۵٪، ۱۹٪، ۲۰٪ و ۱۹٪ ثبت شد. در هر دو طرح مخلوط ۱ و ۲ حداکثر مقاومت در بتن حاوی ۳٪ الیاف فولادی صاف مشاهده شد، جایی که مقاومت فشاری هر دو طرح به عدد ۱۰۴/۱ مگاپاسکال رسید. با این حال در طرح مخلوط ۲، با ۲٪ تا ۴٪ الیاف فولادی صاف، تغییرات محسوسی در مقاومت فشاری مشاهده نشد. این نتیجه نشان می‌دهد که پس از درصد خاصی از افزودن الیاف، مقاومت فشاری با رشد چشم‌گیری مواجه نمی‌شود. اگرچه برخی از مطالعات نشان داده‌اند که افزودن الیاف به طور کلی باعث بهبودی کمی (کمتر از ۱۰٪) در مقاومت فشاری می‌شوند [30-28] ولی در مقابل برخی دیگر از محققان نشان دادند که با افزایش مقدار الیاف فولادی، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد [32-31]. نتایج نشان داد که افزودن ۴٪ الیاف فولادی صاف به بتن، باعث شده تا مقاومت فشاری اندکی با کاهش نیز مواجه شود. اصولاً به نظر می‌رسد در درصد خاصی از جایگزینی الیاف فولادی، تأثیر مخرب کاهش حجم ماتریس سیمانی در اثر افزودن الیاف فولادی بیشتر از تأثیر مثبت عملکرد الیاف فولادی در افزایش مقاومت است. در راستای این نتیجه یانگ و همکاران (Yang et al.) نیز نشان دادند که افزایش مقاومت فشاری با استفاده از افزودن الیاف فولادی آنچنان که در مشخصه‌ای مانند مقاومت کششی مؤثر است، مطرح نیست؛ زیرا مقاومت فشاری بتن به میزان زیادی تحت تأثیر مقاومت ماتریس سیمانی است [33]. به علاوه باید به این نکته نیز توجه داشت که در اثر تجمع بیش از حد الیاف فولادی و تأثیر متقابل آن‌ها بر هم، احتمال گلوله‌ای شدن آن‌ها بیشتر می‌شود و این نتیجه باعث می‌شود تا به شکل مطلوبی در رشد مقاومت فشاری مؤثر نباشند. لذا در همین راستا است که اسماعیلی و الموانس حتی از تأثیر مطلوب الیاف فولادی بر مقاومت فشاری چشم‌پوشی کردند [34].

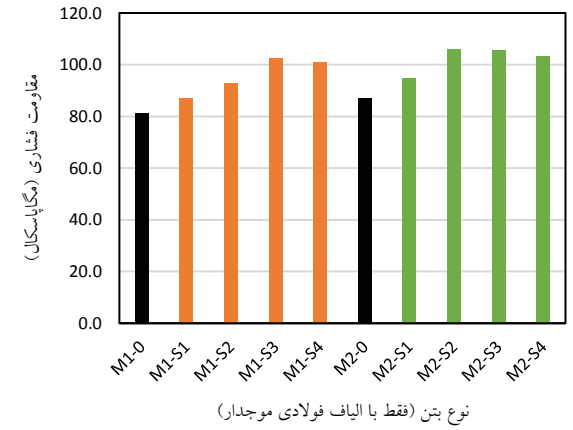
مشابه همین رفتار در بتن‌های ساخته شده با طرح مخلوط‌های ۱ و ۲ حاوی الیاف موجدار نیز مشاهده شد (شکل ۶). در طرح مخلوط ۱، میزان رشد مقاومت در اثر افزودن الیاف بین ۷٪ تا ۲۶٪ ثبت شد که این رفتار بسیار مشابه با رفتار مقاومتی بتن‌های حاوی الیاف صاف است. در طرح مخلوط ۲ نیز رشد بین ۹٪ تا ۲۲٪ برای افزودن الیاف از ۱٪ تا ۴٪ به بتن مشاهده شد. هرچند که نتایج مربوط به طرح مخلوط ۲ اندکی بیشتر از طرح مخلوط ۱ است، با این حال در طرح مخلوط ۱، اگرچه افزودن ۳٪ الیاف فولادی به بتن در مقایسه با جایگزینی ۲٪، با رشد مقاومتی حدود ۱۰ مگاپاسکال مواجه شده، ولی تأثیر افزودن ۴٪ الیاف در مقایسه با ۳٪ الیاف موجدار، اندکی کاهشی است. مشابه این رفتار در طرح مخلوط ۲ نیز دیده شد، جایی که تفاوت چشمگیری از منظر کسب مقاومت در جایگزینی‌های ۲٪ تا ۴٪ الیاف فولادی موجدار مشاهده نمی‌شود؛ با این حال افزودن ۴٪ الیاف فولادی موجدار در بتن باعث شده تا مقاومت فشاری اندکی نیز کاهش یابد. لذا می‌توان گفت که به دلایل فنی و هم اقتصادی (به ویژه در طرح مخلوط ۲) جایگزینی ۴٪ الیاف فولادی (چه صاف و چه موجدار) تأثیر محسوسی در مقاومت فشاری بتن در مقایسه با جایگزینی‌های ۲٪ و ۳٪ ندارد. یو و همکاران (Yu et al.) نیز معتقدند که با افزایش مقدار الیاف فولادی از ۰٪ تا ۵٪، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد و در سطحی رو به کاهش خواهد رفت، لذا آن‌ها نیز پیشنهاد کردند تا برای کسب مطلوبیت‌های اقتصادی و مهندسی در این بتن‌ها مقدار الیاف فولادی بین ۲٪ تا ۳٪ محدود شود [35]. به نظر می‌رسد که علاوه بر پدیده گلوله‌ای شدن الیاف‌های فولادی در اثر ازدحام و تجمع آن‌ها، می‌توان اختلالی که در جریان‌پذیری بتن تازه روی می‌دهد و تأثیر مستقیم آن بر ریزساختار بتن را نیز به عنوان یکی از دلایل افت مقاومت فشاری در بتن محسوب کرد. به همین دلیل یو و همکاران (Yoo et al.) ، وو و همکاران (Wu et al.) و نیز السلمان و همکاران (Alsalman et al.) بر این باورند که اگر مقدار الیاف فولادی در بتن کمتر از ۳٪ باشد با افزودن الیاف می‌توان مقاومت فشاری را افزایش داد ولی افزایش الیاف بیش از این حد می‌تواند منجر به کاهش مقاومت فشاری شود [36-38].

شکل (۷) بیانگر مقاومت فشاری طرح مخلوط‌های ۱ و ۲

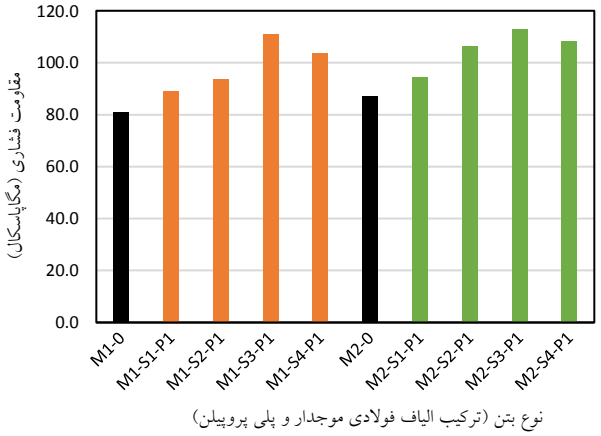
حاوی الیاف فولادی صاف و ترکیب آن‌ها با ۱٪ الیاف پلی پروپیلن است. همان طور که در بتن‌های حاوی الیاف فولادی صاف مشاهده شد، افزودن ۱٪ تا ۴٪ الیاف فولادی صاف در هر دو طرح مخلوط رشدی بین ۶٪ تا ۲۶٪، در مقاومت فشاری را از خود نشان داد. با این حال در همین طرح‌ها با افزودن ۱٪ الیاف پلی پروپیلن بازه رشد مقاومت گسترده‌تر شد و در طرح مخلوط ۱ این رشد بین ۸٪ تا ۳۷٪ و در طرح مخلوط ۲ بین ۷٪ تا ۲۸٪ ثبت شد. در درصد جایگزینی بهینه الیاف فولادی صاف (۳٪)، با افزودن الیاف پلی پروپیلن به بتن در طرح مخلوط ۱، مقاومت از ۱۰۴/۱ به ۱۱۱/۵ مگاپاسکال رسید (رشد ۷٪). این نتیجه نشان می‌دهد که افزودن الیاف پلی پروپیلن می‌تواند باعث شود تا بخش‌های ماتریس سیمانی بتن عاری از الیاف پلی پروپیلن، در اثر افزودن این الیاف به شکل مطلوبی تسلیح شوند و بتوانند در زمانی که تحت تنش‌های فشاری زیاد قرار می‌گیرند، ظرفیت مقاومتی بتن را افزایش دهند. بانتیا و همکاران (Banthia et al.) نیز در اثر ترکیب الیاف‌های گوناگون بهبودی محسوسی در خواص ماتریس سیمانی و عملکرد بتن در برابر توسعه ترک مشاهده کردند [39]. در برخی از مطالعات در اثر ترکیب ۴ درصد مختلف الیاف فولادی با ۱٪ الیاف پلی پروپیلن نیز مشابه همین نتایج کسب شد به نحوی که با افزایش الیاف فولادی تا مقدار معینی به مقاومت فشاری افزوده شده و پس از آن کاهش مقاومت فشاری مشاهده گردید [40]. با این حال لیبره و همکاران (Libre et al.) مقدار بهینه الیاف پلی پروپیلن برای ترکیب با الیاف فولادی را ۰/۴٪ معرفی کرده است [41]. مشابه همین رفتار در طرح مخلوط ۲ نیز مشاهده شد، به نحوی که افزودن الیاف پلی پروپیلن در کنار ۳٪ بهینه الیاف فولادی صاف باعث شد تا رشد مقاومتی معادل ۷٪ در بتن ایجاد شود. از شکل (۷) مشاهده می‌شود که افزودن ۴٪ الیاف فولادی به بتن حاوی الیاف پلی پروپیلن نیز تأثیر مطلوبی در مقاومت فشاری از خود نشان نمی‌دهد و بتن در این درصد از جایگزینی الیاف فولادی صاف، با افت مقاومت مواجه می‌شود. در تأیید نتایج کسب شده بالا، منگ و خیاط (Meng and Khayat) و نیز لی‌هونگ و فلینگ (Hoang and Fehling) معتقدند که جایگزینی ۳٪ الیاف فولادی مرزی است که پس از آن به دلیل انباشتگی الیاف و افزایش احتمال ورود حفرات هوا به درون بتن نمی‌توان به مقاومت بالاتری دست یافت. لذا حتی در اثر ترکیب این مقدار الیاف فولادی با الیاف‌های دیگر، رشد مقاومتی چشمگیری روی نخواهد داد [42,44].



شکل ۵ مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با الیاف فولادی صاف



شکل ۶ مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با الیاف فولادی موجدار



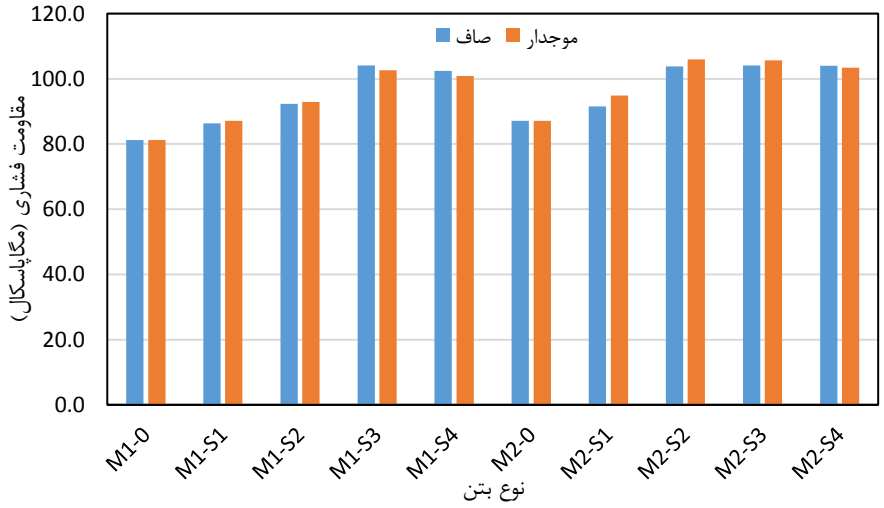
شکل ۸ مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با ترکیب الیاف فولادی موجدار و پلی پروپیلن



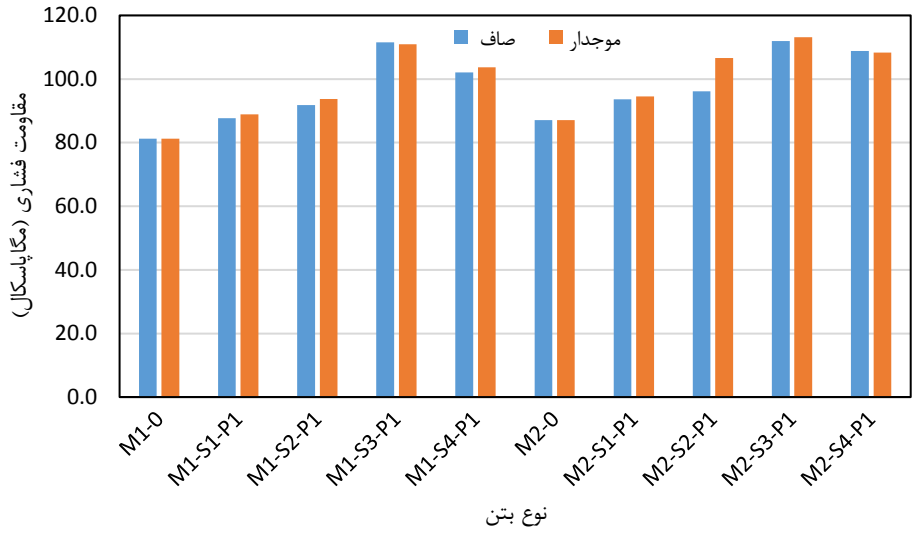
شکل ۷ مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با ترکیب الیاف فولادی صاف و پلی پروپیلن

شکل (۸) نشانگر مقاومت فشاری طرح مخلوط‌های ۱ و ۲ حاوی الیاف فولادی موجدار و ترکیب آن‌ها با الیاف پلی پروپیلن است که دیده می‌شود نیز به طرز معنی‌داری مشابه رفتار همین بتن‌ها، حاوی الیاف فولادی صاف (شکل ۷) است. مشهود است که رفتار نزولی مقاومت در جایگزینی پس از ۳٪ الیاف فولادی موجدار وجود دارد. میزان بازه رشد مقاومتی در اثر افزودن الیاف پلی پروپیلن در هر دو طرح مشابه با الیاف صاف و معادل ۹٪ تا ۳۶٪ برای طرح اول و ۷٪ تا ۳۰٪ برای طرح دوم است. لذا می‌توان نتیجه گرفت که هر دو طرح مخلوط ۱ و ۲، چه با الیاف فولادی صاف و چه با الیاف فولادی موجدار ساخته شده باشند، در اثر افزودن الیاف پلی پروپیلن، با یک بازه رشد مقاومتی مشابه مواجه می‌شوند. همچنین تأثیر به‌کارگیری الیاف پلی پروپیلن را در مقایسه نتایج در شکل‌های (۶) و (۸) می‌توان دید، جایی که در جایگزینی بهینه ۳٪ الیاف فولادی موجدار در طرح مخلوط ۱، افزودن ۱٪ الیاف پلی‌پروپیلن باعث شد تا مقاومت فشاری ۸٪ رشد کند، این رفتار در بتن ساخته شده از طرح مخلوط ۲، معادل ۷٪ ثبت شد. در کل می‌توان نتیجه گرفت که افزودن ۱٪ الیاف پلی پروپیلن به بتن‌های حاوی الیاف فولادی صاف و موجدار، باعث می‌شود تا مقاومت فشاری به اندازه ٪(۸ ـ ۷) رشد کند.

بررسی تأثیر شکل الیاف. شکل (۹) نشانگر مقایسه مقاومت فشاری طرح مخلوط‌های ۱ و ۲ حاوی الیاف فولادی صاف و موجدار است. به طور کلی استفاده از الیاف فولادی موجدار به دلیل افزایش میزان درگیری طول الیاف به ماتریس سیمانی و افزایش مقاومت پیوستگی با آن، باعث می‌شود تا اندکی مقاومت فشاری در مقایسه با الیاف فولادی صاف بیشتر شود. این میزان به طور متوسط حدود ۲٪ است، با این حال استثنائاتی نیز مشاهده می‌شود که در آن‌ها مقاومت فشاری در اثر استفاده از الیاف موجدار به جای الیاف صاف، تأثیر محسوسی از خود نشان نداده است. شکل (۱۰) نشانگر تأثیر نوع الیاف فولادی موجدار و صاف بر مقاومت فشاری در طرح مخلوط‌های حاوی الیاف پلی پروپیلن است. دیده می‌شود که در مخلوط‌های حاوی الیاف فولادی و پلی پروپیلن به صورت همزمان نیز تغییرات در شکل الیاف تأثیر محسوسی در مقاومت از خود نشان نداده است و بازه تغییرات آن به نحوی بوده که در هر دو حالت کاربرد الیاف موجدار و یا الیاف صاف بعضاً با رشد و یا افت جزئی مقاومت نسبت به حالت دیگر مواجه شده است.



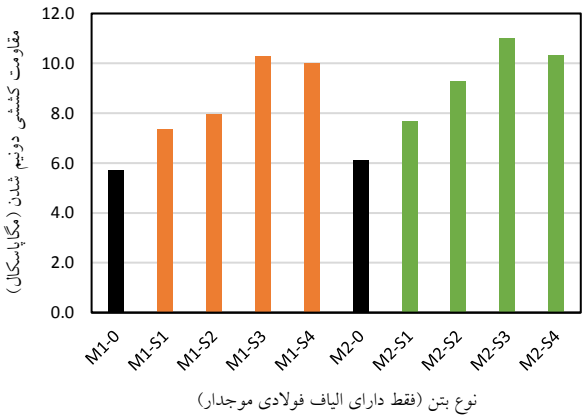
شکل ۹ مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ دارای الیاف فولادی صاف و موجدار



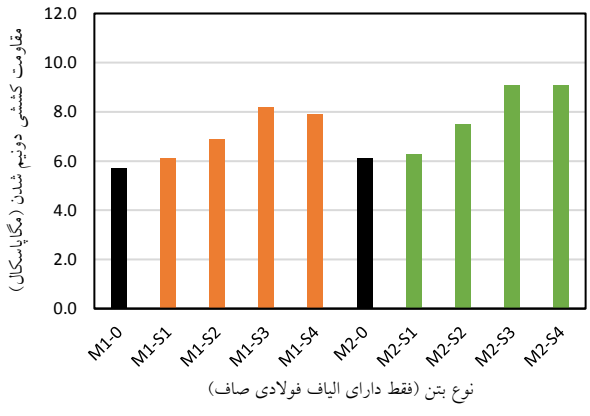
شکل ۱۰ مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ دارای الیاف فولادی صاف و موجدار و الیاف پلی‌پروپیلن

مقاومت کششی دونیم شدن

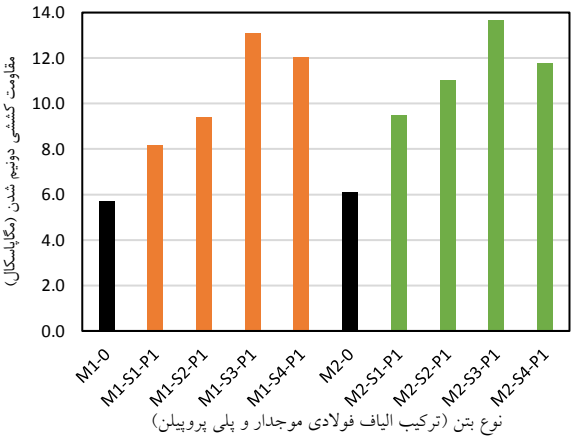
بررسی تأثیر نوع و میزان الیاف. در نمونه‌های بدون الیاف فولادی، مقاومت کششی بتن به ۵/۷ مگاپاسکال رسیده است. این میزان از مقاومت برای بتن عاری از الیاف نشان دهنده بافت مطلوب و پیوسته ماتریس سیمانی و درگیری کامل ماتریس سیمانی و سنگدانه‌های مصرفی است. البته کیفیت سنگدانه‌های استفاده شده سیلیسی که از سختی بیشتری نسبت به سنگدانه‌های معمولی برخوردار هستند، در تأمین این مقاومت کششی بی‌تأثیر نیست. به طور کلی در تمام شکل‌های (۱۱) تا (۱۴) دیده می‌شود که با افزایش میزان الیاف فولادی مقاومت کششی نیز افزایش یافته است. به طور نمونه، در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) در طرح مخلوط ۱، افزایش ۱٪ تا ۴٪ الیاف فولادی صاف و موجدار باعث شد تا در ۳٪ الیاف فولادی مقاومت کششی به ترتیب ۴۴٪ و ۸۱٪ رشد کند. رشد چشمگیر مقاومت کششی پس از جایگزینی بهینه ۳٪ رو به کاهش گذاشت و در جایگزینی ۴٪ این میزان به ۳۹٪ و ۷۵٪ رسید. سونگ و هوانگ (Song and Hwang) نیز در مطالعه خود این سطح بهینه را ۲٪ معرفی کردند و میزان رشد مقاومت کششی در مقایسه با بتن مرجع را معادل ۹۸٪ گزارش کردند [44]. به طور کلی یانگ و همکاران (Yang et al.) معتقدند که در اثر افزودن الیاف فولادی، مقاومت کششی به شکل مطلوبی افزایش می‌یابد، اما چنانچه مقدار الیاف از حد معینی افزایش یابد، مقاومت کششی نیز رو به کاهش خواهد رفت. با این حال آن‌ها معتقدند که این مقدار معین، همیشه یک عدد ثابت نیست و می‌تواند تابع شرایط مختلف باشد [45]. در همین راستا وو و همکاران (Hu et al.) این مقدار بهینه را ۵٪، منگ و همکاران (Meng et al.) این مرز را ۳٪ و حتی لی و همکاران (Li et al.) عدد ۲٪ را به عنوان مرزهای پیشنهادی خود معرفی کردند [42,46,47]. در طرح مخلوط ۲ نیز روند کسب مقاومت کششی و پس از آن افت مقاومت کششی پس از ۳٪ افزودن الیاف فولادی صاف و یا موجدار نیز مشاهده می‌شود، با این تفاوت که در طرح مخلوط ۲، در جایگزینی ۴٪ الیاف صاف، تغییری در مقاومت کششی مشاهده نشد و در حالت استفاده از الیاف موجدار، مقاومت کششی اندکی کاهش یافته است. لذا مشابه آنچه که لی و همکاران نشان دادند وقتی که الیاف از مقدار معینی بیشتر شود، تأثیرات نامناسب آن از تأثیرات مثبت عملکردی آن پیشی می‌گیرد لذا مقاومت کششی نمی‌تواند دیگر با افزایش مقدار الیاف بیشتر شود [47]. مشهود است که نتایج مقاومت کششی دونیم شدن در طرح مخلوط ۲، نسبت به نتایج مشابه در طرح مخلوط ۱ بیشتر است. لذا از منظر مؤلفه مقاومت کششی دونیم شدن، می‌توان طرح مخلوط ۲ را به عنوان طرح بهینه معرفی کرد.



شکل ۱۲ مقاومت کششی دونیم شدن در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با الیاف فولادی موجدار



شکل ۱۱ مقاومت کششی دونیم شدن در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با الیاف فولادی صاف



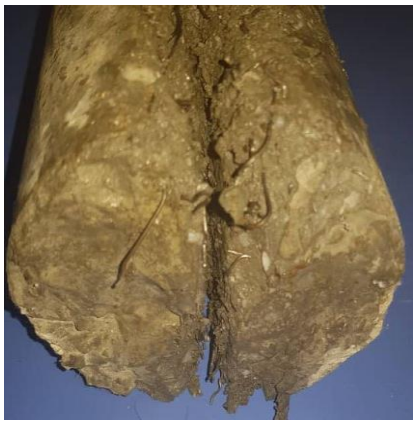
شکل ۱۴ مقاومت کششی دونیم شدن در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با ترکیب الیاف فولادی موجدار و پلی‌پروپیلن



شکل ۱۳ مقاومت کششی دونیم شدن در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با ترکیب الیاف فولادی صاف و پلی‌پروپیلن

شکل‌های (۱۱) تا (۱۴) نشانگر مقاومت کششی دونیم شدن نمونه‌های ساخته شده با طرح مخلوط‌های ۱ و ۲ می‌باشند. با مقایسه نتایج کسب شده از شکل‌های (۱۳) و (۱۴) مربوط به بتن‌های حاوی ترکیب الیاف فولادی صاف و موجدار با ۱٪ الیاف پلی پروپیلن، می‌توان دید که مقاومت کششی مرتب رو به افزایش است. لذا در هر درصدی از جایگزینی الیاف فولادی (چه صاف و چه موجدار) می‌توان اثر مثبت استفاده از الیاف پلی پروپیلن را دید. در شکل (۱۳) در طرح مخلوط ۱ استفاده از الیاف پلی پروپیلن باعث شده تا مقاومت کششی در جایگزینی ۳٪ الیاف فولادی صاف با ۲۰٪ رشد نسبت به حالت بدون استفاده از این الیاف برسد. این رشد در جایگزینی ۴٪ الیاف فولادی صاف به ۲۵٪ رسیده است. مشابه این رفتار نیز در رشد ۲۰٪ مقاومت کششی دونیم شدن در طرح مخلوط ۲، در اثر افزودن الیاف پلی پروپیلن به ۳٪ الیاف فولادی صاف نیز مشهود است. در شکل (۱۴) بیشترین میزان مقاومت کششی دونیم شدن برای بتن ساخته شده از طرح مخلوط ۲ حاصل شده است، جایی که افزودن ۱٪ الیاف پلی پروپیلن باعث شده تا مقاومت کششی دونیم شدن بتن حاوی ۳٪ الیاف فولادی موجدار از ۱۱ به ۱۳/۷ مگاپاسکال برسد. این نتیجه نشان می‌دهد که گرچه در مقایسه با سایر الیاف موجود، به دلیل ظرفیت کششی بالای الیاف فولادی، امکان دستیابی به مقاومت کششی بالا با استفاده از الیاف فولادی ممکن است، ولی در

همین درصد جایگزینی، در صورت استفاده از الیاف پلی پروپیلن می‌توان رده مقاومت کششی بتن‌های توانمند را نیز ارتقا بخشید و این میزان را تا حدود ۲۵٪ رشد داد. لذا در راستای اصلاح و ارتقای دیدگاه محققانی که معتقدند به دلیل اختلال در رفتار رئولوژی بتن و متعاقباً حصول ریزساختار متخلخل در بتن با گذشت از مرز خاصی از الیاف فولادی، و در نتیجه افت مقاومت کششی (مشابه با نتایج کسب شده در همین مقاله) [42,46]. می‌توان در همان مرز بهینه، با افزودن الیاف با ویژگی‌های خاص، به مقاومت کششی مطلوب‌تری دست یافت.



(الف) مقطع حاوی الیاف فولادی

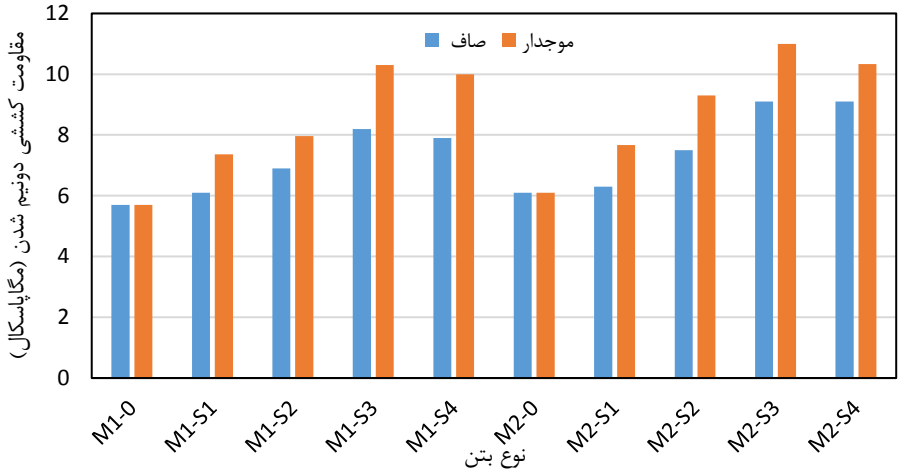


(ب) مقطع حاوی الیاف فولادی و پلی پروپیلن

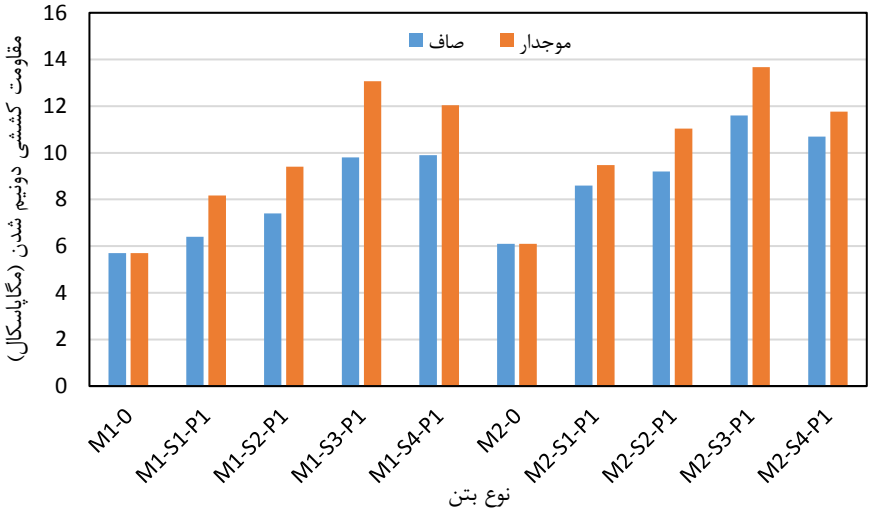
شکل ۱۵ مقاطع شکسته شده از نمونه‌های استوانه‌ای حاوی انواع الیاف

طبق شکل (۱۵ ـ الف) دیده می‌شود که مقطع استوانه‌ای شکسته شده حاوی فقط الیاف فولادی است. به علاوه، که ماتریس سیمانی در بخش‌های زیادی عاری از هر گونه الیاف است و عملاً از ظرفیت بالای مقاومت کششی الیاف فولادی در تقویت ماتریس سیمانی استفاده نشده است. دو سر ترک ایجاد شده در میانه مقطع توسط تعداد معدودی از الیاف فولادی دوخته شده است، لذا امکان توسعه ترک و گسیختگی برشی سریع‌تر در بتن امکان‌پذیر است. این در حالی است که در شکل (۱۵ ـ ب) دیده می‌شود که به دلیل اضافه شدن الیاف پلی پروپیلن و امکان توزیع گسترده آن‌ها در تمام مقطع بتنی، به دلیل انعطاف‌پذیری زیاد آن‌ها، تمام دو سر مقطع گسیخته شده توسط الیاف پلی پروپیلن دوخته شده است، لذا به دلیل ایجاد پل‌سازی‌های متعدد در دو سوی دهانه ترک، گسترش ترک در مقطع محدودتر و دهانه آن به میزان بسیار زیادی کوچک‌تر شده است.

بررسی تأثیر شکل الیاف. شکل‌های (۱۶) و (۱۷) نیز تأثیر شکل الیاف فولادی را بر مقاومت کششی دونیم شدن در طرح مخلوط‌های ۱ و ۲ نشان می‌دهد. شکل (۱۶) که نشان دهنده بتن‌های حاوی تنها الیاف فولادی است، در هر دو طرح مخلوط ۱ و ۲ استفاده از الیاف فولادی موجدار در مقایسه با الیاف صاف تأثیر قابل‌توجه‌تری در کسب مقاومت کششی دونیم شدن از خود نشان داده است. به این ترتیب که متوسط رشد مقاومت کششی در طرح مخلوط ۱ در اثر تغییر شکل الیاف، معادل ۲۲٪ می‌باشد. این رشد به طور متوسط در طرح مخلوط ۲ معادل ۲۰٪ ثبت شد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که تأثیر تغییر شکل الیاف از صاف به موجدار حداقل ۲۰٪ در رشد مقاومت کششی دونیم شدن مؤثر است. با این حال می‌توان نتیجه گرفت که نوع طرح مخلوط تأثیر به‌سزایی در افزایش مقاومت ناشی از تغییر شکل الیاف ندارد، زیرا در هر دو طرح مخلوط میزان رشد بین ۲۰٪ تا ۲۲٪ ثبت شده است. در شکل (۱۷) که بیانگر تأثیر تغییر شکل الیاف در طرح مخلوط‌های حاوی الیاف فولادی و الیاف پلی پروپیلن است، می‌توان دید که تغییر شکل الیاف از صاف به موجدار در بتن حاوی ۳٪ الیاف فولادی موجدار حتی می‌تواند منجر به رشد مقاومت به میزان ۳۴٪ گردد، البته در مقایسه با سایر درصدهای جایگزینی الیاف فولادی که از متوسط رشد ۲۰٪ برخوردار هستند، می‌توان همان رشد متوسط ۲۰٪ را به عنوان حداقل تأثیر تغییر شکل الیاف اعلام کرد.



شکل ۱۶ مقاومت کششی دونیم شدن در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ فقط دارای الیاف فولادی

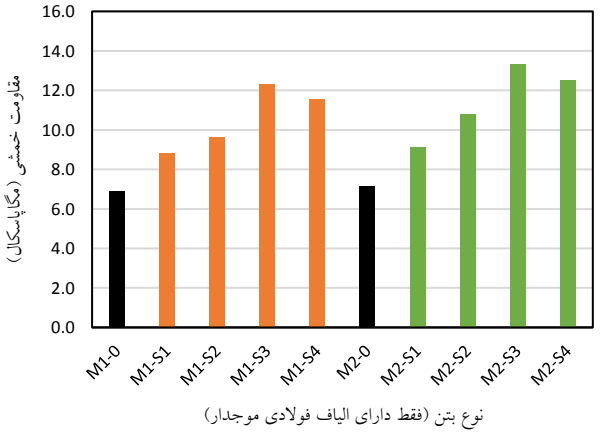


شکل ۱۷ مقاومت کششی دونیم شدن در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ دارای ترکیب الیاف فولادی و پلی پروپیلن

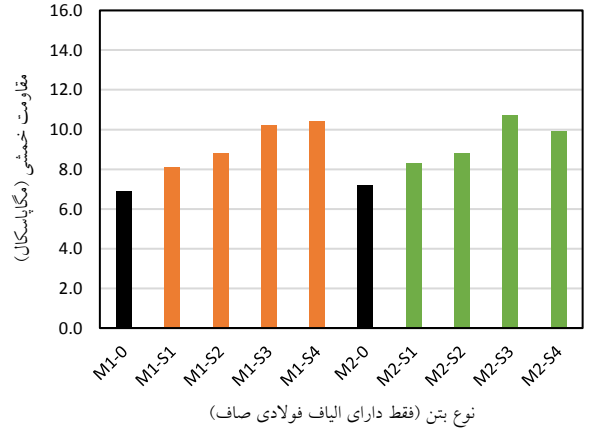
مقاومت خمشی

بررسی تأثیر نوع و میزان الیاف. شکل‌های (۱۸) تا (۲۱) نشان دهنده مقاومت خمشی بتن‌های ساخته شده هستند. مشابه مقاومت کششی دونیم شدن، مقاومت خمشی بتن‌های بدون الیاف نیز به دلیل بافت پیوسته و عاری از تخلخل و نیز کیفیت بالای سنگدانه‌های سیلیسی در مقایسه با بتن‌های معمولی از میزان مطلوبی برخوردار هستند. طبق شکل (۱۸) با افزودن هر یک از درصدهای جایگزینی الیاف فولادی صاف به طرح مخلوط‌های ۱ و ۲، مقاومت خمشی نیز افزایش می‌یابد، به نحوی که این میزان برای بتن‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی صاف معادل ۸/۱ به ۱۰/۴ مگاپاسکال برای بتن‌های حاوی ۴٪ الیاف فولادی صاف رسیده است. برخلاف مقاومت کششی، مقاومت خمشی در بتن‌های حاوی الیاف فولادی صاف در مقایسه با جایگزینی ۳٪ اندکی بیشتر شده است، ولی این میزان افزایش قابل توجه نیست. لذا می‌توان بهترین میزان رشد را در جایگزینی ۳٪ از این الیاف دید. نتایج کسب شده برای طرح مخلوط ۲ اندکی از نتایج کسب شده در طرح مخلوط ۱ مطلوب‌تر است، به همین ترتیب این نتایج در مقاومت خمشی برای استفاده از الیاف صاف نیز دیده می‌شوند. با مقایسه نتایج در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) می‌توان دید که استفاده از الیاف

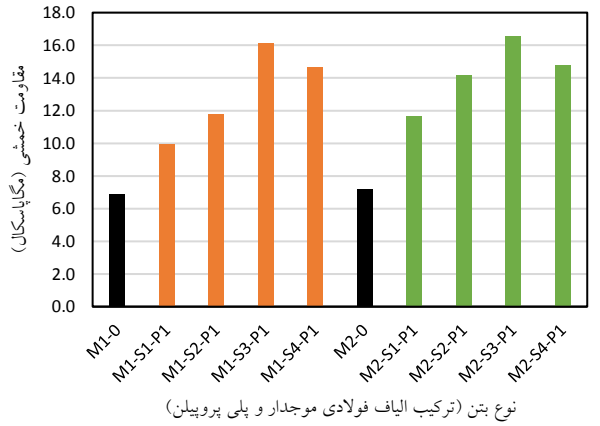
موجدار توانسته تا مقاومت خمشی را بهبود بخشد. به طور متوسط تأثیر استفاده از الیاف فولادی موجدار در بتن‌های عاری از الیاف پلی پروپیلن در مقاومت خمشی در مقایسه با بتن مرجع معادل ۵۳٪ در طرح مخلوط ۱ و معادل ۵۵٪ در طرح مخلوط ۲ ثبت شد. مشابه آنچه که منگ و خیاط (Meng et al.) نشان دادند که در افزودن بیش از ۳٪ الیاف فولادی منجر به انباشتگی بیش از حد الیاف در مقطع و در پی آن افت محسوس مقاومت خمشی می‌شود [42]. از نتایج کسب شده این تحقیق نیز چنین استنباط می‌شود که افزودن بیش از حد الیاف فولادی در مقطع بتن نمی‌تواند لزوماً منجر به افزایش مقاومت خمشی گردد، زیرا عدم تغییر و یا حتی افت محسوس این مقاومت در جایگزینی ۴٪ الیاف فولادی، بیانگر این است. طبق شکل (۲۲) که بیانگر توزیع نامتقارن الیاف فولادی در مقطع نمونه شکسته شده است، به نظر می‌رسد آنچه که بیشتر از میزان الیاف در بهبود مقاومت خمشی و یا حتی مقاومت کششی دونیم شدن مؤثر است، نحوه توزیع و استقرار آن‌ها درون مقطع بتنی است. چرا که مطابق آنچه که یوو و همکاران (Yoo et al.) بیان کردند نحوه توزیع درست الیاف‌های فولادی می‌تواند در دوختن صحیح و منظم ترک‌های داخلی مؤثر باشد [48]. مؤید این نظر را می‌توان در نتایج مندرج در شکل‌های (۲۰) و (۲۱) و نیز شکل (۲۳) که مقطع شکسته شده نمونه خمشی ساخته شده حاوی الیاف پلی‌پروپیلن است، ملاحظه کرد.



شکل ۱۹ مقاومت خمشی در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با الیاف فولادی موجدار



شکل ۱۸ مقاومت خمشی در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با الیاف فولادی صاف



شکل ۲۱ مقاومت خمشی در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با ترکیب الیاف فولادی موجدار و پلی پروپیلن



شکل ۲۰ مقاومت خمشی در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با ترکیب الیاف فولادی صاف و پلی پروپیلن



شکل ۲۲ توزیع نامتقارن الیاف فولادی در مقطع بتنی

از مقایسه شکل‌های (۱۸) و (۲۰) دیده می‌شود که با افزودن الیاف پلی پروپیلن به بتن‌های حاوی الیاف فولادی صاف در طرح مخلوط ۱، مقاومت خمشی برای جایگزینی‌های ٪۱، ٪۲، ٪۳ و ٪۴ از الیاف فولادی صاف به ترتیب ٪۲۰، ٪۴۷، ٪۲۸ و ٪۱۵ رشد کرده است (متوسط ٪۲۸) که این میزان در طرح مخلوط ۲ به ترتیب معادل ٪۱۶، ٪۴۷، ٪۳۱ و ٪۴۱ (معادل متوسط ٪۳۴) است. به هر حال این میزان از رشد مقاومت را می‌توان ناشی از وجود الیاف پلی پروپیلن دانست، زیرا طبق شکل (۲۳) الیاف پلی پروپیلن توانستند تا بخشی از ماتریس سیمانی را که توسط الیاف فولادی مسلح نشدند، پوشش دهد و به شکل مطلوبی دو سر دهانه شکسته شده را با استفاده از پل‌سازی‌های مناسب به هم بدوزد. می‌توان دید که میزان رشد مقاومت خمشی در بتن‌های ساخته شده در اثر اضافه کردن الیاف (چه صاف و چه موجدار) در مقایسه با رشدی که در مقاومت کششی دونیم شدن ایجاد شد، اندکی بیشتر است. طبق شکل (۲۱) دیده می‌شود که در بین تمام طرح‌ها بهبود بهینه در مقاومت خمشی جایی رخ می دهد که الیاف فولادی موجدار با ٪۱ الیاف پلی پروپیلن ترکیب شوند، در این حالت در طرح مخلوط ۱ مقاومت خمشی به ۱۶/۱ مگاپاسکال و در طرح مخلوط ۲ به ۱۶/۶ مگاپاسکال رسید. در واقع می‌توان دید جایی که الیاف فولادی به مرز بهینه خود رسیده است با افزودن الیاف پلی پروپیلن به مقطع بتنی می‌توان فاصله خالی موجود بین الیاف‌های فولادی را با الیاف دیگری پر کرد، لذا فضای بتن مسلح نشده کمتر شده و عملاً فاصله میان الیاف‌ها کمتر خواهد شد و الیاف‌های بیشتری باعث دوخته شدن ترک‌های موجود درون بتن می‌شوند [48]. این امر باعث می‌شود تا پیوستگی بیشتری بین الیاف و ماتریس ایجاد شود و کنترل مؤثرتری در توسعه ترک‌های خمشی در مقطع بتنی صورت گیرد [49]. این میزان رشد نشان می‌دهد که از ترکیب مناسب الیاف فولادی موجدار (٪۳) با ٪۱ الیاف پلی پروپیلن می‌توان ٪۱۳۱ تا ٪۱۳۳ در مقایسه با بتن مرجع (بدون هرگونه الیاف) منجر به رشد مقاومت خمشی شد. همان طور که چویی و همکاران (Choi et al.) بیشترین مقاومت خمشی کسب شده در تحقیق خود را ۱۶/۸۶ مگاپاسکال عنوان کردند [50]، مشابه نتایج کسب شده در این تحقیق، تنگ و همکاران (Teng et al.).

رشد ٪۱۶۱ در مقاومت خمشی نسبت به بتن مرجع را مشاهده کردند [51].



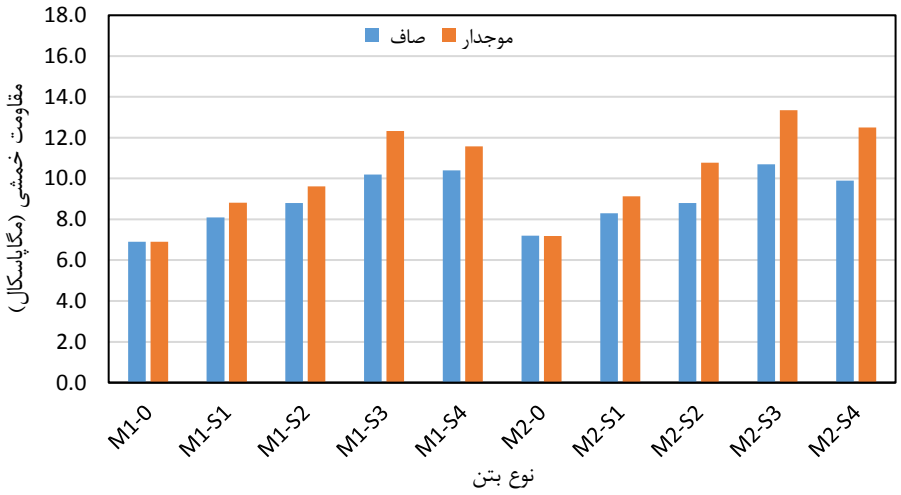
(الف) توزیع پیوسته و پل‌بندی مناسب الیاف پلی‌پروپیلن در دهانه ترک



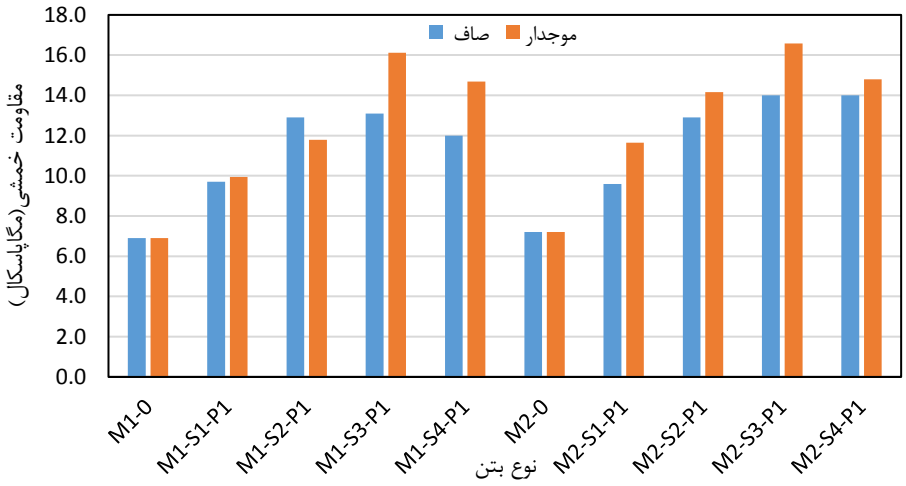
(ب) جداشدن الیاف فولادی از مقطع ترک و ادامه پل‌بندی مقطع توسط الیاف پلی‌پروپیلن

شکل ۲۳ مقطع شکسته شده نمونه خمشی حاوی ترکیب الیاف فولادی و الیاف پلی پروپیلن

بررسی تأثیر شکل الیاف. شکل‌های (۲۴) و (۲۵) نشانگر مقایسه تأثیر نوع الیاف فولادی صاف و موجدار در مقاومت خمشی هستند. در مجموع استفاده از الیاف موجدار باعث شده تا در مقایسه با الیاف صاف مقاومت خمشی افزایش یابد. این تأثیر افزایشی هم در حالتی که مقطع بتنی عاری از الیاف پلی پروپیلن و هم در حالتی که دارای ۱٪ الیاف پلی پروپیلن است، مشهود است. می‌توان دید که در هر دو طرح مخلوط ۱ و ۲، بدون توجه به اینکه مقطع حاوی الیاف پلی پروپیلن باشد یا نباشد، تغییر شکل الیاف از صاف به موجدار منجر به افزایش مقاومت خمشی خواهد شد. طبق نتایج کسب شده، متوسط این رشد در بتن‌های بدون و با الیاف پلی پروپیلن به ترتیب ۱۷٪ و ۱۲٪ است. مشابه این نتایج وو و همکاران (Wu et al.) نیز نشان دادند که در مقایسه با الیاف صاف، استفاده از الیاف موجدار می‌تواند تأثیر بهتری در بهبود مقاومت خمشی داشته باشد. آن‌ها این نتیجه را متأثر میزان ظرفیت مقاومت پیوستگی متفاوت الیاف‌ها با شکل‌های مختلف بیان کردند[52].



