

Reliability Analysis for Compressive Bearing Capacity of Concrete Piles

Saeed Ghaffarpour Jahromi^{1*} Behnam Kiani²

1-Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaei Teacher Training University

saeed_ghf@sru.ac.ir

2-Master of Science in Geotechnical Engineering, Shahid Rajaei Teacher Training University.

Received: 04 June 2024 Revised: 23 July 2024 Accepted: 09 August 2024

Research paper

Abstract

The use of piles to transfer compressive load to deep soil layers has always been considered by engineers. Due to the high cost of pile construction, estimating pile load with appropriate accuracy is required to overcome uncertainty in theories, utilizing relationships and physical and mechanical properties of soil. In geotechnical engineering, there are significant changes in the physical and mechanical properties of the soil that can affect the estimation of pile bearing capacity. In this study, the effect of uncertainty of various factors affecting the bearing capacity of concrete piles is examined from a probabilistic perspective, which include internal friction, adhesion, soil specific gravity, pile surface friction and length to diameter ratio of pile. In this research, Monte Carlo analysis is used and the results of the first-order reliability analysis are compared with the analytical results based on Janbo theory. Validation of the method was also performed using the Monte Carlo simulation method in a reliability software. The effect of random parameters on the reliability index shows that the internal friction angle is the main factor on the compressive bearing capacity of the pile. The results of this study also show that the use of first-order methods for sensitivity analysis and reliability analysis may not be accurate, so the Monte Carlo simulation method is proposed.

Keywords: Reliability Index, Probabilistic Analysis, PilesU uncertainty, Compressive Load

*Corresponding Author: Saeed Ghaffarpour Jahromi

Ghaffarpour Jahromi, S., Kiani, B. Reliability Analysis for Compressive Bearing Capacity of Concrete Piles. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2024; 9(1): 1-14. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2024.461080.1372>

2538-5828/ © 2024 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

ارزیابی قابلیت اطمینان ظرفیت باربری فشاری شمع بتنی

سعید غفارپور جهرمی^{۱*} و بهنام کیانی^۲

۱-دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

۲-کارشناسی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

پست الکترونیکی نویسنده مسئول: saeed_ghf@sru.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۳/۱۵، تاریخ بازنگری: ۱۴۰۳/۰۵/۰۲، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۵/۱۷

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

در مسائل و طراحی شمع های بتنی، تغییرات تصادفی در مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک به شکل محسوس وجود دارد که می تواند بر تخمین ظرفیت باربری شمع اثرگذار باشند. در این پژوهش تاثیر عدم قطعیت عوامل مختلف و موثر بر ظرفیت باربری شمع بتنی به عنوان پارامترهای تصادفی از دیدگاه احتمالاتی مورد بررسی قرار می گیرند که شامل زاویه اصطکاک داخلی خاک، چسبندگی خاک، وزن مخصوص خاک، اصطکاک جداره شمع و نسبت طول به قطر شمع می باشند. با این حال یکی از موضوعاتی که کمتر مورد توجه قرار گرفته، عدم وجود تحلیل آماری و داده های ژئوتکنیکی در بررسی ظرفیت باربری شمع و همچنین استفاده از توزیع نرمال برای پارامترها ثابت بدون لحاظ کردن تاثیر متغیرهای تصادفی می باشد. در این پژوهش از تحلیل مونت کارلو استفاده شده و نتایج تحلیل مرتبه اول قابلیت اطمینان با نتایج تحلیلی مبتنی بر نظریه جانبو مورد مقایسه قرار گرفته است. صحت سنجی روش نیز با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو در محیط یک نرم افزار قابلیت اطمینان انجام شده است. نتایج این پژوهش نشان می دهند در خاک های دانه ای، زاویه اصطکاک داخلی اصلی ترین عامل بر ظرفیت باربری فشاری شمع است. همچنین استفاده از روش مرتبه اول برای تحلیل حساسیت و تحلیل قابلیت اطمینان ممکن است دقیق نباشد، لذا روش شبیه سازی مونت کارلو با توجه به دقت کافی و سهولت محاسبات پیشنهاد می شود.

کلمات کلیدی: شاخص قابلیت اطمینان، تحلیل احتمالاتی، شمع بتنی، عدم قطعیت، باربری فشاری.

در شرایطی که باربری خاک اندک و نشست پذیری لایه‌های سطحی خاک در تحمل بارهای وارده زیاد باشد، استفاده از شمع و دیگر شالوده‌های عمیق به‌عنوان یک راهکار مهندسی اجتناب‌ناپذیر است. انتخاب مشخصات فنی، هندسی و جنس شمع با توجه به مشکلات خاص اجرایی و ملاحظات اقتصادی، باید با بررسی فنی و مطالعات دقیق ژئوتکنیکی همراه باشد. در این حالت اطلاع از میزان و نوع بار و همچنین مشخصات ژئوتکنیکی محل اولویت اول مطالعات است. سپس با انتخاب سیستم مناسب شالوده شامل نوع شمع، تعداد و نحوه قرارگرفتن در پلان و تعیین مدل رفتاری خاک، توزیع بار در گروه شمع انجام می‌شود تا امکان کنترل مقاطع و طراحی شمع نیز فراهم شود. طراحی شمع به روش تنش مجاز با استفاده از ضرایب اطمینان به‌منظور جبران خطاهای بارگذاری، خصوصیات مصالح و نحوه اجرا انتخاب می‌گردد. بدیهی است با وجود خطاهای مختلف، ضریب اطمینان به تنهایی پاسخگو نخواهد بود و ممکن است طراحی محافظه کارانه باشد که هزینه اجرای پروژه افزایش می‌یابد یا برعکس احتمال شکست و خرابی سازه را باعث شود. لذا علاوه بر روش طراحی تنش مجاز، روش‌های دیگری جهت طراحی سازه‌ها به‌منظور کنترل عدم قطعیت‌ها پارامترها مورد استفاده مهندسیین بوده که به روش تحلیل قابلیت اطمینان^۱ معروف هستند.

تاریخچه کاربرد قابلیت اطمینان در حوزه مهندسی به جنگ جهانی دوم بر می‌گردد و زمانی که آلمانی‌ها به‌منظور بهبود قابلیت اطمینان عملکرد راکت‌های جنگی این مبحث را مطرح نمودند اما در ادامه با توجه به محاسن، تغییر روش طراحی از تنش مجاز به طراحی بر اساس عملکرد (LRFD)^۲ و دیگر روش‌های طراحی بر اساس قابلیت اطمینان مورد استقبال قرار گرفت. فرگوت و پیکرنل^۳ ظرفیت باربری شمع درجا مستقر در خاک رسی توری را مورد بررسی قرار دادند. در این بررسی با تحلیل قابلیت اطمینان میزان نشست تحت بار سرویس و ظرفیت کششی مورد بررسی قرار گرفت^۴. فنتون و گریفیت^۴ با تحلیل قابلیت اطمینان در مهندسی ژئوتکنیک در طراحی سازه‌های مختلف ژئوتکنیکی پرداختند که بیانگر عدم قطعیت بسیار در حوزه طراحی ژئوتکنیکی بوده و پیشنهاداتی برای اصلاح روابط ارائه شده است^۵.

کواک و همکاران^۵ اصلاح ظرفیت باربری استاتیکی شمع لوله‌ای فولادی مبتنی بر قابلیت اطمینان را مورد کاوش قرار دادند. در این مطالعه داده‌های حاصل از تحلیل استاتیکی با نتایج بارگذاری استاتیکی روی ۵۲ شمع فولادی در کره جنوبی مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل نتایج با استفاده از روش اطمینان مرتبه اول و شبیه سازی مونت کارلو انجام و در نهایت یک روش تحلیلی مبتنی بر آزمایش نفوذ استاندارد با ضرایب اطمینان مناسب در طراحی باربری گروه شمع فولادی معرفی گردید^۶. ژنگ و همکاران^۶ به بررسی عوامل موثر بر ظرفیت باربری شمع فشاری بر اساس تحلیل قابلیت اطمینان پرداختند. نتایج این پژوهش نشان داد ضریب اطمینان برای فاکتورهای مختلف در طراحی نباید یکسان باشد^۷. بردهان و همکاران^۷ تحلیل قابلیت اطمینان باربری شمع را تحت مشخصات خاک در جهات سه گانه مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد تغییر خصوصیات خاک در هر سه جهت باعث تاثیر بر مقادیر تنش و نشست خواهد شد که با فرض همگن بودن خاک تطابق ندارد. تحلیل با شبیه سازی مونت کارلو در این مطالعه با

¹ Reliability analysis

² Load and Resistance Factor Design

³ Ferregut, C. and Picornell M,

⁴ Fenton and Griffiths

⁵ Kwak et al.

⁶ Zhang et al.

⁷ Bardhan et al.

نتایج مدل‌سازی بسیار متفاوت بود [۵]. جسوین^۸ موضوع تحلیل قابلیت اطمینان و طراحی شمع کوبشی بر اساس معیار $\pi-\sigma$ را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق بیانگر تاثیر نوع و مشخصات خاک بر شاخص قابلیت اطمینان است. مطالعه موردی روی چند شمع نشان داد که روش پیشنهادی آن‌ها برای ارزیابی ظرفیت باربری شمع با دقت خوبی قابل استفاده است [۶]. جیانگ و همکاران^۹ تحلیل قابلیت اطمینان شمع اجرا شده در شیب را تحت بار جانبی مورد ارزیابی قرار دادند. جابجایی سر شمع و لنگر خمش حداکثر به‌عنوان توابع عملکرد در تحلیل قابلیت اطمینان مورد مطالعه قرار گرفتند که نتایج حاصل تطابق خوبی را با روش مونت کارلو نشان دادند [۷]. دونگ و همکاران^{۱۰} تحلیل قابلیت اطمینان برای باربری تک شمع و گروه شمع را در خاک‌های متورم شونده رسی مورد مقایسه و بررسی قرار دادند. تحلیل آن‌ها نشان داد تفاوت معنی داری بین روش مرسوم طراحی شمع با روش قابلیت اطمینان وجود دارد و تغییرات در خصوصیات خاک باید در طراحی لحاظ شود. بررسی ظرفیت باربری شمع در یک گروه نشان داد ضریب اطمینان باربری گروه با افزایش تعداد شمع‌ها باید کاهش یابد [۸].

آتکین و سوشه^{۱۱} تحلیل قابلیت اطمینان یک شمع بتنی در یک پروفیل خاص واقع در کشور روسیه را تحت سیکل یخ‌زدگی مورد بررسی قرار دادند. با این مطالعه پیشنهاد شد عدم قطعیت مشخصات خاک در سطح زمین و در قسمت بالایی شمع که تحت تاثیر سیکل یخ‌زدگی قرار دارند باید لحاظ شود [۹]. وایدلوسکی و همکاران^{۱۲} به روش احتمالاتی، تعیین ظرفیت باربری شمع بر اساس نتایج آزمایش CPTu را مورد ارزیابی قرار دادند و با نتایج بارگذاری استاتیکی مقایسه کردند. در این کاوش شاخص قابلیت اطمینان برای ظرفیت باربری اصطکاکی و اتکایی در عمق‌های مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت [۱۰]. لو و دانگ^{۱۳} ظرفیت باربری شمع بر اساس تئوری قابلیت اطمینان بیزی^{۱۴} را مورد بررسی آماری قرار دادند. در این تحقیق به‌منظور بهبود دقت برآورد ظرفیت باربری شمع، مقایسه روش زنجیره مارکوف مونت کارلو^{۱۵} با تئوری قابلیت اطمینان بیزی انجام شده است. این مطالعه نشان داد نتایج توزیع نرمال با استفاده از روش بیزی بهتر از روش حداکثر احتمال^{۱۶} است و عملکرد آن با افزایش تعداد نمونه شبیه‌سازی، بهبود می‌یابد [۱۱]. کومر و سامو^{۱۷} تحلیل قابلیت اطمینان باربری شمع را با استفاده از مدل یادگیری افراطی^{۱۸} و مدل چند متغیره تطبیقی رگرسیون^{۱۹} مورد بررسی قرار دادند. نتایج این مدل‌ها با دیگر روش‌های قابلیت اطمینان شامل روش مرتبه اول و مرتبه دوم مقایسه و دقت سنجی گردید [۱۲]. لی و همکاران^{۲۰} تحلیل قابلیت اطمینان ظرفیت باربری پایه پل بتنی در زمان ساخت را مورد بررسی قرار دادند. این بررسی با هدف تاثیر عدم قطعیت متغیرهای پنهان در طراحی شمع و تاثیر آن بر طراحی سازه پل انجام گردید که بیانگر اثر محسوس ظرفیت باربری و نشست شمع بر رفتار سازه پل می‌باشد [۱۳]. کومر و همکاران^{۲۱} تحلیل قابلیت اطمینان نشست گروه شمع

⁸ Jesswein M.

⁹ Jiang et al.

¹⁰ Dong et al.

¹¹ Utkin, V. S. and Sushev, L. A.

¹² Wyjadłowski et al.

¹³ Luo, Z., and Dong, F.

¹⁴ Bayesian Reliability Theory

¹⁵ Markov Chain Monte Carlo

¹⁶ Maximum Likelihood Method

¹⁷ Kumar, M., and Samui, P.

¹⁸ Extreme Learning Machine

¹⁹ Multivariate Adaptive Regression Spline

²⁰ Li et al.

²¹ Kumar et al.

را مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق با توجه به ماهیت بسیار متغیر خاک، تحلیل قابلیت اطمینان لذاب ظرفیت باربری و نشست شمع به روش شبکه عصبی، الگوریتم ژنتیک و منطق فازی با روش شبیه سازی مونت کارلو مورد قیاس قرار گرفت. نتایج این بررسی نشان داد شبکه عصبی عملکرد ضعیف تری در مقایسه با روش های دیگر دارد [۱۴]. راجسواری و سارکار^{۲۲} تحلیل قابلیت اطمینان تک شمع تحت گسترش جانبی ناشی از روانگرایی را در یک تحلیل عددی سه بعدی مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه تأثیر عدم قطعیت پارامترهای ژئوتکنیکی بر رفتار شمع شامل جابجایی سر شمع و لنگر خمشی حداکثر در شرایط گسترش جانبی (در زمان روانگرایی) از نظر شاخص قابلیت اطمینان مورد ارزیابی قرار گرفت. این پژوهش نشان داد رفتار شمع به ضخامت لایه خاک روانگرا و لایه غیر روانگرا بسیار حساس است [۱۵]. ژنگ و همکاران^{۲۳} تحلیل قابلیت اطمینان ظرفیت باربری شمع تحت بار افقی با تغییر مکانی پارامترهای خاک شامل چسبندگی (Cu) و کرنش برشی (ε₅₀) 50% را مورد ارزیابی قرار دادند. در این تحقیق احتمال خرابی شمع برای جابجایی سر شمع و لنگر خمشی با شبیه سازی مونت کارلو ارزیابی گردید که نشان داد عدم اطمینان از مقدار بارهای جانبی و همچنین چسبندگی خاک تأثیر قابل توجهی بر قابلیت اطمینان دارد به طوری که افزایش همبستگی بین چسبندگی و کرنش برشی منجر به افزایش میانگین در پاسخ شمع شده و تأثیرات متفاوتی بر خرابی در حالت های مختلف دارد [۱۶].

با این وجود فلسفه طراحی بر مبنای عملکرد ممکن است یک راه حل برای مشکلات فوق ارائه کند چراکه مهندسان می توانند در طراحی برای اطمینان از عملکرد مورد قبول سازه، از ضرایب جزئی در بخشهای مختلف استفاده کنند. مطابق ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان (ژئوتکنیک و مهندسی پی) استفاده از دو روش تنش مجاز و طراحی بر اساس عملکرد (طراحی بر اساس ضرایب بار و مقاومت) در طراحی شالوده های عمیق مجاز می باشد [۱۷]. از دیگر روش های طراحی نوین که در این تحقیق از آن بهره گرفته شده، روش قابلیت اطمینان است که بر خلاف روش های موجود، فرض بر عدم قطعیت در پارامترهای مختلف است.

در روش تنش مجاز، بار وارد بر خاک با ضریب یک در محاسبات لحاظ می شود و سپس با اعمال ضریب اطمینان مناسب تنش مجاز محاسبه و طراحی انجام می شود. برای محاسبه نشست نیز، بار با ضریب یک در نظر گرفته شده و نشست محاسبه شده (بدون ضریب اطمینان) که باید از مقدار نشست مجاز کمتر باشد [۱۷]. در سالیان گذشته، روش تنش مجاز، اصلی ترین روش طراحی سازه های ژئوتکنیکی مرتبط با حالت حدی بوده است. عدم قطعیت در خصوصیات خاک، مقدار بار، کیفیت ساخت و دقت مدل سازی در قالب ضریب اطمینان کلی و به صورت نسبت مقاومت به بار معرفی می شود. گرچه روش تنش مجاز ساده و مفید است اما دارای ابهامات و اشکالاتی می باشد. به عنوان نمونه یک ضریب اطمینان برای دو نوع خاک با خصوصیات مکانیکی و مقاومتی یکسان و بار وارده یکسان منجر به یک ضریب اطمینان مشابه می شود، بدون اینکه مسئله تغییر پذیری در بار و مقاومت در نظر گرفته شود. تساوی ضریب اطمینان در این حالت زمانی صحیح است که مقادیر بار و مقاومت در نظر گرفته شده، مقادیر میانگین باشد. به بیان دیگر، میانگین ضریب اطمینان به طور مناسب نمی تواند منعکس کننده ایمن بودن طراحی سازه باشد. مشکل دیگر روش تنش مجاز این است که به طور واضح، تفاوتی بین رفتار سازه در حالت حدی نهایی و حالت خدمت پذیری قائل نمی شود. در سال های اخیر و با توجه به ارتقای درک مهندسان در مورد توزیع بار و مقاومت، توجه بیشتر به روش های پیچیده تر طراحی امری منطقی به نظر می رسد. با این حال، رویکرد روش تنش مجاز به طراحی سازه های ژئوتکنیکی کاملاً موفق بوده و منتج به کسب تجربیات زیادی شده است. در روش طراحی بر اساس عملکرد از دو ضریب ایمنی برای بار و مقاومت به طور جداگانه در محاسبات حالات حدی نهایی و بهره برداری استفاده می شود. با این حال یکی از موضوعاتی که کمتر مورد توجه قرار گرفته، عدم وجود تحلیل آماری اطلاعات و

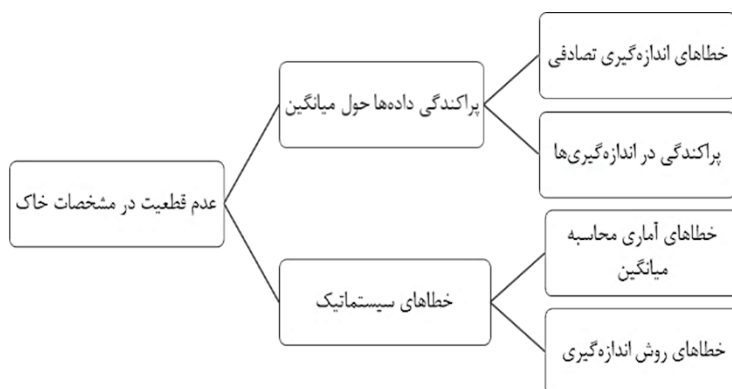
²² Rajeswari, J. S., and Sarkar, R.

²³ Zhang et al.

داده‌های ژئوتکنیکی بر ظرفیت باربری شمع و همچنین استفاده از توزیع نرمال برای پارامترها ثابت بدون لحاظ کردن تاثیر متغیرهای تصادفی می‌باشد. همچنین در بسیاری از تحقیقات قبلی، پارامترهای آماری در توزیع نرمال و نسبت به یکدیگر مستقل فرض شده‌اند. لذا با هدف بررسی برخی کاستی‌های فوق در این تحقیق به موضوع بررسی متغیرهای اساسی موثر بر ظرفیت باربری شمع با توزیع تابع مختلف می‌پردازد که کمتر مورد بررسی محققان قرار گرفته است.

۲- طراحی بر اساس قابلیت اطمینان

تحلیل قابلیت اطمینان یک راهکار مناسب برای کمی کردن عدم قطعیت‌ها در طراحی مهندسی است. اساس روش طراحی بر اساس قابلیت اطمینان بر مبنای دو مفهوم کلی استوار است. اول اینکه با پذیرش وجود عدم قطعیت‌ها، تعیین قابلیت اطمینان قطعی امری دست‌نیافتنی است. دوم اینکه تئوری احتمالات قادر به توسعه‌ی معیارهای طراحی بوده و تضمین می‌کند که احتمال گسیختگی سازه به‌طور قابل قبولی اندک است. لذا انتخاب یک ضریب اطمینان در حل یک مساله با محدوده متفاوت از متغیرها امری دشوار است. عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک ناشی از عوامل مختلف و بسیاری است که در شکل ۱ معرفی شده است [۲].



شکل ۱: خطا و عدم قطعیت در تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک

۳- شاخص قابلیت اطمینان

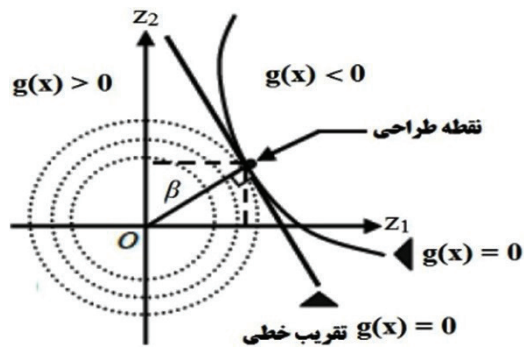
در این تحقیق از مفهوم قابلیت اطمینان برای مطالعه اثر تغییر پارامترهای مختلف و عدم اطمینان موجود بر احتمال گسیختگی و باربری فشاری شمع استفاده می‌شود. تحلیل روی عدم قطعیت پارامترهای مختلف نظیر چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، وزن مخصوص خاک، طول و قطر شمع بر روی قابلیت اطمینان شمع مورد بررسی قرار خواهند گرفت. هاسوفر و لیند^{۲۴} در سال ۱۹۷۴ یک روش ساده و مؤثر به‌منظور تعیین شاخص قابلیت اطمینان معرفی کردند که از روش‌های قابلیت اطمینان مرتبه اول^{۲۵} (FORM) محسوب می‌شود [۱۸]. در این روش کوتاه‌ترین فاصله تابع شرایط حدی از مبدأ مختصات، به‌عنوان شاخص قابلیت اطمینان^{۲۶} (β) در نظر گرفته شده و نقطه‌ای از تابع شرایط حدی که کمترین فاصله را تا مبدأ دارد، نقطه طراحی^{۲۷} نامیده می‌شود. در این مقاله از رابطه تحلیلی ظرفیت باربری فشاری شمع برای تعریف تابع عملکرد مسئله و بررسی تاثیر عدم قطعیت پارامترهای مختلف در فضای برنامه Excel Solver استفاده می‌شود.

²⁴ Hasofer and Lind

²⁵ First order reliability method

²⁶ Reliability index

²⁷ Design point



شکل ۲: مفهوم قابلیت اطمینان در روش هاسوفر و لیند [۱۸]

۴- تابع عملکرد

تحلیل قابلیت اطمینان ظرفیت باربری فشاری شمع به روش تحلیلی، با چهار جمله شامل باربری اتکایی، باربری جداره، وزن شمع و بار فشاری وارد بر شمع به رابطه ۱ قابل بیان است. در این رابطه $g(x)$ بیانگر تابع عملکرد، Q_p بیانگر باربری نوک، Q_s بیانگر باربری جداره، W_p بیانگر وزن شمع و F بیانگر بار فشاری خارجی وارد بر شمع می‌باشد [۱۷].

$$W_p - F - Q_s + Q_p = g(x) \quad (۱)$$

$$Q_p = A_p(CN_c + qN_q) \quad (۲)$$

$$Q_s = A_s(k \cdot \tan \delta \cdot \sigma_z) \quad (۳)$$

$$W_p = A_p \cdot L \cdot \gamma_c \quad (۴)$$

در روابط فوق A_p سطح مقطع شمع، A_s سطح جانبی جداره شمع، L طول شمع، γ_c وزن مخصوص بتن، C چسبندگی خاک (در حوالی نوک شمع)، q سربار در تراز نوک شمع، N_c و N_q ضرایب ظرفیت باربری که وابسته به زاویه اصطکاک داخلی خاک (در حوالی نوک شمع)، k ضریب فشار جانبی خاک، δ اصطکاک بین خاک و جداره شمع و σ_z بیانگر تنش موثر قائم متوسط هر لایه است. پارمترهای مورد استفاده در این تحقیق بر حسب تنش موثر در شرایط زهکشی شده مورد بررسی قرار گرفته است. لازم به توضیح است در روش تحلیلی، ضرایب k و δ به روش اجرای شمع (درجا یا کوبشی) وابسته است. در این مطالعه ضرایب ظرفیت باربری بر اساس روش پیشنهادی جامبو محاسبه شده و مقدار ضریب اطمینان نیز با استناد به مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان برای شمع کوبشی مقدار ۳ و برای شمع درجا مقدار ۴ در نظر گرفته می‌شود [۱۷]. در این تحقیق برای انجام محاسبات تمامی روابط در محیط Solver Excel تعریف می‌شوند.

۵- ضریب تغییرات برخی پارامترهای مشخصه خاک

برای شروع محاسبات و مشاهده اثر تغییرات پارامترهای مختلف و ضریب تغییرات آن‌ها به‌عنوان یک مطالعه موردی یک شمع بتنی کوبشی با مشخصات زیر مطابق جدول ۱ در نظر گرفته می‌شوند. همچنین با مراجعه به مطالعات پیشین محققان مختلف، ضرایب تغییرات پارامترهای مختلف با ذکر مرجع در جدول ۲ ارائه شده است.

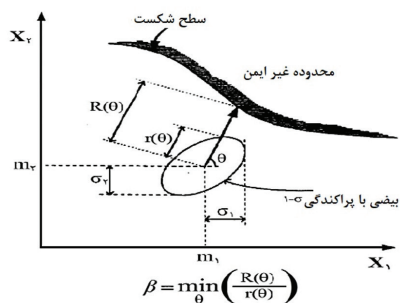
جدول ۱: مشخصات اولیه شمع بتنی کوبشی

متغیر	مقدار	واحد
وزن مخصوص خاک	18	kN/m^3
وزن مخصوص بتن	24	kN/m^3
زاویه اصطکاک خاک	30	درجه
چسبندگی خاک	10	kPa
طول شمع	10	m
قطر شمع	1	m
زاویه اصطکاک و زبری جداره [۱۹]	$\delta=0.8\phi$	درجه
ضریب فشار جانبی [۱۹]	$(k=1.8k_0=1.8(1-\sin\phi)$	بدون بعد
ضرایب ظرفیت باربری [۱۹]	بر اساس روابط جامبو - $N_c N_q$	بدون بعد

۶- روش تحلیل قابلیت اطمینان

در این پژوهش از شاخص قابلیت اطمینان (β) هاسوفر و لیند برای تحلیل استفاده می‌شود (شکل ۳). در این شاخص $m_1, \sigma_1, m_2, \sigma_2$ به ترتیب مقادیر میانگین و انحراف معیار پارامترهای X_1 و X_2 هستند و با رابطه ۶ قابل بیان است.

$$\beta = \min \sqrt{(x-m)^T C^{-1} (x-m)} \quad (۶)$$



شکل ۳: مفهوم شاخص قابلیت اطمینان در صفحه [۲۷]

در این رابطه X بیانگر بردار مجموعه متغیرهای تصادفی، m میانگین متغیرهای تصادفی، C ماتریس کواریانس متغیرهای تصادفی و F بیانگر ناحیه شکست می‌باشد. پس از تعریف کلیه روابط و پارامترهای مورد نیاز در محیط نرم‌افزار، تابع عملکرد باربری شمع تعریف شده و سپس فرآیند محاسبه β از بخش Solver دنبال می‌شود. برای محاسبه مقادیر میانگین، ابتدا مقادیر اولیه‌ای برای متغیر در نظر گرفته شده می‌شود. سپس با تغییر مقادیر پارامترها و با صفر قرار دادن تابع عملکرد، مقدار β متناظر را محاسبه می‌کند. همچنین پارامترهای آماری شامل ضریب تغییرات (CV)، مقدار میانگین (σ) و انحراف معیار (σX) هر متغیر (از منابع جدول ۲) و شاخص قابلیت اطمینان شمع (β) نیز قابل محاسبه است [۱۹].

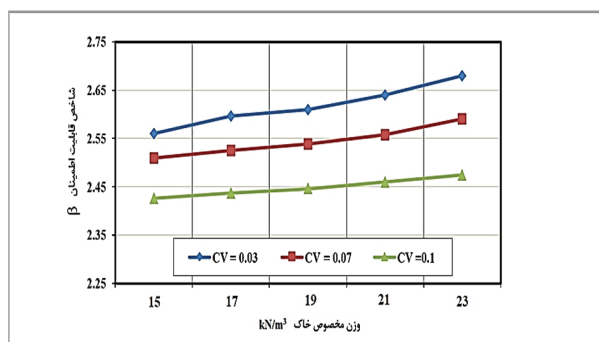
۷- بررسی اثر متغیرهای مختلف بر شاخص قابلیت اطمینان

در این مقاله اثر زاویه اصطکاک داخلی خاک بر ظرفیت باربری فشاری شمع و شاخص قابلیت اطمینان با انتخاب مقادیر ۱۰ تا ۴۵ درجه و با ضریب تغییرات ۵٪، ۱۰٪، ۱۵٪ و ۲۰٪ مورد بررسی قرار گرفت که نتایج آن در شکل ۵ نشان داده شده است. همانگونه که

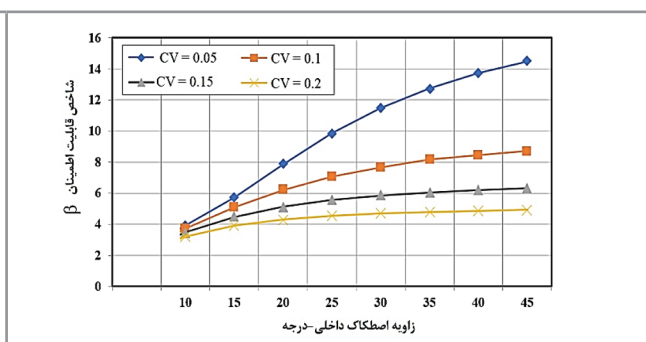
نتایج این شکل نشان می‌دهد با افزایش زاویه اصطکاک داخلی، شاخص قابلیت اطمینان افزایش و با افزایش ضریب تغییرات، شاخص قابلیت اطمینان کاهش می‌یابد. این بدان معنی است که زاویه اصطکاک داخلی خاک یکی از متغیرهای اصلی باربری شمع بوده و اثر آن روی شاخص قابلیت اطمینان بارز است.

تأثیر تغییرات وزن مخصوص خاک از 15 kN/m^3 تا 23 kN/m^3 با ضریب تغییرات ۳٪، ۷٪ و ۱۰٪ بر شاخص قابلیت اطمینان در شکل ۶ نشان داده است. این نتایج نشان می‌دهد با افزایش وزن مخصوص خاک، شاخص قابلیت اطمینان ابتدا با شیب ملایمی افزایش و با افزایش ضریب تغییرات، شاخص قابلیت اطمینان کاهش می‌یابد. این نتایج نشان می‌دهند تأثیر وزن مخصوص در افزایش سربار محدوده نوک شمع جهت ظرفیت باربری تا حد مشخصی کارآیی دارد که تابعی از طول شمع و وزن مخصوص خاک خواهد بود. این موضوع از روابط ظرفیت باربری نیز قابل تأیید است.

بررسی اثر چسبندگی خاک از مقدار 15 kPa تا 45 kPa با ضریب تغییرات ۲۰٪، ۴۰٪ و ۶۰٪ بر شاخص قابلیت اطمینان در شکل ۷ نشان داده شده است. نتایج این شکل نشان می‌دهند با افزایش چسبندگی، شاخص قابلیت اطمینان ابتدا اندکی افزایش اما سپس ثابت می‌ماند. همچنین با افزایش ضریب تغییرات، شاخص قابلیت اطمینان کاهش می‌یابد. این نتایج بر این موضوع دلالت دارد که چسبندگی خاک در خاک‌های ریزدانه چسبنده، تأثیر مشخص و ثابتی بر ظرفیت باربری دارد چرا که این عامل فقط در جمله اول رابطه عمومی ظرفیت باربری شمع وجود دارد. لازم به توضیح است این فاکتور در خاک‌های ریزدانه مختلف (تحکیم عادی یافته یا بیش تحکیم یافته) می‌تواند متفاوت باشد.

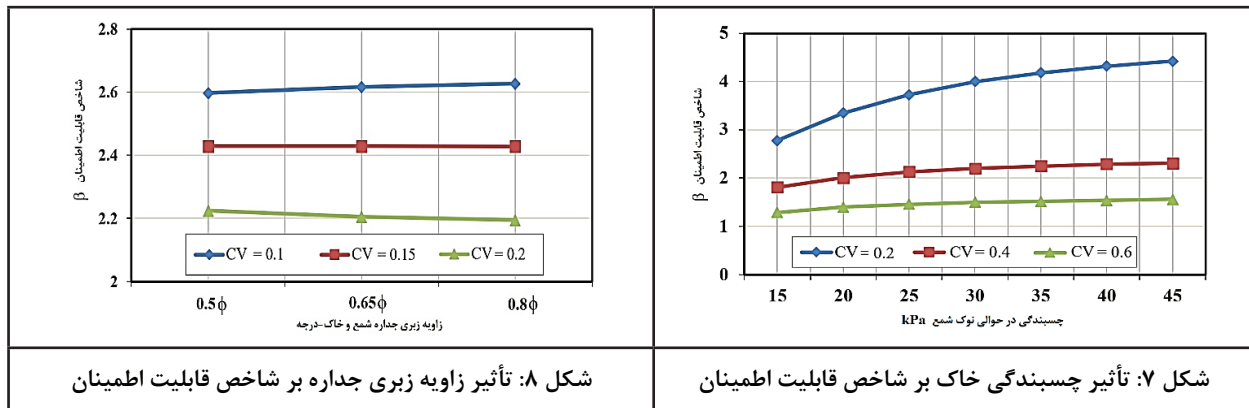


شکل ۶: تأثیر وزن مخصوص خاک بر شاخص قابلیت اطمینان

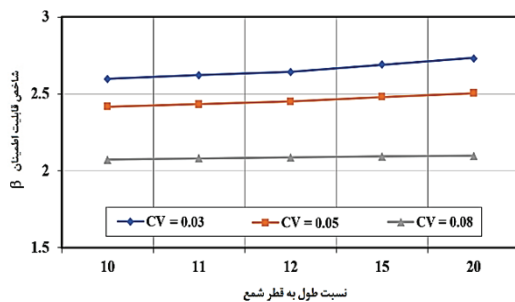


شکل ۷: تأثیر زاویه اصطکاک داخلی بر شاخص قابلیت اطمینان

زاویه زبری و اصطکاک جداره به نوع خاک، جنس شمع، مقطع شمع و روش اجرای شمع وابسته است به‌طوری‌که در شمع درجا حدود 0.5ϕ و در شمع کوبیدنی حدود 0.8ϕ در نظر گرفته می‌شود عبارتی اثر نوع اجرای شمع در انتخاب این ضریب اثرگذار است. اثر این متغیر بر شاخص قابلیت اطمینان با ضریب تغییرات ۱۰٪، ۱۵٪ و ۲۰٪ در شکل ۸ نشان داده شده است. این نتایج نشان می‌دهد این متغیر تأثیر محسوسی بر شاخص قابلیت اطمینان ندارد اما با افزایش ضریب تغییرات، شاخص قابلیت اطمینان اندکی کاهش می‌یابد. این نتایج نشان می‌دهند زبری جداره که تابع جنس خاک و روش اجرای شمع است، تقریباً در طول شمع مقدار ثابتی دارد.



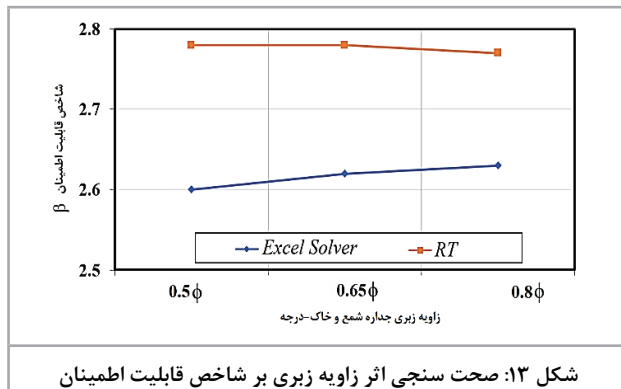
یکی از مهمترین فاکتورهای موثر بر ظرفیت باربری، هندسه شمع یعنی مقطع، طول و قطر شمع است. در تعیین ظرفیت باربری فشاری شمع، هندسه شمع (قطر و طول) بر باربری نوک (سطح اتکا) و باربری جدار (سطح جانبی شمع در تماس با خاک) اثرگذار بوده و در تمامی روابط عمومی ظرفیت باربری وجود دارند. در این تحقیق با در نظر گرفتن مقطع دایره‌ای برای شمع، تأثیر نسبت طول به قطر با مقادیر ۱۰، ۱۱، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ و با ضریب تغییرات ۳٪، ۵٪، و ۸٪ بر شاخص قابلیت اطمینان مورد بررسی و نتایج در شکل ۹ آمده است. این نتایج نشان می‌دهد با افزایش نسبت طول به قطر، شاخص قابلیت اطمینان با شیب خطی افزایش یافته و با افزایش ضریب تغییرات، کاهش می‌یابد. این نتایج نشان می‌دهند که با افزایش طول شمع و همچنین نسبت طول به قطر، با توجه به افزایش سربار تراز نوک شمع و بهبود مشخصات باربری خاک در عمق، ظرفیت باربری شمع بهبود خواهد یافت.



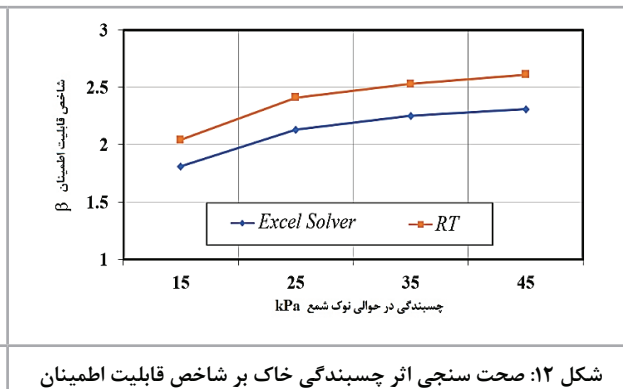
شکل ۹: تأثیر نسبت طول به قطر بر شاخص قابلیت اطمینان

۸-صحت‌سنجی نتایج تحلیل

برای صحت‌سنجی نتایج تحلیل‌های آماری حاصل از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، از نرم‌افزار متلب و برنامه RT استفاده شده است. نرم‌افزار RT از معروفترین برنامه‌ها در حوزه تحلیل آماری و بررسی قابلیت اطمینان بین مهندسان و محققان در برای مسائل با متغیر زیاد است که توانایی بررسی اثر هر متغیر با توزیع آماری مختلف (نرمال، گامبل، بتا، نمایی، لاگ نرمال، رایلی و غیره) را دارد. همچنین با تعریف تابع عملکرد، امکان استفاده از انواع شبیه‌سازها در نرم‌افزار مانند روش مونت کارلو، آنالیز FORM، آنالیز FOSM و غیره نیز جهت تحلیل آماری مسائل وجود دارد. لذا ابتدا تابع عملکرد در محیط برنامه متلب تعریف شده (تعریف کُد) و سپس کُد تابع عملکرد عیناً به محیط برنامه RT منتقل و مدل‌سازی در محیط این برنامه انجام شده است. همچنین توزیع آماری متغیرهای اصلی با استناد به مراجع قبلی مطابق جدول ۳ انتخاب و مورد تحلیل قرار گرفتند. با بررسی تحقیقات گذشته و حساسیت



شکل ۱۳: صحت سنجی اثر زاویه زبری بر شاخص قابلیت اطمینان



شکل ۱۴: صحت سنجی اثر چسبندگی خاک بر شاخص قابلیت اطمینان

جدول ۵: صحت سنجی اثر وزن مخصوص خاک بر شاخص قابلیت اطمینان

ثابت‌ها	متغیر γ_s	شاخص قابلیت اطمینان		اختلاف
		RT	Excel Solver	
C=30 kPa	18	66/2	52/2	26/5%
$\phi=20^\circ$	21	68/2	56/2	47/4%
$\delta=0.6\phi$				
$CV_\phi=0.1$	26	69/2	6/2	34/3%
$CV_c=0.2$				
$CV_\delta=0.1$				

جدول ۶: صحت سنجی اثر چسبندگی خاک بر شاخص قابلیت اطمینان

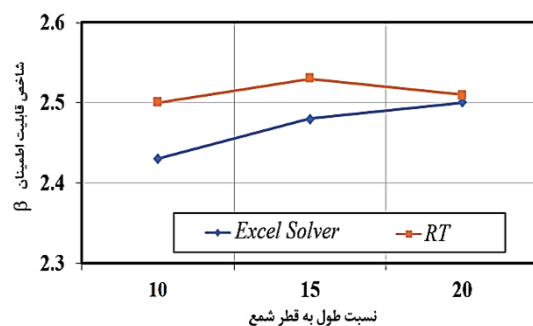
ثابت‌ها	متغیر C	شاخص قابلیت اطمینان		اختلاف
		RT	Excel Solver	
$\phi=30^\circ$	15	04/2	81/1	15/13%
$\gamma_s=18 \text{ kN/m}^3$	25	41/2	13/2	26/13%
	35	53/2	25/2	32/12%
	$\delta=0.6\phi$			
$CV_\phi=0.1$	45	61/2	31/2	06/13%
$CV_c=0.2$				
$CV_\delta=0.1$				

جدول ۷: صحت سنجی اثر زاویه زبری بر شاخص قابلیت اطمینان

ثابت‌ها	متغیر δ	شاخص قابلیت اطمینان		اختلاف
		RT	Excel Solver	
$C=30 \text{ kPa}$	10	097/4	72/3	15/10%
$\gamma_s=18 \text{ kN/m}^3$	15	47/5	11/5	11/7%
	25	50/7	05/7	25/6%
$\phi=30^\circ$				
$CV_\phi=0.1$				
$CV_c=0.2$	35	42/8	18/8	93/2%
$CV_\delta=0.1$				

جدول ۸: صحت سنجی اثر نسبت طول به قطر بر شاخص قابلیت اطمینان

ثابت‌ها	متغیر L/d	شاخص قابلیت اطمینان		اختلاف
		RT	Excel Solver	
$C=30 \text{ kPa}$	11	50/2	43/2	8/2%
$\gamma_s=18 \text{ kN/m}^3$	15	53/2	48/2	9/1%
$\Phi=30^\circ$				
$\delta=0.6\phi$				
$CV_\phi=0.1$	20	51/2	5/2	4/0%
$CV_c=0.2$				
$CV_\delta=0.1$				



شکل ۱۴: صحت سنجی اثر نسبت طول به قطر بر شاخص قابلیت اطمینان

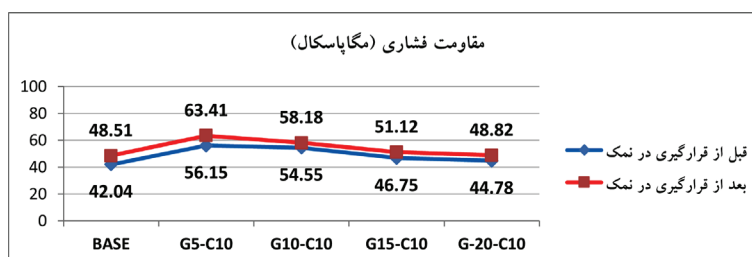
۹- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مقاله اثر تغییرات و عدم قطعیت‌های پارامترهای مختلف بر ظرفیت باربری فشاری شمع و شاخص قابلیت اطمینان مورد بررسی قرار گرفت. به‌منظور صحت‌سنجی تحلیل در این پژوهش از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، نرم‌افزار متلب و برنامه RT استفاده شده است. خلاصه نتایج را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد با توجه به پیچیدگی و عدم قطعیت متغیرها و توجه به تابع شرایط حدی، روش مرتبه اول در تعیین حساسیت و قابلیت اطمینان قابل قبول نیست. زاویه اصطکاک داخلی به‌عنوان اصلی‌ترین فاکتور موثر بر ظرفیت باربری فشاری شمع شناخته می‌شود که با افزایش عدم قطعیت در تعیین این فاکتور، احتمال شکست تابع تا ۴۰ درصد افزایش و در ادامه شاخص قابلیت اطمینان کاهش می‌یابد. افزایش ضریب تغییرات زاویه اصطکاک داخلی خاک، اثر کمتر از ۱۰ درصد بر شاخص قابلیت اطمینان دارد. چسبندگی نیز به‌عنوان یکی از مشخصات مکانیکی خاک بر ظرفیت باربری فشاری شمع اثر مستقیم دارد. اگر ضریب تغییرات ثابت باشد، با افزایش چسبندگی شاخص قابلیت اطمینان افزایش می‌یابد. دیگر متغیرهای موثر چون زاویه زبری جداره، وزن مخصوص خاک و نسبت طول به قطر شمع نیز بر ظرفیت باربری فشاری شمع اثر گذار هستند. همچنین نتایج این بررسی نشان داد استفاده از روش مرتبه اول برای تحلیل حساسیت و تحلیل قابلیت اطمینان ممکن است دقیق و مناسب نباشد و پیشنهاد می‌شود از روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای شبیه‌سازی استفاده شود.

مراجع

- [1] Ferregut, C., & Picornell, M. (1991). Reliability analysis of drilled piers in expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(6), 834-842.
- [2] Fenton, G. A., & Griffiths, D. V. (2010). Reliability-based geotechnical engineering. In *Geo-Florida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design* (14-52).
- [3] Kwak, K., Kim, K. J., Huh, J., Lee, J. H., & Park, J. H. (2010). Reliability-based calibration of resistance factors for static bearing capacity of driven steel pipe piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(5), 528-538.
- [4] Zhang, J., Xiao, T., Ji, J., Zeng, P., & Cao, Z. (2023). Reliability-Based Design. In *Geotechnical Reliability Analysis: Theories, Methods and Algorithms* (227-264). Singapore: Springer Nature Singapore.
- [5] Bardhan, A., Manna, P., Kumar, V., Burman, A., Žlender, B., & Samui, P. (2021). Reliability Analysis of Piled Raft Foundation Using a Novel Hybrid Approach of ANN and Equilibrium Optimizer. *CMES-Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 128(3).
- [6] Jesswein, M. (2022). Reliability-based Design for Axially Loaded Driven Piles in Glacial Deposits (Doctoral dissertation, Toronto Metropolitan University).
- [7] Jiang, C., Li, T. B., Zhou, K. P., Zhao, C. H. E. N., Li, C. H. E. N., Zhou, Z. L., ... & Ce, S. H. A. (2021). Reliability analysis of piles constructed on slopes under laterally loading. *Transactions of Nonferrous Metals Society of China*, 26(7), 1955-1964.
- [8] Dong, X., Tan, X., Guo, W., Zhong, K., Hou, X., & Ma, H. (2023). Reliability analysis of pile group in spatially variable unsaturated expansive soil based on load transfer method. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, (1-19).
- [9] Utkin, V. S., & Sushev, L. A. (2017). The reliability analysis of existing reinforced concrete piles in permafrost regions. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 13(2), 64-72.

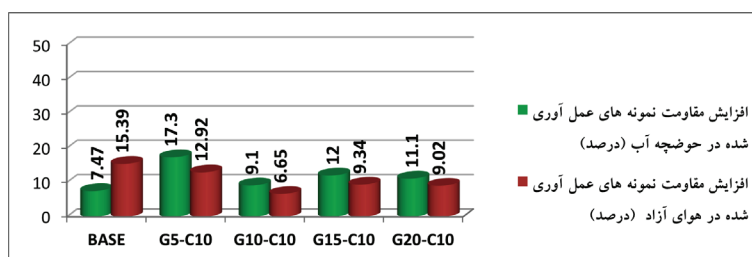
- [10] Wyjadłowski, M., Bagińska, I., & Reiner, J. (2018). Probabilistic assessment of pile capacity based on CPTu probing including random pile foundation depth. In *MATEC Web of Conferences* 196, (01058). EDP Sciences.
- [11] Luo, Z., & Dong, F. (2019). Statistical investigation of bearing capacity of pile foundation based on Bayesian reliability theory. *Advances in Civil Engineering*.
- [12] Kumar, M., & Samui, P. (2019). Reliability analysis of pile foundation using ELM and MARS. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(4), 3447-3457.
- [13] Li, Q., Jing, L., & Wang, S. (2023). Reliability Analysis of Bearing Capacity of Pile Foundation of Continuous Rigid Frame Bridge During Construction. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 780 (2), 022024, IOP Publishing.
- [14] Kumar, P., & Samui, P. (2024). Reliability-based load and resistance factor design of an energy pile with CPT data using machine learning techniques. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 49(4), 4831-4860.
- [15] Rajeswari, J. S., & Sarkar, R. (2021). Reliability Analysis of Single Pile in Lateral Spreading Ground: A Three-Dimensional Investigation. In *Geohazards* (383-398). Springer, Singapore.
- [16] Zhang, X. L., Jiao, B. H., & Hou, B. W. (2021). Reliability analysis of horizontally loaded pile considering spatial variability of soil parameters. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143, 106648.
- [17] مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، ژئوتکنیک و مهندسی پی، ۱۴۰۰
- [18] Hasofer, A. M., & Lind, N. C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics division*, 100(1), 111-121.
- [19] Das, B. M., & Sivakugan, N. (2018). *Principles of foundation engineering*. Cengage learning.
- [20] Phoon, K. K., Quek, S. T., Chow, Y. K., & Lee, S. L. (1990). Reliability analysis of pile settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(11), 1717-1734.
- [21] Christian, J. T., Ladd, C. C., & Baecher, G. B. (1994). Reliability applied to slope stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12), 2180-2207.
- [22] Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1996). On quantifying inherent soil variability.
- [23] Duncan, J. M. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(4), 307-316.
- [24] District, S., Laing, R., & Guenza, J. (2003). Department of the Army US Army Corps of Engineers.
- [25] Phoon, K. K. (Ed.). (2008). *Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications*. CRC Press.
- [26] Salgado, R., & Kim, D. (2014). Reliability analysis of load and resistance factor design of slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(1), 57-73.
- [27] Pula, W., & Chwała, M. (2023). On spatial averaging along random slip lines in the reliability computations of shallow strip foundations. *Computers and Geotechnics*, 68, 128-136.
- [28] Low, B. K., & Tang, W. H. (1997). Reliability analysis of reinforced embankments on soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 672-685.



نمودار ۱۸- تاثیر محلول سدیم کلرید (نمک) بر مقاومت فشاری نمونه‌های عمل‌آوری شده در هوای آزاد

۳-۳-۴-۳- افزایش مقاومت فشاری باقیمانده

با توجه (نمودار ۱۹)، می‌توان نتیجه گرفت که بتن خودتراکم ساخته شده با پودر سرامیک و پودر شیشه در این مقاله، دارای رفتار مناسبی در برابر محلول سدیم کلرید بوده به طوری که در تمامی طرح مخلوط‌ها سبب بهبود مقاومت فشاری گردید. بیشترین کمترین افزایش مقاومت به ترتیب برای نمونه‌های حاوی ۵ و ۱۰ درصد پودر شیشه رقم خورد. همچنین تاثیر محلول سدیم کلرید بر میزان مقاومت نمونه‌های حاوی ۱۵ و ۲۰ درصد پودر شیشه تقریباً یکسان بود. نتایج نشان می‌دهند که ترکیب پودر شیشه و سرامیک در ساختار بتن تاثیر مثبتی می‌گذارد بنحوی که باعث مقاومت آن در برابر محلول سدیم کلرید شده است. با توجه به تحقیقات گذشته توسط سایر محققین، معمولاً محیط نمکی باعث ایجاد بلورهای سدیم کلرید در ساختار بتن می‌شود که این موضوع باعث یکپارچگی بهتر و در نتیجه افزایش مقاومت بتن می‌شود.



نمودار ۱۹- درصد افزایش مقاومت نمونه‌ها پس از قرارگیری در محلول سدیم کلرید

۴- نتیجه‌گیری

آزمایش‌های متعددی بر روی نمونه‌ها صورت گرفت که خلاصه نتایج به دست آمده جهت جمع‌بندی به شرح ذیل شرح داده می‌شود:

- با اینکه میزان وزن مخصوص نمونه‌ها پس از خروج از محلول سدیم کلرید دچار افزایش در حدود ۲ تا ۵ کیلوگرم بر مترمکعب گردید اما در هر دو شرایط ۲۸ روز عمل‌آوری در آب و ۲۸ روز تحت محلول سدیم کلرید وزن مخصوص نمونه‌ها تقریباً یکسان و نزدیک به یکدیگر به دست آمد. اگرچه می‌توان گفت که افزایش ناچیز وزن مخصوص به دلیل وجود بلورهای نمک بوده که درون ساختار بتن به وجود آمد.
- با توجه به نتایج مربوط به آزمایشات بتن تازه از جمله جریان اسلامپ، حلقه L، جعبه L و قیف V مشخص گردید

که استفاده از پودر سرامیک و پودر شیشه می‌تواند تاثیر مثبتی بر خصوصیات جریان، پرکنندگی و قابلیت عبور از بین میلگردها و فضای باریک داشته باشد و عملکرد بتن خودتراکم را بهبود بخشد. به طوری که تمامی بتن‌های حاوی پودر سرامیک و پودر شیشه عملکرد بهتری نسبت به بتن شاهد از خود نشان دادند.

۳. بهترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه مختص به بتن حاوی ۱۰ درصد پودر سرامیک و ۱۰ درصد پودر شیشه بود که در شرایط عمل‌آوری در آب و هوای آزاد به ترتیب مقاومت ۶۳/۷۸ و ۵۶/۱۵ مگاپاسکالی را به دست آوردند. این میزان کسب مقاومت به ترتیب حدود ۲۷/۴ و ۳۳/۵ درصد بالاتر از مقاومت بتن شاهد رقم خورد.

۴. بالاترین مقاومت فشاری ۹۰ روزه نیز توسط بتن حاوی ۱۰ درصد پودر سرامیک و ۱۰ درصد پودر شیشه رقم خورد که در شرایط عمل‌آوری در آب و هوای آزاد به ترتیب مقاومت ۷۳/۶۴ و ۵۳/۵۵ مگاپاسکالی را به دست آوردند که توانستند به ترتیب حدود ۲۳/۴ و ۱۴ درصد بالاتر از مقاومت بتن شاهد را کسب کنند.

۵. بهترین مقاومت کششی ۲۸ روزه مختص به بتن حاوی ۱۰ درصد پودر سرامیک و ۱۰ درصد پودر شیشه بود که در شرایط عمل‌آوری در آب و هوای آزاد به ترتیب مقاومت ۴/۵۶ و ۵/۲۲ مگاپاسکالی را به دست آوردند. این میزان کسب مقاومت به ترتیب حدود ۸/۵ و ۶۷/۳ درصد بالاتر از مقاومت بتن شاهد رقم خورد.

۶. بالاترین مقاومت خمشی ۲۸ روزه نیز توسط بتن حاوی ۱۰ درصد پودر سرامیک و ۱۰ درصد پودر شیشه رقم خورد که در شرایط عمل‌آوری در آب و هوای آزاد به ترتیب مقاومت ۹/۴۴ و ۶/۶۹ مگاپاسکالی را به دست آوردند که توانستند به ترتیب حدود ۳۲/۹ و ۲۸/۴ درصد بالاتر از مقاومت بتن شاهد را کسب کنند.

۷. افزودن پودر سرامیک تا ۱۰ درصد و پودر شیشه تا ۱۵ درصد می‌تواند سبب بهبود خصوصیات مکانیکی بتن خودتراکم گردد. همچنین مشخص گردید که غالباً میزان مقاومت فشاری، کششی و خمشی نمونه‌های عمل‌آوری شده در آب بالاتر از نمونه‌های عمل‌آوری شده در هوای آزاد بوده است.

۸. بر خلاف میزان مقاومت فشاری، کششی و خمشی، مشخص گردید که میزان جذب آب نمونه‌های عمل‌آوری شده در آب پایین‌تر از نمونه‌های عمل‌آوری شده در هوای آزاد بوده است. اما با افزودن پودر سرامیک و پودر شیشه تفاوت چندانی در میزان جذب آب نمونه‌ها مشاهده نگردید.

۹. همانطور که انتظار می‌رفت میزان جذب آب با مقاومت الکتریکی رابطه معکوس داشته به طوری که با افزایش جذب آب، میزان مقاومت الکتریکی نمونه‌ها کاهش یافت. همچنین این موضوع برای هر دو شرایط عمل‌آوری صدق می‌کند.

۱۰. استفاده از پودر سرامیک و پودر شیشه غالباً سبب کاهش میزان نفوذپذیری بتن‌ها گردید. این میزان کاهش برای نمونه‌های عمل‌آوری شده در آب از حدود ۱۷/۹ تا ۲۸/۲ درصد و نمونه‌های عمل‌آوری شده در هوای آزاد از حدود ۹/۳ تا ۲۸ درصد نسبت به نمونه شاهد رقم خورد. در انتها مشخص گردید که استفاده از آن‌ها می‌تواند تاثیر خوبی بر کاهش نفوذپذیری بتن داشته باشد و نقش خوبی را برای کاهش ایجاد منافذ در بتن ایفا کند.

۱۱. مشخص گردید که بتن خودتراکم ساخته شده با پودر سرامیک و پودر شیشه در این پژوهش، دارای رفتار مناسبی در برابر محلول سدیم کلرید بوده به طوری که در تمامی طرح مخلوط‌ها سبب بهبود مقاومت فشاری گردید. همچنین نتایج نشان داد که مقاومت باقیمانده نمونه‌های عمل‌آوری شده در آب بالاتر از نمونه‌های عمل‌آوری شده در هوای آزاد می‌باشد. همچنین در هر دو شرایط عمل‌آوری، بیشترین و کمترین افزایش مقاومت به ترتیب برای نمونه‌های حاوی ۵ و ۱۰ درصد پودر شیشه رقم خورد و تاثیر محیط نمکی بر مقاومت نمونه‌های حاوی ۱۵ و ۲۰ درصد پودر شیشه تقریباً یکسان بود.

۱۲. در نهایت مشخص گردید که بهترین خصوصیات را بتن حاوی ۱۰ درصد پودر سرامیک و ۱۰ درصد پودر شیشه از خود نشان داده و نتایج قابل قبولی را نسبت به بتن خودتراکم شاهد کسب نموده است.

قدردانی:

از آزمایشگاه سنجش بنیان سازه که آزمایش‌های مربوطه در آن انجام شد تشکر و قدردانی می‌شود.

۵- مراجع

- [1] Balsara S. Kumar Jain P and Ramesh A. (2019). *An integrated approach using AHP and DEMATEL for evaluating climate change mitigation strategies of the Indian cement manufacturing industry. Journal of Environmental Pollution. 252(Part A) :863-878.*
- [2] Rafat S. (2019). *Self-compacting Concrete: Materials, Properties and Applications. 1st edition. Woodhead Publishing. No. of pages: 411.*
- [3] Abouhussien AA. Hassan AAA. (2015). *Optimizing the durability and service life of self-consolidating concrete containing metakaoline using statistical analysis. Journal of Construction and Building Materials. 76: 297-306.*
- [4] Tangadagi RB. Manjunatha M. Seth D and Preethi S. (2021). *Role of mineral admixtures on strength and durability of high strength self compacting concrete: An experimental study. Journal of Materialia. 18: 101144.*
- [5] Amin M. Tayeh BA and Saad AGWA I. (2020). *Effect of using mineral admixtures and ceramic wastes as coarse aggregates on properties of ultrahigh-performance concrete. Journal of Cleaner Production. 210: 123073.*
- [6] Ibrahim SA. Omar MO. Bassam AT and Bassam AA. (2020). *Effects of using rice straw and cotton stalk ashes on the properties of lightweight self-compacting concrete. Journal of Construction and Building Materials. 235: 117541.*
- [7] Ibrahim KIM. (2021). *Recycled waste glass powder as a partial replacement of cement in concrete containing silica fume and fly ash Case studies. Journal of construction material. 15.e00630.*
- [8] Gokulnath V. Ramesh B and Suvesha S. (2020). *Influence on flexural properties of glass powder in self compacting concrete. Journal of Material study: PROCEEDING. 22(3):788-792*
- [9] Gautam L. Bansal S. Sharma V and Kalla P. (2023). *Bone-china ceramic powder and granite industrial by-product waste in self-compacting concrete: A durability assessment with statistical validation. Journal of Structures. 54:837-856.*
- [10] Fahmy NG. Hussien R.M. Abd el-Hafez LM. Mohamed RAS and Faried AS. (2022). *Comparative study on fresh, mechanical, microstructures properties and corrosion resistance of self compacted concrete incorporating nanoparticles extracted from industrial wastes under various curing conditions. Journal of Building Engineering. 57: 104874.*
- [11] Abdo El-kassem, M.H. Mahmoud, O.M. and Abd El-Hamid, M.Z. (2020). *“ Effect of using glass powder as a partial replacement of cement on concrete properties”, Journal of Al-Azhar University Engineering Sector. Vol.17, No 62, pp 219-236.*
- [12] Arum C. Akande SP. and Alabi SA. (2020). *Strength evaluation of pozzolanic concrete con-*

taining ceramic waste and glass waste powder . *Journal of Engineering and Engineering Technology*. 16(1): 113-119.

[13] Boukhelkhal A. fshoon I and Firoozjaei Z. (2020). Some engineering properties of sustainable self- compacting mortar made with ceramic and glass powder. *Journal of Silicate Based and Composite Materials*. 74(1): 21-26.

[14] Rajathi A and Portchejian G. (2014). Experimental study on self compacting concrete using glass powder. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*. 3(3): 73-79.

ASTM Standard C33. (2008). *Standard Specification for Concrete Aggregates*. ASTM International. West Conshohocken. PA.

[15] ASTM C1602. (2006). *Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete*. ASTM International. West Conshohocken. PA.

[16] EFNARC. (2002). *Spevification and guidelines foe self-compacting concrete*. Free pdf copy downloadable from <http://www.efnarc.org>, pp. 29-35.

[17] ASTM C39 / C39M-20. (2020). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. ASTM International. West Conshohocken. PA.

[18] ASTM C496. *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. American Society of Testing and Materials. West Conshohocken. Pennsylvania. USA.

[19] ASTM C293. (2014). *Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading)*. American Society of Testing and Materials. West Conshohocken. Pennsylvania. USA.

[20] ASTM C642. (2013). *Standard Test Method for Density, Absorption and Voids in Hardened Concrete*, ASTM International West Conshohocken. PA.

[21] AASHTO TP 95. *Standard Test Method for Surface Resistivity of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington. DC.

Analytical Model for Predicting Maximum Compressive Strength of Concrete Columns with Partial Confinement with FRP Sheets

Hananeh dashtaki¹, Habib Akbarzadeh Bengar^{2*}, Taha Akbarzadeh³, Javad Shayanfar⁴

1-Master of Science, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar

2-Associated professor, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar h.akbarzadeh@umz.ac.ir

3-PhD Candidate, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

4-PhD Candidate, ISISE, Department of Civil Engineering, University of Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal

Received: 26 May 2024 Revised: 08 September 2024 Accepted: 16 December 2024

Research paper

Abstract

Several analytical models have been suggested to determine the maximum compressive strength of concrete columns confined by fiber-reinforced polymer (FRP) full confinement arrangements. However, the capability and reliability of such models need further assessment for the case of partially FRP-confined concrete columns. In this study, a new model is provided to predict the maximum compressive strength of concrete columns with partial confinement which is also applicable to full confinement ones. For unifying the model for full and partial confining systems, based on the confinement mechanism in the case of partially confined concrete, a new definition is proposed for the concept of 'confinement efficiency factor' considering the distributions of lateral confining pressure and effective confinement area. Subsequently, a reduction factor is considered in terms of the confinement pressure generated by FRP strips. To find the best-fit model parameters obtained from regression analysis and evaluate the model predictive performance, a compressive experimental dataset comprising 1699 test specimens with full and partial confinement systems has been collected. The performance of the proposed model is assessed with experimental results based on statistical indicators. Based on the values predicted by the model and the results reported by experiments, Mean Value (MV), Coefficient of Variation (CoV), Mean Squared Error (MSE), Mean Absolute Percentage Error (MAPE), and R-squared (R²) were achieved as 0.977, 0.211, 0.154, 0.259, and 0.864, respectively. Furthermore, the performance of the proposed model is evaluated with other models available in the literature. The archived statistical indicators demonstrate the capability and accuracy of the proposed model and its better performance compared to other models.

Keywords: Analytical Models, Concrete Columns, Partial Confinement, Confinement Efficiency, Factor, Compressive Strength

*Corresponding Author: Habib Akbarzadeh Bengar

Dashtaki, H., Akbarzadeh Bengar, H., Akbarzadeh, T., Shayanfar, J. Analytical Model for Predicting Maximum Compressive Strength of Concrete Columns with Partial Confinement with FRP Sheets. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2024; 9(1): 1-27.

<http://doi.org/10.30478/jesm.2024.459614.1371>

2538-5828/ © 2024 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

مدل تحلیلی برای پیش‌بینی حداکثر مقاومت فشاری ستون‌های بتنی با محصورشدگی گسسته با ورق‌های FRP

حنانه دشتکی^۱، حبیب اکبرزاده بنگر^۲، طاها اکبرزاده^۳، جواد شایان فر^۴

۱- کارشناس ارشد، دانشگاه مازندران، مازندران، ایران

۲- دانشیار، دانشگاه مازندران، بابلسر، مازندران، ایران

۳- دانشجوی دکترا، دانشگاه مازندران، مازندران

۴- دانشجوی دکترا، دانشگاه مینهو، براگا، پرتغال

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۶/۰۶، تاریخ بازنگری: ۱۴۰۲/۰۶/۱۸، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۹/۲۶

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

مدل‌های تحلیلی زیادی برای تعیین حداکثر مقاومت فشاری ستون‌های بتنی محصورشده توسط الیاف تقویت شده پلیمری (FRP) با محصورشدگی پیوسته پیشنهاد شده‌اند. با این وجود، قابلیت اتکا به این مدل‌ها برای ستون‌های بتنی با سیستم محصورشدگی گسسته نیازمند بررسی بیشتر می‌باشد. در این مطالعه، مدل جدیدی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ستون بتنی با محصورشدگی گسسته با قابلیت کاربرد برای حالت محصورشدگی پیوسته ارائه شده است. به منظور یکپارچه‌سازی مدل برای حالات محصورشدگی پیوسته و گسسته، براساس مکانیسم رفتاری ستون‌های بتنی با محصورشدگی گسسته، با در نظر گرفتن توزیع فشار جانبی و ناحیه محصور شده موثر، تعریف جدیدی از مفهوم «ضریب موثر محصورشدگی» ارائه می‌شود. متعاقباً، ضریب اصلاح برای فشار جانبی ایجاد شده توسط نوارهای FRP پیشنهاد خواهد شد. برای تعیین بهترین برازش پارامترهای مدل براساس تحلیل رگرسیون و همچنین بررسی عملکرد مدل پیشنهادی، پایگاه داده‌ای جامع شامل ۱۶۹۹ نمونه آزمایشگاهی با محصورشدگی پیوسته و گسسته فراهم شده است. عملکرد مدل پیشنهادی براساس شاخصه‌ای آماری با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شود. مطابق با مقادیر پیش‌بینی شده توسط مدل و نتیجه گزارش شده از آزمایشگاه، مقدار میانگین خطا (MV) برابر با ۰,۹۷۷، ضریب تغییرات (CoV) برابر با ۰,۲۱۱، میانگین درصد خطای مطلق (MAPE) برابر با ۰,۱۵۴، میانگین مربع خطا (MSE) برابر با ۰,۲۵۹، و ضریب تعیین (R^2) برابر با ۰,۸۶۴ حاصل شده است. همچنین، عملکرد مدل پیشنهادی با سایر مدل‌های موجود در ادبیات فنی مقایسه می‌شود. شاخصه‌ای آماری حاصل شده، قابلیت و دقت مدل پیشنهادی و برتری عملکرد آن در مقایسه با سایر مدل‌های موجود را نشان می‌دهند.

کلمات کلیدی: مدل تحلیلی، ستون‌های بتنی، محصورشدگی گسسته، ضریب محصورشدگی موثر، مقاومت فشاری.

طراحی ساختمان‌های ساخته شده در گذشته اغلب با سطح نسبتاً پایین بار لرزه‌ای یا بدون در نظر گرفتن مفهوم طراحی لرزه‌ای انجام شدند. استانداردهای طراحی لرزه‌ای مدرن عمدتاً ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌های جدید را مورد توجه قرار داده است. در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، مقابله با نیروهای جانبی بخشی بصورت مقاومت نیروی و تغییرشکل الاستیک و قسمت قابل توجه آن با ورود اعضا به ناحیه غیرخطی و اتلاف انرژی در طول تغییرشکل‌های چرخه‌ای با مفهوم شکل‌پذیری انجام می‌گیرد. مهمترین پارامتر در طراحی سازه‌های بتن مسلح سازه‌های لرزه‌ای^۱ (شکل‌پذیر)، کیفیت طراحی و اجرای جزئیات آرماتورهای طولی و عرضی می‌باشد. براساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی، کیفیت مناسب طراحی و اجرای جزئیات آرماتورهای طولی و عرضی در سازه‌های لرزه‌ای، قابلیت اتلاف یا جذب قابل توجه انرژی زلزله و همچنین تحمل تغییرشکل‌های بزرگ قبل از شکست نهایی را در اعضا سازه‌ای ایجاد می‌کند، درحالی که سازه‌های غیرلرزه‌ای از این قابلیت بی‌بهره می‌باشند. [۱].

با توجه به ضعف سازه‌های بتن آرمه قدیمی در طراحی لرزه‌ای مطابق با آیین‌نامه‌های قدیم، ضعف‌های طراحان سازه مطابق با آیین‌نامه‌های جدید و همچنین خطای حین ساخت، تلاش‌های متعددی برای مقاوم‌سازی و بازسازی سازه‌های بتن آرمه انجام شده است. روش‌های مختلفی برای بهبود شکل‌پذیری اعضا در سازه‌های غیرلرزه‌ای ارائه شده است که یکی از روش‌های مورد تایید، مقاوم‌سازی با پوشش الیاف تقویت شده پلیمری (FRP) می‌باشد. قابلیت این روش به منظور مقاوم‌سازی محوری^۲ و بهبود مقاومت فشاری، شکل‌پذیری^۳ و جذب انرژی^۴ ستون‌های بتنی در مطالعات آزمایشگاهی و عددی تایید شده است [۱-۵]. مکانیسم این سیستم مقاوم‌سازی، براساس کرنش محیطی ایجاد شده بخاطر اثر پوواسون، در نتیجه کرنش‌های محوری در بتن تحت تنش محوری است که متعاقباً سبب ایجاد تنش جانبی در مصالح FRP خواهد شد. چنین تنش جانبی، رفتار محوری و اتساعی^۵ ستون‌های بتنی محصورشده را بهبود می‌دهد [۱].

نتایج آزمایشگاهی لیاو و همکاران^۶ [۲] نشان داد که میزان بهبود ناشی از محصورشدگی با FRP تابعی از نسبت مصالح تقویتی FRP^۷ است. تاثیر مقاومت فشاری بتن محصورنشده روی خصوصیات محوری ستون دایره محصور شده پیوسته^۸ (FFCC) و الیاسکی و همکاران^۹ [۳] ارزیابی شد. نتایج حاصل از آزمایشگاه، اثربخشی بیشتر این سیستم مقاوم‌سازی روی ستون ساخته شده از بتن با مقاومت پایین^{۱۰} در مقایسه با، بتن با مقاومت بالا^{۱۱} را تایید کرد. الیویرا و همکاران^{۱۲} [۴] نشان دادند که رفتار محوری ستون FFCC به‌طور قابل ملاحظه‌ای وابسته به سختی جانبی محصورشدگی است که این نکته توسط شایان‌فر و همکاران^{۱۳} [۵] نیز تایید شد.

¹ Seismically-designed RC structures

² Axial strengthening

³ Ductility

⁴ Energy absorption

⁵ Axial and dilation behavior

⁶ Liao *et al.*

⁷ FRP reinforcement ratio

⁸ FRP fully confined concrete

⁹ Valasaki *et al.*

¹⁰ Low-strength concrete

¹¹ High-strength concrete

¹² Oliveira *et al.*

¹³ Shayanfar *et al.*

ممکن است محصور کردن پیوسته ستون بتنی با ورق‌های FRP با توجه به قیمت نسبتاً زیاد این ورق‌های، سبب غیر اقتصادی شدن طرح‌های مقاوم‌سازی شود. در نتیجه، استفاده از سیستم محصورشدگی گسسته، بعنوان یک راه‌حل جایگزین مورد توجه قرار گرفت. زنگ و همکاران^{۱۴} [۶،۷] تاثیر پارامترهای مختلف روی عملکرد محوری ستون بتنی با محصورشدگی گسسته (FPCC، شکل ۱) را به صورت آزمایشگاهی بررسی نمودند. نتایج نشان داد که علاوه بر ضخامت و عرض نوارهای FRP، فاصله بین این نوارها (S) تاثیر بسزایی در میزان بهبود حاصل از سیستم محصورشدگی گسسته دارد. این نکته توسط گیو و همکاران^{۱۶} [۸،۹] نیز تایید شد. نتایج آزمایشگاهی، قانی و همکاران^{۱۷} [۱۰] نشان داد، اگر چه اثربخشی محصورشدگی گسسته با FRP با توجه به عملکرد قوسی عمودی^{۱۸} کمتر از محصورشدگی پیوسته است، اما سیستم محصورکنندگی با طراحی مناسب و نصب نوارهای FRP میان آرماتورهای عرضی موجود، افزایش مقاومت محوری قابل توجهی را ایجاد می‌کند.

مدل‌های تئوری زیادی به منظور مدل‌سازی تاثیر محصورشدگی با FRP روی رفتار محوری بتن ارائه شد که به دو گروه، مدل‌های متمایل به طراحی^{۱۹} و مدل‌های متمایل به تحلیل^{۲۰} قابل تقسیم‌بندی است. در مدل گروه اول، برای محاسبه تاثیر محصورشدگی در لحظه شکست از فرمول‌هایی با شکل نسبتاً ساده برای طراحی استفاده می‌شود. ولی در مدل‌های متمایل به تحلیل، رفتار محوری و اتساعی بتن محصورشده در تمام مدت زمان بارگذاری شبیه‌سازی می‌شود. مطابق با گروه اول، مدل‌های زیادی به منظور پیش‌بینی حداکثر مقاومت فشاری محوری محصور شده با FRP پیشنهاد گردید [۸-۱۱]، اما این مدل‌ها عمدتاً برای حالت محصورشدگی پیوسته قابل استفاده است. در این میان، مدل‌های ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های fib [۱۲]، CNR DT [۱۳] و ACI [۱۴] و همچنین مدل پیشنهادی گیو و همکاران^{۲۱} [۸] به دلیل استفاده از مفهوم «ضریب محصورشدگی موثر»، رویکردی یکپارچه برای محاسبه حداکثر مقاومت فشاری در هر دو حالت محصورشدگی پیوسته و گسسته (FPCC و FFCC) را دارند. در این مدل‌ها فرض می‌شود، مدلی که به طور انحصاری برای ستون‌های FFCC توسعه داده شد با استفاده از ضریب محصورشدگی موثر، برای حالت FPCC نیز قابل استفاده می‌باشد. اما شایان‌فر و همکاران [۱۶،۱۵] به طور تحلیلی نشان دادند که، این فرضیه اگرچه شرایط لازم از نقطه نظر سادگی در مدل‌سازی را فراهم می‌کند، اما برای شبیه‌سازی رفتار اتساعی و محوری ستون‌های FPCC دقت کافی را ندارد. از سوی دیگر، کالیبراسیون اکثر مدل‌های موجود براساس بهترین برازش حاصل از تحلیل رگرسیون مطابق با پایگاه داده نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های FFCC می‌باشد، اما عمدتاً، توزیع و پراکندگی متغیرهای اصلی در پایگاه‌های داده، مانند خصوصیات بتن محصور نشده، ابعاد نمونه‌ها، خصوصیات مکانیکی FRP و نوع سیستم محصورشدگی محدود می‌باشند. در نتیجه، حداقل قابلیت اتکا به این مدل‌ها بحث برانگیز و ارزیابی آماری عملکرد پیش‌بینی آن‌ها براساس یک پایگاه داده جامع‌تر ضروری به نظر می‌رسد.

به منظور ارائه مدلی با عملکردی مناسب‌تر از مدل‌های موجود جهت پیش‌بینی حداکثر مقاومت فشاری ستون‌های بتنی با محصورشدگی گسسته ورق‌های FRP، الف) به تعریف جدیدی از ضریب محصورشدگی موثر، و ب) به پایگاه داده‌ای شامل طیف گسترده نمونه‌های آزمایشگاهی نیاز می‌باشد. در این مطالعه، مدل جدیدی برای پیش‌بینی حداکثر مقاومت فشاری (f_{cc}) ستون‌های

¹⁴ Zeng et al

¹⁵ FRP partially confined concrete

¹⁶ Gue et al.

¹⁷ Ghani et al.

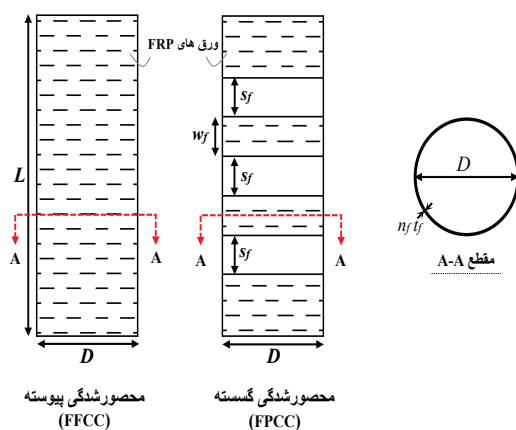
¹⁸ Vertical arching action

¹⁹ Design-oriented model

²⁰ Analysis-oriented model

²¹ Guo et al.

بتنی محصورشده با ورق‌های (FPCC و FFCC) FRP تحت بارگذاری محوری ارائه می‌شود. به منظور یکپارچه‌سازی حالات محصورشدگی پیوسته و گسسته، براساس مکانیسم رفتاری ستون‌های FPCC از نقطه نظر توزیع فشار جانبی و ناحیه محصور شده موثر، تعریف جدیدی از مفهوم ضریب موثر محصورشدگی ارائه می‌شود. برای تعیین پارامترهای مدل و همچنین بررسی عملکرد مدل پیشنهادی، پایگاه داده‌ای جامع شامل ۱۶۹۹ نمونه آزمایشگاهی با محصورشدگی پیوسته و گسسته جمع‌آوری گردید. در انتها، صحت‌سنجی مدل پیشنهادی از طریق مقایسه با نتایج آزمایشگاهی و همچنین عملکرد سایر مدل‌های موجود بررسی شده است.



شکل ۱: ستون بتنی با محصورشدگی پیوسته (FFCC) و محصورشدگی گسسته (FPCC)

۲- پایگاه داده و مدل‌های موجود

پایگاه داده جامعی از نتایج آزمایشگاهی انجام شده روی ستون‌های بتنی با محصورشدگی پیوسته و گسسته به منظور ارزیابی قابلیت اتکا به مدل‌های موجود و همچنین کالیبراسیون مدل پیشنهادی، گردآوری گردید. این پایگاه داده در جدول ۱ نشان داده شد که شامل ۱۶۹۹ نمونه ستون بتنی محصورشده با FRP (۱۵۲۸ نمونه با محصورشدگی پیوسته (FFCC) و ۱۷۱ نمونه با محصورشدگی گسسته (FPCC)) می‌باشد، که تحت بارگذاری فشاری محوری آزمایش شده‌اند. به منظور فراهم نمودن پایگاه داده یکپارچه از نتایج آزمایشگاهی، ضوابط زیر در نظر گرفته شده است:

- ۱) از نمونه‌ها، دارای آرماتورهای عرضی و طولی فولادی صرف نظر شده است.
- ۲) از نمونه‌ها دارای آرایش محصورشدگی به صورت مارپیچ صرف نظر شده است.
- ۳) از نمونه‌ها با مد شکست به صورت جدا شدگی FRP^{۲۲} صرف نظر شده است.
- ۴) از نمونه‌های محصورشده همزمان با جنس‌های متفاوت از مصالح FRP (محصورشده‌گی هایبرید) صرف نظر شده است.
- ۳) از نمونه‌ها با بارگذاری محوری خارج از مرکز ۲۳ صرف نظر شده است.
- ۷) از نتایج آزمایشگاهی که حداکثر مقاومت فشاری نمونه محصور شده (f_{cc}) کمتر از مقاومت فشاری بتن محصور نشده (f_{c0}) باشد، صرف نظر شده است ($f_{cc} < f_{c0}$).