شکل ۲۴ مقاومت خمشی در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ فقط با الیاف فولادی



شکل ۲۵ مقاومت خمشی در سن ۲۸ روزه مخلوط‌های ۱ و ۲ با ترکیب الیاف فولادی و پلی پروپیلن

نتایج

در این پژوهش خواص مکانیکی بتن‌های توانمند حاوی الیاف فولادی و پلی پروپیلن به صورت جداگانه و همزمان تحت مطالعه قرار گرفت. نتایج کلیدی به دست آمده به شرح زیر می‌باشند:

۱. در درصد خاصی از مصرف الیاف فولادی (۳٪)، تأثیر مخرب کاهش حجم ماتریس سیمانی ناشی از افزودن الیاف فولادی، بیشتر از تأثیر مثبت عملکرد الیاف فولادی در افزودن مقاومت فشاری است.

۲. افزودن ۱٪ الیاف پلی پروپیلن به بتن‌های حاوی الیاف فولادی صاف و موجدار باعث شد تا مقاومت فشاری به اندازه ٪(۸ ـ ۷) رشد کند.

۳. تأثیر تغییر شکل الیاف فولادی از صاف به موجدار در بهبود مقاومت فشاری کم و حدود ۲٪ ثبت شد.

۴. افزایش میزان الیاف فولادی صاف و موجدار تا ۳٪ باعث شد تا مقاومت کششی دونیم شدن در طرح مخلوط ۱ به ترتیب ٪۴۴ و ۸۱٪ رشد کند. این افزایش در طرح مخلوط ۲، معادل ٪۴۹ و ۸۰٪ ثبت شد.

۵. در اثر افزودن ۱٪ الیاف پلی‌پروپیلن به بتن حاوی ۳٪ الیاف فولادی موجدار، بیشترین مقاومت کششی دونیم شدن معادل ۱۳/۷ مگاپاسکال حاصل شد. تأثیر بهبودبخشی الیاف پلی پروپیلن معادل ۲۵٪ بوده است.

۶. تأثیر تغییر شکل الیاف از صاف به موجدار در بهبود مقاومت کششی دونیم شدن بین ٪(۲۲ ـ ۲۰) بود. این افزایش مستقل از نوع طرح مخلوط بوده است.

۷. آنچه که بیشتر از میزان الیاف در بهبود مقاومت خمشی و یا حتی مقاومت کششی دونیم شدن مؤثر بوده است، نحوه توزیع و استقرار الیاف درون مقطع بتنی است.

۸. افزودن الیاف پلی‌پروپیلن باعث شد تا مقاومت خمشی به طور متوسط در بتن‌های حاوی الیاف صاف ۲۸٪ و در بتن‌های حاوی الیاف موجدار ۳۴٪ رشد کند.

۹. تغییر شکل الیاف فولادی از صاف به موجدار در بتن‌های بدون الیاف پلی‌پروپیلن ۱۷٪ و در بتن‌های با الیاف پلی‌پروپیلن ۱۲٪ منجر به رشد مقاومت خمشی شد.

تقدیر و تشکر

.

مراجع

[1] E. F. O'Neil, B. D. Neeley, and J. D. Cargile, "Tensile properties of very-high-strength concrete for penetration-resistant structures," *Shock and Vibration*, vol. 6, no. 5–6, pp. 237–245, 1999. https://doi.org/10.1155/1999/415360

[2] B. A. Tayeh, B. A. Bakar, M. M. Johari, and Y. L. Voo, "Mechanical and permeability properties of the interface between normal concrete substrate and ultra-high performance fiber concrete overlay," *Construction and Building Materials*, vol. 36, pp. 538–548, 2012. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.013

[3] L. Mao and S. J. Barnett, "Investigation of toughness of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) beam under impact loading," *International Journal of Impact Engineering*, vol. 99, pp. 26–38, 2017. https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2016.09.014

[4] C. Wen, P. Zhang, J. Wang, and S. Hu, "Influence of fibers on the mechanical properties and durability of ultra-high-performance concrete: A review," *Journal of Building Engineering*, vol. 52, p. 104370, 2022. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104370

[5] M. Amin, A. M. Zeyad, B. A. Tayeh, and I. S. Agwa, "Effect of ferrosilicon and silica fume on mechanical, durability, and microstructure characteristics of ultra-high performance concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 320, p. 126233, 2022. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126233

[6] A. E. Naaman and K. Wille, “The path to ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC): five decades of progress,” in *Proceedings of Hipermat*, pp. 3–15, 2012.

[7] A. M. Matos, S. C. Figueiredo, S. Nunes, E. Schlangen, and J. L. Barroso-Aguiar, “Durability of an UHPFRC under mechanical and chloride loads,” *Construction and Building Materials*, vol. 311, p. 125223, 2021. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125223

[8] M. G. Sohail, R. Kahraman, N. Al Nuaimi, B. Gencturk, and W. Alnahhal, “Durability characteristics of high and ultra-high performance concretes,” *Journal of Building Engineering*, vol. 33, p. 101669, 2021. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101669

[9] A. M. Tahwia, G. M. Elgendy, and M. Amin, “Durability and microstructure of eco-efficient ultra-high-performance concrete,” *Construction and Building Materials*, vol. 303, p. 124491, 2021. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124491

[10] E. Brühwiler, “Structural UHPFRC: Welcome to the post-concrete era,” *International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete*, vol. 1, no. 1, 2016. https://doi.org/10.21838/uhpc.2016.key

[11] D. Y. Yoo and N. Banthia, “Mechanical and structural behaviors of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete subjected to impact and blast,” *Construction and Building Materials*, vol. 149, pp. 416–431, 2017. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.136

[12] N. Bertola, P. Schiltz, E. Denarié, and E. Brühwiler, “A review of the use of UHPFRC in bridge rehabilitation and new construction in Switzerland,” *Frontiers in Built Environment*, vol. 155, 2021. https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.769686

[13] E. Brühwiler and E. Denarié, “Rehabilitation of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete,” in *UHPC-2008: The Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, pp. 05–07, 2008.

[14] H. Wibowo and S. Sritharan, “Use of ultra-high-performance concrete for bridge deck overlays,” *IHRB Project TR-683*, 2018.

[15] R. Ricciotti, R. Ricciotti, and P. Mazzacane, “The Enrico Navarra Gallery,” *Designing and Building with UHPFRC*, pp. 79–86, 2011. https://doi.org/10.1002/9781118557839.ch6

[16] V. Perry and G. Weiss, “Innovative field cast UHPC joints for precast bridge decks: Design, prototype testing and projects,” *Designing and Building with UHPFRC*, pp. 421–436, 2011. https://doi.org/10.1002/9781118557839.ch28

[17] P. Mazzacane, R. Ricciotti, G. Lamoureux, and D. Corvez, “Roofing of the stade Jean Bouin in UHPFRC,” *Proceedings of International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*, pp. 59–68, 2013.

[18] Y. Huang, S. Grünewald, E. Schlangen, and M. Luković, “Strengthening of concrete structures with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC): A critical review,” *Construction and Building Materials*, vol. 336, p. 127398, 2022. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127398

[19] M. Schmidt, T. Leutbecher, S. Piotrowski, and U. Wiens, “The German guideline for ultra-high performance concrete,” in *Proceedings of the FGC-ACI-fib-RILEM International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*, pp. 2–4, 2017.

[20] E. Brühwiler, "Recommendation: Ultra-High Performance Fibre Reinforced Cement-based composites (UHPFRC). Construction material, dimensioning and application," Lausanne, Switzerland, 2016. https://doi.org/10.1590/S1983-41952017000400011

[21] N. Gowripalan and R. I. Gilbert, "Design guidelines for ductal prestressed concrete beams," Reference Article, University of New South Wales, 2000.

[22] V. Perry and K. Habel, "Standardization of ultra-high performance concrete: The Canadian perspective," in *Proceedings of International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC)*, 2017.

[23] J. A. López, P. Serna, and J. Navarro-Gregori, "Advances in the development of the first UHPFRC recommendations in Spain: material classification, design and characterization," *UHPFRC, F. Toutlemonde and J. T. Ch. Resplendino, Eds.*, pp. 565–574, 2017.

[24] F. JSCE, "Recommendations for design and construction of ultra-high strength fiber reinforced concrete structures (Draft)," Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, 2004.

[25] ASTM C109/C109M-07, "Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007.

[26] ASTM C496/C496M-17, "Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.

[27] ASTM C1609/C1609M-19, "Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019.

[28] A. Alsalman, C. N. Dang, and W. M. Hale, "Development of ultra-high performance concrete with locally available materials," *Construction and Building Materials*, vol. 133, pp. 135–145, 2017. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.040

[29] A. Le Hoang and E. Fehling, "Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra-high performance concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 153, pp. 790–806, 2017. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.130

[30] J. J. Park, D. Y. Yoo, G. J. Park, and S. W. Kim, "Feasibility of reducing the fiber content in ultra-high-performance fiber-reinforced concrete under flexure," *Materials*, vol. 10, no. 2, p. 118, 2017. https://doi.org/10.3390/ma10020118

[31] M. Pourbaba, E. Asefi, H. Sadaghian, and A. Mirmiran, "Effect of age on the compressive strength of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 175, pp. 402–410, 2018. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.203

[32] R. Wang and X. Gao, "Relationship between flowability, entrapped air content and strength of UHPC mixtures containing different dosage of steel fiber," *Applied Sciences*, vol. 6, no. 8, p. 216, 2016. https://doi.org/10.3390/app6080216

[33] J. Yang, B. Chen, and C. Nuti, "Influence of steel fiber on compressive properties of ultra-high performance fiber-reinforced concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 302, p. 124104, 2021. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124104

[34] J. Esmaeili and A. O. AL-Mwanes, "A review: Properties of eco-friendly ultra-high-performance concrete incorporated with waste glass as a partial replacement for cement," *Materials Today: Proceedings*, vol. 42, pp. 1958–1965, 2021. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.242

[35] J. Yu, B. Zhang, W. Chen, and J. He, "Experimental and multi-scale numerical investigation of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) with different coarse aggregate content and fiber volume fraction," *Construction and Building Materials*, vol. 260, p. 120444, 2020.

[36] D. Y. Yoo, J. H. Lee, and Y. S. Yoon, "Effect of fiber content on mechanical and fracture properties of ultra-high performance fiber reinforced cementitious composites," *Composite Structures*, vol. 106, pp. 742–753, 2013. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2013.07.033

[37] Z. Wu, C. Shi, W. He, and D. Wang, "Static and dynamic compressive properties of ultra-high performance concrete (UHPC) with hybrid steel fiber reinforcements," *Cement and Concrete Composites*, vol. 79, pp. 148–157, 2017. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.02.010

[38] A. Alsalman, C. N. Dang, G. S. Prinz, and W. M. Hale, "Evaluation of modulus of elasticity of ultra-high performance concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 153, pp. 918–928, 2017. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.158

[39] N. Banthia, F. Majdzadeh, J. Wu, and V. Bindiganavile, "Fiber synergy in Hybrid Fiber Reinforced Concrete (HyFRC) in flexure and direct shear," *Cement and Concrete Composites*, vol. 48, pp. 91–97, 2014. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.10.018

[40] P. Rashiddadash, A. A. Ramezanianpour, and M. Mahdikhani, "Experimental investigation on flexural toughness of hybrid fiber reinforced concrete (HFRC) containing metakaolin and pumice," *Construction and Building Materials*, vol. 51, pp. 313–320, 2014. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.087

[41] N. A. Libre, M. Shekarchi, M. Mahoutian, and P. Soroushian, "Mechanical properties of hybrid fiber reinforced lightweight aggregate concrete made with natural pumice," *Construction and Building Materials*, vol. 25, no. 5, pp. 2458–2464, 2011. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.058

[42] W. Meng and K. H. Khayat, "Effect of hybrid fibers on fresh properties, mechanical properties, and autogenous shrinkage of cost-effective UHPC," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 30, no. 4, p. 04018030, 2018. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002212

[43] A. Le Hoang and E. Fehling, "Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra-high performance concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 153, pp. 790–806, 2017. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.130

[44] P. S. Song and S. Hwang, "Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 18, no. 9, pp. 669–673, 2004. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.04.027

[45] J. Yang, B. Chen, J. Su, G. Xu, D. Zhang, and J. Zhou, "Effects of fibers on the mechanical properties of UHPC: A review," *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 2022. https://doi.org/10.1016/j.jtte.2022.05.001

[46] A. Hu, X. Liang, J. Yu, and Q. Shi, "Tensile characteristics of ultra-high-performance concrete," *Magazine of Concrete Research*, vol. 70, no. 6, pp. 314–324, 2018. https://doi.org/10.1680/jmacr.17.00126

[47] Y. Li, K. H. Tan, and E. H. Yang, "Influence of aggregate size and inclusion of polypropylene and steel fibers on the hot permeability of ultra-high performance concrete (UHPC) at elevated temperature," *Construction and Building Materials*, vol. 169, pp. 629–637, 2018. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.105

[48] D. Y. Yoo, S. Kim, G. J. Park, J. J. Park, and S. W. Kim, "Effects of fiber shape, aspect ratio, and volume fraction on flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced cement composites," Composite Structures, vol. 174, pp. 375–388, 2017. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.04.069

[49] S. Abbas, A. M. Soliman, and M. L. Nehdi, "Exploring mechanical and durability properties of ultra-high performance concrete incorporating various steel fiber lengths and dosages," *Construction and Building Materials*, vol. 75, pp. 429–441, 2015. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.017

[50] W. C. Choi, K. Y. Jung, S. J. Jang, and H. D. Yun, "The influence of steel fiber tensile strengths and aspect ratios on the fracture properties of high-strength concrete," *Materials*, vol. 12, no. 13, p. 2105, 2019. https://doi.org/10.3390/ma12132105

[51] S. Teng, V. Afroughsabet, and C. P. Ostertag, "Flexural behavior and durability properties of high performance hybrid-fiber-reinforced concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 182, pp. 504–515, 2018. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.158

[52] Z. Wu, C. Shi, W. He, and L. Wu, "Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra-high performance concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 103, pp. 8–14, 2016. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028

Ferdowsi Civil Engineering, 38, 3, 2025. (105-126)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Transversely and Axial Free Vibration Analysis of Concrete Gravity Dam without Reservoir Effect using the Galerkin Method

Bahram Navayi Neya[1]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.89758.1320

1. Introduction

A gravity dam, constructed of masonry or concrete, typically has a triangular profile, with the maximum width at the base and its apex at the crest. For the sake of simplicity, the dam is idealized as a tapered beam with a rectangular cross-section, featuring a widened section on the top to provide the required freeboard, Δh , and accessibility, as depicted in Fig. 1. These dams have long been under scrutiny owing to their simple geometry, ease of calculation, and practical implementation.

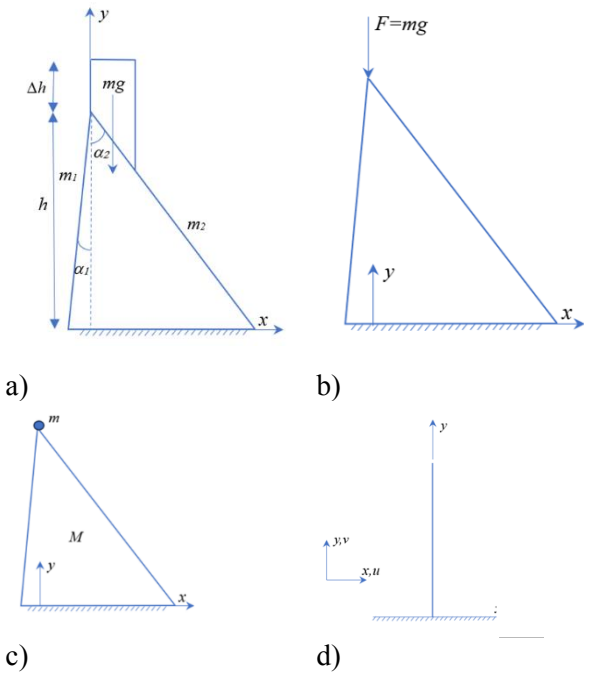


Fig. 1: Profile of the concrete gravity dam, a) with crest, b) subjected to an axial load equivalent to the weight crest, c) with an attached mass, d) equivalant cantilever beam and coordinate system.

2. Governing equations

The governing equations for the transverse and axial vibration of the beam, based on the Euler-Bernoulli and Rayleigh theories, can be expressed as Equations (1) to (4). It is noteworthy that the harmonic motion is to be investigated in the frequency domain, with axial forces and energy dissipation being neglected.

$$E\,(Iu'')'' - A\omega^2 u = 0 \tag{2}$$

$$E\,(Iu'')'' + \rho\omega^2\,(Iu')' - \rho A\omega^2 u = 0 \tag{2}$$

$$E\,(Av')' + \rho\varpi^2 Av = 0 \tag{3}$$

$$E\,(Av')' - \rho\varpi^2\upsilon^2\,(Jv')' + \rho\varpi^2 Av = 0 \tag{4}$$

In these equations, the prime symbol following a displacement variable denotes its derivative with respect to a spatial coordinate. According to Fig. 1, the variable *y* represents the longitudinal coordinate, and *u(y)* defines the transverse displacement of an arbitrary point along the axial direction. Furthermore, *ρ(y)*, *E(y)*, *I(y)*, *A(y)*, *v(y)*, *υ*, and *J(y)* stand for mass per unit volume, the elasticity modulus of the material, moment of inertia about the neutral axis, cross-sectional area, axial displacement, Poisson's ratio, and polar moment of inertia, respectively. Here, ω and $\bar{\omega}$ imply the natural frequencies of the transverse and axial vibration of the beam.

In the Galerkin method, the approximate solution is expressed as a linear combination of admissible functions within a finite-dimensional subspace in the following form.

$$\sum_{j=1}^{N} c_j \phi_j(y) \tag{5}$$

where the coefficients *ci* indicate the unknown constants, and the functions $\phi i(y)$ signify the known admissible functions which satisfy all the boundary conditions of the eigenvalue problem. Substituting the trial solution into the differential equations (1) to (4) generates the residual.

* Manuscript received September 12, 2024, Revised July 19, 2025, Accepted October 11, 2025.

[1] Professor, Civil Engineering Department, Babol Noshirvani University of Technology. **Email**: navayi@nit.ac.ir

Equations (6) to (9) are subsequently obtained by setting the weighted residual integral to zero.

$$-\omega^2[m]\vec{c}+[k]\vec{c}=0 \tag{6}$$

$$-\omega^2[m-m_\theta-m_1]\vec{c}+[k]\vec{c}=0 \tag{7}$$

$$[\varpi^2 m_a-k_a]\vec{c}=0 \tag{8}$$

$$[\varpi^2(m_a+m_{a\theta})-k_a]\vec{c}=0 \tag{9}$$

in which the stiffness and mass coefficients are presented in the weak form, when necessary, as follows.

$$k_{jk}=E\int_0^h (I\phi_j'')''\phi_k\,dy,\ m_{jk}=\rho\int_0^h A\phi_j\phi_k\,dy \tag{10}$$

$$m_{\theta jk}=\rho\int_0^h I\phi_j'\phi_k'\,dy, m_{1jk}=\rho I(h)\phi_j'(h)\phi_k(h)$$

$$k_{aij}=E\int_0^h A\phi_{aj}'\phi_{ak}'\,dy,\ m_{aij}=\rho\int_0^h A\phi_{aj}\phi_{ak}\,dy,$$

$$m_{a\theta jk}=\rho v^2\int_0^h J\phi_{aj}'\phi_{ak}'\,dy$$

The mode shapes of the homogeneous uniform beam are reasonable to cast as the admissible functions of the trial solution. Hence, the corresponding eigenmodes in the case of transverse and axial vibration are presented in equations (11) and (12), respectively.

$$\phi_j(y)=\cos(\beta_j y)-\cosh(\beta_j y)- \tag{11}$$
$$A_\circ(\sin(\beta_j y-\sinh(\beta_j y))$$

$$\phi_{aj}(y)=\sin(\frac{2j-1}{2h}\pi y) \tag{12}$$

The value of $A_\circ$ is given by Eq. (13), while β_j is obtained by solving the characteristic equation (14) regarding the boundary conditions, $u''(h)=u'''(h)=\cdot$.

$$A_\circ=(\cos(\beta_j h)+\cosh(\beta_j h))/ \tag{13}$$
$$(\sin(\beta_j h)+\sinh(\beta_j h))$$

$$\cos(\beta_j h).\cosh(\beta_j h)+1=0 \tag{14}$$

3. Conclusion

This study confirms the accuracy and efficiency of the Galerkin method in analyzing the axial and transverse free vibration of concrete gravity dams. The key findings are as follows:

- The transverse free vibration of the tapered concrete dams is described using a combination of Bessel functions of the first and second kind, which yield nearly exact eigenvalues.
- Similarly, Bessel functions of the first kind provide an accurate characterization of the axial free vibration.
- Simulating the upper segment of the dam as a tip mass or a concentrated axial load does not significantly affect the natural frequencies of the transverse and axial free vibration. Nonetheless, modeling the superstructure as a uniform section with a constant width has a considerable effect on the eigen solution. Therefore, the widened section on the top must be taken into account.
- The Euler-Bernoulli theory yields greater eigenfrequencies compared to the Rayleigh theory. The difference is smaller in lower modes but becomes significant in higher modes, especially in the case of transverse vibration. Hence, relying on the Euler-Bernoulli theory for the free vibration analysis of dams in higher modes may lead to considerable error.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۸، ۴، ۱۴۰۴. (۱۲۶-۱۰۵)

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

تحلیل ارتعاش آزاد جانبی و محوری سدهای بتنی وزنی بدون اثر مخزن به روش گالرگین*

مقاله پژوهشی

بهرام نوائی‌نیا(۱)

DOI: 10.22067/jfcei.2025.89758.1320

چکیده *در این پژوهش، تحلیل ارتعاش آزاد سدهای بتنی وزنی بدون احتساب اثر مخزن با استفاده از دو نظریه تیر اویلر ـ برنولی و تیر رایلی با نیمرخ متغیر مورد بررسی قرار گرفته است. برای حل معادلات دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش آزاد تیر در فضای فرکانسی از روش گالرکین استفاده شده است. به منظور متناهی شدن انتگرال مانده وزنی، شکل مود نامیرای سازه متناظر با نیمرخ ثابت به عنوان توابع قیاسی انتخاب شده است. به‌منظور تأمین شرط پیوستگی، ماتریس‌های جرم و سختی به شکل ضعیف بیان گردیدند که بر اساس آن دترمینان ماتریس سختی دینامیکی تعیین و به کمک آن معادله مشخصه و مقدارهای ویژه به دست می‌آیند. برای صحت‌سنجی روش حاضر، پاسخ‌های نهایی با روش‌های تحلیلی مقایسه شده است. پس از اطمینان از دقت روش، دو نظریه مورد بررسی در تحلیل ارتعاش آزاد سدهای بتنی وزنی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. مقایسه نتایج به وضوح نشان می‌دهد که برای بسامدهای بالاتر سدهای بتنی وزنی، استفاده از نظریه اویلر ـ برنولی باعث خطای قابل توجهی می‌شود و استفاده از نظریه رایلی ضروری است.*

واژه‌های کلیدی سدهای بتنی وزنی، ارتعاش آزاد، نظریه اویلر ـ برنولی، نظریه رایلی، روش گالرکین.

Transversely and Axial Free Vibration Analysis of Concrete Gravity Dam without Reservoir effect Using Galerkin Method

Bahram Navayi Neya

Abstract *In this study, transverse and axial free vibration analysis of Concrete Gravity Dams is presented. To achieve ordinary differential equations, the undamped governing partial differential equation of vibration of a tapered cantilever beam, based on Euler-Bernuli and Rayleigh theories are transformed to the frequency domain. Galerkin method is then used to solve the free vibration equation for an arbitrary dam geometry. The restrictions that need to be placed on the admissible functions to avoid the infinite terms in the integrals of equations depend on the order of implied differential operators. The corresponding undamped mode shapes of Euler-Bernoulli and Rayleigh beams, which satisfy essential boundary conditions, are chosen as the admissible functions to expand the trial response of the equation of motion. Validation of results shows an excellent agreement between the Galerkin method and exact solutions in this research. Numerical results of free frequency vibration for different cases based on Rayleigh and Euler-Bernoulli theories show that the frequencies of the dam do not match due to the thickness of dams, especially in higher modes. The predicted values of natural frequencies of the dam based on Rayleigh's theory are less than the values predicted by Euler-Bernoulli's theory due to the consideration of rotary inertia effect, which becomes significant in very thin dams.*

Key words Concrete Gravity Dams, Free Vibration, Euler-Bernoulli Theory, Rayleigh Theory, Galerkin Method.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۲/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۷/۱۹ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئول، استاد دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

Email: navayi@nit.ac.ir

مقدمه

سدهای بتنی وزنی در ارتفاع خود دارای ضخامت متغیر هستند که به شکل آرمانی می‌توان آن را به مانند تیر غیر یکنواخت مثلثی با نیمرخ عرضی مستطیلی در نظر گرفت که مطابق شکل (۱) در رأس یا تاج خود برای دسترسی و نیز تأمین ارتفاع آزاد $\Delta h\Delta h$ دارای بخش فوقانی به جرمm می‌باشد که از آن به عنوان جرم فوقانی یاد می‌شود. این سدها به دلیل هندسه ساده و به تبع آن سادگی در محاسبات و نیز اجرا از دیرباز مورد توجه بسیاری از طراحان و مجریان قرار داشته است. با پیشرفت روش‌های محاسباتی و اجرایی، از نیمه دوم سده بیستم میلادی احداث سدهای بتنی وزنی در قیاس با انواع دیگر سدهای بتنی و غیر بتنی توجیه اقتصادی کمی داشت و به تدریج جایگاه خود را به ویژه در رقابت اقتصادی از دست داد و کمتر مورد توجه قرار گرفت؛ اما با معرفی سدهای بتن غلتکی کوبیده در دهه هشتم سده بیستم میلادی که می‌توان آن را گونه‌ای از سدهای بتنی وزنی دانست، تحولی شگرف در طراحی و اجرای سدهای بتنی وزنی به وجود آمد و سبب شد این نوع از سدها مجدداً مورد توجه قرار گیرند. مستقل از اینکه سدهای بتنی وزنی از نوع بتن معمولی یا بتن غلتکی کوبیده باشد، روش‌های محاسباتی و تحلیل تنش ـ کرنش و ارتعاش آزاد آن‌ها تا حد زیادی مشترک و شبیه هم است. لذا موضوع پژوهش حاضر که تحلیل ارتعاش آزاد سدهای بتنی وزنی است همچنان می‌تواند به عنوان موضوعی کاربردی مطرح باشد.

مسئله ارتعاش سدهای بتنی وزنی را همانند هر سازه‌ای می‌توان در گروه مسائل مقادیر ویژه و بردارهای ویژه قرار داد که از دیرباز به دلیل کاربرد وسیع آن مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرار داشته است. ساده‌ترین نظریه در تحلیل سدهای بتنی وزنی شبیه‌سازی آن‌ها به صورت یک تیر طره می‌باشد که در صورت صلب یا انعطاف‌پذیر بودن بستر به ترتیب به صورت گیردار یا فنر معادل تحلیل می‌شود. بنابراین سابقه تحلیل این سازه‌ها به قدمت شبیه‌سازی تیرها باز می‌گردد.

تیرها به عنوان یکی از اجزای بسیار متداول سازه‌ای با رفتار یک‌بعدی به دلیل کاربرد بسیار وسیعشان در زیرشاخه‌های مختلف مهندسی همواره مورد توجه طراحان و پژوهشگران بوده است. این سازه‌ها بر اساس هندسه خود به تیرهای یکنواخت و غیر یکنواخت یا غیر منشوری و نیز تیرهای ضخیم و نازک طبقه‌بندی می‌شوند. تیرهای غیر یکنواخت در شاخه‌های مختلف مهندسی کاربرد گسترده‌ای پیدا کرده‌اند که به عنوان نمونه می‌توان از پل‌ها، سدهای بتنی وزنی، پره توربین‌ها و هلی‌کوپترها نام برد. این تیرها دارای مساحت و ممان اینرسی متغیری می‌باشند که تغییرات آن می‌تواند به صورت پیوسته یا غیر پیوسته باشند. این نوع از تیرها ضمن اینکه از نظر زیبایی‌شناختی مورد توجه معماران هستند، به دلیل توزیع غیر یکنواخت جرم و مقاومت، متناسب با نوع بارگذاری در برخی سازه‌ها جایگزین تیرهای یکنواخت می‌شوند تا ضمن اقتصادی بودن، وظایف سازه‌ای مشخص‌تری را در تأمین نیازهای مهندسی عهده‌دار باشند. بر اساس ویژگی‌های مطرح شده، سدهای بتنی وزنی نیز به صورت تیرهای با نیمرخ قائم یا عرضی غیر یکنواخت طراحی می‌شوند که در آن از تاج سد به سمت کف سد ضخامت افزایش می‌یابد تا بدین ترتیب نیازهای مقاومتی و نیز سختی به طور مناسب‌تری در ارتفاع سد تأمین گردد. تغییرات نیمرخ سدهای بتنی در ارتفاع البته پیچیدگی‌های محاسباتی خود را به روش‌های تحلیل ارتعاش آزاد تحمیل می‌نماید.

سابقه آشنایی انسان با پدیده ارتعاش آزاد و انتشار امواج به سابقه استفاده انسان از ادوات موسیقی برمی‌گردد. آزمایش‌های گالیله (Galileo) در قرن شانزدهم میلادی روی پاندول و فنر مرتعش تحولی در اندازه‌گیری پارامترهای مؤثر بر ارتعاشات را پایه‌گذاری کرد که منجر به توسعه هر چه سریع‌تر این شاخه از علم گردید [1]. دالامبر (D'Alambert)، لاگرانژ (Lagrange) ، اویلر (Euler) و برنولی (Bernoulli) گام‌های اساسی اولیه و در ادامه کار برخی دیگر پژوهشگران به تدوین نظریه‌های متداول تیرها منجر گردید.

اگر چه تحلیل تیرها نسبت به سایر اجزای سازه‌ای نظیر صفحات و یا پوسته‌ها از پیچیدگی کمتری برخوردار می‌باشد، با این حال تحلیل تیرها با افزایش ضخامت سازه، متغیر بودن نیمرخ عرضی و نیز اضافه شدن پارامتر زمان در تحلیل دینامیکی و یا بررسی رفتار ارتعاش آزاد آن‌ها به مراتب از پیچیدگی بسیار بیشتری در مقایسه با تیرهای یکنواخت در تحلیل استاتیکی برخوردار می‌باشد. در سازه‌های ضخیم به دلیل اهمیت کرنش برشی و پیچیدگی اثر آن در روابط و نیز اثر اینرسی دورانی، ارتعاش آزاد و یا تحلیل دینامیکی همچنان مورد توجه پژوهشگران می‌باشد. در بسیاری از آیین‌نامه‌ها و استانداردها تیرهای یکنواخت ضخیم یا عمیق با نسبت طول به ضخامت کمتر

از حدود ۵ معرفی می‌گردد که در این صورت کرنش‌های برشی قابل چشم‌پوشی نمی‌باشد. در نظریه تیر اویلر ـ برنولی که به نظریه مقدماتی و نظریه مهندسی تیر نیز معروف است، رفتار تیر فقط مبتنی بر حرکات خمشی تیرهای کشسان است که در آن اثر تغییر شکل برشی نادیده انگاشته می‌شود. علاوه بر این، در این نظریه، صفحات عمود بر تار خنثی در حین تغییر شکل همچنان مسطح و عمود بر تار خنثی باقی می‌مانند. با توجه به اهمیت تغییر شکل‌های برشی بر رفتار تیرهای عمیق، به‌کارگیری نظریه اویلر ـ برنولی برای این تیرها با خطای زیادی همراه است [1]. این موضوع در تحلیل ارتعاش آزاد با افزایش ضخامت منجر به برآورد دست بالاتر بسامدهای طبیعی می‌گردد [2]. به منظور رفع این مشکل، نظریه رایلی (Rayleigh) برای در نظر گرفتن اثر اینرسی دورانی و نیز نظریه تیموشنکو (Timoshenko) به منظور احتساب توام اینرسی دورانی و کرنش برشی ارائه شده است.

کارهای بسیار متنوعی در خصوص تعیین ارتعاش آزاد سازه‌ها در حالت کلی و تیرها در حالت خاص صورت پذیرفته است. رایلی [2] در سال ۱۸۷۷ میلادی یک روش کلی برای تعیین فرکانس طبیعی یک سازه دل‌خواه ارائه داد که بعدها توسط ریتز (Ritz) [3] با فرض مجموعه‌ای از توابع فرضی قابل قبول که هر یک داری ضریب مستقلی هستند تکمیل شد. این روش که به روش رایلی ـ ریتز مشهور شده است، یکی از روش‌های وردشی متداول در تعیین پاسخ تقریبی ارتعاش سازه‌ها به حساب می‌آید. روش گالرکین که جزء روش‌های مانده وزنی می‌باشد، در زمره روش‌های تقریبی است که برخلاف روش رایلی و رایلی ـ ریتز در بررسی سیستم‌های ناپایستار نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد.

عمده کارهای صورت گرفته در تحلیل دینامیکی و یا ارتعاش آزاد تیرها به تیرهای نازک اختصاص داده شده است که در آن‌ها تیرها با هندسه، شرایط تکیه‌گاهی و نیز بارگذاری متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است. علاوه بر موضوعات اشاره شده، در سال‌های اخیر پژوهش‌ها به سمت مصالح نوین با ویژگی‌های متفاوت نظیر ناهمسانگردی و ناهمگنی، به مانند مصالح مدرج تابعی، سوق پیدا کرد که در سدهای بتنی البته هنوز موضوعیت چندانی ندارد.

در تحلیل ارتعاش آزاد تیرهای مبتنی بر نظریه اویلر ـ برنولی، صرف نظر کردن از کرنش‌های برشی منجر به رسیدن به مقادیر بزرگ‌تر بسامدهای ارتعاش آزاد در تیرهای ضخیم‌تر به ویژه در مودهای بالاتر می‌گردد که اعتبار این نظریه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. مرور پژوهش‌های پیشین آشکارا نشان می‌دهد که پژوهشگران کمتر به بررسی مسئله ارتعاش تیرهای غیر یکنواخت پرداخته‌اند. دلیل عمده این موضوع را می‌توان به پیچیدگی تحلیل تیرهای غیر یکنواخت ناشی از وجود ضرایب متغیر حاصل از تغییرات مساحت و ممان اینرسی در معادله دیفرانسیل حاکم نسبت داد. به دلیل وجود این ضرایب متغیر، تعیین جواب تحلیلی به جز در موارد خاص ممکن نیست. میبی (Mabie) و راجرز [4] (Rogers) معادله حاکم بر ارتعاش آزاد تیر طره اویلر ـ برنولی با نیمرخ غیر یکنواخت را توسعه دادند. در کار ایشان تغییرات نیمرخ تیر در ارتفاع و پلان به صورت خطی در نظر گرفته شده بود و اثر پارامترهای مختلف تغییرات نیمرخ مورد بررسی قرار گرفت. در پژوهشی دیگر [5] ارتعاش تیر طره‌ای در دو حالت عرض ثابت و تغییرات خطی ضخامت و نیز ضخامت ثابت با تغییرات خطی عرض مطالعه گردید. کارنگی و توماس (Thomas &Carnegie) [6] بسامدهای طبیعی و شکل مود ارتعاشی پره‌های طره‌ای از پیش تحت پیچش قرار گرفته را بررسی کردند که در طراحی توربین‌ها و کمپرسورها اهمیت دارند. گل (Goel) ارتعاش جانبی تیرهای با ضخامت متغیر خطی را بررسی کرد که دو لبه آن‌ها با فنرهای پیچشی الاستیک مقید شده بود [7]. هیبلر (Hibbeler) ارتعاش تیرها با تکیه‌گاه‌های ترکیبی گیردار و مفصلی را بررسی کرد [8]. در پژوهشی دیگر لو (Lau) [9] بر اساس نظریه اویلر ـ برنولی پنج بسامد طبیعی اول تیره طره غیر یکنواخت را با وجود یک جرم در انتهای آزاد بررسی کرد. چنین روش شبیه‌سازی در کار حاضر نیز برای اثر جرم فوقانی سدهای بتنی وزنی، شکل (۱) مورد توجه قرار گرفته است. ایس (Ece) و همکاران [10] ارتعاش آزاد تیر همسانگرد با نیمرخ عرضی متغیر با تغییرات نمایی را مورد بررسی قرار دادند. ایشان معادله حاکم را به یک معادله دیفرانسیل معمولی بر حسب متغیرهای مکانی تقلیل دادند و پاسخ‌ها را برای شرایط تکیه‌گاهی مختلف ارائه دادند.

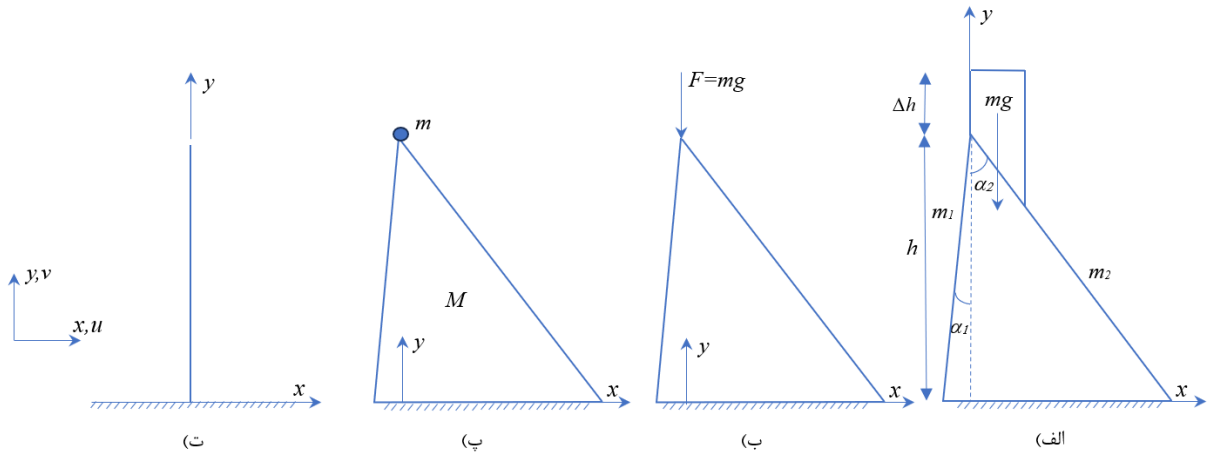
شهبا و همکاران (Shahba et al.) [11] ارتعاش آزاد و پایداری تیرهای مدرج تابعی را به روش تقریبی مورد بررسی قرار دادند. بانرجی و ویلیامز (Banerjee & Williams) [12]

روشی تقریبی مبتنی بر روش تبدیل دیفرانسیلی برای تیر- ستون- های غیر یکنواخت مدرج تابعی محوری که دامنه تغییرات نیمرخ عرضی آن‌ها در محدوده متداول بود ارائه کردند. آربت (Arbate) [13] معادله حرکت تیرها و میله‌های غیر یکنواخت را تحت شرایط خاصی به معادلات نظیر تیرهای یکنواخت تبدیل کرد که برای برخی تیرها قابل استفاده است و حل آن‌ها را تسهیل می‌کند. ایس و آیدودی [14] معادله دیفرانسیل پاره‌ای تیرهای همسانگرد با تغییرات نمایی مساحت را به معادله دیفرانسیل معمولی تبدیل کردند تا امکان حل آن فراهم گردد. موی و همکاران (Mou et al.) [15] روشی تحلیلی برای ماتریس سختی دینامیکی تیرهای با نیمرخ غیر یکنواخت دل‌خواه ارائه کردند.

تحلیل ارتعاش آزاد سدهای بتنی به طور عمده به روش‌های عددی انجام گرفته است و روش‌های مبتنی بر پاسخ‌های تحلیلی، براساس اطلاعات مؤلف، بسیار کم است. پیچیدگی به طور نسبی هندسی سدها و نیز وجود مخزن و نیز بستر را می‌توان دلایل عمده در عدم امکان استفاده از روش‌های تحلیلی برشمرد. فنوس و چوپرا (Fenvese & Chopra) در کار خود به طور مبسوط روش تعیین بسامد ارتعاش آزاد سدهای بتنی وزنی را جهت به‌کارگیری در روش اجزای محدود در تحلیل اندرکنش سد و مخزن ارائه کردند [16]. ایشان بر این اساس رابطه تقریبی $\omega_1 = 0/0165\frac{\sqrt{E}}{H}\omega_1 = 0/0165\frac{\sqrt{E}}{H}$ را برای برآورد بسامد زاویه‌ای ارتعاش آزاد سدهای بتنی اصطلاحاً استاندارد را پیشنهاد کردند که در آن E مدول الاستیسیته بتن سد و H ارتفاع سد است. ایشان سپس با اصلاحاتی اثر مخزن و بستر را به صورت تقریبی وارد کردند. میگوئل و بوانانی (Miquel & Bouaanani) [17] نیز بر اساس روابط تقریبی فنوس و چوپرا و نیز در نظر گرفتن بخشی از آب مخزن از رابطه تقریبی در تعیین ارتعاش آزاد سد و مخزن بدون اثر بستر استفاده کردند. استفاده از روش جرم افزوده نیز یکی از روش‌های تقریبی در نظر گرفتن اثر مخزن در تحلیل ارتعاش آزاد سد و مخزن است که برخی از مراجع از جمله میگوئل و بوانانی بر اساس آن با برآورد تقریبی از بسامد ارتعاش آزاد سد مخزن سعی در تحلیل دینامیکی مجموعه سد مخزن بستر و نیز تعیین فشارهای هیدرودینامیکی کردند. عطارنژاد و فرساد نیز روشی تحلیلی برای تعیین بسامد سدهای بتنی وزنی با نیمرخ متغیر پله‌ای در حل معادله حاکم برتیرهای اویلر ـ برنولی ارائه کردند [18]. عطارنژاد و قربانی‌تنها (Attarnejad & Ghorbani-Tanha) [19] پاسخ معادلات دیفرانسیل معمولی مرتبه چهارم حاکم بر تیرها با نیمرخ متغیر را بر حسب توابع بسل توسعه دادند.

روش گالرکین یکی از روش‌های مؤثر و کارا در حل معادلات دیفرانسیل می‌باشد که در حوزه‌های مختلف مهندسی کاربرد وسیعی پیدا کرده است. در این روش، پاسخ معادله دیفرانسیل به صورت تابعی قیاسی در نظر گرفته می‌شود. با جای‌گذاری تابع فرضی در معادله دیفرانسیل حاکم، مانده وزنی حاصل با ضرب توابع قیاسی و انتگرال‌گیری در محدوده طول سد کمینه می‌گردد. برای مسائل مربوط به تیرها، صفحات و پوسته‌ها یکی از بهترین توابع قیاسی، مود ارتعاشی سازه است. این روش به طور موفقیت‌آمیزی توسط مؤلف پژوهش حاضر و همکاران در تحلیل ارتعاش آزاد تیررایلی با میرایی ویسکوالاستیک غیر محلی [20] و تحلیل ارتعاش آزاد ویسکوالاستیک تیرهای غیر یکنواخت با میرایی غیر محلی مصالح مدرج تابعی [21] به کار گرفته شده است.

در این پژوهش تحلیل ارتعاش آزاد جانبی و محوری سدهای بتنی وزنی بدون اثر مخزن به روش گالرکین ارائه می‌شود. با استفاده از شکل مود ارتعاش آزاد تیر طره یکنواخت به عنوان تابع فرضی، بسامد ارتعاش آزاد سدهای بتنی وزنی با نیمرخ متغیر و با تغییرات خطی در ارتفاع با تکیه بر نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی تعیین می‌گردد. به منظور صحت‌سنجی، ابتدا در هر بخش روشی تحلیلی برای پاسخ ارتعاش جانبی و محوری سدهای بتنی وزنی با تغییرات خطی ضخامت ارائه گردیده است. مقایسه نتایج حاصل از روش گالرکین در این پژوهش با پاسخ تحلیلی حاکی از دقت بسیار خوب روش گالرکین است. در ادامه اثر جرم فوقانی سد به دو صورت نیرو و جرم متمرکز در رأس سد مثلثی شکل و نیز تغییر در ضابطه تغییرات خطی نیمرخ سد با ضخامت ثابت جرم فوقانی مورد بررسی قرار می‌گیرد. رابطه‌سازی با احتساب اثر مخزن و بررسی نتایج اثر آن در پژوهشی مجزا توسط نویسنده ارائه خواهد شد.