²² FRP debonding failure mode

²³ Eccentric loading condition

جدول ۱: خلاصه پایگاه داده گردآوری شده برای ستون‌های محصور شده FFCC و FPCC

محدوده R_f	محدوده ε_{fu}	محدوده E_f (گیگاپاسکال)	محدوده D (میلیمتر)	محدوده L (میلیمتر)	محدوده f_{cc}/f_{c0}	محدوده f_{c0} (مگاپاسکال)	شاخصه‌ای آماری	تعداد داده	نوع محصورشدگی
۰	۰,۰۰۴	۹,۵	۵۰	۱۰۰	۱	۶,۶	حداقل	۱۶۹۹	پیوسته و گسسته
۰,۷۵	۰,۱	۶۵۷	۳۰۵	۹۱۵	۶,۹	۲۰,۴	حداکثر		
۰,۰۵	۰,۰۲۴	۱۷۷,۷	۱۴۹,۴	۳۲۱,۸	۱,۹	۴۴,۱	میانگین		
۲,۶۶۲	۰,۷۹۱	۰,۵۷۲	۰,۲۹۶	۰,۳۸۳	۰,۴۲۴	۰,۶۹۱	ضریب تغییرات		
۰	۰,۰۰۴	۹,۵	۵۰	۱۰۰	۱	۶,۶	حداقل	۱۵۲۸	پیوسته
۰	۰,۱	۶۵۷	۳۰۵	۹۱۵	۶,۹	۲۰,۴	حداکثر		
۰	۰,۰۲۴	۱۷۳,۴	۱۴۴,۳	۳۰۰,۱	۲,۱	۴۷,۷	میانگین		
۰	۰,۸۰۱	۰,۶۱۴	۰,۲۹۵	۰,۳۵۲	۰,۴۱۷	۰,۷۰۱	ضریب تغییرات		
۰,۰۵	۰,۰۱۵	۱۰۴,۶	۱۰۰	۲۰۰	۱	۱۶,۶	حداقل	۱۷۱	گسسته
۰,۷۵	۰,۰۱۹	۲۵۹,۷	۳۰۰	۷۰۰	۳,۱	۱۰۱,۲	حداکثر		
۰,۳۳	۰,۰۱۷	۲۳۰,۹	۱۵۴,۹	۳۵۳,۵	۱,۵	۳۳,۵	میانگین		
۰,۵۴۲	۰,۰۸	۰,۱۵۳	۰,۲۱۴	۰,۳۲۱	۰,۲۸۴	۰,۴۳۶	ضریب تغییرات		

در جدول ۱، جزئیات طیف وسیعی از پارامترهای کلیدی پایگاه داده برای ستون‌های FFCC و FPCC نشان داده شد. مقاومت فشاری محوری بتن محصور نشده (f_{c0}) از ۶,۶ تا ۲۴۰ مگاپاسکال با مقدار میانگین ۴۴,۱ مگاپاسکال و ضریب تغییرات ۰,۶۹ متغیر است. افزایش مقاومت فشاری ناشی از محصورشدگی به مقاومت فشاری بتن همان نمونه محصور نشده (f_{cc}/f_{c0}) در محدوده ۱,۰ تا ۶,۹ که میانگین و ضریب تغییرات آن به ترتیب برابر ۱,۹ و ۰,۴۲۴ است. تغییرات قطر ستون‌های دایره‌ای (D) از ۵۰ تا ۳۰۵ میلی‌متر با مقدار میانگین و ضریب تغییرات به ترتیب ۱۴۹ میلی‌متر و ۰,۲۹۶ است. ارتفاع نمونه‌های ستون (L) از ۱۰۰ تا ۱۲۰۰ میلی‌متر با میانگین ۳۲۲ میلی‌متر و ضریب تغییرات ۰,۳۸۳ متغیر است. در پایگاه داده از نمونه‌های محصور شده با الیاف کربن ۲۴ (CFRP)، بازالت^{۲۵} (BFRP)، آرامید^{۲۶} (AFRP)، شیشه^{۲۷} (GFRP)، پلی اتیلن نفتالات^{۲۸} (PEN) و پلی اتیلن ترفتالات^{۲۹} (PET) استفاده شده است. مدول الاستیسیته FRP (E_f) در محدوده ۹,۵ تا ۶۵۷ گیگاپاسکال با میانگین ۱۷۷,۷ گیگاپاسکال و مقدار ضریب تغییرات ۰,۵۷۲ است. کرنش کششی نهایی (ε_{fu}) بین ۰,۰۰۴ تا ۰,۱۰ با میانگین و ضریب تغییرات به ترتیب ۰,۰۲۴ و ۰,۷۹۱ می‌باشد. در نمونه‌های محصور شده گسسته، ضریب فاصله ($R_f = s_f / D$) در محدوده ۰,۰۵ تا ۰,۷۵ متغیر است.

²⁴ Carbon

²⁵ Basalt

²⁶ Aramid

²⁷ Glass

²⁸ Polyethylene naphthalate

²⁹ Polyethylene terephthalate

در جدول ۲، مدل‌های موجود ارائه شده برای پیش‌بینی حداکثر مقاومت محوری بتن محصور با FRP نشان داده شد که شامل مدل‌های ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های fib [۱۲]، CNR DT [۱۳] و ACI [۱۴] و همچنین مدل پیشنهادی گیو و همکاران [۸] است. به‌طور کلی می‌توان در دو دسته فرمول‌بندی این مدل‌ها را طبقه‌بندی کرد:

به‌صورت رابطه بین نسبت حداکثر مقاومت فشاری محصورشده (f_{cc}/f_{c0}) و میزان فشار محصور کننده جانبی مطابق با گسیختگی ورق‌های FRP $(f_{l,rup}/f_{c0})$ به‌صورت رابطه بین نسبت حداکثر مقاومت فشاری محصورشده (f_{cc}/f_{c0}) با شاخص سختی محصور کننده جانبی $(\rho_K = f_{l,rup}\epsilon_{c0}/f_{c0}\epsilon_{h,rup})$ ^{۳۱} و ضریب کرنش محیطی $\epsilon_{h,rup}$ ورق‌های FRP $(\rho_\epsilon = \epsilon_{h,rup}/\epsilon_{c0})$ تمامی پارامترهای مذکور در جدول ۲ تعریف شده است.

در این مدل‌ها، رفتار قوسی عمودی ایجاد شده در مقطع با استفاده از مفهوم ضریب موثر محصورشدگی و رابطه (۱) پیشنهادی توسط مندر و همکاران [۱۷] یکپارچه‌سازی گردید. در این رویکرد، فشار جانبی ایجاد شده در سیستم محصورکننده گسسته با استفاده از ضریب کاهش k_v ، به فشار جانبی معادل یکنواخت $(k_v f_{l,rup})$ در ارتفاع مقطع تبدیل می‌شود.

$$k_v = \left(1 - \frac{s_f}{2D}\right)^2 \quad (1)$$

که در این رابطه، s_f بیانگر فاصله بین سیستم‌های محصور کننده گسسته است.

۳- مدل پیشنهادی

در این بخش، مدل تحلیلی به‌منظور پیش‌بینی (f_{cc}) با رویکرد یکپارچه برای سیستم محصورکننده ارائه می‌شود که مراحل فرموله نمودن مدل به‌طور خلاصه به شرح زیر است:

الف) پیشنهاد ضریب موثر محصورشدگی براساس مکانیسم رفتار قوسی عمودی^{۳۴} ایجاد شده میان سیستم‌های محصورکننده FRP
 ب) تعیین میزان فشار محصور کننده جانبی $(f_{l,rup})$ مطابق با لحظه نهایی (گسیختگی ورق‌های FRP)
 ج) تعیین رابطه بین نسبت حداکثر مقاومت فشاری محصورشده (f_{cc}/f_{c0}) با میزان فشار محصور کننده جانبی $(f_{l,rup}/f_{c0})$

۳-۱- ضریب موثر محصورشدگی (k_v)

مدل‌های موجود عمدتاً از رویکرد «ضریب موثر» به‌منظور یکپارچه‌سازی رفتار ستون‌های FFCC و FPCC استفاده می‌کند. این رویکرد اولین بار توسط مندر و همکاران [۱۷] برای ستون‌های محصورشده با خاموت فولادی معرفی شد که در آن اثرات منفی عملکرد قوسی عمودی روی مکانیسم محصورشدگی توسط ضریبی کاهش یافته در فشار محصورشدگی ایجاد شده توسط خاموت‌های فولادی در نظر گرفته می‌شود. به‌عبارت دیگر، بعلاوه توزیع غیریکنواخت فشار محصورشدگی در طول ستون (حداکثر فشار در محل خاموت و حداقل آن در فاصله بین دو خاموت مجاور)، با استفاده از این ضریب، می‌توان فشاری کاهش‌یافته از حداکثر

³⁰ Maximum confining pressure ratio

³¹ Confinement stiffness index

³² Hoop strain ratio

³³ Mander et al.

³⁴ Vertical arching action mechanism

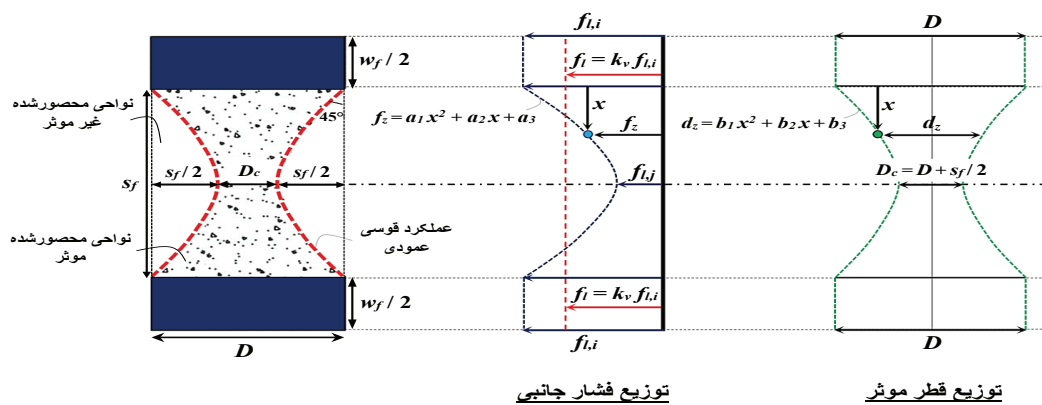
جدول ۲: مدل‌های مقاومت موجود برای ستون‌های بتنی محصورشده با FRP

مدل تحلیلی	کاربرد	رابطه پیشنهادی شده برای پیش‌بینی f_{cc}	پارامترهای مدل
[۱۲] fib	FFCC FPCC	برای $\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \geq 0.07$ $\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.3 \frac{f_{l,rup}}{f_{c0}}$	برای $n_f \leq 3$ $f_{l,rup} = 2k_v \frac{n_f t_f E_f}{D} \varepsilon_{h,rup}$ برای $n_f \geq 4$ $f_{l,rup} = 2k_v \frac{n_f^{0.85} t_f E_f}{D} \varepsilon_{h,rup}$ $k_v = \left(1 - \frac{s_f}{2D}\right)^2$ $\varepsilon_{h,rup} = 0.5 \varepsilon_{fu}$
		برای $\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \leq 0.07$ $\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1$	
CNR DT [۱۳]	FFCC FPCC	برای $\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \geq 0.05$ $= 1 + 2.6 \left(\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}}\right)^{\frac{2}{3}}$	$f_{l,rup} = \frac{1}{2} k_v \rho_f E_f \varepsilon_{fd,rid}$ برای FFCC $\rho_f = \frac{4n_f t_f}{D}$ برای FPCC $\rho_f = \frac{4n_f t_f w_f}{s_f D}$ $k_v = \left(1 - \frac{s_f}{2D}\right)^2$ $\varepsilon_{fd,rid} = \min\left\{\frac{\eta_d \varepsilon_{fu}}{1.1}, 0.004\right\}$
		برای $\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \leq 0.05$ $\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1$	η_d برابر با ۰.۸۵، ۰.۷۵ و ۰.۶۵ برای مصالح CFRP، GFRP و BFRP می‌باشد.
گیو و همکاران [۸]	FFCC FPCC	برای $\rho_{Ke} \geq 0.01$ $\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2 \rho_{Ke} - 0.01 \rho_\varepsilon$	$\rho_{Ke} = 2k_v \frac{n_f t_f E_f \varepsilon_{c0}}{D f_{c0}}$ $\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{h,rup}}{\varepsilon_{c0}}$ $k_v = \left(1 - \frac{s_f}{2D}\right)^2$ $\varepsilon_{h,rup} = 0.568 \varepsilon_{fu}$
		برای $\rho_{Ke} \leq 0.01$ $\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1$	$\varepsilon_{c0} = 0.000937 f_{c0}^{0.25}$
ACI 440 [۱۴]	FFCC	برای $\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \geq 0.08$ $\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.3 \psi_f \frac{f_{l,rup}}{f_{c0}}$	$f_{l,rup} = 2 \frac{n_f t_f E_f}{D} \varepsilon_{h,rup}$ $\varepsilon_{h,rup} = 0.55 \varepsilon_{fu}$ $\psi_f = 0.95$
		برای $\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \leq 0.08$ $\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1$	

در روابط فوق، f_{cc} = حداکثر مقاومت فشاری محصورشده با FRP، f_{c0} = مقاومت فشاری بتن محصورنشده. $f_{l,rup}$ = فشار محصورشدگی متناظر با کرنش گسیختگی FRP ($\varepsilon_{h,rup}$). n_f = تعداد لایه‌های FRP. t_f = ضخامت اسمی FRP. k_v = ضریب موثر محصورشدگی برای رفتار قوسی عمودی. ρ_{Ke} = شاخص سختی محصورشدگی FRP. ρ_ε = نسبت کرنش FRP. ε_{c0} = کرنش محوری متناظر با f_{c0} . ψ_f = ضریب کاهش که برابر ۰.۹۵ توصیه شده است.

فشار محصورشدگی که به صورت یکنواخت در سراسر ستون توزیع شده باشد، فرض نمود. مندر و همکاران [۱۷] این ضریب را به صورت تجربی برابر با نسبت مساحت ناحیه محصور شده در محل فشار جانبی حداقل و مساحت کل مقطع فرض نمودند. اما باید به این نکته توجه شود که برای حصول صحیح تر اثرات منفی عملکرد قوسی عمودی توسط ضریب موثر، شبیه سازی توزیع غیریکنواخت فشار محصورشدگی در سراسر طول ستون نه فقط صرفاً مقطعی از آن انجام پذیرد که این امر یکی از اهداف این پژوهش می باشد.

در شکل ۲، ساختار محصورشدگی گسسته با نوارهای FRP به عرض (w_f) و با فاصله (s_f) و همچنین مکانیسم رفتار قوسی عمودی در ستون دایره ای نشان داده شده است. مکانیسم رفتار قوسی عمودی در محصورشدگی گسسته، منجر به ایجاد نواحی محصورشده غیرموثر، در میان نوارهای محصورکننده FRP می شود، در نتیجه فشار جانبی محصورشدگی و قطر موثر حین بارگذاری محوری از $f_{l,i}$ (حداکثر فشار محصورشدگی) و D (حداکثر قطر موثر) در محل این نوارها به $f_{l,j}$ (حداقل فشار محصورشدگی) و D_c (کمترین قطر موثر) در وسط ارتفاع دو نوار متوالی و به صورت غیرخطی کاهش می یابد. در این حالت از محصورشدگی، برای شبیه سازی رفتار قوسی عمودی و منظور نمودن توزیع غیریکنواخت فشار محصورشدگی در اثر ناحیه محصورشده غیرموثر از ضریب کاهش موثر محصورشدگی (k_v) استفاده شد تا فشار جانبی یکنواخت معادل $k_v f_{l,i}$ در تمام ارتفاع مقطع معادل با مقطع محصورشده پیوسته ایجاد کند.



شکل ۲: عملکرد قوسی عمودی برای بتن با محصورشدگی گسسته

به منظور تعیین این ضریب، توزیع فشار جانبی و قطر موثر در ارتفاع دو نوار متوالی (x) به صورت تابع f_z و d_z در نظر گرفته شده و براساس تعادل نیروی فشار جانبی بین مقطع محصورشده گسسته و مقطع معادل محصورشده پیوسته که در شکل (۲) نشان داده شده، ضریب k_v به صورت زیر قابل نوشتن است:

$$k_v = \frac{f_{l,i} w_f D + 2 \int_0^{s_f/2} f_z d_z dx}{f_{l,i} s_f + w_f D} \quad (2)$$

برای حل انتگرال فوق، تابع f_z و d_z به صورت درجه دوم و به شکل رابطه (۳) و (۴) تعریف می شود:

$$f_z = a_1 x^2 + a_2 x + a_3 \quad (3)$$

$$d_z = b_1 x^2 + b_2 x + b_3 \quad (4)$$

شرایط مرزی در نظر گرفته شده برای تعیین ضرایب ثابت a_1, a_2 و a_3 و همچنین b_1, b_2 و b_3 ، به شرح زیر می‌باشد: فشار جانبی حداکثر و حداقل به ترتیب در محل نوار و وسط ارتفاع بین دو نوار متوالی (رابطه (۵) و (۶))، شیب صفر منحنی توزیع فشار جانبی در وسط ارتفاع مقطع (رابطه (۷))، قطر موثر D و D_c به ترتیب در محل نوار و وسط ارتفاع بین دو نوار متوالی (رابطه (۸) و (۹)) و شیب صفر منحنی توزیع قطر موثر در وسط ارتفاع مقطع (رابطه (۱۰)) است:

$$f_z \quad x=0 = f_{l,i} \quad (۵)$$

$$(۶)$$

$$f_z \left(x = \frac{s_f}{2} \right) = f_{l,j} \quad (۷)$$

$$\frac{df_z}{dx} \left(x = \frac{s_f}{2} \right) = 0 \quad (۸)$$

$$d_z \quad x=0 = D \quad (۹)$$

$$d_z \left(x = \frac{s_f}{2} \right) = D_c = D - \frac{s_f}{2} \quad (۱۰)$$

$$\frac{dd_z}{dx} \left(x = \frac{s_f}{2} \right) = 0$$

فشار جانبی محصورشدگی با فاصله بین دو نوار رابطه عکس دارد. در حالت محصورشدگی پیوسته فشار جانبی در تمام ارتفاع مقطع برابر با حداکثر $f_{l,i}$ (با $f_{l,j} = f_{l,i}$ ، $s_f = 0$) است که با افزایش فاصله بین نوارها، مقدار آن در ارتفاع مقطع کاهش یافته و حداقل آن در وسط ارتفاع مقطعی ایجاد می‌شود که فاصله دو نوار به دو برابر قطر مقطع برسد ($s_f \geq 2D$ ، $f_{l,j} = 0$)، بنابراین رابطه بین $f_{l,i}$ و $f_{l,j}$ با توجه به فاصله دو نوار متوالی s_f به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

$$f_{l,j} = \left(1 - \frac{s_f}{D} + 0.25 \left(\frac{s_f}{D} \right)^2 \right) f_{l,i} \quad (۱۱)$$

در نتیجه، با استفاده از شرایط مرزی ذکر شده، توابع f_z و d_z به صورت روابط (۱۲) و (۱۳) قابل تعیین است:

$$f_z = \left[\left(\frac{4}{Ds_f} - \frac{1}{D^2} \right) x^2 - \left(\frac{4}{Ds_f} - \frac{1}{D^2} \right) s_f x + 1 \right] f_{l,i} \quad (۱۲)$$

$$d_z = \left[\left(\frac{2}{Ds_f} \right) x^2 - \left(\frac{2}{D} \right) x + 1 \right] D \quad (۱۳)$$

بنابراین، با استفاده از این توابع مقدار k_v در معادله (۲)، به صورت رابطه (۱۴) بدست خواهد آمد:

$$k_v = \frac{w_f + s_f \left(1 - \frac{s_f}{D} + \frac{13s_f^2}{30D^2} - \frac{s_f^3}{15D^3} \right)}{s_f + w_f} \leq 1 \quad (۱۴)$$

با هدف ایجاد یک رابطه مناسب با شرایط طراحی، بدون آنکه کاهش قابل توجه در دقت آن ایجاد شود رابطه (۱۴) به صورت رابطه (۱۵) ساده‌سازی شد.

$$k_v = \frac{w_f + s_f \exp -0.973R_f}{w_f + s_f} \leq 1 \quad (15)$$

که در آن R_f برابر با s_f/D می‌باشد. بنابراین در شرایط طراحی با استفاده از فرمول (۱۵)، ضریب موثر محصورشدگی (k_v) قابل محاسبه است.

۲،۳- تعیین فشار محصور کننده جانبی ($f_{l,rup}$)

این بخش به تعیین فشار محصورکننده جانبی، متناظر با گسیختگی FRP ($f_{l,rup}$) می‌پردازد. با تعریف $\varepsilon_{h,rup}$ به عنوان کرنش گسیختگی FRP، براساس تعادل نیروی جانبی معادل در کل مقطع و نیروی ایجاد شده در ورق‌های FRP، فشار جانبی محصورشدگی $f_{l,rup}$ با استفاده از رابطه (۱۶) بدست خواهد آمد:

$$f_{l,rup} = 2k_v \frac{w_f n_f t_f}{w_f + s_f} \frac{E_f \varepsilon_{h,rup}}{D} \quad n_f \leq 3 \quad (16\text{-الف})$$

$$f_{l,rup} = 2k_v \frac{w_f n_f^{0.85} t_f}{w_f + s_f} \frac{E_f \varepsilon_{h,rup}}{D} \quad n_f \geq 4 \quad (16\text{-ب})$$

در نمونه‌هایی که با تعداد لایه‌های زیاد ($n_f \geq 4$) مقاوم شده‌اند اثر محصورشدگی کاهش یافته که براساس توصیه آیین‌نامه fib [۱۲]، تعداد لایه‌های FRP به صورت $n_f^{0.85}$ در نظر گرفته شده است. با انجام تحلیل رگرسیون بر روی پایگاه داده آزمایشگاهی، شایان‌فر و همکاران [۱۶] فرمول جدیدی به‌منظور تعیین کرنش گسیختگی $\varepsilon_{h,rup}$ پیشنهاد نمودند که به صورت رابطه (۱۷) ارائه شد:

$$\varepsilon_{h,rup} = \left(\frac{0.586}{0.82 + 0.23 f_{c0} \varepsilon_{fu}} \right) \varepsilon_{fu} \geq 0.35 \varepsilon_{fu} \quad (17)$$

در نتیجه، با محاسبه کرنش گسیختگی FRP ($\varepsilon_{h,rup}$) با رابطه (۱۷)، $f_{l,rup}$ با استفاده از رابطه (۱۶) قابل محاسبه است.

۳،۳- تعیین حداکثر مقاومت فشاری محصورشده (f_{cc})

در مطالعه حاضر، رابطه بین نسبت حداکثر مقاومت فشاری محصورشده (f_{cc}/f_{c0}) با میزان فشار محصور کننده جانبی ($f_{l,rup}/f_{c0}$) با تابعی خطی به‌صورت رابطه (۱۸) فرض شد:

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + \alpha \left(\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \right) \quad (18)$$

در این رابطه، α ضریب تاثیر محصورشدگی که مقدار آن با انجام تحلیل رگرسیون روی نتایج آزمایشگاهی جمع‌آوری شده در پایگاه داده (جدول ۱)، برابر با ۳،۴ بدست آمد. در نتیجه، مطابق با بهترین برازش مدل با نتایج آزمایشگاهی، رابطه جدید برای

محاسبه f_{cc}/f_{c0} ستون‌های FFCC و FPCC، به عنوان تابعی از $f_{l,rup}/f_{c0}$ به صورت رابطه (۱۹) ارائه شده است:

$$\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \geq 0.05 \quad \frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.4 \left(\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} \right) \quad (۱۹-الف)$$

$$\frac{f_{l,rup}}{f_{c0}} < 0.05 \quad \frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 \quad (۱۹-ب)$$

در فرمول (۱۹-ب)، هنگامی که $(f_{l,rup}/f_{c0})$ کمتر از ۰,۰۵ باشد، از افزایش فشار ناشی از محصورشدگی صرف نظر می‌شود. در نتیجه، از طریق مدل پیشنهادی که رویکردی یکپارچه برای حالت‌های مختلف محصورشدگی دارد، بهبود ناشی از محصورکنندگی FRP برای ستون‌های FFCC و FPCC توسط فرمول (۱۹) قابل محاسبه است.

۴- ارزیابی‌های آماری و صحت‌سنجی

در این پژوهش، برای ارزیابی جامع و صحت‌سنجی عملکرد مدل پیشنهادی و سایر مدل‌های موجود (ارائه شده در جدول ۲)، نتایج بدست‌آمده از این مدل‌ها با تعیین شاخصه‌های آماری مقدار میانگین^{۳۵} (MV)، رابطه (۲۰)، ضریب تغییرات^{۳۶} (CoV)، رابطه (۲۱)، میانگین درصد خطای مطلق^{۳۷} (MAPE)، رابطه (۲۲)، میانگین مربعات خطا^{۳۸} (MSE)، رابطه (۲۳) و ضریب تعیین^{۳۹} R^2 ، رابطه (۲۴) مورد بررسی قرار می‌گیرد.

$$MV = \frac{1}{n} \sum_1^n \frac{T_i}{E_i} \quad (۲۰)$$

$$CoV = \frac{SD}{MV} \quad (۲۱)$$

$$MAPE = \frac{1}{n} \sum_1^n \left| 1 - \frac{T_i}{E_i} \right| \quad (۲۲)$$

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_1^n (T_i - E_i)^2 \quad (۲۳)$$

$$R^2 = \left(\frac{\sum_1^n [T_i - \bar{T} \quad E_i - \bar{E}]}{\sqrt{\sum_1^n [T_i - \bar{T}]^2 + [E_i - \bar{E}]^2}} \right)^2 \quad (۲۴)$$

³⁵ Mean Value

³⁶ Coefficient of Variation

³⁷ Mean Absolute Percentage Error

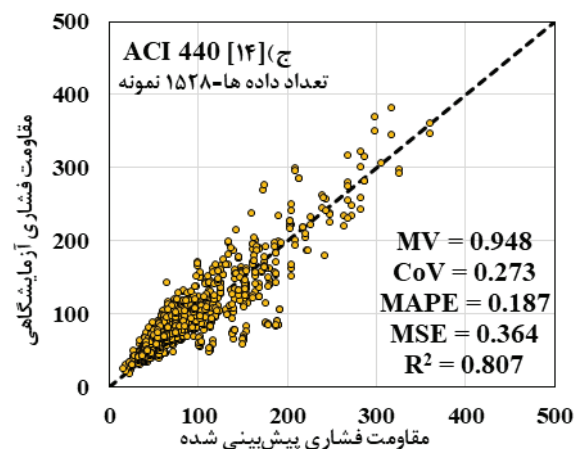
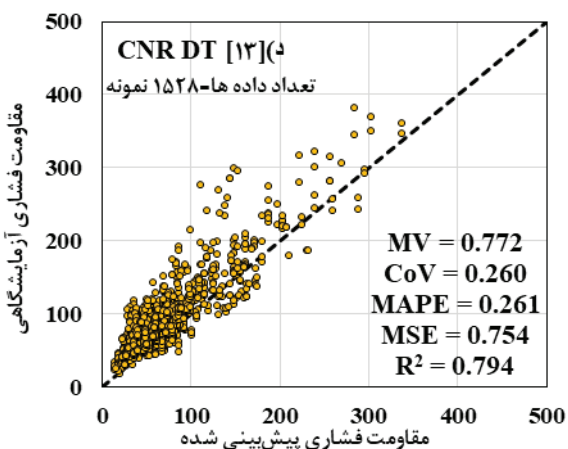
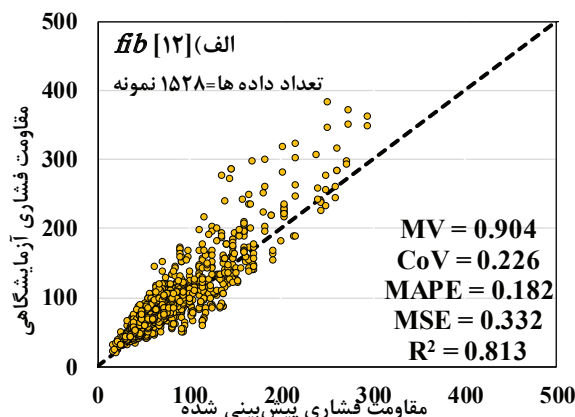
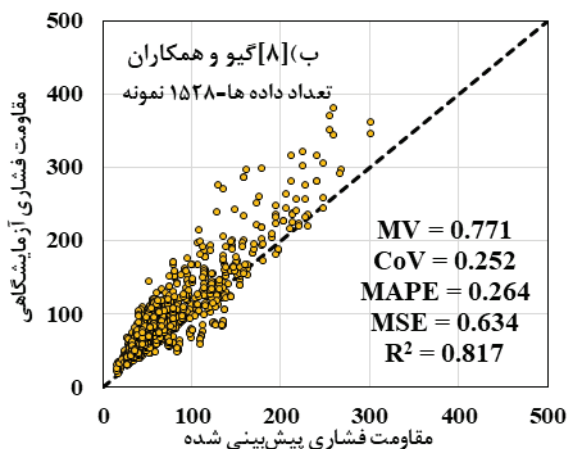
³⁸ Mean Squared Error

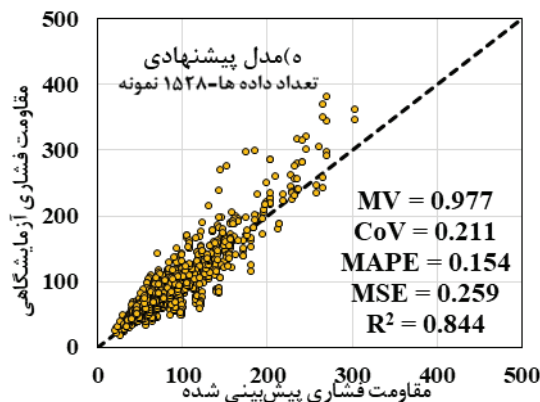
³⁹ R-squared

در روابط فوق‌الذکر، (T_i) و (E_i) به ترتیب نتایج f_{cc}/f_{c0} پیش‌بینی تحلیلی و آزمایشگاهی، n بیانگر تعداد داده‌ها و SD معرف انحراف در پایگاه داده است. \bar{E} و \bar{T} به ترتیب، مقادیر میانگین پیش‌بینی‌های تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهند. شکل ۳ و جدول ۳ قابلیت مدل‌های موجود و پیشنهادی را براساس ۱۵۲۸ داده آزمایشگاهی FFCC بررسی می‌کند. همانطور که قابل ملاحظه است، مدل پیشنهادی با شاخص‌های آماری به صورت $MV = 0.977$ ، $CoV = 0.211$ ، $MAPE = 0.154$ ، $MSE = 0.259$ و $R^2 = 0.864$ ، پیش‌بینی دقیق و یکنواختی را ارائه داد. اگرچه مدل‌های fib [۱۲] و ACI [۱۴] بهترین عملکرد را در پیش‌بینی نتایج آزمایشگاهی دارند (اندکی محافظه‌کارانه)، اما مدل پیشنهادی به‌طور قابل ملاحظه‌ای عملکرد مناسب‌تری نشان داده که موید صحت کالیبراسیون پارامترهای آن است.

جدول ۳: ارزیابی آماری مدل‌های موجود و پیشنهادی برای ستون‌های FFCC

مدل تحلیلی	تعداد داده	MV	CoV	$MAPE$	MSE	R^2
مدل پیشنهادی		۰٫۹۷۷	۰٫۲۱۱	۰٫۱۵۴	۰٫۲۵۹	۰٫۸۶۴
fib [۱۲]		۰٫۹۰۴	۰٫۲۲۶	۰٫۱۸۲	۰٫۳۳۲	۰٫۸۱۳
گیو و همکاران [۸]	۱۵۲۸	۰٫۷۷۱	۰٫۲۵۲	۰٫۲۶۴	۰٫۶۳۴	۰٫۸۱۷
ACI 440 [۱۴]		۰٫۹۴۸	۰٫۲۷۳	۰٫۱۸۷	۰٫۳۶۴	۰٫۸۰۷
CNR DT [۱۳]		۰٫۷۷۲	۰٫۲۶	۰٫۲۶۱	۰٫۷۵۴	۰٫۷۹۴



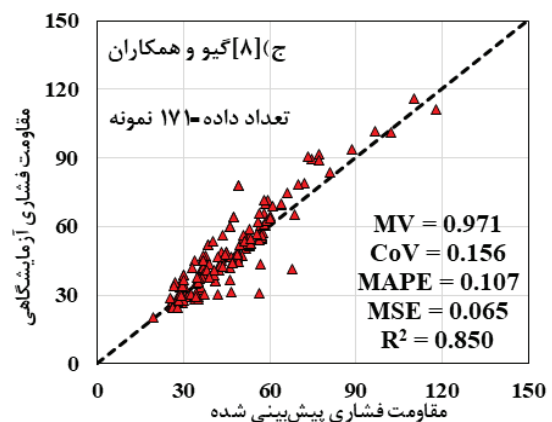
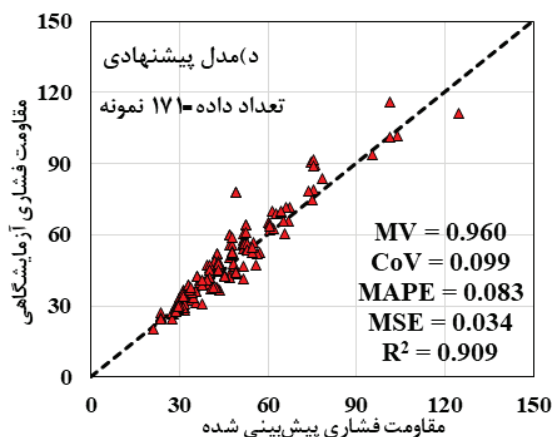
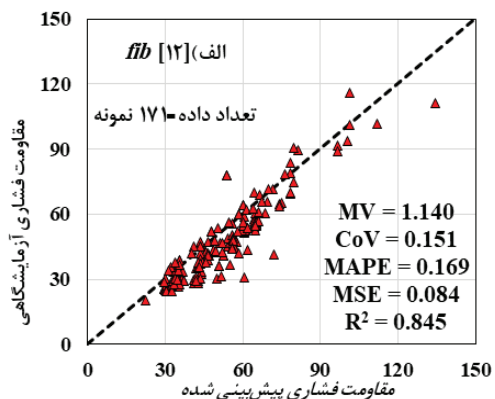
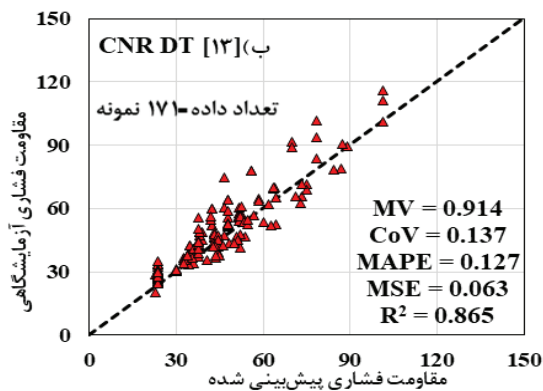


شکل ۳: مقایسه نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل پیشنهادی و سایر مدل‌ها در نرم حداکثر مقاومت فشاری ستون FFCC بر اساس ۱۵۲۸ نمونه آزمایشگاهی

در شکل ۴ و جدول ۴، عملکرد مدل پیشنهادی با مدل‌های ارائه شده توسط آیین‌نامه fib [۱۲]، گیو و همکاران [۸] و آیین‌نامه CNR DT [۱۳] که رویکردی یکپارچه برای تعیین مقدار f_{cc} در هر دو حالت FFCC و FPCC دارند، بر اساس ۱۷۱ نمونه آزمایشگاهی FPCC مقایسه گردید. همانطور که نتایج نشان داد، در بین مدل‌های موجود، CNR DT [۱۳] دقت مناسب‌تری در پیش‌بینی مقادیر آزمایشگاهی دارد. با این حال، براساس شاخصه‌های آماری حاصل شده به صورت $MV = 0.960$ ، $CoV = 0.099$ ، $MAPE = 0.083$ ، $MSE = 0.034$ و $R^2 = 0.909$ ، مدل پیشنهادی بهترین عملکرد را در مقایسه با تمامی مدل‌ها ارائه داد. همچنین نتایج نشان داد، ضریب محصورشدگی موثر پیشنهادی (فرمول (۱۵)) که با هدف یکپارچه‌سازی مدل برای هر دو حالت محصورشدگی ستون FFCC و FPCC مورد استفاده قرار می‌گیرد نسبت به ضریب ارائه شده توسط مندر و همکاران [۱۷] (رابطه (۱)) عملکرد بهتری دارد.

جدول ۴: ارزیابی آماری مدل‌های موجود و پیشنهادی برای FPCC

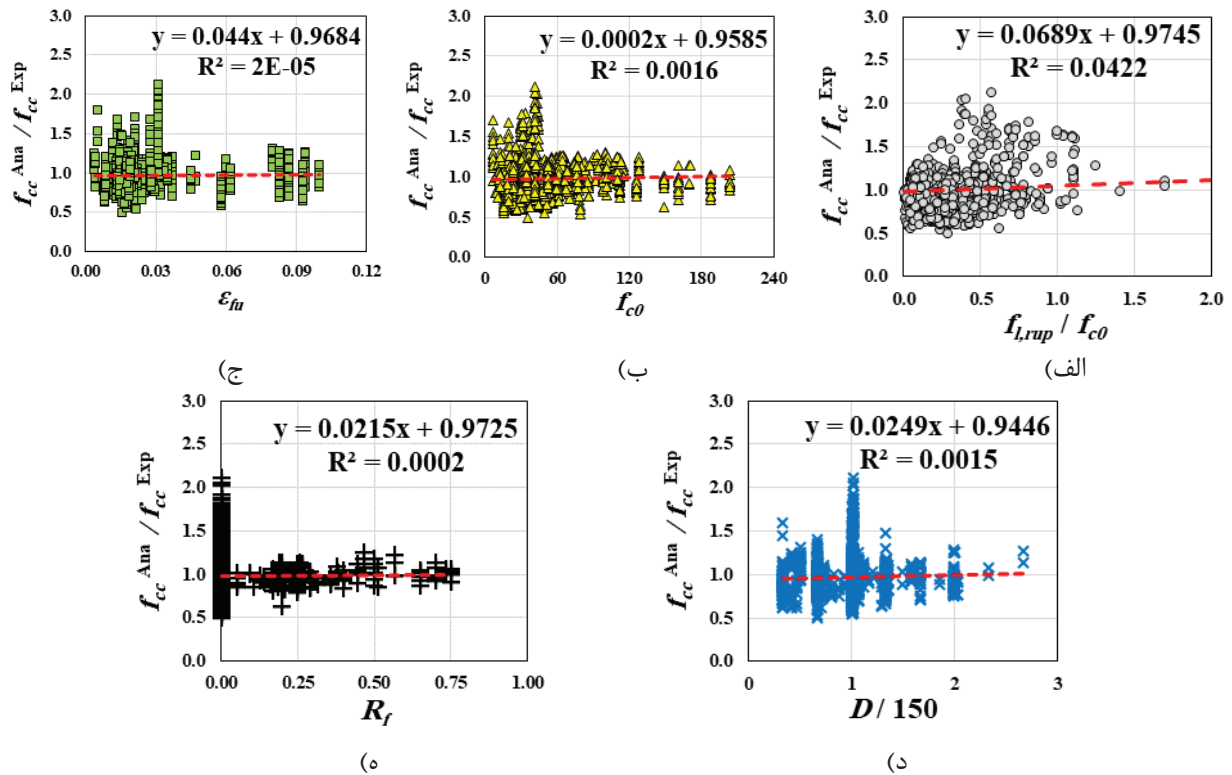
شماره	Test data	MV	CoV	MAPE	MSE	R ²
مدل پیشنهادی		۰٫۹۶	۰٫۰۹۹	۰٫۰۸۳	۰٫۰۳۴	۰٫۹۰۹
آیین‌نامه fib [۱۲]	۱۷۱	۱٫۱۴	۰٫۱۵۱	۰٫۱۶۹	۰٫۰۸۰۴	۰٫۸۴۵
گیو و همکاران [۸]		۰٫۹۷۱	۰٫۱۵۶	۰٫۱۰۷	۰٫۰۶۵	۰٫۸۵
آیین‌نامه CNR DT [۱۳]		۰٫۹۱۴	۰٫۱۳۷	۰٫۱۲۷	۰٫۰۶۳	۰٫۸۶۵



شکل ۴: مقایسه نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل پیشنهادی و سایر مدل‌ها در ترم حداکثر مقاومت فشاری ستون FPCC براساس ۱۷۱ نمونه آزمایشگاهی

از علل عملکرد مناسب‌تر مدل پیشنهادی در مقایسه با سایر مدل‌ها می‌توان به (۱) استفاده از پایگاه داده‌ای جامع از نتایج آزمایشگاهی اشاره نمود که برای کالیبراسیون رابطه (۱۸) استفاده شده است. (۲) در این مقاله، از مدل جدید شایان‌فر و همکاران [۱۶] به‌منظور تخمین کرنش متناظر با گسیختگی FRP ($\epsilon_{h,rupt}$) استفاده شده است که به صورت رابطه (۱۷) قابل محاسبه می‌باشد. به علت دقت مناسب‌تر این فرمول نسبت به سایر فرمول‌ها که توسط مدل‌های موجود استفاده شده است، تخمین دقیق مناسب‌تری از فشار محصورشونده جانبی ($f_{l,rupt}$) توسط رابطه (۱۶) قابل حصول می‌باشد. (۳) مدل‌های موجود بر اساس پایگاه داده‌ای به مراتب کوچک‌تر از پایگاه داده جمع‌آوری شده در این مقاله کالیبره شده‌اند. بنابراین عمده داده‌های شامل شده در این پایگاه داده خارج از محدوده‌ای می‌باشند که این مدل‌ها قابل کاربرد می‌باشند.

به‌منظور بررسی بیش‌تر دقت مدل پیشنهادی در پیش‌بینی حداکثر مقاومت ستون‌های بتنی محصور شده با پوشش FRP، توزیع نسبت نتیجه تحلیلی به داده آزمایشگاهی (Y) برای ۱۶۹۹ نمونه آزمایشگاهی براساس پارامترهای کلیدی (X) در شکل ۵ رسم شده است.



شکل ۵: عملکرد مدل پیشنهادی با توجه به پارامترهای کلیدی

در شکل (۵-الف)، رابطه $Y = f_{cc}^{Ana} / f_{cc}^{Exp}$ و $X = f_{Lrup} / f_{c0}$ نشان داده شده است. براساس تحلیل رگرسیون، رابطه خطی بین خطا و فشار محصورکننده جانبی متناظر با گسیختگی FRP نرمال شده با مقاومت فشاری بتن غیرمحصور به صورت $Y = 0.9745 + 0.0689X$ حاصل شده است. همانطور که قابل ملاحظه می‌باشد، ضریب پارامتر $X = f_{Lrup} / f_{c0}$ در این رابطه تقریباً نزدیک به مقدار صفر می‌باشد و R^2 برای رابطه بین Y و X نیز نزدیک به صفر است که بیانگر عدم وابستگی میزان خطا مدل پیشنهاد شده به سطوح مختلف فشار محصورکننده جانبی نرمال شده می‌باشد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که مدل پیشنهادی تاثیر این پارامتر را در حداکثر مقاومت ستون‌های بتنی محصور شده را به‌طور صحیح توانست شبیه‌سازی کند.