شکل ۱ نیمرخ قائم سد بتنی وزنی، (الف) با جرم فوقانی، (ب) با نیروی وزن معادل جرم فوقانی، (پ) با جرم بخش فوقانی به صورت متمرکز، (ت) تیریک- سرگیردار و یک‌سر آزاد به همراه محورهای مختصات

معادلات حاکم بر ارتعاش جانبی

معادله حاکم بر ارتعاش جانبی تیرهای مبتنی بر نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی به ترتیب همانند رابطه‌های (۱) و (۲) بیان می‌شود [1]:

$$(EI\bar{u}'')'' + C\dot{\bar{u}} - (P\bar{u}')' + \rho A\ddot{\bar{u}} = q \qquad (۱)$$

$$(EI\bar{u}'')'' + C\dot{\bar{u}} - (\rho I\ddot{\bar{u}}')' - (P\bar{u}')' + \rho A\ddot{\bar{u}} = q \qquad (۲)$$

در روابط بالا، علامت‌های پریم و نقطه برروی پارامترها به‌ترتیب معرف مشتق‌های مکانی و زمانی، y مطابق شکل (۱) مختصه طولی تیر، t متغیر زمان، $\bar{u}(y,t)$ جابه‌جایی جانبی در هر نقطه از تیر، $\rho(y)$ و $E(y)$ به ترتیب جرم واحد حجم و ضریب کشسانی مصالح تیر، $I(y)$ و $A(y)$ به ترتیب ممان اینرسی حول محور خنثی و مساحت تیر، $C(y)$ ضریب میرایی یا استهلاک مصالح، $P(y)$ نیروی محوری در نیمرخ افقی تیر و $q(y,t)$ نیز شدت بار خارجی جانبی را نشان می‌دهد که برای تحلیل ارتعاش آزاد صفر در نظر گرفته می‌شود. با فرض همگن بودن مصالح تیر در این پژوهش، جرم حجمی، ضرایب کشسانی و برشی مصالح ثابت است و به دلیل تاثیر کم اثر استهلاک، از اثر آن بر بسامد ارتعاش آزاد تیر صرف نظر می‌شود.

با فرض هارمونیک بودن ارتعاش به صورت $\bar{u}(y,t) = u(y)e^{i\omega t}$ که در آن u جابه‌جایی تیر بر حسب y ، $i = \sqrt{-1}$ و ω بسامد زاویه‌ای ارتعاش آزاد است و جای‌گذاری آن در روابط (۱) و (۲) معادلات حاکم بر ارتعاش آزاد تیرها در دامنه بسامد به ترتیب برای نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی به مانند روابط (۳) و (۴) خواهد شد:

$$E(Iu'')'' - (Pu')' - \rho A\omega^2 u = 0 \qquad (۳)$$

$$E(Iu'')'' + \rho\omega^2(Iu')' - (Pu')' - \rho A\omega^2 u = 0 \qquad (۴)$$

هر دو معادله دیفرانسیل فوق از مرتبه چهار و از نوع همگن خطی می‌باشد. برای حالتی که ممان اینرسی و مساحت متغیر باشد معادلات بالا با ضرایب متغیر نتیجه خواهد شد. معادله دیفرانسیل با ضرایب متغیر در غالب موارد حل به فرم بسته ندارند و در حالت کلی استفاده از روش‌های تقریبی در حل برخی از آن‌ها به دلیل پیچیدگی معادلات یا اقناع شرایط مرزی اجتناب‌ناپذیر می‌شود. روش‌های متعددی برای تعیین بسامدهای ارتعاشی سازه‌ها و نیز شکل مود آن‌ها ارائه شده است که یکی از مطرح‌ترین آن‌ها روش رایلی ـ ریتز می‌باشد. روش رایلی ـ ریتز تنها برای سیستم‌های پایستار صادق است و مبتنی بر فرض تابع شکل مودی سازه می‌باشد. روش‌های باقی‌مانده وزنی که مبتنی بر بسط سری برای تابع جابه‌جایی در حالت کلی و شکل مود در تحلیل ارتعاشی می‌باشد از این برتری متمایز نسبت به روش رایلی ـ ریتز برخوردار است که برای سیستم‌های ناپایستار نیز قابل استفاده است. روش‌های باقی‌مانده وزنی بسیار شبیه به هم هستند که اهم آن‌ها شامل روش گالرکین، روش ترتیبی و روش کمترین مربعات می‌باشد. روش گالرگین که بعدها توسط پژوهشگران دیگری توسعه یافت، از جمله روش‌های مؤثر و کارا برای حل معادلات دیفرانسیل ارتعاش آزاد و حتی ارتعاش اجباری است.

روش گالرکین

در روش گالرکین جواب یک معادله دیفرانسیل به مانند رابطه (۵) فرض می‌شود:

$$u = \sum_{j=1}^{N} c_j \phi_j(y) \qquad (۵)$$

که در آن c_j ضرایب ثابت و $\phi_j(y)$ توابع قیاسی را نشان می‌دهند. این توابع طوری انتخاب می‌شوند که شرایط مرزی را اقناع کنند ولی لزوماً در معادله دیفرانسیل حاکم صدق نخواهد کرد. در روش گالرکین چنانچه اختلاف یا مانده پاسخ دقیق معادله دیفرانسیل حاکم از تابع قیاسی رابطه (۵) با R نشان داده شود، در این صورت مطابق روش گالرکین رابطه (۶) باید برقرار باشد:

$$\int_0^h R\phi_k(y) = 0 \qquad (۶)$$

که در مسئله ارتعاش تیرها h طول تیر و در این تحقیق ارتفاع سد را نشان می‌دهد. در حل مسائل ارتعاش آزاد، استفاده از رابطه اخیر منجر به مسئله مقادیر ویژه و بردارهای ویژه می‌گردد که در آن ω_j بسامدهای ارتعاش آزاد یا مقدارهای ویژه و c_j مودهای ارتعاشی سازه یا بردارهای ویژه هستند.

تیر اویلر ـ برنولی

برای معادله تیر مبتنی بر نظریه اویلر ـ برنولی با استفاده از تابع قیاسی و رابطه (۵) و جای‌گذاری آن در معادله دیفرانسیل (۳) و بدون اثر نیروی محوری، تابع باقی‌مانده از رابطه (۷) تعیین می‌شود:

$$R = -\omega^2 \rho A \sum_{j=1}^{N} c_j \phi_j + E \sum_{j=1}^{N} c_j [I\phi_j'']'' \qquad (۷)$$

برای صفر شدن مانده وزنی اخیر با بهره‌گیری از رابطه (۶) رابطه (۸) نتیجه خواهد شد:

$$\sum_{j=1}^{n} c_j \left(-\omega^2 \rho \int_0^h A\,\phi_j \phi_k dy + E \int_0^h [I\phi_j'']''\phi_k\right) = 0 \qquad (۸)$$

بنابراین ضرایب ماتریس سختی k_{jk} و جرم m_{jk} به شکل رابطه (۹) به دست می‌آید:

$$k_{jk} = E \int_0^h (I\phi_j'')''\phi_k dy,\ m_{jk} = \rho \int_0^h A\phi_j\,\phi_k dy \qquad (۹)$$

با توجه به رابطه (۹) رابطه (۸) به شکل رابطه (۱۰) قابل بازنویسی است:

$$\omega^2 \sum_{j=1}^{N} m_{jk} c_j + \sum_{j=1}^{N} k_{jk} c_k = 0, k = 1,2,..,N \qquad (۱۰)$$

به این ترتیب شکل ماتریسی معادله حاکم بر ارتعاش تیر به صورت رابطه (۱۱) می‌باشد:

$$-\omega^2[m]\vec{c} + [k]\vec{c} = 0 \qquad (۱۱)$$

معادله (۱۱) شکل استاندارد مسئله مقدار ویژه است و برای جواب غیر بدیهی باید دترمینان عبارت $\lambda^2[m] + [k] = 0$ برابر صفر قرار گیرد. با استفاده از معادله مشخصه حاصل، ابتدا مقدارهای ویژه یا بسامدهای طبیعی، ω ، تعیین می‌شوند، سپس با کمک رابطه (۱۱) مقدارهای ویژه یا شکل مود ارتعاشی سد، بردار $\vec{c}$، به دست می‌آید. بردارهای ویژه به روش‌های به طور نسبی ساده ریاضی تعیین می‌گردد که از بیان جزئیات آن در این مقاله خودداری می‌گردد.

برای تعیین مقدارهای ویژه لازم است توابع قیاسی مناسبی برای رابطه (۵) انتخاب شوند. بدین منظور از شکل مود ارتعاش آزاد تیرهای یکنواخت استفاده می‌شود که شرایط مرزی مسئله را اقناع می‌کنند. مود ارتعاش تیر طره یکنواخت با حل معادله دیفرانسیل (۳) بدون احتساب نیروی محوری و اعمال شرایط مرزی $u(0) = u'(0) = 0$، شکل (۱)، رابطه (۱۲) را نتیجه می‌دهد [1]:

$$\phi_j(y) = \cos(\beta_j y) - \cosh(\beta_j y) - A_\circ(\sin(\beta_j y - \sinh(\beta_j y)) \qquad (۱۲)$$

که در آن $A_\circ$ از رابطه (۱۳) تعیین می‌گردد:

$$A_\circ = (\cos(\beta_j h) + \cos h(\beta_j h))/(\sin(\beta_j h) + \sinh(\beta_j h)) \qquad (۱۳)$$

برای تعیین β_j نیز می‌توان از دو شرط مرزی $u''(h) = u'''(h) = 0$ استفاده کرد. از برابر صفر قرار دادن دترمینان ماتریس ضرایب دستگاه معادلات به دست آمده، معادله بسامدی (۱۴) حاصل می‌شود:

$$\cos(\beta_j h).\cosh(\beta_j h) + 1 = 0 \qquad (۱۴)$$

با حل معادله (۱۴) مقدار $\beta_j h$ تعیین می‌گردد و به کمک آن شکل مود ارتعاشی در رابطه (۱۲) تعیین می‌گردد. بر این اساس ده ریشه اول یا ده مود اول نوسان تعیین گردیده و در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱ ریشه‌های معادله بسامدی تیر یک سرگیردار و یک سر آزاد در ارتعاش جانبی به ازای مقدارهای متفاوت R_m

R_m	$\beta_1 h$	$\beta_2 h$	$\beta_3 h$	$\beta_4 h$	$\beta_5 h$	$\beta_6 h$	$\beta_7 h$	$\beta_8 h$	$\beta_9 h$	$\beta_{10} h$
۰/۰۰	۱/۸۷۵۱	۴/۶۹۴۱	۷/۸۵۴۷	۱۰/۹۹۵۶	۱۴/۱۳۷۲	۱۷/۲۷۸۸	۲۰/۴۲۰۴	۲۳/۵۶۲۰	۲۶/۷۰۳۵	۲۹/۸۴۵۱
۰/۰۱	۱/۸۵۶۸	۴/۶۴۹۷	۷/۷۸۲۷	۱۰/۸۹۷۶	۱۴/۰۱۴۹	۱۷/۱۳۳۵	۲۰/۲۵۳۵	۲۳/۳۷۴۰	۲۶/۴۹۷۱	۲۹/۶۲۰۵
۰/۰۲	۱/۸۳۹۳	۴/۶۱۰۰	۷/۷۲۱۸	۱۰/۸۱۹۵	۱۳/۹۲۲۷	۱۷/۰۳۰۰	۲۰/۱۴۰۷	۲۳/۲۵۴۶	۲۶/۳۷۱۱	۲۹/۴۹۰۰
۰/۰۳	۱/۸۲۲۶	۴/۵۷۴۳	۷/۶۶۹۸	۱۰/۷۵۶۳	۱۳/۸۵۱۶	۱۶/۹۵۳۶	۲۰/۰۶۱۰	۲۳/۱۷۲۸	۲۶/۲۸۸۳	۲۹/۴۰۶۸

در حالت کلی، توابع وزنی باید به گونه‌ای در نظر گرفته شوند که انتگرال مانده وزنی به واسطه آن‌ها نامتناهی نشود. علاوه بر این محدودیت‌هایی که در انتخاب نوع تابع وجود دارد، وابسته به مرتبه مشتق معادلات حاکم است. اگر معادلات حاکم و یا شرایط مرزی، از مشتق مرتبه mام باشد، تابع وزنی باید طوری انتخاب می‌شود که مشتق مرتبه $m-1$ آن در بازه انتگرال‌گیری پیوسته بماند. به این منظور به طور معمول با انتگرال‌گیری جزء به جزء، می‌توان مرتبه عملگر مشتق را کاهش داد. در نتیجه، پیوستگی مرتبه پایین‌تری برای تابع وزنی نیاز خواهد بود. به چنین حالتی شکل ضعیف معادله می‌گویند که از نظر فیزیکی نیز بهتر می‌توان آن را درک کرد. رابطه (۱۵) انتگرال‌گیری جزء به جزء در حالت یک بعدی را برای دو تابع دل‌خواه ϕ و φ نشان می‌دهد:

$$\int_0^h \phi d\varphi = -\int_0^h \varphi d\phi + [\phi\varphi]_0^h \qquad (۱۵)$$

با توجه به انتگرال رابطه سختی در رابطه (۹)، شکل ضعیف آن به کمک رابطه (۱۵) به صورت رابطه (۱۶) بازنویسی می‌شود:

$$k_{jk} = -E\int_0^h (I\phi_j'')'\,\phi_k' dy + E(I(h)\phi_j''(h))'\phi_k'(h) - E(I(0)\phi_j''(0))'\phi_k'(0) \qquad (۱۶)$$

با توجه به شرایط مرزی تیر مورد بررسی، مقادیر تابع ϕ در مرزها به صورت $\phi(0) = \phi'(0) = \phi''(h) = \phi'''(h) = 0$ می‌باشد. استفاده مجدد انتگرال‌گیری جزء به جزء برای رابطه (۱۶) و اعمال شرایط مرزی مربوط، درایه‌های ماتریس سختی به صورت رابطه (۱۷) بیان می‌شود:

$$k_{jk} = +E\int_0^h I\phi_{1j}''\,\phi_k'' dy \qquad (۱۷)$$

اثر وزن جرم فوقانی و بدنه سد

چنانچه در رابطه (۳) اثر نیروی محوری یا وزن سازه، که در سدهای بتنی قابل توجه است و عامل پایداری سد محسوب می‌شود، نیز در نظر گرفته شود در این صورت اثر جمله $(Pu')'$ که در آن نیروی فشاری با علامت منفی در روابط تعریف شده است نیز باید در نظر گرفته شود. در تحلیل سدهای بتنی وزنی متعارف اثر وزن را، مطابق شکل (۱) به دو شکل اثر وزن جرم فوقانی به صورت نیروی متمرکز $-P_o = mg$ در رأس مثلث یا تاج بخش مثلثی و نیز وزن بخش مثلثی که به صورت $-P_1$ تعریف می‌گردد می‌توان در نظر گرفت که در آن m جرم فوقانی است. در این صورت با توجه به فشاری بودن این نیروها، مجموع اثر وزن جرم فوقانی و وزن بدنه سد به صورت $P(y) = -P_o - P_1(y)$ قابل بیان است و در این صورت رابطه (۱۰) با احتساب نیروی محوری به مانند رابطه (۱۸) درمی‌آید:

$$-\omega^2[m]\vec{c} + [k + k_{P_o}]\vec{c} = 0 \qquad (۱۸)$$

که در آن k_{P_o} ماتریس متناظر با نیروی محوری $P(y)$ است و شکل ضعیف آن مطابق رابطه (۱۹) بیان می‌شود:

$$k_{P_o} = \int_0^h P(y)\phi_j'\,\phi_k' dy - P(h)\phi_j'(h)\phi_k(h) \qquad (۱۹)$$

اثر جرم فوقانی به صورت جرم متمرکز

چنانچه اثر جرم فوقانی در تاج سد مطابق شکل (۱) به صورت جرم متمرکز m در نظر گرفته شود، با صرف نظر از اثر اینرسی با توجه به ابعاد بدنه سد، شرط مرزی نیروی برشی در لبه $y = h$ متفاوت با $\phi'''(h) = 0$ خواهد بود. این شرط مرزی برای تیر با نیمرخ ثابت به صورت رابطه (۲۰) بیان می‌شود:

$$\begin{cases} EIu^{\ddot{\prime\prime\prime}(h,t)} \\ EIu'''(h) = -m\omega^2 u(h) \end{cases} \qquad (۲۰)$$

دیگر شرط مرزی در رأس سد به صورت $\phi''(h) = 0$ ارائه می‌شود، در این حالت معادله بسامدی رابطه (۲۱) برقرار است.

$$1 + 1/(\cos(\beta_j h)\cosh(\beta_j h)) - R_m(\beta_j h)(tg(\beta_j h) - tgh(\beta_j h)) = 0 \quad (۲۱)$$

که در آن $R_m = m/M$ است و $M = \rho(m_1 + m_2)h^2/2$ جرم بخش مثلثی سد بدون احتساب جرم فوقانی است. ریشه‌های معادله بسامدی (۲۱) به نسبت R_m بستگی دارد و با توجه به کوچک بودن این نسبت در سدهای بتنی، سه مقدار مختلف 0/03,0/02,0/01 در این پژوهش مد نظر قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که معادله بسامدی (۱۴) حالت خاصی از معادله (۲۱) با $R_m = 0$ است. برای محاسبات مورد نیاز در این پژوهش، ده ریشه اول معادله‌های بسامدی (۲۱) تعیین شده و در جدول (۱) ارائه گردیده است.

لازم به ذکر است در حالتی که جرم فوقانی به صورت یک جرم متمرکز در نظر گرفته شود، کلیه روابط پیشتر ارائه شده مربوط به روش گالرکین برقرار است.

از دیدگاه نظری مناسب‌تر است جرم متمرکز m به مرکز جرم یا همان مرکز سطح جرم فوقانی منتقل شود تا از اثر انتقال لنگر ناشی از آن که باعث مشکلاتی در اقناع شرط مرزی لنگر در $y = h$ می‌شود، اجتناب شود. اما در ادامه نشان داده خواهد شد تأثیر m بر بسامد سد بسیار ناچیز است و لذا می‌توان از لنگر ناشی از آن صرف نظر کرد.

اثر جرم فوقانی با تغییر مشخصات هندسی

برای احتساب اثر جرم فوقانی، علاوه بر در نظر گرفتن آن به صورت جرم و یا نیروی متمرکز، می‌توان اثر آن را به صورت تغییر در هندسه سد در نظر گرفت. بدین منظور بازه انتگرال‌گیری در رابطه (۶) به تعداد تغییر ضابطه مساحت و ممان اینرسی در ارتفاع سد تغییر می‌یابد که به عنوان مثال برای شکل (۱) به دو بازه از صفر تا $h - \Delta h$ با تغییرات خطی مساحت و ممان اینرسی و از $h - \Delta h$ تا h با مساحت و ممان اینرسی ثابت در بخش جرم فوقانی استفاده کرد.

تیر رایلی

با روندی مشابه به تیر اویلر ـ برنولی، شکل ضعیف رابطه گالرکین برای تیر رایلی با احتساب نیروی محوری به صورت رابطه (۲۲) به دست می‌آید.

$$-\omega^2[m - m_\theta - m_1]\vec{c} + [k + k_{P_o}]\vec{c} = 0 \quad (۲۲)$$

که در آن m_θ جرم دورانی و m_1 نیز جمله حاصل از تبدیل روابط به فرم ضعیف و مربوط به انتگرال‌گیری جزء به جزء در اعمال شرایط مرزی در لبه‌های تیر می‌باشد که همانند رابطه (۲۳) می‌باشند.

$$m_{\theta jk} = \rho \int_0^h I\phi_j' \phi_k' dy,$$
$$m_{1jk} = \rho I(h)\phi_j'(h)\phi_k(h) \quad (۲۳)$$

در تحلیل ارتعاش آزاد بر اساس نظریه رایلی، از همان تابع قیاسی نظریه اویلر ـ برنولی می‌توان برای تعیین ماتریس‌ها در روابط (۲۲) و (۲۳) بهره گرفت. همچنین در این حالت برای در نظر گرفتن اثر جرم فوقانی به صورت جرم متمرکز، نیروی معادل وزن و یا تعریف هندسه جرم فوقانی با مساحت و ممان اینرسی متفاوت به مانند روش بیان شده برای تیر اویلر ـ برنولی می‌توان عمل کرد.

معادلات حاکم بر ارتعاش محوری

در ساده‌ترین نظریه ارتعاش محوری تیرها، سطح جانبی تیر در حین ارتعاش محوری ثابت باقی مانده و به جز تغییر شکل‌های محوری سایر مؤلفه‌های تغییر شکل را می‌توان انکار کرد. چنین نظریه ساده‌ای در ارتعاش محوری را می‌توان نظیر نظریه اویلر ـ برنولی در خمش دانست که در این پژوهش تحت عنوان نظریه «نظیر اویلر ـ برنولی» از آن یاد خواهد شد. در نظریه رایلی در ارتعاش محوری اثر اینرسی ناشی از حرکت جانبی مقاطع لحاظ می‌گردد در حالی که سختی برشی همچنان در نظر گرفته نمی شود.

بر اساس آنچه بیان شد، معادلات دیفرانسیل دو نظریه فوق در تحلیل ارتعاش آزاد محوری را می‌توان همانند روابط (۲۴) و (۲۵) بیان کرد [1]:

$$(EAv^{\vec{i}'} \quad (۲۴)$$

$$(EAv^{\vec{i}\vec{i}_2''} \quad (۲۵)$$

که در آن‌ها $\bar{v} = \bar{v}(y,t)$ مطابق شکل (۱) جابه‌جایی محوری، ν ضریب پواسون و J ممان قطبی نیمرخ افقی است. با فرض حرکت هارمونیک با بسامد ϖ در ارتعاش محوری به صورت $\bar{v}(y,t) = v(y)e^{i\varpi t}$ و جای‌گذاری آن در روابط (۲۴) و (۲۵) می‌توان معادلات فوق را از دامنه زمان به دامنه بسامدی منتقل کرد که برای مصالح همگن در روابط (۲۶) و (۲۷) ارائه

شده است:

$$E(Av')' + \rho\varpi^2 Av = 0 \quad (۲۶)$$

$$E(Av')' - \rho\varpi^2 \upsilon^2 (Jv')' + \rho\varpi^2 Av = 0 \quad (۲۷)$$

تیر نظیر اویلر ـ برنولی

در این حالت با استفاده از تابع قیاسی ϕ_{aj} در رابطه (۵) و جای‌گذاری آن در معادله دیفرانسیل (۲۶) باقی‌مانده وزنی از رابطه (۲۸) تعیین می‌شود:

$$R = \varpi^2 \rho A \sum_{j=1}^{N} c_{aj}\phi_{aj} + E\sum_{j=1}^{N} c_{aj}[A\phi'_{aj}]' \quad (۲۸)$$

که در آن c_{aj}، به مانند c_j در ارتعاش جانبی، ضرایب ثابت برای ارتعاش محوری می‌باشند. با قرار دادن رابطه (۲۸) در معادله (۶) و ضرب آن در توابع وزنی، رابطه (۲۹) نتیجه می‌شود:

$$\sum_{j=1}^{N} c_{aj}(\varpi^2\rho\int_0^h A\,\phi_{aj}\phi_{ak}dy - E\int_0^h [A\phi'_{aj}]'\phi_{ak}dy) = 0 \quad (۲۹)$$

چنانچه ضرایب سختی k_{aij} و جرم m_{aij} به فرم ضعیف به مانند روابط (۳۰) مرتب گردند، در این صورت رابطه (۲۹) را می‌توان به شکل رابطه (۳۱) بیان کرد:

$$k_{aij} = E\int_0^h A\phi'_{aj}\,\phi'_{ak}dy,\ m_{aij} = \rho\int_0^h A\phi_{aj}\,\phi_{ak}dy \quad (۳۰)$$

$$\varpi^2\sum_{j=1}^{N} m_{ajk}c_j - \sum_{j=1}^{N} k_{ajk}c_j = 0 \quad (۳۱)$$

که به شکل ماتریسی همانند رابطه (۳۲) بازنویسی می‌شود:

$$[\varpi^2 m_a - k_a]\vec{c} = 0 \quad (۳۲)$$

برای جواب غیر بدیهی لازم است دترمینان ضرایب دستگاه معادلات (۳۲) برابر صفر قرار گیرد تا مقدارهای ویژه تعیین ـ گردند.

مود ارتعاش محوری تیر همگن یکنواخت یک سر گیردار و یک سر آزاد با حل معادله دیفرانسیل (۲۶) و اعمال شرایط مرزی به صورت $\phi_{aj}(0) = \phi'_{aj}(h) = 0$ مطابق رابطه (۳۳) خواهد بود:

$$\phi_{aj}(y) = \sin(\frac{2j-1}{2h}\pi y) \quad (۳۳)$$

که در آن j عدد صحیح و از یک شروع خواهد شد.

نظریه رایلی

با روندی مشابه تیر نظیر اویلر ـ برنولی و استفاده از معادله دیفرانسیل (۲۷)، معادله مشخصه تیر رایلی در ارتعاش محوری به صورت رابطه (۳۴) خواهد بود:

$$[\varpi^2(m_a + m_{a\theta}) - k_a]\vec{c} = 0 \quad (۳۴)$$

که در آن شکل ضعیف $m_{a\theta}$ از رابطه (۳۵) تعیین می‌گردد:

$$m_{a\theta jk} = \rho v^2 \int^h J\phi'_{aj}\,\phi'_{ak}dy \quad (۳۵)$$

اثر جرم فوقانی

در تحلیل ارتعاش آزاد محوری سدهای بتنی وزنی، در نظر گرفتن اثر جرم فوقانی به صورت نیروی متمرکز منجر به تحلیل ارتعاش اجباری می‌گردد که خارج از موضوع تحقیق حاضر است. بنابراین اثر جرم فوقانی در این بخش فقط به صورت جرم متمرکز m و اعمال شرایط مرزی در تاج سد (شکل ۱) در نظر گرفته می‌شود. در این حالت شرایط مرزی در لبه $y = h$ متفاوت با آنچه پیشتر برای ارتعاش جانبی ارائه شد، خواهد بود. در اثر ارتعاش محوری سد، وجود جرم متمرکز m در تاج سد منجر به ایجاد نیروی $-m\ddot{\bar{v}}_{(h,t)}$ می‌گردد. به این ترتیب شرایط مرزی برای تیر با مقطع ثابت به صورت رابطه (۳۶) بیان می‌شود:

$$\begin{cases} E\bar{v}'_{(h,t)} = -m\ddot{\bar{v}}_{(h,t)} \\ v(0) = 0 \end{cases} \quad (۳۶)$$

با توجه به شکل مود ارتعاشی انتخابی به مانند رابطه (۳۳) و رابطه اول (۳۶)، معادله بسامدی تیر با مقطع یکنواخت مطابق رابطه (۳۷) نتیجه می‌شود:

$$(\beta_j h)R_m \sin(\beta_j h) = \cos(\beta_j h) \quad (۳۷)$$

به مانند ارتعاش جانبی، در حالت ارتعاش محوری نیز سه مقدار مختلف R_m معادل $0/03,0/02,0/01$ مورد توجه قرار گرفته و بر اساس آن ریشه‌های معادله بسامدی (۳۷) تعیین و در جدول (۲) ارائه گردیده است.

جدول ۲ ریشه‌های معادله بسامدی تیر یک سر گیردار و یک سر آزاد در ارتعاش محوری به ازای مقدارهای متفاوت R_m

$\beta_{10}h$	β_9h	β_8h	β_7h	β_6h	β_5h	β_4h	β_3h	β_2h	β_1h	R_m
29/8451	26/7035	23/5619	20/4204	17/2788	14/1372	10/9956	7/8540	4/7124	1/5708	0/00
29/5577	26/4450	23/3327	20/2208	17/1093	13/9981	10/8871	7/7764	4/6657	1/5552	0/01
29/3149	26/2206	23/1287	20/0392	16/9519	13/8666	10/7832	7/7010	4/6203	1/5400	0/02
29/1270	26/0404	22/9588	19/8825	16/8117	13/7460	10/6854	7/6290	4/5760	1/5251	0/03

در حالتی که جرم m در لبه آزاد تیر قرار دارد، کلیه روابط پیشین مربوط به روش گالرکین برای ارتعاش محوری نیز صادق است و از اثر لنگر ناشی از انتقال جرم صرف نظر می‌شود.

به مانند ارتعاش جانبی، در ارتعاش محوری نیز اثر جرم فوقانی را می‌توان با تعریف مساحت و ممان اینرسی متفاوت با بخش مثلثی سد در بازه‌های متفاوت انتگرال‌گیری‌ها در نظر گرفت.

بحث و نتیجه‌گیری

به منظور تعیین بسامد زاویه‌ای سد بتنی مثلثی شکل بر اساس روش گالرکین و نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی با کمک برنامه کامپیوتری در محیط متلب (Matlab) بسامدهای ارتعاش جانبی و محوری تعیین گردیدند. به منظور صحت‌سنجی، نتایج حاصل از این پژوهش برای ارتعاش جانبی و محوری ابتدا برای تیر یکنواخت و سپس برای سدهای بتنی به ترتیب با نتایج حاصل از روش تحلیلی مقایسه گردیدند که در ادامه به آن پرداخته خواهد شد.

نتایج عددی

ارتعاش جانبی

به منظور تعیین تعداد مودهای مورد نیاز، N ، در محاسبه مقدارهای ویژه در حالت‌های مختلف، ابتدا برای حالت خاص (تیر یکنواخت)، نتایج محاسبه و با نتایج تحلیل دقیق در مراجع مختلف از جمله [1] مقایسه گردید. نتایج به دست آمده برای بسامدهای زاویه‌ای تحقیق حاضر نشان می‌دهد که هر تعداد مود انتخابی N با دقت بسیار خوبی، حداقل تا سه رقم اعشار بسته به حالت مورد مقایسه، با نتایج تحلیل دقیق تطابق کامل دارند.

برای نیمرخ‌های متغیر، از آنجایی که ممان اینرسی و سطح مقطع در ارتفاع تغییر می‌کند، هر چه تعداد مودهای انتخابی بیشتر باشد نتایج دقیق‌تر خواهد بود. به منظور دسترسی به یک شاخص مناسب در خصوص انتخاب تعداد مودها، N ، نتایج محاسبات برای بسامد زاویه‌ای یک سد بتنی وزنی مثلثی شکل فرضی با مشخصات هندسی $m_1 = 0, m_2 = 0/75, h = 100$، مطابق شکل (۱)، و نیز مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح سد $\rho = 2500 kg/m^3, E = 22/4 MPa$ در نظر گرفته شده است. سطح مقطع و ممان اینرسی سد نیز مطابق شکل (۱) با فرض تغییرات خطی ضخامت از رابطه (۳۸) تعیین گردید که در آن $\bar{m} = m_1 + m_2$ است و طول سد برابر واحد در نظر گرفته شده است:

$$\begin{cases} A(y) = (\bar{m})(h - y) \\ I(y) = \bar{m}^3 (h - y)^3 / 12 \end{cases} \qquad (۳۸)$$

نتایج به دست آمده برای بسامد زاویه‌ای سد مورد بررسی، مبتنی بر نظریه اویلر ـ برنولی در حالت کلی ضریبی از $\frac{\bar{m}}{h}\sqrt{\frac{E}{\rho}}$ است که به دلیل طولانی بودن روابط، نتایج به‌صورت مقادیر عددی ارائه می‌شوند. در جدول (۳) بسامدهای زاویه‌ای سد در ۸ مود مختلف بر اساس دو نظریه اویلر ـ برنولی ω_{jE} و رایلی ω_{jR} و نسبت آن‌ها $\alpha_j = \omega_{jE}/\omega_{jR}$ ارائه شده است. همان طور که از جدول یاد شده قابل ملاحظه است، بسامدهای طبیعی در مودهای بالاتر به ازای یک N مشخص دقت کمتری دارند و با افزایش N اصلاح می‌گردد. از آنجایی که در این تحقیق ۵ مود اول مورد بررسی قرار می‌گیرد، تعداد مودهای انتخابی $N = 8$ اختیار می‌گردد. در این صورت و مطابق جدول (۳) بیشترین درصد خطای ناشی از محاسبه بالاترین بسامد از رابطه $\varepsilon = \frac{\omega_j - \omega_{j+1}}{\omega_j}$ که در آن j بسامد زاویه‌ای j ام در بین N مود می‌باشد به کمتر از هشت درصد می‌رسد.

جدول ۳ بسامد طبیعی ارتعاش جانبی حاصل از نظریه اویلر ـ برنولی و رایلی و نسبت آن‌ها ، ω_{jE}/ω_{jR}، بر حسب rad/s

N	j							
	1	2	6	5	4	3	7	8
۱	$\frac{39/42}{37/53}=1/05$	–	–	–	–	–	–	–
۲	$\frac{35/22}{33/68}=1/05$	$\frac{140/62}{120/05}=1/17$	–	–	–	–	–	–
۳	$\frac{34/66}{33/21}=1/04$	$\frac{109/70}{96/82}=1/13$	$\frac{324/08}{228/84}=1/42$	–	–	–	–	–
۴	$\frac{34/54}{33/11}=1/04$	$\frac{103/99}{93/27}=1/11$	$\frac{243/93}{185/60}=1/31$	$\frac{597/91}{340/90}=1/75$	–	–	–	–
۵	$\frac{34/49}{33/07}=1/04$	$\frac{101/33}{91/44}=1/11$	$\frac{223/72}{177/47}=1/26$	$\frac{449/49}{284/95}=1/58$	$\frac{966/38}{450/26}=2/14$	–	–	–
۶	$\frac{34/47}{33/05}=1/04$	$\frac{100/20}{90/73}=1/10$	$\frac{212/29}{171/71}=1/24$	$\frac{405/62}{274/23}=1/48$	$\frac{732/29}{386/45}=1/89$	$\frac{1432/47}{556/75}=2/57$	–	–
۷	$\frac{34/46}{33/04}=1/04$	$\frac{99/55}{90/30}=1/10$	$\frac{206/54}{169/20}=1/22$	$\frac{478/67}{264/69}=1/81$	$\frac{656/11}{374/86}=1/75$	$\frac{1096/23}{487/63}=2/25$	$\frac{1998/50}{661/07}=3/02$	–
۸	$\frac{34/45}{33/04}=1/04$	$\frac{99/21}{90/09}=1/10$	$\frac{202/75}{167/35}=1/21$	$\frac{363/70}{260/38}=1/40$	$\frac{607/35}{362/57}=1/68$	$\frac{979/06}{475/99}=2/06$	$\frac{1544/45}{588/01}=2/63$	$\frac{2665/92}{763/75}=3/49$
رابطه (۴۰)	34/45	98/55	194/55	322/50	482/42	673/97	898/00	1153/79

علاوه بر این در جدول (۳) نسبت بسامدهای jام بر اساس نظریه اویلر ـ برنولی به نظریه رایلی همواره بزرگ‌تر از یک می‌باشد. این مسئله گویای آن است که بسامد مود jام تیر اویلر ـ برنولی همواره از بسامد نظیر تیر رایلی بیشتر است. علت چنین وضعیتی را می‌توان به سختی بیشتر تیر اویلر برنولی نسبت داد. این اختلاف در مودهای پایین‌تر کمتر و برای مود اول حدود 1/04 برابر است، ولی برای مودهای بالاتر این نسبت افزایش می‌یابد و برای مود هشتم به نزدیک 3/5 برابر نیز می‌رسد. این موضوع گویای آن است که در مودهای پایین‌تر شاید بتوان از خطای ناشی از انکار اثر اینرسی دورانی چشم‌پوشی کرد، ولی در مودهای بالاتر نظریه اویلر ـ برنولی خطای قابل توجهی دارد و لازم است از نظریه رایلی استفاده شود. علاوه بر این، نتایج ارائه شده در جدول (۳) به طور مشخصی گویای آن است که مقدار بسامدها در دو نظریه یا نسبت آن‌ها با افزایش تعداد مودهای محاسباتی، N، به مقدار ثابتی میل می‌کند که گویای بسندگی تعداد مودهای مورد نیاز در محاسبه بسامد است.

پاسخ تحلیلی

معادله دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش جانبی تیرهای اویلر ـ برنولی (رابطه ۳) بدون اثر نیروی محوری، برای هندسه منطبق بر سدهای بتنی وزنی مطابق شکل (۱) و روابط (۳۸) به مانند معادله (۳۹) قابل بیان است:

$$(h-y)^4u^{(4)}+6(h-y)^3u^{(3)}$$
$$+6(h-y)^2u^{(2)}-\frac{12\rho\omega^2}{E\bar{m}^2}(h-y)^2u=0 \qquad (۳۹)$$

معادله دیفرانسیل (۳۹) از نوع همگن مرتبه ۴ با ضرایب متغیر و از نوع بسل است و با معرفی $a^4=\frac{12\rho\omega^2}{E\bar{m}^2}$ داری پاسخ تحلیلی به شکل معادله (۴۰) می‌باشد:

$$u(y)=\frac{1}{\sqrt{h-y}}(c_1J_1(2a\sqrt{h-y})+c_2Y_1(2a\sqrt{h-y})$$
$$+c_3I_1(2a\sqrt{h-y})+c_1K_1(2a\sqrt{h-y})$$

(۴۰)

که در آن K_1, I_1, Y_1, J_1 به ترتیب توابع بسل نوع ۱، ۲ و اصلاح شده نوع ۱ و ۲ همگی از مرتبه ۱ هستند. ضرایب c_1 الی c_4 ضرایب ثابت هستند که با اعمال شرایط مرزی به ترتیب نیروی برشی و لنگر خمشی در رأس سد و $u' = u = 0$ در کف سد، معادله بسامدی تعیین و با حل آن بسامد زاویه ارتعاش جانبی به‌دست می‌آید. به منظور صحت‌سنجی، نتایج به دست آمده از روش گالرکین مورد استفاده در این پژوهش بر اساس نظریه اویلر ـ برنولی با نتایج تحلیلی حاصل از رابطه (۴۰) در جدول (۳) مقایسه گردیدند. نتایج گویای آن است که در مود اول انطباق کامل بین روش تحلیلی و روش گالرکین وجود دارد. اما به تدریج و با افزایش شماره مود اختلاف افزایش و در مودهای بالا اختلاف پاسخ‌ها قابل توجه است که علت آن را می‌توان عدم دقت ناشی از بسامد زاویه‌ای حاصل از روش گالرکین دانست که در آن مودهای بالاتر به ازای N بیشتر باید محاسبه گردند.

در جدول (۴) نیز مقادیر ۵ بسامد طبیعی به ازای $N = 8$ برای چهار ارتفاع مختلف سد برای شیب $m_1 = 0, m_2 = 0/75$ ارائه شده است. مقایسه نتایج این جدول نشان می‌دهد که بسامد طبیعی سد به نسبت عکس ارتفاع سد می‌باشد که وابستگی بسامد طبیعی را به رابطه $\frac{\bar{m}}{h}\sqrt{\frac{EI}{\rho A}}$ در نظریه اویلر ـ برنولی تأیید می‌کند. این موضوع علاوه بر ارتفاع سد برای سایر پارامترهای عبارت اشاره شده نیز برقرار است که به دلیل محدودیت حجم مقاله از ارائه نتایج عددی در این خصوص خودداری می‌شود. اختلاف ناچیز موجود در جدول (۴) در خصوص نسبت بسامد سد در دو ارتفاع مختلف به حسب نسبت دو ارتفاع متفاوت را می‌توان به متغیر بودن نیمرخ قائم سد و محدودیت تعداد جملات N در پاسخ آزمایشی نسبت داد.

نسبت بسامدها در نظریه اویلر ـ برنولی به رایلی در جدول (۳) در بازه حدود 1/05 برای مود اول تا 3/5 برابر در مود هشتم و در جدول (۴) نیز در دامنه یکسان تغییر می‌کند. برای بررسی بیشتر این موضوع و به عنوان نمونه، در جدول (۵) نتایج برای سدی به ارتفاع $h = 100m$ و شیب‌های بالادست و پایین‌دست $m_1 = 0, m_2 = 0/01$ که یک نمونه کاملاً فرضی و در عمل غیر منطقی هست ارائه شده است که با نتایج نظیر در جدول‌های (۳) و (۴) به ازای $m_1 = 0, m_2 = 0/75$ قابل مقایسه است. از جدول (۵) کاملاً پیداست که اختلاف نتایج نظریه اویلر ـ برنولی و رایلی حتی در بسامدهای بالاتر بسیار ناچیز و قابل چشم‌پوشی است. علت این موضوع را می‌توان به نسبت عرض کف به ارتفاع سد که در تیرهای همگن معادل نسبت ارتفاع تیر به طول تیر می‌باشد مرتبط دانست. در تیرهای عمیق این نسبت تأثیر عمده‌ای در رفتار برشی و نیز اینرسی دورانی تیر ایفا می‌کند که در سدهای بتنی وزنی با هندسه غیر یکنواخت در ارتفاع نیز مشهود است.

جدول ۴ بسامد طبیعی ارتعاش جانبی سد بر اساس نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی برای چهار ارتفاع مختلف، rad/s

نظریه	ارتفاع سد، m	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	ω_5
اویلر ـ برنولی	۵۰	68/91	198/43	405/50	727/40	1214/71
	۱۰۰	34/45	99/21	202/75	363/70	607/35
	۱۵۰	22/97	66/14	135/17	242/47	404/94
	۲۰۰	17/23	49/61	101/38	181/86	303/70
رایلی	۵۰	66/07	180/19	334/71	520/75	725/15
	۱۰۰	33/04	90/09	167/35	260/38	362/58
	۱۵۰	22/02	60/06	111/57	173/59	241/72
	۲۰۰	16/52	45/05	83/68	130/19	181/30

جدول ۵ بسامد طبیعی سد مبتنی بر نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی به ازای $m_1 = 0, m_2 = \frac{0}{01}$ بر حسب $\frac{rad}{s}$

نظریه	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	ω_5	ω_6	ω_7	ω_8
اویلر برنولی	0/46	1/33	2/70	4/85	8/10	13/10	20/59	35/55
رایلی	0/46	1/32	2/70	4/85	8/10	13/10	20/58	35/51

مجدداً تأکید می‌گردد که در سدهای بتنی شیب m_2 در محدوده $0/8 \sim 0/7$ تغییر می‌کند، بنابراین توجه به اثر اینرسی دورانی به خصوص در بسامدهای بالاتر ضروری است.

اثر جرم فوقانی

در بخش‌های پیشین فرمول‌بندی اثر جرم فوقانی بر سد به صورت نیروی ثابت محوری P_o در رأس سد و جرم متمرکز m مطرح شد تا اثر آن بر فرکانس طبیعی سد مورد بررسی قرار گیرد. بر این اساس در جدول (۶) نتایج حاصل از تحلیل به روش گالرگین برای سه مقدار مختلف R_m، نیروی ناشی از اثر فقط وزن جرم فوقانی P_o معادل ۳ درصد وزن بخش مثلثی سد و نیز اثر توأم وزن جرم فوقانی و وزن بدنه سد ارائه شده است. نتایج ارائه شده در جدول (۶) گویای آن است که اثر R_m و نیز P_o در دامنه مقدارهای واقعی خود بر بسامد طبیعی سد بسیار ناچیز است و در مودهای پایین به راحتی می‌توان از اثر آن صرف نظر کرد. علاوه بر این، وزن سد که مقدار قابل توجهی دارد و در پایداری و مقاومت سدهای بتنی وزنی نقش اساسی ایفا می‌کند. با وجود آنکه انتظار می‌رود به دلیل فشاری بودن باعث کاهش بسامد طبیعی شود، تأثیر بسیار ناچیزی بر ارتعاش جانبی سد دارد و در مودهای پایین نیز می‌توان از اثر آن صرف نظر کرد. در هر صورت وجود نیروهای فشاری P_o ناشی از جرم فوقانی، وزن سد و جرم ناشی از جرم فوقانی باعث کاهش اندکی در بسامدهای طبیعی می‌شود که تأثیر آن در مودهای بالاتر بیشتر است. نتایج ارائه شده در جدول (۶) همچنین گویای آن است که اثر مدل کردن جرم فوقانی به صورت جرم بر رأس سد مثلثی هر چند اندک اما کمی بیشتر از اثر آن به صورت نیروی وزن جرم فوقانی است. علاوه بر این، نیروها و جرم‌های ذکر شده در نظریه رایلی اندکی بیشتر از نظریه اویلر ـ برنولی باعث کاهش بسامدهای به ویژه در مودهای بالاتر می‌شود. در هر صورت در مسائل عملی در شبیه‌سازی جرم فوقانی به صورت جرم و یا نیرو به راحتی می‌توان از اثر آن‌ها و فراتر از آن حتی از وزن بدنه سد در تحلیل ارتعاش آزاد صرف نظر کرد.

در جدول (۶) بسامد زاویه‌ای طبیعی سد با احتساب اثر جرم فوقانی با تغییرات خطی مساحت و ممان اینرسی در بازه 0 تا $h - \Delta h = 95m$ و ثابت بودن آن‌ها در بازه $h - \Delta h$ تا $h = 100m$ نیز ارائه شده است که نتایج آن با نتایج ارائه شده سد مثلثی شکل قابل مقایسه است. همان طور که نتایج نشان می‌دهد اثر تغییر مساحت و ممان اینرسی بر بسامد طبیعی نسبت به شبیه‌سازی جرم فوقانی به صورت جرم و یا نیروی متمرکز بر بسامد بیشتر است و در این حالت به راحتی نمی‌توان از اثر جرم فوقانی صرف نظر کرد. بنابراین درصد خطای ناشی از در نظر نگرفتن اثر جرم فوقانی برای سد ۱۰۰ متری بر اساس نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی به ترتیب حدود ۸ و ۲۶ درصد خواهد بود.

جدول ۶ بسامد طبیعی ارتعاش جانبی سد به ازای شرایط متفاوت تاج سد برحسب rad/s

نظریه	شبیه‌سازی جرم فوقانی با	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	ω_5
اویلر ـ برنولی	$R_m = 0/00$	34/45	99/21	202/75	363/70	607/35
	$R_m = 0/02$	34/45	99/04	201/13	357/86	594/51
	$R_m = 0/03$	34/45	99/00	200/71	356/31	591/09
	P_o	34/45	99/21	202/75	363/70	607/35
	$P(y)$	34/45	99/21	202/74	363/70	607/35
	با احتساب اثر هندسه سازه فوقانی	33/67	92/48	187/08	344/43	587/95
رایلی	$R_m = 0/00$	33/04	90/09	167/35	260/38	362/57
	$R_m = 0/02$	33/04	89/99	166/57	258/21	358/93
	$R_m = 0/03$	33/03	89/96	166/36	257/63	357/95
	P_o	33/04	90/09	167/35	260/38	362/57
	$P(y)$	33/03	90/09	167/35	260/37	362/57
	با احتساب اثر هندسه جرم فوقانی	24/33	70/52	138/91	225/03	323/57

نتایج ارتعاش محوری

پاسخ تحلیلی

معادله دیفرانسیل ارتعاش محوری تیر اویلر ـ برنولی (معادله ۲۴) برای سدهای بتنی وزنی با تغییرات خطی نیمرخ در ارتفاع سد، مطابق شکل (۱)، پس از ساده‌سازی به صورت رابطه (۴۱) بازنویسی می‌گردد:

$$v'' + \frac{A'}{A}v' + \frac{\rho\omega^2}{E}v = 0 \qquad (۴۱)$$

پس از جای‌گذاری تابع مساحت بر اساس رابطه (۳۸)، با توجه به شکل (۱)، معادله دیفرانسیل همگن مرتبه ۲ با ضریب متغیر نظیر رابطه (۴۲) به دست خواهد آمد که جواب آن در رابطه (۴۳) ارائه شده است:

$$v'' + \frac{1}{h-y}v' + \frac{\rho\omega^2}{E}v = 0 \qquad (۴۲)$$

$$v = c_1 J_0\left((h-y)\sqrt{\frac{\rho\omega^2}{E}}\right) + c_2 Y_0\left(-(h-y)\sqrt{\frac{\rho\omega^2}{E}}\right) \qquad (۴۳)$$

که در آن J_0 و Y_0 به ترتیب توابع بسل نوع یک و دو مرتبه صفر را نشان می‌دهند. c_1, c_2 نیز ضرایب ثابت هستند که با اعمال شرایط مرزی در تاج سد، $v'(h) = 0$، مقدار ثابت c_2 برابر صفر خواهد بود. با توجه به شرط مرزی در کف سد به صورت $v(0) = 0$، بسامد ارتعاش آزاد سد مطابق رابطه (۴۴) به دست می‌آید که نتایج آن در این تحقیق برای صحت‌سنجی مورد استفاده قرار می‌گیرد:

$$J_0\left(h\sqrt{\frac{\rho\omega^2}{E}}\right) = 0 \qquad (۴۴)$$

در این بخش نتایج به ازای مقدارهای فرضی اما متداول برای سدهای بتنی وزنی با مشخصات هندسی $m_1 = 0, m_2 = 0/75, h = 100$ مطابق شکل (۱) و نیز مشخصات فیزیکی و مکانیکی $\rho = 2500 kg/m^3, E = 22/4 GPa$ ارائه می‌گردد. علاوه بر این سطح مقطع همانند رابطه (۳۸) و ممان قطبی از رابطه (۴۵) تعیین می‌گردد:

$$J(y) = I(y) + A(y)/12 \qquad (۴۵)$$

همانند نتایج ارائه شده برای ارتعاش جانبی، به منظور تحلیل حساسیت بسامد ارتعاش محوری نسبت به تعداد مودها، در جدول (۷) نتایج نسبت بسامدهای زاویه‌ای سد در ارتعاش محوری برای ۸ مود مختلف برای نظریه‌های نظیر اویلر ـ برنولی و رایلی به ازای سه N مختلف ارائه شده است. مطابق این جدول، مقدار بسامد ارتعاش محوری برای سدهای بتنی وزنی، در دامنه متعارف مشخصات هندسی و مکانیکی خود، در مودهای پایین‌تر بیش‌تر از مقادیر نظری در ارتعاش جانبی می‌باشد. ضمن اینکه وابستگی ارتعاش محوری در روش گالرگین به تعداد مودهای مورد نیاز N نسبت به ارتعاش جانبی بسیار کمتر است و به همین دلیل مقایسه بسامدهای حاصل از دو نظریه فقط برای N برابر ۱، ۴ و ۸ ارائه شده است. علاوه بر این، به منظور مقایسه نتایج تحت شرایط یکسان، تعداد جملات پاسخ آزمایشی در ارتعاش محوری نیز برابر $N = 8$ در نظر گرفته شده است.

علاوه بر این، جدول (۷) نشان می‌دهد که بسامدهای طبیعی در تمام مودها مطابق نظریه رایلی کمتر از نظریه نظیر اویلر ـ برنولی به دست می‌آید. این اختلاف بسامدهای طبیعی در مودهای پایین‌تر بسیار ناچیز و قابل اغماض است و در مودهای بالاتر این اختلاف بیشتر می‌شود و در مود هشتم به $1/13$ برابر می‌رسد که همانند ارتعاش جانبی این اختلاف را می‌توان به کاهش سختی در نظریه رایلی نسبت داد. برخلاف ارتعاش جانبی، اثر اینرسی دورانی بر بسامد طبیعی حتی در مودهای بالاتر قابل توجه نیست و با تقریب می‌توان از اثر آن صرف نظر کرد.

به منظور صحت‌سنجی نتایج در ارتعاش محوری به روش گالرکین، همانند ارتعاش جانبی ابتدا برای حالت خاص که در آن نیمرخ عرضی تیر ثابت است، به دست آمدند و با نتایج تحلیل دقیق در مراجع مختلف از جمله مرجع [1] مقایسه شدند. نتایج حاصل با دقت بسیار خوبی بر هم منطبق بودند که به دلیل محدودیت حجم مقاله از ارائه آن خودداری می‌شود. به منظور صحت‌سنجی، نتایج حاصل از روش گالرکین برای یک سد بتنی مثلثی شکل بر اساس نظریه‌های نظیر اویلر ـ برنولی و رایلی با نتایج حاصل از رابطه تحلیلی رابطه (۴۴) برای بسامد ارتعاش محوری در جدول (۸) مورد مقایسه قرار گرفته است.

خطای حاصل از نتایج ارائه شده در جدول (۸) برای بسامدهای طبیعی ارتعاش محوری به روش گالرگین، علی‌رغم تقریبی بودن آن، در مقایسه با روش دقیق مبتنی بر نظریه اویلر ـ برنولی در بدترین حالت که مربوط به بالاترین مود مورد بررسی، مود هشتم، می‌باشد فقط به $0/03$ درصد می‌رسد که گویای دقت روش گالرکین علی‌رغم تقریبی بودن آن می‌باشد.

جدول ۷ بسامد طبیعی ارتعاش محوری سد حاصل از نظریه نظیر اویلر ـ برنولی و رایلی و نسبت آن‌ها برحسب rad/s

j								N
1	2	3	4	5	6	7	8	
$\frac{72/28}{72/27} = 1/00$	-	-	-	-	-	-	-	1
$\frac{71/99}{71/77} = 1/00$	$\frac{165/25}{163/48} = 1/01$	$\frac{259/08}{252/72} = 1/03$	$\frac{353/23}{337/89} = 1/05$	-	-	-	-	4
$\frac{71/99}{71/77} = 1/00$	$\frac{165/24}{163/46} = 1/01$	$\frac{259/04}{252/71} = 1/03$	$\frac{352/96}{337/42} = 1/05$	$\frac{446/94}{415/98} = 1/07$	$\frac{540/95}{487/47} = 1/11$	$\frac{634/98}{556/95} = 1/14$	$\frac{729/21}{647/84} = 1/13$	8

جدول ۸ مقایسه نتایج بسامد طبیعی ارتعاش محوری حاصل از روش گالرکین و روش دقیق، $\frac{rad}{s}$

روش	نظریه	ϖ_1	ϖ_2	ϖ_3	ϖ_4	ϖ_5	ϖ_6	ϖ_7	ϖ_8
گالرکین	نظیر اویلر ـ برنولی	71/99	165/24	259/04	352/96	446/94	540/94	634/98	729/21
	رایلی	71/77	163/46	252/71	337/42	415/98	487/47	556/95	647/84
رابطه (۴۲)	نظیر اویلر ـ برنولی	71/98	165/23	259/03	352/96	446/93	540/93	634/93	728/95

جدول ۹ مقادیر بسامد طبیعی ارتعاش محوری سد با شرایط متفاوت در تاج سد، $\frac{rad}{s}$

نظریه	R_m	ϖ_1	ϖ_2	ϖ_3	ϖ_4	ϖ_5
نظیر اویلر ـ برنولی	0/00	71/99	165/24	259/04	352/97	446/95
	0/02	71/99	165/24	259/05	353/05	447/12
	0/03	71/99	165/24	259/04	352/10	447/00
	با احتساب اثر هندسه جرم فوقانی	71/98	141/06	235/10	329/13	423/17
رایلی	0/00	71/77	163/47	252/71	337/42	416/03
	0/02	71/77	163/47	252/72	337/47	416/23
	0/03	71/77	163/47	252/71	337/44	416/11
	با احتساب اثر هندسه جرم فوقانی	71/43	161/74	248/73	330/93	407/50

اثر جرم فوقانی

به منظور تعیین اثر جرم فوقانی بر بسامد طبیعی ارتعاش محوری سد، نتایج حاصل از تحلیل به روش گالرکین به ازای سه مقدار R_m در جدول (۹) ارائه شده است.

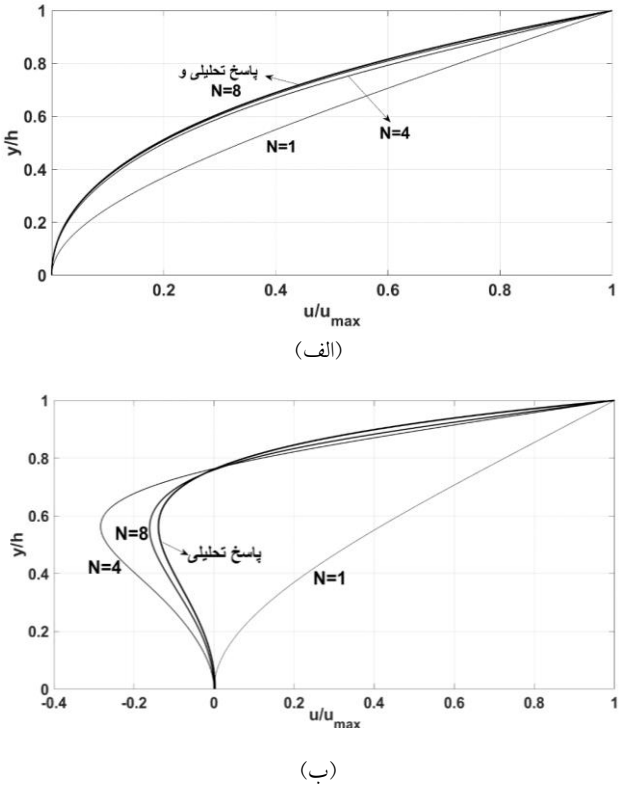
بررسی نتایج ارائه شده در جدول (۹) گویای آن است که اثر R_m در محدوده انتخابی اثر بسیار کمی بر بسامد طبیعی محوری سد دارد و به راحتی و همانند ارتعاش جانبی می‌توان از اثر آن صرف نظر کرد.

در جدول (۹) مقدار بسامد طبیعی سد نیز به ازای شبیه‌سازی هندسه جرم فوقانی ارائه شده که در آن تغییرات مساحت و ممان قطبی از کف سد تا ارتفاع ۹۵ متر به صورت خطی و در ۵ متر ارتفاع آزاد با مساحت و ممان قطبی ثابت در نظر گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهد که مانند ارتعاش جانبی، تأثیر در نظر گرفتن هندسه سد بیشتر از اثر جرم متمرکز است و درصد خطا نسبت به سد مثلثی بدون اثر جرم فوقانی در نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی به ترتیب تا حدود ۹ و ۲ درصد می‌باشد.

شکل مود

روش ارائه شده در این پژوهش، همان طور که پیشتر بیان گردید، قادر به تعیین شکل مودها نیز می‌باشد. بدین منظور و با توجه به

مشخص بودن بسامدهای زاویه‌ای، از رابطه (۱۱) می‌توان برای تعیین $\vec{c}$ استفاده کرد و سپس به کمک رابطه (۵) شکل مود را تعیین کرد که به طور معمول به ازای مقیاس کردن بیشینه تغییر مکان در مود مورد نظر به اندازه واحد صورت می‌پذیرد. به عنوان نمونه شکل مود سد مثلثی قائم‌الزاویه با مشخصات هندسی $m_1 = 0, m_2 = 0/75, h = 100$، مطابق شکل (۱)، و نیز مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح سد $\rho = 2500 kg/m^3, E = 22/4 MPa$ در شکل (۲) برای مودهای اول و دوم به ازای مقادیر مختلف N ارائه شده و با شکل مود حاصل از رابطه تحلیلی ۴۰ تحت همان شرایط مقایسه گردیده است.



شکل ۲ مود ارتعاشی سد مثلثی به روش گالرکین به ازای مقادیر مختلف N و روش تحلیلی: (الف) مود اول و (ب) مود دوم

در شکل مذکور جابه‌جایی سازه در مود مورد نظر به جابه‌جایی بیشنه که در اینجا در رأس سد اتفاق می‌افتد بی‌بعد گردیده است. در شکل (۲ ـ الف) به ازای $N = 8$ شکل مود تقریباً بر پاسخ تحلیلی منطبق می‌گردد در حالی که در مود دوم قدری اختلاف وجود دارد. این اختلاف در مودهای بالاتر بیشتر می‌گردد که در این صورت لزوم در نظر گرفتن N بزرگ‌تر به دلیل همگرایی کندتر ضرورت پیدا می‌کند. انطباق پاسخ به روش گالرکین با افزایش مقدار N به سمت پاسخ تحلیلی مجدداً دلیلی بر صحت روش گالرکین مورد استفاده در این پژوهش می‌باشد.

نتیجه‌گیری

در این پژوهش ارتعاش آزاد جانبی و محوری سدهای بتنی وزنی مثلثی شکل به همراه اثر گله‌گی و مدل‌سازی آن به صورت جرم متمرکز و در نظر گرفتن شرایط مرزی ناشی از آن و نیز اثر نیروی وزن سازه فوقانی و وزن بدنه سد برای ارتعاش جانبی به روش گالرکین مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور با مدل کردن سد بتنی وزنی به صورت تیر طره با تغییرات خطی نیمرخ عرضی و اعمال شرایط مرزی به صورت دقیق در کف و تاج سد، بر اساس نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی در ارتعاش آزاد جانبی و نیز نظریه‌های نظیر اویلر ـ برنولی و رایلی در ارتعاش آزاد محوری، بسامدزاویه‌ای سد در حالت‌های مختلف تعیین گردید. بر این اساس می‌توان نتایج را به شرح زیر بیان کرد:

۱. روش گالرکین با دقت بسیار خوبی قادر به تحلیل ارتعاش آزاد سد است و نتایج حاصل از آن قابل اعتماد است.

۲. ارتعاش آزاد جانبی سدهای بتنی مثلثی شکل به صورت توابع بسل مرتبه اول نوع یک و دو و اصلاح شده نوع یک و دو هست و بر اساس آن می‌توان مقادیر بسامدهای زاویه‌ای در ارتعاش آزاد جانبی را به صورت دقیق تعیین کرد.

۳. ارتعاش آزاد محوری سدهای بتنی مثلثی شکل به صورت تابع بسل مرتبه اول نوع یک است و بر اساس آن می‌توان مقدار بسامدهای طبیعی در ارتعاش آزاد محوری را به صورت دقیق تعیین کرد.

۴. شبیه‌سازی سازه فوقانی سد به صورت جرم یا نیروی متمرکز نشان می‌دهد که سازه فوقانی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر بسامد ارتعاش آزاد جانبی و محوری سد در نظریه‌های اویلر ـ برنولی و رایلی ندارد. در حالی که در نظر گرفتن آن به صورت قطعه‌ای با مساحت ثابت در ارتفاع لزوم در نظر گرفتن سازه فوقانی را اجتناب‌ناپذیر می‌کند.

۵. نظریه اویلر ـ برنولی در ارتعاش جانبی و نظیر آن در ارتعاش محوری همواره بسامدهای بزرگ‌تری را در قیاس با تئوری رایلی نتیجه می‌دهد که در مودهای پایین‌تر این اختلاف کمتر ولی در مودهای بالاتر به ویژه برای ارتعاش جانبی قابل توجه

است. بنابراین استفاده از نظریه اویلر ـ برنولی در تحلیل ارتعاش آزاد سدها در مودهای بالاتر خطای قابل توجهی را در پی خواهد داشت.

فهرست علائم

جرم بخش مثلثی سد	M
جرم بخش فوقانی سد	m
ارتفاع سد	h
ارتفاع آزاد سد	Δh
ضریب کشسانی	E
ممان اینرسی	I
تغییر مکان جانبی در مخاصات مکانی	u
ماتریس میرایی	C
کرم حجمی	ρ
مساحت نیمرخ طولی	A
نیروی محوری	P
بار گسترده جانبی	q
تغییر مکان جانبی در مختصات مکانی و زمانی	$\bar{u}$
سرعت جانبی در مختصات مکانی و زمانی	$\dot{\bar{u}}$
شتاب جانبی در مختصات مکانی و زمانی	$\ddot{\bar{u}}$
تعداد جملات سری	N
بسامد زاویه‌ای جانبی	ω
بسامد زاویه‌ای محوری	ϖ
شمارنده، زیرنویس	j
تابع قیاسی	ϕ_i
مانده	R
ضریب	β_i
مقادیر ویژه	λ, λ_i
بردار ویژه	$\vec{c}, c_i$
ماتریس جرم	$[m]$
ماتریس سختی	$[k]$
تابع دلخواه	φ
ماتریس متناظر با نیروی محوری در ماتریس سختی	k_{p_0}
نسبت جرم بخش فوقانی به جرم بخش مثلثی	R_m
جرم دورانی	m_θ
جرم	$m_1, m_{a\theta}, m_a$
تغییر مکان محوری در مختصات مکانی	v
تغییر مکان محوری در مختصات مکانی و زمانی	$\bar{v}$
ضریب پواسون	υ
ممان قطبی نیمرخ طولی	J
متغیر زمان	t
جرم محوری	m_a
سختی محوری	k_a
مجموع شیب‌های سرآب و پایاب	$\bar{m}$
شیب سرآب	m_1
شیب پایاب	m_2
خطا	ε
تابع بسل نوع یک مرتبه یک	J_1
تابع بسل نوع دو مرتبه یک	Y_1
تابع بسل اصلاح شده نوع یک مرتبه یک	I_1
تابع بسل اصلاح شده نوع دو مرتبه یک	K_1
ضریب	a
بار گسترده محوری	$P(y)$
نیروی متمرکز محوری	P_0
تابع بسل نوع ۱ مرتبه صفر	J_0
تابع بسل نوع ۲ مرتبه صفر	Y_0
مختصه مکانی	y

واژه‌نامه

نیمرخ	section
بتن غلتکی کوبیده	Roller Compacted Concrete, RCC
متداول	classic
اینرسی دورانی	Rotary inertia
نظریه تیر اویلر ـ برنولی	Euler–Bernoulli Beam Theory, EBT

Elementary beam theory, EBT	نظریه مقدماتی تیر
Engineeing beam theory, EBT	نظریه مهندسی تیر
Elastic	کشسان
natural frequency	بسامد طبیعی
variational methods	روش‌های تغییرات
Galerkin weighted residual method	روش مانده وزنی گالرکین
nonconservative	ناپایستار
functionally graded materials, FGM	مصالح مدرج تابعی
differential transform method, DTM	روش تبدیل دیفرانسیلی
Comparison functions	تابع قیاسی
Collocation mthod	روش ترتیبی
nontrivial	غیربدیهی

تقدیر و تشکر

مراجع

[1] Rao, S.S., *Vibration of Continious Systems*, Jhon Wiley&Sons, Hoboken, New Jersey, USA, 2007.

[2] Rayleigh, B., *The Theory of Sound*, Volume *1*, London: Macmillan, reprinted by Dover, New York, USA, 1945.

[3] W. Ritz, "Über eine neue Methode zur Lösung gewisser Variationsprobleme der mathematischen Physik," *Journal für die Reine und Angewandte Mathematik*, vol. 135, pp. 1–61, 1909. https://doi.org/10.1515/crll.1909.135.1

[4] H. H. Mabie and C. B. Rogers, "Transverse vibration of double-tapered cantilever beams," *The Journal of the Acoustical Society of America*, vol. 51, pp. 1771–1774, 1972. https://doi.org/10.1121/1.1913028.

[5] H. H. Mabie and C. B. Rogers, "Transverse vibration of double-tapered cantilever beams," *The Journal of the Acoustical Society of America*, vol. 51, pp. 1771–1774, 1972. https://doi.org/10.1121/1.1911327

[6] W. Carnegi and J. Thomas, "The coupled bending–bending vibration of pre-twisted tapered blading," *Journal of Engineering for Industry*, vol. 94, no. 1, pp. 255–266, 1972. https://doi.org/10.1115/1.3428120

[7] R. P. Goel, "Vibration of a beam carrying a concentrated mass," *Journal of Applied Mechanics*, vol. 40, no. 3, pp. 821–822, 1973. https://doi.org/10.1016/0022-460x(76)90403-x

[8] R. C. Hibller, "Free vibration of a beam supported by unsymmetrical spring-hinges," *Journal of Applied Mechanics*, vol. 42, pp. 501–502, 1975. https://doi.org/10.1115/1.3423612

[9] J. H. Lau, "Vibration frequencies of tapered bars with end mass," *Journal of Applied Mechanics*, vol. 51, no. 1, pp. 179–181, 1984. https://doi.org/10.1115/1.3167564

[10] M. C. Ece, M. Aydogdu, and V. Taskin, "Vibration of a variable cross-section beam," *Mechanics Research Communications*, vol. 34, no. 1, pp. 78–84, 2007. https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2006.06.005

[11] A. Shahba and S. Rajasekaran, "Free vibration and stability of tapered Euler–Bernoulli beams made of axially functionally graded materials," *Applied Mathematical Modelling*, vol. 36, no. 7, pp. 3094–3111, 2012. https://doi.org/10.1016/j.apm.2011.09.073

[12] R. Banerjee and F. W. Williams, "Exact Bernoulli–Euler static stiffness matrix for a range of tapered beam-columns," *International Journal for Numerical Methods in Engineering,* vol. 23, no. 9, pp. 1615–1628, 1986. https://doi.org/10.1002/nme.1620230904

[13] S. Arbate, “Vibration of non-uniform rods and beams,” *Journal of Sound and Vibration*, vol. 185, no. 4, pp. 703–716, 1995. https://doi.org/10.1006/jsvi.1995.0410

[14] M. C. Ece, M. Aydogdu, and V. Taskin, “Vibration of variable cross-section beam,” *Mechanics Research Communications*, vol. 34, no. 1, pp. 78–84, 2007. https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2006.06.005

[15] Y. Mou, R. S. P. Han, and A. H. Shah, “Exact dynamic stiffness matrix for beams of arbitrary cross section,” *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 40, no. 2, pp. 233–250, 1997. https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19970130)40:2<233::AID-NME61>3.0co;2-0

[16] G. Fenves and A. K. Chopra, *Earthquake Analysis and Response of Concrete Gravity Dams*, Report No. UCB/EERC-84/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA, 1984.

[17] B. Miquel and N. Bouaanani, “Simplified evaluation of the vibration period and seismic response of gravity dam–water systems,” *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 2488–2502, 2010.

[18] R. Attarnejad and A. Farsad, “Closed form solution of dam–reservoir interaction in time domain considering dam thickness,” *Journal of Technical Faculty*, vol. 39, no. 3, pp. 329–340, 2005. [In Persian]

[19] R. Attarnejad and A. K. Ghorbani-Tanha, “A general fourth-order ordinary differential equation with solution in terms of Bessel function: theory and engineering application,” *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 27, no. 6, pp. 773–776, 2007. http://dx.doi.org/10.12989/sem.2007.27.6.773

[20] P. Elyasi, B. Navayi Neya, and F. Rahmani Firoozjaee, “Free vibration analysis of viscoelastic non-locally damped Rayleigh beam using Galerkin method, null space of the matrix & Neumann series expansion,” *Journal of Modares Civil Engineering*, vol. 22, no. 5, pp. 63–76, 2022. [In Persian]. https://doi.org/10.22034/22.5.63

[21] P. Elyasi, B. Navayi Neya, and F. Rahmani Firoozjaee, “Free vibration of viscoelastic nonlocally damped tapered axially functionally graded beams using the state-space formulation,” *Engineering Structures*, vol. 288, 2023. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116183

Ferdowsi Civil Engineering, 38, 3, 2025. (127-146)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Study on the Effect of Thickness and Gradation of Geosynthetic-Reinforced Base Layer on CBR Values of a Three-Layer Pavement System

Research Article

Arash Mahmoudi[1], Sajjad Gholipour[2], Masoud Makarchian[3]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.92220.1345

1- Introduction

In recent decades, the rapid growth of road transportation and the consequent increase in heavy traffic have made the bearing capacity and structural stability of pavements one of the most critical concerns in geotechnical and highway engineering. Traditional soil stabilization techniques such as the addition of lime, cement, or chemical additives, can enhance soil strength, yet they often lead to environmental issues, high costs, and limited durability under variations in moisture and temperature. In contrast, the application of geosynthetics as polymeric materials with multifunctional properties (particularly reinforcement, separation, drainage, and filtration) has emerged as a sustainable and cost-effective alternative for improving pavement performance. Numerous studies have investigated the reinforcing effects of geotextiles, geogrids, and geocomposites on soil strength. However, most previous research focused mainly on identifying the optimum depth of a single reinforcement layer, while the combined effects of base thickness, grain size distribution, and the number of reinforcing layers has rarely been studied. In the present research, a modified CBR mold with larger dimensions (diameter = 250 mm, height = 230 mm) was employed to minimize boundary effects and simulate more realistically the behavior of a three-layer pavement system consisting of surface, base, and subgrade layers. The main innovations of this study can be summarized as follows:

1. A comprehensive evaluation of the influence of base layer thickness and gradation on the performance of geosynthetics;
2. An analysis of the effects of reinforcement placement and the number of layers (single-layer and double-layer configurations) using the improvement ratio (IR) as the primary indicator;
3. The use of a modified CBR test to establish realistic correlations between the physical properties of soils and the mechanical behavior of the pavement system.

2- Materials and Methods

2-1- Materials

The laboratory model consisted of three distinct layers Fig.1:

1. Surface layer: a siliceous crushed sand-gravel mixture (SW) compacted to 88 % relative density;
2. Base layer: two sands with different gradations (SP and SP-SM) compacted to 90 % relative density, with thicknesses of 3, 6, and 9 cm;
3. Subgrade layer: kaolinite clay (CL) compacted to 100 %.

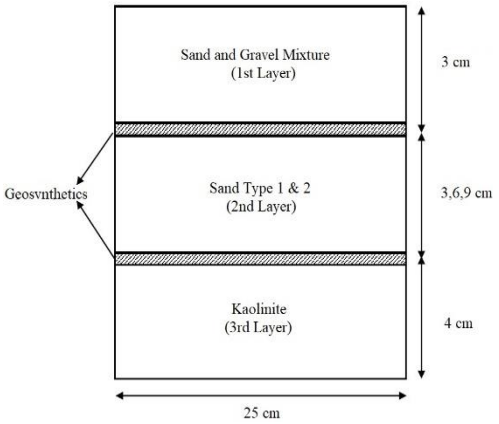


Figure 1. Schematic layout of sample preparation and geosynthetic placement

The grain-size distribution curves are illustrated in Fig (2) and the physical and mechanical properties of all materials are summarized in Table. 1. Three types of geosynthetics supplied by GeoParsian Company were used: polypropylene geotextile (PP), polyester geotextile (PE), and Geocomposite (GPC).

* Manuscript received February 19, 2025, Revised July 14, 2025, Accepted September 18, 2025.

[1] M.Sc. in Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran

[2] Corresponding Author: Assistant Professor, Engineering Faculty of Khoy, Urmia University of Technology, Urmia, Iran.
Email: sgholipour@uut.ac.ir

[3] Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran.

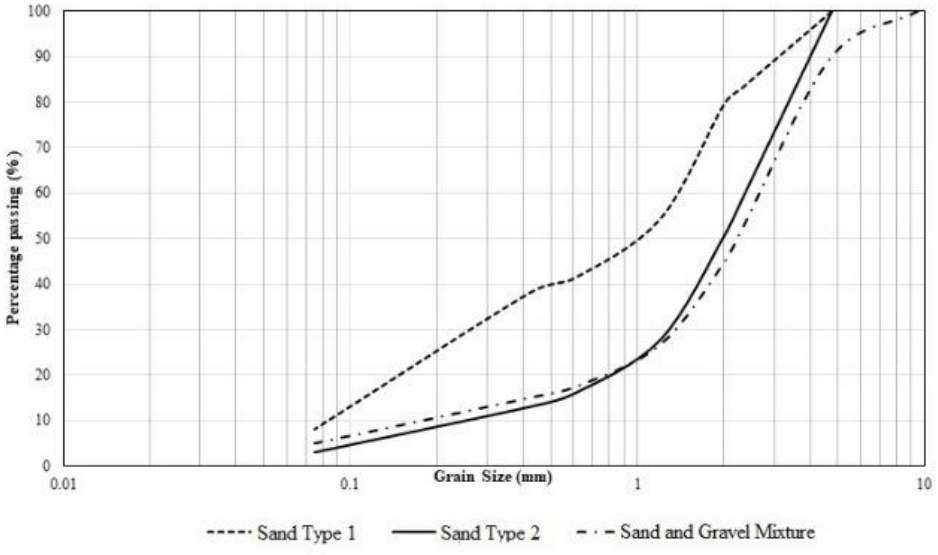


Figure 2. Grain size distribution curves

Table 1- Geotechnical properties of soils

Layers	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	G_s	ω_{opt} (%)	γ_{dmax} (kN/m^3)	LL	PI	AASHTO	ASTM
Mixture Sand-Gravel	0.28	1.30	2.4	2.68	10.6	19.02	-	-	A-1-a (0)	SW
Sand Type 1	0.081	0.27	1.5	2.65	11.64	18.33	-	-	A-1-b (0)	SP-SM
Sand Type 2	0.20	1.30	2.7	2.66	11.85	18.73	-	-	A-1-b (0)	SP
Kaolinite	-	-	-	2.64	19.2	15.5	41	16	A-7-6 (18)	CL

2-2- Experimental Procedure

Each layer was compacted separately at its optimum moisture content and maximum dry density according to ASTM D698. The geosynthetics were placed in three different configurations:

1. At the upper interface (between surface and base);
2. At the lower interface (between base and subgrade);
3. At both interfaces simultaneously (double-layer reinforcement).

The CBR tests were conducted using a CBR-Marshall testing machine equipped with a 50 mm-diameter loading plunger. The penetration rate was 1.27 mm/min, and loading continued up to 40 mm penetration. The applied load and penetration were recorded continuously, and both CBR values and improvement ratios (IR) were determined for a reference penetration of 30 mm.

To ensure accuracy and repeatability, each test was performed three times, and the average results were reported. The coefficient of variation was below 5%, confirming excellent reproducibility.

3- Results and Discussion

3-1- Effect of Geosynthetics on Load-Penetration Behavior

The load-displacement curves Fig 3. revealed that the inclusion of geosynthetics at the layer interfaces consistently enhanced the penetration resistance. During the initial stage of penetration (less than 5 mm), the difference between reinforced and unreinforced samples was small; however, with increasing penetration, the membrane action of the geosynthetic became active, significantly increasing the load resistance.

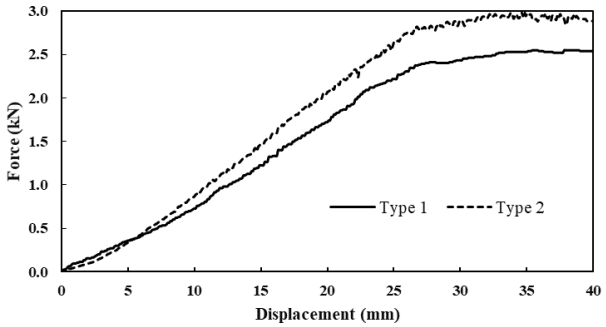
The highest improvement ratio (IR = 4.5) was obtained in specimens with geocomposite reinforcement placed at both interfaces and a base thickness of 6 cm, whereas the lowest IR (1.2) was observed for the single-layer PP geotextile at the lower interface (Table 2 and Table 3).

Table 2- Improvement ratio values for soil type 1

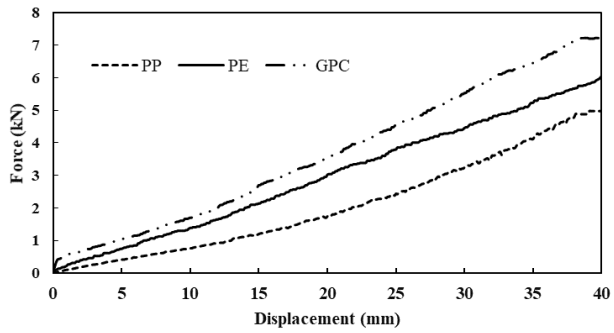
Base Layer Thickness	Placement of the geosynthetic layer	Type of Geosynthetics		
		PP	PE	GPC
3 cm	Upper interface	1.40	1.60	1.98
	Lower interface	1.42	1.77	1.93
	Both interfaces	2.34	2.61	2.97
6 cm	Upper interface	1.67	2.00	2.48
	Lower interface	1.36	1.90	2.07
	Both interfaces	2.81	2.88	3.60
9 cm	Upper interface	1.76	2.05	2.51
	Lower interface	1.38	1.79	2.15
	Both interfaces	3.00	3.10	4.40

Table 3- Improvement ratio values for soil type 2

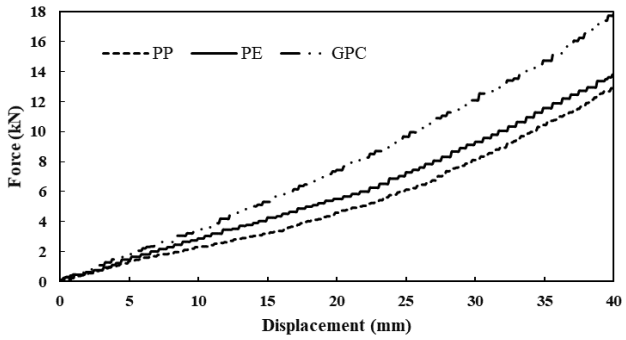
Base Layer Thickness	Placement of the geosynthetic layer	Type of Geosynthetics		
		PP	PE	GPC
3 cm	Upper interface	1.20	1.54	1.94
	Lower interface	1.46	1.53	1.58
	Both interfaces	2.14	2.40	2.64
6 cm	Upper interface	1.65	1.84	2.16
	Lower interface	1.63	1.90	2.20
	Both interfaces	2.75	3.12	4.02
9 cm	Upper interface	1.58	1.80	2.31
	Lower interface	1.50	1.86	2.19
	Both interfaces	2.67	3.15	3.92



(a) Unreinforced model with a base layer thickness of 3 cm



(b) Reinforced model with a base layer thickness of 3 cm for type 2 sand and geotextile placement at the upper boundary



(c) Reinforced model with a base layer thickness of 6 cm for type 2 sand and geotextile placement at the upper boundary

Figure 2. CBR test results

3-2- Influence of Base Thickness and Gradation

Increasing the base layer thickness from 3 to 6 cm resulted in a 25–40% increase in IR, but a further increase to 9 cm had negligible effect, as the lower geosynthetic layer was located beyond the effective stress bulb zone. Moreover, while coarser-grained sand (Type 2) exhibited higher inherent bearing strength, the relative reinforcement effect was more pronounced in finer-grained sand (Type 1), where particle fabric interlock and friction were more effective. On average, the improvement in Type 1 sand was about 10% greater than in Type 2.

4- Comparison with Previous Studies

The results of this study were compared with findings from previous research (Table 4). The improvement ratios in earlier studies ranged from 1.1 to 4.0, which are consistent with the present results of 1.2 to 4.5.

The use of a modified, large-scale CBR mold also provided more realistic representations of lateral stress effects and edge conditions. Furthermore, the observed performance trends correspond well with the findings of Singh et al. (2019) and Nazeri et al. (2020), indicating that maximum improvement occurs when the reinforcement layer is positioned within the active stress zone, approximately 0.3-0.6 of the specimen height.

Table 4- Comparison of the results of the present study with those of other researchers

Researches	Number of reinforcing layers	Range of load improvement ratio and explanation
Abdi-Goudarzi et al. (2022) [19]	1	1.1-1.3
Carlos et al. (2024) [20]	1	1.5
	2	2
Singh et al. (2019) [12]	1	1.1-1.7
	2	2-4
Current research	1-2	1.3-3

5- Conclusions

1. Geosynthetics significantly enhance the bearing capacity of the base layer, increasing the penetration resistance up to 4.5 times that of the unreinforced condition, depending on type and placement.
2. Geocomposite (GPC) exhibited the best reinforcement performance, on average 40% higher than PP and PE geotextiles.
3. The optimum base layer thickness was found to be around 6 cm; further increases lead to saturation of the stress bulb zone and reduced reinforcement efficiency.

4. Finer gradation (sand type 1) produced better interlocking and frictional interaction with the geosynthetics, resulting in an additional 10% improvement in IR.
5. Double-layer reinforcement (geosynthetics placed at both interfaces) provided the highest mechanical efficiency, especially when using geocomposites.
6. The modified CBR test proved to be a reliable tool for minimizing boundary effects, improving experimental accuracy, and better simulating real pavement conditions.

Overall, the results clearly demonstrate that the incorporation of geosynthetics in multilayer pavement systems is not only technically effective but also economically and environmentally sustainable. Enhancing the bearing capacity, reducing base layer thickness, and improving long-term stability are among the main benefits of this approach. Consequently, geosynthetics can play a key role in developing sustainable infrastructure and reducing natural resource consumption in road construction.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۸، ۴، ۱۴۰۴. (۱۴۶-۱۲۷)

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

مطالعه تأثیر ضخامت و دانه‌بندی لایه اساس مسلح شده با ژئوسنتتیک‌ها بر مقادیر CBR سیستم روسازی سه‌لایه*

مقاله پژوهشی

آرش محمودی[۱] سجاد قلی‌پور[۲] مسعود مکارچیان[۳]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.92220.1345

چکیده *استفاده از ژئوسنتتیک‌ها در تسلیح خاک برای افزایش ظرفیت باربری، کاهش نشست و جلوگیری از ترک‌های روسازی، جایگزین مؤثر روش‌های سنتی مانند استفاده از سیمان و آهک است. در این پژوهش، با انجام آزمایش‌های CBR اصلاح شده روی نمونه‌های خاک مسلح شده با سه نوع ژئوسنتتیک، تأثیر پارامترهای مختلف مورد بررسی قرار گرفت. لایه‌های روسازی شامل رویه (مخلوط شن و ماسه)، اساس (دو نوع ماسه با ضخامت‌های ۳، ۶ و ۹ سانتی‌متر و دو نوع دانه‌بندی) و زیر اساس (رس با ضخامت ثابت) بود. نتایج نشان داد که قرار دادن ژئوسنتتیک‌ها در مرز لایه‌ها، به ویژه ژئوکامپوزیت، ظرفیت باربری را بین ۱/۲ تا ۴/۵ برابر حالت غیر مسلح افزایش می‌دهد. همچنین، با افزایش ضخامت لایه اساس و اندازه دانه‌ها، ظرفیت باربری بالاتر می‌رود، اما تأثیر ژئوسنتتیک‌ها در مرز بین لایه‌ها کاهش می‌یابد. این یافته‌ها نقش مهم ژئوسنتتیک‌ها را در بهینه‌سازی طراحی روسازی تأیید می‌کند.*

واژه‌های کلیدی ژئوسنتتیک، نسبت باربری کالیفرنیا (CBR)، ظرفیت باربری، تسلیح لایه اساس.

Study on the Effect of Thickness and Gradation of Geosynthetic-Reinforced Base Layer on CBR Values of a Three-Layer Pavement System

Arash Mahmoudi Sajjad Gholipour Masoud Makarchian

Abstract *The use of geosynthetics in soil reinforcement for increasing load-bearing capacity, reducing settlement, and preventing pavement cracking is an effective alternative to conventional methods such as the use of cement and lime. In this study, modified CBR tests were conducted on soil samples reinforced with three types of geosynthetics to investigate the effects of various parameters. The pavement layers included: the surface (a sand and gravel mixture), the base layer (two types of sand with thicknesses of 3, 6, and 9 cm and two different gradations), and the subgrade layer (clay with a fixed thickness). The results showed that placing geosynthetics at the interfaces between layers, especially geocomposites, increased the load-bearing capacity by a factor of 1.2 to 4.5 times compared to the unreinforced condition. Additionally, as the base course thickness and particle size increased, the load-bearing capacity improved; however, the effectiveness of the geosynthetics at the layer interfaces decreased. These findings confirm the important role of geosynthetics in optimizing pavement design.*

Key words Geosynthetic, CBR, Bearing capacity, Reinforcement of base layer.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۱۲/۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۷/۲۷ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته کارشناسی‌ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی، دانشگاه بوعلی‌سینا، همدان.

(۲) نویسندهٔ مسئول، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی خوی، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه.

Email: sgholipour@uut.ac.ir

(۳) دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بوعلی‌سینا، همدان.

مقدمه

انسان از دیرباز از روش‌های مختلفی مانند افزودن مواد و مصالح طبیعی در دسترس همانند سیمان، آهک، سرباره (رضوانی و همکاران، ۲۰۲۰)، افزودنی‌های فلزی و غیر فلزی درون خاک (قلی‌پور و مکارچیان، ۲۰۲۰)، روش‌های بیولوژیکی (نظامی و همکاران، ۲۰۱۷) و استفاده از مصالح شیمیایی و زیستی مختلف درون خاک (شفقتیان و مرادی، ۲۰۲۵) همیشه درصدد تثبیت، تقویت و بهسازی خاک بوده است و همچنان نیز ادامه دارد. لیکن در امتداد روش‌های مذکور، در دهه‌های اخیر با تولید و توسعه انواع مصنوعات ژئوسنتتیکی و پیشرفت دانش ژئوتکنیک، جامعه مهندسی جهت برون‌رفت از محدودیت‌های ظرفیت باربری و نشست خاک‌ها به سمت استفاده از مصالح نوین برای تثبیت، تسلیح، افزایش پایداری و بهبود رفتار خاک به ویژه در ساخت راه‌ها و جاده‌ها سوق یافته است (شکیبی‌نژاد و همکاران، ۲۰۲۴). با توجه به حجم زیاد مصالح شن و ماسه مورد استفاده در احداث جاده‌ها و وجود محدودیت‌هایی نظیر کمبود مصالح مناسب، گران بودن هزینه‌های حمل مصالح و مباحث مرتبط با موضوعات زیست‌محیطی، تمایل مهندسان در استفاده از مصالح ژئوسنتتیکی برای جایگزینی و رفع محدودیت‌های اشاره شده و مقرون به صرفه شدن احداث جاده‌ها بیشتر شده است. افزایش میزان باربری و حجم ترافیک راه‌ها، نیاز به کاهش ضخامت لایه‌ها با انتقال بخشی از بار وارد شده به ژئوسنتتیک‌ها و استفاده از مصالح با کیفیت پایین‌تر و مقرون به صرفه بودن از مزایای مهم به‌کارگیری مصالح ژئوسنتتیکی در صنعت ساخت و توسعه راه‌ها به شمار می‌رود.

با توجه به پژوهش‌های مشتمل بر استفاده از ژئوسنتتیک‌ها در حوزه ساخت جاده‌ها از طریق انجام آزمایش‌های CBR، در این بخش خلاصه‌ای از نتایج پژوهش‌های پژوهشگران مختلف ارائه می‌شود:

Góngora و Palmeira (۲۰۱۲) با بررسی نتایج آزمایش‌های بارگذاری سیکلی روی لایه‌های شنی مسلح شده با ژئوگرید گزارش کردند که عملکرد بستر راه، تابعی از چندین عامل همانند مدول پایداری، سختی کششی شبکه ژئوگرید و اندرکنش خاک با مصالح ژئوگرید است.

Wulandari و Tjandra (۲۰۱۵) با تحلیل عددی پایداری خاکریزهای جاده مسلح شده توسط ژئوسنتتیک‌ها به این نتیجه رسیدند که مقاومت کششی بهینه ژئوتکستایل مورد استفاده در تسلیح خاکریزها، به طور قابل توجهی وابسته به میزان ضریب اطمینان تحلیل است.

در مطالعه Sadeghi-Azar و Dabiri (۲۰۱۵)، کاربرد ژئوتکستایل در خاک دانه‌ای مخلوط با سیلت از طریق انجام آزمایش CBR بررسی و مشاهده شد که ظرفیت باربری متناسب با میزان نسبت مخلوط شن و سیلت تغییر می‌کند، به طوری که با افزایش میزان درصد سیلت، مقادیر CBR کاهش یافت.

نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه بر بستر تسلیح شده با ژئوسنتتیک‌ها توسط Abu-Farsakh و همکاران (۲۰۱۶) نشان داد که استفاده از دو لایه ژئوسنتتیک نسبت به سایر حالت‌ها، دارای بهره‌وری بیشتری است و برای حالت تسلیح تک‌لایه‌ای لایه اساس، مدول برجهندگی تا ۲۵٪ افزایش و ضخامت لایه تا ۳۰٪ کاهش یافت.

مطالعه مدول برجهندگی لایه‌های دانه‌ای تثبیت شده با ژئوگرید از طریق آزمایش‌های بارگذاری صفحه توسط White و Vennapusa (۲۰۱۷) انجام شد و بر اساس نتایج به دست آمده گزارش کردند که مدول برجهندگی لایه مسلح نسبت به لایه غیر مسلح، می‌تواند تا حدود ۱۰ برابر بیشتر به‌دست آید.

James و Rakendu (۲۰۱۸) با بررسی تأثیر وجود ژئوتکستایل در میان فصل مشترک دو لایه رسی از طریق انجام آزمایش‌های CBR و نفوذ مخروط نشان دادند که بسته به ضخامت و آرایش لایه‌ها و نوع ژئوتکستایل، ضخامت لایه روسازی می‌تواند تا ۱۸٪ کاهش داشته باشد.