در شکل (۵-ب)، رابطه $Y = f_{cc}^{Ana} / f_{cc}^{Exp}$ و $X = f_{c0}$ نشان داده شده است. با استفاده از تحلیل رگرسیون، رابطه بین خطا و مقاومت فشاری بتن غیرمحصور به صورت $Y = 0.9585 + 0.002X$ حاصل شده است. همانطور که قابل ملاحظه می‌باشد، ضریب پارامتر $X = f_{c0}$ نزدیک به مقدار صفر با R^2 بسیار پایین است که بیانگر عدم وابستگی میزان خطا مدل پیشنهاد شده برای سطوح مختلف مقاومت فشاری بتن، اعم از بتن مقاومت پایین^{۴۰}، بتن مقاومت متوسط^{۴۱}، بتن مقاومت بالا^{۴۲} و بتن فوق مقاوم^{۴۳} می‌باشد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که مدل پیشنهادی تاثیر میزان مقاومت فشاری بتن غیرمحصور در حداکثر مقاومت ستون‌های بتنی محصور شده را به‌طور صحیح توانست شبیه‌سازی کند.

در شکل (۵-ج)، رابطه $Y = f_{cc}^{Ana} / f_{cc}^{Exp}$ و $X = \epsilon_{fu}$ نشان داده شده است. براساس تحلیل رگرسیون، رابطه خطی بین خطا و

⁴⁰ Low-strength concrete

⁴¹ Normal-strength concrete

⁴² High strength concrete

⁴³ Ultra-high-strength concrete

سختی محصورشدگی به صورت $Y = 0.9684 + 0.044X$ حاصل شده است. همانطور که قابل ملاحظه می‌باشد، ضریب پارامتر $X = \varepsilon_{fu}$ نیز نزدیک به مقدار صفر با R^2 بسیار پایین است که بیانگر عدم وابستگی میزان خطا مدل پیشنهاد شده به مقدار کرنش کششی نهایی FRP می‌باشد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که مدل پیشنهادی تاثیر مقدار کرنش کششی نهایی FRP در حداکثر مقاومت ستون‌های بتنی محصور شده را به‌طور صحیح توانست شبیه‌سازی کند.

در شکل (۵-۵)، رابطه $Y = f_{cc}^{Ana} / f_{cc}^{Exp}$ و $X = D/150$ نشان داده شده است. بر اساس تحلیل رگرسیون، رابطه بین خطا و ابعاد ستون به صورت $Y = 0.9446 + 0.0249X$ حاصل شده است. همانطور که قابل ملاحظه می‌باشد، ضریب پارامتر $X = D/150$ نزدیک به مقدار صفر با R^2 بسیار پایین است که بیانگر عدم وابستگی میزان خطا مدل پیشنهاد شده به سطوح مختلف قطر مقطع ستون می‌باشد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که مدل پیشنهادی تاثیر قطر مقطع ستون در حداکثر مقاومت ستون‌های بتنی محصور شده را به‌طور صحیح شبیه‌سازی می‌کند.

در شکل (۵-۵)، رابطه $Y = f_{cc}^{Ana} / f_{cc}^{Exp}$ و $X = R_f = s_f / D$ نشان داده شده است. با استفاده از تحلیل رگرسیون، رابطه بین خطا و نسبت فاصله ورق‌های FRP به صورت $Y = 0.9725 + 0.0215X$ حاصل شده است. همانطور که قابل ملاحظه می‌باشد، ضریب پارامتر $X = R_f = s_f / D$ نزدیک به مقدار صفر با R^2 بسیار پایین است که بیانگر عدم وابستگی میزان خطا مدل پیشنهاد شده به نسبت فاصله ورق‌های FRP می‌باشد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که مدل پیشنهادی قابلیت شبیه‌سازی دقیق تاثیر نسبت فاصله ورق‌های FRP در حداکثر مقاومت ستون‌های بتنی محصور شده دارد.

بر اساس نتایج حاصل شده، بیشترین وابستگی خطا نسبت به فشار محصورکننده جانبی نرمال شده می‌باشد که مقدار R^2 برابر با ۰،۰۱۴۲ و کم‌ترین میزان وابستگی خطا برای پارامتر کرنش کششی نهایی FRP با R^2 برابر با 2×10^{-5} حاصل شده است.

۵- خلاصه و نتیجه‌گیری

در این مطالعه، مدل جدید برای پیش‌بینی مقاومت فشاری محوری (f_{cc}) ستون بتنی با استفاده از مفهوم ضریب موثر محصورشدگی برای ایجاد رویکرد یکپارچه در حالت مختلف محصورشدگی (FFPC و FFCC) ارائه شده است. به‌منظور یکپارچه‌سازی حالات محصورشدگی پیوسته و گسسته، بر اساس مکانیسم رفتاری ستون‌های FPCC از نقطه نظر توزیع فشار جانبی و ناحیه محصور شده موثر، تعریف جدیدی از مفهوم ضریب موثر محصورشدگی پیشنهاد شده است. این مدل، بر اساس تحلیل رگرسیون روی پایگاه داده جامع از نتایج آزمایشگاهی شامل ۱۶۹۹ نمونه ستون بتنی محصورشده با FRP (۱۵۲۸ نمونه با محصورشدگی پیوسته (FFCC) و ۱۷۱ نمونه با محصورشدگی گسسته (FPCC)) توسعه و کالیبره گردید.

عملکرد مدل پیشنهادی بر اساس شاخصه‌ای آماری با نتایج آزمایشگاهی با سایر مدل‌های موجود در ادبیات فنی مقایسه شد. برای حالت محصورشدگی پیوسته، مدل [۱۲]fib، با نتایج شاخصه‌ای آماری به صورت مقدار میانگین خطا (MV) برابر با ۰،۹۰۴، ضریب تغییرات (CoV) برابر با ۰،۲۲۶، میانگین درصد خطای مطلق (MAPE) برابر با ۰،۱۸۴، میانگین مربع خطا (MSE) برابر با ۰،۳۳۲ و ضریب تعیین (R^2) برابر با ۰،۸۱۳، بهترین عملکرد را در میان مدل‌های موجود دارد. اما مدل پیشنهادی شاخصه‌ای آماری به صورت MV برابر با ۰،۹۷۷، CoV برابر با ۰،۲۱۱، MAPE برابر با ۰،۱۵۴، MSE برابر با ۰،۲۵۹ و R^2 برابر با ۰،۸۶۴، به‌طور قابل ملاحظه‌ای عملکرد مناسب‌تری از مدل [۱۲]fib نشان داده که موید صحت کالیبراسیون پارامترهای آن است. برای حالت محصورشدگی گسسته، مدل CNR DT [۱۳]، با نتایج شاخصه‌ای آماری به صورت MV برابر با ۰،۹۶۰، CoV برابر با ۰،۰۹۹،

MAPE برابر با ۰,۰۸۳، MSE برابر با ۰,۰۳۴، و R^2 برابر با ۰,۹۰۹، بهترین عملکرد را در میان مدل‌های موجود دارد. اما، در این حالت محصورشدگی نیز مدل پیشنهادی عملکرد دقیق‌تری از مدل CNR DT [۱۳] نشان داده است که بر اساس شاخص‌های آماری حاصل شده قابل اثبات است.

مراجع

- [1] Wang, J., Xiao, H., Lu, L., Yang, J., Lu, S., & Shayanfar, J. (2024). Axial stress-strain model for concrete in partially FRP wrapped reinforced concrete columns. *Construction and Building Materials*, 416, 135028.
- [2] Liao, J., Zeng, J. J., Zhuge, Y., Zheng, Y., Ma, G., & Zhang, L. (2023). FRP-confined concrete columns with a stress reduction-recovery behavior: a state-of-the-art review, design recommendations and model assessments. *Composite Structures*, 117313.
- [3] Valasaki, M. K., & Papakonstantinou, C. G. (2023). Fiber reinforced polymer (FRP) confined circular concrete columns: An experimental overview. *Buildings*, 13(5), 1248.
- [4] Oliveira, D. S., Raiz, V., & Carrazedo, R. (2019). Experimental study on normal-strength, high-strength and ultrahigh-strength concrete confined by carbon and glass FRP laminates. *Journal of Composites for Construction*, 23(1), 04018072.
- [5] Shayanfar, J., Barros, J. A., & Rezazadeh, M. (2021). Generalized analysis-oriented model of FRP confined concrete circular columns. *Composite Structures*, 270, 114026.
- [6] Zeng, J. J., Guo, Y. C., Gao, W. Y., Chen, W. P., & Li, L. J. (2018). Stress-strain behavior of concrete in circular concrete columns partially wrapped with FRP strips. *Composite Structures*, 200, 810-828.
- [7] Zeng, J., Guo, Y., Li, L., & Chen, W. (2018). Behavior and three-dimensional finite element modeling of circular concrete columns partially wrapped with FRP strips. *Polymers*, 10(3), 253.
- [8] Guo, Y.C., Gao, W.Y., Zeng, J.J., Duan, Z.J., Ni, X.Y. and Peng, K.D., 2019. Compressive behavior of FRP ring-confined concrete in circular columns: Effects of specimen size and a new design-oriented stress-strain model. *Construction and Building Materials*, 201, pp.350-368.
- [9] Guo, Y.C., Xiao, S.H., Luo, J.W., Ye, Y.Y. and Zeng, J.J., 2018. Confined concrete in fiber-reinforced polymer partially wrapped square columns: axial compressive behavior and strain distributions by a particle image velocimetry sensing technique. *Sensors*, 18(12), p.4118.
- [10] Ghani, M. U., Ahmad, N., Abraha, K. G., Manj, R. Z. A., Sharif, M. H., & Wei, L. (2024). Review and Assessment of Material, Method, and Predictive Modeling for Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Partially Confined Concrete Columns. *Polymers*, 16(10), 1367.
- [11] Lin, S., Zhao, Y.G., Li, J. and Lu, Z.H., 2021. Confining stress path-based compressive strength model of axially loaded FRP-confined columns. *Journal of Composites for Construction*, 25(1), p.04020077.
- [12] Fib Bulletin 90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. Task Group 5. 1, International Federation for Structural Concrete, 2019.
- [13] CNR-DT 200. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italian National Research Council, 2004.
- [14] ACI 440.2R-17. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for

strengthening concrete structures; American Concrete Institute (ACI): Farmington Hills MI USA, 2017.

[15] Shayanfar, J., Barros, J. A., & Rezazadeh, M. (2022). Unified model for fully and partially FRP confined circular and square concrete columns subjected to axial compression. *Engineering Structures*, 251, 113355

[16] Shayanfar, J., Rezazadeh, M., & Barros, J. A. (2020). Analytical model to predict dilation behavior of FRP confined circular concrete columns subjected to axial compressive loading. *Journal of Composites for Construction*, 24(6), 04020071.

[17] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.

The Effect of Water-Cement Ratio on the Brittleness and Fracture Characteristics of Fiber-Reinforced Self-Compacting Concrete

Hadi Heydarpour¹, Habib Akbarzadeh Bengar^{2*}, Siroos Gholampour³, Mobin Afzalirad⁴

PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Qaemshahr Branch, Islamic Azad University, Qaemshahr, Iran
Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran, h.akbarzadeh@umz.ac.ir

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Qaemshahr Branch, Islamic Azad University, Qaemshahr, Iran
Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Qaemshahr Branch, Islamic Azad University, Qaemshahr, Iran

Received: 07 August 2024 Revised: 16 December 2024 Accepted: 16 December 2024

Research paper

Abstract

A correct understanding of the failure mechanism of self-compacting concrete (SCC) plays an important role in the design of SCC structures and a better understanding of the behavior of structures made of it. Adding steel fibers in self-compacting concrete and different ratios of water to cement can change the cracking behavior and its failure parameters. Therefore, in this research, using 120 grooved beams under three-point bending test, the effect of water-cement ratio (w/c) on the fracture properties and ductility of fiber self-compacting concrete was investigated. The fracture parameters obtained in this study are total fracture energy (G_F) and characteristic length (l_{ch}) from fracture work method (WFM) and initial fracture energy (G_f), effective length of processing area (C_f), brittleness number and fracture toughness from size effect method (SEM). The results showed that G_F , G_f with increasing w/c ratio from 0.35 to 0.7 decreased by 23% and 24% respectively. Also, with the increase of w/c ratio from 0.35 to 0.7, the value of parameter l_{ch} and C_f increased by 22 and 47%, respectively, while the brittleness number (β) in SEM decreased by 14.5%. By decreasing the w/c ratio, the strength of the surface transition zone and cement paste increased and the ductility decreased. The ratio of fracture energy obtained from WFM (G_F) to initial fracture energy obtained from SEM (G_f) for different w/c ratios was equal to 9.9 with a coefficient of variation of 4%. Finally, the obtained values for mechanical properties and test variables were used to develop multivariate prediction models for failure parameters of self-compacting concrete containing fibers with different w/c ratios, which have acceptable accuracy when compared with the results of other researchers.

Key words: Fracture Parameters, Brittleness Number, Fracture Toughness, Self-Compacting Concrete, Steel Fibers

*Corresponding Author: Habib Akbarzadeh Bengar

Heydarpour, H., Akbarzadeh Bengar, H., Gholampour, S., Afzali Rad, M. The Effect of Water-Cement Ratio on the Brittleness and Fracture Characteristics of Fiber-Reinforced Self-Compacting Concrete. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2024; 9(1): 1-25. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2024.471726.1376>

2538-5828/ © 2024 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

تأثیر نسبت آب به سیمان بر مشخصات شکست بتن خودتراکم تقویت شده با الیاف

هادی حیدرپور^۱، حبیب اکبرزاده بنگر^{۲*}، سیروس غلامپور^۳، مبین افضلی راد^۴

۱- دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قائمشهر

۲- دانشیار گروه مهندسی عمران، گروه مهندسی عمران، دانشگاه مازندران، بابلسر

۳- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قائمشهر

۴- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قائمشهر

پست الکترونیکی نویسنده مسئول: h.akbarzadeh@umz.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۵/۱۷، تاریخ بازنگری: ۱۴۰۳/۰۹/۲۶، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۹/۲۶

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

درک صحیح از مکانیزم شکست بتن خودتراکم (SCC)، نقش مهمی در طراحی ساختار SCC و شناخت بهتر از رفتار سازه‌های ساخته شده از آن دارد. افزودن الیاف فولادی در بتن خودتراکم و نسبت‌های مختلف آب به سیمان می‌تواند رفتار ترک‌خوردگی و پارامترهای شکست آن را تغییر دهد. از این رو در این تحقیق، با استفاده از ۱۲۰ تیر شیاردار تحت آزمایش خمش سه نقطه‌ای، به بررسی تأثیر نسبت آب به سیمان (w/c) بر خصوصیات شکست و شکل پذیری بتن خودتراکم الیافی پرداخته شد. پارامترهای شکست به‌دست‌آمده در این مطالعه انرژی شکست کل (G_F) و طول مشخصه (l_{ch}) از روش کار شکست (WFM) و انرژی شکست اولیه (G_{F1})، طول موثر ناحیه پردازش (C_F)، عدد شکنندگی و چقرمگی شکست از روش اثر اندازه (SEM) بدست آمدند. نتایج نشان داد که G_F و G_{F1} با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷ به ترتیب ۲۳٪ و ۲۴٪ کاهش یافت. همچنین با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷، مقدار پارامتر l_{ch} و C_F به ترتیب ۲۲٪ و ۴۷٪ افزایش یافت، در حالی که عدد شکنندگی (β) در SEM ۱۴/۵٪ کاهش یافت. با کاهش نسبت w/c، مقاومت ناحیه انتقال سطحی و خمیر سیمان افزایش و شکل‌پذیری کاهش یافت. نسبت انرژی شکست به دست آمده از WFM (G_F) به انرژی شکست اولیه حاصل از SEM (G_{F1}) برای نسبت‌های مختلف w/c برابر با ۹/۹ با یک ضریب تغییرات ۴٪ بدست آمد. در نهایت، مقادیر به‌دست‌آمده برای خواص مکانیکی و متغیرهای آزمایش برای توسعه مدل‌های پیش‌بینی چند متغیره برای پارامترهای شکست بتن خودتراکم حاوی الیاف با نسبت‌های w/c مختلف استفاده شد که با مقایسه با نتایج دیگر محققین از دقت قابل قبولی برخوردار است.

واژه‌های کلیدی: پارامترهای شکست، عدد شکنندگی، چقرمگی شکست، بتن خودتراکم، الیاف فولادی

در سال‌های اخیر توسعه فناوری‌های بتن امکان تولید بتن توانمند را فراهم کرده است که در مقایسه با کارایی و مقاومت بتن معمولی از کارایی و دوام بیشتری برخوردار است. در همین حال، بتن خودتراکم^۱ (SCC) به دلیل خواص روانی و کارایی بسیار مطلوب، توجه بسیاری از محققین را به خود جلب کرده است. بتن خودتراکم، بتنی است با جریان پذیری بالا که تحت اثر وزن خود و بدون نیاز به ارتعاشات مکانیکی، متراکم شده و قالب را کاملاً پر می‌کند، به طوری که در تمامی مراحل، جدا نشدگی و همگنی خود را حفظ می‌کند [۱ و ۲]. از طرفی، بتن نقش مهمی در صنعت ساختمان دارد و ضعف آن در کشش باعث شده است که بسیاری از محققان به مطالعه استفاده از الیاف فولادی در آن بپردازند [۳ و ۴]. امروزه ثابت شده است که افزودن الیاف به مخلوط بتن علاوه بر بهبود خواص مکانیکی، امکان ایجاد بتنی شکل‌پذیر با قابلیت جذب انرژی بیشتر و همچنین بتنی با ترک خوردگی کمتر را فراهم کرده است [۵]. به طور کلی، پارامترهای موثر بر این بهبود در رفتار بتن خودتراکم مسلح شده به الیاف به شدت وابسته به جنس، شکل، کسر حجمی، مقاومت کششی و مکانیزم مهاری الیاف می‌باشد [۶ و ۷]. در زمینه استفاده از الیاف در بتن خودتراکم تحقیقات بسیاری توسط محققین انجام شده است. از آن جمله ماجین^۲ و همکاران [۸] در مطالعه‌ای به ارزیابی مقاومت فشاری بتن خودتراکم حاوی الیاف فولادی پرداخته است. نتایج آن‌ها نشان داد که استفاده از الیاف فولاد در SCC علاوه بر کاهش کارایی بتن، می‌تواند مقاومت فشاری بتن را افزایش و توزیع ترک‌ها را یکنواخت‌تر کند. بسیاری از محققان روی جذب انرژی بتن‌های حاوی الیاف کار کرده‌اند. الیاف‌ها از رشد ترک‌ها در بتن جلوگیری کرده و جذب انرژی را افزایش می‌دهند. آلبرتی و همکاران [۹] نشان داده است که افزودن الیاف در بتن معمولی و بتن خودتراکم جذب انرژی را بخصوص در مرحله پس از اوج افزایش می‌دهد. ترک^۳ و همکاران [۵] نیز در مطالعه‌ای به بررسی تاثیر الیاف فولادی بر خصوصیات مکانیکی بتن خودتراکم پرداخته است. نتایج آن‌ها نشان داد کارایی بتن خودتراکم با افزایش کسر حجمی الیاف فولادی کاهش یافت، در حالیکه مقادیر مقاومت فشاری، چقرمگی خمشی و شکل‌پذیری آن افزایش یافت.

مکانیک شکست می‌تواند به عنوان یک روش مناسب برای طراحی بتن در نظر گرفته شود چراکه به خوبی ظرفیت و رفتار بتن را پس از بار حداکثر توصیف می‌نماید. از طرفی، مکانیک شکست توسعه ترک در مواد را مطالعه می‌کند و رفتار یک سازه را با ناپیوستگی‌های هندسی توصیف می‌کند. سازه‌های بسیاری از جمله تونل‌ها، سدها، پل‌ها، سازه‌های مهار هسته‌ای، و غیره وجود دارند که در آن‌ها مساله تحلیل ترک حائز اهمیت است [۱۰ و ۱۱]. در واقع در این سازه‌ها لازم است تا مکانیزم‌های مختلفی را که برای این ترک‌ها رخ می‌دهد شناسایی نموده و اثرات آسیب‌دیدگی ناشی از این ترک‌ها را بر روی آن‌ها بررسی کرد. عوامل بسیاری از جمله تفاوت بین مدول سنگدانه و ماتریس^۴، سطح تماس^۵ ضعیف بتن سنگدانه و خمیر سیمان، حفره‌های موجود در خمیر سیمان و نوع بار اعمال شده باعث ایجاد ریز ترک و انتشار آن در بتن می‌شوند [۱۲]. از طرفی بازانت و پلاناس^۶ [۱۲] و دباغی و همکاران [۱۳] به این نتیجه رسیدند که یکی از عواملی که بر خواص شکست بتن تأثیر می‌گذارد به منطقه انتقال سطحی (ITZ)^۷ نسبت داده می‌شود که در آن بیشترین تعداد ریز ترک‌ها تشکیل می‌شوند و بنابراین حساس‌ترین ناحیه در ساختار بتن است. خصوصیات ITZ در مقایسه با خصوصیات سنگدانه‌ها و خمیر سیمان بسیار ضعیف می‌باشد. در این ناحیه قبل از اعمال بار بخاطر تنش‌های حرارتی و انقباض ناشی از خشک شدن بتن، ترک‌های بسیار ریزی وجود

¹ Self-Compacting Concrete

² Majain

³ Turk

⁴ Matrix

⁵ Interface

⁶ Bazant and Planas

⁷ Interfacial transition zone

دارد که این ترک‌ها به دلیل تخلخل بالا و مقاومت پایین به سرعت گسترش می‌یابند و سبب کاهش چقرمگی شکست بتن می‌شود [۱۳]. فرآیند شکست بتن زمانی رخ می‌دهد که انرژی لازم برای توسعه و رشد ترک‌ها فراهم شود.

همچنین راجشواری و سیواکومار [۱۴] طی مطالعه‌ای نتیجه گرفتند که در SCC هر چقدر سایز و مقدار درشتدانه در بتن بیشتر باشد، انرژی شکست نیز متعاقباً بیشتر می‌باشد. چلیک و بینگول^۸ [۱۵] دریافتند که در SCC با افزودن الیاف‌های بازالت، شیشیه و پلیپروپیلن، انرژی شکست بتن با وجود عدم تغییر آن‌چنانی در مقاومت فشاری، افزایش یافته است.

اگرچه نسبت آب به سیمان (w/c) یکی از مهمترین عواملی است که رفتار شکست بتن را به شدت تحت تاثیر قرار می‌دهد، اما هیچ مطالعه‌ای در ادبیات در مورد تأثیر w/c بر ویژگیهای شکست بتن خودتراکم حاوی الیاف انجام نشده است. با این حال، بسیاری از محققان تأثیر w/c را بر پارامترهای شکست سایر انواع بتن در نظر گرفتند. نالاتامی و همکاران^۹ [۱۶] نشان داد که با افزایش نسبت w/c در بتن، رشد ترک سریع‌تر شده و چقرمگی شکست (K_{IC}) کاهش می‌یابد. در پژوهشی بیگی و همکاران [۱۷] تأثیر نسبت آب به سیمان بر پارامترهای شکست و شکنندگی بتن خودتراکم را بررسی کرد. نتایج آن‌ها نشان داد که با کاهش نسبت آب به سیمان از ۰/۷ به ۰/۳۵، سطح شکست و طول ناحیه پردازش شکست کاهش یافت، در حالی که انرژی شکست و چقرمگی شکست افزایش یافت. کرملو و همکاران [۱۸] دریافتند که انرژی شکست بتن سبک خودتراکم، با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۵، ۰/۶۶٪ کاهش یافت.

۲- هدف تحقیق

از آنجا که رفتار واقعی سازه‌ها را نمی‌توان با روش‌های تحلیل و طراحی مبتنی بر معیارهای تنش و مقاومت تعیین کرد. از این رو، با استفاده از نظریه‌های مکانیک شکست می‌توان رفتار واقعی سازه‌ها را مورد بررسی قرار داد. اگرچه تا به امروز آیین‌نامه‌های طراحی قادر به استفاده از نظریه‌های مکانیک شکست نشده‌اند، ولی از اهمیت آن و تلاش برای رسیدن به رفتار واقعی سازه کاسته نشده است. از طرفی، پژوهشگران بسیاری تلاش کرده‌اند تا براساس رفتار نیمه ترد بتن، مدل‌های مناسبی برای پیش‌بینی پارامترهای شکست بتن ارائه دهند. این پارامترها عمدتاً با تغییر عوامل مختلف محیطی و درونی چون ترکیبات نسبت مخلوط‌ها تغییر می‌کنند. از این رو در این مطالعه، بر اساس خصوصیات مکانیکی به دست آمده و متغیرهای آزمایش، مدل‌هایی چندمتغیره برای پیش‌بینی پارامترهای شکست بتن خودتراکم حاوی الیاف فولادی با نسبت‌های مختلف آب به سیمان ارائه شدند و با نتایج آزمایشگاهی تحقیق حاضر و تحقیقات سایر محققین مقایسه شدند. هدف اصلی این تحقیق بررسی تأثیر نسبت w/c بر ویژگی‌های شکست بتن خودتراکم الیافی است. برای این منظور، آزمایش خمش سه نقطه‌ای بر روی ۱۲۰ تیر شیاردار انجام شد. پارامترهای شکست با استفاده از روش کار از شکست (WFM)^{۱۰} و روش اثر اندازه (SEM)^{۱۱} بر اساس توصیه‌های RILEM [۱۹] مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت.

۳- ارزیابی مشخصات شکست

۳-۱- پارامترهای شکست در روش کار شکست

روش‌های مختلفی برای بدست آوردن پارامترهای شکست بتن وجود دارد که از بین آن‌ها، WFM (توصیه شده در RILEM FMC-۵۰ [۱۹]) بسیار ساده است و به‌طور گسترده توسط بسیاری از محققان استفاده می‌شود. با توجه به اینکه در این روش از

^۸ Çelik و Bingöl

^۹ Nallathambi et al.

^{۱۰} Work-of-fracture method

^{۱۱} Size effect method



تیر خمشی سه نقطه‌ای برای آزمایش استفاده می‌شود، ابعاد آن بر اساس حداکثر اندازه سنگدانه‌های موجود در بتن و از روی جدول استاندارد تعیین می‌شود [۲۰]. اولین مدل مکانیک شکست غیر خطی بتن، مدل هیلبرورگ است که بر اساس مدل ترک چسبیده می‌باشد [۲۱]. در این روش، انرژی شکست با میزان کار مورد نیاز برای ایجاد یک واحد از سطح ترک، برابر است که برای محاسبه آن از مساحت زیر نمودار بار-جابجایی محل اعمال بار در آزمایش، استفاده می‌شود. پس در WFM انرژی شکست (G_F) بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$G_F = \frac{W_F}{b(d-a_0)} \quad (1)$$

که در آن، G_F انرژی شکست کل بر حسب W_F و N/mm کل انرژی شکست مصرف شده، مربوط به سطح زیر منحنی بار-تغییر مکان که بر حسب N/mm می‌باشند. همچنین b ، d و a_0 به ترتیب عرض تیر، ارتفاع تیر و عمق شیار بر حسب میلی‌متر می‌باشند. دلیل عمده وابستگی انرژی شکست به ابعاد نمونه، وزن آن می‌باشد. با توجه به اینکه وزن نمونه نقش مهمی در توزیع بار دارد، پس وجود اثر وزن، ممکن است باعث رخ دادن خطاهای قابل توجهی در نتایج بدست آمده شود. به منظور رفع این نقطه ضعف، الیس^{۱۲} و همکارانش [۲۲] تحلیل دقیقی بر روی شیوه انجام آزمایش انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که می‌توان اثر اندازه بر روی G_F را کاهش داد؛ از این رو، روشی به عنوان روش جبران وزن را پیشنهاد کردند. به تبع آن، این روش در استاندارد RILEM TC 187-SOC [۲۳] معرفی و ارائه شده تا در این مطالعه نیز از این روش به کار برده شود.

هیلبرگ و همکارانش [۲۱] شکنندگی و شکل پذیری یک ماده در روش WFM را با استفاده از طول ناحیه فرایند شکست، که با پارامتر طول مشخصه مرتبط است، توصیف کرد. بنابراین، آن‌ها طول مشخصه ماده که مستقل از اندازه و هندسه نمونه می‌باشد را به صورت معادله (۲) ارائه کردند.

$$l_{ch} = \frac{EG_F}{f_t^2} \quad (2)$$

که در آن، E ، l_{ch} و f_t به ترتیب طول مشخصه (میلی‌متر)، مدول الاستیسیته (مگاپاسکال) و مقاومت کششی (مگاپاسکال) می‌باشند. پارامتر l_{ch} معیاری برای شکل‌پذیری بتن است، به طوری که هر چه مقدار l_{ch} بیشتر باشد، شکل‌پذیری بتن بیشتر و در برابر ترک خوردگی مقاومتر است.

۳-۲- پارامترهای شکست در روش اثر اندازه

روش اثر اندازه (SEM) توصیه شده توسط RILEM FMT-89 [۲۴]، یکی از روش‌های قابل استفاده است که مستقل از اندازه، نوع و شکل نمونه است. بر اساس این روش، پارامترهای شکست با استفاده از آزمایش خمش سه نقطه‌ای در تیرهای دارای شکاف هندسی مشابه با اندازه‌های مختلف بدست می‌آیند. در SEM، مقاومت اسمی نمونه بتنی با هندسه مشابه را می‌توان طبق قانون اثر اندازه مطابق رابطه (۳) توصیف کرد:

¹² Elices

$$\sigma_N = \frac{B}{\sqrt{1+\beta}}, \beta = \frac{d}{d_0} \quad (3)$$

که در آن، σ_N مقاومت اسمی بر حسب مگاپاسکال می‌باشد. همچنین، پارامتر β نیز عدد شکنندگی پیشنهاد شده توسط بازانت و کاظمی [۲۵] می‌باشد که نشان می‌دهد که چه مود شکستی برای سازه رخ می‌دهد به طوری که اگر β بزرگتر از ۱۰ باشد، گسیختگی با استفاده از مکانیک شکست الاستیک خطی^{۱۳} (LEFM) بیان می‌شود و اگر کوچکتر از ۰/۱ باشد برای تعیین گسیختگی از تحلیل حدی پلاستیک می‌توان استفاده کرد و در انتها، اگر β بین این دو مقدار باشد از مکانیک شکست غیرخطی (NLFM) استفاده می‌شود. علاوه بر این، ضرایب β و d_0 پارامترهای تجربی هستند که به خواص مصالح و هندسه سازه مربوط می‌شوند. مقدار σ_N برای نمونه‌هایی با هندسه مشابه در دو بعد را می‌توان با جایگزین کردن نتایج آزمایش‌ها در معادله (۴) محاسبه کرد:

$$\sigma_N = C_n \frac{P_u}{bd} \quad (4)$$

که در آن C_n ، P_u ، b و d به ترتیب بار حداکثر (نیوتن)، ضریب ثابت، عرض تیر (میلیمتر) و عمق تیر (میلیمتر) می‌باشند. با استفاده از رگرسیون خطی بارهای حداکثر نمونه‌های دارای هندسه مشابه و با اندازه‌های مختلف، و بر اساس معادله (۵)، پارامترهای B و d_0 را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

$$Y = AX + C \quad (5)$$

که در آن $X = d$ ، $Y = \left(\frac{1}{\sigma_N}\right)^2$ ، $d_0 = \frac{C}{A}$ و $B = \frac{1}{\sqrt{C}}$ می‌باشد. علاوه بر این، A شیب خط رگرسیون، و C محل تقاطع محور Y از خط رگرسیون است.

در SEM، انرژی شکست و طول موثر ناحیه پردازش را می‌توان با استفاده از معادلات (۶) و (۷) با توجه به مفهوم مکانیک شکست الاستیک خطی بدست آورد.

$$G_f = \frac{g(\alpha_0)}{AE} \quad (6)$$

$$C_f = \frac{g(\alpha_0)}{g'(\alpha_0)} \times \frac{C}{A} \quad (7)$$

در این روابط، E مدول الاستیسیته بتن، $g(\alpha_0)$ میزان نرخ آزادسازی انرژی که تابعی بدون بُعد از هندسه سازه است، و $g'(\alpha_0)$ مشتق اول $g(\alpha_0)$ با توجه به نسبت $\alpha_0 = \frac{a_0}{d}$ می‌باشد.

از آنجایی که مقدار G_f از برون یابی بارهای حداکثر تعداد محدودی تیر با اندازه‌های محدود و برازش آماری بدست می‌آید. کوچکترین خطایی در محاسبه A (شیب خط رگرسیون) می‌تواند باعث تغییر قابل توجهی در مقدار G_f شود. بنابراین در محاسبه مقدار A باید بسیار دقت نمود. دیگر پارامتر شکست نظیر چقرمگی شکست (K_{IC}) در این روش به صورت معادله (۸) بیان شد.

$$K_{IC} = \sqrt{EG_f} \quad (8)$$

که در آن، K_{IC} بر حسب MPa.mm^{0.5} می‌باشد.

¹³ Linear elastic fracture mechanics

جدول ۲. نسبت‌های مخلوط بتن خودتراکم

Mix No.	Mixture ID	Fiber V_f (%)	W/C	Water	Cement	Limestone powder	Fine Aggregates	Coarse Aggregates	SP*
1	SCC-WC0.35	0.6	0.35	175	500	288	830	728	6.32
2	SCC-WC0.4	0.6	0.4	188	470	288	830	728	5.94
3	SCC-WC0.44	0.6	0.44	198	450	288	830	728	5.0
4	SCC-WC0.5	0.6	0.5	215	430	288	830	728	4.4
5	SCC-WC0.55	0.6	0.55	220	400	288	830	728	4.10
6	SCC-WC0.6	0.6	0.6	225	375	288	830	728	3.85
7	SCC-WC0.65	0.6	0.65	234	360	288	830	728	3.57
8	SCC-WC0.7	0.6	0.7	238	340	288	830	728	3.35

*درصد وزن کل مواد سیمان

جدول ۳. خصوصیات تازه‌ی بتن خودتراکم و محدودیت‌های توصیه شده‌ی EFNARC

Fresh properties	Slump flow (mm)	Flow time (s)	V-funnel (s)	V-funnel at T _{5minutes} (s)	L-Box (h ₂ /h ₁)
Specified limits of EFNARC	650-800	2-5	6-12	Maximum 3s longer than V-funnel	0.8-1
SCC-WC0.35	690	5.2	10.34	12.14	0.83
SCC-WC0.4	715	4.95	10.05	12.11	0.88
SCC-WC0.44	715	4.7	9.86	11.02	0.85
SCC-WC0.5	720	4.7	9.84	10.93	0.87
SCC-WC0.55	720	4.3	9.34	10.89	0.88
SCC-WC0.6	735	4.15	9.08	10.65	0.93
SCC-WC0.65	725	3.9	8.95	10.5	0.89
SCC-WC0.7	740	3.75	8.15	9.7	0.91

۴-۲- نمونه‌های آزمایش و نحوه انجام آزمایش

به منظور ارزیابی پارامترهای شکست با استفاده از WFM، برای هر مخلوط، سه تیر شکافدار با ابعاد یکسان ۱۰۰×۱۰۰×۸۴۰ میلی‌متر (عمق×عرض×طول) و طول دهانه برابر ۸۰۰ میلی‌متر (با نسبت دهانه به عمق تیر برابر با ۸) بر حسب توصیه‌های RILEM FMC-50 [۱۹] استفاده شد. شکل ۲، نمونه‌ی تیر بتنی مورد آزمایش برای تحلیل به روش WFM را نشان می‌دهد. شکاف عمودی اولیه با عرض ثابت ۳ میلی‌متر با قراردادن یک صفحه چوبی در وسط تیر در وجه کششی نمونه‌ها ایجاد شد. در کلیه نمونه‌ها، نسبت عمق شکاف عمودی به عمق هر تیر ۰/۵ ($a_0 = 0.5d$) در نظر گرفته شد. علاوه بر نمونه‌های WFM، مجموعه‌ای از نمونه‌های خمشی دیگر برای SEM بر اساس حداکثر اندازه سنگدانه بتن بر اساس

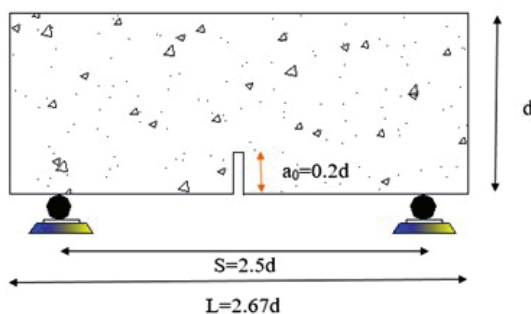
استاندارد RILEM FMT 89 [۲۴] تهیه شد تا پارامترهای شکست با استفاده از این روش به دست آید. در این روش، تیرها دارای عرض یکسان و برابر با ۳۸/۱ میلیمتر و عمق‌های ۳۸/۱، ۷۶/۲، ۱۵۲/۴ و ۳۰۴/۸ میلیمتر و دارای نسبت طول به عمق ثابت و برابر ۲/۶۷ و همچنین نسبت دهانه به عمق ثابت و برابر ۲/۵ می باشد. عمق شکاف در این روش برابر ۰/۲ عمق تیر ($a_0 = 0.2d$) بوده که با توجه به وجود ۴ عمق نمونه متفاوت، عمق شکاف هر نمونه نیز متناسب با ارتفاع آن نمونه متفاوت خواهد بود که برای ایجاد آن در نمونه‌ها همانند روش قبلی، در حین بتن‌ریزی ورقه‌هایی در وسط دهانه هر نمونه و در وجه کششی آن قرار داده شد. تصاویر نمونه‌های SEM در ابعاد مختلف تهیه شده است که در شکل ۳-الف و مشخصات هندسی آن در شکل ۳-ب قابل مشاهده است. در این روش به منظور انجام آزمایش برای هر عمق سه نمونه شیاردار ساخته شد.



شکل ۲. نمونه ساخته شده‌ی WFM



(الف)



(ب)

شکل ۳. (الف) نمونه‌های ساخته شده‌ی SEM؛ (ب) هندسه تیرهای خمشی مورد استفاده مطابق SEM

علاوه براین، برای هر گروه آزمایشگاهی مطابق با BS EN 12390 [۲۷]، سه عدد نمونه مکعبی $100 \times 100 \times 100$ میلیمتر برای ارزیابی مقاومت فشاری (f_c) و همچنین، ۶ نمونه‌ی استوانه‌ای 150×300 میلیمتر ساخته شدند، که ۳ نمونه برای آزمایش مدول الاستیسیته (E) و ۳ نمونه برای آزمایش مقاومت کششی (f_t) به ترتیب مطابق با ASTM C469 [۲۸] و ASTM C496 [۲۹] انجام شدند. کلیه نمونه‌های بتنی پس از ۲۴ ساعت از قالب بیرون آورده شدند و تا روز ۲۸ مطابق با ASTM C192 مراقبت و نگهداری شدند [۳۰]. تست خمش سه نقطه‌ای روی کلیه تیرهای شیاردار در این مطالعه توسط دستگاه یونیورسال با ظرفیت ۲۵۰ کیلو نیوتون و با استراتژی بار-جابجایی انجام شد. تیرهای شکافدار در WFM و SEM به ترتیب با نرخ ثابت ۰/۴ و ۰/۱ میلیمتر بر دقیقه بارگذاری شدند [۱۷] و [۳۱]. شکل ۴ نحوه انجام آزمایش را برای نمونه‌های WFM و SEM با دستگاه یونیورسال نشان می‌دهد.



(ب)

(الف)

شکل ۴. نمای دستگاه یونیورسال و نمونه‌های آزمایش؛ (الف) نمونه WFM، (ب) نمونه MES ($d = 76.2 \text{ mm}$)

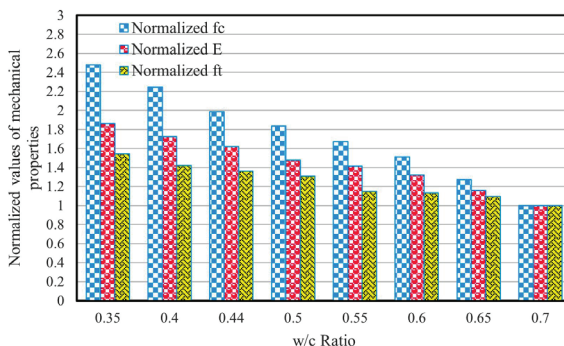
۵- نتایج و تحلیل

۵-۱- خواص مکانیکی بتن خودتراکم

جدول ۴ و شکل ۵، مقادیر نرمالایز شده خصوصیات مکانیکی نمونه‌های خودتراکم حاوی الیاف با نسبت‌های مختلف آب به سیمان را بر اساس طرح SCC-WC0.7 نشان می‌دهد. از شکل ۵ می‌توان مشاهده کرد که مقادیر مقاومت فشاری، مقاومت کششی و مدول به شدت تحت تأثیر نسبت W/C قرار دارند. با کاهش نسبت W/C از ۰/۷ به ۰/۳۵ مقاومت فشاری بتن خودتراکم حاوی الیاف در حدود ۲/۵ برابر افزایش یافت که مهم‌ترین دلیل آن کاهش تخلخل در خمیر سیمان به‌ویژه در ناحیه ITZ بوده است. این امر منجر به بهبود کیفیت ITZ و همچنین افزایش مقاومت فشاری شده است [۳۲ و ۳۳]. به بیانی دیگر در نسبت‌های کمتر آب به سیمان، حجم خمیر سیمان بیشتری در بتن حضور دارد، در نتیجه یکنواختی بیشتری در مقایسه با نسبت‌های بالاتر W/C خواهند داشت [۳۴]. با بررسی شکل ۵، روند مشابه با کسب مقاومت فشاری را می‌توان در مدول الاستیسیته و مقاومت کششی نیز مشاهده کرد. نتایج نشان می‌دهد که با کاهش نسبت W/C از ۰/۷ به ۰/۳۵، مقاومت کششی و مدول الاستیسیته نمونه‌ها خودتراکم حاوی الیاف به ترتیب در حدود ۵۵٪ و ۸۶٪ افزایش یافت.