Singh و همکاران (۲۰۱۹) از طریق مطالعه آزمایشگاهی، عملکرد خاک بستر مسلح با لایه‌های ژئوسنتتیک را در اعماق مختلف، با انجام آزمایش‌های CBR برای تعیین عمق بهینه قرارگیری ژئوسنتتیک‌ها مطالعه کردند. نتایج نشان می‌دهد که مصالح تسلیح کننده، سهم قابل توجهی در افزایش مقادیر CBR و کاهش ضخامت لایه اساس دارد، به طوری که بسته به نوع ژئوسنتتیک، بیشترین بهره‌وری زمانی حاصل شد که ژئوسنتتیک در فاصله ۰/۳ تا ۰/۶۲ ارتفاع نمونه قرار می‌گیرد. Singh و همکاران (۲۰۲۰) با انجام آزمایش نفوذ مخروط دینامیکی، عملکرد بهسازی ژئوسنتتیک‌ها در راه‌ها و تأثیر لایه تسلیح کننده واقع در فصل مشترک لایه‌های اساس و زیراساس را بررسی کردند. نتایج نفوذ مخروط، کاهش میزان نفوذ به ازای ضربات

یکسان برای لایه‌های مسلح شده با ژئوتکستایل نسبت به لایه‌های غیر مسلح را نشان داد. با مقایسه رفتار تسلیح کننده ژئوتکستایل نسبت به ژئوگرید، عملکرد بهتر ژئوتکستایل نسبت به ژئوگرید مشاهده شد. Nazeri و همکاران (۲۰۲۰) با بررسی تأثیر لایه‌های ترکیبی ژئوگرید و ژئوتکستایل در کاهش ضخامت مورد نیاز لایه‌های اساس واقع بر بستر نرم از طریق انجام آزمایش‌های بارگذاری صفحه، نشان دادند که ضخامت لایه اساس بسته به مقاومت لایه بستر زیرین، قابلیت کاهش ۱۷ تا ۲۳ درصدی را دارد. نتایج همچنین نشان داد که کارآمدی ژئوکامپوزیت‌ها، مشروط به ضخامت لایه اساس است؛ به طوری که با افزایش ضخامت، تأثیرگذاری تسلیح کننده کاهش می‌یابد.

بررسی اندرکنش خاک و تسلیح‌کننده‌ها با تمرکز بر نحوه توزیع تنش در سطح تماس خاک و ژئوسنتتیک‌ها توسط Morsy و Zornberg (۲۰۲۱) انجام شد که نتایج بیانگر تأثیر محصورکنندگی جانبی ژئوسنتتیک‌ها بر خاک است، به طوری که با افزایش کرنش و فاصله قائم تسلیح کننده‌ها، تغییرات فشار جانبی خاک افزایش می‌یابد.

یک سری آزمون آزمایشگاهی در مقیاس واقعی برای بررسی و ارزیابی مشارکت ژئوگریدها در تسلیح بستر راه و بهبود عملکرد لایه‌های نرم بستر، توسط Khoueiry و همکاران (۲۰۲۱) انجام گرفت که نتایج حاکی از تأثیرگذاری ژئوگریدها بر ضخامت لایه اساس و نقش نوع بارگذاری در آن است.

Ramjiram و همکاران (۲۰۲۱) تعدادی آزمایش CBR روی نمونه‌های خاک رسی مسلح شده با انواع مختلف ژئوتکستایل انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که استفاده از ژئوتکستایل‌ها، مقادیر مقاومت و CBR را بهبود می‌بخشد و بر این اساس به کمک روابط تجربی، میزان ظرفیت باربری نهایی خاک را به ازای مقادیر CBR گزارش کردند.

Abou Chaz و همکاران (۲۰۲۳) آزمایش‌های تمام مقیاس بارگذاری سیکلی را بر مخلوط ماسه و رس به منظور بررسی مزیت استفاده از لایه ژئوسنتتیک در فصل مشترک لایه‌های اساس و بستر نرم انجام دادند که نتایج پژوهش نشان داد که استفاده از ژئوتکستایل در زیر لایه اساس واقع بر بستر نرم، باعث کاهش عملکرد نشستی لایه می‌شود.

با توجه به نتایج پژوهش‌های محققان مختلف که عمدتاً از طریق آزمایش‌های بارگذاری صفحه، نفوذ مخروط و CBR انجام شده است، ملاحظه می‌شود که تمرکز اصلی پژوهش‌ها بر استفاده از یک لایه و یافتن عمق بهینه محل استقرار ژئوسنتتیک‌ها بوده است؛ بنابراین در این پژوهش سعی شد که با قرار دادن انواع ژئوسنتتیک‌ها در فصل مشترک لایه‌های مختلف رویه، اساس و زیراساس، میزان بهره‌وری ژئوسنتتیک‌ها از طریق انجام آزمایش‌های CBR که از متداول‌ترین روش‌های مورد استفاده در راه‌سازی است، با مطالعه نوع دانه‌بندی و ضخامت لایه اساس مورد بررسی قرار گیرد. همچنین بررسی پیشینه مطالعات نشان می‌دهد که در بیشتر تحقیقات از آزمایش CBR استاندارد استفاده شده، در صورتی که نتایج گزارش شده توسط برخی محققان (Abdi-Goudarzi و همکاران (۲۰۲۲)، Carlos و همکاران (۲۰۲۴)) شرایط مرزی قالب‌هایی با ابعاد استاندارد، اثرات قابل توجهی بر نتایج آزمایش CBR دارد؛ بنابراین در این پژوهش از قالب‌های اصلاح شده با ابعاد بزرگ‌تر برای کاهش اثرات مرزی استفاده شد که نوآوری این پژوهش نسبت به پژوهش‌های قبلی محسوب می‌شود.

اهداف ویژه پژوهش کنونی از طریق آزمایش CBR اصلاح شده بر موارد ذیل متمرکز است:

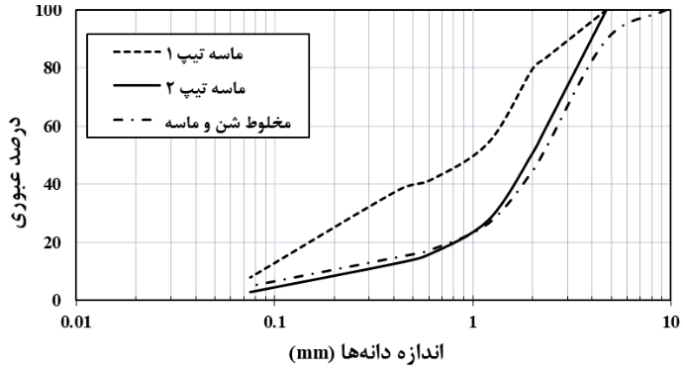
۱. اندازه‌گیری پاسخ نفوذ سه نوع خاک ریزدانه و درشت‌دانه تسلیح شده توسط ژئوسنتتیک‌های مختلف.
۲. ارزیابی تأثیر تسلیح کننده شامل نوع و تعداد لایه‌های تسلیح کننده بر مقاومت نفوذ.

مواد و روش‌ها

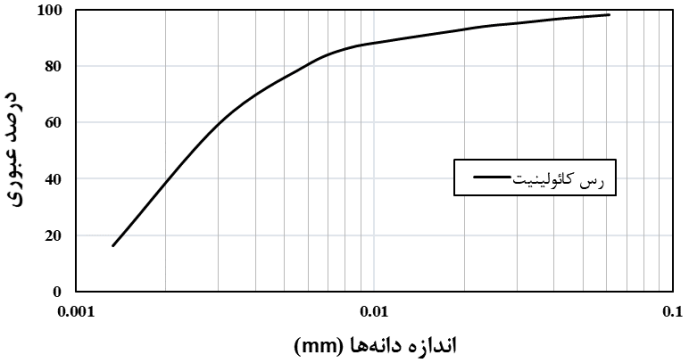
مشخصات مصالح مصرفی

مصالح مورد استفاده در این پژوهش برای ساخت لایه‌های روسازی شامل شن و ماسه شکسته سیلیسی است که از کارخانه آسفالت صنایع شنی آکام واقع در شهرستان شهریار استان تهران تهیه شد که با سه نوع دانه‌بندی مختلف برابر استاندارد ASTM D422 و منحنی دانه‌بندی مطابق شکل (۱) برای ایجاد لایه‌های اول (رویه) و دوم (اساس) خاکریزی به کار گرفته شده است. مشخصات کلی مصالح در جداول (۱) و (۲) مشاهده می‌شود.

برای ایجاد لایه خاک ریزدانه مورد استفاده در لایه سوم (زیراساس) از خاک رس کائولینیت منطقه زنوز آذربایجان شرقی با نام تجاری SZWNK1 استفاده شد که نمودار دانه‌بندی آن در شکل (۲) و مشخصات فیزیکی و حدود اتربرگ آن نیز در جدول (۱) نمایش داده شده است.



شکل ۱ نمودار دانه‌بندی مصالح شن و ماسه



شکل ۲ نمودار دانه‌بندی مصالح رس کائولینیت

جدول ۱ مشخصات فیزیکی خاک‌های مورد استفاده در لایه‌ها

نوع مصالح	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	G_s	ω_{opt} (%)	γ_{dmax} (kN/m^3)	LL	PI	AASHTO	ASTM
مخلوط شن و ماسه	۰/۲۸	۱/۳۰	۲/۴۰	۲/۶۸	۱۰/۶۰	۱۹/۰۲	-		A-1-a (0)	SW
ماسه تیپ ۱	۰/۰۸۱	۰/۲۷	۱/۵۰	۲/۶۵	۱۱/۶۴	۱۸/۳۳	-		A-1-b (0)	SP-SM
ماسه تیپ ۲	۰/۲۰	۱/۳۰	۲/۷۰	۲/۶۶	۱۱/۸۵	۱۸/۷۳	-		A-1-b (0)	SP
کائولینیت	–			۲/۶۴	۱۹/۲	۱۵/۵۰	۴۱	۱۶	A-7-6 (18)	CL

جدول ۲ مشخصات زاویه اصکاک داخلی، چسبندگی و CBR خاک‌ها

نوع مصالح	φ (°)	c (kPa)	CBR متناظر با γ_{dmax}	تراکم نسبی	γ_d متناظر با تراکم نسبی ($\frac{kN}{m^3}$)	CBR متناظر با تراکم نسبی
مخلوط شن و ماسه	۴۰/۸	۰	۳۹/۹	٪۸۸	۱۶/۷۴	۱۹/۶
ماسه تیپ ۱	۳۳/۲	۰	۲۰/۱	٪۹۰	۱۶/۵۰	۹/۲
ماسه تیپ ۲	۳۶/۲	۰	۲۲/۲	٪۹۰	۱۶/۸۶	۱۴/۸
کائولینیت	۲۴/۰	۲۴/۲	۱۰/۳	٪۱۰۰	۱۵/۵۰	۱۰/۳

مطابق شکل (۳) در این پژوهش سه نوع ژئوسنتتیک تهیه شده از شرکت ژئوپارسیان شامل دو نوع ژئوتکستایل پلی پروپیلن و پلی استر بافته نشده و یک نوع ژئوکامپوزیت خاکی مورد استفاده قرار گرفت که مشخصات کلی آن‌ها در جدول (۳) مشاهده می‌شود. از آنجایی که نسبت بارگذاری ناشی از بار ترافیکی، کمتر از دو است، بارگذاری و رفتار سیستم شباهت

بسیاری به حالت متقارن دارد. در این قسمت رفتار تنش ـ کرنش ژئوتکستایل‌های مورد استفاده، در شرایط بارگذاری تقارن محوری ارزیابی خواهد شد. به این منظور، آزمایش سوراخ‌شدگی ژئوسنتتیک مطابق با استاندارد شماره ASTM-D6241 با گیردار کردن ژئوسنتتیک‌ها به لبه فوقانی قالب استوانه‌ای آهنی به قطر ۱۵ سانتی‌متر، تحت پیستون دایروی تخت به قطر ۵ سانتی‌متر و با سرعت ثابت ۵۰ mm/min توسط دستگاه CBR-مارشال انجام شد. آزمایش بایستی تا مرز پاره‌شدگی، ادامه یابد، ولی در این پژوهش به دلیل محدودیت در تغییر مکان دستگاه و با توجه به بازه انجام آزمایش‌های اصلی، آزمایش تا ۴۰ میلی‌متر ادامه داده شد.

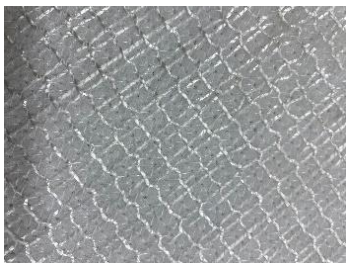
با استفاده از نتایج پژوهش Bergado و همکاران (۲۰۰۱) و اندازه‌گیری مقدار تغییر شکل ژئوسنتتیک‌ها بعد از آزمایش سوراخ‌شدگی، نمودار نیروی واحد عرض در برابر کرنش ژئوتکستایل‌ها در شکل (۴) ارائه شده است. برای ارزیابی مدول الاستیسیته ژئوتکستایل‌ها، نتایج حاصل از نمودار شکل (۴)، بر ضخامت ژئوتکستایل‌ها تقسیم شد که نتایج به دست آمده در شکل (۵) نشان داده شده است و همان طور که مشاهده می‌شود، ژئوتکستایل‌ها تا کرنش حدوداً ۵٪ دارای سختی نسبتاً مشابه هستند.

جدول ۳ مشخصات مصالح ژئوسنتتیک‌های مورد استفاده

نوع ویژگی	ژئوتکستایل پلی پروپیلن	ژئوتکستایل پلی استر	ژئوکامپوزیت
جرم در واحد سطح gr/m^2	۵۰۰	۶۰۰	–
ضخامت mm	۵	۵.۶	۶
کشش طولی حداکثر kN/m	۳۰	۳۰	۳۰
کشش عرضی حداکثر kN/m	۳۰	۳۰	۳۰

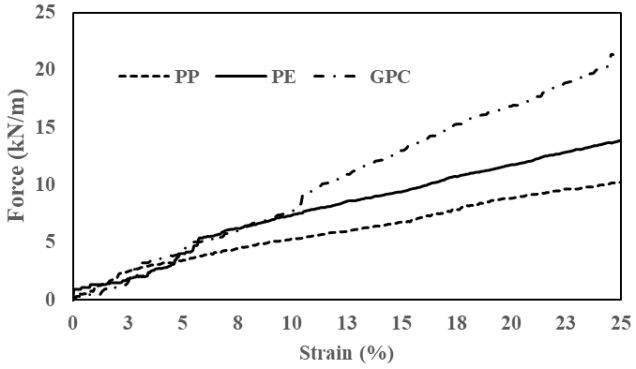


(الف) (ب)

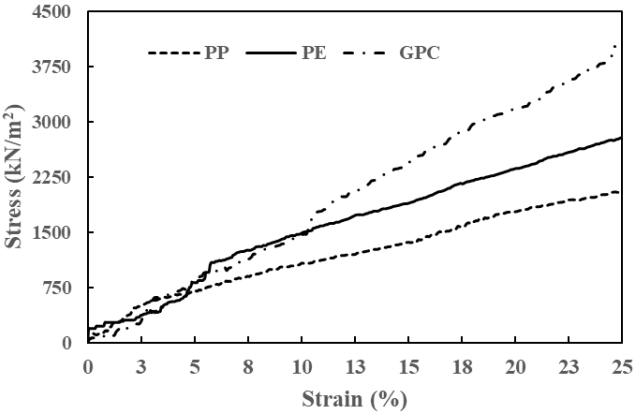


(ج)

شکل ۳ تصاویری از انواع ژئوسنتتیک مورد استفاده در تحقیق: (الف) ژئوتکستایل پلی‌پروپیلن، (ب) ژئوتکستایل پلی استر بافته نشده، (ج) ژئوکامپوزیت خاکی



شکل ۴ نمودار نیروی واحد عرض در برابر کرنش ژئوتکستایل‌ها



شکل ۵ نمودار تنش کششی ـ کرنش کششی ژئوتکستایل‌ها

تجهیزات مورد استفاده

معمولاً برای حالت خاک غیر مسلح، آزمایش نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) بر اساس استاندارد شماره ASTM-D1883 و استفاده از قالب‌هایی به ارتفاع ۱۱۶/۴۳ mm و قطر ۱۵۲/۴ mm انجام می‌شود. در این پژوهش به منظور انجام آزمایش‌های CBR روی نمونه‌های مسلح در جهت کاهش محدودیت‌های موجود در ارتباط با قالب استاندارد همانند شرایط مرزی، رعایت محدودیت اندازه دانه‌ها و نسبت اندازه ژئوسنتتیک‌ها به ابعاد قالب، برخی اصلاحات روی ابعاد قالب آزمایش CBR انجام گرفت؛ به‌طوری که از قالب استوانه‌ای اصلاح شده به ارتفاع ۲۳۰ mm و قطر ۲۵۰ mm استفاده شد. انجام آزمایش CBR با شرایط درصد رطوبت بهینه (حالت غیر غرقاب (Unsoaked)) انجام و جهت اعمال سربار بر روی سطح خاک متراکم درون قالب، از دیسک‌های فولادی استفاده شد. با توجه به اندازه قطر ۵۰ mm برای سنبه بارگذاری، انتخاب کردن ابعاد مناسب قالب آزمایش، باعث کاهش اثرات شرایط مرزی بر نتایج می‌شود.

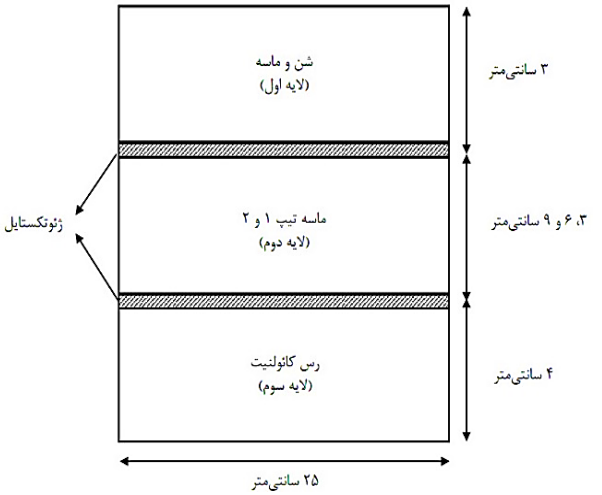
به منظور تعیین مشخصات تراکم آزمایشگاهی خاک شامل وزن مخصوص خشک حداکثر استاندارد (γ_{dmax}) و مقدار رطوبت بهینه استاندارد (ω_{opt}) از روش انرژی تراکمی استاندارد (روش B) و بر اساس استاندارد شماره ASTM-D698 استفاده شد.

آماده‌سازی نمونه‌ها

در این پژوهش، شبیه‌سازی جاده به صورت سیستم سه‌لایه شامل ۱) رویه خاکی راه، ۲) اساس و ۳) لایه زیراساس در نظر گرفته شد و مطابق شکل (۶) برای شرایط مسلح و محل استقرار ژئوسنتتیک‌ها، سه حالت شامل مرز لایه اول و دوم، مرز لایه دوم و سوم و هر دو مرز، مد نظر قرار گرفت.

به منظور کاهش اثر شرایط مرزی بر نتایج، قبل از شروع نمونه‌سازی، دیواره قالب آزمایش به‌طور کامل روغن‌کاری شد و سپس لایه‌های خاک با ضخامت‌های مورد نظر مطابق شکل (۶) و با درصد تراکم نسبی برای لایه‌های اول، دوم و سوم (مخلوط شن و ماسه، ماسه و رس) به ترتیب برابر با ۸۸، ۹۰ و ۱۰۰ درصد

متراکم شدند که با توجه به رابطه انرژی تراکم در واحد حجم، تعداد ضربات مورد نیاز برای متراکم کردن لایه‌ها توسط چکش ۱۰ پوندی با درصد تراکم‌های یاد شده، در جدول شماره (۴) ارائه شده است.



شکل ۶ الگوی کلی نحوه ساخت نمونه و جای‌گذاری ژئوسنتتیک‌ها در نمونه آزمایشگاهی

جدول ۴ تعداد ضربات لازم برای کوبیدن لایه‌ها با تراکم نسبی مشخص

نوع خاک	تراکم نسبی	ارتفاع خاک‌ریزی در قالب (cm)	تعداد ضربات لازم با چکش ۱۰ پوندی
مخلوط شن و ماسه	۸۸٪	۳	۳۸
ماسه تیپ ۱ و تیپ ۲	۹۰٪	۳	۳۹
		۶	۷۸
		۹	۱۱۷
رس	۱۰۰٪	۴	۵۸

بر اساس شکل (۶) ضخامت لایه‌های اول و سوم در تمامی نمونه‌ها ثابت انتخاب شده و به منظور بررسی تأثیر ضخامت لایه اساس بر نتایج، سه نوع ضخامت مختلف (۳، ۶ و ۹ سانتی‌متری) برای لایه اساس انتخاب شد. انتخاب میزان ضخامت‌های مورد نظر در این تحقیق بر اساس سه معیار زیر انجام گرفت:

۱. تطابق با محدوده‌های متداول طراحی روسازی در مقیاس آزمایشگاهی: در مدل‌سازی فیزیکی، حفظ نسبت‌های هندسی با سیستم‌های واقعی از اهمیت زیادی برخوردار است. در این پژوهش، با توجه به ارتفاع کل نمونه (ارتفاع قالب ۲۳ سانتی‌متر و حداکثر ارتفاع نمونه آزمایش ۱۶ سانتی‌متر) و ارتفاع لایه زیراساس (۴ سانتی‌متر)، انتخاب ضخامت‌های ۳، ۶ و ۹ سانتی‌متر برای بررسی رفتار مصالح در مقیاس آزمایشگاهی منطقی و متوازن می‌باشد.

۲. بررسی رفتار غیرخطی سیستم در برابر تغییر ضخامت: فاصله‌گذاری یکنواخت (افزایش سه سانتی‌متری) این امکان را ایجاد می‌کند که روند تغییر مقادیر CBR و نحوه عملکرد ژئوسنتتیک‌ها در ضخامت‌های مختلف به صورت پیوسته تحلیل شود.

۳. امکان بررسی تأثیر نسبی نسبت ضخامت لایه مسلح شده به کل ارتفاع سیستم: در نظر گیری سه نوع ضخامت مختلف، می‌تواند کمک کننده تحلیل و بررسی میزان بهبود عملکرد ناشی از افزایش ضخامت باشد و اینکه در چه نقطه‌ای، افزایش ضخامت به کاهش بهره‌وری باربری و اقتصادی منجر می‌شود.

برای آماده‌سازی نمونه‌ها، ابتدا رس آسیاب شده با درصد رطوبت بهینه به مدت نیم ساعت ورز داده شد و پس از باقی ماندن در شرایط یکسان و الک مجدد، پس از ۲۴ ساعت ماندن درون کیسه محکم و دور از رطوبت و حرارت، با تعداد ضربات لازم برای رسیدن به تراکم نسبی مشخص، درون قالب متراکم شد. سایر لایه‌ها نیز پس از ساخت خاک به صورت مصنوعی دانه‌بندی شد، با درصد رطوبت بهینه و تراکم نسبی مورد نظر در قالب آزمایش متراکم شد و با قرارگیری ژئوسنتتیک‌ها در مرز لایه‌ها، نمونه‌ها آماده شد. پس از گذاشتن دیسک‌های فولادی به عنوان سربار روی سطح نمونه آماده شده، قالب نمونه زیر سنبه به قطر ۵ cm و لودسل با ظرفیت ۲ تن قرار گرفت و آزمایش با سرعت ۱/۲۷ میلی‌متر بر دقیقه توسط دستگاه CBR ـ مارشال (شکل ۷) انجام شد.

آزمون‌های آزمایشگاهی به منظور شبیه‌سازی شرایط واقعی و بررسی عملکرد مواد مختلف (مانند ژئوتکستایل) در محیط کنترل شده انجام می‌شوند. با توجه به محدودیت‌های فیزیکی و هزینه‌ای، انجام آزمایش‌های مقیاس واقعی در تمام مراحل پروژه غیر ممکن یا بسیار گران است. بنابراین، استفاده از مقیاس‌بندی آزمایشگاهی و مقایسه نتایج آن با شرایط واقعی، روشی متداول و علمی است، علی‌رغم اینکه شبیه‌سازی‌های کوچک‌مقیاس به دلیل مقیاس مصالح و نمونه‌ها، شرایط مرزی، نحوه آماده‌سازی و شرایط انجام آزمایش‌ها ممکن است منجر به بروز رفتارهایی شود که در مقیاس واقعی وجود ندارد؛ به عنوان مثال استفاده از قالب فلزی می‌تواند منجر به ایجاد مرزهای صلب در محیط نمونه شود

و باعث تأثیرگذاری بر نحوه توزیع تنش‌ها و نتایج CBR شود که در این پژوهش سعی بر آن بوده است تا ابعاد قالب ساخته شده و مورد استفاده قرار گرفته برای یک سیستم سه لایه روسازی راه، در جهت ایجاد شرایطی نسبتاً مشابه با شرایط واقعی باشد. این ابعاد به گونه‌ای تعیین شده‌اند که با توجه به محدودیت‌های ابعادی و تغییر مکان دستگاه‌های مورد استفاده، توزیع بار و شرایط مکانیکی در لایه‌های خاکی تا حد امکان نسبتاً دقیق شبیه‌سازی شود.

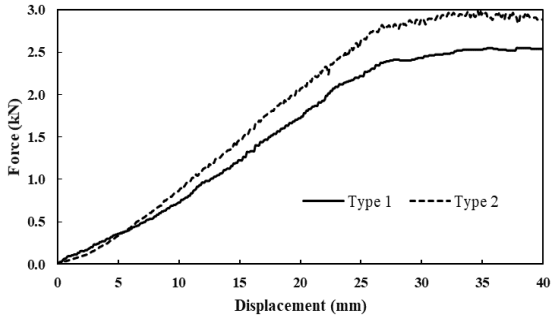


شکل ۷ دستگاه آزمایش CBR ـ مارشال

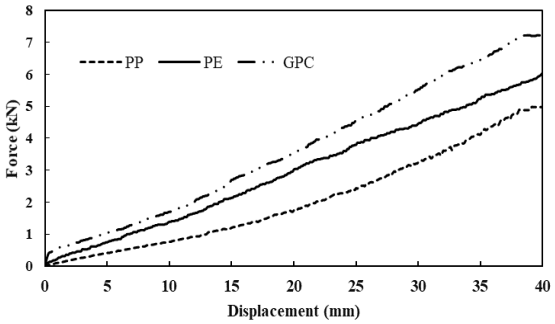
نتایج و بحث

تفسیر نتایج آزمایش‌های CBR

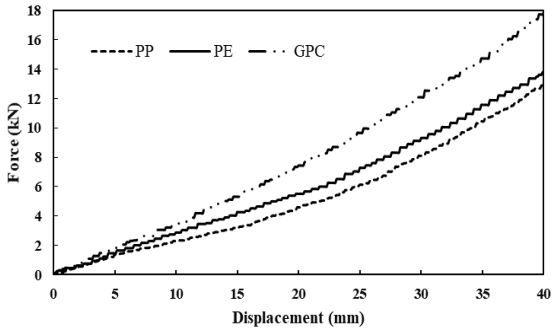
در این پژوهش، عملکرد ژئوسنتتیک‌ها بر میزان بهبود رفتار ظرفیت باربری روسازی راه، با بررسی پارامترهای مختلف شامل نوع و محل قرارگیری ژئوسنتتیک‌ها، ضخامت و نوع مصالح لایه اساس از طریق انجام آزمایش‌های CBR مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت. نتایج آزمایش‌ها به صورت منحنی‌های نیرو ـ تغییر مکان ارائه شده که نمونه‌ای از این منحنی‌ها برای حالت مسلح و غیر مسلح در شکل (۸) مشاهده می‌شود. تغییرات مقادیر نیرو با افزوده شدن تسلیح کننده در مرز لایه‌ها، کاملاً مشخص و مشهود است. تأثیر اندازه دانه‌های ماسه در لایه دوم بر میزان باربری کل، در شکل (۸ ـ الف) برای حالت غیر مسلح، بیانگر این است که میزان باربری در ماسه درشت‌دانه (تیپ ۲)، تقریباً به میزان حدود ۱۵٪ بیشتر از ماسه ریزدانه (تیپ ۱) بوده است. در حالت مسلح نیز، در خاک درشت‌دانه، تأثیر ژئوسنتتیک‌ها مشهودتر می‌شود. بررسی اثر نوع ژئوسنتتیک بر میزان باربری در شکل (۸ ـ ب) بیانگر این است که مقادیر نیروی نفوذ و مقاومت باربری در ژئوکامپوزیت نسبت به ژئوتکستایل‌ها به ازای نفوذ یکسان بیشتر است.



(الف) مدل غیر مسلح با ضخامت لایه اساس ۳ cm



(ب) مدل مسلح با ضخامت لایه اساس ۳ cm به ازای دانه‌بندی تیپ ۲ و استقرار ژئوتکستایل در مرز بالایی



(ج) مدل مسلح با ضخامت لایه اساس ۶ cm به ازای دانه‌بندی تیپ ۲ و استقرار ژئوتکستایل در هر دو مرز لایه‌ها

شکل ۸ نتایج آزمایش CBR برحسب نیرو ـ تغییر مکان

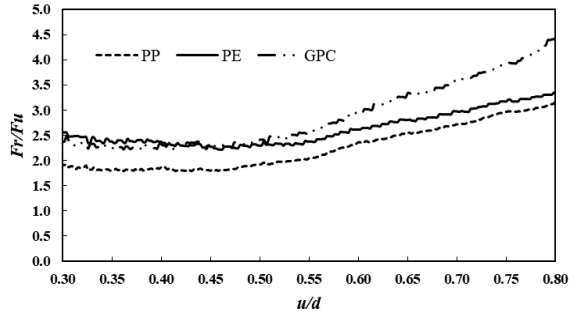
روند کلی نمودارها نشان می‌دهد زمانی که تسلیح کننده در مرز بالایی بین لایه‌های رویه و اساس قرار می‌گیرد، تغییرات نیرو نسبت به حالت غیر مسلح از همان ابتدای نفوذ سمبه بارگذاری

مشهود است؛ ولی در زمانی که موقعیت تسلیح کننده در مرز پایین (بین لایه‌های اساس و زیراساس) واقع می‌شود، به علت عدم تغییر شکل در زمان‌های اولیه نفوذ و عدم تأثیرپذیری ژئوسنتتیک‌ها به‌علت نرسیدن بار مؤثر، بسیج نیروها به تأخیر می‌افتد و تغییرات نیرو نسبت به حالت غیر مسلح از مقدار نفوذ بالاتر شروع می‌شود که با تئوری توزیع تنش و بسیج نیروها در ژئوسنتتیک‌ها سازگار است.

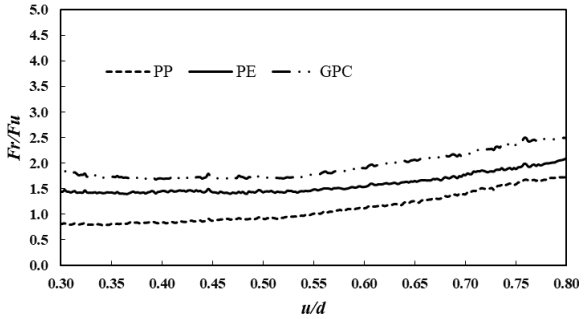
.با توجه به اینکه معمولاً آزمایش CBR توسط شاخص CBR به عنوان نسبت نیروی اندازه‌گیری شده در طول آزمایش به ازای نفوذ مشخص به نیروی متناظر برای حالت مصالح استاندارد محاسبه می‌شود؛ بنابراین در این مقاله به منظور بررسی تأثیر تسلیح کننده‌ها بر پاسخ نفوذ به صورت مقادیر کمی و مقایسه مقادیر در حالت‌های مسلح و غیر مسلح، از پارامتر نسبت بهبود (Improvement Ratio) ($IR=F_{xr}/F_{xu}$) استفاده شد؛ به طوری که نسبت بهبود به عنوان نسبت مقادیر نیروی اندازه‌گیری شده برای یک میزان نفوذ مشخص (x) برای حالت نمونه مسلح (F_{xr})، به مقدار نیروی لازم برای همان مقدار نفوذ در حالت غیر مسلح (F_{xu}) تعریف می‌شود. نسبت بهبود به ازای حداکثر نیروی نفوذ تحت عنوان نسبت ظرفیت باربری می‌تواند مد نظر قرار گیرد. با توجه به اینکه در شکل (۸ ـ الف) برای حالت خاک غیر مسلح میزان نیروی حداکثر در یک مقدار نفوذ حدود ۳۰ mm حاصل شده است، بنابراین در این پژوهش میزان نفوذ مبنا به منظور تعیین نسبت بهبود، مقدار نفوذ ۳۰ mm در نظر گرفته شده و مقادیر پارامتر IR بر اساس آن محاسبه شده است.

تأثیر تسلیح کننده‌ها

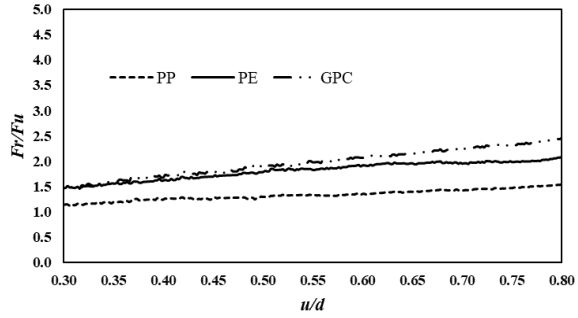
اثر تسلیح کننده بر میزان پاسخ، بستگی به چندین پارامتر همچون نوع و تعداد ژئوسنتتیک، تعداد و ضخامت لایه‌ها و نوع دانه‌بندی خاک دارد که به صورت مجزا مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج آزمایش‌ها برای بررسی اثر نوع و موقعیت قرارگیری ژئوسنتتیک‌ها در میزان افزایش ظرفیت باربری بر حسب پارامتر نسبت بهبود به ازای نسبت تغییر مکان قائم به قطر سنبه بارگذاری ارزیابی شد که نمونه‌ای از منحنی‌ها در شکل (۹) مشاهده می‌شود. با توجه به اینکه در اکثر نمودارها تأثیر ژئوسنتتیک‌ها بر میزان پاسخ، به ازای تغییر مکان‌های $\frac{u}{d} < 0.3$ (u نشست قائم و d قطر سنبه بارگذاری است) کم بوده و بررسی در تغییر مکان‌های بزرگ‌تر مد نظر است؛ بنابراین نمودارها برای نسبت تغییر مکان بزرگ‌تر از ۰/۳ ارائه شده است.



(الف) مدل مسلح با ضخامت لایه اساس cm ۳ به ازای دانه‌بندی تیپ ۱ و استقرار ژئوتکستایل در هر دو مرز لایه‌ها



(ب) مدل مسلح با ضخامت لایه اساس cm ۳ به ازای دانه‌بندی تیپ ۲ و استقرار ژئوتکستایل در مرز بالایی (بین رویه و اساس)



(ج) مدل مسلح با ضخامت لایه اساس cm ۶ به ازای دانه‌بندی تیپ ۱ و استقرار ژئوتکستایل در مرز پایینی (بین اساس و زیر اساس)

شکل ۹ نتایج نسبت بار حالت مسلح به غیر مسلح به ازای میزان نسبت تغییر مکان به قطر سنبه

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که وجود لایه‌های مسلح کننده ژئوسنتتیک، تأثیر چشم‌گیر در افزایش مقاومت نفوذ سیستم سه‌لایه‌ای دارد؛ به طوری که صرف نظر از پارامترهای مختلف و میزان نفوذ، مقادیر نسبت بهبود در محدوده ۱/۲ تا ۴/۵ برابر حالت غیر مسلح به دست آمد. همچنین با افزایش میزان نشست و نفوذ

سنبه در خاک، اثر ژئوتکستایل‌ها بیشتر شده و عامل سختی باعث تفاوت محسوس در نتایج گردیده است.

همان طور که از روند منحنی‌ها مشاهده می‌شود، با افزایش میزان نفوذ، مقادیر بهبود باربری نیز با شیبی جزئی و تقریباً یکسان افزایش می‌یابد، بنابراین برای مقایسه تأثیر پارامترهای مختلف، همان طوری که در بخش قبلی توضیح داده شد، میزان نفوذ mm ۳۰ به عنوان نفوذ مبنا در نظر گرفته شده و مقایسه نتایج و نسبت بهبود بر اساس میزان نسبت u/d=0.6 انجام شده است.

خلاصه مقادیر نسبت بهبود به ازای تمامی پارامترهای مورد مطالعه برای میزان نفوذ mm ۳۰ به ترتیب برای خاک تیپ ۱ و تیپ ۲ در جدول‌های (۵) و (۶) ارائه شده؛ به طوری که مقادیر نسبت بهبود نیروی مقاومت نفوذ در محدوده ۱/۲ تا ۴/۵ به دست آمده است. نتایج نشان می‌دهد صرف نظر از نوع پارامتر مورد نظر، در تمامی حالت‌های آزمایش با افزایش میزان سختی ژئوسنتتیک، میزان بهره‌وری و نسبت بهبود افزایش پیدا کرده است.

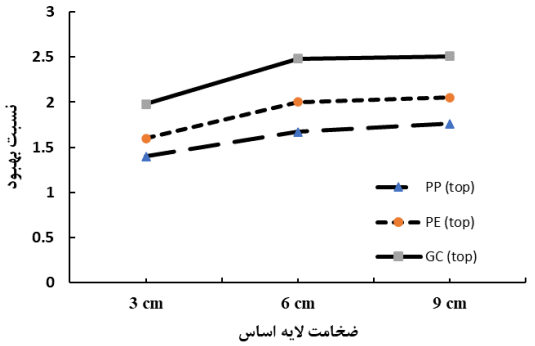
جدول ۵ مقادیر نسبت بهبود به ازای خاک تیپ ۱

ضخامت لایه اساس	موقعیت ژئوسنتتیک	نوع ژئوسنتتیک		
		ژئوتکستایل پلی پروپیلن	ژئوتکستایل پلی استر	ژئوکامپوزیت خاکی
۳ cm	مرز بالایی	۱/۴	۱/۶	۱/۹۸
	مرز پایینی	۱/۴۲	۱/۷۷	۱/۹۳
	هر دو مرز	۲/۳۴	۲/۶۱	۲/۹۷
۶ cm	مرز بالایی	۱/۶۷	۲/۰	۲/۴۸
	مرز پایینی	۱/۳۶	۱/۹	۲/۰۷
	هر دو مرز	۲/۸۱	۲/۸۸	۳/۶۰
۹ cm	مرز بالایی	۱/۷۶	۲/۰۵	۲/۵۱
	مرز پایینی	۱/۳۸	۱/۷۹	۲/۱۵
	هر دو مرز	۳/۰	۳/۱	۴/۴

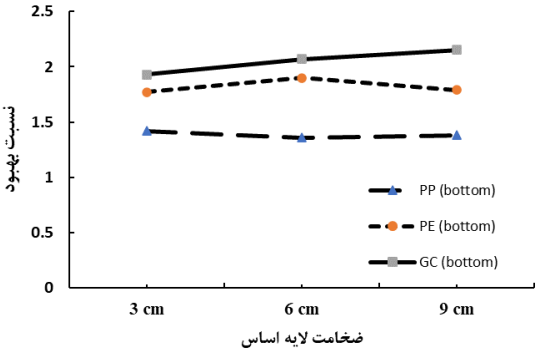
جدول ۶ مقادیر نسبت بهبود به ازای خاک تیپ ۲

ضخامت لایه اساس	موقعیت ژئوسنتتیک	نوع ژئوسنتتیک		
		ژئوتکستایل پلی پروپیلن	ژئوتکستایل پلی استر	ژئوکامپوزیت خاکی
۳ cm	مرز بالایی	۱/۲	۱/۵۴	۱/۹۴
	مرز پایینی	۱/۴۶	۱/۵۳	۱/۵۸
	هر دو مرز	۲/۱۴	۲/۴	۲/۶۴
۶ cm	مرز بالایی	۱/۶۵	۱/۸۴	۲/۱۶
	مرز پایینی	۱/۶۳	۱/۹	۲/۲
	هر دو مرز	۲/۷۵	۳/۱۲	۴/۰۲
۹ cm	مرز بالایی	۱/۵۸	۱/۸	۲/۳۱
	مرز پایینی	۱/۵	۱/۸۶	۲/۱۹
	هر دو مرز	۲/۶۷	۳/۱۵	۳/۹۲

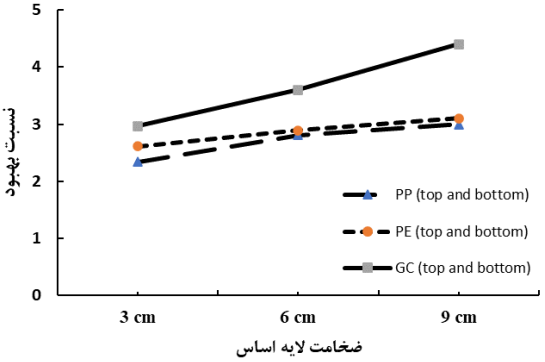
به منظور مقایسه روند نتایج با جزئیات بیشتر، مقادیر نسبت بهبود برای سه نوع تسلیح کننده با سختی‌های مختلف از نوع ژئوتکستایل پلی پروپیلن (PP)، ژئوتکستایل پلی استر (PE) و ژئوکامپوزیت خاکی (GC) با توجه به محل استقرار در مرز لایه‌ها در سه حالت مختلف واقع در مرز بالایی (top)، مرز پایینی (bottom) و هر دو مرز بالا و پایین (top and bottom) برای خاک نوع تیپ ۱ و بر اساس ضخامت‌های مختلف لایه اساس در شکل (۱۰) ارائه شده است.



(الف) حالت استقرار ژئوسنتتیک در مرز بالایی



(ب) حالت استقرار ژئوسنتتیک در مرز پایینی



(ج) حالت استقرار ژئوسنتتیک در هر دو مرز بالایی و پایینی

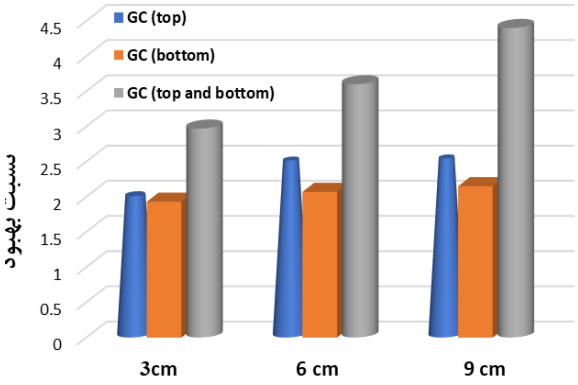
شکل ۱۰ تغییرات نسبت بهبود بار به ازای انواع ژئوسنتتیک‌ها

نتایج نشان می‌دهد برای تمامی حالت‌های محل استقرار، ژئوکامپوزیت خاکی بیشترین بهره‌وری را از لحاظ نسبت بهبود نشان داد؛ به طوری که متوسط مقادیر نسبت بهبود در حالت استفاده از ژئوکامپوزیت خاکی حدود ۴۱٪ بیشتر از حالت ژئوتکستایل پلی پروپیلن به دست آمده است. مطابق نتایج، در حالت به‌کارگیری یک لایه ژئوسنتتیک، با افزایش ضخامت لایه اساس از ۶ به ۹ سانتی‌متر، شیب منحنی باربری تقریباً ثابت و یا حتی در برخی حالت‌ها کاهش یافته است که نتایج دارای سازگاری با نتایج سایر محققان است؛ به طوری که Nazeri و همکاران (۲۰۲۰) در تحقیقات مشابه خود گزارش کردند که کارآمدی ژئوکامپوزیت با افزایش ضخامت لایه خاک کاهش پیدا می‌کند.

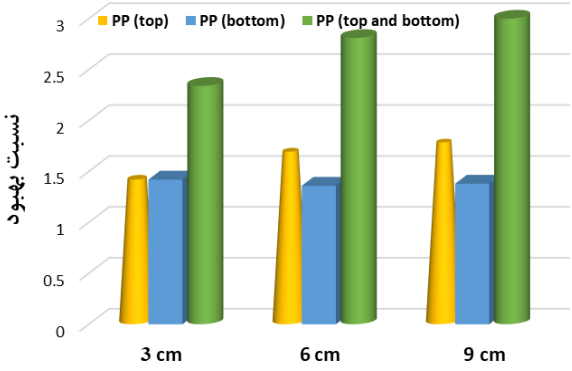
با توجه به مقایسه نتایج شکل (۱۱) بر حسب تعداد و موقعیت لایه تسلیح کننده، صرف نظر از نوع مصالح تسلیح کننده، بیشترین میزان باربری برای حالتی است که از دو لایه ژئوسنتتیک در مرز لایه‌های رویه، اساس و زیراساس استفاده شده و کمترین میزان باربری نیز برای حالت استقرار در مرز پایین بین لایه‌های اساس و زیر اساس به دست آمد.

طبق نتایج پژوهش Holtz و Sivakugan (۱۹۸۷)، هر چه بار وارد شده و پیرو آن عمق شیاری کمتر باشد، به دلیل کرنش کم ژئوسنتتیک در میزان تغییر شکل‌های کوچک، اثر غشایی مسلح کننده محسوس نیست و بیشتر به عنوان مصالح جدا کننده عمل می‌کند.

همچنین بر اساس نتایج تحقیق Espinoza و Bray (۱۹۹۵) هر چه میزان نفوذ سنبه در خاک بیشتر باشد، مقدار بار وارد شده بیشتر می‌شود و به دلیل انتقال تنش‌های برشی ایجاد شده در لایه درشت‌دانه به ژئوتکستایل، نیروهای کششی در مسلح کننده بیشتر می‌شود و در نتیجه ظرفیت باربری نیز افزایش می‌یابد. بنابراین نتایج پژوهش کنونی برای لایه مستقر در مرز پایینی، به دلیل قرارگیری در خارج از محدوده حباب تنش و عدم اعمال تنش مؤثر بر ژئوسنتتیک، برعکس سایر حالت‌های استقرار، تأثیر قابل توجهی بر مقادیر نسبت باربری با افزایش ضخامت لایه اساس مشاهده نشده است و این یافته با نتایج پژوهش‌های پیشین منطبق است.



(الف) تغییرات نسبت بار بر حسب موقعیت ژئوکامپوزیت خاکی



(ب) تغییرات نسبت بار بر حسب موقعیت ژئوتکستایل پلی پروپیلن

شکل ۱۱ مقایسه مقادیر نسبت بهبود بار به ازای موقعیت ژئوسنتتیک‌ها

تأثیر اندازه دانه‌ها و ضخامت لایه اساس

میزان نسبت نیروی اندازه‌گیری شده در آزمایش CBR به ازای دانه‌بندی‌های مختلف تیپ ۱ و ۲ ماسه در لایه اساس در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نشان می‌دهد که تقریباً در همه حالت‌های لایه مسلح، با افزایش اندازه دانه‌ها از محدوده تیپ ۱ به تیپ ۲، به طور متوسط برای لایه اساس با ضخامت‌های ۳، ۶ و ۹ سانتی‌متر، مقادیر نسبت نیرو به‌ترتیب حدود ۷٪، ۱۱٪ و ۱۵٪ افزایش پیدا می‌کند؛ در صورتی که مقادیر افزایش نسبت نیرو در حالت غیرمسلح، به ترتیب برای ضخامت‌های مختلف، حدود ۱۶٪، ۲۱٪ و ۲۳٪ به دست آمده است. بنابراین با وجود افزایش مقادیر نیرو با بزرگ‌تر شدن اندازه دانه‌ها چه در حالت مسلح و چه غیر مسلح، همان گونه که مقایسه مقادیر جداول شماره (۵) و (۶) نشان می‌دهد، نسبت بهبود باربری لایه اساس در حالت مسلح، با بزرگ‌تر شدن دانه‌های ماسه کاهش پیدا می‌کند. به عبارت دیگر، تأثیر ژئوسنتتیک‌ها به لحاظ افزایش باربری خاک غیر مسلح در خاک‌های با دانه‌بندی بزرگ‌تر، کاهش نشان می‌دهد که برای پژوهش کنونی، به طور متوسط حدود ۱۰٪ بوده است. یکی از دلایل آن می‌تواند به این صورت تفسیر شود که دانه‌بندی ماسه تیپ ۱ از لحاظ یکنواختی و میزان تخلخل، بهتر از دانه‌بندی ماسه تیپ ۲ است؛ به طوری که در آزمایش CBR، مقداری از نیروی اعمالی صرف تراکم و کاهش فضای خالی بین دانه‌های خاک می‌شود. بر اساس نتایج Rashidian و همکاران (۲۰۱۸) روند مشابهی به دست آمده است؛ به طوری که نتایج مدل‌های آزمایشگاهی در ارتباط با ظرفیت باربری خاک‌های دانه‌ای مسلح شده توسط ژئوتکستایل از طریق انجام آزمایش‌های CBR، نشان داده است که کارآمدی تسلیح کننده‌ها در افزایش ظرفیت باربری توده خاک با مقادیر ریزدانه بیشتر، از حالت خاک حاوی ریزدانه کمتر، بیشتر است.

نتایج بررسی تأثیر ضخامت لایه اساس، نوع و نحوه قرارگیری ژئوسنتتیک‌ها بیانگر این است که هر چه ضخامت لایه افزایش می‌یابد و به دنبال آن، میزان حباب تنش تشکیل شده زیر سنبه بارگذاری بیشتر می‌شود، اثر اندازه دانه‌های خاک بر ظرفیت باربری بیشتر می‌شود. همچنین در صورت قرارگیری تسلیح کننده در مرز بالایی (مرز بین لایه رویه و اساس)، تأثیر اندازه دانه‌های خاک بر ظرفیت باربری کمتر می‌شود و میزان تأثیرگذاری در درجه اول، تابع جنس و نیروی قابل تحمل تسلیح کننده می‌شود.

در تفسیر نتایج پژوهش می‌توان نتیجه گرفت که با توجه به اینکه نحوه بارگذاری توسط سنبه در آزمایش CBR، شباهت بسیاری با پی منفرد دایره‌ای واقع بر بستر خاک دارد، پاسخ نفوذ سنبه در نمونه‌های مسلح و غیر مسلح، قابل مقایسه با رفتار تنش ـ نشست و توزیع تنش در خاک است. بر اساس نمودارها و روابط توزیع تنش ارائه شده برای پی‌های دایره‌ای، عمق مؤثر و نفوذ حباب تنش زیر پی به قطر B تا میزان ۱۰٪ اضافه تنش سربار، حدود ۱/۸B است که برای سمبه به قطر ۵ سانتی‌متر، میزان عمق مؤثر حدود ۵×۱/۸ است که برابر با مقدار ۹ سانتی‌متر به دست می‌آید. بنابراین در حالتی که ضخامت هر یک از لایه‌های رویه، اساس و زیراساس معادل ۳ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود، هر سه لایه در محدوده عمق تأثیر و درون حباب تنش قرار گرفته و محدوده حباب تنش تا انتهای لایه سوم نیز می‌رسد و در این

حالت مقداری از بار وارد شده توسط خاک رسی نرم تحمل می‌شود و با توجه به نوع خاک، ظرفیت باربری آن نسبت به حالت‌های دیگر کمتر به دست می‌آید.

در حالتی که ضخامت لایه اساس افزایش می‌یابد و به ۶ سانتی‌متر می‌رسد، میزان اضافه تنش، حداکثر به مرز لایه‌های دوم و سوم می‌رسد و در حالت مسلح، به ژئوسنتتیک واقع در فصل مشترک لایه‌ها اعمال می‌شود که در این حالت، غالب حباب تنش در خاک ماسه‌ای تشکیل شده است؛ لذا مقدار باربری و نسبت بهبود باربری خاک، نسبت به حالت قبل (ضخامت لایه اساس برابر با ۳ سانتی‌متر مد نظر باشد)، افزایش می‌یابد.

نهایتاً در حالتی که ضخامت لایه اساس افزایش و برابر ۹ سانتی‌متر می‌شود، فاصله انتهای محدوده حباب تنش ایجاد شده تا مرز لایه دوم و سوم بیشتر می‌شود و عملاً تنش مؤثر محسوسی به محل استقرار ژئوسنتتیک واقع در مرز پایین نمی‌رسد و بنابراین تأثیر حضور ژئوسنتتیک در لایه پایین کمتر می‌شود و این موضوع کاملاً در منحنی‌های شکل (۱۰) مشهود است و نیز منطبق بر نتایج پژوهش‌های مشابه است.

مقایسه با نتایج سایر پژوهشگران

در این بخش به منظور بررسی کیفی نتایج پژوهش، مقادیر به دست آمده از پژوهش کنونی با برخی از نتایج متناظر گزارش شده توسط برخی پژوهشگران در شرایط تقریباً مشابه مقایسه شده است. با توجه به اینکه نتایج CBR ارائه شده در بیشتر پژوهش‌های پیشین به ازای میزان نفوذ mm ۵ بوده است؛ بنابراین در این پژوهش نیز نتایج با مقادیر نفوذ یکسان برابر با mm ۵ مطابق جدول (۷) مورد مقایسه قرار گرفته است. مقایسه نشان می‌دهد که علی‌رغم تفاوت در نوع مصالح مورد استفاده در آزمایش‌ها، شامل نوع و تعداد لایه‌های خاک و مصالح تسلیح کننده و همچنین تفاوت نوع، اندازه قالب و شرایط انجام آزمایش، مقادیر نتایج گزارش شده تفاوت قابل توجهی با یکدیگر نشان نمی‌دهد. شایان ذکر است بررسی دقیق‌تر نتایج، مستلزم شرایط کاملاً مشابه و یکسان در پارامترهای مطالعه و آزمایش است.

بررسی محدودیت‌های آزمایش CBR

عموماً نتایج آزمایش CBR انجام شده بر نمونه‌های خاک غیر مسلح دارای محدودیت‌هایی در ارتباط با اندازه کوچک نمونه‌ها و شرایط مرزی نسبت به شرایط واقعی هستند. بنابراین نمونه‌های خاک مسلح نیز می‌تواند دارای محدودیت‌های بیشتری باشد؛ از جمله اینکه وجود فاصله میان لایه‌های مسلح کننده در آزمایش CBR و شرایط واقعی که می‌تواند باعث ایجاد اثرات مقیاس شود. همچنین روش آزمایش CBR معمولاً برای مصالح همگن توسعه یافته است و نه برای مصالح کامپوزیت همانند خاک مسلح. همان گونه که در بخش‌های قبلی مورد اشاره قرار گرفت، برای رفع برخی محدودیت‌های مذکور مانند ابعاد نمونه آزمایش، در این پژوهش با افزایش و اصلاح ابعاد قالب از آزمایش CBR اصلاح شده با ابعاد بزرگ‌تر نسبت به آزمایش CBR استاندارد استفاده شد و همچنین با رعایت شرایط مرزی تا حد ممکن سعی بر عدم تأثیرگذاری بیشتر موارد مذکور بر نتایج شده است.

جدول ۷ مقایسه نتایج پژوهش کنونی با نتایج سایر پژوهشگران

پژوهش مورد نظر	تعداد لایه‌های تسلیح کننده	محدوده نسبت بهبود باربری و توضیحات
Abdi-Goudarzi و همکاران (۲۰۲۲)	تک لایه	۱/۱–۱/۳
Carlos و همکاران (۲۰۲۴)	تک لایه	۱/۵
	دو لایه	۲
Singh و همکاران (۲۰۱۹)	تک لایه	۱/۱–۱/۷
	دو لایه	۲–۴
پژوهش کنونی	یک و دو لایه	۱/۳–۳/۰

نتیجه‌گیری

در این مقاله اثر افزودن ژئوسنتتیک‌ها بر مقاومت نفوذ سیستم خاک‌های چند لایه‌ای از طریق انجام آزمایش‌های CBR اصلاح شده مطالعه شده و تحلیل پارامترهای مؤثر بر نتایج شامل تعداد و ضخامت لایه‌ها، نوع دانه‌بندی و اندازه خاک، موقعیت استقرار و نوع تسلیح کننده‌ها انجام گرفت که نتایج بدین شرح ارائه می‌شود:

۱. تأثیر پارامترهای مختلف همانند ضخامت لایه اساس و اندازه دانه‌ها بر روند نتایج نمونه‌های مسلح و غیر مسلح به صورت تقریباً مشابه به دست آمد. در تغییر مکان‌های کمتر، وجود ژئوسنتتیک‌ها، تأثیر زیادی بر بهبود ظرفیت باربری ندارد و تفاوت ناچیزی میان حالت مسلح و غیر مسلح مشاهده شد؛ ولی با افزایش میزان تغییر مکان، مقادیر باربری روند افزایشی نشان داد.

۲. استفاده از تسلیح کننده‌ها در مرز لایه‌ها بسته به تعداد لایه‌ها و نوع ژئوسنتتیک‌ها به ازای میزان کرنش‌های بزرگ‌تر، اثر قابل توجهی بر پاسخ‌های بار ـ نفوذ نشان دادند؛ به طوری که

صرف نظر از پارامترهای مختلف، میزان مقادیر نسبت بهبود باربری در محدوده ۱/۲ تا ۴/۵ به دست آمد.

۳. با افزایش ضخامت لایه اساس از ۳ به ۶ سانتی‌متر، میزان نسبت بهبود باربری افزایش یافت؛ ولی با تغییر ضخامت لایه از میزان ۶ به ۹ سانتی‌متر، شیب منحنی‌ها کاهش یافت و در برخی حالت‌ها به ویژه زمانی که ژئوسنتتیک در مرز پایینی قرار داشت، به علت خارج شدن تسلیح کننده از محدوده حباب تنش و کاهش اضافه تنش اعمالی، شیب منحنی ثابت می‌شود و افزایش ضخامت تأثیر ناچیزی بر میزان باربری نشان می‌دهد.

۴. برای ماسه تیپ ۲ که دارای دانه‌بندی درشت‌تر ولی یکنواخت است مقادیر نسبت بهبود نسبت به ماسه تیپ ۱ کاهش نشان داد؛ به این صورت که در خاک با دانه‌بندی غیر یکنواخت (تیپ ۱) به دلیل فضای خالی کمتر بین دانه‌ها، نیروی اعمالی از طرف سنبه، بیشتر صرف اعمال نیرو به سیستم خاک ـ ژئوسنتتیک می‌شود و نیروی کمتری صرف جابه‌جایی دانه‌ها برای تراکم خاک می‌شود؛ بنابراین در این حالت تسلیح کننده‌ها نیز عملکرد بهتری نشان می‌دهند.

۵. وقتی بار قائمی به سیستم خاک چندلایه وارد می‌شود، تنش‌های قائم و برشی زیادی به مجموعه وارد می‌شود. همچنین خاک زیر پی که در مجاورت ناحیه بارگذاری نیز هست، تمایل به حرکت جانبی دارد. در حالت غیر مسلح، قسمتی از حرکت جانبی توسط مقاومت خاک لایه‌های پایین‌تر تحمل می‌شود و مابقی به فصل مشترک لایه‌ها منتقل می‌شود که همین تنش‌ها موجب کاهش ظرفیت باربری می‌شود. حضور ژئوتکستایل در مرز لایه‌ها، موجب می‌شود عمده این تنش‌ها به آن‌ها وارد شود و تأثیر چشم‌گیری بر ظرفیت باربری بگذارد.

در این بخش پیشنهادهایی نیز برای پژوهش‌های آتی و در امتداد بهبود پژوهش کنونی ارائه می‌شود:

۱. بررسی عملکرد ژئوسنتتیک‌ها تحت شرایط مختلف محیطی نظیر رطوبت، دما و سیکل‌های مختلف یخبندان و ذوب شدگی.

۲. توسعه آزمایش‌هایی در مقیاس بزرگ‌تر یا در محل (in-situ) برای تحلیل رفتار واقعی تحت بارهای تکراری ترافیکی.؛

۳. بررسی تأثیر ژئوسنتتیک‌ها از نظر نوع و نحوه قرارگیری آن‌ها در سیستم‌های روسازی چندلایه، از جمله مقایسه ژئوتکستایل و ژئوگرید.

۴. انجام آزمایش‌ها با دستگاه مدل چرخ.

۵. مدل‌سازی عددی به منظور اعتبارسنجی و گسترش تحلیل‌ها در شرایط متنوع‌تر.

واژه‌نامه

نسبت باربری کالفرنیا	California Bearing Ratio (CBR)
انجمن مواد و آزمون آمریکا	ASTM
سیستم طبقه‌بندی متحد خاک	USCS
رس کائولینت زنوز	SZWNK1
اندازه مؤثر	D_{10}
قطر دانه متناظر با ۳۰٪ عبوری	D_{30}
قطر دانه متناظر با ۶۰٪ عبوری	D_{60}
چگالی ویژه	G_s
وزن مخصوص خشک	γ_d
وزن مخصوص خشک بیشینه	γ_{dmax}
رطوبت بهینه	ω_{opt}
دانسیته نسبی	D_r
حد روانی	LL
شاخص پلاستیسیته	PI
سیستم آشتو	AASHTO
ماسه خوب دانه‌بندی شده	SW
ماسه بد دانه‌بندی شده	SP
ماسه لای‌دار	SM
ماسه بد دانه‌بندی شده لای‌دار	SP-SM
رس با پلاستیسیته کم	CL
چسبندگی	c
زاویه اصطکاک داخلی خاک	φ
میلی‌متر بر دقیقه	mm/min
کرنش	Strain
نیرو	Force
لودسل	Loadcell
نسبت بهبود	Improvement Ratio (IR)
نیروی اندازه‌گیری شده در حالت مسلح	F_{xr}
نیروی اندازه‌گیری شده در حالت غیر مسلح	F_{xu}
مقدار نفوذ مشخص سمبه	x
نشست قائم	u
قطر سنبه	d
قطر پی	B

ژئوتکستایل	Geotextile
ژئوسنتتیک	Geosynthetic
ژئوگرید	Geogrid
ژئوکامپوزیت	Geocomposite
ژئوتکستایل پلی پروپیلن	Polypropylene (PP)
ژئوتکستایل پلی استر	Polyester (PE)
ژئوکامپوزیت خاکی	Geocomposite (GC)
غیر غرقاب	Unsoacked
مرز بالا	top
مرز پایین	bottom
مرز بالا و پایین	top and bottom
آزمون برجا	in-situ testing

تقدیر وتشکر

مراجع

[1] S. Abdi-Goudarzi, R. Ziaie-Moayed, and A. Nazeri, "An experimental evaluation of geocomposite-reinforced soil sections," *Construction and Building Materials*, vol. 314, p. 125566, 2022. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125566

[2] N. Abou Chaz, L. Briançon, P. Villard, C. Silvani, A. Nancey, and A. Abdelouhab, "Experimental and numerical studies of the geosynthetics reinforced platforms laid over soft subgrade soil," in E3S Web of Conferences, 2023, vol. 368, p. 02036. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202336802036

[3] M. Y. Abu-Farsakh, I. Akond, and Q. Chen, "Evaluating the performance of geosynthetic-reinforced unpaved roads using plate load tests," *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 17, no. 10, pp. 901–912, 2016. https://doi.org/10.1080/10298436.2015.1031131

[4] D. T. Bergado, S. Youwai, C. N. Hai, and P. Voottipruex, "Interaction of nonwoven needle-punched geotextiles under axisymmetric loading conditions," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 19, no. 5, pp. 299–328, 2001. https://doi.org/10.1016/S0266-1144(01)00010-3

[5] D. M. Carlos, M. Pinho-Lopes, and M. L. Lopes, "Evaluation of penetration resistance of soils reinforced with geosynthetics using CBR tests," *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, vol. 10, no. 22, 2024. https://doi.org/10.1007/s40891-024-00524-8

[6] R. D. Espinoza and J. D. Bray, "An integrated approach to evaluating single-layer reinforced soils," *Geosynthetics International*, vol. 2, no. 4, pp. 723–739, 1995. https://doi.org/10.1680/gein.2.0033

[7] S. Gholipour and M. Makarchian, "Experimental and numerical study of load-bearing and settlement behavior of circular skirted foundations compared to other types of foundations," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 33, no. 3, pp. 85–104, 2020. [In Persian] https://doi.org/10.22067/jfcei.2021.61489.0

[8] I.A. G. Góngora and E. M. Palmeira, "Influence of fill and geogrid characteristics on the performance of unpaved roads on weak subgrades," *Geosynthetics International*, vol. 19, no. 2, pp. 191–199, 2012. https://doi.org/10.1680/gein.2012.19.2.191

[9] R. D. Holtz and N. Sivakugan, "Design charts for roads with geotextiles," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 5, no. 3, pp. 191–199, 1987. https://doi.org/10.1016/0266-1144(87)90016-1

[10] S. James and R. Rakendu, "Geotextile reinforced two layer soil system with Kuttanad clay overlain by laterite soil," *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, vol. 5, no. 4, 2018.

[11] N. Khoueiry, L. Briançon, M. Riot, and A. Daouadji, "Full-scale laboratory tests of geosynthetic reinforced unpaved roads on a soft subgrade," *Geosynthetics International*, vol. 28, no. 4, pp. 435–449, 2021. https://doi.org/10.1680/jgein.21.00001

[12] A. M. Morsy and J. G. Zornberg, "Soil-reinforcement interaction: Stress regime evolution in geosynthetic-reinforced soils," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 49, no. 1, pp. 323–342, 2021. https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.08.007

[13] V. Nezami, S. Kharaghan, and N. Mehrannia, "Numerical modeling of granular soil stabilized using biological approach in road substrate," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 30, no. 2, pp. 109–118, 2017. [In Persian]. http://dx.doi.org/10.22067/civil.v30i2.31051

[14] Nazeri, R. Ziaie-Moayed, and H. Ghiasinejad, "Evaluating the efficiency of a composite geosynthetic reinforcement in container yard pavements via laboratory plate load test," *International Journal of Pavement Engineering*, 2020. https://doi.org/10.1080/10298436.2020.1817449

[15] T. S. Ramjiram, B. P. Naveen, and J. P. Tegar, "Improvement in CBR value of soil reinforced with nonwoven geotextile sheets," International *Journal of Geo-Engineering*, vol. 12, no. 1, pp. 0–9, 2021. https://doi.org/10.1186/s40703-020-00138-9

[16] V. Rashidian, S. A. Naeini, and M. Mirzakhanlari, "Laboratory testing and numerical modelling on bearing capacity of geotextile-reinforced granular soils," *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 12, no. 3, pp. 241–251, 2018. https://doi.org/10.1080/19386362.2016.1269042

[17] R. Rezvani, M. Azizi, P. Nopars, and A. Nabizadeh, "Evaluating the effects of lime and nano-lime on compaction and strength properties of Chaloos coastal sand," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 33, no. 2, pp. 55–70, 2020. [In Persian]https://doi.org/10.22067/civil.v33i2.85864

[18] K. Sadeghi Azar and R. Dabiri, "The effects of geotextile layers on bearing capacity of gravel-silt mixtures," *Trakya University Journal of Engineering Sciences*, vol. 16, no. 2, pp. 61–69, 2015.

[19] S. Shafaghatian and G. Moradi, "Experimental study of the correlation between resilient modulus and uniaxial compressive strength in chemical and biological stabilization of clay subgrade soil," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 38, no. 1, pp. 83–100, 2025. [In Persian].

[20] A. Shakibi-Nezhad, S. Gholipour, and M. Makarchian, "Investigation of shear behavior of stone columns in sandy bed," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 38, no. 1, pp. 65–82, 2025. [In Persian]

[21] M. Singh, A. Trivedi, and S. K. Shukla, "Unpaved test sections reinforced with geotextile and geogrid," *Materials Today: Proceedings*, vol. 32, pp. 706–711, 2020. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.03.260

[22] M. Singh, A. Trivedi, and S. K. Shukla, "Strength enhancement of the subgrade soil of unpaved road with geosynthetic reinforcement layers," *Transportation Geotechnics*, vol. 19, pp. 56–60, 2019. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.03.260

[23] D. J. White and P. K. R. Vennapusa, "In situ resilient modulus for geogrid-stabilized aggregate layer: A case study using automated plate load testing," *Transportation Geotechnics*, vol. 11, pp. 120–132, 2017. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.06.001

[24] P. S. Wulandari and D. Tjandra, "Analysis of geotextile reinforced road embankment using PLAXIS 2D," *Procedia Engineering*, vol. 125, pp. 358–362, 2015. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.075

Ferdowsi Civil Engineering, 38, 3, 2025. (147-172)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Comparison of the Effect of Lime Additives and Magnesium Oxide-Activated GGBS in Stabilizing a Clay Soil Contaminated with Phenol

Research Article

Meysam Garshasbi[1], Ali Raeesi Estabragh[2], Jamal Abdollahi Ali Beik[3], Gholamali Vakili[4]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.91416.1335

1- Introduction

The interaction between clay soils and contaminated matter is higher in comparison to granular soil due to their high specific surface area and cation-exchange capacity. Phenol is one of the organic pollutants that can harm the environment due to its toxicity. It is an aromatic compound with one hydroxyl group attached to a benzene ring. Phenol is very soluble in water and many organic solvents, and its mobility is high. As a result, phenol can easily enter the soil and groundwater as an organic pollutant. Therefore, the stabilization of soils contaminated with phenol is considered one of the important challenges in geotechnical and environmental engineering.

Among conventional soil-stabilization techniques, chemical additives such as lime and cement have long been used due to their availability and acceptable performance in ordinary soils. However, their efficiency decreases in soils contaminated with organic compounds, as such contaminants prevent pozzolanic reactions between lime and clay minerals. Additionally, cement production involves high energy consumption and significant CO_2 emissions, making it environmentally unsustainable. In recent years, ground granulated blast-furnace slag (GGBS) has gained attention as an eco-friendly alternative additive. Chemical activation of GGBS with magnesium oxide (MgO) leads to the formation of cementitious products such as calcium silicate hydrate (C-S-H) and calcium aluminate hydrate (C-A-H), which can strengthen soil structure and mitigate the adverse effects of organic contamination.

The main aim of this study is to compare the performance of lime and MgO-activated GGBS as sustainable and innovative stabilizers for improving the physical and mechanical behaviors of phenol-contaminated clay soil. The effect of each additive on the behavior of the contaminated soil was compared for different additive percentages and curing times through a series of experimental tests.

2- Materials and Methods

A clay soil was collected from a local source, and its physical and mechanical properties were determined according to ASTM standards. The results of grain size distribution revealed that the soil was composed of 3% sand, 65% silt, and 32% clay. Based on Atterberg limits and grain size distribution, it was classified according to the USCS as a low-plasticity clay (CL). The specific gravity of solids was 2.7, while the optimum moisture content and maximum dry density of the natural soil were 17% and 18 kN/m³, respectively. X-ray diffraction (XRD) analysis confirmed the presence of kaolinite and montmorillonite minerals. The chemical tests were performed on the soil samples and chemical compositions of it are shown in Table 1.

Table 1 - Chemical Properties of Soil

No.	Characteristic	Value
1	pH	7.96
2	EC (dS/m)	2.62
3	SO_4^{2-} (meq/l)	6.8
4	Cl^- (meq/l)	10
5	HCO_3^- (meq/l)	12.5
6	Ca^{2+} (meq/l)	9.89
7	Na^+ (meq/l)	17.1
8	Mg^{2+} (meq/l)	0.95

* Manuscript received July 06, 2024, Revised July 12, 2025, Accepted December 20, 2025.

[1] PhD Candidate in Hydraulic Structures, Irrigation and Reclamation Department, University of Tehran

[2] Corresponding Author: Professor, Irrigation and Reclamation Department, University of Tehran. **Email**:raeesi@ut.ac.ir

[3] Instructor, Irrigation and Reclamation Department, University of Tehran

[4] Laboratory Supervisor, Irrigation and Reclamation Department, University of Tehran

Contaminated soil was artificially made in laboratory by mixing the soil by 2000 ppm phenol with purity more than 99%. Lime and activated GGBS with MgO by ratio of 3 (GGBS): 1 (MgO). These additives were used as stabilizers at percentages of 4%, 7%, and 10% by dry weight. The natural or contaminated soil was mixed with these additives by hand. Atterberg limits and standard Proctor compaction tests were performed on these soil mixtures. The samples for UCS test were prepared from these materials by static compaction. UCS tests were conducted on samples at curing times of 7, 14, and 28 days according to the ASTM D1632-07. Scanning electron microscopy (SEM) tests were performed on the samples to examine microstructural changes of soil and cementitious phase formation.

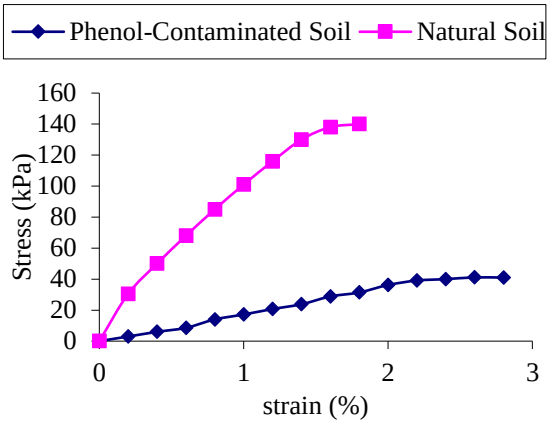


Fig 1 - Stress-Strain Curves of Natural and Contaminated Soil

3- Results and Discussion

A total of 14 Atterberg limit tests, 14 compaction tests, 114 UCS tests, and 6 SEM tests were performed on samples of uncontaminated and contaminated soils, as well as their mixtures with different percentages of additives, according to the corresponding ASTM standards. A comparison of the Atterberg results of contaminated soil with natural soil shows that the Atterberg limits increased with the addition of phenol. The results showed an increase of 2% and 3% in the LL and PL, respectively, but a 1% reduction was observed in the PI. It was observed that by adding lime and MgO–GGBS to both natural and contaminated soils, the Atterberg limits changed, with the PL increasing as the percentage of additives increased. The results of standard compaction tests on natural and contaminated soils with different percentages of additives are presented in Table 2. As shown in this table, compared to natural soil, the contaminated soil exhibited an increase in optimum moisture content and a decrease in maximum dry unit weight. The results also indicated that the effect of lime and activated GGBS caused both a decrease and an increase in the values of maximum dry unit weight and optimum water content, respectively, for both soils. Therefore, the higher the percentage of additives, the greater the changes in the compaction parameters.

The stress-strain curves for natural and contaminated soils are shown in Fig. 1. The results show that adding phenol to the soil caused a reduction in strength of about 70%.

As shown in Fig. 2, the addition of lime or activated GGBS resulted in the cementation of soil particles, which increased the strength of the soil. The results indicated that the increase in strength and improvement of natural and contaminated soils are a function of curing time and the percentage of additives used. A comparison of the results showed that the additives used were more effective in increasing the strength of contaminated soil compared to natural soil, particularly at 7% and 10% additive levels.

Table 2 - Standard Compaction Test results

Sample		ω_{opt} (%)		$\gamma_{d\,max}$ (kN/m³)	
Additive	%	Natural Soil	Contaminated Soil	Natural Soil	Contaminated Soil
-	-	17	19.5	18	16.5
Lime	4	15.5	19.7	17.2	16.4
Lime	7	16.1	20.4	16.8	16.2
Lime	10	19.2	21	16.1	15.9
MgO-GGBS	4	16	20	17.3	16.4
MgO-GGBS	7	16.8	20.5	17	16.2
MgO-GGBS	10	19.1	21.4	16.5	16

SEM images indicated that phenol altered the soil fabric by promoting edge-to-edge and edge-to-face flocculation. In stabilized samples, the formation of cementitious gel and reduced voids were observed. Microstructural improvements were similar for both stabilizers but more pronounced in MgO–GGBS samples, which is consistent with strength results.

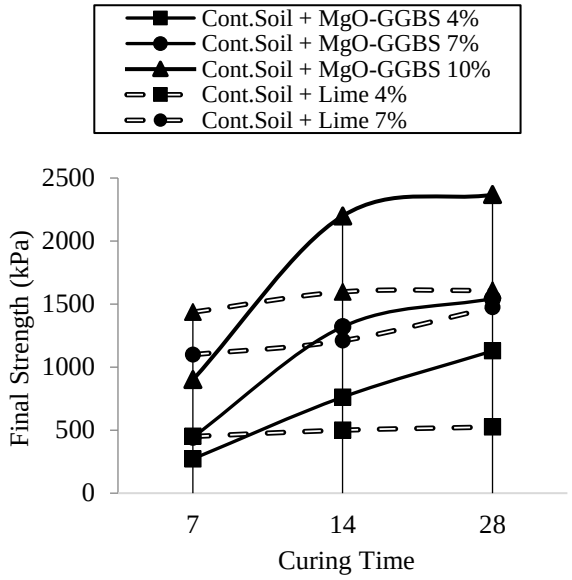


Fig 2- Comparison of the Ultimate Strength of Contaminated Soil Mixed with Lime and MgO–GGBS Additives

4- Conclusion

The stabilization of clay soil contaminated with phenol using different percentages of lime and activated GGBS was investigated through a series of tests, including consistency, compaction, UCS, and SEM. Based on the experimental results, the following conclusions can be drawn:

1) Phenol changes the physical and mechanical properties of the soil, particularly its strength.
2) Both additives improved the strength of natural and contaminated soils, and this improvement depends on the percentage of additives and curing times.
3) At the same percentage of additives and curing time, the strength of contaminated soil improved more than that of natural soil. A comparison of the results showed that the effect of activated GGBS was more effective than lime in improving both soils, particularly at higher percentages of additives and longer curing times.
4) SEM results confirmed that the increase in strength and improvement in soil behavior were due to the chemical interaction between the soil and additives.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۸، ۴، ۱۴۰۴. (۱۷۲-۱۴۷)

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

مقایسه اثر افزودنی های آهک و GGBS فعال شده با منیزیم اکسید در بهسازی یک نوع خاک رسی آلوده به فنل*

مقاله پژوهشی

میثم گرشاسبی[۱] علی رئیسی استبرق[۲] جمال عبدالهی علی بیک[۳] غلامعلی وکیلی[۴]

DOI: 10.22067/jfcei.2025.91416.1335

چکیده *بهسازی خاک‌های رسی آلوده به آلاینده‌های آلی، به دلیل اثرات مخرب این ترکیبات بر خواص فیزیکی و مکانیکی خاک، از چالش‌های مهم ژئوتکنیک و مهندسی محیط‌زیست است. در این کار تحقیقاتی، بهسازی یک خاک رسی طبیعی و آلوده شده به فنل با غلظت ۲۰۰۰ ppm، توسط مواد افزودنی آهک و سرباره (GGBS) فعال شده به وسیله منیزیم اکسید (MgO) ، با انجام آزمایشات لازم مورد بررسی قرار گرفت. روی نمونه هایی از خاک های طبیعی و آلوده اختلاط یافته با درصد های ۰ ، ۴ ، ۷ و ۱۰ از افزودنی های مذکور ، آزمایشات تعیین حدود اتربرگ و تراکم صورت پذیرفت و علاوه بر آن روی نمونه های تهیه شده آزمایش مقاومت تک محوری د ر زمان های عمل آوری ۷ ، ۱۴ و ۲۸ انجام گردید. نتایج نشان داد که که مواد افزودنی استفاده شده موجب تغییراتی در مقادیر حدود اتربرگ و پارامترهای تراکمی (وزن واحد حجم خشک بیشینه و رطوبت بهینه) می‌شوند؛ و از طرف دیگر موجب افزایش مقاومت تک محوری نمونه‌ها می‌گردند. به طوری که این افزایش مقاومت تابعی از درصد مواد افزودنی و زمان عمل آوری می‌باشد؛ همچنین مقایسه نتایج مقاومتی نشان داد که مقاومت خاک آلوده بهسازی شده در درصدی ثابت از مواد افزودنی و زمان عمل آوری یکسان، بیشتر از خاک طبیعی بهسازی شده است. مقایسه نتایج مقاومتی بین دو افزودنی در بحث بهسازی خاک آلوده به فنل نشان می دهد که عملکرد GGBS فعال شده به وسیله منیزیم اکسید به نسبت آهک در درصد و زمان عمل آوری ثابت، بیشتر است. نتایج SEM هم نشان می دهد که افزایش مقاومت، ناشی از تغییرات در ساختمان خاک و تولید نوعی مواد سیمانیته کننده، می باشد.*

واژه‌های کلیدی بهسازی ، خاک رسی ، خاک آلوده ، فنل ، آهک ، GGBS-MgO

Comparison of the Effect of Lime Additives and Magnesium Oxide-Activated GGBS in Stabilizing a Clay Soil Contaminated with Phenol

Meysam Garshasbi Ali Raeesi Estabragh Jamal Abdollahi Ali Beik Gholamali Vakili

Abstract *Soil stabilization of clay soils contaminated with organic pollutants is a significant challenge in geotechnical engineering and environmental engineering due to the detrimental effects of these compounds on the physical and mechanical properties of soil. In this study, the stabilization of a natural clay soil contaminated with phenol at the concentration of 2000 ppm was investigated by using lime and ground granulated blast-furnace slag (GGBS) activated with magnesium oxide (MgO) as additives. The stabilization process was evaluated through conduction a number of experimental tests on samples of both mixture natural and contaminated soils with 0%, 4%, 7%, and 10% of the above additives. Atterberg limits and compaction tests were conducted, and additionally, uniaxial compressive strength tests were performed on the prepared samples at curing times of 7, 14, and 28 days. The results showed that the additives caused changes in the Atterberg limits and compaction parameters (maximum dry unit weight and optimum moisture content), and also increased the strength of samples. The results showed that the increase in strength was a function of the percentage of additives and curing time. Furthermore, a comparison of the strength results revealed that the strength of the stabilized contaminated soil, at a given percentage of additives and curing time, was higher than that of the stabilized natural soil. Comparing the strength results between two additives showed that the using of activated GGBS was superior to that of lime at a given percentages and curing times in the stabilization of contaminated soil. SEM results indicated that the increase in strength was due to the chemical interaction between soil and additives.*

Key words Stabilization, Clay Soil, Contaminated Soil, Phenol, Lime, GGBS, MgO.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۱۰/۱۶ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۹/۲۹ می‌باشد.

(۱)) دانشجوی دکتری سازه های آبی، گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران.

(۲)استاد، گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران.

(۳)مربی، گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران.

(۴)مسئول آزمایشگاه، گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران

Email: raeesi@ut.ac.ir

مقدمه

آلودگی خاک، یک مفهوم مطلق نیست و به نوع استفاده‌ای که از خاک مورد نظر است، مربوط می‌شود. به‌طور کلی، هر نوع تغییر در خواص خاک و اجزای متشکل آن، به نحوی که استفاده مورد نظر از آن را محدود سازد یا ناممکن گرداند، آلودگی خاک نامیده می‌شود. آلودگی خاک، زمانی مورد توجه قرار می‌گیرد که به‌صورت مستقیم یا غیرمستقیم، موجب اثر سوء در زندگی انسان یا سایر موجودات شود [1]. هر ماده‌ای که وارد خاک شود، و مقدار آن در خاک از حد مجاز بیشتر باشد، به نحوی که تعادل طبیعی خاک را برهم بزند، آلاینده محسوب می‌شود [2]. به‌طور کلی، آلاینده‌های خاک را می‌توان به دو دسته آلاینده‌های آلی و غیرآلی تقسیم‌بندی کرد. مهم‌ترین آلاینده‌های آلی شامل مشتقات فنل، هیدروکربن‌های آروماتیک، هیدروکربن‌های کلردار، بنزین و سایر مشتقات نفتی می باشد؛ و مهم‌ترین آلاینده‌های غیرآلی در خاک نیز شامل فلزات سنگین، نیترات ها و ... می‌شود [1].

فنل، یک هیدروکربن آروماتیک نیمه‌فرار است که وجود آن در فاضلاب و ضایعات صنایع مختلف از جمله پالایشگاه های نفت، مجتمع های پتروشیمی، واحد های تبدیل زغال سنگ، صنایع نساجی و ... گزارش شده است [3]. این آلاینده به‌راحتی از طرق مختلف مانند نشت از مخازن ذخیره فنل، فاضلاب پالایشگاه‌ها و مجتمع‌های پتروشیمی، و یا آسیب دیدن تاسیسات انتقال مواد هیدروکربنی وارد خاک می‌شود[4]. همچنین گزارش شده است که فنل در خاک دارای تحرک بالایی است و تبخیر آن از خاک، آسان نمی باشد. فنل با غلظت کم در خاک، قابلیت تجزیه زیستی خوبی دارد؛ اما فنل با غلظت بالا در خاک به‌سختی تجزیه زیستی می‌شود [5]. آلاینده ی فنل ممکن است وارد آب‌های سطحی شده و یا با نفوذ به لایه‌های زیرین خاک منجر به آلودگی منابع آب زیرزمینی شوند [6].

به طورکلی مواد آلاینده وقتی که وارد خاک می‌شوند با خاک واکنش نشان می‌دهند که این واکنش به نوع آلاینده، غلظت آن، نوع خاک و pH محیط بستگی دارد . همچنین نشان داده شده است که هرچه درصد رس در یک خاک بیشتر باشد عمل متقابل آلاینده و خاک بیشتر است [6]. در نتیجه این واکنش ها و اندرکنش بین خاک و آلاینده، آلودگی ناشی از نشت هیدروکربن‌های نفتی، بر خواص فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی خاک تأثیر می‌گذارد [7]؛ که خود موجب تغییر در خصوصیات مکانیکی و ژئوتکنیکی آن می‌شود؛ که این شدت تغییرات، بستگی به شدت عمل متقابل بین خاک و آلاینده دارد [8].

محققین مختلف گزارش نموده اند که آلوده شدن خاک به هیدروکربن‌های نفتی، باعث تغییرات در حدود اتربرگ، پارامترهای تراکمی، چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و مقاومت فشاری تک محوری خاک می‌شود؛ که کاربری خاک را در کاربردهای عمرانی، محدود می‌نماید [9,10]. فورمن و دانیل (۱۹۸۶) با انجام آزمایش هایی روی خاک‌های آلوده دریافتند که وجود آلاینده آلی در آنها موجب کاهش حد روانی خاک می‌گردد؛ آن ها این تغییرات را به ضریب دی الکتریک آلاینده مورد نظر و اثر آن بر ضخامت لایه مضاعف ذرات رس مرتبط دانستند [11]. سریدهاران و همکاران (۲۰۰۰) آزمایش های تراکمی را روی دو خاک از نوع CL (رس با پلاستیسیته کم) و CH (رس با پلاستیسیته زیاد) که آلوده به روغن موتور بودند انجام دادند نتایج آن ها نشان داد؛ که وزن واحد حجم خشک بیشینه برای خاک CL کاهش و برای خاک CH نسبت به خاک طبیعی افزایش می یابد [12]. سریدهاران و راو (۱۹۷۳) گزارش نمودند که مقاومت خاک آلوده افزایش می‌یابد لیکن السندا و همکاران (۱۹۹۵) کاهش مقاومت را نشان داده اند؛ این اختلاف در نتایج ناشی از نوع خاک آلوده می‌باشد [13, 14]. رترناور و مگودا (۲۰۰۶) آزمایش مقاومت تک محوری را روی دو نوع خاک رسی آلوده به گلیسرول انجام دادند که نتایج آن ها کاهش مقاومت را نسبت به خاک طبیعی نشان داد [15]. خسروی و همکاران (۲۰۱۳) آزمایش های مختلف برش مستقیم را روی یک خاک رسی آلوده به گازوئیل انجام دادند؛ آن ها نتیجه‌گیری نمودند هر دو مشخصه مکانیکی خاک یعنی زاویه اصطکاک و چسبندگی خاک آلوده تغییر می‌کند و این تغییرات متناسب با درصد گازوئیل مورد استفاده ، می باشد [7]. استبرق و همکاران (۲۰۱۶) آزمایش های سه محوری cu روی نمونه‌هایی از خاک رسی آلوده به گلیسرول و اتانول انجام دادند و دریافتند که زاویه اصطکاک خاک مرتبط با درصد هر دو آلاینده می‌باشد و با افزایش درصد آلاینده، زاویه اصطکاک خاک هم افزایش می یابد [16].

با توجه به تحقیقات انجام شده توسط محققین مختلف نتیجه‌گیری می‌شود که بعضی از خواص فیزیکی و مکانیکی خاک‌های آلوده مانند مقاومت، نسبت به خاک طبیعی تغییر می نماید؛ بنابراین اگر این خاک‌ها به صورت منابع قرضه مورد

استفاده قرارگیرند و یا سازه‌ای روی آن ها احداث شود باید قبل از هر اقدام، خواص فیزیکی و مکانیکی آن ها تعیین شود و در صورت لزوم عملیات بهسازی بر روی آن ها انجام گردد تا سازه ساخته شده یا احداث شده از ضریب اطمینان یا پایداری کافی برخوردار باشد. بهسازی انواع خاک ها در سال های اخیر مورد تحقیق محققین بوده است [17]. به طور مثال رضوانی توچاهی و همکاران (۲۰۲۲) نشان دادند که افزودن آهک و به‌ویژه نانوآهک به ماسه ساحلی با افزایش چسبندگی، زاویه اصطکاک و تراکم‌پذیری، سبب بهبود قابل توجه خواص مکانیکی خاک می‌شود؛ که این بهبود ناشی از تسریع واکنش‌های پوزولانی و افزایش سطح تماس در ابعاد نانو است [18].

امروزه بهسازی خاک های آلوده به روش های مختلف با هدف بهبود خواص فیزیکی و مکانیکی خاک جهت استفاده از آن ها به عنوان منبع قرضه برای اجرای پروژه های عمرانی و یا احداث سازه بر روی آن ها ضروری می باشد. یکی از روش های بهسازی، روش شیمیایی است . در این روش مواد افزودنی مانند سیمان، آهک، خاکستر بادی و یا مخلوطی از آن ها با نسبت های متفاوت با یکدیگر به خاک اضافه می شوند. واکنش های شیمیایی که بین ذرات خاک و مواد افزونی رخ می دهد، سبب بهبود خواص خاک می شود [19]. محققینی مانند لی و همکاران (۲۰۱۹) ، و جهانی و همکاران (۲۰۲۲) با استفاده از این روش خاک های رسی آلوده را مورد بهسازی قرار دادند؛ و نتایج قابل قبولی گزارش نمودند [20,21]. امینی و همکاران (۲۰۲۲) با بررسی تأثیر منیزیم‌اکسید بر خاک رسی آلوده به فنانترن نشان دادند که افزودن درصدهای مختلف MgO موجب بهبود مقاومت فشاری، ضریب کشسانی و کاهش اثرات منفی آلاینده‌های آلی می‌شود؛ به طوری‌که این بهسازی به واسطه تشکیل محصولات کربناسیونی و بهبود ریزساختار خاک در تصاویر SEM تأیید گردید [22]. جهانی و همکاران (۲۰۲۲) با مقایسه تأثیر سیمان، سرباره کوره ذوب‌آهن (GGBS) و سرباره فعال‌شده با MgO بر بهسازی خاک رسی نشان دادند که استفاده از GGBS فعال‌شده می‌تواند با ایجاد مواد سیمانته و افزایش اتصال بین ذرات خاک، مقاومت فشاری و پایداری نمونه‌ها را در طول زمان عمل‌آوری به‌طور مؤثری افزایش دهد؛ ضمن آنکه ارزیابی اقتصادی نیز مزیت این ماده را نسبت به سایر افزودنی‌ها تأیید کرد [23].

بررسی منابع نشان می دهد که سیمان پرتلند در نقش ماده افزودنی، به طور گسترده جهت بهسازی خاک آلوده به آلاینده های آلی مورد استفاده قرار گرفته است [9] و [27-24]. با توجه به اثرات زیست‌محیطی و اقتصادی مرتبط با تولید سیمان و آهک که امروزه به یک مسئله مهم تبدیل شده است. به عنوان مثال، تولید یک تن سیمان منجر به انتشار ۰/۹۵ تن CO_2 و مصرف ۵۰۰۰MJ انرژی می‌شود و این مقادیر برای آهک ۰/۷۹ تن CO_2 و MJ ۳۲۰۰ است [28]؛ در سال های اخیر، استفاده از محصولات جانبی صنایع ذوب فلزات در جایگزینی جزئی یا کامل افزودنی‌های متداول توصیه شده است. یکی از این مواد سرباره دانه‌بندی شده کوره ذوب آهن (GGBS) ، محصول جانبی صنعت آهن، که به‌طور گسترده برای بهسازی (اصلاح شیمیایی) خاک استفاده می‌شود. تولید یک تن GGBS تنها باعث مصرف MJ ۱۳۰۰ انرژی و انتشار ۰/۰۷ تن CO_2 می‌شود که در مقایسه با تولید یک تن آهک و یا سیمان ناچیز است [29]. از آنجایی که GGBS یک ماده با خواص سیمانی محدود و کند است؛ معمولاً از سیمان پرتلند برای فعال کردن و تسریع در واکنش های سیمانی، و ایجاد خواص ذکر شده GGBS استفاده می‌شود. ممکن است آهک نیز به منظور فعال‌سازی GGBS مورد استفاده قرار گیرد [30]. اخیراً محققین دریافتند که اکسید منیزیم MgO برای فعال کردن GGBS مؤثر تر از آهک است که منجر به مقاومت بالاتر در خاک‌های بهسازی شده به وسیله GGBS می‌شود [31].