کاهش نسبت W/C باعث بهبود پیوند بین ماتریس سیمان هیدراته و سنگدانه‌ها و در نتیجه سبب افزایش مقاومت و سختی بتن خواهد شد [۳۲]. بیگی و همکاران [۱۷] تأثیر نسبت W/C بر خصوصیات مکانیکی بتن خودتراکم را مطالعه کردند و دریافتند که

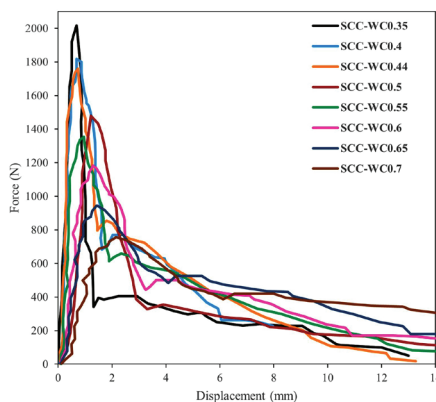
مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و مقاومت کششی شکافت با کاهش نسبت w/c از ۰/۷ به ۰/۳۵ به ترتیب ۱۹۰، ۷۸، ۱۰۲٪ افزایش می‌یابد. صدرممتازی و همکاران [۳۴] نیز نشان دادند که با کاهش نسبت w/c از ۰/۷ به ۰/۴، مقدار مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و مقاومت کششی به ترتیب ۱۱۹، ۳۸ و ۷۶٪ افزایش می‌یابد.



شکل ۵. مقادیر نرمالایز شده E ، f_t ، f_c در برابر نسبت‌های مختلف w/c

۵-۲- تجزیه و تحلیل پارامترهای شکست با استفاده از روش کار شکست (WFM)

منحنی بار-جابجایی برای تیرهای شکافدار با استفاده از WFM در شکل ۶ نشان داده شده است. با افزایش نسبت آب به سیمان، شیب شاخه صعودی منحنی نیرو-تغییر مکان بتن خودتراکم کاهش می‌یابد که بیانگر سختی کمتر بتن است. علاوه بر آن، از شکل می‌توان مشاهده کرد که سطح زیر منحنی بار-جابجایی، با افزایش نسبت w/c به‌طور قابل توجهی کمتر می‌شود که نشان از جذب انرژی پایین‌تر نمونه‌ها دارد. با توجه به شکل می‌توان دریافت که ریزترک‌ها و گسترش آن‌ها بر مناطق قبل و بعد از نقطه اوج تأثیر قابل توجهی بر منحنی‌های بار-جابجایی می‌گذارد. با این حال، هیچ تغییر قابل توجهی در دم منحنی‌ها مشاهده نمی‌شود. همچنین از شکل مشاهده می‌شود که با افزایش نسبت w/c، منحنی بار-جابجایی خوابیده‌تر (شیب شاخه صعودی و نزولی کمتر) می‌شود.



شکل ۶. منحنی نیرو-تغییر مکان برای نسبت‌های مختلف آب به سیمان

میزان تغییرات انرژی شکست بتن خودتراکم حاوی الیاف با w/c با استفاده از WFM در جدول ۴ و شکل ۷ ارائه شده است. با توجه به جدول ۴ و شکل ۷ می‌توان دریافت که G_F به‌طور قابل توجهی به نسبت w/c بستگی دارد، به‌طوری که با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷، مقدار G_F از ۱۲۹۴/۵ به ۹۹۱/۹ N/m کاهش می‌یابد که با افت ۲۳٪ همراه است. علت کاهش انرژی شکست

بتن خودتراکم، محتوا و اندازه منافذ در ITZ بین خمیر سیمان و سنگدانه‌ها می‌باشد که با افزایش نسبت w/c، میزان تخلخل در ماتریس بتن افزایش یافته و در نتیجه انرژی شکست کاهش می‌یابد.

به‌طور کلی بدون در نظر گرفتن نوع بتن، انرژی شکست با کاهش نسبت w/c افزایش می‌یابد. با کاهش نسبت w/c، میزان تخلخل در خمیر سیمان کاهش می‌یابد که منجر به افزایش مقاومت ITZ و عبور مسیر شکست از میان سنگدانه‌ها می‌شود. مطالعات اخیر همچنین وابستگی کیفیت ITZ و خمیر سیمان به نسبت w/c را نشان می‌دهد [۳۵]. همچنین تغییرات نسبت w/c توسط محققین مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. جیاکو و همکاران^{۱۴} [۳۶] دریافتند که برای HSC، تغییرات G_F از ۲۰۵ به ۱۳۵ N/m برای نسبت w/c از ۰/۲۸-۰/۷۵ تغییر می‌کند. بیگی و همکاران [۱۷] تأثیر نسبت w/c بر پارامترهای شکست بتن خودتراکم را مطالعه کردند و دریافتند که انرژی شکست تقریباً ۳۵٪ با کاهش نسبت w/c از ۰/۷ به ۰/۳۵ افزایش می‌یابد. بهاراتکومار و همکاران^{۱۵} [۳۷] گزارش دادند که برای بتن با عملکرد بالا^{۱۶} (HPC)، با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۶ به ۰/۵، ۴۷٪ کاهش می‌یابد. با انجام آزمایش‌های خمشی سه نقطه‌ای بر روی HWC صدرممتازی و همکاران [۳۴] نشان دادند که با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۶۳ از ۱۳۶/۵ به ۱۱۲ N/m کاهش می‌یابد.

جدول ۴. مشخصات مکانیکی و پارامترهای شکست بتن خودتراکم حاوی الیاف با نسبت‌های مختلف w/c

Mix ID	Fiber V_f (%)	w/c	f_c (MPa)	E (GPa)	f_t (MPa)	Average G_F (N/m)	l_{ch} (mm)
SCC-WC0.35	0.6	0.35	73.2	42.5	8.1	1294.5	862.6
SCC-WC0.4	0.6	0.4	66.2	39.3	7.45	1261.7	883.5
SCC-WC0.44	0.6	0.44	58.6	36.9	7.13	1241	900.8
SCC-WC0.5	0.6	0.5	54.2	33.7	6.87	1179.4	931.1
SCC-WC0.55	0.6	0.55	49.3	32.2	6.01	1118	960.5
SCC-WC0.6	0.6	0.6	44.6	30.1	5.94	1008.1	979.4
SCC-WC0.65	0.6	0.65	37.5	26.4	5.75	998.6	1028.7
SCC-WC0.7	0.6	0.7	29.5	22.8	5.24	991.9	1056.5

با توجه به تاثیر قابل توجه نسبت w/c بر انرژی شکست و مقاومت فشاری بتن، رابطه‌ای بین f_c ، G_F و w/c با بکار بردن تحلیل رگرسیون غیر خطی بدست آمده که برای نمونه‌های خودتراکم تقویت شده با الیاف به صورت رابطه (۹) با یک ضریب تعیین بالا ارائه شده است:

$$G_F = 731 \left(\left(\frac{w}{c} \right)^{-0.38} f_c^{0.047} \right) \quad R^2 = 0.97 \quad (9)$$

¹⁴ Giacco et al.

¹⁵ Bharatkumar et al.

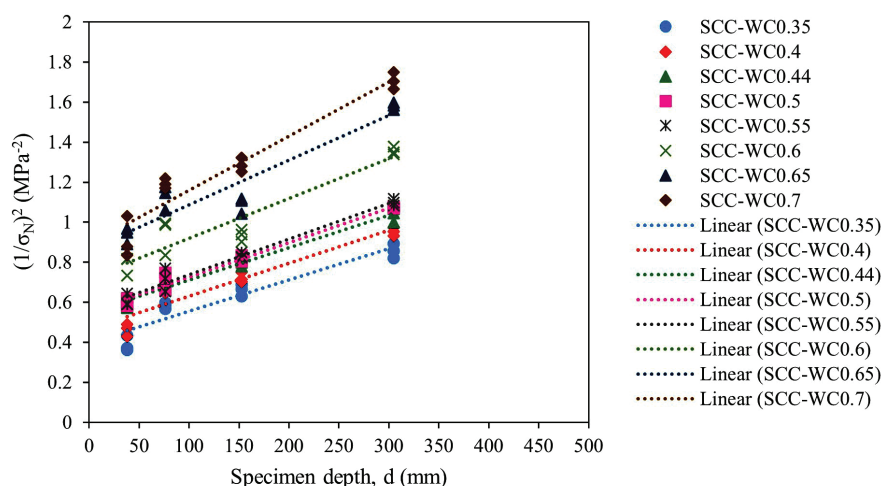
¹⁶ High Performance Concrete

$$P_n^0 = P_n + \frac{2S_n - L_n}{2S_n} \times g \times m_n \quad (11)$$

که در آن، P_n^0 و P_n به ترتیب بار اوج اصلاح شده و بار اوج ثبت شده توسط تجهیزات آزمایش، m_n جرم نمونه، S_n فاصله دهانه نمونه، L_n طول نمونه، g شتاب گرانش و n شماره‌ی نمونه‌های آزمایش شده (بین ۱ تا تعداد کل نمونه‌ها) می‌باشند. بار اوج اصلاح شده برای کلیه نمونه‌های تیر حاوی الیاف فولادی با نسبت‌های مختلف w/c در جدول ۵ ارائه شده است. تحلیل رگرسیون خطی برای تعیین پارامترهای شکست در SEM برای نمونه‌های SCC حاوی الیاف با نسبت‌های مختلف w/c در شکل ۹ ارائه شده است.

جدول ۵. بارهای اوج اصلاح شده در SEM برای نمونه‌های خودتراکم با نسبت‌های مختلف w/c

Mix.ID	f_c (MPa)	d (mm)	Corrected peak load, P_n^0 (N)		
			Beam 1	Beam 2	Beam 3
SCC-WC0.35	73.2	38.1	2382	2205	2411
		76.2	3751	3790	3857
		152.4	7005	7112	7314
		304.8	12300	12550	12817
SCC-WC0.4	66.2	38.1	2113	1990	2057
		76.2	3576	3612	3517
		152.4	6870	6930	6700
		304.8	11760	11900	12030
SCC-WC0.44	58.6	38.1	1909	1870	1920
		76.2	3460	3570	3400
		152.4	6400	6580	6500
		304.8	11250	11625	11360
SCC-WC0.5	54.2	38.1	1901	1844	1905
		76.2	3420	3577	3359
		152.4	6360	6477	6458
		304.8	11200	11230	11190
SCC-WC0.55	49.3	38.1	1890	1809	1894
		76.2	3425	3590	3310
		152.4	6303	6380	6400
		304.8	11160	10990	11080
SCC-WC0.6	44.6	38.1	1608	1606	1696
		76.2	2913	2922	3179
		152.4	5917	5995	6112
		304.8	9998	9890	10034
SCC-WC0.65	37.5	38.1	1538	1490	1476
		76.2	2713	2822	2679
		152.4	5517	5495	5690
		304.8	9298	9190	9234
SCC-WC0.7	29.5	38.1	1450	1390	1430
		76.2	2483	2562	2529
		152.4	5050	5190	5030
		304.8	9000	8900	8780



شکل ۹. رگرسیون خطی برای تعیین پارامترهای شکست در SEM برای نمونه‌ها با نسبت‌های مختلف w/c

شکل ۱۰، تغییرات G_f را در مقابل نسبت‌های مختلف w/c در نمونه‌های SCC تقویت شده با الیاف نشان می‌دهد. جدول ۶ و شکل ۱۰ نشان می‌دهد که مقدار G_f از ۱۲۹/۶ به ۹۷N/m/۹ با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷ کاهش می‌یابد که کمترین مقدار مربوط به نمونه SCC-WC0.7 (با بیشترین نسبت w/c) می‌باشد. بنابراین، مقدار پارامتر G_f برای SCC با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷ با یک افت در حدود ۲۴٪ بدست آمده است. دلیل افت انرژی شکست SCC می‌تواند ضعف ناحیه انتقال سطحی (ITZ) بین خمیر سیمان و سنگدانه‌ها باشد که با افزایش نسبت آب به سیمان رخ می‌دهد [۳۳].

مقاومت فشاری یک معیار مهم برای تعیین رفتار سازه در برابر بارهای محوری بتن است که بسیاری از خواص مکانیکی بتن به آن بستگی دارد. جدول ۶ نشان می‌دهد که مقدار G_f برای بتن خودتراکم الیافی با نسبت‌های مختلف آب به سیمان با افزایش مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. در این تحقیق با کاهش نسبت w/c از ۰/۷ به ۰/۳۵، مقاومت فشاری ۱۴۸٪ افزایش پیدا کرد و میزان انرژی شکست ۳۲٪ افزایش یافت. نتایج محققان از جمله بیگی و همکاران [۱۷]، کرملو و همکاران [۱۸] و صالحی و مظلوم [۳۸] روی بتن‌های خودتراکم با نسبت آب به مواد سیمانی متفاوت نشان داد که با کاهش مقاومت فشاری، G_f بتن نیز کاهش می‌یابد. علاوه بر آن، گتو و همکاران [۳۹] گزارش کردند که با افزایش ۱۶۰٪ در مقاومت فشاری، انرژی شکست ۱۲٪ افزایش یافت. تحقیقات انجام شده توسط ژائو و همکاران [۴۰] نیز نشان دادند که با افزایش مقاومت فشاری از ۲۰ به ۶۰ مگاپاسکال، انرژی شکست حدود ۲۰٪ افزایش می‌یابد و پس از آن ثابت می‌ماند.

با استفاده از داده‌های جدول ۶، رابطه‌ای برای G_f بر اساس متغیرهای مقاومت فشاری بتن (f_c) و نسبت w/c برای نمونه‌های SCC تقویت شده با ۰/۶ الیاف فولادی در رابطه (۱۲) ارائه شده است.

(۱۲)

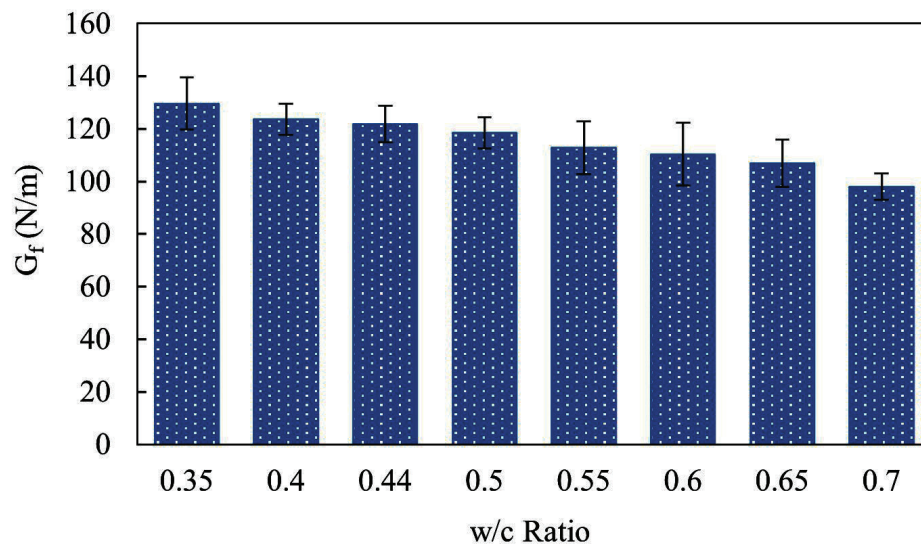
$$G_f = 40.6 \left(\left(\frac{w}{c} \right)^{-0.052} + f_c^{0.26} \right) \quad R^2 = 0.99$$

¹⁷ Gettu et al.

¹⁸ Zhao et al.

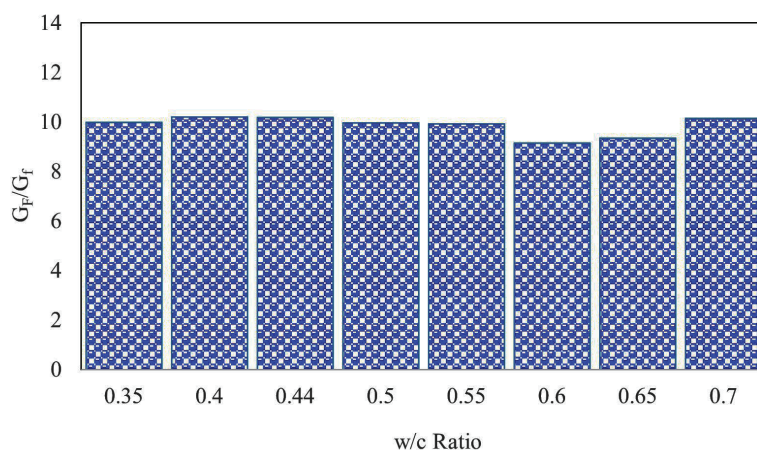
جدول ۶. پارامترهای شکست بتن خودتراکم در SEM با نسبت‌های مختلف w/c

Series	f_c (MPa)	E (GPa)	a_0/d	$g(\alpha_0)$	G_f (N/m)	C_f (mm)	B (MPa)	d_0 (mm)	K_{IC} (MPa.mm ^{0.5})
SCC-WC0.35	73.2	42.5	0.2	7.28	129.6	52.2	1.58	305.5	68.3
SCC-WC0.4	66.2	39.3	0.2	7.28	123.6	64.4	1.43	325.5	68.6
SCC-WC0.44	58.6	36.9	0.2	7.28	121.8	69.1	1.34	338.1	67.0
SCC-WC0.5	54.2	33.7	0.2	7.28	118.4	70.2	1.34	339.1	65.9
SCC-WC0.55	49.3	32.2	0.2	7.28	112.7	73.2	1.33	341.1	65.1
SCC-WC0.6	44.6	30.1	0.2	7.28	110.3	73.6	1.18	348.2	60.4
SCC-WC0.65	37.5	26.4	0.2	7.28	106.8	76.2	1.08	352.7	57.2
SCC-WC0.7	29.5	22.8	0.2	7.28	97.9	76.8	1.06	357.2	51.8



شکل ۱۰. تغییرات G_f با نسبت آب به سیمان برای بتن خودتراکم حاوی الیاف

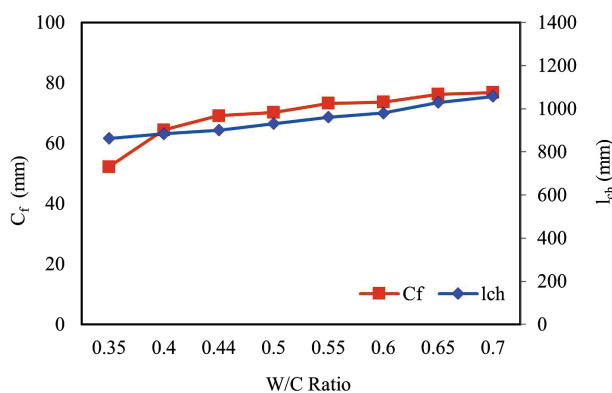
همچنین، نسبت G_F/G_f برای بتن خودتراکم حاوی الیاف با نسبت‌های مختلف w/c در شکل ۱۱ نمایش داده شده است. همانطور که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، به‌طور متوسط، نسبت G_F بدست آمده از WFM به G_f بدست آمده از SEM برای بتن‌های SCC تقویت شده با الیاف برابر با ۹/۹ با یک ضریب تغییرات ۴٪ بدست آمده است. همچنین مقدار نسبت G_F/G_f برای بتن خودتراکم توسط بیگی و همکاران [۱۷]، بتن سبک خودتراکم توسط صالحی و مظلوم [۳۸] و بتن خودتراکم تقویت شده با الیاف توسط قاسمی و همکاران [۳۲] به ترتیب حدود ۲/۹۲، ۲/۷ و ۴/۹ گزارش شده است. علت افزایش G_F/G_f در این تحقیق بخاطر مقدار الیاف مورد استفاده است.



شکل ۱۱. نسبت G_p/G_f برای بتن خودتراکم تقویت شده با الیاف در مقابل w/c

جدول ۶ و شکل ۱۲، تغییرات پارامتر C_f در برابر نسبت‌های مختلف w/c را برای SCC تقویت شده با الیاف نشان می‌دهد. از شکل ۱۲ می‌توان دریافت که مقدار پارامتر C_f برای SCC تقویت شده با الیاف، با افزایش نسبت w/c افزایش می‌یابد. کمترین و بیشترین مقدار پارامتر C_f به ترتیب در نمونه‌های SCC-WC $_{0.35}$ و SCC-WC $_{0.7}$ با مقدار ۵۲/۲ و ۷۶/۸ میلی‌متر رخ داده است. علاوه بر این با توجه به شکل ۱۲ طول مشخصه L_{ch} در WFM و پارامتر شکست C_f در SEM روند تقریباً یکسانی در مقابل نسبت w/c دارند.

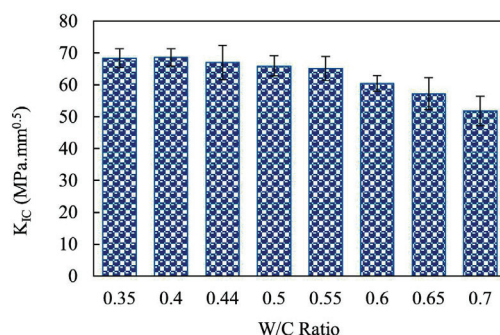
نتایج دیگر محققان از جمله صدر ممتازی و همکاران [۳۴] برای بتن سنگین وزن نیز نشان داد که افزایش نسبت w/c از ۰/۴ تا ۰/۷ باعث کاهش مقدار G_f از ۵۳/۶۲ به ۳۴/۶۶ N/m و افزایش مقدار C_f از ۲۳/۸۸ به ۳۰/۳۸ میلی‌متر شده است. همچنین، نتایج آزمایش بیگی و همکاران [۱۷] بر روی بتن خودتراکم نشان داد که با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷، مقدار G_f از ۵۲/۸ به ۲۹/۵ N/m کاهش و مقدار C_f از ۱۴/۱ به ۲۹/۱ میلی‌متر افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، قاسمی و همکاران [۳۲] نیز برای بتن خودتراکم تقویت شده با الیاف نشان داد که با افزایش w/c از ۰/۴۲ به ۰/۶۲، مقدار G_f از ۶۶/۵ به ۲۹/۴ N/m و مقدار C_f از ۷۲ به ۴۱ کاهش یافت.



شکل ۱۲. تغییرات C_f در مقابل نسبت w/c

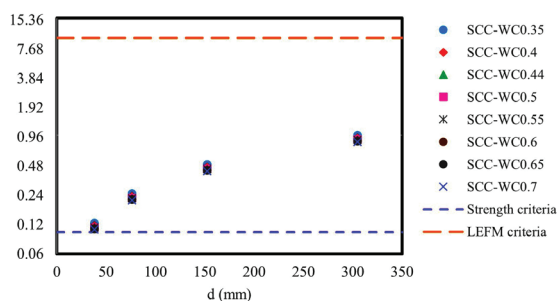
شکل ۱۳، تغییرات K_{IC} را در مقابل نسبت‌های مختلف w/c در نمونه‌های SCC تقویت شده با الیاف نشان می‌دهد. جدول ۶ و شکل ۱۳ نشان می‌دهد که مقدار K_{IC} از $۶۸/۳$ به $۸/۵۱ \text{ MPa}\cdot\text{mm}^{0.5}$ با افزایش نسبت w/c از $۰/۳۵$ به $۰/۷$ کاهش می‌یابد که این افت در حدود ۲۴% می‌باشد. مقدار پارامتر K_{IC} برای سایر انواع بتن (بیگی و همکاران [۱۷] برای بتن خودتراکم، کرملو و همکاران [۱۸] برای بتن خودتراکم سبک وزن، صدرممتازی و همکاران [۳۴] برای بتن مگنیت سنگین وزن) با افزایش نسبت w/c کاهش می‌یابد که منجر به جذب انرژی کمتر در بتن می‌شود. دلیل افت چقرمگی شکست SCC همانند انرژی شکست آن می‌تواند ضعف ناحیه انتقال سطحی (ITZ) بین خمیر سیمان و سنگدانه‌ها باشد که با افزایش نسبت آب به سیمان رخ می‌دهد [۳۳]. با بکار بردن از تحلیل رگرسیون غیر خطی، رابطه‌ی K_{IC} بر اساس متغیرهای مقاومت فشاری بتن (f_c) و نسبت w/c برای نمونه‌های SCC حاوی $۰/۶\%$ الیاف به صورت رابطه (۱۳) بیان شده است.

$$K_{IC} = 8.3 \left(\left(\frac{w}{c} \right)^{0.32} f_c^{0.57} \right) \quad R^2 = 0.97 \quad (13)$$



شکل ۱۳. مقادیر چقرمگی شکست بتن خودتراکم تقویت شده با الیاف در مقابل w/c

همانطور که قبلاً گفته شد، عدد شکنندگی (β) به عنوان یکی از مهمترین پارامترهای پیش‌بینی الگوی شکست در نظر گرفته شده است. در این تحقیق، تغییرات β با عمق تیر برای نسبت‌های مختلف w/c در شکل ۱۴ ارائه شده است. همانطور که از شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، تمام داده‌ها در محدوده معیارهای مکانیکی شکست غیرخطی قرار دارند، اما با افزایش ابعاد نمونه در مقایسه با اندازه ناحیه FPZ، معیارهای طراحی به معیارهای LEFM نزدیک می‌شوند. همچنین، با توجه به طرح اثر اندازه، رفتار بتن‌های خودتراکم تقویت شده با الیاف با کاهش نسبت w/c به معیار LEFM نزدیکتر شده است. به عبارت دیگر، با کاهش نسبت w/c ، بتن رفتار شکننده‌تری خواهد داشت و ناحیه FPZ کوچکتر می‌شود.



شکل ۱۴. تغییرات عدد شکنندگی با عمق تیر برای نسبت‌های مختلف w/c

۶- نتیجه‌گیری

از آنجایی که نسبت w/c به عنوان یک پارامتر مهم برای تعیین خصوصیات بتن خودتراکم حاوی الیاف در نظر گرفته می‌شود، در مطالعه حاضر، اثر نسبت w/c بر پارامترهای شکست SCC حاوی الیاف با استفاده از روش کار شکست و اثر اندازه به دست آمد. بدین منظور این آزمایش‌ها بر روی ۱۲۰ تیر شیاردار در یک سیستم تست سروو کنترل شده با روش تست خمشی سه نقطه‌ای انجام شد. نتایج زیر را می‌توان از این مطالعه استخراج کرد:

۱. خصوصیات مکانیکی نمونه‌های خودتراکم تقویت شده با الیاف یعنی مقاومت فشاری و مقاومت کششی و مدول الاستیسیته به ترتیب ۱۴۸، ۵۵ و ۸۶٪ با کاهش نسبت w/c از ۰/۷ به ۰/۳۵ افزایش یافت.

۲. مقادیر انرژی شکست کل (G_F) بدست آمده در WFM و انرژی شکست اولیه (G_{F1}) بدست آمده در SEM با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷ به ترتیب در حدود ۲۳ و ۲۴٪ کاهش یافت. علاوه بر این، در بتن‌های خودتراکم انرژی‌های شکست در WFM و SEM با افزایش مقاومت فشاری افزایش پیدا کرد. نسبت G_{F1}/G_F برای بتن‌های خودتراکم تقویت شده با الیاف برابر با ۹/۹ با یک ضریب تغییرات ۴٪ بدست آمده است.

۳. با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷، مقدار l_{ch} از ۸۶۲/۶ به ۱۰۵۶/۵ میلی‌متر افزایش یافت. از این رو، مقدار بالاتر l_{ch} در نمونه‌هایی با نسبت w/c بالاتر، نشان از مقاومت بهتر آن‌ها در برابر ترک خوردگی می‌باشد.

۴. با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷ در نمونه‌های SCC، مقدار طول موثر ناحیه پردازش شکست (C_f) از ۵۲ به ۷۷ میلی‌متر افزایش یافت، در حالیکه مقدار چقرمگی شکست (K_{IC}) از ۶۸ به ۵۲ MPa.mm^{0.5} کاهش یافت. به بیان دیگر، با افزایش نسبت w/c از ۰/۳۵ به ۰/۷ در SCC، طول ناحیه پردازش شکست (C_f) با یک افزایش ۴۷٪ و چقرمگی شکست (K_{IC}) در SEM با یک افت ۲۴٪ روبرو شد.

۵. با افزایش ابعاد نمونه نسبت به طول ناحیه پردازش شکست (FPZ^{۱۹})، معیار طراحی به معیار LEFM نزدیک شد، به طوری که عدد شکنندگی SCC با افزایش عمق نمونه به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. همچنین بر اساس SEM، رفتار نمونه‌های SCC با کاهش نسبت w/c شکننده‌تر می‌شود به طوری که به معیار LEFM نزدیک‌تر شد.

۷- تشکر و قدردانی

از آزمایشگاه سازه دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل و آزمایشگاه شرکت کاوش آزما طرح بابل بابت فراهم نمودن تجهیزات و امکان استفاده از آن، تشکر و قدردانی می‌گردد.

منابع

- [1] Ouchi, M. (2000). *Self-compacting concrete-development, applications and investigations*. NORDIC CONCRETE RESEARCH-PUBLICATIONS-, 23, 29-34.
- [2] Khalooee, S., Ahmadi, B., Askarinejad, A. & Nekooei, M. (2019). *The effect of cementitious materials paste volume and use of zeolite on the properties of self-compacting concrete*. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 4(1), 100-109.

¹⁹ Length of FPZ

- [3] Nematzadeh, M., & Fallah-Valukolaee, S. (2021). *Experimental and analytical investigation on structural behavior of two-layer fiber-reinforced concrete beams reinforced with steel and GFRP rebars*. *Construction and Building Materials*, 273, 121933.
- [4] Ghorbani, A. (2021) *Experimental and analytical investigation on the effect of steel fibers on the mechanical properties and performance of fibrous self-compacting concretes*. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(2), 115-131.
- [5] Turk, K., Bassurucu, M., & Bitkin, R. E. (2021). *Workability, strength and flexural toughness properties of hybrid steel fiber reinforced SCC with high-volume fiber*. *Construction and Building Materials*, 266, 120944.
- [6] Zolfagharzadeh, M.H. & Farokhzad, R. (2020). *Influence of various fibers on rheology behavior of self-compacting concrete*. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 5(1), 70-91.
- [7] Yazıcı, Ş., İnan, G., & Tabak, V. (2007). *Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC*. *Construction and Building Materials*, 21(6), 1250-1253.
- [8] Majain, N., Rahman, A. B. A., Mohamed, R. N., & Adnan, A. (2019, April). *Effect of steel fibers on self-compacting concrete slump flow and compressive strength*. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (Vol. 513, No. 1, p. 012007)*. IOP Publishing.
- [9] Alberti, M. G., Enfedaque, A., & Gálvez, J. C. (2015). *Comparison between polyolefin fibre reinforced vibrated conventional concrete and self-compacting concrete*. *Construction and building materials*, 85, 182-194.
- [10] Beygi, M. H., Kazemi, M. T., Nikbin, I. M., & Amiri, J. V. (2014). *The effect of aging on the fracture characteristics and ductility of self-compacting concrete*. *Materials & Design*, 55, 937-948.
- [11] Hasan-Ghasemi, A., Nematzadeh, M., & Fallahnejad, H. (2022). *Post-fire residual fracture characteristics and brittleness of self-compacting concrete containing waste PET flakes: Experimental and theoretical investigation*. *Engineering Fracture Mechanics*, 261, 108263.
- [12] Bazant, Z. P., & Planas, J. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasi-Brittle Materials*, 1998.
- [13] Dabbaghi, F., Fallahnejad, H., Nasrollahpour, S., Dehestani, M., & Yousefpour, H. (2021). *Evaluation of fracture energy, toughness, brittleness, and fracture process zone properties for lightweight concrete exposed to high temperatures*. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 116, 103088.
- [14] Raja Rajeshwari, B., & Sivakumar, M. V. N. (2020). *Influence of coarse aggregate properties on specific fracture energy of steel fiber reinforced self compacting concrete*. *Advances in concrete construction*, 9(2), 173-181.
- [15] Çelik, Z., & Bingöl, A. F. (2020). *Fracture properties and impact resistance of self-compacting fiber reinforced concrete (SCFRC)*. *Materials and Structures*, 53, 1-16.
- [16] Nallathambi, P., Karihaloo, B. L., & Heaton, B. S. (1984). *Effect of specimen and crack sizes, water/cement ratio and coarse aggregate texture upon fracture toughness of concrete*. *Magazine of concrete research*, 36(129), 227-236.
- [17] Beygi, M. H., Kazemi, M. T., Nikbin, I. M., & Amiri, J. V. (2013). *The effect of water to cement ratio on fracture parameters and brittleness of self-compacting concrete*. *Materials & Design*, 50, 267-276

Effects of using Synthetic Polymer Fibers and Polyvinyl Alcohol on the Mechanical Characteristics of High Strength engineered Cement Composite Containing Supplementary Cementitious Materials

Mahdi Kouhiazar Tulun¹, Jafar Sobhani^{2*}, Seyyed Mohammad Mirhosseini³

1-PhD Student, Department of Civil Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, Arak, Iran

2-Associate Professor, Department of Concrete Technology, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran

3-Associate Professor, Department of Civil Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, Arak, Iran

Received: 08 October 2024 Revised: 30 December 2024 Accepted: 30 December 2024

Research note

Abstract

This article presents the results of a laboratory study aimed at developing a new generation of engineered cementitious composites. Specifically, the effects of using synthetic polymer fibers and polyvinyl alcohol (PVA) fibers, both individually and in combination, on the mechanical properties of high-performance engineered cementitious composites were investigated. The study focused on compressive strength and flexural behavior. Synthetic and PVA fibers were used in varying amounts, along with natural zeolite at quantities of 65, 70, 80, and 90 kg per cubic meter and silica fume at 90, 100, and 110 kg per cubic meter as pozzolanic materials in the engineered cementitious composites. The results demonstrated that the use of fibers, both individually and in combination, improved the compressive performance and flexural behavior of the studied mixtures by 5–36% and 66–201%, respectively. Based on the findings, the maximum 28-day compressive strength achieved was 109.31 MPa, while the highest flexural strength was 15.93 MPa. Analysis of the flexural performance curves revealed a triphasic behavior: an ascending branch up to the maximum flexural strength, a descending branch indicating a reduction in flexural strength but with enhanced strain capacity and ductility, and a final ascending branch representing strain hardening. These curves highlight fibers' positive role in improving the examined mixtures' flexural properties.

Keywords: Engineered Cement Composites (ECC), Compressive Strength, Flexural Behavior, Fibers, Natural Zeolite

*Corresponding Author: Jafar Sobhani

Sobhani, J., kohiazartulun, M., Mirhosseini, S. M. Effects of using Synthetic Polymer Fibers and Polyvinyl Alcohol on the Mechanical Characteristics of High Strength engineered Cement Composite Containing Supplementary Cementitious Materials. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2024; 9(1): 1-34.

<http://doi.org/10.30478/jcsm.2024.482495.1378>

2538-5828/ © 2024 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

تأثیر استفاده از الیاف پلیمری سینتتیک و پلی وینیل الکل بر مشخصات مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده پر مقاومت حاوی مواد پوزولانی

مهدی کوهی آذرتولون^۱، جعفر سبحانی^{۲*}، سیدمحمد میرحسینی

۱-دانشجوی دکتری گروه عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

۲-دانشیار بخش فناوری بتن، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران، ایران

۳-دانشیار گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

پست الکترونیکی نویسنده مسئول: ja_sobhani@yahoo.com

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۷/۱۷، تاریخ بازنگری: ۱۴۰۳/۱۰/۱۰، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۱۰/۱۰

نوع مقاله: یادداشت فنی

چکیده

این مقاله نتایج یک مطالعه آزمایشگاهی در راستای توسعه نسل جدیدی از کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده را گزارش می‌کند. بر این اساس، تأثیر استفاده از الیاف پلیمری سینتتیک و الیاف پلی وینیل الکل بصورت مجزا و ترکیبی بر مشخصات مکانیکی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت شامل مقاومت فشاری و رفتار خمشی مورد بررسی قرار گرفت. الیاف سینتتیک و پلی وینیل الکل با مقادیر متفاوت و همچنین ژئولیت طبیعی با مقادیر ۶۵، ۷۰، ۸۰ و ۹۰ کیلوگرم در هر مترمکعب و دوده سیلیس به میزان ۹۰، ۱۰۰ و ۱۱۰ کیلوگرم در هر متر مکعب به عنوان مصالح پوزولانی در کامپوزیت سیمانی مهندسی شده مورد استفاده قرار گرفتند. نتایج نشان داد استفاده از الیاف بصورت مجزا و ترکیبی، عملکرد فشاری و رفتار خمشی مخلوط‌های مورد مطالعه را به ترتیب در محدوده ۵ تا ۳۶ درصد و ۶۶ تا ۲۰۱ درصد بهبود بخشیده است. بر اساس نتایج، بیشترین مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه، ۱۰۹،۳۱ مگاپاسکال و بیشترین مقاومت خمشی ۱۵،۹۳ مگاپاسکال بدست آمد. مطالعات مربوط به منحنی‌های عملکرد خمشی این مطالعه، نشان دهنده رفتار سه بخشی شامل شاخه صعودی تا حد مقاومت خمشی حداکثر، بخش نزولی بصورت افت مشخصات مقاومت خمشی ولی با توسعه رفتار کرنشی و انعطاف پذیری و در آخرین مرحله، رفتار شاخه صعودی بصورت سخت‌شوندگی کرنش می‌باشد. بدین ترتیب، این منحنی‌ها نشان از عملکرد مثبت الیاف در بهبود مشخصات خمشی مخلوط‌های مورد بررسی دارد.

کلمات کلیدی: کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت، رفتار فشاری، مقاومت خمشی، الیاف، ژئولیت طبیعی.

بتن یکی از پر مصرف‌ترین و مهمترین مصالح ساختمانی در دنیا است که در قرن اخیر از آن بسیار استفاده شده است. مهمترین ضعف بتن غیر مسلح، مقاومت خمشی پایین، مشخصات پایین چقرمگی (طاقات)، عرض ترک خوردگی زیاد و همچنین شکننده بودن آن است که بصورت ترد و ناگهانی اتفاق می‌افتد. نیاز به توسعه روز افزون زیرساخت‌های عمرانی در کشورهای در حال توسعه، بیانگر آن است که در سالهای آتی، مقدار مصرف بتن افزایش خواهد داشت و برای تولید سیمان، صرف منابع طبیعی و وارد کردن حجم بسیار زیادی از دی‌اکسیدکربن به محیط زیست لازم اجتناب ناپذیر است. مطالعات نشان داده است که در حدود ۵ تا ۷ درصد از گازهای گلخانه‌ای آزاد شده در جو کره زمین، ناشی از فرآیند تولید سیمان است [۱-۳]. بتن‌های با عملکرد فوق توانمند (UHPRC) به‌طور قابل توجهی مقاومت فشاری را افزایش داده‌اند، اما توجه زیاد آن‌ها بر روی تراکم ذرات تشکیل دهنده، آن‌ها را شکننده‌تر از بتن‌های معمولی می‌کند [۴]. بتن‌های تقویت شده با الیاف (FRCs) این مورد را تا حدودی برطرف می‌کنند، اما همچنان رفتار کششی نرم‌شوندگی و شکل‌پذیری کششی محدودی را از خود بروز می‌دهند [۵]. برای برطرف کردن این مورد نیز کامپوزیت سیمانی کرنش - سخت شونده (SHCCs)، معرفی شدند، همچنین به عنوان کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC) شناخته می‌شوند که یک روش برای مدیریت خرابی‌ها را توسعه داده است که در آن الیاف توزیع شده به شکل موثری در برابر ترک‌ها مقاومت می‌کنند و باعث ایجاد چقرمگی بسیار عالی می‌شود [۶].

کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده، یک نوع ویژه از بتن‌های فوق توانمند (HPFRC) می‌باشد که توسط لی و همکارانش در دهه ۱۹۹۰ بر اساس تئوری میکرومکانیسم توسعه یافت [۷]. در مقایسه با بتن معمولی، کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC)، پس از ایجاد اولین ترک مشابه فلز انعطاف‌پذیر، دچار سخت‌شوندگی شده و بین ۳۰۰ تا ۵۰۰ برابر بیشتر از بتن معمولی ظرفیت کرنشی از خود بروز می‌دهد. همچنین تحت افزایش بار، بیشتر از بتن‌های توانمند عرض ترک خوردگی را بصورت خود کنترلی نشان می‌دهد. پس از بارگذاری، تعدادی ترک در داخل مصالح ایجاد شده و درون نمونه گسترش می‌یابد. تا زمانی که عرض ترک تا حدود ۶۰ میکرومتر برسد، ترک خوردگی‌ها افزایش می‌یابند که این موضوع ناشی از عملکرد مکانیکی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده می‌باشد [۸]. با توجه به آنکه سنگدانه‌های درشت در مخلوط‌های کامپوزیت سیمانی مهندسی شده حذف می‌شوند، این موضوع باعث استفاده حجم سیمان بیشتری در مقایسه با بتن‌های سازه‌ای معمولی می‌شود. برای کامپوزیت سیمانی مهندسی شده معمولی، مقدار سیمان می‌تواند بیش از ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد [۹]. بر اساس بررسی‌های صورت گرفته، کامپوزیت سیمانی مهندسی شده می‌تواند در کاربردهای سازه‌ای مورد استفاده قرار بگیرد، با این حال مقاومت فشاری کامپوزیت سیمانی مهندسی شده در بین بتن‌های رده دوم از نظر مقاومت فشاری نیز قرار می‌گیرد [۱۰].