فی جین و همکاران (۲۰۱۶) در یک پژوهش، بهسازی خاک‌های آلوده به مواد آلی و معدنی توسط افزودنی MgO و GGBS فعال شده با MgO را از نظر مقاومتی مورد بررسی قرار دادند؛ نتیجه این مقایسه نشان داد که افزودن MgO اثر ناچیزی در افزایش مقاومت دارد؛ ولی افزودنی GGBS فعال شده با MgO، موجب ایجاد مقاومت بیشتری نسبت به خاک طبیعی، می گردد [32].

در ارتباط با تحقیقات پژوهشی صورت گرفته به منظور بررسی اثر افزودنی های مختلف بر خاک آلوده به فنل می توان به تحقیقات ویپولاناندان و همکاران (۱۹۹۵)، حیدرزاده و تسلیمی (۲۰۱۸) اشاره نمود که ویپولاناندان و همکاران (۱۹۹۵) با بررسی های آزمایشگاهی نشان دادند افزودن سیمان و رس به خاک رسی آلوده به فنل موجب افزایش مقاومت تک محوری آن می گردد [24]. حیدرزاده و تسلیمی (۲۰۱۷) با انجام آزمایش های مقاومتی بر روی خاک ماسه ای آلوده به فنل، نشان دادند که

افزودن سیمان سفید موجب بهسازی مقاومتی در خاک آلوده به فنل می شود؛ در حالیکه افزودن رس اصلاح شده موجب کاهش مقاومت می گردد [33]. همچنین تحقیقات ویپولاناندان (۱۹۹۵) نشان داد که در خاک رسی آلوده به فنل ، مقاومت فشاری و کششی نمونه‌های بهسازی شده، با افزایش میزان آلاینده فنل، کاهش می‌یابد [24].

بررسی تحقیقات انجام شده نشان می دهد که در خصوص بهسازی خاک های آلوده به فنل پژوهش های گسترده ای صورت نگرفته است و در مطالعات قبلی بیشتر از سیمان، آهک و یا افزایش درصد رس برای بهسازی خاک آلوده استفاده گردید؛ در این پژوهش از افزودنی های آهک و GGBS فعال شده با MgO یا MgO-GGBS به منظور بهسازی خاک رسی آلوده به فنل استفاده شده است و اثر این دو افزودنی بر خواص فیزیکی و مکانیکی خاک آلوده از جمله حدود اتربرگ ، پارامتر های تراکمی و مقاومت فشاری محصور نشده مطالعه شد. همچنین به منظور بررسی نقش ریزساختار خاک روی خواص مکانیکی و فزیکی، روی نمونه های منتخب آزمایش SEM صورت گرفت؛ که موجب تحلیل تکمیلی در نتایج گردد. هدف از این پژوهش مقایسه GGBS فعال شده با MgO به عنوان یک ماده افزودنی جدید و آهک به عنوان یک افزودنی متداول و قدیمی در بهسازی خاک رسی آلوده به فنل می باشد.

مواد و روش ها

مواد مورد استفاده

مواد مورد استفاده در این پژوهش آزمایشگاهی شامل : خاک رسی ، ماده آلی فنل به عنوان آلاینده، آهک و MgO و GGBS به عنوان افزودنی می باشند. ویژگی‌های فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی این مواد به طور خلاصه به شرح زیر می باشند.

خاک. خاک رسی مورد استفاده از فروشنده محلی مصالح تهیه گردید؛ و آزمایش های وزن مخصوص ذرات (GS)، دانه‌بندی، حدود اتربرگ و تراکم بر اساس استاندارد های ASTM روی نمونه هایی از خاک انجام شد؛ که نتایج آن در جدول (۱) درج شده است.

بر اساس نتایج دانه بندی و حدود اتربرگ، مطابق با طبقه بندی متحد همگانی خاک (USCS) ، خاک مورد آزمایش از نوع رسی با پلاستیسه پایین (CL) می باشد. نتایج آزمایش تراکم استاندارد نیز نشان داد که درصد رطوبت بهینه (ω_{opt}) و وزن واحد حجم خشک بیشینه ($\gamma_{d\,max}$) آن به ترتیب معادل ۱۷ ٪ و (kN/m^3) ۱۸ می باشد.

جدول ۱ ویژگی های فیزیکی و مکانیکی خاک

ردیف	مشخصه	مقدار
۱	وزن مخصوص دانه‌های جامد (G_s)	۲/۷
۲	ماسه (%)	۳
۳	سیلت (%)	۶۵
۴	رس (%)	۳۲
۵	حد روانی (LL) (%)	۲۸
۶	حد خمیری (PL) (%)	۱۷
۷	شاخص خمیری (PI) (%)	۱۱
۸	وزن واحد حجم خشک بیشینه (kN/m^3)	۱۸
۹	رطوبت بهینه (%)	۱۷
۱۰	طبقه‌بندی خاک	CL

به منظور تعیین کانی های تشکیل دهنده خاک از آزمایش پراش پرتو ایکس (XRD) استفاده گردید که نتایج نشان داد کانی های غیر رسی آن شامل کوارتز، هماتیت و کانی های رسی آن شامل کائولینیت و مونت موریلونیت می باشد. از مجموع ۳۲ درصد کانی های رسی ۲۵ درصد کائولینیت و ۷ درصد مونت موریلونیت است.

آزمایش های تعیین ویژگی های شیمیایی خاک نیز روی نمونه هایی از آن صورت پذیرفت که نتایج بدست آمده در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۲ ویژگی های شیمیایی خاک

ردیف	مشخه	مقدار
۱	pH	۷/۹۶
۲	(dS/m) EC	۲/۶۲
۳	SO_4^{+2} (meq/l)	۶/۸
۴	Cl^- (meq/l)	۱۰
۵	HCO_3^- (meq/l)	۱۲/۵
۶	Ca^+ (meq/l)	۹/۸۹
۷	Na^+ (meq/l)	۱۷/۱
۸	Mg^{+2} (meq/l)	۰/۹۵

فنل. در این پژوهش ، فنل به‌عنوان آلاینده آلی خاک در نظر گرفته شد. فنل یک هیدروکربن از گروه آروماتیک‌ها با یک حلقه بنزن می‌باشد که به‌صورت بی‌رنگ، همراه با بوی مخصوص است. فنل ماده‌ای سمی و متلاشی‌کننده نسوج است که در الکل، اترو بنزن و کلروفرم کاملاً محلول است و در دمای ۲۰ درجه سانتی گراد، داخل آب نیز به مقدار ۹ گرم در ۱۰۰ میلی‌لیتر حل می‌شود. درصد خلوص فنل تهیه شده بیش از ۹۹٪ و از تولیدات شرکت مرک آلمان می‌باشد. جدول (۳)، برخی از خواص فیزیکی و شیمیایی آن که توسط تولیدکننده ارائه شده است، را نشان می دهد.

جدول ۳ مشخصات فنل در دمای ۲۰ درجه سانتیگراد

ردیف	مشخصه	مقدار
۱	فرمول شیمیایی	C_6H_6O
۲	جرم مولی (g/mol)	۹۴/۱۱
۳	چگالی (g/cm^3)	۱/۰۷
۴	دمای ذوب (^oC)	۴۰/۸
۵	دمای جوش (^oC)	۱۸۱/۸
۶	حلالیت (g/L)	۸۴
۷	اسیدیته (pH)	۵
۸	شکل ظاهری	کریستال جامد بی‌رنگ

آهک. آهک هیدراته شده $Ca(OH)_2$، که در این پژوهش به‌عنوان ماده افزودنی در بهسازی خاک مورد استفاده قرار گرفت؛ از فروشنده محلی مصالح تهیه شد. بر اساس اطلاعات دریافتی از فروشنده، درجه خلوص آن نزدیک به ۹۵ درصد می باشد و خواص آن در جدول (۴) نشان داده شده است.

منیزیم اکسید MgO در این پژوهش از منیزیم اکسید جهت فعال سازی GGBS استفاده شد، که منیزیم اکسید مورد استفاده در این پژوهش برای اختلاط با GGBS، منیزیم اکسید سبک (نانو)، از محصولات شرکت شیمی دارویی نوترون با درصد خلوص ۹۹ الی ۱۰۰ می‌باشد. برخی از خواص آن مطابق با اطلاعات تولیدکننده، در جدول (۵) نشان داده شده است.

جدول ۴ مشخصات آهک

ردیف	مشخصه	مقدار
۱	وزن مخصوص دانه‌های جامد (G_s)	۲/۲۴
۲	ماسه (%)	۱۴
۳	سیلت (%)	۳۷
۴	رس (%)	۴۹
۵	حد روانی (LL) (%)	۸۸
۶	حد خمیری (PL) (%)	۳۱
۷	شاخص خمیری (PI) (%)	۵۷
۸	حد انقباض (SL) (%)	۱۳
۹	سطح ویژه (m^2/g)	۵۰–۸۵
۱۰	چگالی حجمی (kg/m^3)	۸۸۰–۱۲۰۰
۱۱	قطر ذرات (µm)	۷۵–۵۰۰۰
۱۲	اسیدیته (pH)	۱۰

جدول ۵ مشخصات منیزیم اکسید

ردیف	مشخصه	مقدار
۱	جرم مولی (g/mol)	۴۰/۳۰
۲	چگالی (g/cm^3)	۳/۵۸
۳	دمای ذوب (^oC)	۲۸۵۲
۴	دمای جوش (^oC)	۳۶۰۰
۵	حلالیت (g/100mL)	۰/۰۰۸۶
۶	شکل ظاهری	پودر سفید
۷	سطح ویژه (m^2/g)	۲۵۰–۳۵۰
۸	چگالی حجمی (kg/m^3)	۱۰۰–۲۰۰
۹	متوسط قطر ذرات (µm)	۰/۰۵
۱۰	اسیدیته (pH)	۸–۱۰

سرباره دانه بندی شده کوره بلند GGBS. GGBS استفاده شده در این پروژه، محصولی از مجتمع ذوب آهن اصفهان می‌باشد. بر اساس اطلاعات اخذ شده از شرکت مذکور درصد مواد تشکیل‌دهنده آن در جدول (۶) و مشخصات فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی آن نیز در جدول (۷) قابل رؤیت است.

برای فعال سازی GGBS با MgO و تهیه مخلوط MgO-GGBS از نسبت ۳ GGBS به ۱ MgO استفاده شده است؛ که مطابق با کار الطبا و همکاران (۲۰۱۵) می باشد [34].

جدول ۶ ترکیبات تشکیل‌دهنده GGBS

ردیف	مشخصه	مقدار
۱	MgO	۷.۴۸
۲	Al_2O_3	۸.۷۴
۳	SiO_2	۳۲.۵۸
۴	CaO	۳۹.۷۱
۵	TiO_2	۴.۶۹

جدول ۷ مشخصات GGBS

ردیف	مشخصه	مقدار
۱	قطر ذرات (μm)	کوچک‌تر از ۳۰
۲	اسیدیته (pH)	۱۰-۱۲
۳	دمای ذوب (^oC)	بیشتر از ۱۰۰۰
۴	دمای جوش (^oC)	غیر قابل اجرا
۵	حلالیت (g/L)	کمتر از ۱
۶	شکل ظاهری	پودر خاکستری
۷	سطح ویژه (m^2/kg)	۴۵۰-۵۵۰
۸	چگالی حجمی (kg/m^3)	۱۲۰۰-۱۳۰

مراحل اجرای تحقیق و آزمایش ها

مراحل و آزمایش های صورت گرفته شامل : آلوده سازی خاک رسی به آلاینده فنل ، اختلاط خاک طبیعی و آلوده با افزودنی های آهک و GGBS فعال شده در سه درصد وزنی ۴، ۷ و ۱۰، تعیین حدود اتربرگ و پارامتر های تراکمی ، ساخت نمونه های مقاومتی جهت تعیین مقاومت فشاری تک محوری نمونه ها و انجام آزمایش SEM بر روی نمونه ها می باشد. با توجه تحقیقات گذشته، سه درصد ۴، ۷ و ۱۰ که نزدیک به میزان متداول و بهینه افزودنی در بهسازی خاک ها (۶ الی ۸ درصد) می باشند؛ به منظور بهسازی در این پژوهش انتخاب شده اند [35].

آلوده سازی خاک طبیعی به آلاینده فنل

خاک طبیعی توسط آلاینده فنل با غلظت ۲۰۰۰ppm (۰/۲ درصد) به‌صورت مصنوعی توسط افشاننده آلوده گردید. این غلظت با توجه به پژوهش‌های انجام شده بر روی خاک‌های آلوده به فنل از جمله ویپولاناندان (۱۹۹۵) که خاک رسی با خواص خمیری (پلاستیسیته) پایین را مورد آزمایش قرار داد؛ که مشابه خاک مورد استفاده در این تحقیق است؛ انتخاب شد [24]. همچنین حیدرزاده و تسلیمی (۲۰۱۷) از همین غلظت برای آلوده سازی خاک ماسه ای استفاده نمودند [26,32].

خاک آلوده با غلظت ۲۰۰۰ppm توسط انحلال ۲ گرم فنل در ۶۰ میلی لیتر آب مقطر و اضافه نمودن این محلول به روش پاشش بر روی هر کیلوگرم خاک و اختلاط آن حاصل شد. خاک پس از آلوده شدن در ظروف در بسته به مدت ۷ روز نگهداری شد تا عمل متقابل بین خاک و آلاینده به حالت نهایی و پایدار برسد؛ این مدت زمان ۷ روز نیز مشابه تحقیقات رترناور و مگودا (۲۰۰۶) انتخاب گردید که زمان لازم برای عمل متقابل بین آلاینده و خاک را بین ۲ تا ۷ روز گزارش نمودند [15].

آزمایش تراکم استاندارد

آزمایش تراکم مطابق با استاندارد ASTM D-۶۹۸ بر روی خاک طبیعی و خاک آلوده، خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته با افزودنی های آهک و GGBS فعال شده در سه درصد وزنی ۴، ۷ و ۱۰ انجام گردید [36]. با استفاده از نتایج آن، اطلاعات مربوط به تغییرات وزن واحد حجم خشک بیشینه و رطوبت بهینه برای هر نمونه تعیین گردید.

آزمایش تعیین حدود اتربرگ

به منظور بررسی اثر افزودن مادهٔ آلی فنل و مواد افزودنی بر روی خواص خمیرایی خاک طبیعی و آلوده، طبق استاندارد ۴۳۱۸ ASTM D-، حدود اتربرگ نمونه های ذکر شده تعیین شد [37].

ساخت نمونه های مقاومتی

ساخت نمونه‌های مقاومتی برای مخلوط های بیان شده فوق به روش استاتیکی صورت گرفت. در این روش خاک با رطوبت بهینه به وزن واحد حجم خشک بیشینه (مربوط به منحنی تراکمی) رسید تا نمونه ساخته شده بیشترین مقاومت خود را داشته باشد [38].

نمونه مورد نظر با استفاده از دستگاه بارگذاری تک محوری در سه لایه و با سرعت ۱/۵ mm/min متراکم گردید؛ مقدار بار وارده به هر لایه جهت حصول $\gamma_{d\,max}$ از طریق روش سعی و خطا تعیین گردید و پس از ساخت هر نمونه $\gamma_{d\,max}$ کنترل شد. همچنین نمونه ساخته شده دارای قطر و ارتفاع معادل ۵۰ mm و ۱۰۰ mm بود. نمونه های حاوی ماده افزودنی در سه زمان عمل آوری ۷ ، ۱۴ و ۲۸ روزه در اتاقکی مخصوص ، با رطوبت بالای

٪ ۹۵ و دمای ۲۵ درجه سانتیگراد نگهداری شدند. (مطابق با استاندارد ASTM D-۱۶۳۲) [39].

آزمایش مقاومت تک محوری

نمونه‌های ساخته شده از خاک طبیعی و خاک آلوده به فنل بلافاصله پس از ساخت و نمونه‌های عمل‌آوری شده پس از پایان زمان عمل‌آوری، مطابق استاندارد ASTM D-۱۶۳۳ تحت آزمایش مقاومت تک‌محوری قرار گرفتند [40]. سرعت بارگذاری طبق استاندارد فوق برابر mm/min ۱ تنظیم شد و در حین آزمایش نیز میزان بار وارده و تغییر شکل ناشی از اعمال بار ، در نمونه ثبت گردید و بارگذاری نمونه تا زمان گسیختگی کامل نمونه، ادامه یافت و با استفاده از داده های برداشت شده منحنی تنش-کرنش برای هر نمونه رسم شد. برای کاهش خطاهای ناشی از ساخت نمونه و انجام آزمایش (افزایش دقت و تکرارپذیری)، از هر مخلوط خاک ۳ نمونه ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفتند؛ که در نتایج و محاسبات نهایی از میانگین ۳ نمونه استفاده گردید.

میکروسکوپ الکترونی روبشی SEM

تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی SEM امکان بررسی و تحلیل ریزساختار نمونه های خاک را در ابعاد میکرونی فراهم می نماید.

مغزه‌های نمونه‌های مقاومتی خاک طبیعی و آلوده، خاک طبیعی و آلوده ۲۸ روزه با ۷ درصد ماده افزودنی برای رسانا شدن، توسط طلا لایه‌نشانی گردیدند و مغزه‌ها توسط دستگاه SEM، برای بررسی میکرو ساختار رس در نمونه‌ها تحت تأثیر آلودگی، مواد افزودنی و ...، در سه بزرگنمایی ۵، ۱۰ و ۲۰ نانومتر قرار گرفتند.

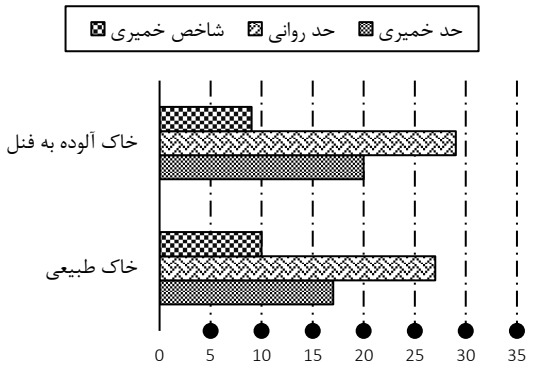
این آزمایش در آزمایشگاه پژوهشگاه مواد و انرژی با روش لایه نشانی طلا انجام گردید.

نتایج

در این کار پژوهشی تعداد ۱۴ آزمایش تعیین حدود اتربرگ، ۱۴ آزمایش تراکم استاندارد، ۱۱۴ آزمایش تعیین مقاومت تک محوری و ۶ آزمایش SEM بر روی نمونه های خاک طبیعی، خاک آلوده به فنل و همچنین خاک طبیعی و آلودهٔ اختلاط یافته با درصدهای مختلف مواد افزودنی انجام پذیرفت. نتایج به دست آمده از آزمایش های صورت گرفته به شرح زیر می باشد.

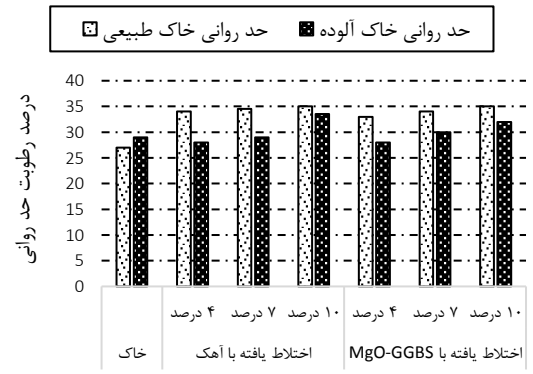
نتایج آزمایش تعیین حدود اتربرگ

شکل (۱)، نشان‌دهنده مقایسه حد روانی و حد خمیری و شاخص خمیری بین خاک طبیعی و خاک آلوده به فنل می‌باشد. مقایسه نتایج فوق نشان‌دهنده تغییرات ناشی از وجود فنل در حدود اتربرگ خاک مورد آزمایش می‌باشد. مقایسه حد روانی (به ترتیب برابر ۲۷ و ۲۹ درصد) و حد خمیری (به ترتیب برابر ۱۷ و ۲۰ درصد) برای خاک طبیعی و خاک آلوده به فنل، حاکی از افزایش هر دو عامل و کاهش شاخص خمیری (به ترتیب برابر ۱۰ و ۹) می‌باشد.



شکل ۱ حدود اتربرگ خاک طبیعی و خاک آلوده

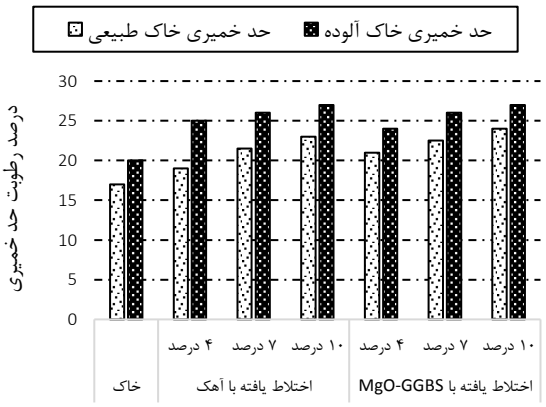
تغییرات حد روانی خاک های طبیعی و آلوده اختلاط یافته با افزودنی‌های آهک و MgO-GGBS، به صورت مقایسه‌ای در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۲ حد روانی خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته

نتایج حاصل از مقایسه حد روانی برای تمام نمونه های خاک طبیعی اختلاط یافته با مواد افزودنی نشان می دهد که، حد روانی نسبت به خاک طبیعی افزایش یافته است؛ در رابطه با خاک آلوده اختلاط یافته با مواد افزودنی نسبت به خاک آلوده، در درصد های کم مواد افزودنی (۴ و ۷ درصد) کاهش حد روانی مشاهده می شود ؛ که در اثر افزایش ماده افزودنی به ۱۰ درصد، رفتار خاک آلوده همانند خاک طبیعی شده و حد روانی خاک آلوده اختلاط یافته بیشتر از خاک آلوده می گردد.

تغییرات حد خمیری خاک طبیعی و آلوده در اثر اضافه شدن افزودنی نیز در شکل (۳) نشان داده شده است.



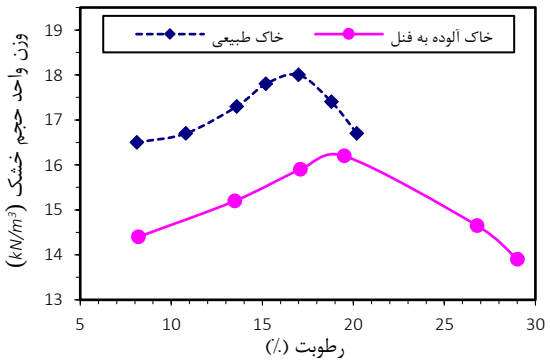
شکل ۳ حد خمیری خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته

اختلاط افزودنی‌های آهک و MgO-GGBS در هر دو خاک طبیعی و آلوده موجب افزایش حد خمیری می‌شود؛ که این افزایش حد خمیری، در همه‌ی خاک‌های اختلاط یافته مورد آزمایش، با افزایش درصد افزودنی، همراه می‌شود.

نتایج آزمایش تراکم استاندارد

وجود ماده آلی فنل در خاک طبیعی، باعث رخداد تغییراتی در خصوصیات و ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی خاک می‌شود. شکل (۴)، نتایج آزمایش تراکم خاک طبیعی و خاک آلوده به فنل را نشان می‌دهد.

مطابق با منحنی‌های تراکم در شکل (۴)، وزن واحد حجم خشک بیشینه و رطوبت بهینه برای خاک طبیعی به ترتیب برابر ۱۸kN/m^3 و ۱۷٪ می‌باشد؛ که این مقادیر در مورد خاک آلوده به فنل برابر ۱۶/۲ kN/m^3 و ۱۹/۵٪ می‌شود؛ این نتایج نشان می‌دهد که وجود ماده آلی فنل، موجب کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه و افزایش رطوبت بهینه نسبت به خاک طبیعی می‌گردد.



شکل ۴ منحنی تراکم خاک طبیعی و آلوده به فنل

در جدول (۸) مقادیر رطوبت بهینه و وزن واحد حجم خشک بیشینه برای همه نمونه ها درج شده است. تغییرات مشاهده شده از دو منظر بررسی می شود؛ یکی تغییرات خاک اختلاط یافته با افزودنی نسبت به خاک بدون افزودنی و دیگری تغییراتی که ناشی از اثر افزایش درصد افزودنی در خاک اختلاط یافته رخ می دهد.

با توجه به نتایج مندرج در جدول (۸) نتیجه‌گیری می‌شود که با افزایش درصد آهک در خاک طبیعی اختلاط یافته، وزن واحد حجم خشک بیشینه کاهش و رطوبت بهینه افزایش می‌یابند.

مقایسه مقادیر رطوبت بهینه و وزن واحد حجم خشک بیشینه خاک طبیعی و خاک اختلاط یافته با آهک نشان می‌دهد که افزودن آهک به خاک طبیعی، در ابتدا و در مقدار های کم افزودنی آهک (۴ و ۷ درصد) موجب کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه و کاهش رطوبت بهینه می‌گردد. اما با افزایش آهک در درصد های بیشتر (۱۰ درصد) ، موجب افزایش رطوبت بهینه می‌گردد؛ به طوریکه در درصد های ۴ و ۷ از آهک رطوبت بهینه نسبت به خاک طبیعی کمتر و در شرایط ۱۰ درصد آهک، رطوبت بهینه نسبت به خاک طبیعی بیشتر است.

در رابطه با خاک آلوده ، مقادیر مندرج در جدول (۸) بیانگر افزایش رطوبت بهینه و کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه‌ی خاک آلوده به فنل با افزایش میزان آهک اختلاط یافته می‌باشد.

مقایسه مقادیر رطوبت بهینه و وزن واحد حجم خشک بیشینه خاک آلوده و خاک آلوده اختلاط یافته با آهک نشان می‌دهد که افزودن آهک به خاک آلوده موجب افزایش رطوبت بهینه و کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه نسبت به خاک آلوده می گردد.

جدول ۸ نتایج آزمایش تراکم استاندارد

ردیف	نمونه		رطوبت بهینه ٪		وزن واحد حجم خشک بیشینه kN/m^3	
	افزودنی	درصد	خاک طبیعی	خاک آلوده	خاک طبیعی	خاک آلوده
۱	–	–	۱۷	۱۹/۵	۱۸	۱۶/۵
۲	آهک	۴	۱۵/۵	۱۹/۷	۱۷/۲	۱۶/۴
۳	آهک	۷	۱۶/۱	۲۰/۴	۱۶/۸	۱۶/۲
۴	آهک	۱۰	۱۹/۲	۲۱	۱۶/۱	۱۵/۹
۵	MgO-GGBS	۴	۱۶	۲۰	۱۷/۳	۱۶/۴
۶	MgO-GGBS	۷	۱۶/۸	۲۰/۵	۱۷	۱۶/۲
۷	MgO-GGBS	۱۰	۱۹/۱	۲۱/۴	۱۶/۵	۱۶

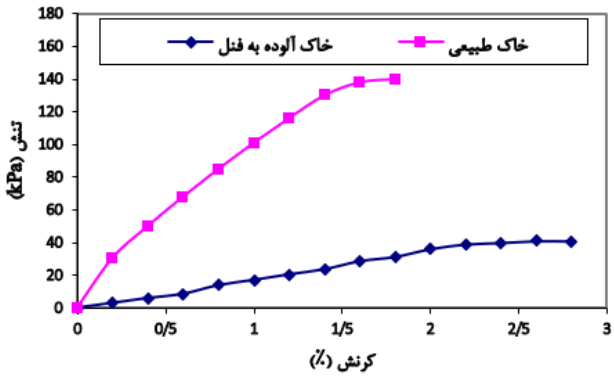
جدول (۸) مقایسه تغییرات وزن واحد حجم خشک بیشینه و رطوبت بهینه برای خاک‌های طبیعی و آلوده به فنل در تمامی درصدهای اختلاط با افزودنی های مختلف، را نشان می دهد که در خاک آلوده به فنل، تغییرات رطوبت بهینه و وزن واحد حجم خشک بیشینه با اضافه شدن میزان آهک، بسیار کمتر از خاک طبیعی است.

نتایج بدست آمده از منحنی‌های تراکمی خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته با MgO-GGBS در نسبت (۱:۳) که در جدول (۸) مشاهده می شود؛ روند کاهشی وزن واحد حجم خشک بیشینه و افزایشی رطوبت بهینه مشابه افزودن آهک می باشد.

همچنین مشاهده می شود که تغییرات در خاک اختلاط یافته با MgO-GGBS کاملاً مشابه رفتار خاک اختلاط یافته با آهک می‌باشد.

نتایج آزمایش مقاومت تک محوری

شکل (۵) منحنی تنش-کرنش خاک طبیعی و آلوده را نشان می دهد؛ همانطور که مشاهده می شود مقاومت نهایی خاک طبیعی در کرنش ۱/۴٪ و تنش معادل ۱۴۰ kPa رخ می‌دهد و برای خاک آلوده شده به آلاینده فنل، مقاومت نهایی در کرنش ۳٪ و تنش معادل ۴۱ kPa می باشد . اختلاف زیاد در کرنش نهایی این دو نمونه بیانگر رشد ناچیز تنش با کرنش های بیشتر در خاک آلوده به فنل می‌باشد و از طرفی، وجود آلاینده فنل در خاک، باعث کاهش ۷۰ درصدی مقاومت نهایی در مقایسه با خاک طبیعی می‌گردد.



شکل ۵ منحنی‌های تنش-کرنش خاک طبیعی و آلوده

در نمودار شکل (۶) مقایسه مقاومت نهایی نمونه‌های خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته با آهک در سه درصد ثابت ۴، ۷ و ۱۰ و زمان‌های عمل‌آوری متفاوت، نشان داده شده است که نتایج این مقایسه بیانگر آن است که در همه درصدهای افزودنی آهک با افزایش زمان عمل‌آوری مقاومت نهایی نمونه افزایش می‌یابد.

مقایسه مقاومت نهایی نمونه‌های اختلاط یافته با آهک نسبت به خاک طبیعی، بیانگر افزایش مقاومت نمونه‌ها در نتیجه اختلاط با آهک می‌باشد؛ همچنین نتیجه‌گیری می‌شود با افزایش درصد آهک در زمان عمل‌آوری ثابت، افزایش مقاومت نهایی رخ می دهد؛ مقایسه مقاومت نهایی نمونه‌های خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته با آهک در سه درصد ثابت ۴، ۷ و ۱۰ و زمان‌های

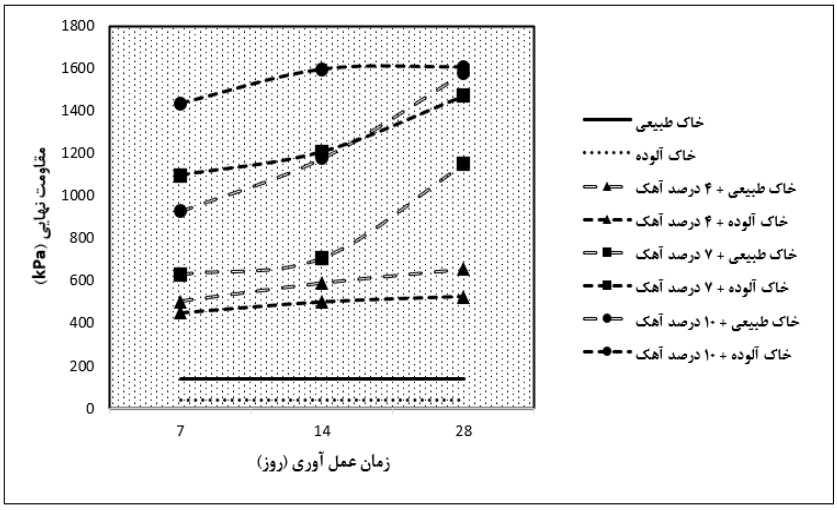
عمل‌آوری متفاوت نشان می‌دهد که در درصدهای ۷ و ۱۰ در یک زمان عمل‌آوری ثابت، مقاومت نمونه‌های خاک آلوده به فنل اختلاط یافته با آهک از خاک طبیعی اختلاط یافته با آهک بیشتر می‌باشد. به طوری که در زمان عمل آوری ۱۴ روزه برای خاک آلوده اختلاط یافته با ۱۰ درصد افزودنی آهک مقدار مقاومت نهایی برابر ۱۶۰۰ kPa می باشد و این عدد برای خاک طبیعی اختلاط یافته با ۱۰ درصد افزودنی آهک ۱۱۸۰ kPa گزارش می شود.

شکل (۷) بررسی تأثیر زمان عمل‌آوری نمونه‌ها بر روی مقاومت خاک اختلاط یافته با MgO-GGBS در درصدهای ۴، ۷ و ۱۰ را نشان می دهد؛ از این نتایج استنباط می گردد که در یک درصد ثابت از افزودنی MgO-GGBS با افزایش زمان عمل‌آوری نمونه‌ها، مقاومت نهایی نیز افزایش می‌یابد . همچنین اضافه شدن افزودنی MgO-GGBS، بهبود چشمگیری در مقاومت نمونه‌های اختلاط یافته نسبت به خاک طبیعی ایجاد می کند؛ لذا می‌توان نتیجه گرفت که در یک زمان عمل‌آوری ثابت، با افزایش درصد افزودنی MgO-GGBS، مقاومت نهایی نمونه افزایش می‌یابد و این افزایش مقاومت با افزایش درصد افزودنی MgO-GGBS در زمان‌های عمل‌آوری ۱۴ و ۲۸ روزه ، افزایش بیشتری دارد.

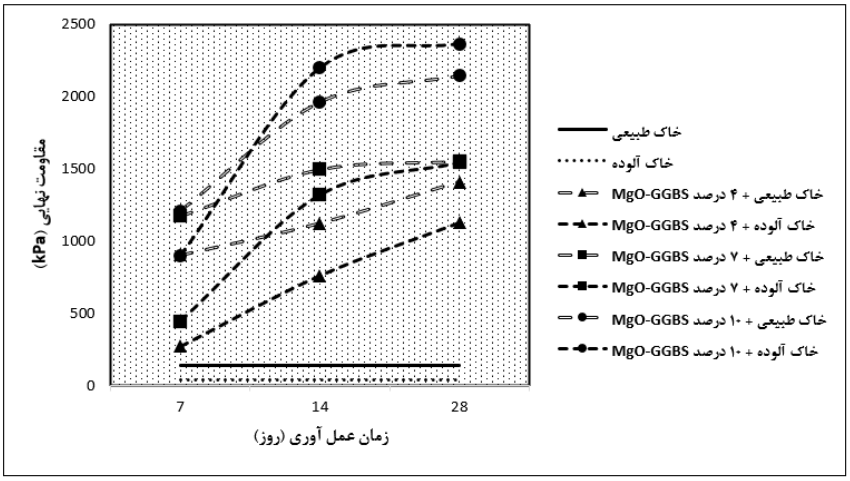
نتایج خاک آلوده اختلاط یافته با افزودنی MgO-GGBS نیز مشابه خاک طبیعی اختلاط یافته با افزودنی MgO-GGBS می‌باشد و همان روند افزایشی در مقاومت نمونه‌ها با طولانی‌تر شدن زمان عمل‌آوری و افزایش میزان افزودنی مشاهده می‌گردد و مقایسه منحنی تنش-کرنش خاک آلوده با خاک آلوده اختلاط یافته در شکل (۷)، بیانگر بهبود و افزایش چشمگیر مقاومت در اثر اختلاط با ماده افزودنی می‌باشد.

همچنین مشاهده می گردد که در زمان‌های عمل‌آوری طولانی‌تر (۱۴ و ۲۸ روزه) و درصد های افزودنی بیشتر از ۴ درصد، مقاومت خاک آلوده اختلاط یافته با MgO-GGBS بیشتر از خاک طبیعی اختلاط یافته با MgO-GGBS می‌گردد که این امر، در قسمت نتایج نمونه‌های مقاومتی اختلاط یافته با آهک نیز مشهود بود. (شکل های ۶ و ۷)

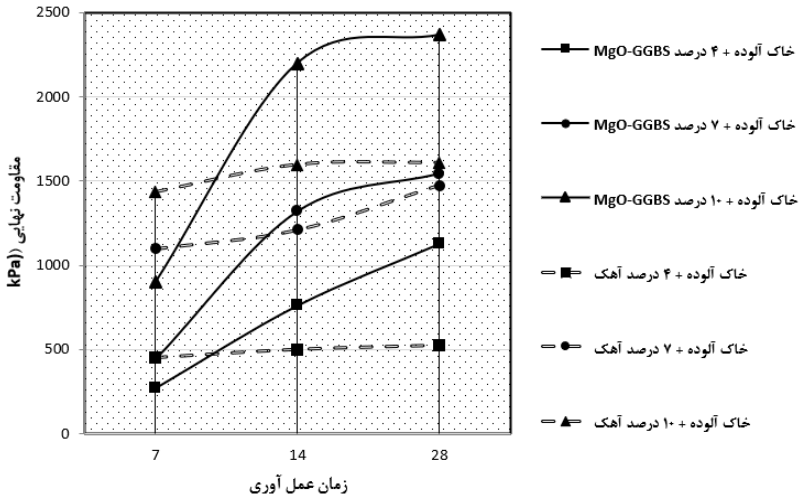
مقایسه مقاومت نهایی خاک آلوده اختلاط یافته با افزودنی در درصد های ۴، ۷ و۱۰ نیز در شکل (۸) آورده شده است. مقایسه این نتایج نشان می دهد که مقاومت نهایی حاصل از اختلاط ۱۰ درصد افزودنی MgO-GGBS بیشتر از ۱۰ درصد افزودنی آهک می باشد؛ و برای درصد های ۴ و ۷ مقاوم ت نهایی نزدیک به هم بوده است.



شکل ۶ مقاومت نهایی خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته با آهک در زمان عمل‌آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه و درصد ۴، ۷ و ۱۰



شکل ۷ مقاومت نهایی خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته با MgO-GGBS در زمان عمل‌آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه و درصد ۴، ۷ و ۱۰

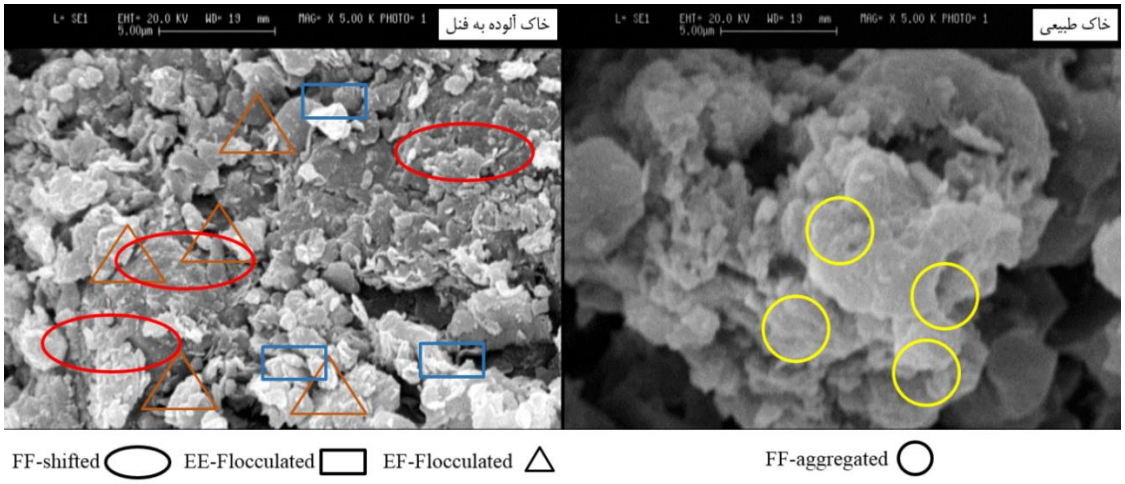


شکل ۸ مقایسه مقاومت نهایی خاک آلوده اختلاط یافته با افزودنی های آهک و MgO-GGBS

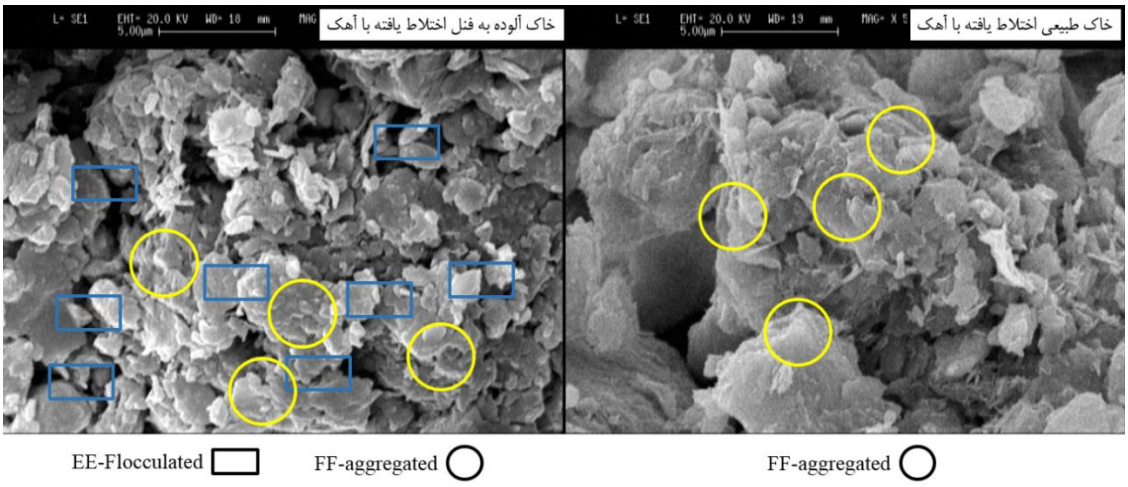
نتایج SEM

ریز ساختار خاک طبیعی و خاک آلوده به فنل در شکل (۹) نشان داده شده است؛ مشاهده می شود که ساختار خاک طبیعی به صورت صفحه به صفحه (Face to face – FF) (تجمیع شده) (Aggregated) می باشد. در خاک آلوده، تصویر ساختار صفحه به صفحه (تجمیع شده) جهت یافته (FF-shifted)، لبه به لبه (Edge to edge – EE) و لبه به صفحه (Edge to face – EF) فولکوله (لخته ای) (Flocculated) تجمیع شده را نشان می‌دهد.

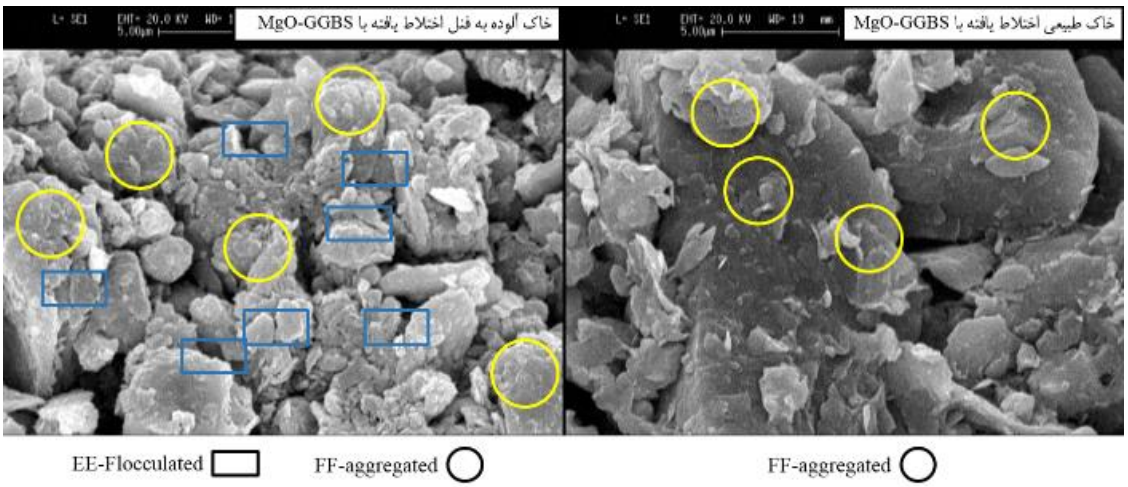
شکل (۱۰)، ریز ساختار خاک طبیعی و خاک آلوده اختلاط یافته با آهک در زمان عمل آوری ۲۸ روزه را نشان می‌دهد. در خاک طبیعی اختلاط یافته با آهک، ساختار صفحه به صفحه تجمیع یافته می باشد. در مقایسه ریزساختار خاک طبیعی در کنار خاک طبیعی اختلاط یافته با آهک تشکیل ژل‌های غیرکریستالی بر اثر واکنش های پوزولانی آهک با خاک مشاهده می گردد به طوری که پیوستگی ذرات پس از تشکیل مواد سیمانیته کامل مشهود است.در خاک آلوده اختلاط یافته با آهک، ساختار خاک صفحه به صفحه تجمیع یافته است که همچنان ساختار لبه به لبه فولکوله نیز مشاهده می شود اما بسیار کمتر از خاک آلوده می باشد.



شکل ۹ تصاویر ریزساختاری خاک طبیعی و خاک آلوده



شکل ۱۰ تصاویر ریزساختاری خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته با آهک در زمان عمل آوری ۲۸ روزه



شکل ۱۱ تصاویر ریزساختاری خاک طبیعی و آلوده اختلاط یافته با MgO-GGBS

در شکل (۱۱) که مقایسه ریز ساختار خاک طبیعی و خاک آلوده به فنل اختلاط یافته با افزودنی MgO-GGBS مشاهده می شود؛ ریز ساختار خاک آلوده و خاک طبیعی اختلاط یافته با MgO-GGBS مشابه شرایط اختلاط با آهک می باشد. (شکل ۱۰) لذا همان شرایط و توضیحات در حالت اختلاط با MgO-GGBS صدق می کند.