در مطالعات پیشین، محمد و پاکروان یافته‌اند که ترکیب کردن انواع متفاوت الیاف می‌تواند باعث افزایش در میزان مقاومت کششی و چقرمگی بتن شود [۱۱ و ۱۲]. استفاده از الیاف پلی اتیلن و فولادی بصورت ترکیبی باعث بهبود مقاومت خمشی، فشاری و کششی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده می‌گردد [۱۳]. استفاده همزمان از الیاف فولادی و پلی اتیلن در کامپوزیت سیمانی مهندسی شده باعث بهبود عملکرد در برابر بارگذاری تکراری گردید و همچنین عرض ترک ایجاد شده در بارگذاری‌های خمشی را کنترل کرده و کاهش داد [۱۴]. علاوه بر این، نتایج مطالعات نشان داده است که استفاده از الیاف پلی اتیلن و پلی وینیل الکل بصورت ترکیبی باعث بهبود قابل توجهی در رفتار کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده به خصوص در مشخصه‌های مکانیکی آن می‌شود [۱۵]. سویی و همکاران از الیاف فولادی و پلی وینیل الکل بصورت ترکیبی در کامپوزیت سیمانی مهندسی شده استفاده کردند که این مورد باعث بهبود مقاومت در برابر ترک خوردگی و عملکرد خمشی گردید [۱۶].

بر اساس اندازه، الیاف در دو مجموعه دسته‌بندی می‌شوند: الیاف میکرو و الیاف ماکرو. الیاف میکرو معمولاً بین ۶ تا ۲۰ میلی‌متر در طول و ده‌ها میکرون در ضخامت می‌باشند. الیاف میکرو از نظر اندازه طول کوتاه هستند و در صورتی که سازه‌های بتنی وارد محدوده تغییر شکل‌های بزرگ شوند، آن‌ها میزان کمی تاثیر در عملکرد سازه‌های بتن خواهند داشت. طول الیاف ماکرو بین ۳۰ تا ۶۰ میلی‌متر می‌باشد و دارای بیش از ۰,۳ میلی‌متر قطر بوده و دارای قابلیت تحمل بارها و مقابله با توزیع ترک‌های قابل رویت مشابه عملکرد میلگردهای مسلح کننده پس از شکست خمیره بتن می‌باشند [۱۶].

سالانه در سراسر جهان بیش از ۱۰ میلیارد تن بتن تولید می‌شود. تخمین زده می‌شود که یک تن دی اکسید کربن در تولید هر تن سیمان پرتلند تولید می‌شود که همین مقدار دی اکسید کربن در جو منتشر می‌شود [۱۷ و ۱۸]. همچنین برای تولید این مقدار بتن، حجم عظیمی شن و مایه وجود دارد. برای دهه‌ها ماسه بستر رودخانه به عنوان سنگدانه ریز برای ساخت بتن استفاده می‌شود اما منابع آن محدود بوده و کمبود این مصالح را خواهیم داشت. استفاده بیش از حد از شن و ماسه باعث تحت تاثیر قرار گرفتن آب و هوا شده و موجب سیل، سونامی و طوفان‌های ناشی از فرسایش بستر رودخانه و خطوط ساحلی می‌شود [۱۹]. استفاده از کامپوزیت سیمانی مهندسی شده به جهت آنکه در کامپوزیت سیمانی مهندسی شده از سنگدانه استفاده نمی‌شود، راه حل مناسبی برای حفظ محیط زیست در برابر تخریب خواهد بود. اما مقدار مصرف سیمان در کامپوزیت سیمانی مهندسی شده نسبت به بتن معمولی بالاتر است که باعث افزایش هزینه و انتشار بیشتر دی اکسید کربن در محیط زیست می‌شود [۲۰]. برای حل این مشکل می‌توان از مصالح پوزولانی جایگزین سیمان نظیر دوده سیلیس [۲۱] استفاده کرد. بررسی‌های کینگ و همکاران نشان داد که استفاده و جایگزین کردن دوده سیلیس با سیمان باعث بهبود مقاومت فشاری کامپوزیت سیمانی مهندسی شده نیز گردید [۲۲].

در این مطالعه آزمایشگاهی تاثیر پودر زئولیت، دوده سیلیس و الیاف سینتتیک و پلی وینیل الکل بصورت مجزا و ترکیبی با مقادیر متفاوت بر روی مقاومت فشاری و خمشی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده حاوی پودر سرپاره کوره قوس الکتریکی مورد بررسی قرار گرفت. استفاده از پودر زئولیت و دوده سیلیس به منظور کاهش استفاده از سیمان که دارای سهم بسزایی در انتشار دی اکسید کربن در تولید کامپوزیت سیمانی مهندسی شده دارد، یکی از مهمترین ویژگی‌های این تحقیق می‌باشد. همچنین استفاده از الیاف سینتتیک و پلی وینیل الکل با هدف ارتقا عملکرد مکانیکی و جذب انرژی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت، از دیگر جنبه‌های نوآوری این تحقیق می‌باشد. کاهش انتشار دی اکسید کربن به عنوان یکی از راههای مقابله با گرمایش زمین و همچنین بهبود عملکرد کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت بعد از ترک خوردگی از موارد اهمیت انجام این تحقیق می‌باشد. در این پژوهش مشخصات مکانیکی یک نوع کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت و دوستدار محیط زیست مورد بررسی قرار گرفت و در نهایت مقدار انرژی جذب شده و چقرمگی خمشی تیرهای حاوی الیاف و پودر زئولیت و دوده سیلیس مورد بررسی و مقایسه با نمونه کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت فاقد الیاف مورد مطالعه قرار گرفت.

۲- برنامه آزمایشگاهی

۱-۲- مصالح

مصالح اولیه مورد استفاده در این مطالعه شامل سیمان پرتلند نوع دو، پودر زئولیت، پودر سرپاره کوره قوس الکتریکی، دوده سیلیس، ماسه سیلیس، الیاف سینتتیک پلیمری و الیاف پلی وینیل الکل می‌باشد (شکل ۱ و ۲). سیمان مورد استفاده در این تحقیق محصول کارخانه سیمان تهران، پرتلند نوع دو می‌باشد که مشخصات فیزیکی و مکانیکی آن در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات فیزیکی و مکانیکی سیمان مصرفی

مقدار	ویژگی‌ها
۳۲۰۰	نرمی (cm ² /gr)
۱۴۰	زمان گیرش اولیه (دقیقه)
۱۷۰	زمان گیرش نهایی (دقیقه)
۱۰	مقاومت فشاری ۳ روزه (مگاپاسکال)
۱۶	مقاومت فشاری ۷ روزه (مگاپاسکال)
۳۲	مقاومت فشاری ۲۸ روزه (مگاپاسکال)

مشخصات شیمیایی سیمان، زئولیت، پودر سرباره کوره قوس الکتریکی و دوده سیلیس مصرفی در جدول ۲ آمده است. دوده سیلیس از محصولات کارخانجات تولید فروسیلیس می‌باشد که محصول مورد استفاده در این تحقیق از کارخانه فروسیلیس خمین تهیه شده است. با خرد کردن سنگ سیلیس، ماسه سیلیس با دانه بندی متفاوت بدست می‌آید که در این تحقیق آزمایشگاهی مورد استفاده قرار گرفت. پودر سرباره کوره قوس الکتریکی از محصولات کارخانجات تولید فولاد است، پودر مصرف شده در این تحقیق از محصولات جانبی کارخانه فولاد سپاهان می‌باشد.

جدول ۲- مشخصات شیمیایی مصالح سیمانی مصرفی (درصد)

ماده	دوده سیلیس	سیمان	زئولیت	پودر سرباره کوره قوس الکتریکی
SiO ₂	90.36	22.33	67.7	15.23
CaO	0.83	61.45	1.6	25.3
AL ₂ O ₃	0.43	4.8	10.4	2.7
Fe ₂ O ₃	0.58	3.5	1.5	25.13
MgO	0.89	2.7	-	5.69
K ₂ O	1.46	0.62	3.2	0.69
Na ₂ O	0.66	0.37	2.2	0.82
So ₃	-	2.4	-	0.13

به جهت استفاده از الیاف متفاوت با مقادیر متغیر در کامپوزیت سیمانی مهندسی شده و افزایش و حفظ کارایی مخلوط به ازای هر مترمکعب، ۴ کیلوگرم فوق روان کننده بر پایه پلی کربوکسیلات بر اساس استانداردهای ASTM C1017 [۲۳] و ASTM C494 [۲۴] مورد استفاده قرار گرفت. مشخصات فوق روان کننده مورد استفاده در جدول ۳ ارائه شده است. الیاف از مهمترین اجزای استفاده شده در این تحقیق آزمایشگاهی می‌باشد. در این مطالعه از دو نوع الیاف استفاده شده که شامل الیاف سینتتیک پلیمری و الیاف پلی

وینیل الکل می‌باشد. مشخصات فیزیکی و مکانیکی الیاف مورد استفاده در جدول ۴ نشان داده شده است. همچنین شکل ۲ تصویر الیاف مورد استفاده در این تحقیق را نشان می‌دهد. الیاف‌ها بر اساس استاندارد ASTM C1116 [۲۵] مورد استفاده قرار گرفتند.

جدول ۳ - مشخصات فوق روان کننده

ظاهر	مابع قهوه‌ای روشن
یون کلرید	کمتر از 0.1%
pH	۷/۵-۶/۵
نقطه انجماد	2°C
وزن مخصوص (kg/m ³)	۱۱۰۰



شکل ۱- مصالح مورد استفاده

جدول ۴- مشخصات الیاف مصرفی

نوع الیاف	الیاف سینتتیک پلیمری	الیاف پلی وینیل الکل
طول (mm)	۳۰	۶
قطر (mm)	۰/۵-۰/۴	۰/۴
مقاومت کششی (MPa)	۶۶۰-۵۷۰	۱۴۰۰
مدول الاستیسیته (GPa)	۶	۳۲
چگالی (g/cm ³)	۰,۹	۱,۳



شکل ۲ - تصویر الیاف مصرفی

۲-۲- نسبت‌های مخلوط و روش ساخت

طرح مخلوط بتن به ویژه نسبت آب به سمیان، با توجه به راهنمای ACI 211.4R-08 و مقادیر بهینه مواد پوزولانی با توجه به نتایج مطالعات پیشین انتخاب گردید. در جدول ۵، مقدار مصالح مصرفی در هر طرح مخلوط مورد بررسی در این تحقیق به‌طور خلاصه ارائه شده است. به منظور دستیابی به یک مخلوط یکنواخت، ابتدا مصالح خشک شامل سیمان، دوده سیلیس، ماسه سیلیسی، زئولیت و پودر سرباره کوره قوس الکتریکی درون مخلوط کن ریخته شد و به مدت ۲ دقیقه با دور آرام مخلوط گردید سپس آب و فوق روان کننده با هم ترکیب شد. در نهایت باقیمانده آب و فوق روان کننده به مخلوط درون همزن اضافه شد و همزن به مدت ۳ دقیقه با دور تند مصالح را مخلوط کرد.

نهایتاً هنگامی که مخلوط یکنواختی بدست آمد، الیاف به آرامی به مخلوط اضافه شد و پس از اتمام افزودن الیاف، همزن به مدت ۳ دقیقه با دور تند مصالح را مخلوط کرد تا الیاف‌ها کاملاً در مخلوط به‌طور یکنواخت توزیع شود و روند آماده سازی مخلوط کامپوزیت سیمانی مهندسی شده تکمیل گردد و به ترکیبی یکنواخت و همگن دست یابیم. پس از آن مخلوط آماده شده درون قالب‌های فولادی ریخته شده و توسط میز لرزان عملیات تراکم به روش مکانیکی انجام شد. نمونه‌ها بعد از ۲۴ ساعت از قالب خارج شد. آزمون‌ها درون حوضچه آب تحت شرایط آزمایشگاهی با دمای ۲۴ درجه سانتیگراد با خطای ۳ درجه سانتیگراد نگهداری شد تا زمان انجام آزمون فرا برسد. طرح مخلوط‌های ارائه شده در تحقیق حاضر، بر اساس مطالعات انجام شده بر روی طرح اختلاط‌های کامپوزیت سیمانی مهندسی شده حاوی الیاف پلی وینیل الکل و الیاف سینتتیک و همچنین نتایج تجربی حاصل از فعالیت‌های آزمایشگاهی بوده است. همانگونه که گفته شد، مقدار و نوع مصالح تشکیل دهنده کامپوزیت سیمانی مهندسی شده در جدول ۵ ارائه شده است. شایان ذکر است هیچگونه پدیده گلوله شدن در مخلوط‌های مورد بررسی مشاهده نگردید.

جدول ۵- نسبت طرح مخلوط (Kg/m³)

الیاف پلی وینیل الکل	الیاف سینتتیک	آب	ماسه سیلیس	پودر سرباره کوره قوس الکتریکی	زئولیت	دوده سیلیس	سیمان	ترکیبات
-	-	330	510	400	65	90	1000	RPE0
-	2	330	510	400	80	100	1000	RPE1
-	2	330	510	400	65	90	1000	RPE2
-	2	330	510	400	90	110	1000	RPE3
14.5	-	330	510	400	70	90	1000	RPE4
7.5	2	330	510	400	70	90	1000	RPE5

۳-۲- مشخصات نمونه‌ها و روش‌های آزمون

ساخت نمونه‌ها به دو دسته نمونه‌های فشاری بر اساس استاندارد EN 12390-3 [۲۶]، نمونه‌های خمشی بر اساس استاندارد CECS 13:2009 [۲۷] تقسیم گردید. جهت تعیین مقاومت فشاری برای هر طرح مخلوط، ۶ نمونه مکعبی با ابعاد ۵۰ میلی‌متر ساخته و در سنین ۷ و ۲۸ روزه، بر اساس استاندارد EN 12390-3 [۲۶] مورد آزمون قرار گرفت. نمونه‌های خمشی با توجه به استاندارد CECS 13:2009 [۲۷] برای هر ترکیب بصورت آزمون منشوری با ابعاد ۴۰×۴۰×۱۶۰ میلی‌متر انتخاب شد که در مجموع ۶ آزمون ساخته و در سن ۷ و ۲۸ روز مورد آزمون قرار گرفت. روش بارگذاری خمشی، بصورت کنترل بار و ظرفیت دستگاه مورد استفاده برای این آزمایش ۵۰ کیلو نیوتن می‌باشد. میانگین نتایج حاصل از آزمون تعیین مقاومت فشاری و خمشی بر روی سه آزمون به عنوان نتیجه هر کدام از آزمون‌ها گزارش شده است.

۳- نتایج آزمون‌ها

۳-۱- مقاومت فشاری

جدول ۶ مقاومت فشاری مخلوط‌های کامپوزیت سیمانی مهندسی شده بر مقاومت در سنین ۷ و ۲۸ روزه را نشان می‌دهد. افزودن الیاف که به عنوان عامل بازدارنده ترک در خمیره عمل می‌کند می‌تواند حالت شکست را به حالت بسیار انعطاف پذیر تبدیل کند. با افزایش مقدار بارگذاری، ریز ترک‌ها ظاهر شده و در خمیره منتشر می‌شوند. حال اثر پل زدن الیاف فعال شده و از ایجاد ترک‌های با عرض زیاد که موجب شکافتگی و شکست نمونه می‌شود، جلوگیری می‌کند. این موضوع باعث کنترل ایجاد ترک شده و ترک‌های متعدد ریز در نزدیکی ترک‌های اصلی ایجاد شد.

جدول ۶ - نتایج آزمایش مقاومت فشاری

مخلوط		۷ روزه (MPa)		۲۸ روزه (MPa)	
	میانگین	واریانس	میانگین	واریانس	
RPE0	68.45	3.2	93.75	3.9	
RPE1	92.85	7.1	97.21	2.1	
RPE2	80.32	2.9	109.31	9.2	
RPE3	72.84	1.5	94.65	4.2	
RPE4	68.04	5.8	92.36	9.7	
RPE5	68.65	5.3	94.29	2.7	

مقاومت فشاری نمونه‌ها با توجه به سن آن‌ها افزایش می‌یابد. به عنوان مثال برای طرح مخلوط RPE1، مقاومت فشاری ۷ روزه کامپوزیت سیمانی مهندسی شده بر مقاومت برابر ۹۲٫۸۵ مگاپاسکال است که در سن ۲۸ روزه افزایش داشته و به ۹۷٫۲۱ مگاپاسکال رسید. با در نظر گرفتن بررسی‌های انجام شده، مقاومت فشاری آزمون‌ها در سن ۲۸ روزه به نسبت مقاومت فشاری ۷ روزه کاهش را شاهد نبودیم. بیشترین تغییر مقاومت فشاری ۲۸ روزه به نسبت مقاومت فشاری ۷ روزه با ۲۹ مگاپاسکال افزایش مربوط به طرح مخلوط RPE2 نیز بود. همچنین کمترین افزایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه به نسبت ۷ روزه، با ۴٫۴ مگاپاسکال افزایش مربوط به طرح مخلوط RPE1 بود.

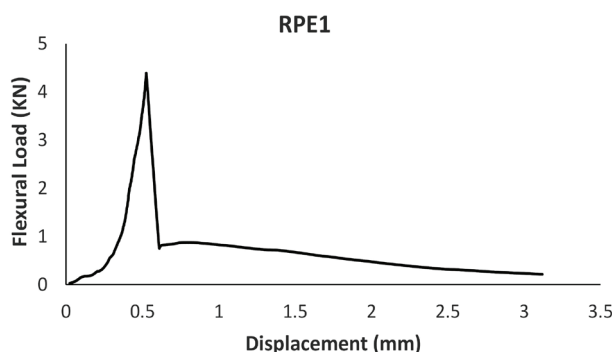
۲-۳- نتایج مقاومت خمشی

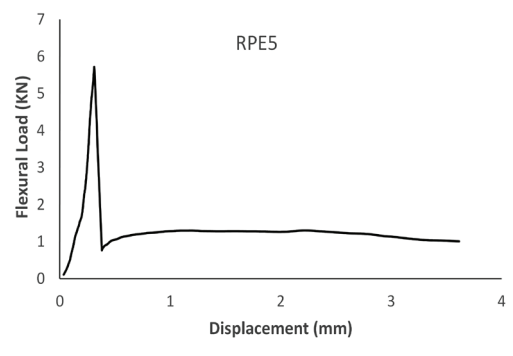
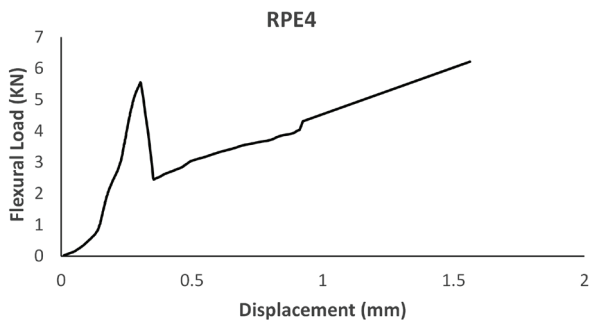
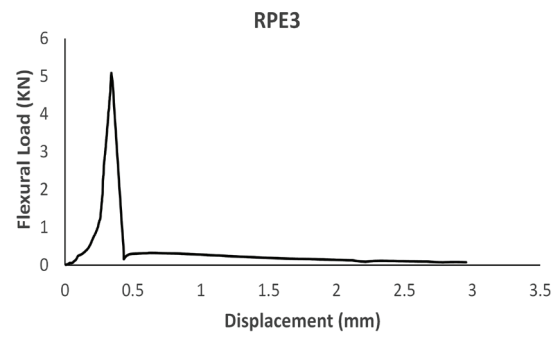
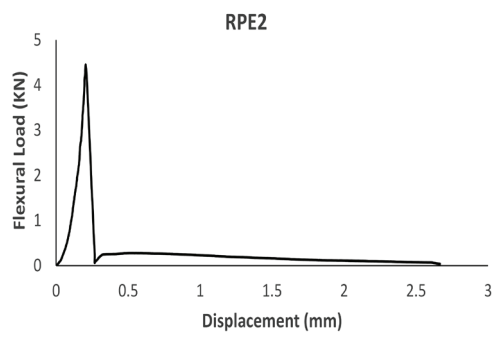
آزمونه‌های تیر خمشی با ابعاد $160 \times 40 \times 40$ میلی‌متر مورد آزمون تعیین عملکرد خمشی و جذب انرژی قرار گرفتند. در جدول ۷ نتایج آزمون‌های خمشی نشان داده شده است. تمامی نمونه‌ها در سن ۷ و ۲۸ روزه مورد آزمون قرار گرفتند. شکل ۳ نمودار بار-تغییر شکل آزمون‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۷ - نتایج آزمون مقاومت خمشی و جذب انرژی

میزان رشد جذب انرژی نسبت به مرجع (%)	مقاومت خمشی ۲۸ روزه (MPa)		مقاومت خمشی ۷ روزه (MPa)		مخلوط	
	جذب انرژی (J)	میانگین	وارianس	میانگین		وارianس
--	1.85	0.2	10.35	0.1	3.85	RPE0
102	3.73	0.3	12.81	0.5	7.72	RPE1
21	2.23	0.1	13.02	0.1	4.33	RPE2
112	3.92	0.6	13.28	0.1	5.46	RPE3
209	5.72	3.2	15.93	0.2	9.07	RPE4
78	4.29	0.6	15.27	0.02	7.50	RPE5

طبق نتایج بدست آمده از آزمون تعیین عملکرد خمشی، پس از ایجاد اولین ترک در مخلوط RPE0 که فاقد الیاف است، ترک خوردگی در آزمون منتشر شده و باعث ایجاد جداشدگی در آزمون گردید که این مورد در نمونه‌های دارای الیاف مشاهده نگردید. افزودن الیاف به کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت باعث بهبود شکل‌پذیری، از بین رفتن رفتار شکننده و جذب و تحمل بار پس از ایجاد اولین ترک خوردگی می‌شود. افزایش میزان الیاف سینتتیک اضافه شده باعث افزایش مقاومت خمشی نمونه‌ها می‌شود. بیشترین مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه مربوط به طرح مخلوط RPE4 و کمترین میزان مقاومت خمشی ۷ روزه مربوط به طرح مخلوط RPE2 و پایین‌ترین مقاومت خمشی ۲۸ روزه در طرح مخلوط RPE1 بدست آمد.





شکل ۳ - نمودار عملکرد خمشی نمونه‌های مورد بررسی

۴- تحلیل نتایج آزمون‌ها

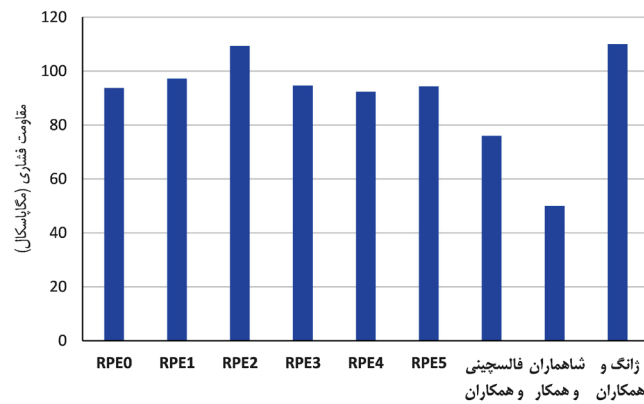
۴-۱- نمونه‌های فشاری

وجود الیاف در کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت، باعث تغییر رفتار شکننده کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت به رفتار شکل‌پذیر می‌شود. هنگامی که بارگذاری به حداکثر میزان خود رسید، آزمون‌های فشاری فاقد الیاف، شکست ناگهانی را تجربه کردند، در حالی که وجود الیاف باعث ایجاد انسجام بین اجزای سازنده کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت شد. افزودن الیاف به کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت باعث ایجاد تغییر در عملکرد فشاری آن می‌شود.

همانگونه که در جدول ۶، مشاهده می‌شود، نتایج آزمایش مقاومت فشاری مقاومت نمونه مرجع RPE0، که فاقد الیاف می‌باشد در سن ۷ روز و ۲۸ روز به ترتیب معادل ۶۸/۴۵ مگاپاسکال و ۹۳/۷۵ مگاپاسکال می‌باشد. در شکل ۴، نتایج مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی الیاف با طرح مرجع مقایسه شده است. کمترین میزان مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه در طرح مخلوط RPE4 بدست آمد که علت آن را می‌توان به استفاده از حجم بالای الیاف سینتتیک مربوط دانست. بیشترین مقاومت فشاری ۷ روزه در طرح مخلوط RPE1 و بیشترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه مربوط به طرح مخلوط RPE2 بود. در طرح مخلوط‌های RPE4 و RPE5 با کاهش میزان مصرف دوده سیلیس و زئولیت، کاهش مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه به نسبت سایر طرح مخلوط‌ها مشاهده شد. همچنین استفاده از الیاف سینتتیک را می‌توان یکی دیگر از دلایل این کاهش مقاومت فشاری دانست. بین میزان مصرف زئولیت و مقاومت فشاری ۲۸ روزه ارتباط مستقیمی وجود دارد. چنانکه از نتایج مشاهده می‌شود با افزایش مقدار مصرف زئولیت، مقاومت فشاری ۲۸ روزه نیز کاهش یافت و با ثابت ماندن میزان مصرف زئولیت در طرح مخلوط‌های RPE4 و RPE5 تغییر چندانی در مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن‌ها مشاهده نشد. در مقایسه طرح مخلوط‌های RPE4 و RPE5 با افزایش میزان الیاف سینتتیک کاهش مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه نیز مشاهده شد.

مقاومت فشاری نمونه فاقد الیاف در سن ۲۸ روزه به میزان ۳۷ درصد به نسبت مقاومت فشاری در سن ۷ روزه افزایش یافت. بالاترین میزان افزایش مقاومت فشاری ۷ روزه بین طرح مخلوط‌های RPE1، RPE2 و RPE3 به نسبت طرح مخلوط فاقد الیاف به ترتیب ۳۶، ۱۷ و ۶ درصد و در سن ۲۸ روزه به ترتیب ۴، ۱۷ و ۱ درصد افزایش یافتند. طبق نتایج بدست آمده مشاهده می‌شود با افزایش میزان زئولیت مصرفی، روند افزایش مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه کاهش می‌یابد و از ۱۷ درصد افزایش مقاومت فشاری در طرح مخلوط RPE2 که حاوی ۶۵ کیلوگرم زئولیت در هر مترمکعب است، به ۱ درصد افزایش در طرح مخلوط RPE3 با ۹۰ کیلوگرم در هر متر مکعب به نسبت طرح مخلوط فاقد الیاف می‌رسد که از نتایج کاربرد زئولیت طبیعی می‌باشد. در طرح مخلوط‌های RPE4 و RPE5 مقاومت فشاری ۲۸ روزه به نسبت مقاومت فشاری ۷ روزه به ترتیب ۳۶ و ۳۷ درصد نیز افزایش داشتند. همچنین مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه طرح مخلوط‌های حاوی الیاف سینتتیک و پلی‌وینیل‌الکل تغییر چندانی به نسبت طرح مخلوط فاقد الیاف نداشتند.

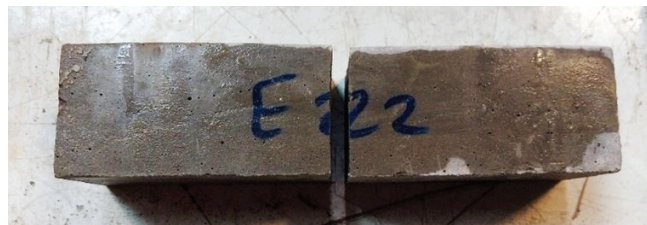
در شکل ۴، نتایج مقاومت فشاری طرح‌های مورد مطالعه با سه مرجع مختلف مقایسه شده است. فالسچینی و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۶] مشخصات مکانیکی بتن حاوی سرباره کوره قوس الکتریکی را مورد بررسی قرار دادند که مقاومت فشاری مخلوط‌های مورد بررسی ایشان در محدوده ۴۰ تا ۷۶ مگاپاسکال می‌باشد. شاهماران و همکار در سال ۲۰۰۹ [۸] مشخصات کامپوزیت سیمانی مهندسی شده با مصالح جایگزین سیمان را مورد بررسی قرار دادند که مقاومت فشاری آزمون‌های مورد بررسی آن‌ها بین ۲۱ تا ۵۰ مگاپاسال بدست آمد. ژانگ و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۲۱] مشخصات مکانیکی بتن‌های پرمقاومت حاوی مواد جایگزین سیمان را مورد بررسی قرار دادند که مقاومت فشاری ۶۰ تا ۱۱۰ مگاپاسکال بدست آمد.



شکل ۴- مقایسه نتایج مقاومت فشاری طرح‌های مورد مطالعه با تحقیقات سایر محققین

۴-۲- نمونه‌های تیر خمشی

نمونه تیر خمشی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت فاقد الیاف پس از ایجاد اولین ترک، دچار خرابی شده و قابلیت تحمل بار نداشتند، در صورتی که سایر نمونه‌های دارای الیاف پس از ترک خوردگی، الیاف موجود در نمونه‌ها وارد مکانیسم تحمل بار شده و جذب انرژی کردند و باعث بروز رفتار شکل پذیر نمونه‌ها شدند. در شکل ۵ مشاهده می‌شود که پس از بروز ترک، نمونه کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت فاقد الیاف قابلیت تحمل بار را نداشته و دچار شکستگی شده است. شکل ۶ تصاویر نمونه‌های حاوی یک نوع الیاف و شکل ۷ تصاویر نمونه‌های حاوی دو نوع الیاف پس از انجام آزمون خمشی را نشان می‌دهد. شکل ۸ وضعیت نمونه را در حین آزمون خمشی نشان می‌دهد.



شکل ۵ - نمونه تیر خمشی فاقد الیاف



شکل ۶ - تیرهای خمشی حاوی یک نوع الیاف



شکل ۷- تیرهای خمشی حاوی دو نوع الیاف



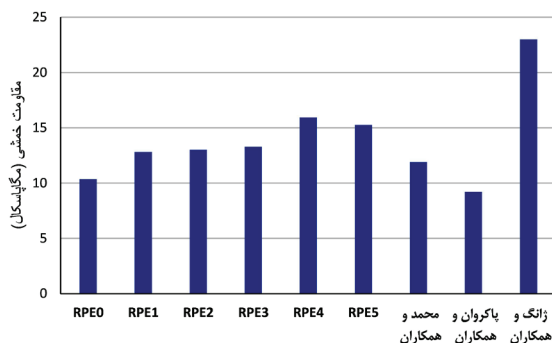
شکل ۸- نمونه تیر خمشی در حین آزمون خمشی

همانگونه که در جدول ۷، مشاهده می‌شود، نتایج آزمایش مقاومت فشاری مقاومت نمونه مرجع RPE0، که فاقد الیاف می‌باشد در سن ۷ روز و ۲۸ روز به ترتیب معادل ۳/۸۵ مگاپاسکال و ۱۰/۳۵ مگاپاسکال می‌باشد. در شکل ۹، نتایج مقاومت خمشی نمونه‌های حاوی الیاف با طرح مرجع مقایسه شده است. طبق نتایج آزمون مقاومت خمشی مشاهده می‌شود که طرح مخلوط‌های RPE4 و RPE5 دارای مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه بیشتری به نسبت سایر نمونه‌ها می‌باشند که از نتایج استفاده الیاف سینتتیک و پلی وینیل الکل بصورت ترکیبی و حجم زیاد الیاف پلی وینیل الکل بصورت تکی می‌باشد. مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه طرح مخلوط RPE4 به ترتیب ۹،۰۷ و ۱۵،۹۳ مگاپاسکال حاصل شد. که مهمترین علت این مورد را می‌توان به استفاده از الیاف با طول کوتاه پلی وینیل الکل نسبت داد، به جهت آنکه مهمترین نقش الیاف کوتاه در بهبود مقاومت خمشی قبل از ایجاد ترک خوردگی و افزایش مقاومت ایجاد اولین ترک خوردگی می‌باشد. با توجه به مقادیر یکسان الیاف موجود در طرح مخلوط‌های RPE1، RPE2 و RPE3 مقاومت خمشی ۲۸ روزه آن‌ها نزدیک به هم بوده و تفاوت چندانی با هم ندارند.

بیشترین میزان افزایش مقاومت خمشی در سن ۲۸ روزه به نسبت مقاومت خمشی در سن ۷ روزه با ۲۰۱ درصد مربوط به طرح مخلوط RPE2 مشاهده شد که علت این امر کمترین میزان مصرف پوزولان‌های دوده سیلیس و ژئولیت طبیعی به نسبت سایر طرح مخلوط‌های مورد مطالعه می‌باشد. مقاومت خمشی طرح مخلوط‌های RPE1، RPE2 و RPE3 در سن ۲۸ روزه به ترتیب ۲۴، ۲۶

و ۲۸ درصد افزایش داشتند که از مهمترین نتایج افزودن الیاف سینتتیک به طرح مخلوط‌های مورد بررسی می‌باشد. مقاومت خمشی طرح مخلوط RPE4 در سن ۲۸ روزه با افزایش ۵۴ درصدی به نسبت طرح مخلوط فاقد الیاف به ۱۵,۹۳ مگاپاسکال رسید که بیشترین مقاومت خمشی در بین طرح مخلوط‌های مورد بررسی می‌باشد که به دلیل افزودن ۱۴,۵ کیلوگرم الیاف پلی وینیل الکل به مخلوط کامپوزیت سیمانی مهندسی شده است. افزایش مقاومت خمشی آزمون‌های RPE4 و RPE5 در سن ۲۸ روزه به نسبت آزمون فاقد الیاف به ترتیب ۵۴ و ۴۸ درصد بود که در بین طرح مخلوط‌های مورد بررسی بیشترین مقدار را داشتند، این مورد یکی از ویژگی‌های استفاده از الیاف با طول کوتاه می‌باشد.

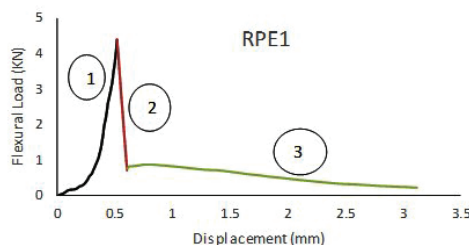
در نمودار شکل ۹، مقاومت خمشی طرح‌های مورد مطالعه با کارهای سایر محققین مقایسه گردیده است. محمد و همکاران در سال ۲۰۱۸ [۱۱] عملکرد خمشی و فشاری کامپوزیت سیمانی مهندسی شده را مورد بررسی قرار دادند مقاومت خمشی بین ۲,۸ تا ۱۱,۹ مگاپاسکال بود. پاکروان و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۱۲] مشخصات مکانیکی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده را مورد بررسی قرار دادند که مقاومت خمشی بین ۸,۵ تا ۹,۲ مگاپاسکال بدست آمد. ژانگ و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۲۱] مشخصات مکانیکی بتن‌های پرمقاومت حاوی مواد جایگزین سیمان را مورد بررسی قرار دادند مقاومت خمشی آن‌ها بین ۹ تا ۲۳ مگاپاسکال بدست آمد.



شکل ۹- مقایسه نتایج مقاومت خمشی طرح‌های مورد مطالعه با تحقیقات سایر محققین

۳-۴- منحنی رفتاری تحت بار خمشی

با مطالعه داده‌های مربوط به منحنی‌های خمشی نمونه‌های مسلح به الیاف رفتار سه خطی را در کل داده‌ها می‌توان تشخیص داد. در نمودار شکل ۱۰، نمودار رفتاری این نمونه‌های مسلح بصورت شماتیک نشان داده شده است. در این نمودار سه ناحیه ۱، ۲ و ۳ قابل تمیز است. ناحیه اولیه بصورت غیر خطی افزایشی، ناحیه دوم ارتباطی، به عنوان بخش نزولی خطی و ناحیه سوم نیز بصورت غیر خطی با رفتار توسعه ظرفیت کرنشی می‌باشد.



شکل ۱۰- منحنی مشخصه مدل رفتاری

مطابق رفتاری شناسایی شده و با بررسی نمودار عملکرد خمشی طرح RPE4 که در شکل ۳، مشاهده شد پس از ایجاد اولین ترک خوردگی در آزمون میزان جذب انرژی بصورت افزایشی ادامه یافت، این روند فقط در این طرح مخلوط ایجاد شد که یکی دیگر از ویژگی‌های کاربرد الیاف پلی وینیل الکل با طول کوتاه است. مدول و مقاومت کششی بسیار زیاد این نوع الیاف در کنار مقدار وزنی مورد استفاده از این نوع الیاف که بیشترین مقدار را در بین طرح‌ها به خود اختصاص داده است موجب بهبود فرآیند تقویت رفتار خمشی با عمل پل زنی بین ترک‌های ناشی از بار خمشی را می‌توان به این میزان بهبود نسبت داد.

استفاده از پودر زئولیت و دوده سیلیس به عنوان محصولات جانبی صنایع تولیدی باعث کاهش استفاده از سیمان و کاهش آسیب به محیط زیست می‌شود. نوآوری این تحقیق استفاده از الیاف جهت بهبود عملکرد مکانیکی و پودر سرباره کوره قوس الکتریکی، پودر زئولیت و دوده سیلیس جهت جلوگیری از آسیب به محیط زیست بصورت همزمان در کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت می‌باشد. چنانکه مشاهده می‌شود با این عمل، مقاومت فشاری و مقاومت خمشی در مقایسه با نمونه فاقد الیاف بهبود یافته است. محمد [۱۱] در سال ۲۰۱۸ و پاکروان [۱۲] در سال ۲۰۱۶ مطالعاتی بر روی مشخصات مکانیکی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده با الیاف ترکیبی شامل مقاومت فشاری، خمشی و قابلیت جذب انرژی انجام دادند. مقایسه نتایج این محققین با نتایج تحقیق حاضر نشان می‌دهد که روند مشابهی از نتایج بدست آمده از آزمون‌های مقاومت فشاری، خمشی و رفتار جذب انرژی وجود دارد که این امر نتایج این تحقیق را پشتیبانی می‌نماید. هر چند تفاوت‌هایی از نظر مقیاس نتایج با مطالعه موجود وجود دارد که علت این امر متفاوت بودن نوع مصالح و مواد اولیه مورد استفاده به ویژه نوع و جنس الیاف در طرح مخلوط‌های قابل تفسیر است.

۴-۴- بررسی میزان جذب انرژی

بر اساس جدول ۷ مشاهده می‌گردد که استفاده از الیاف به‌طور کلی موجب بهبود ظرفیت جذب انرژی در محدوده ۲۰ تا ۲۰۰ درصد در مقایسه با مخلوط مرجع شده است.

که در میان نمونه‌های مورد بررسی RPE4 با داشتن بیشترین میزان الیاف از نوع پلی وینیل الکل به میزان ۱۴٫۵ کیلوگرم در هر متر مکعب بیشترین مقدار رشد جذب انرژی را تا حدود ۲۰۰ درصد در مقایسه با مخلوط مرجع بدون الیاف از خود نشان می‌دهد. این دستاورد هم راستا با سایر پارامترهای رفتار خمشی و فشاری می‌باشد که در این نوع مخلوط به علت بهبود پدیده پل زنی ما بین ترک‌های ناشی از بارهای خمشی بروز پیدا کرده است که منجر به افزایش ظرفیت طاقت یا به عبارتی جذب انرژی شده است. کمترین میزان افزایش جذب انرژی در بین مخلوط‌های مورد بررسی در مخلوط RPE2 به میزان ۲۱ درصد می‌باشد.

از بین نمونه‌های مورد بررسی RPE1 و RPE3 با رشد مقدار جذب انرژی به ترتیب در حدود ۱۰۰ درصد و بیش از ۱۰۰ درصد به علت قیمت تمام شده پایین‌تر نسبت به مخلوط RPE4 از دیدگاه فنی و اقتصادی قابل رقابت می‌باشد. در این نوع مخلوط نیز بهبود تا به میزان دو برابر در رفتار جذب انرژی می‌تواند ناشی از مدول الاستیسیته و ظرفیت کششی این الیاف در مقایسه با الیاف‌های پلی وینیل الکل و تفاوت در میزان مواد موثر چسباننده توجیه نمود.

مخلوط RPE2 به واسطه داشتن کمترین میزان دوده سیلیس و زئولیت به نسبت سایر مخلوط‌های مورد بررسی مقدار کمترین رشد در بحث جذب انرژی از خود بروز نموده است. این مخلوط حاوی مقدار الیاف مشابه با مخلوط‌های RPE1 و RPE3 لیکن مقدار مواد پوزولانی ترکیبی زئولیت و دوده سیلیس کمتری در حدود ۲۵ درصد نسبت به طرح‌های مورد اشاره را دارد.

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه آزمایشگاهی مقاومت فشاری و عملکرد خمشی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده پر مقاومت مورد بررسی قرار گرفت که در آن از مصالح جایگزین سیمان و نیز پودر سرباره کوره قوس الکتریکی استفاده شد. مهمترین نتایج بدست آمده بر اساس مواد و مصالح‌های این مطالعه به شرح ذیل ارائه می‌شود:

- بیشترین مقاومت فشاری ۷ روزه در مخلوط RPE1 با ۹۲,۸۵ مگاپاسکال و بیشترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه در مخلوط RPE2 با ۱۰۹,۳۱ مگاپاسکال بدست آمد.

- مقاومت فشاری سنین ۷ و ۲۸ روزه طرح مخلوط RPE4 به نسبت طرح مخلوط‌های RPE1، RPE2 و RPE3 کاهش یافت که از نتایج افزودن ۱۴,۵ کیلوگرم در هر مترمکعب الیاف پلی وینیل الکل به کامپوزیت سیمانی مهندسی شده می‌باشد.

- استفاده از الیاف سینتتیک و پلی وینیل الکل بصورت ترکیبی در طرح مخلوط RPE5 باعث کاهش مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه به نسبت مقاومت فشاری طرح مخلوط‌های RPE1، RPE2 و RPE3 شد.

- بیشترین مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه در بین آزمون‌های مورد بررسی در طرح مخلوط RPE4 به ترتیب ۹,۰۷ و ۱۵,۹۳ مگاپاسکال مشاهده شد. همچنین نتایج نشان داد که در میان نمونه‌های مورد بررسی این مخلوط با داشتن بیشترین میزان الیاف از نوع پلی وینیل الکل به میزان ۱۴,۵ کیلوگرم در هر متر مکعب بیشترین مقدار رشد جذب انرژی را تا حدود ۲۰۰ درصد در مقایسه با مخلوط مرجع بدون الیاف از خود نشان می‌دهد.

- مطالعات مربوط به منحنی‌های رفتاری نمونه‌های حاوی الیاف، نشان دهنده رفتار سه بخشی شامل شاخه صعودی تا حد مقاومت خمشی حداکثر، بخش نزولی بصورت افت مشخصات ظرفیت خمشی ولی با توسعه رفتار کرنشی و انعطاف پذیری و در آخرین مرحله، رفتار غیر خطی بصورت توسعه ظرفیت کرنشی می‌باشد.

تشکر و قدردانی

مراحل تحقیق در آزمایشگاه بخش فناوری بتن مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی انجام پذیرفته است. بدین وسیله مؤلفین، از آن مرکز تشکر و قدردانی خود را اعلام می‌دارند.

۷- مراجع

- [1] Shoji, D., He, Z., Zhang, D. and et al., (2022). *The greening of engineered cementitious composites (ECC): A review. Construction and Building Materials*, 327: p.126701.
- [2] Zhu, H.; Yu, K.; Li, V.C. (2021). *Sprayable Engineered Cementitious Composites (ECC) Using Calcined Clay Limestone Cement (LC3) and PP Fiber. Cem. Concr. Compos.* 115: 103868.
- [3] M. Imani, M. Donn, Z. Balador; (2019). *Bio-inspired materials: contribution of biology to energy efficiency of buildings*, in: L.M.T. Martínez, O.V. Kharissova, B.I. Kharisov (Eds.), *Handbook of Ecomaterials*, Springer International Publishing, Cham, pp. 2213–2236.
- [4] H. Bahmani, D. Mostofinejad, (2022). *Microstructure of ultra-high-performance concrete (UHPC) – a review study, J. Build. Eng.* 50: 104118.
- [5] D. Ravichandran, P.R. Prem, S.K. Kaliyavaradhan, P.S. Ambily, (2022). *Influence of fibers on fresh and hardened properties of Ultra High Performance Concrete (UHPC)—a review, J. Build. Eng.* 57: 104922.

- [6] K.T. Soe, Y.X. Zhang, L.C. Zhang, (2013). *Impact resistance of hybrid-fiber engineered cementitious composite panels*, *Compos. Struct.* 104: 320–330.
- [7] V.C. Li, C.K.Y. Leung, (1992). *Steady state and multiple cracking of short random fiber composites*, *ASCE J. Eng. Mech.* 118: 2246–2264.
- [8] Sahmaran M, Li VC. (2009). *Durability properties of micro-cracked ECC containing high volumes fly ash*. *Cem Concr Res* 39:1033–43.
- [9] M.D. Lepech, V.C. Li, R.E. Robertson, G.A. Keoleian, (2008). *Design of green engineered cementitious composites for improved sustainability*, *Aci Mater. J.* 105: 567.
- [10] Y. Ruan, B. Han, X. Yu, Z. Li, J. Wang, S. Dong, J. Ou, (2018). *Mechanical behaviors of nano-zirconia reinforced reactive powder concrete under compression and flexure*, *Constr. Build. Mater.* 162: 663–673.
- [11] B.S. Mohammed, V.C. Khed, M.S. Liew, (2018). *Optimization of hybrid fibres in engineered cementitious composites*, *Constr. Build. Mater.* 190: 24–37.
- [12] H.R. Pakravan, M. Jamshidi, M. Latifi, (2016). *Study on fiber hybridization effect of engineered cementitious composites with low- and high-modulus polymeric fibers*, *Constr. Build. Mater.* 112: 739–746.
- [13] S.F.U. Ahmed, M. Maalej, (2009). *Tensile strain hardening behaviour of hybrid steel-polyethylene fiber reinforced cementitious composites*, *Constr. Build. Mater.* 23: 96–106.
- [14] Shiyao Zhu, Y.X. Zhang, C.K. Lee, (2024). *an experimental study on hybrid fibre reinforced engineered cementitious composite link slabs under static and fatigue loadings*, *Engineering Structures* 300: 117254.
- [15] Feng Shi, Thong M. Pham, Hong Hao, Yifei Hao, (2020). *Post-cracking behavior of basalt and macro polypropylene hybrid fiber reinforced concrete with different compressive strengths*, *Construction and Building Materials* 262: 120108.
- [16] P.K. Mehta, (2002). “Greening of the Concrete Industry for Sustainable Development”, *Concrete International*.
- [17] Malhotra VM. (2000). *Role of Supplementary Cementing Materials in Reducing Greenhouse Gas Emissions*. In: Gjørsv OE, Sakai K, editors. *Concrete Technology for a Sustainable Development in the 21st Century*. London: E&FN Spon.
- [18] Torres A, Brandt J, Lear K, Liu J. (2017). *A looming tragedy of the sand commons*. *Science* 357(6355):970–1.
- [19] L.F. Zhang, W.Q. Liu, L. Wang, Z.B. Ling, (2020). *On-axis and off-axis compressive behavior of pultruded GFRP composites at elevated temperatures*, *Compos. Struct.* 236: 111891.
- [20] J.K. Kim, J.S. Kim, G.J. Ha, Y.Y. Kim, (2007). *Tensile and fiber dispersion performance of ECC (engineered cementitious composites) produced with ground granulated blast furnace slag*, *Cem. Concr. Res.* 37: 1096–1105.
- [21] J. Zhang, Q. Wang, Z.B. Wang, (2016). *Optimizing design of high strength cement matrix with supplementary cementitious materials*, *Constr. Build. Mater.* 120: 123–136.
- [22] Qing Wang, M.H. Lai, J. Zhang, Zhenbo Wang, J.C.M. Ho, (2020). *Greener engineered cementitious composite (ECC) – The use of pozzolanic fillers and uncoiled PVA fibers*, *Construction and Building Materials* 247: 118211.

- [23] ASTM C1017 / C1017M-13e1, (2013). *Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [24] ASTM C494 / C494M-19, (2019). *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [25] ASTM C1116 / C1116M-10a, (2015). *Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [26] BS EN 12390-3, (2019). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cement Mortar*.
- [27] CECS 44-8. (2009). *Standard Test Methods for Fiber Reinforced Concrete*; China Engineering and Construction Society Press: Beijing, China.
- [28] He Zhu, Duo Zhang, Tianyu Wang, Haoliang Wu, Victor C. Li, (2020). *Mechanical and self-healing behavior of low carbon engineered cementitious composites reinforced with PP-fibers*, *Construction and Building Materials* 259: 119805.
- [29] Ahsan Waqar, Muhammad Basit Khan, et al, (2024). *Investigating the synergistic effects of carbon fiber and silica fume on concrete strength and eco-efficiency*, *Case Studies in Construction Materials* 20: e02967.
- [30] Kun-Mo Lee, Pil Ju Park, (2005). *Estimation of the environmental credit for the recycling of granulated blastfurnace slag based on LCA*, *Resources, Conservation and Recycling* 44: 139–151.
- [31] Valipour M, Yekkalar M, Shekarchi M, Panahi S, (2013). *Environmental assessment of green concrete containing natural zeolite on the global warming index in marine environments*, *Journal of Cleaner Production*, 1-6.
- [32] Xiao-Yong Wang, (2020). *Optimal mix design of low-CO2 blended concrete with limestone powder*, *Construction and Building Materials* 263: 121006.

Predicting Properties of Self-Compacting Concrete using Integrated Models based on Metaheuristic Algorithms

Hadi pouryan¹, Ashkan KhodaBandehLou^{2*}, Peyman Hamidi³, Fedra ashrafzadeh⁴

1- Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran, Email: a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

4- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

Received: 01 February 2024 Revised: 01 January 2025 Accepted: 05 January 2025

Research paper

Abstract

Concrete is one of the most fundamental and widely used materials in the construction industry. Development and innovation in this field have led to the introduction of self-compacting concrete (SCC), which has brought considerable technological developments. The mix design of SCC is one of the substantial issues, so the number of materials used in this concrete must be measured precisely. On the other hand, testing the compressive strength of concrete at certain ages causes high costs, concrete waste, and environmental damage. Modern artificial intelligence techniques that are capable of learning and modeling sophisticated problems have been increasingly used in concrete technology over the past years. Therefore, this study adopts various machine learning methods, including support vector machine (SVM), Multivariate Adaptive Regression Splines (MARS), and model tree (Mp5-MT) to predict the rheological behaviors and compressive strength of SCC. For this purpose, four parameters of slump flow's diameter, L-box ratio (L), funnel duration (V), and 28-day compressive strength of concrete were collected through authenticate resources. Input variables included Binder amount, Supplementary Cementitious Materials (SCMs), water binder ratio, amount of fine and dry materials, and Superplasticizers. As the MARS technique comprises some hyperparameters whose values highly affect the model accuracy, the optimization technique of the Gravitational Search Algorithm (GSA) has been used in this study to determine these values. The results of this study showed that the MARS model integrated with the optimization GSA technique can enhance the anticipation accuracy by up to 1.35%, 11.1%, 2.3%, and 1.07% rather than the MARS model. Also, the Mp5-MT model outperformed the MARS-GSA model in predicting results, so this is proposed as the selected model for predicting rheological behaviors and compressive strength of SCC.

Keywords: Self-Compacting Concrete, Rheological Properties, Compressive Strength, Machine Learning, Metaheuristic Optimization Algorithm

*Corresponding Author: Ashkan KhodaBandehLou

pouryan, H., KhodaBandehLou, A., Hamidi, P., ashrafzadeh, F. Predicting properties of self-compacting concrete using integrated models based on metaheuristic algorithms. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2024; 9(1): 1-29. <http://doi.org.10.30478/jcsm.2025.441113.1360>

2538-5828/ © 2025 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

پیش‌بینی خواص بتن خودتراکم با استفاده از مدل‌های تلفیقی بر پایه الگوریتم‌های فرا ابتکاری

هادی پوریان^۱، اشکان خدابنده‌لو^{۲*}، پیمان حمیدی^۳، فدرا اشرف زاده^۴

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

۴- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

پست الکترونیکی نویسنده مسئول: a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۱۱/۱۴، تاریخ بازنگری: ۱۳۹۳/۱۰/۱۲، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۱۰/۱۶

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

بتن یکی از اساسی‌ترین و پرمصرفترین مصالح در صنعت ساخت و ساز می‌باشد. توسعه و نوآوری در این زمینه به معرفی بتن خودتراکم منجر شده که خود پیشرفت‌های عظیمی را به دنبال داشته‌است. طرح مخلوط بتن خودتراکم از مسائل بسیار با اهمیت بوده و لازم است تا مقادیر مصالح مصرفی در این بتن با دقت زیادی تعیین شود. از طرفی انجام آزمایش مقاومت فشاری بتن در سنین مقرر باعث، صرف هزینه زیاد، تولید پسماند بتن و آسیب به محیط زیست می‌شود. طی سالیان گذشته استفاده از روش‌های نوین هوش مصنوعی که توانایی یادگیری و مدل‌سازی مسائل پیچیده را دارند در حوزه تکنولوژی بتن افزایش یافته‌است. بنابراین تحقیق حاضر از روش‌های یادگیری ماشین مختلف، از جمله ماشین بردار پشتیبانی (SVM)، رگرسیون اسپلاین چند متغیره تطبیقی (MARS) و مدل درخت (Mp5-MT) برای پیش‌بینی رفتارهای رئولوژی به همراه مقاومت فشاری بتن خودتراکم استفاده می‌کند. بدین منظور چهار پارامتر قطر جریان اسلامپ، نسبت جعبه (L)، مدت زمان قیف (V) و مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن از مراجع موثق جمع‌آوری شده‌است. مقدار بایندر، درصد مواد جایگزین سیمان (SCMs)، نسبت آب به بایندر، مقدار مصالح ریز و مصالح خشک و مقدار سوپرپلاستیسیز به عنوان متغیرهای ورودی انتخاب شدند. با توجه به اینکه روش MARS دارای درونپارامترهایی (Hyper-parameter) بوده که مقدار آن‌ها بر دقت مدل بسیار تاثیرگذار است، در این تحقیق از تکنیک بهینه‌سازی الگوریتم جستجوی گرانش (Gravitational Search Algorithm, GSA) برای تعیین آن‌ها استفاده شده‌است. نتایج این تحقیق نشان داد که مدل MARS ترکیب شده با تکنیک بهینه‌سازی الگوریتم جستجوی گرانش می‌تواند دقت پیش‌بینی متغیرهای مد نظر را به ترتیب تا ۱/۳۵، ۱۱/۱، ۲/۳ و ۱/۰۷ درصد نسبت به مدل MARS افزایش دهد. همچنین مدل Mp5-MT توانایی بیشتری در پیش‌بینی نتایج در مقایسه با مدل MARS-GSA از خود نشان داد که به عنوان مدل منتخب برای پیش‌بینی رفتارهای رئولوژیکی و مقاومت فشاری بتن خودتراکم معرفی می‌گردد.

کلمات کلیدی: بتن خودتراکم، ویژگی‌های رئولوژی، استحکام فشاری، یادگیری ماشین، الگوریتم بهینه‌سازی فراابتکاری.

بتن یکی از اساسیترین و پرمصرفترین مصالح در صنعت ساخت و ساز است و الزام به توسعه آن روز به روز افزایش می‌یابد. معرفی بتن خودتراکم (Self compacting concrete)، پیشرفت‌های تکنولوژیکی عظیمی را به دنبال داشته‌است. به عنوان مثال، با استفاده از بتن خودتراکم می‌توان زمان ساخت، هزینه و میزان سر و صدا در کارگاه‌های ساختمانی را کاهش داد. بتن خودتراکم، بتنی است که بدون نیاز به ویبره و متراکمسازی، فقط به واسطه وزن خود می‌تواند در داخل قالب جریان یابد و در یک فرآیند طبیعی آن را پر و از میان میلگردها و دیگر موانع موجود عبور کند.

لازم به ذکر است که برای دستیابی به تراکم کافی و پر نمودن فضای بین آرماتورها، بتن تازه باید هر دو حالت سیالیت بالا و چسبندگی خوب را به صورت هم‌زمان داشته باشد. در حقیقت وقتی بتن از چسبندگی بالا برخوردار نباشد، زمانی که بتن در نزدیک یک مانع جریان می‌یابد، سنگدانه‌های درشت ممکن است توسط مانع متوقف شده و شروع به بریدن ملات بتن نماید و جریان بتن را متوقف می‌نماید [۱]. روانی بتن یک فاکتور مهم برای قابلیت مناسب اجراست که پس از فراگیر شدن استفاده از آرماتور در بتن از اوایل قرن بیستم و لزوم استفاده از بتن با کارایی بالا مد نظر قرار گرفت. در بتن خودتراکم، فوق روان‌کننده و مواد پودری برای حصول کارایی بالا و گرانروی مناسب و عدم جداشدگی مهم است [۲]. فوق روان‌کننده‌ها نسل جدیدی از روان‌کننده‌ها هستند که می‌توانند با یک نسبت آب به سیمان، به طور چشمگیری کارپذیری و روانی ملات‌ها و بتن‌ها را افزایش دهند و یا در یک کارپذیری ثابت، به مقدار قابل ملاحظه‌ای، نسبت آب به سیمان را کاهش دهند که موجب تولید بتن با مقاومت بالا و کم‌شدن خزش می‌شود [۳]. فوق روان‌کننده‌ها از لحاظ ترکیب شیمیایی مواد تغلیظ شده فرمالدهید ملامین می‌باشند که این مواد دارای خاصیت کندگیرکنندگی نیز می‌باشند. در یک نسبت آب به سیمان معین، این خاصیت فوق روان‌کننده خواهد بود اسلامپ را از ۷۵ میلی‌متر به ۲۰۰ میلی‌متر افزایش دهد، در حالیکه مخلوط چسبندگی خود را حفظ کند [۴]. محققین مشاهده کرده‌اند که مصرف هم‌زمان ملامین و یا نفتالین با درصد بالای مصالح ریزدانه می‌تواند در اصلاح لزجت و روانی مؤثر باشد [۵].

با توجه به اینکه مصرف زیاد سیمان و فوق روان‌کننده، هزینه‌های زیادی را در پی داشته، استفاده از مواد پودری مکمل سیمان مثل متاکائولن به عنوان جایگزین درصدی از سیمان مورد توجه قرار گرفته‌است. استفاده از متاکائولن، مقاومت و پایداری بتن را در برابر حمله‌های شیمیایی، سولفات‌ها و انبساط‌های ناشی از واکنش‌های کلیایی سیلیکاتی و سیکل‌های یخ‌زدن و آب‌شدن افزایش می‌دهد. متاکائولن همچنین در برخی از خواص مکانیکی بتن شامل مقاومت فشاری، خواص کوتاه مدت و مقاومت خمشی مؤثر است. براساس تحقیقات انجام شده، استفاده از متاکائولن، ریزساختار، تخلخل، نفوذپذیری، مقاومت فشاری، مقاومت در برابر حمله سولفات بتن و دیگر خصوصیات مکانیکی و پایداری بتن را بهبود می‌بخشد [۶].

علاوه بر این، برخی راهکارها برای نسبت اختلاط بهینه بتن خودتراکم از قبیل کاهش نسبت سنگدانه به مواد سیمانی، افزایش مقدار خمیر پایه سیمانی با نسبت آب به سیمان مشخص، کنترل بزرگترین اندازه سنگدانه درشت پیشنهاد شده‌است. طرح اختلاط بتن را می‌توان به عنوان فرآیندی در نظر گرفت که تلاش می‌کند بتن اقتصادی با کارایی، مقاومت و دوام کافی را با انتخاب مناسب مواد متشکله و تعیین مقادیر نسبی آن‌ها تولید کند. تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که دامنه طرح اختلاط و مواد ترکیبی در انواع بتن خودتراکم بسیار گسترده بوده و محدوده وسیعی از مخلوط‌های مناسب بتن خودتراکم برای کاربردهای مختلف ارائه شده‌است [۷]. براساس طرح اولیه اصلی اکامورا و ازوا در حالت کلی سه روش برای تولید بتن خودتراکم (روش پودری، استفاده از فوق روان‌کننده و اصلاح ویسکوزیته و روش ترکیبی) وجود دارد [۸].

روش‌های متفاوتی، از جمله آزمایش جریان اسلامپ [۹]، قیف ۷، جعبه L و آزمایش مقاومت فشاری [۱۰] برای تست بتن تازه

خود متراکم پیشنهاد شده است. متأسفانه هیچ کدام از آن‌ها به تنهایی یا ترکیبی از آن‌ها نتوانسته است به طور جامع سه خاصیت کلیدی (توانایی جاری شدن در قالب، توانایی گذشتن آزادانه از بین آرماتورها و مقاومت در برابر جدا شدن از هم) این نوع بتن را به درستی اندازه‌گیری نماید.

علاوه بر این، در سالیان اخیر از مدل‌های داده مبنا و ترکیب این روش‌ها با الگوریتم‌های فرا ابتکاری برای ارزیابی خواص بتن استفاده شده است. بلالیا دوما و همکاران^۱ از روش رگرسیون اسپلاین چند متغیره تطبیقی برای تخمین مقاومت فشاری بتن خودتراکم با استفاده از داده‌های حاوی خاکستر بادی استفاده کردند [۱۱]. عمادی و مدنی شبکه عصبی مصنوعی، انفیس و ماشین بردار پشتیبان را برای تخمین مقاومت فشاری بتن غلتکی از سن نمونه، شن، ماسه، سیمان، آب و خاکستر بادی به کار بردند. نتایج نشان داده که مدل شبکه عصبی مصنوعی توانایی بیشتری در پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن غلتکی دارد [۵]. غنی زاده و همکاران، مقاومت فشاری بتن را با استفاده از روش سطح پاسخ پیش‌بینی کردند. نتایج اسن تحقیق نشان داد که برهمکنش میان سیمان و خرده آسفالت ریزدانه، برهمکنش میان درشتدانه طبیعی و زمان عملآوری، برهمکنش میان خرده آسفالت ریزدانه و زمان عملآوری و همچنین برهمکنش مجذور زمان عملآوری و مجذور دما نیز توانسته در پیش‌بینی مقادیر مقاومت فشاری تأثیرگذار است. علاوه بر این، مقاومت فشاری با افزایش مقدار سیمان افزایش خواهد یافت به طوری که با افزایش مقدار خرده آسفالت ریزدانه نرخ افزایش مقاومت کاهش می‌یابد. به علاوه کاهش مقدار خرده آسفالت ریزدانه یا افزایش زمان عملآوری در یک میزان درشتدانه طبیعی ثابت، افزایش مقاومت فشاری را در پی خواهد داشت. همچنین ملاحظه گردید که با افزایش درصد خرده آسفالت ریزدانه، تأثیر زمان عملآوری بر روی مقاومت فشاری کاهش می‌یابد [۱۲]. فتحی و همکاران در تحقیقی به پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن حاوی پوزولان به کمک شبکه‌ی عصبی مصنوعی و تحلیل رگرسیون پرداختند. ۸۰ نمونه با مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه مورد تحلیل قرار گرفته است. نتایج نشان داد که شبکه‌ی عصبی با الگوریتم لوبنبرگ مارکوارت، بهترین دقت و تحلیل رگرسیون و کمترین دقت را برای تعیین مقاومت فشاری بتن دارند [۱۳]. اشرفیان و همکاران، در تحقیقی قابلیت ابزار هوش مصنوعی در مدل‌های داده مبنا را با استفاده از دو روش مدل درخت و مارس جهت تخمین جریان اسلامپ در بتن خودتراکم حاوی متاکائولن بررسی کردند. ایشان با استفاده از قابلیت فرموله کردن این روش‌ها مدل‌های خطی و غیر خطی جهت برآورد جریان اسلامپ ارائه نمودند [۱۴]. طاهری امیری و همکاران (۱۳۹۸) با استفاده از روش بیان ژن (Gene Expression Programming) خواص و مصالح بتن حاوی خاکستر پوسته برنج را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد نتایج مدل‌سازی نشان داد که این روش قادر است با دقت ۹۰ درصد مقاومت فشاری را پیش‌بینی کند [۱۵].

گلوپسکی و اسزوستک^۲، یک مدل شبکه عصبی مصنوعی را برای ارزیابی طرح اختلاط بتن حاوی خرده آجر بازیافتی را با استفاده از معیار مقاومت فشاری ارائه دادند. در این مطالعه از پایگاه داده‌های شامل ۱۴۷ نتیجه برای آزمایش مقاومت فشاری برای مرحله آموزش و آزمون استفاده شده است [۱۶]. بهنود و همکاران، مقاومت فشاری بتن حاوی دوده سیلیس را با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی تخمین زدند. در این راستا، در این مطالعه از روش بهینه‌سازی چندهدفی گرگ‌های خاکستری برای اجرای مرحله آموزش استفاده شده است [۱۷]. احسانی و همکاران، به ارزیابی مقاومت فشاری بتن حاوی خاکستر بادی و دوده سیلیسی با استفاده از الگوریتم کلونی زنبور عسل مصنوعی پرداختند. در این مطالعه از ۷ متغیر به عنوان پارامترهای ورودی برای ارزیابی و پیش‌بینی مقاومت فشاری استفاده شده است [۱۸]. سادووسکی و همکاران^۳، یک مدل کمی بهینه برای مقاومت فشاری بتن سازگار با محیط زیست حاوی کوارتز معدنی ارائه دادند.

¹ Belalia Douma et al.

² Golewski & Szostak

³ Sadowski et al.

در این مطالعه، مقاومت فشاری بر مبنای شبکه عصبی مصنوعی با ۴ متغیر ورودی و ۹ لایه مخفی توسعه یافته است [۱۹]. سان و همکاران^۴، با استفاده از الگوریتم فرا ابتکاری کلونی زنبور عسل جمع شده با روش‌های رگرسیونی به بهینه‌سازی و تخمین مقادیر مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی حاوی دوده سیلیسی و خاکستر بادی پرداختند [۲۰]. آستریس و همکاران^۵، روش غیر خطی و غیر پارامتریک مارس و همچنین مدل درخت را برای پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن خودتراکم حاوی پوزولان متاکائولن به کار بردند. این مطالعه برای اولین بار اندازه بزرگ‌ترین سنگدانه را به عنوان ورودی در نظر گرفته و تحلیل کرده است [۲۱]. ده روسا و همکاران^۶، مقاومت فشاری ۱۰۰۰ نمونه بتن درجا را با استفاده از روش‌های هوشمند مختلف رگرسیونی درخت تصمیم، کرنلی و چندگانه مدل‌سازی کردند. متغیرهای بررسی شده در این تحقیق شامل سیمان، خاکستر بادی، شن، ماسه، آب، حجم هوا و افزودنی کاهنده آب می‌باشد [۲۲]. گل افشانی و همکاران، با به کارگیری پارامترهای طرح اختلاط، به پیش‌بینی مقاومت فشاری ۲۸ بتن بازیافتی و بتن پرتلند پرداختند. این تحقیق با ترکیب الگوریتم فراابتکاری گرگ خاکستری و روش‌های شبکه عصبی مصنوعی و انفیس مدل‌های بهینه‌شده رگرسیونی را ارائه می‌دهد [۲۳]. ستار و همکاران، مقاومت فشاری بتن ژئوپلیمر حاوی پوزولان‌های طبیعی را با استفاده از روش‌های شبکه عصبی مصنوعی و شبکه عصبی استنتاجی فازی مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد مدل توسعه داده شده روش عصبی استنتاجی فازی با میانگین خطای مطلق ۱/۶۵۵ مگاپاسکال عملکرد بهتری در مقایسه با شبکه عصبی با میانگین خطای مطلق ۱/۹۸۹ داشته است [۲۴]. جارادت و همکاران^۷، با استفاده از چند روش هوشمند مصنوعی رایج نظیر رگرسیون خطی، جنگل تصادفی، درخت تصمیم و ماشین بردار پشتیبان به مدل‌سازی مقاومت فشاری بتن خودتراکم پرداختند. آن‌ها در مطالعه خود، ابتدا با استفاده از طرح‌های اختلاط منتخب، تحلیل آزمایشگاهی از خواص مکانیکی این بتن نظیر تست اولتراسونیک و مقاومت فشاری در سنین ۱، ۷ و ۲۸ روزه انجام دادند. سپس طرح‌های اختلاط این مطالعه جهت مدل‌سازی وارد هر یک از مدل‌ها شدند و مدل برتر با توجه به مقادیر شاخص آماری خطا تعیین گردید [۲۵].

به صورت خلاصه می‌توان نتیجه گرفت که هنوز هیچ استاندارد جهانی برای طراحی اختلاط بتن خودتراکم وجود ندارد و بسیاری از مراکز علمی و شرکتهای ساخت بتن، از روش‌های ابتکاری خود در این زمینه استفاده می‌کنند. علاوه بر این، گستردگی مواد و مصالح مورد استفاده در این نوع بتن و پیچیدگی طرح اختلاط و متاثر بودن طرح اختلاط آن از پارامترهای مختلف و نیز یافتن روابط بین پارامترهای مختلف طرح اختلاط آن، باعث شده است تا ارائه مدلی برای طرح اختلاط بتن خودتراکم، امری ضروری به نظر برسد. بنابراین، در تحقیق حاضر، خواص بتن خودتراکم حاوی پوزولان با استفاده از روش‌های نوین با قابلیت فرموله کردن و ارائه روابط بهینه شامل ماشین بردار پشتیبانی (SVM)، رگرسیون اسپلاین چندمتغیره تطبیقی (MARS)، مدل درختی (MT) مدل‌سازی شده و مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد.

۲- روش‌های هوش مصنوعی

در این بخش تلاش می‌شود روش‌های هوش مصنوعی مورد استفاده در این تحقیق به صورت خلاصه تشریح شوند.

⁴ Sun et al.

⁵ Asteris et al.

⁶ DeRousseau et al.

⁷ Jaradat et al.

۱-۲- رگرسیون اسپلاین چند متغیره تطبیقی (MARS)

رگرسیون اسپلاین چندمتغیره تطبیقی یا مارس، روش رگرسیونی غیر خطی و ناپارامتریک است که اولین بار توسط فریدمن معرفی شد. مارس، پاسخ‌های غیرخطی را بین ورودی‌ها و خروجی یک سیستم به وسیله مجموعه‌ای از قطعه‌های خطی تکه‌ای (کثیرالجزءه‌های چند قطعه‌ای) با گرادین‌های متفاوت مدل‌سازی می‌کند. فرضی ثابت درباره رابطه تابعی اساسی بین متغیرهای ورودی و خروجی لازم نیست. نقاط انتهایی این قطعه‌ها، گره نامیده می‌شوند. گره، انتهای یک ناحیه از داده‌ها و ابتدای ناحیه‌ای دیگر از داده‌ها را مشخص می‌کند. منحنی‌های قطعه‌ای منتج (شناخته شده به عنوان توابع پایه)، انعطاف‌پذیری بیشتری را به مدل می‌دهند و نیز انحناها، آستانه‌ها و دیگر انحراف‌های حاصل از توابع خطی را در نظر می‌گیرند [۲۶]. روش مارس، توابع پایه را با جستجو به روش مرحله‌ای ایجاد می‌کند. الگوریتم رگرسیون انطباقی، برای انتخاب موقعیت‌های گره به کار می‌رود. مدل‌های مارس، به روش دو مرحله‌ای ایجاد می‌شوند. مرحله اول، توابع را جمع می‌بندند و گره‌های احتمالی را برای بهبود عملکرد می‌یابند، که به مدلی با برازش کامل می‌انجامد (مرحله مقدم). مرحله دوم، دربرگیرنده حذف کمترین جمله‌های حقیقی است (مرحله موخر). کدهای مورد استفاده در این روش از کد جکابسنز [۲۶] برای انجام تحلیل‌های ارائه شده در این پژوهش استفاده شد.

فرض کنیم y خروجی تعیین شده و $X = (X_1, \dots, X_p)$ ماتریس متغیرهای ورودی P باشد. پس فرض می‌شود که داده‌ها از مدل «حقیقی» مجهول به وجود می‌آیند. در مورد پاسخ پیوسته داریم:

$$y = f(X_1, \dots, X_p) + e = f(x) + e \quad (1)$$

که در آن e توزیع خطا است. مارس تابع f را با کاربرد توابع پایه (BFs) تقریب می‌زند. توابع پایه، کثیرالجزءه‌های چند قطعه‌ای (چندجمله‌ای‌های نرم)، شامل توابع خطی چندقطعه‌ای و توابع مکعبی چندقطعه‌ای هستند. با توجه به اینکه در این تحقیق، از توابع خطی چندقطعه‌ای استفاده شده‌است، در ادامه به توضیح این توابع پرداخته خواهد شد.

توابع خطی چند قطعه‌ای از نوع $\max(0, x - t)$ با یک گره واقع در مقدار t هستند. معادله $\max(\cdot)$ به معنای آن است که تنها بخش مثبت (\cdot) مورد استفاده قرار می‌گیرد، در غیر این صورت، مقدار آن صفر می‌شود.

$$\max(0, x - t) \begin{cases} x - t & \text{if } x \geq t \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (2)$$

$m\lambda$ مدل مارس، به عنوان ترکیب خطی BF ها و روابط متقابل آن‌ها ایجاد، و به صورت زیر بیان می‌شود:

$$f(x) = \beta_0 + \sum_{m=1}^M \beta_m \lambda_m(x) \quad (3)$$

، پارامتر هموارسازی نامیده می‌شود. هر $\lambda(X)$ تابعی پایه است و می‌تواند تابع کثیرالجزءه‌ای چندقطعه‌ای، یا حاصل ضرب دو تابع کثیرالجزءه‌ای چندقطعه‌ای یا بیشتر که پیش از این در مدل جا داشت، باشد (مرتبه‌های بالاتر می‌تواند مورد β استفاده قرار گیرد، هنگامی که داده‌ها آن را ایجاب کنند؛ برای سادگی، در این تحقیق حداکثر در مرتبه دوم فرض می‌شود). ضرایب ثابت هستند، و با استفاده از روش کوچکترین مربعات برآورد می‌شوند.

۲-۲- ماشین بردار پشتیبان (SVM)

ماشین بردار پشتیبان یک نوع الگوریتم داده‌کاوی است که تاکنون در زمینه‌های گوناگونی نظیر تشخیص چهره، بیو انفورماتیک، طبقه‌بندی متون و... مورد استفاده قرار گرفته‌است. مهم‌ترین کاربرد ماشین‌های بردار پشتیبان در طبقه‌بندی و خطی‌سازی داده‌ها است. این الگوریتم، برای اولین بار در مطالعه‌ی Cortes and Vapnik (۱۹۹۵) مطرح شد و سپس به‌طور قابل توجهی مورد توجه سایر محققین قرار گرفت [۲۷].

روش ماشین بردار پشتیبان از پرکاربردترین روش‌های یادگیری ماشینی است. اساس این روش تئوری یادگیری آماری وپنیک در دهه‌ی ۹۵ میلادی می‌باشد که توسط Cortes and Vapnik (۱۹۹۵) ارائه گردید [۲۷]. برای کمینه‌نمودن خطای پیش‌بینی در SVM از اصول کاهش ریسک ساختاری استفاده می‌شود. این در حالی است که روش‌هایی مانند انواع شبکه‌های عصبی مصنوعی از اصول کمینه سازی ریسک تجربی استفاده می‌کنند.

مشابه سایر روش‌های هوش مصنوعی، فرآیند ایجاد مدل ماشین بردار پشتیبان نیز شامل دو مرحله آموزش و آزمایش می‌باشد که پس از خاتمه‌ی فاز آموزش قابلیت تعمیم‌یابی مدل آموزش داده شده بر اساس داده‌های آزمایش مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. مبنای این روش بر انتقال متغیرهای مستقل به یک فضای فرضی چندبعدی با استفاده از توابع کرنل (kernel function) است. توابع خطی (Linear)، چند جمله‌ای (Polynomial)، گوس (Gaussian)، و تانژانت هایپربولیک (Tangent hyperbolic) از جمله بهترین کرنل‌های مورد استفاده در ساختار SVM است. در فضای چند بعدی می‌توان از یک رابطه خطی برای مرتبط کردن متغیر وابسته به متغیرهای مستقل استفاده کرد.

۳-۲- مدل درخت (MP5-MT)

درخت تصمیم یکی از ابزارهای قوی و متداول برای دسته‌بندی است که دارای یک ساختار شبیه به درخت است. درخت‌های تصمیم روشی برای نمایش یک سری از قوانین هستند که منتهی به یک رده یا مقدار می‌شوند. درخت‌های تصمیم به کمک جداسازی متوالی داده‌ها به یک سری گروه مجزا تشکیل شده و سعی می‌شود در فرآیند جداسازی، فاصله بین گروه‌ها افزایش یابد. ساختار یک مدل درختی شامل ریشه، گره‌های داخلی و برگ می‌باشد. از مدل‌های درخت تصمیم در حل بسیاری از مسائل طبقه‌بندی و رگرسیونی استفاده شده است [۲۸].

الگوریتم M5 رایجترین طبقه‌بندی استفاده شده در خانواده مدل تصمیم‌گیری درختی است که توسط دکا^۸ برای پیش‌بینی داده‌های پیوسته ارائه شد. مدل درختی M5 یک الگوریتم پیش‌بینی عددی است و گره‌های درخت با خواص بیشینه خطاهای مورد انتظاری که به عنوان تابعی از انحراف استاندارد پارامترهای خروجی می‌باشد، انتخاب می‌شوند. مدل M5 یک مدل درختی برای پیش‌بینی صفات عددی پیوسته است که در آن، توابع رگرسیونی خطی در برگ‌های این درخت ظاهر می‌گردند [۲۹]. این روش، یک مدل خطی چندمتغیره را برای داده‌ها در هر گره از مدل درختی می‌سازد. تشکیل ساختار مدل‌های درخت تصمیم‌گیری شامل مراحل ایجاد درخت و هرس کردن آن است که در مرحله تشکیل درخت، از یک الگوریتم استنتاجی یا معیار تقسیم (انشعاب) برای تولید یک درخت تصمیم استفاده می‌شود. معیار تقسیم برای الگوریتم مدل M5، انحراف معیار مقادیر هر کلاسی است که به عنوان کمیتی از خطا به یک گره می‌رسد و کاهش مورد انتظار در این خطا را به عنوان نتیجه آزمون هر صفت در آن گره محاسبه می‌نماید.

کاهش معیار (SDR) از معادلات (۴) و (۵) به دست می‌آید [۳۰].

$$SDR = sd(T) - \sum_i \frac{T_i}{|T|} \times sd(T_i) \quad (4)$$

$$sd(E) = \sqrt{\frac{1}{N} \left(\sum_{i=1}^N y_i^2 - \frac{1}{N} \left(\sum_{i=1}^N y_i \right)^2 \right)} \quad (5)$$

که در آن E بیانگر مجموعه‌ای از نمونه‌هاست که به گره می‌رسند، Sd بیانگر انحراف معیار، y_i مقدار عددی ویژگی هدف نمونه i ، N شماره داده‌ها و E_i بیانگر زیرمجموعه‌ای از نمونه‌هاست که i امین نتیجه تست پتانسیلی را دارند، می‌باشد. به دلیل فرآیند انشعاب، داده‌های قرار گرفته در گره‌های فرزند، انحراف معیار کمتری نسبت به گره مادر داشته و بنابراین خالص‌تر هستند. پس از حداکثرسازی

⁸ Deka

تمامی انشعابهای ممکن، M5 صفتی را انتخاب می‌کند که کاهش مورد انتظار را بیشینه نماید. این تقسیم بیشتر ساختار شبه درختی بزرگی را تشکیل می‌دهد که باعث بیشبرازش می‌گردد. برای غلبه بر مساله بیشبرازش، درخت تشکیل شده باید هرس شود. این کار با جایگزینی یک درخت فرعی با یک برگ انجام می‌شود. بنابراین، مرحله دوم در طراحی مدل درختی شامل هرس نمودن درخت رشد یافته و جایگزینی درختان فرعی با توابع رگرسیونی خطی است.

این تکنیک تولید مدل درختی، فضای پارامترهای ورودی را به نواحی یا زیر فضاهای کوچکتر تقسیم نموده و در هر کدام از آنها، یک مدل رگرسیونی خطی برازش می‌دهد. بعد از اینکه مدل خطی به دست آمد، برای کمینه کردن خطای تخمین با حذف کردن پارامترها، ساده‌سازی مدل انجام می‌شود. در مدل M5 از یک جستجوی حریصانه برای حذف متغیرهایی که مشارکت کمی در مدل دارند، استفاده می‌شود. البته گاهی اوقات همه متغیرها حذف شده و فقط یک مقدار ثابت باقی می‌ماند. به عنوان مثال اگر $X_1 > 2.5$ و $X_2 > 2$ باشند، آنگاه مدل سوم به فرم $Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$ مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۴-۲- الگوریتم جستجوی گرانش (GSA)

در الگوریتم جستجوی گرانشی، با شبیه‌سازی قوانینی شبیه به قانون گرانش و قوانین حرکت نیوتن در محیطی با زمان گسسته در فضای جستجو، بهینه‌یابی انجام می‌شود. طبق قانون گرانش، هر جرم، محل و وضعیت سایر اجرام را از طریق قانون جاذبه گرانشی درک می‌کند. بنابراین میتوان از این نیرو به عنوان ابزاری برای تبادل اطلاعات استفاده کرد. از بهینه‌یاب طراحی شده برای حل هر مسئله بهینه‌سازی که در آن هر جواب مسئله به صورت یک موقعیت در فضا قابل تعریف و میزان شباهت آن با سایر جواب‌های مسئله به صورت یک فاصله قابل بیان باشد، می‌توان استفاده کرد. میزان اجرام با توجه به تابع هدف تعیین می‌شوند. در قدم اول فضای سیستم مشخص می‌شود. محیط شامل یک دستگاه مختصات چند بعدی در فضای تعریف مسئله است که هر نقطه از فضا یک جواب مسئله است. عامل‌های جستجو کننده مجموعه‌ای از اجرام می‌باشند. هر جرم چهار مشخصه دارد: الف: موقعیت جرم، ب: جرم گرانشی فعال، ج: جرم گرانشی غیرفعال و د: جرم اینرسی. موقعیت جرم، نقطه‌ای در فضا است که جوابی از مسئله است. مقدار اجرام گرانشی و اینرسی، با توجه به برازندگی هر جرم تعیین می‌شوند. پس از تشکیل سیستم، قوانین حاکم بر آن مشخص می‌شوند. فرض می‌شود تنها قانون گرانش و قوانین حرکت حاکم می‌باشند.