بحث

ساختار خاک رسی متأثر از اثر متقابل بین نیروهای الکتریکی و پدیده های فیزیکی در کانی های رسی است. متغیر های اثر گذار در ساختار خاک رسی شامل اندازه ذرات، نوع کانی رسی ، بار ساختاری یا ذاتی کانی، فعل و انفعالات سیال و تشکیل لایه مضاعف الکتریکی، pH، غلظت یون های سیال منفذی، هندسه ذرات و برهمکنش ذره به ذره می باشد [41]. تغییر ساختار خاک باعث ایجاد تغییراتی در خصوصیات و ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی آن می‌شود.

آلوده شدن خاک رسی به فنل، موجب تغییراتی در متغیر های اثر گذار ساختار خاک می گردد. که این تغییرات شامل موارد زیر می گردد.

تغییرات pH فنل یک مولکول قطبی می‌باشد که پس از انحلال در آب، تبدیل به آنیون فنوکسید می‌شود؛ و یون H^+ را در محیط آزاد می کند. افزایش یون هیدروژن در لایه مضاعف موجب می‌شود که pH محیط کاهش یابد و محیط اسیدی گردد. این کاهش pH در خاک بیشتر در لایه مضاعف نمود پیدا می کند و تاثیر آن بر کانی رسی خواهد بود؛ زیرا آلاینده به سرعت جذب رس و کاتیون های موجود در لایه مضاعف می گردد و در آن جا با افزایش غلظت یون H^+ ، شرایط برای کانی رسی به سمت محیط ای با pH کمتر خواهد بود. از این رو غلظت کم آلاینده نیز می تواند موجب تغییرات ساختاری در خاک رسی گردد.

تغییرات در بار ساختاری یا ذاتی کانی. مطابق با تحقیقات سابق نشان داده شده است که بار ذاتی ذرات کائلونیت متأثر از pH است (pH dependent) و بار گوشه ها یا لبه های آن (بین ۱۲ تا ۳۴ درصد بار کل ذره رسی) در محیط های اسیدی مثبت می گردد [42]. نتایج برخی از تحقیقات نیز نشان می دهد در محیط های خیلی اسیدی pH <۲، به طور کلی بار این کانی در سطح (صفحه) و گوشه ها مثبت می‌گردد [41]. به همین دلیل می توان بیان نمود که کائلونیت در تغییرات ساختاری خاک مورد آزمایش نقش مؤثری ایفا می کند. اما کانی مونت‌موریلونیت تغییرات بار الکتریکی متأثر از pH نخواهد داشت.

تغییرات در سیال منفذی و اثر بر لایه مضاعف. طبق تئوری گوی-چپمن در ارتباط با لایه مضاعف، ضخامت لایه مضاعف که در ساختار خاک رسی اثر دارد به ثابت دی‌الکتریک سیال حفره‌ای بستگی دارد که رابطه‌ای مستقیم بین ضخامت لایه مضاعف و ثابت دی‌الکتریک سیال حفره‌ای بر قرار است؛ از طرفی، ثابت دی‌الکتریک آب (برابر با ۷۸/۴) حدوداً ده برابر ثابت دی‌الکتریک فنل (برابر با ۸) می‌باشد. لذا، کمتر بودن ثابت دی‌الکتریک فنل نسبت به آب و وجود فنل در سیال حفره‌ای، باعث کاهش ضخامت لایه مضاعف می شود. با توجه به همان دلیلی که پیشتر برای اثر بیشتر تغییر pH در لایه مضاعف ذکر گردید؛ تغییرات ثابت دی الکتریک در سیال حفره ای نیز، تحت اثر آلاینده بیشتر در لایه مضاعف رخ خواهد داد و کل سیال متأثر نخواهد بود؛ بنابراین غلظت کم آلاینده نیز موجب تغییرات ثابت دی الکتریک خاک در لایه مضاعف می گردد که در ساختار خاک رسی اثر دارد.

تغییرات در غلظت یون ها و اثر بر لایه مضاعف. افزایش غلظت کاتیون هیدروژن H^+ حاصل از انحلال فنل، طبق تئوری گوی-چپمن موجب کاهش ضخامت لایه مضاعف می شود.

تغییرات در برهمکنش ذره به ذره. برهمکنش ذره به ذره خاک رسی که موجب تشکیل ساختار خاک رسی می گردد؛ در کانی کائلونیت متاثر از دو متغیر اصلی غلظت یون ها و pH سیال منفذی می باشد محققین نشان داده اند در شرایطی که غلظت کاتیون ها کم باشد (۰.۱۵ mol/L)، در pH های ۲ > pH و ۸ < pH برهمکنش ذرات به صورت پراکنده (deflocculated-dispersed) خواهد بود و در pH های بین ۲ تا ۸ ، به شکل لبه به صفحه یا لبه به لبه می شود. و با افزایش غلظت کاتیون در pH های ۲ > pH و ۸ < pH برهمکنش ذرات به صورت صفحه به صفحه تجمیع شده، و و در pH های بین ۲ تا ۸ برهمکنش به

شکل صفحه به صفحه جهت یافته می باشد [41].

خاک طبیعی مورد تحقیق با توجه به نتایج آزمایش های شیمیایی، غلظت کاتیونی بیشتری از ظرفیت تبادل کاتیونی خود دارد (ظرفیت تبادل کاتیونی خاک طبیعی برابر Cmole/Kg soil ۱۴ و غلظت کاتیون های موجود در خاک Cmole/Kg soil ۲۸) که این موضوع باعث می گردد خاک طبیعی در pH نزدیک به ۸، ساختار تجمیع یافته داشته باشد. با توجه به موارد ذکر شده در رابطه با ساختار خاک مورد آزمایش تحت اثر آلاینده فنل و همچنین تصاویر ریز ساختاری SEM نتیجه گیری می شود که خاک آلوده مورد آزمایش ساختار فولکوله لبه به لبه و لبه به صفحه پیدا کند که با توجه به غلظت کاتیون های موجود در خاک این ساختار به شکل تجمیع یافته فولکوله یا تجمیع یافته جهت یافته نیز مشاهده گردد.

ایجاد ساختار فولکوله در خاک آلوده نسبت به خاک طبیعی که ساختار تجمیع یافته دارد؛ باعث پیدایش فضا های خالی بیشتری بین ذرات می گردد؛ که در نتیجه آن افزایش سطح ویژه ذرات رسی و کاهش اصطکاک بین ذرات را موجب می شود. این افزایش سطح ویژه و افزایش فضاهای خالی بین ذرات باعث می‌شود که در خاک آلوده در حجم ثابت نسبت به خاک طبیعی آب بیشتری در این فضاها قرار گیرد.

در نتایج آزمایش های حدود اتربرگ، تراکم و مقاومت مشهود است که ساختار فولکوله یا جهت یافته خاک آلوده ، سطح ویژه بیشتری نسبت به خاک طبیعی با ساختار تجمیع یافته دارد که حجم کلی حفرات بیشتری برای جذب و قرارگیری آب بین ذرات خاک از خود نشان می‌دهد و در نتیجه آن حدود خمیری و روانی افزایش خواهد یافت.

در شکل (۴) منحنی های تراکم خاک طبیعی و خاک آلوده نشان داده شده است؛ با توجه به وزن واحد حجم کمتر آب نسبت به ذرات جامد خاک، در خاک آلوده با قرارگیری بیشتر آب در بین فضاها به جای ذرات خاک در مقایسه با خاک طبیعی، وزن واحد حجم خشک بیشینه کاهش پیدا می‌کند و رطوبت بهینه افزایش یابد. که این موارد، مطابق با نتایج به‌دست آمده توسط محقیقنی مانند حسین و داش (۲۰۱۵)، استبرق و همکاران (۲۰۲۳)، جهانی و همکاران (۲۰۲۲) می‌باشد [21,43,44].

با توجه به تحقیقات گذشته، نشان داده شده است که هرچه ساختار خاک، بیشتر فولکوله باشد؛ مقاومت تک محوری بهتری دارد [45]. اما در شکل (۵)، منحنی‌های تنش-کرنش خاک طبیعی و خاک آلوده نشان دهنده کاهش مقاومت خاک آلوده نسبت به خاک طبیعی می باشد؛ که با توجه به فرضیات فوق، ساختار فولکوله خاک آلوده می بایست موجب افزایش مقاومت نسبت به خاک طبیعی شود. محققین نشان داده اند که اعمال تنش به خاک رسی فولکوله در ناحیه مرطوب منحنی تراکمی (wet side) باعث می شود که ذرات خاک ساختار صفحه به صفحه تجمیع یافته یا پراکنده جهت یافته پیدا کنند [46,47]. همچنین مطابق تحقیقات انجام شده، مشاهده گردیده است که آلاینده های آلی در خاک اثر روغن کاری و کاهش اصطکاک بین ذرات دارند که این اثر روغن کاری در خاک های دانه ای اهمیت بیشتری دارد [48]. در آزمایش مقاومت تک محوری به منظور ساخت نمونه به روش تراکم استاتیکی، نمونه در نقطه رطوبت بهینه تحت بارگذاری قرار می گیرید تا به وزن واحد حجم خشک بیشینه برسد؛ به دلیل اینکه وجود فنل در سیال منفذی بین ذرات موجب روغن کاری و کاهش اصطکاک بین ذرات می شود؛ خاک آلوده در رطوبت بهینه، به نوعی در ناحیه مرطوب منحنی تراکمی خود قرار می گیرد و تحت تأثیر تراکم ساختار فولکوله و درهم خود را از دست داده و ساختار جهت یافته پیدا می کند که در نتیجه، کاهش مقاومت نمونه، به دلیل ایجاد ساختار جهت یافته در خاک آلوده بر اثر تراکم استاتیکی مشهود است.

حدود اتربرگ متأثر از خصوصیات فیزیکوشیمیایی و مکانیکی خاک و سیال منفذی است. مگودا و رتناورا عوامل کنترل کننده حدود اتربرگ را مورد مطالعه قرار دادند و آنها اظهار داشتند که اگر از آب به عنوان سیال منفذی استفاده شود، تأثیر عوامل مکانیکی ثابت می ماند. با این حال، اگر به جای آب از یک سیال آلی استفاده شود، آنگاه خواص فیزیکی سیال مانند لزجت بر حد روانی تأثیر می‌گذارد. ثابت دی الکتریک کم مواد آلی باعث می شود که خاک رس در مجاورت آلودگی آلی، بیشتر شبیه به خاک دانه ای رفتار کند و در نتیجه حد روانی و خمیری را کاهش دهد. خاک رس آلوده به دلیل تشکیل آگلومرا ها (agglomerates) (ذرات تجمیع یافته و به هم چسبیده) بیشتر شبیه یک ماده بدون چسبندگی عمل می کند [49].

در کل، میزان تأثیر سیال با لزجت زیاد بر حد روانی و خمیری خاک به ویژگی‌های خاص خاک و شرایط محیطی آن بستگی دارد. در برخی موارد، حدود اتربرگ ممکن است کاهش

یابد و در موارد دیگر، افزایش یابد [2,50]. لزجت فنل (حدود ۱.۵ تا ۲.۰ میلی‌پاسکال‌ثانیه (mPa·s)) دو برابر لزجت آب (تقریباً ۱.۰۰۲ میلی‌پاسکال‌ثانیه (mPa·s)) است؛ پس سیال منفذی در خاک آلوده به فنل، لزجت بالاتری دارد؛ در مجاورت سیالات با لزجت زیاد، خاک ممکن است در برابر تغییر شکل مقاوم‌تر عمل کند؛ این بدان معناست که برای رسیدن به حالت روان، نیاز به رطوبت بیشتری خواهد بود و حد روانی ممکن است افزایش یابد [51]. همچنین لزجت زیاد سیال ممکن است موجب افزایش خاصیت خمیری (پلاستیسیته) خاک شود. در این حالت، برای رسیدن به حالت خمیری، به رطوبت بیشتری نیاز است، که حد خمیری را افزایش می دهد [51].

مقایسه حدود اتربرگ خاک طبیعی و آلوده نشان داد که با آلوده شدن خاک، حدود اتربرگ افزایش می یابد که این امر حاکی از آن است که تحت اثر افزایش لزجت سیال منفذی در خاک آلوده، نیاز به محتوای آب بیشتری برای رسیدن به حد روانی و حد خمیری شده است. همچنین ساختار فولکوله خاک آلوده موجب افزایش سطح ویژه می گردد که این موضوع موجب افزایش فضا های بین ذره ای و جذب آب می شود.

اضافه شدن آهک و MgO-GGBS به خاک موجب انجام واکنش‌های شیمیایی (هیدراتاسیون، تبادل کاتیونی و واکنش‌های پوزولانی) بین مواد افزودنی و ذرات رسی خاک می گردد؛ که این واکنش ها امکان تشکیل ترکیبات هیدرات سیلیکات کلسیم (CSH) ، هیدرات آلومینات کلسیم (CAH) و یا ترکیبات مشابه را فراهم می‌کنند که در افزایش مقاومت نمونه ها نقش مهمی دارند؛ همچنین ساختار یا فابریک خاک در اثر انحلال مواد افزودنی ممکن است که تغییر کند که در ادامه عوامل مؤثر بر این تغییرات بررسی می شود. این تغییرات در ساختار خاک بیشتر در کوتاه مدت خواهند بود و پس از انجام واکنش های پوزولانی در بلند مدت، محصولات این واکنش ها شرایط را کنترل می کنند.

تغییرات در pH. انحلال افزودنی ها باعث افزایش کاتیون های فلزات قلیایی در سیال منفذی می شود؛ که در نتیجه آن pH محیط و سیال منفذی افزایش می یابد و محیط قلیایی گردد.

تغییرات در بار ساختاری یا ذاتی کانی. در بخش قبل ذکر شد که بار ذاتی ذرات کائلونیت متأثر از pH است (pH dependent) و این موضوع در محیط های قلیایی باعث می شود خاک به صورت کامل در لبه ها و صفحه بار منفی داشته باشد [41].

تغییرات در سیال منفذی و اثر بر لایه مضاعف. طبق تئوری و رابطه گوی-چپمن و احتمال کاهش ثابت دی‌الکتریک سیال حفره‌ای در اثر انحلال افزودنی ها (آب در بین مواد بیشترین ثابت دی الکتریک را دارد (برابر با ۷۸/۴) و انحلال مواد دیگر در آن ممکن است موجب کاهش ثابت دی الکتریک آن شود.) ضخامت لایه مضاعف کاهش می یابد.

تغییرات در غلظت یون ها و اثر بر لایه مضاعف. افزایش غلظت کاتیون های Ca^{2+} و Mg^{2+} حاصل از انحلال افزودنی ها، طبق تئوری گوی-چپمن موجب کاهش ضخامت لایه مضاعف می شود.

تغییرات در برهمکنش ذره به ذره. در بخش قبل ذکر شد که در کانی کائلونیت دو متغیر اصلی غلظت یون ها و pH سیال منفذی ساختار خاک را تعیین می کنند؛ در وضعیتی که افزایش غلظت کاتیون ها موجب افزایش pH می شود ساختار خاک به صورت صفحه به صفحه تجمیع یافته خواهد بود [41].

علاوه بر موارد فوق الذکر، به واسطه افزودنی ها، واکنش‌های شیمیایی (هیدراتاسیون، تبادل کاتیونی و واکنش‌های پوزولانی) در خاک شکل می گیرد که این واکنش ها برای هر افزودنی در ادامه تشریح شده است.

واکنش‌های شیمیایی مذکور برای افزودنی آهک به شکل زیر می‌باشد:

(۱) هیدراتاسیون آهک $Ca(OH)_2 \rightarrow Ca^{+2} + 2OH^-$

(۲) تبادل کاتیونی ذرات رسی و انحلال Al_2O_3 و SiO_2

(۳) واکنش پوزولانی $Ca^{+2} + 2OH^- + SiO_2 \rightarrow CSH$

(۴) واکنش پوزولانی $Ca^{+2} + 2OH^- + Al_2O_3 \rightarrow CAH$

و برای افزودنی MgO-GGBS نیز شامل واکنش های زیر است:

(۵) تشکیل بروسیت $MgO + H_2O \rightarrow Mg(OH)_2$

(۶) هیدراتاسیون $Mg(OH)_2 \rightarrow Mg^{+2} + 2OH^-$

(۷) تبادل کاتیونی ذرات رسی و انحلال Al_2O_3 و SiO_2

(۸) تبادل کاتیونی ذرات GGBS وانحلال CaO و SiO_2 و...

ترکیبات CAH و CSH، در ابتدا به‌صورت ژل می‌باشند؛ که با گذشت زمان سخت می‌شوند؛ که موجب پیوند محکم بین ذرات و افزایش مقاومت می‌گردند. هرچه میزان افزودنی بیشتر باشد، انجام واکنش‌های فوق بیشتر بوده و تولید مواد چسبنده و سیمانیته بیشتر می‌شود و هرچه زمان عمل‌آوری بیشتر باشد این مواد چسبنده و سیمانیته‌کننده سخت‌تر می‌شوند [55-52]. که این مواد سیمانیته در تصاویر SEM به صورت پیوستگی بین ذرات مشاهده می گردند. (شکل های ۱۰ و ۱۱) همچنین هیدراتاسیون افزودنی ها منجر به غلظت بالای کاتیون ها در لایه مضاعف الکتریکی می‌شود که موجب کاهش ضخامت لایه مضاعف و تشکیل ساختار تجمیع یافته می‌گردد [56]. با گذشت زمان در اثر همین مواد سیمانیته کننده خاک طبیعی و آلوده به فنل در اثر اختلاط با مواد افزودنی، افزایش مقاومت نیز خواهند داشت. نتایج به‌دست آمده در این شرایط، با نتایج ارائه شده به‌وسیله راتناویرا و میگودا (۲۰۰۶)، استبرق و همکاران (۲۰۲۳)، استبرق و همکاران (۲۰۲۲) مطابقت دارد [15,23,25,44,57].

در شکل های (۲) و (۳)، مقایسه نتایج نمونه های اختلاط یافته با مواد افزودنی ، افزایش حد روانی و خمیری نسبت به خاک طبیعی است که دلیل آن در افزایش سطح ویژه خاک اختلاط یافته نسبت به خاک طبیعی می‌باشد.

در آزمایش حدود اتربرگ بر روی خاک اختلاط یافته با افزودنی‌های آهک و MgO-GGBS، ساختار تجمیع یافته ایجاد می‌گردد؛ اما در تعیین حد روانی و حد خمیری خاک‌ها، تغییرات سطح ویژه تحت تأثیر افزودنی‌ها، نقش اصلی را ایفا می‌کند. با این حال، در درصدهای کم (۴ درصد) افزودنی‌های آهک و MgO-GGBS در خاک آلوده اختلاط یافته، حد روانی نسبت به خاک آلوده کاهش داشته است که این موضوع به‌دلیل تغییر ساختار خاک به ساختار تجمیع یافته می‌باشد که موجب کاهش سطح ویژه می‌شود.

در شکل (۲) مشاهده می‌گردد؛ حد روانی خاک آلوده اختلاط یافته با آهک و MgO-GGBS نسبت به خاک طبیعی اختلاط یافته با آهک و MgO-GGBS کمتر است؛ در حالی که خاک آلوده، نسبت به خاک طبیعی، حد روانی بیشتری دارد. دلیل این موضوع، تفاوت در ساختار اولیه خاک طبیعی و آلوده است؛ تحقیقات نشان داده که افزودن آهک به کائلونیت موجب افزایش حد روانی و افزایش شاخص خمیری می شود. این تغییرات رفتار به تغییر در ظرفیت تباد کاتیونی خاک نسبت داده شده است [58]. تغییرات ظرفیت تبادل کانیونی نیز در این دو خاک متفاوت بوده و نتایج غیر یکسان را ارائه می کند.

با وجود اینکه ساختار تجمیع یافته موجب افزایش وزن واحد حجم خشک بیشینه و کاهش رطوبت بهینه می‌گردد. (حجم کلی فضا های خالی بر اثر درشت دانه تر شدن ذرات خاک کاهش پیدا می کند [59,60].) اما افزایش درصد آهک و MgO-GGBS در خاک طبیعی، روند افزایشی رطوبت بهینه و روند کاهشی وزن واحد حجم خشک بیشینه را به همراه دارد که این روند به دلایل زیر رخ می‌دهد:

افزایش سطح ویژه خاک احتلاط یافته به دلیل وجود افزودنی‌های با سطح ویژه زیاد نسبت به خاک، موجب قرارگیری بیشتر آب در فضا بین ذرات خاک ، کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه و افزایش رطوبت بهینه می‌شود. همچنین وزن واحد حجم کمتر مواد افزودنی نسبت به خاک طبیعی نیز مزید بر کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه می‌شود؛ زیرا ذرات افزودنی که جایگزین ذرات خاک می شوند، دارای وزن واحد حجم کمتری می باشند [60]. اما نتایج نشان می دهد که در درصد های کم افزودنی آهک و MgO-GGBS مشاهده می شود که خاک طبیعی اختلاط یافته نسبت به خاک طبیعی کاهش رطوبت بهینه را به همراه دارد که این امر به دلیل تغییر در ظرفیت تبادل کاتیونی خاک تحت اثر افزودنی ها است که در درصدهای کم افزودنی کاهش رطوبت بهینه را نسبت به خاک طبیعی همراه دارد.

همانطور که در بخش نتایج مقاومتی ذکر شد ؛ نمونه های خاک آلوده اختلاط یافته با افزودنی های آهک و MgO-GGBS مقاومت بیشتری نسبت به خاک طبیعی اختلاط یافته با افزودنی های مذکور دارند که این امر به دلیل تشکیل ماده ای سخت به نام فنولات کلسیم یا کلسیم دی فنوکسید با فرمول شیمیایی $C_{12}H_{10}CaO_2$ می باشد که بر اثر واکنش زیر بین افزودنی و آلاینده تولید می شود.

$$Ca(OH)_2 + 2C_6H_5OH \rightarrow Ca(C_6H_5O)_2 + 2H_2O \qquad (۹)$$

تشکیل رسوب فنلات کلسیم یا کلسیم دی فنوکسید در خاک آلوده به فنل بهسازی شده با آهک، توسط محققینی مانند ویپولاندان (۱۹۹۵) و حسنوف (۲۰۲۲) نیز گزارش شده است که موجب افزایش مقاومت می‌گردد [24,61].

نتیجه گیری

در این پژوهش مجموعه‌ای شامل ۱۴ آزمایش تعیین حدود اتربرگ، ۱۴ آزمایش تراکم استاندارد، ۱۱۴ آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری و ۶ آزمایش میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) بر روی نمونه‌های خاک طبیعی، خاک آلوده به فنل، و همچنین نمونه‌های بهسازی‌شده با درصدهای مختلف مواد افزودنی آهک و MgO-GGBS انجام گرفت.

بررسی تغییرات حدود اتربرگ نشان داد که آلودگی خاک به فنل منجر به افزایش حد روانی و حد خمیری و در نتیجه کاهش شاخص خمیری می‌شود. حد روانی از ۲۷٪ در خاک طبیعی به ۲۹٪ و حد خمیری از ۱۷٪ به ۲۰٪ افزایش یافت، در حالی که شاخص خمیری از ۱۰ به ۹ کاهش پیدا کرد. افزودن مواد تثبیت‌کننده، بسته به نوع خاک و درصد مصرف، تأثیرات متفاوتی داشت. در خاک طبیعی، اختلاط با آهک یا MgO-GGBS به‌طور کلی حد روانی و حد خمیری را افزایش داد. اما در خاک آلوده، درصدهای پایین مواد افزودنی (۴ و ۷٪) باعث کاهش حد روانی نسبت به خاک آلوده بدون افزودنی شد و تنها در درصد بالاتر (۱۰٪) روندی مشابه خاک طبیعی مشاهده گردید. در همه حالت‌ها، افزایش درصد افزودنی موجب افزایش حد خمیری شد.

نتایج آزمایش تراکم نشان داد که وجود فنل باعث کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه از ۱۸ kN/m^3 به ۱۶٫۲ kN/m^3 و افزایش رطوبت بهینه (از ۱۷٪ به ۱۹٫۵٪) می‌گردد. اختلاط خاک با آهک یا MgO-GGBS معمولاً موجب کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه و افزایش رطوبت بهینه می‌شود که این اثر با افزایش درصد افزودنی تشدید می‌گردد. با این حال، در برخی مقادیر پایین افزودنی (۴ و ۷٪)، خاک طبیعی کاهش مختصری در رطوبت بهینه نشان داد که احتمالاً ناشی از تغییرات ظرفیت تبادل کاتیونی است. تغییرات در خاک آلوده به فنل نیز مشابه بوده ولی دامنه تغییرات نسبت به خاک طبیعی کمتر بوده است.

آزمایش مقاومت تک‌محوری نشان داد که آلودگی خاک به فنل باعث کاهش شدید مقاومت (حدود ۷۰٪) می‌شود؛ به‌طوری که مقاومت نهایی از ۱۴۰ kPa در خاک طبیعی به ۴۱ kPa در خاک آلوده کاهش یافت. با این حال، اختلاط با هر دو افزودنی موجب افزایش مقاومت در هر دو نوع خاک شد و این افزایش تابعی مستقیم از درصد افزودنی و مدت زمان عمل‌آوری بود. در هر دو نوع خاک، بیشترین مقاومت مربوط به درصدهای بالاتر افزودنی و زمان عمل‌آوری طولانی‌تر (۲۸ روزه) بود. جالب آن‌که در درصدهای متوسط و بالا (۷ و ۱۰٪)، خاک آلوده بهسازی‌شده مقاومت بالاتری نسبت به خاک طبیعی بهسازی‌شده نشان داد. این امر احتمالاً به دلیل تشکیل ترکیبات سخت و سیمانی نظیر فنولات کلسیم در خاک آلوده است. مقایسه بین دو افزودنی نشان داد که MgO-GGBS در درصد ۱۰٪ مقاومت بیشتری نسبت به آهک ایجاد می‌کند، هرچند در درصدهای پایین‌تر نتایج دو افزودنی نزدیک به هم است.

تصاویر SEM تغییرات قابل‌توجهی را در ریزساختار نمونه‌ها نشان داد. خاک طبیعی عمدتاً ساختار صفحه‌به‌صفحه متراکم داشت، در حالی که خاک آلوده ساختاری فولکوله با آرایش لبه‌به‌لبه و لبه‌به‌صفحه پیدا کرده بود که فضای خالی و سطح ویژه بیشتری ایجاد می‌کند. در نمونه‌های بهسازی‌شده با آهک یا MgO-GGBS، تشکیل ژل‌های سیمانی CSH و CAH و پیوندهای بین‌ذره‌ای به وضوح مشاهده شد که بیانگر واکنش‌های پوزولانی و هیدراتاسیون است. این تغییرات ساختاری باعث کاهش فضای خالی و افزایش پیوستگی ذرات گردیده و بهبود مقاومت مکانیکی را توجیه می‌کند.

به‌طور کلی، نتایج نشان می‌دهد که:

۱. فنل موجب تضعیف خواص مکانیکی خاک و تغییر پارامترهای فیزیکی آن می‌شود.

۲. افزودن آهک و MgO-GGBS بهبود قابل‌ملاحظه‌ای در مقاومت و برخی خصوصیات فیزیکی ایجاد می‌کند که با افزایش درصد و زمان عمل‌آوری تشدید می‌شود.

۳. خاک آلوده بهسازی‌شده در برخی شرایط مقاومت بالاتری از خاک طبیعی بهسازی‌شده دارد که به دلیل واکنش‌های شیمیایی بین فنل و افزودنی‌هاست.

۴. MgO-GGBS به‌ویژه در درصدهای بالاتر عملکرد مقاومتی بهتری نسبت به آهک ارائه می‌دهد.

واژه نامه

بهسازی خاک	Soil Stabilization
خاک رسی	Clay Soil
خاک آلوده	Contaminated Soil
فنل	Phenol
آهک	Lime

سرباره دانه‌بندی‌شده کوره بلند GGBS (Ground Granulated Blast Furnace Slag)

منیزیم اکسید MgO (Magnesium Oxide)

سرباره فعال‌شده با منیزیم اکسید MgO–GGBS

میکروسکوپ الکترونی روبشی SEM (Scanning Electron Microscope)

پراش پرتو ایکس XRD (X-Ray Diffraction)

سیستم طبقه‌بندی متحد خاک USCS (Unified Soil Classification System)

حدود اتربرگ Atterberg Limits

حد روانی Liquid Limit (LL)

حد خمیری Plastic Limit (PL)

شاخص خمیری Plasticity Index (PI)

رطوبت بهینه Optimum Moisture Content (ω_{opt})

وزن واحد حجم خشک بیشینه Maximum Dry Density ($\gamma_{d\ max}$)

مقاومت فشاری تک‌محوری Unconfined Compressive Strength (UCS)

آزمایش تراکم Compaction Test

زمان عمل‌آوری Curing Time

هیدرات سیلیکات کلسیم CSH (Calcium Silicate Hydrate)

هیدرات آلومینات کلسیم CAH (Calcium Aluminate Hydrate)

اسیدیته pH

هدایت الکتریکی EC (Electrical Conductivity)

قسمت در میلیون (غلظت) ppm (Parts per million)

انجمن آمریکایی آزمون و مواد ASTM

تقدیر و تشکر

مراجع

[1] J. K. Mitchell and K. Soga, *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons New York, 2005.

[2] J. K. Mitchell, *Fundamentals of Soil Behavior*. Wiley, 1993.

[3] M. Weber, M. Weber, and M. Kleine-Boymann, "Phenol," in Ullmann's Encyclopedia of Industrial Chemistry. https://doi.org/10.1002/14356007.a19_299.pub3

[4] L. Djokic *et al.*, "Phenol removal from four different natural soil types by Bacillus sp. PS11," *Applied Soil Ecology*, vol. 70, pp. 1-8, 2013. https://doi.org/10.1016/j.apsoil.2013.04.002

[5] C. Du, C. Shang, T. Wang, X. Xiao, J. Ruan, D. Ma, Y. Tang, and R. Qiu, "Study of the process and mechanism of the remediation of phenol contaminated soil by plasma vibrated bed," *Plasma Chemistry and Plasma Processing*, vol. 37, no. 6, pp. 1635–1653, 2017. https://doi.org/10.1007/s11090-017-9850-6

[6] R. Yong, *Geoenvironmental Engineering: Contaminated Soils, Pollutant Fate, and Mitigation*. 2000, pp. 1-309.

[7] E. Khosravi, H. Ghasemzadeh, M. R. Sabour, and H. Yazdani, "Geotechnical properties of gas oil-contaminated kaolinite," *Engineering Geology*, vol. 166, pp. 11-16, 2013. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.08.004

[8] A.Tuncan, "Predicted mechanism of crude oil and marine clay interactions," *Environmental Geotechnology*, 1992.

[9] A. W. Hago, H. F. Hassan, A. Al Rawas, R. Taha, and S. Al-Hadidi, "Characterization of concrete blocks containing petroleum-contaminated soils," *Construction and Building Materials*, vol. 21, no. 5, pp. 952-957, 2007. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.04.006

[10] S. J. Shah, A. V. Shroff, J. V. Patel, K. C. Tiwari, and D. Ramakrishnan, "Stabilization of fuel oil contaminated soil—A case study," *Geotechnical & Geological Engineering*, vol. 21, no. 4, pp. 415-427, 2003.

https://doi.org/10.1023/B:GEGE.0000006052.61830.1a

[11] E. Foreman David and E. Daniel David, "Permeation of Compacted Clay with Organic Chemicals," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 112, no. 7, pp. 669-681, 1986. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:7(669)

[12] A. Sridharan, A. El‐Shafei, and M. Norihiko, "A study on the dominating mechanisms and parameters influencing the physical properties of Ariake clay," *Lowland Technology International*, vol. 2, no. 2, pp. 55–70, 2000.

[13] A. Sridharan and G. Rao, "Mechanism controlling volume change of saturated clays and the role of the effective stress concept," *Géotechnique*, vol. 23, pp. 359-382, 1973. https://doi.org/10.1680/geot.1973.23.3.359

[14] H. A. Al-Sanad, W. K. Eid, and N. F. Ismael, "Geotechnical Properties of Oil-Contaminated Kuwaiti Sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 121, no. 5, pp. 407-412, 1995. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:5(407)

[15] Ratnaweera, P. and Meegoda, J.N., "Shear strength and stress-strain behavior of contaminated soils," *Geotechnical Testing Journal*, *29*(2), pp.133-140, 2006. https://doi.org/10.1520/GTJ12686

[16] A. R. Estabragh, I. Beytolahpour, M. Moradi, and A. A. Javadi, "Mechanical behavior of a clay soil contaminated with glycerol and ethanol", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 20, no. 5, pp. 503-519, 2016. https://doi.org/10.1080/19648189.2015.1047900

[17] N. Boushvaei, M. Jirayee‐Shar, and M. Amlaskhi, "Laboratory study of the behavior of clay soil stabilized with calcium lignosulfonate and polyethylene fibers under wetting–drying cycles," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 36, no. 1, 2023.

[18] R. Rezvani Tochahi, M. Azizi, P. Noupars, and A. Nabizadeh, "Investigation of the effect of lime and nano‐lime on the compaction and strength characteristics of Chalous coastal sand," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 33, no. 2, pp. 55–70, 2020.

[19] Amini, Raeisi Estabraq, Abdollahi, and Jamal, "Effect of magnesium oxide on the improvement of a clay soil contaminated with phenanthrene," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 34, no. 3, pp. 53–66, 2021.

[20] W. Li, P. Ni, and Y. Yi, "Comparison of reactive magnesia, quick lime, and ordinary Portland cement for stabilization/solidification of heavy metal-contaminated soils," *Science of The Total Environment*, vol. 671, 2019. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.03.270

[21] a. jahani, A. Raeesi Estabragh, h. khajepour, and M. Amini, "Comparison of the effect of Cement, Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS), and activated GGBS on stabilization of a clay soil," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 35, no. 3, pp. 89-106, 2022. https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/article_42698.html?lang=en

[22] M. Amini, A. Raeisi Estabraq, and J. Abdollahi Alibeyk, "Effect of magnesium oxide on the improvement of a clay soil contaminated with phenanthrene," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 34, no. 3, 2021.

[23] Jahani, A. Raeisi Estabraq, Khajehpour, and M. Amini, "Comparison of the performance of cement, ground granulated blast furnace slag (GGBS), and activated GGBS in the improvement of a clay soil," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 35, no. 3, pp. 89–106, 2022. https://doi.org/10.22067/jfcei.2022.74908.1115

[24] C. Vipulanandan, "Effect of clays and cement on the solidification/stabilization of phenol-contaminated soils,"

Waste Management, vol. 15, no. 5-6, pp. 399-406, 1995. https://doi.org/10.1016/0956-053X(95)00041-W

[25] A. R. Estabragh, M. Amini, A. Javadi, and C. Lull, "Remediation of a clay soil contaminated with phenanthrene by using mixture of bentonite and cement," *Environmental Progress & Sustainable Energy*, vol. 42, 2022. https://doi.org/10.1002/ep.14055

[26] N. Heidarzadeh, M. Tayebi Jebeli, and T. Taslimi, "Cement-based solidification/stabilization of phenol-contaminated soil by bentonite and organophilic clay," *Remediation Journal*, vol. 28, pp. 87-96, 2017. https://doi.org/10.1002/rem.21545

[27] Z. Su, J. Liu, Y. Jin, C. Hou, and Y. Nie, "Cement/Activated-Carbon Solidification/Stabilization Treatment of Phenol-Containing Soil," 3rd International Conference on Bioinformatics and Biomedical Engineering, Icbbe, 2009, pp. 1-4. https://doi.org/10.1109/ICBBE.2009.5162482

[28] C. Shi, D. Roy, and P. Krivenko. *Alkali-Activated Cements and Concretes*. Taylor & Francis, 2006.

[29] D. Higgins, "Briefing: GGBS and sustainability," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials*, vol. 160, no. 3, pp. 99-101, 2007. https://doi.org/10.1680/coma.2007.160.3.99

[30] D. Higgins, "Soil stabilisation with ground granulated blastfurnace slag," *UK Cementitious Slag Makers Association (CSMA)*, vol. 1, p. 15, 2005.

[31] Y. Yi, M. Liska, and A. Al-Tabbaa, "Properties of Two Model Soils Stabilized with Different Blends and Contents of GGBS, MgO, Lime, and PC," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 26, pp. 267-274, 2014. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000806

[32] F. Jin, F. Wang, and A. Al-Tabbaa, "Three-year performance of in-situ solidified/stabilised soil using novel MgO-bearing binders," *Chemosphere*, vol. 144, pp. 681-688, 2016. https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2015.09.046

[33] n. Headarzadeh and T. Taslimi, "Evaluation of the unconfined compressive strength in solidification and stabilization of a phenol-contaminated soil using ordinary and organophilic clays," *Journal of Engineering Geology*, vol. 11, no. 4, pp. 343-362, 2018.

[34] Y. Yi, M. Liska, F. Jin, and A. Al-Tabbaa, "Mechanism of reactive magnesia-GGBS soil stabilisation," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 53, no. 5, pp. 773-782, 2015. https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0183

[35] E. A. Basha, R. Hashim, H. B. Mahmud, and A. S. Muntohar, "Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement," *Construction and Building Materials*, vol. 19, no. 6, pp. 448-453, 2005. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.08.001

[36] ASTM International, "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ [2,700 kN-m/m³])", ASTM D1557-09, West Conshohocken, PA, USA, 2009.

[37] ASTM International, "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils", ASTM D4318-10, West Conshohocken, PA, USA, 2010.

[38] A. R. Estabragh, I. Beytolahpour, and A. A. Javadi, "Effect of Resin on the Strength of Soil-Cement Mixture," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 23, pp. 969-976, 2011. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000252

[39] ASTM International, "Practice for Making and Curing Soil-Cement Compression and Flexure Test Specimens in

the Laboratory", ASTM D1632-07, West Conshohocken, PA, USA, 2007.

[40] ASTM International, "Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders", ASTM D1633-00, West Conshohocken, PA, USA, 2000.

[41] A. Palomino and J. Santamarina, "Fabric map for kaolinite: Effects of pH and ionic concentration on behavior [J]," *Clays and Clay Minerals - CLAYS CLAY MINER*, vol. 53, pp. 211-223, 2005.

[42] Y. H. Wang and W .K. Siu, "Structure characteristics and mechanical properties of kaolinite soils. I. Surface charges and structural characterizations," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 43, no. 6, pp. 587-600, 2006. https://doi.org/10.1139/t06-026

[43] M. Hussain and S. Dash, "The influence of lime on the compaction behaviour of soils," *Environmental Geotechnics*, vol. 3, no. 5, 2015. https://doi.org/10.1680/envgeo.14.00015

[44] A. R. Estabragh, A. Shourijeh, K. Rezaei, A. Javadi, and M. Amini, "Stabilization and Solidification of a Clay Soil Contaminated with MTBE by Using MgO and Hydrated Lime," *Soil and Sediment Contamination: An International Journal*, pp. 1-20, 2023. https://doi.org/10.1080/15320383.2023.2192283

[45] J. Mitchell, "Fundamentals of soil behavior," ed: John Wiley & Sons/John Wiley & Sons, LTD, 2005.

[46] Y.-H. Wang and W.-K. Siu, "Structure characteristics and mechanical properties of kaolinite soils. II. Effects of structure on mechanical properties," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 43, no. 6, pp. 601-617, 2006. https://doi.org/10.1139/t06-027

[47] H. Cetin, M. Fener, M. Söylemez, and O. Günaydin, "Soil structure changes during compaction of a cohesive soil," *Engineering geology*, vol. 92, no. 1-2, pp. 38-48, 2007. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.03.005

[48] M. Khamehchiyan, A. H. Charkhabi, and M. Tajik, "Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of clayey and sandy soils," *Engineering geology*, vol. 89, no. 3-4, pp. 220-229, 2007. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.10.009

[49] N. J. Meegoda and P. Ratnaweera, "Compressibility of contaminated fine-grained soils," *Geotechnical Testing Journal*, vol. 17 ,no. 1, pp. 101-112, 1994. https://doi.org/10.1520/GTJ10078J

[50] B. M. Das and K. Sobhan, "Principles of geotechnical engineering," 2006.

[51] V. Murthy, *Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. CRC press, 2002.

[52] D. Boardman, S .Glendinning, and C. Rogers, "Development of stabilisation and solidification in lime–clay mixes," *Geotechnique*, vol. 51, no. 6, pp. 533-543, 2001. https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.6.533

[53] R. Parvaresh, R. Dabiri, and S. Ebrahimi Asl, "Effect of nano‑cement particles on the geotechnical properties of aeolian sand–bentonite mixtures," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 37, no. 2, pp. 1–24, 2024. https://doi.org/10.22067/jfcei.2024.82076.1225

[54] M. Amiri, A. Asakereh, and A. H. Farokhdel, "The effect of combined nanosilica and lime on the improvement of the marl soil engineering properties," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 32, no. 1, pp. 35–54, 2019. https://doi.org/10.22067/civil.v32i1.73803

[55] P. T. Sherwood, "Soil Stabilization with Cement and Lime (TRL State‐of‐the‐Art Review)", London, UK: HMSO, 1995.

[56] J. K., “B. M. Das, 1983. Advanced Soil Mechanics. xiii + 511 pp. Washington, New York, London: Hemisphere Publishing Corp. Price U.S. $34.95. ISBN 0‐07‐015416‐3,” Geological Magazine, vol. 121, p. 377, 2009.

[57] A. R. Estabragh, M. Amini, A. Javadi ,and M. T. Sanjuan, "Remediation of a clay soil contaminated with phenanthrene with MgO and forced carbonation," *Journal of Chemical Technology & Biotechnology*, vol. 97, no. 9, 2022. https://doi.org/10.1002/jctb.7136

[58] F. G. Bell, "Lime stabilization of clay minerals and soils," *Engineering Geology*, vol. 42, no. 4, pp. 223-237, 1996. https://doi.org/10.1016/0013-7952(96)00028-2

[59] K. T. Osman, “Physical properties of soil,” in Soils: Principles, Properties and Management, Dordrecht, Netherlands: Springer, 2012, pp. 49–65. https://doi.org/10.1007/978-94-007-5663-2_5

[60] Shoush Pasha, Eisa, Abbasi, and Molaabbasi, “Investigation of the effect of zeolite and cement on the compaction of Babolsar sandy soil,” *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 29, no. 1, pp. 69–78, 2017. https://doi.org/10.22067/civil.v29i1.43575

[61] R. G. Hasanov, G. Hasanov, and V. K. Valiev, "NEUTRALIZATION OF PHENOL-CONTAMINATED SOILS," *Chemical Problems*, vol. 20, pp. 154-163, 2022.

CONTENTS

Laboratory Evaluation and Machine Learning-Based Prediction of Mechanical Properties in Cement Mortar Incorporating Microsilica Gel and Ceramic Waste Powder 1
Danial Nasr - Rezvan Babagoli - Pariya Rostami

Comparative Study of the Use of Tuned Mass Damper and Friction Tuned Mass Damper in Multi-story Shear Structures to Reduce the Amplitude of Lateral Vibrations 39
Masoud Mahmoudabadi - Hossein Hasani

Experimental Study of Mechanical Properties of High- Performance Concrete Containing Steel Fibers and Polypropylene Separately and Simultaneously 83
Hamid Naraki - Seyed Fathollah Sajedi - Masoud Paknahad

Transversely and Axial Free Vibration Analysis of Concrete Gravity Dam without Reservoir Effect Using Galerkin Method 105
Bahram Navayi Neya

Study on the Effect of Thickness and Gradation of Geosynthetic-Reinforced Base Layer on CBR Values of a Three-Layer Pavement System 127
Arash Mahmoudi - Sajjad Gholipour - Masoud Makarchian

Comparison of the Effect of Lime Additives and Magnesium Oxide-Activated GGBS in Stabilizing a Clay Soil Contaminated with Phenol 147
Meysam Garshasbi - Ali Raeesi Estabragh - Jamal Abdollahi Ali Beik - Gholamali Vakili

JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor, Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor, Ecole des Ponts Paris tech
S. M. Hosseini	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
N. Hafezi Moghaddas	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
Sh. Danesh	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor, Shiraz University
M. H. Sebt	Professor, Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor, Tarbiat Modares University
H. Ganji Doost	Professor, Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor, Amirkabir University of Technology
A. Mohammadzadeh Moghaddam	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
M. Kianoush	Professor, University of Ryerson

Text Editor: M. Dehghan

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Email: **civil-ferdowsi@um.ac.ir**

Web site: http://civil-ferdowsi.um.ac.ir

نشریه مهندسی عمران فردوسی

سال ۳۸، شماره ۴، ۱۴۰۴

شماره پیاپی ۵۲

Ferdowsi University of Mashhad

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 52

ISSN 2783-2805

Laboratory Evaluation and Machine Learning-Based Prediction of Mechanical Properties in Cement Mortar Incorporating Microsilica Gel and Ceramic Waste Powder 1
Danial Nasr - Rezvan Babagoli
Pariya Rostami

Comparative Study of the Use of Tuned Mass Damper and Friction Tuned Mass Damper in Multi-story Shear Structures to Reduce the Amplitude of Lateral Vibrations 39
Masoud Mahmoudabadi - Hossein Hasani

Experimental Study of Mechanical Properties of High- Performance Concrete Containing Steel Fibers and Polypropylene Separately and Simultaneously 83
Hamid Naraki - Seyed Fathollah Sajedi
Masoud Paknahad

Transversely and Axial Free Vibration Analysis of Concrete Gravity Dam without Reservoir Effect Using Galerkin Method 105
Bahram Navayi Neya

Study on the Effect of Thickness and Gradation of Geosynthetic-Reinforced Base Layer on CBR Values of a Three-Layer Pavement System 127
Arash Mahmoudi - Sajjad Gholipour
Masoud Makarchian

Comparison of the Effect of Lime Additives and Magnesium Oxide-Activated GGBS in Stabilizing a Clay Soil Contaminated with Phenol 147
Meysam Garshasbi - Ali Raeesi Estabragh
Jamal Abdollahi Ali Beik - Gholamali Vakili

Vol. 38, No. 4
Winter, 2025