۴-۲- معیارهای ارزیابی خطا برای مقایسه عملکرد مدل‌های هوشمند

برای مقایسه عملکرد مدل‌های ارائه شده در مراحل آموزش و تست، شاخصه‌ای آماری ضریب همبستگی (R)، ریشه میانگین مربعات خطا (RMSE)، میانگین خطای مطلق (MAE)، ضریب نش (NSE) و LMI استفاده می‌شود.

$$R = \frac{\sum_{i=1}^N (O_i - \bar{O})(P_i - \bar{P})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (O_i - \bar{O})^2 \sum_{i=1}^N (P_i - \bar{P})^2}} \quad (6)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (P_i - O_i)^2} \quad (7)$$

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^N |P_i - O_i|}{N} \quad (8)$$

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (Pi - Oi)^2}{\sum_{i=1}^N (Oi - \bar{O})^2} \quad (9)$$

$$LMI = 1 - \left[\frac{\sqrt{\sum_{i=1}^N |Pi - \bar{Pi}|}}{\sqrt{\sum_{i=1}^N |Oi - \bar{O}|}} \right] \quad (10)$$

که O_i مقدارهای مشاهده‌ای، P_i مقدارهای پیش‌بینی، \bar{O} میانگین داده‌های مشاهده‌ای، \bar{P} میانگین داده‌های پیش‌بینی و N تعداد داده‌ها می‌باشد.

۳- نتایج و بحث

در این قسمت، ابتدا داده‌های جمع‌آوری شده آزمایشگاهی شامل پارامترهای ورودی و خروجی مدل، نحوه پراکندگی و محدوده هر یک از طرح اختلاط و نتایج خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم تفسیر می‌شود. سپس، نحوه توسعه هر یک از مدل‌های مستقل SVM، Mp5-MT، MARS و مدل تلفیقی MARS-GSA برای پیش‌بینی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم حاوی پوزولان‌های معدنی پرداخته می‌شود. در نهایت عملکرد مدل‌ها بوسیله شاخص‌های آماری مختلف و آزمون‌های اعتبارسنجی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۳-۱- جمع‌آوری و تحلیل داده‌های آزمایشگاهی

محققان مختلفی خواص تازه و سخت‌شده بتن خودتراکم حاوی پوزولان‌های معدنی را اندازه‌گیری و در منابع علمی گزارش کرده‌اند. تحقیق حاضر این‌گونه داده‌ها را جمع‌آوری کرده و برای مدل‌سازی و پیش‌بینی متغیرهای مد نظر با استفاده از روش‌های هوش مصنوعی بکار می‌برد. ۲۰۶ سری داده آزمایشگاهی جهت مدل‌سازی از مقالات معتبر [۳۱-۵۲] جمع‌آوری شده که از کل داده‌ها به ترتیب ۷۵٪ و ۲۵٪ برای اجرای مراحل آموزش و تست در نظر گرفته می‌شود.

جدول (۱) مراجع مورد استفاده، سال انتشار و تعداد داده مورد استفاده از هر کدام را گزارش می‌کند. ذکر این نکته حائز اهمیت است تمامی داده‌های واقعی که از مراجع معتبر علمی جمع‌آوری شده‌اند برای اعتبارسنجی مدل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند (Dhiyaneshwaran et al. [42]; Bingöl & Tohumcu, [43]; Ranjbar et al. [44]; Krishnapal et al. [45]; Nepomuceno et al. [46]; Vivek & Dhinakaran, [47]; Tang et al. [48]; Gholhaki et al. [49]; De Belie et al. [50]; Hani et al. [51]; Nuruzzaman et al. [52])

جدول ۱. منابع داده‌های مورد استفاده برای توسعه مدل‌های پیشنهادی

ردیف	نویسنده	سال انتشار	تعداد داده	ردیف	نویسنده	سال انتشار	تعداد داده
۱	Gettu et al	۲۰۰۲	۲	۱۲	Dhiyaneshwaran et al.	۲۰۱۳	۶
۲	Patel	۲۰۰۳	۱۷	۱۳	Bingöl & Tohumcu	۲۰۱۳	۴
۳	Felekouglu et al.	۲۰۰۷	۵	۱۴	Ranjbar et al.	۲۰۱۷	۱۰
۴	Sahmaran et al.	۲۰۰۹	۹	۱۵	Krishnapal et al.	۲۰۱۳	۸
۵	Güneyisi & Gesoğlu	۲۰۰۹	۸	۱۶	Nepomuceno et al.	۲۰۱۴	۱۹
۶	Mahalingam & Nagamani	۲۰۱۱	۹	۱۷	Vivek & Dhinakaran	۲۰۱۷	۱۴
۷	Siddique et al.	۲۰۱۱	۵	۱۸	Tang et al.	۲۰۱۸	۴
۸	Uysal et al.	۲۰۱۱	۴	۱۹	Gholhaki et al.	۲۰۱۸	۱۰
۹	Siddique et al.	۲۰۱۲	۲۰	۲۰	De Belie et al.	۲۰۱۸	۱۳
۱۰	Muthupriya et al.	۲۰۱۲	۳	۲۱	Hani et al.	۲۰۱۸	۱۲
۱۱	Madandoust & Mousavi	۲۰۱۲	۱۴	۲۲	Nuruzzaman et al.	۲۰۲۰	۱۰

۲-۳- نحوه انتخاب پارامترهای بهینه برای توسعه مدل‌های هوشمند مصنوعی

انتخاب متغیرهای ورودی مناسب برای مدل‌های هوشمند مصنوعی و روش‌های داده‌کاوی تاثیر زیادی در عملکرد آن‌ها دارد. از این رو، بر اساس مشاهدات تجربی و مطالعات سایر محققان از جمله متغیرهای ورودی موثر در پیش‌بینی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم می‌توان به پارامترهای اثرگذار در طرح اختلاط نظیر سنگدانه، سیمان، آب و... اشاره کرد. جدای از این متغیرها، پارامترهای بدون بعد مانند نسبت آب به سیمان و یا نسبت درشتدانه به ریزدانه نیز می‌توانند بسته به طرح اختلاط و نوع بتن مورد مطالعه، اثرگذاری قابل توجهی داشته‌باشد.

هر چند روش‌های مختلفی برای انتخاب ویژگی وجود دارد، در تحقیق حاضر از روش ضریب مالو برای انتخاب ویژگی و کاهش ابعاد پارامترهای ورودی اثرگذار بر خروجی مسئله یعنی خواص تازه و سخت شده استفاده خواهد شد. این روش عملکرد موفقی در انتخاب تعداد کمتر از متغیرهای پیش‌بینی‌کننده برای کالیبره کردن مدل برتر، داشته‌است. مقدار ضریب مالو کم نشان‌دهنده یک انتخاب خوب از زیرمجموعه‌های پیش‌بینی‌کننده و همچنین یک مدل پیش‌بینی‌کننده قوی است.

برای انتخاب حالت ورودی بهینه برای توسعه مدل‌های هوش مصنوعی ۷ سناریو با چینش متفاوت حالات ورودی در نظر گرفته شد. در ادامه با استفاده از مقایسه آماره CP مالو و ضریب تبیین (R^2) در نرم‌افزار مینی تب ۲۰۱۷، نتایج بررسی و حالت ورودی بهینه برای آموزش مدل برگزیده شد (جدول). ذکر این نکته مهم است که یک مدل مبهم مدلی است که پیش‌بینی‌های مهمی را از داده و ضرایب رگرسیون متمایل به خطا و پیش‌بینی‌های آن را پاسخ می‌دهد. در یک کلام، آماره Cp Mallow اندازه این تمایل را برآورد می‌کند و پاسخ‌های پیش‌بینی شده را برای داشتن یک مدل مبهم نشان می‌دهد.

جدول ۲. سناریوهای پیش‌بینی‌شده برای انتخاب بهترین حالت ورودی برای توسعه مدل‌ها

شماره سناریو	تعداد ورودی	شرح سناریوها
سناریو اول	۴ ورودی	درشت دانه، ریزدانه، آب، چسباننده
سناریو دوم	۵ ورودی	درشت دانه، ریزدانه، آب، چسباننده، فوق روان کننده
سناریو سوم	۵ ورودی	سیمان، درشت دانه، ریزدانه، آب، فوق روان کننده
سناریو چهارم	۶ ورودی	پوزولان، نسبت آب به چسباننده، ریزدانه، درشتدانه، فوق روان کننده، چسباننده
سناریو پنجم	۷ ورودی	سیمان، آب، نسبت آب به چسباننده، ریزدانه، درشتدانه، فوق روان کننده، چسباننده
سناریو ششم	۴ ورودی	نسبت آب به سیمان، نسبت آب به چسباننده، نسبت درشتدانه به ریزدانه، فوق روان کننده
سناریو هفتم	۶ ورودی	سیمان، نسبت درشت دانه به ریزدانه، نسبت آب به سیمان، نسبت آب به چسباننده، فوق روان کننده، چسباننده

در (جدول) مقادیر آماره Cp Mallow و ضریب تبیین سناریوهای مختلف گزارش شده است. این مقادیر که به کمک نرم افزار مینی تب محاسبه شده‌اند برای انتخاب بهترین حالت ورودی قابل استناد هستند.

جدول ۳. نتایج بررسی سناریوها برای انتخاب بهترین حالت ورودی در نرم افزار مینی تب

شماره سناریو	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷
C _p mallow	۵۲/۱۸	۲۴/۱۲	۱۱/۸۲	۸/۶۳	۱۰/۲۲	۱۹/۴	۱۵/۴۲
R ²	۶۳/۱۰	۶۴/۱۲	۵۹/۵۰	۸۰/۸۵	۶۷/۴۹	۵۸/۶۶	۶۱/۳۱

این جدول نشان می‌دهد که سناریو شماره ۴ بهترین نتایج را براساس تحلیل آماری ارائه نموده است. با توجه به این بررسی خواص مکانیکی تازه و سخت شده بتن خودتراکم بر اساس رابطه (۱۱) به عنوان تابعی از متغیرهای پیش‌بین در سناریو ۴ مدل سازی می‌شود.

$$\text{Target} = f(B, \text{SCM}, W/B, CA, FA, SP) \quad (11)$$

۳-۳- تحلیل و بررسی داده‌های آزمایشگاهی جمع‌آوری شده

هدف اصلی در این پژوهش توسعه و تحلیل چهار مدل هوشمند مصنوعی مستقل و ترکیبی شامل، SVM، Mp5-MT، MARS و MARS-GSA در پیش‌بینی خواص مکانیکی تازه و سخت شده بتن خودتراکم حاوی پوزولان‌های معدنی می‌باشد. در اکثر مطالعات صورت گرفته، داده‌های آزمایشگاهی محدود به جغرافیای آن منطقه بوده اما مجموعه داده‌های جمع‌آوری شده در این مطالعه از کشورهای مختلف و جغرافیای وسیع‌تر می‌باشد. از این رو، به منظور ارزیابی داده‌های آزمایشگاهی مورد استفاده در پیش‌بینی خواص مکانیکی تازه و سخت شده بتن خودتراکم حاوی پوزولان‌های معدنی، محدوده، میانگین و انحراف معیار داده جمع‌آوری شده در (جدول) ارائه شده است.

جدول ۴. ارزیابی آماری پارامترهای مورد استفاده در پیش‌بینی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم

ورودی	واحد	انحراف معیار	میانگین	ماکزیمم	مینیمم
پوزولان (SCM)	Kg	40.54	34.33	272	0
چسباننده (B)	Kg	88.68	505.01	748	350
نسبت آب به چسباننده (W/B)	Kg	0.061	0.382	0.5	0.22
ریزدانه (FA)	Kg	97.06	864.94	1085	645
درشتدانه (CA)	Kg	137.19	768.07	1159	562
فوق روان کننده (SP)	mm	4.66	6.921	21.84	0.74
خروجی					
جریان اسلامپ (D)	mm	65.74	664.6	885	361
قیف (V-funnel) v	Sec	11.88	2.685	95.8	0.35
جعبه (L-box) L	-	5.662	9.586	47.9	2
مقاومت فشاری ۲۸ روزه (CS)	MPa	15.15	45.63	86.8	17

۳-۴- نتایج مدل‌سازی جهت پیش‌بینی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم

در این بخش نحوه آموزش و توسعه مدل‌های SVM، Mp5-MT، MARS و MARS-GSA پرداخته شده و عملکرد آن‌ها با شاخصه‌ای آماری مختلف مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۳-۴-۱- توسعه مدل ماشین بردار پشتیبان (SVM)

با توجه به اینکه مطالعات مربوط به استفاده از SVM نشان داده که کرنل گوسی در مقایسه با سایر کرنل‌ها برای مدل‌سازی پدیده‌های پیچیده عملکرد بهتری دارد (Keshtegar et al. 2020). از این رو در این تحقیق نیز از کرنل گوسی $k(x, x') = \exp\left(-\frac{1}{2\sigma^2} \|x - x'\|^2\right)$ بهره برده می‌شود. که X و X' به ترتیب داده‌ها و میانگین داده‌ها می‌باشند. همچنین σ پارامتر کرنل یا به عبارتی σ^2 واریانس داده می‌باشد. علاوه بر پارامترهای کرنل، ثوابت C و \mathcal{E} نیز بایستی به درستی تنظیم شوند تا مدل بتواند در مرحله‌ی آزمایش به خروجی مطلوب برسد. مشابه تحقیقات گذشته، مطالعه حاضر نیز این پارامترها بر اساس سعی و خطا تعیین می‌کند.

نتایج بدست آمده از سعی و خطا در (جدول) و (جدول) ارائه شده‌است. در این پژوهش با توجه به مطالعه تحقیقات پیشین، مقدار اثرگذاری پارامتر \mathcal{E} کم بوده و مقدار آن برای تمامی متغیرهای هدف برابر $0/0001$ در نظر گرفته شده‌است. برای انتخاب C و σ بهینه ابتدا σ ثابت و برابر $0/1$ و پارامتر C با 7 مقدار در بازه 10 الی 700 مقداردهی شد تا بهترین مقدار آن پس از آزمون سعی و خطا بدست آید. سپس این کار را بالعکس برای انجام می‌دهیم.

جدول ۵. تعیین پارامتر C مدل SVM با آزمون و خطا برای مدل‌سازی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم

پارامتر C								شاخص خطا	متغیر هدف
۷۰۰	۶۰۰	۵۰۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۱۰		
۰/۴۲	۰/۴۸	۰/۵۱	۰/۵۲	۰/۴۲	۰/۳۴	۰/۲۵	۰/۱۱	R	جریان اسلامپ
۱۷۶/۵۴	۱۹۳/۰۲	۱۴۶/۴۲	۱۲۱/۳۴	۱۸۲/۹۲	۲۳۶/۲۱	۴۲۱/۲۴	۶۱۸/۷۵	RMSE	
۲۱۵/۴۲	۱۵۷/۱۱	۱۰۵/۲۲	۷۹/۲۸	۲۱۸/۷۸	۲۳۵/۶۵	۳۴۶/۱۸	۴۸۶/۴۲۱	MAE	
۰/۱۸	۰/۲۸	۰/۲۴	۰/۲۷	۰/۳۴	۰/۴۵	۰/۲۸	۰/۲۳	R	جعبه L
۳/۴۱۷	۱/۵۸۴	۲/۶۲۵	۱/۷۵۸	۱/۰۵۸	۰/۵۶۲	۱/۸۶۲	۲/۳۱۵	RMSE	
۲/۵۱۵	۱/۰۵۷	۲/۳۱۲	۱/۲۱۹	۰/۵۶۸	۰/۳۹۱	۱/۲۱۴	۲/۱۱۷	MAE	
۰/۱۴	۰/۲۲	۰/۲۲	۰/۲۷	۰/۲۵	۰/۲۸	۰/۱۵	۰/۰۵	R	قیف V
۱۲/۳۱۵	۹/۶۲۷	۱۰/۶۲۱	۷/۲۱۲	۹/۶۲۱	۶/۶۲۴	۱۱/۶۲۴	۱۹/۲۷۸	RMSE	
۱۱/۱۰۵	۸/۶۵۶	۸/۷۹۲	۶/۳۱۳	۷/۶۵۱	۵/۲۴۴	۱۰/۶۲۸	۱۷/۲۱۷	MAE	
۰/۳۲	۰/۴۴	۰/۵۳	۰/۴۸	۰/۳۸	۰/۴۶	۰/۳۸	۰/۳۴	R	مقاومت فشاری
۱۳/۶۲۴	۱۱/۵۲۱	۹/۸۲۱	۹/۹۲۵	۱۱/۵۸۷	۱۰/۱۶۲	۱۰/۹۲۸	۱۲/۰۵۸	RMSE	
۱۲/۹۶۸	۹/۲۵۸	۸/۱۱۴	۹/۰۲۵	۱۰/۱۲۵	۹/۶۲۸	۱۰/۶۲۱	۱۱/۶۲۱	MAE	

جدول ۶. تعیین پارامتر σ مدل SVM با آزمون و خطا برای مدل‌سازی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم

پارامتر σ							شاخص خطا	متغیر هدف
7/0	6/0	5/0	4/0	3/0	2/0	1/0		
63/0	65/0	71/0	67/0	59/0	15/0	11/0	R	جریان اسلامپ
27/92	62/86	29/49	56/61	42/108	62/158	19/218	RMSE	
32/89	11/48	65/42	44/53	37/89	64/116	92/156	MAE	
39/0	42/0	58/0	61/0	62/0	59/0	56/0	R	جعبه L
628/0	268/0	121/0	092/0	077/0	114/0	189/0	RMSE	
462/0	158/0	92/0	076/0	064/0	105/0	125/0	MAE	
29/0	26/0	32/0	39/0	39/0	35/0	24/0	R	قیف V
824/6	625/6	632/5	925/3	521/3	248/4	258/6	RMSE	
338/5	625/5	225/4	259/2	924/2	117/4	358/5	MAE	
76/0	88/0	73/0	58/0	51/0	62/0	42/0	R	مقاومت فشاری
634/8	611/7	592/9	625/12	55/13	358/11	462/15	RMSE	
22/7	219/6	928/8	175/11	257/11	528/10	624/12	MAE	

مقادیر بهینه پارامترهای مدل SVM با کرنل 'گوسی' برای پیش‌بینی متغیرهای هدف مختلف در (جدول) ارائه شده‌است.

جدول ۷. مقادیر بهینه پارامترهای کرنل گوسی، ثوابت c و مربوط به مدل SVM

متغیر هدف	σ	ϵ	c
جریان اسلامپ	5/0	0001/0	400
جعبه L	3/0	0001/0	200
قیف V	3/0	0001/0	200
مقاومت فشاری	6/0	0001/0	500

۳-۴-۲- توسعه مدل درخت پشتیبان (Mp5-MT)

معیارهای مختلفی می‌توانند در فاز پیش‌بینی بر فرآیند مدل‌سازی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم با استفاده از مدل درخت تصمیم Mp5-MT تاثیرگذار باشند، یکی از عوامل مهم و اثرگذاری که در این بخش باید مورد بررسی قرار گیرد، تعیین پارامترهای درون شبکه این روش هوشمند پایه درختی می‌باشد. ابتدا باید داده‌های آزمایشگاهی جمع‌آوری شده به دو گروه آموزش و تست در درصدهای هر یک به ترتیب ۷۵ و ۲۵ درصد می‌باشد، تقسیم شده و پارامترهای درون شبکه را مانند روش SVM با آزمون سعی و خطا تعیین نمود. برای پیاده‌سازی این درخت تصمیم می‌توان از نرم‌افزارهای مانند WEKA، MATLAB، و Rapidminer استفاده نمود. پارامترهای درون شبکه روش Mp5-MT شامل اندازه دسته، کمترین تعداد نمونه‌ها در هر برگ، تعداد موقعیت‌ها و وضعیت هرس کردن میباشند که با ایجاد تغییرات در این پارامترها، ممکن است مقادیر پیش‌بینی و دقت مدل‌سازی‌ها افزایش و یا کاهش یابند. در این پژوهش، (جدول) نشان‌دهنده مقادیر هر یک از پارامترها می‌باشد که برای هر ۴ متغیر هدف یعنی خواص تازه و سخت‌شده بتن خودتراکم یکسان در نظر گرفته شده‌است.

جدول ۸. قادر اختصاص داده شده به پارامترهای درون شبکه مدل درخت تصمیم

پارامترهای مدل	اندازه دسته	کمترین تعداد نمونه‌ها در هر برگ	تعداد موقعیت‌ها	وضعیت هرس کردن
مقادیر	۱۰۰	۲	۴	بله

۳-۴-۳- رگرسیون اسپلاین چند متغیره تطبیقی (MARS)

(جدول) جزییات تحلیلی روش مارس شامل نوع تابع پایه مورد استفاده، تعداد آن‌ها و بیشترین مقدار عکس‌العمل هر تابع را با استفاده از تکنیک سعی و خطا بررسی کرده‌است. برازش در هر تابع پایه بصورت جداگانه صورت پذیرفته و مدل مربوط به این برازش برای هر یک از خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم ارائه شده‌است. مارس به لحاظ محاسباتی، در پیدا کردن مدل بهینه کارآمدتر است، چرا که در اصل با برازش رگرسیون‌های خطی، مدل‌های قابل انعطاف می‌سازد و مدل را با تقسیم به شیب‌های جداگانه در فاصله‌های مشخص متغیرهای ورودی تقریب می‌زند. متغیرها و محل‌های گره برای هر متغیر، از طریق روش جست‌وجوی سریع اما متمرکز تعیین می‌شوند. همچنین انتخاب مقدم و روش حذفی موخر، به عنوان تضمین‌کننده مدل بهینه تشخیص داده می‌شود. صرف‌نظر از توانایی کمک به برآورد متغیرهای ورودی، مزیت دیگر مارس سرعت همگرایی آن است که در زمان پردازش آن مشهود است.

جدول ۹. جزئیات روش مارس برای پیش‌بینی خواص تازه و سخت‌شده بتن خودتراکم

خروجی مدل	D	L-Box	V-funnel	CS
نوع توابع پایه	چند تکه‌ای خطی	چند تکه‌ای خطی	چند تکه‌ای خطی	چند تکه‌ای خطی
تعداد توابع پایه	۱۵	۲۴	۱۸	۲۰
بیشترین مقدار عکس‌العمل	۳	۳	۳	۳
پارامتر جریمه	۱	۱	۱	۱
GCV	۱۸۲۰/۱	۰/۰۰۳	۶/۹۷	۲۳/۷۴

۴-۴-۳- توسعه مدل MARS بهبود یافته با الگوریتم GSA

در این مطالعه از الگوریتم فراابتکاری GSA برای تعیین مقادیر بهینه پارامترهای درون مدل مارس و بهبود عملکرد آن استفاده شده‌است. در این تحقیق، سه متغیر تصمیم‌گیر مدل مارس شامل تعداد توابع پایه، بیشترین مقدار عکس‌العمل و پارامتر جریمه که با استفاده از روش کمترین مربعات خطا در مارس برآورد می‌شود، با پیاده‌سازی الگوریتم‌های پیشنهادی و کمینه‌کردن خطاها بدست آمده است.

در این مطالعه تعداد تکرار (max iteration) ۱۰-۱۰۰۰ و تعداد جواب تولید شده (n population) ۱۰-۱۰۰ مورد بررسی قرار گرفته‌است. در (جدول) مقادیر پارامترهای بهینه الگوریتم پیشنهادی GSA برای بهبود عملکرد مدل مارس ارائه شده‌است. (جدول) روند و گام‌های یافتن مقادیر بهینه پارامترهای درون شبکه مدل مارس را با استفاده از الگوریتم GSA برای مدل‌سازی و پیش‌بینی هر یک از خواص تازه و سخت‌شده بتن خودتراکم را در این مطالعه نمایش داده‌است.

جدول ۱۰. شبه کد الگوریتم جستجوی گرانشی

۱. مقداردهی اولیه به متغیرها
۲. مقداردهی اولیه به عامل‌ها بصورت تصادفی
۳. تا زمانیکه شرایط نهایی برآورده نشده است مراحل زیر انجام شود
۴. ارزیابی شایستگی عامل‌ها
۵. محاسبه M برای هر عامل
۶. به روزرسانی عامل‌های K, G, K_{best}
۷. محاسبه شتاب وارده به هر عامل
۸. محاسبه سرعت هر عامل
۹. به روزرسانی موقعیت هر عامل
۱۰. برگرداندن بهترین راه حل پیدا شده

جدول ۱۱. مقادیر پارامترهای بهینه الگوریتم جستجوی گرانش

پارامتر	مقدار
متغییر تصمیم گیری	3
تعداد جواب تولید شده	30
جرم اینرسی	20
ثابت گرانش	100
تعداد تکرار	1000

(جدول) جزییات تحلیلی مدل MARS-GSA را بررسی و روابط مربوط به هر برازش را به صورت جداگانه ارائه نموده‌است.

جدول ۱۲. جزییات روش مارس توسعه یافته برای پیش‌بینی خواص تازه و سخت‌شده بتن خودتراکم

خروجی مدل	D	L-Box	V-funnel	CS
نوع توابع پایه	چند تکه‌ای خطی	چند تکه‌ای خطی	چند تکه‌ای خطی	چند تکه‌ای خطی
تعداد توابع پایه	21	22	15	22
بیشترین مقدار عکس العمل	4	2	3	3
پارامتر جریمه	2	4	1	2
GCV	1/1820	003/0	97/6	74/23

۵-۳- مقایسه مدل‌های پیش‌بین برای تخمین خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم

در این بخش عملکرد مدل‌های هوش مصنوعی پیشنهادی (ماشینهای بردار پشتیبان، مدل درخت تصمیم، مارس و همچنین مدل مارس بر پایه الگوریتم جستجوی گرانش) در پیش‌بینی خواص تازه و سخت‌شده بتن خودتراکم (جریان اسلامپ، جعبه L، کیف V و مقاومت فشاری) با استفاده شاخصه‌های آماری خطا، نمودارهای پراکندگی و دیگر نمودارهای بصری مقایسه می‌شود

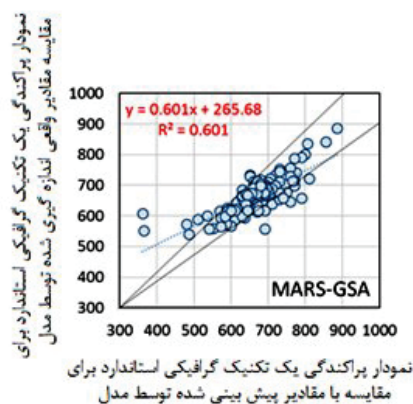
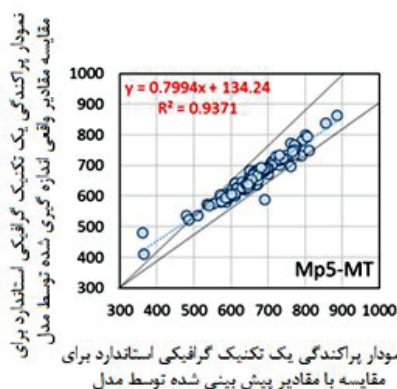
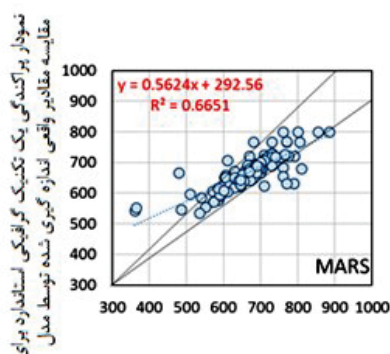
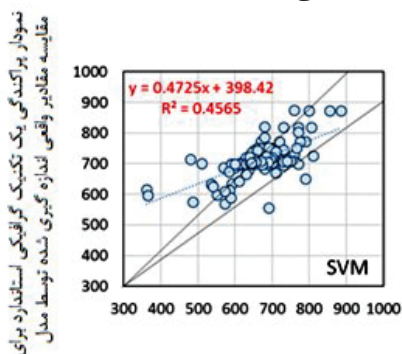
۵-۳-۱- نتایج مدل‌های پیش‌بین برای جریان اسلامپ (D)

نتایج بدست آمده از مدل‌سازی و پیش‌بینی جریان اسلامپ بتن خودتراکم با استفاده از روش‌های هوش مصنوعی مختلف در (جدول) آورده شده‌است. در این جدول، مقادیر هر یک از شاخصه‌های آماری خطا در مراحل آموزش و تست آورده شده‌است. مطابق جدول زیر، ضریب همبستگی (R) در مرحله آموزش برای مدل ماشینهای بردار پشتیبان، مدل درخت و رگرسیون اسپلاین چند متغیره تطبیقی به ترتیب ۰/۶۸، ۰/۹۷ و ۰/۸۲ می‌باشد. همچنین مقدار شاخص آماری RMSE برای مدل پیشنهادی، SVM، Mp5-MT و MARS در این مرحله به ترتیب ۰/۷۰/۵۴، ۲۰/۵۱ و ۴۲/۱۳ حاصل گردیده‌است. زمانی که پارامترهای مدل مارس با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی جستجوی گرانش ترکیب شد دقت مدل ترکیبی نسبت به مدل مارس مستقل در ترم R و NSE به میزان ۷/۳ و ۸/۱ درصد افزایش یافت.

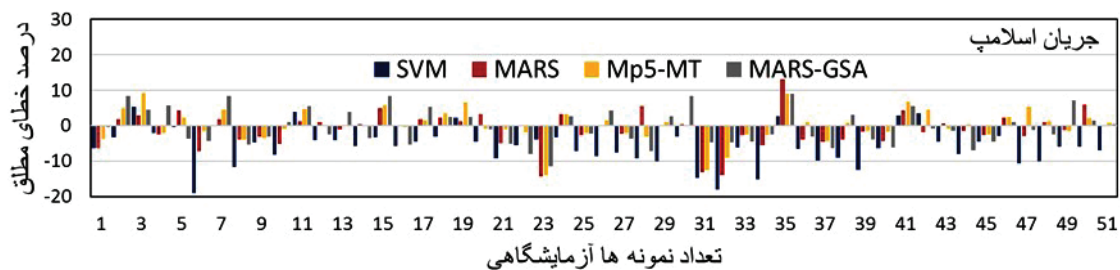
جدول ۱۳. ارزیابی عملکرد مدل‌های پیشنهادی برای پیش‌بینی جریان اسلامپ

مدل‌ها	مرحله آموزش				
	R	NSE	RMSE	MAE	LMI
SVM	0.68	0.02	70.54	57.00	0.16
MARS	0.82	0.65	42.13	21.20	0.57
Mp5-MT	0.97	0.92	20.51	12.13	0.75
MARS-GSA	0.88	0.70	34.91	20.28	0.68
مدل‌ها	مرحله آزمایش				
	R	NSE	RMSE	MAE	LMI
SVM	0.71	0.17	49.29	42.65	0.11
MARS	0.74	0.53	31.35	22.89	0.40
Mp5-MT	0.78	0.61	28.61	20.88	0.46
MARS-GSA	0.75	0.54	30.16	20.39	0.42

شکل به ترتیب مقادیر جریان اسلامپ بتن خودتراکم واقعی و پیش‌بینی شده نظیر آن در مرحله آموزش و درصد خطای مطلق توسط مدل پیشنهادی SVM، Mp5-MT، MARS و MARS-GSA را نشان می‌دهد. در یک مقایسه‌ی کیفی، بیشتر جریان اسلامپ در روش مدل درخت شکل (۱) بر روی خط نیمساز متمرکز هستند و فقط تعداد اندکی از این نقاط خارج از منطقه تمرکز می‌باشند اما در روش‌های دیگر پراکندگی داده‌ها از خط نیمساز مشخصتر می‌باشد. علت این پراکندگی در روش مدل درخت به ساختار دسته‌بندی این روش در پیش‌بینی جریان اسلامپ بتن خودتراکم می‌باشد. همچنین، بهکارگیری الگوریتم GSA باعث تقویت مدل مارس مستقل شده و در شکل (۲) به وضوح قابل مشاهده است که درصد خطای مطلق این روش ترکیبی نسبت به روش مارس مستقل کاهش داشته‌است.



شکل ۱. نمودار پراکندگی مقادیر جریان اسلامپ در مرحله آموزش برای مدل‌های پیشنهادی



شکل ۲. نمودار درصد خطای مطلق مدل‌های مستقل و ترکیبی در پیش‌بینی جریان اسلامپ بتن خودتراکم

۲-۵-۳- نتایج مدل‌های پیش‌بین برای جعبه L (L-box)

عملکرد هر یک از مدل‌های هوشمند MARS، Mp5-MT، SVM و MARS-GSA جهت تخمین مشخصه جعبه L بتن خودتراکم در (جدول ۱۴) ارائه شده است. بر این اساس، اگرچه مدل درخت در مرحله آموزش دارای عملکرد بهتری از معیارهای دقت و خطا داشته است، اما این روش مARS بر پایه الگوریتم جستجوی گرانش بوده است که توانسته است در مرحله آزمایش (تست) نتیجه و عملکرد بهتری نسبت به روش مدل درخت و دیگر روش‌های هوشمند مصنوعی داشته باشد.

جدول ۱۴. ارزیابی عملکرد مدل‌های پیشنهادی برای مدل‌سازی جعبه L

مدل‌ها	مرحله آموزش				
	R	NSE	RMSE	MAE	LMI
SVM	0.64	0.17	0.08	0.06	0.07
MARS	0.73	0.51	0.06	0.03	0.57
Mp5-MT	0.96	0.89	0.03	0.02	0.69
MARS-GSA	0.82	0.68	0.05	0.04	0.42
مدل‌ها	مرحله آزمایش				
	R	NSE	RMSE	MAE	LMI
SVM	0.63	0.18	0.08	0.06	0.01
MARS	0.72	0.47	0.06	0.05	0.15
Mp5-MT	0.79	0.59	0.05	0.04	0.35
MARS-GSA	0.80	0.64	0.05	0.04	0.36

بر اساس جدول (۱۴)، شاخصه‌های خطای RMSE و MAE در مرحله آموزش برای مدل MARS-GSA نسبت به روش MARS به ترتیب ۱۴ و ۲۱ درصد در پیش‌بینی خواص رئولوژی، جعبه L، بتن خودتراکم کاهش داشته است. همچنین شاخص LMI که نشان‌دهنده میزان دقت مطلق بدون در نظر گرفتن مقادیر پرت می‌باشد برای این روش ۰/۳۶ بدست آمده است که نسبت به دیگر روش‌های هوشمند نظیر MARS، SVM (01/0) و Mp5-MT (35/0) بیشتر و نشانگر دقت به نسبت بالای این روش است.

نمودارهای پراکندگی هر یک از مدل‌های هوشمند MARS، Mp5-MT، SVM و MARS-GSA نیز در (شکل ۳) نشان

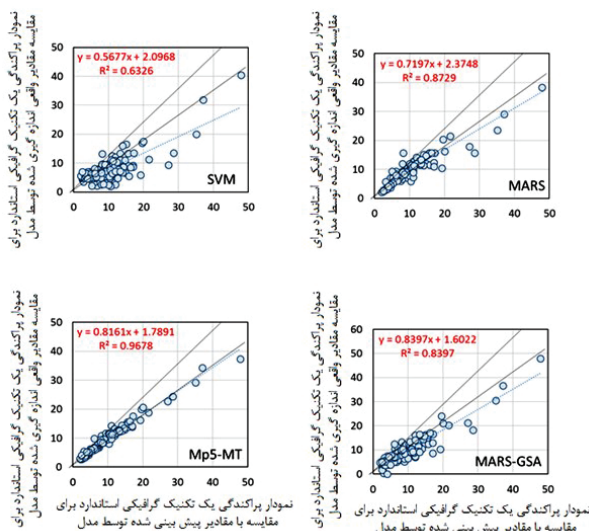
بتن مورد استفاده قرار می‌گیرد، با استفاده از روش‌های هوشمند مصنوعی مستقل مانند ماشین‌های بردار پشتیبان، مدل درخت تصمیم، مارس و همچنین مدل مارس بر پایه الگوریتم جستجوی گرانث در (جدول ۱۵) آورده شده‌است. در این جدول، مقادیر هر یک از شاخص‌های آماری خطا در مراحل آموزش و تست آورده شده‌است.

بر اساس این جدول، در مرحله تست، دقت مدل MARS-GSA نسبت به مدل MARS مستقل که پارامترهای درون شبکه آن با سعی و خطا بدست آمده‌است، در شاخص‌های دقت NSE و LMI به ترتیب با مقادیر ۱۰ و ۲۹ درصد افزایش داشته و مقادیر شاخص خطای این مدل در پیش‌بینی پارامتر قیف V بتن خودتراکم در ترم RMSE و MAE به ترتیب ۱/۴۹ و ۱/۲۵ بدست آمده‌است. همچنان نقطه قوت روش Mp5-MT دقت بالای مدل در پیش‌بینی متغیر هدف و ضعف این مدل، افت عملکرد در مرحله آزمایش و یا تست می‌باشد که در پیش‌بینی پارامتر قیف V دوباره تکرار شده‌است.

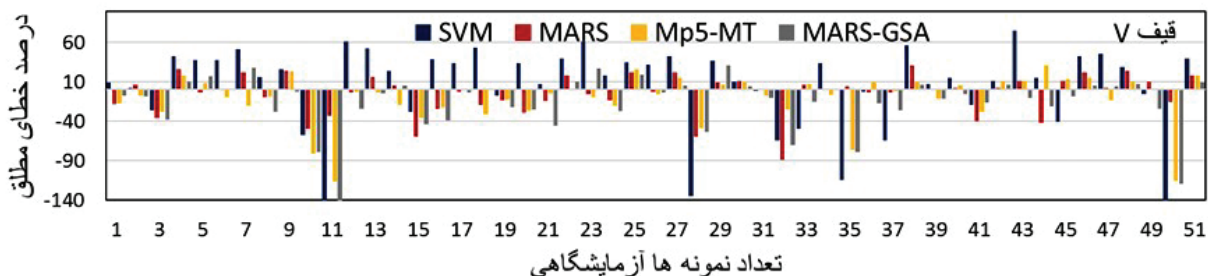
جدول ۱۵. ارزیابی عملکرد مدل‌های پیشنهادی برای مدل‌سازی قیف V

مدل‌ها	مرحله آموزش				
	R	NSE	RMSE	MAE	LMI
SVM	0.80	0.50	4.40	3.21	0.18
MARS	0.93	0.84	2.47	1.13	0.71
Mp5-MT	0.98	0.94	1.47	0.84	0.79
MARS-GSA	0.92	0.84	2.48	1.85	0.53
مدل‌ها	مرحله آزمایش				
R	NSE	RMSE	MAE	LMI	
SVM	0.39	-0.18	3.52	2.92	-0.09
MARS	0.84	0.71	1.75	1.32	0.51
Mp5-MT	0.86	0.73	1.61	1.28	0.52
MARS-GSA	0.89	0.78	1.49	1.25	0.66

نمودارهای پراکندگی (شکل ۵) و درصد خطای مطلق (شکل ۶) نیز همانند بخش قبلی، قدرت مدل‌سازی روش Mp5-MT در مرحله آموزش و ضعف روش SVM با در نظر گرفتن پراکندگی قابل توجه این مدل در پیش‌بینی پارامتر قیف V بتن خودتراکم می‌باشد.



شکل ۵. نمودار پراکندگی مقادیر قیف V در مرحله آموزش برای مدل‌های پیشنهادی



شکل ۶. نمودار درصد خطای مطلق مدل‌های مستقل و ترکیبی در پیش‌بینی قیف V بتن خودتراکم

۴-۵-۳- نتایج مدل‌های پیش‌بین برای مقاومت فشاری (CS)

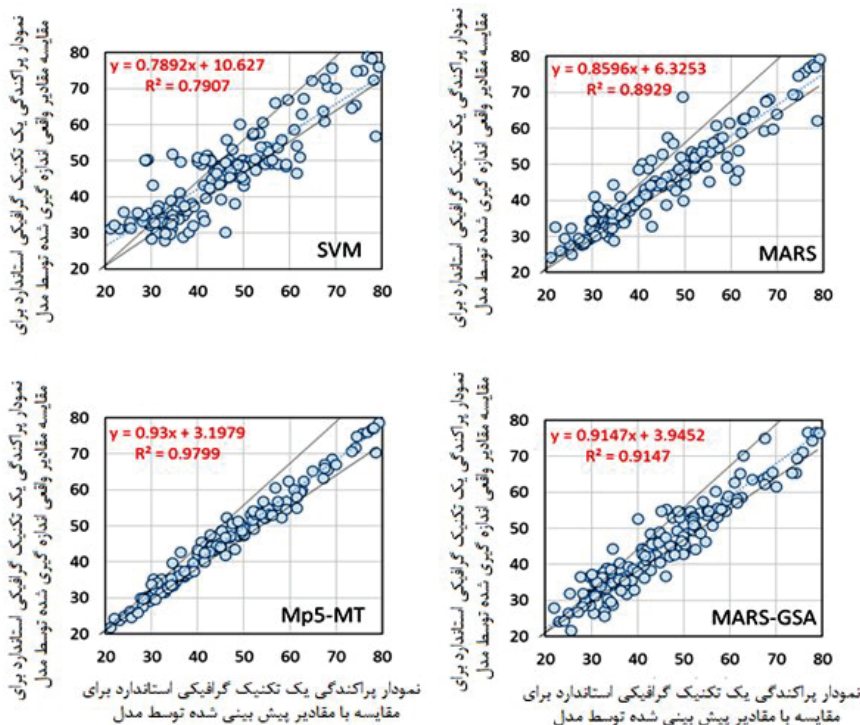
نتایج بدست آمده از مدل‌سازی و پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن خودتراکم با استفاده از مدل‌های هوشمند SVM، Mp5-MT، MARS و MARS-GSA (جدول ل ۱۶) آورده شده‌است. در این جدول، مقادیر هر یک از شاخص‌های آماری خطا نظیر R، RMSE، NSE، MAE، LMI در مراحل آموزش و تست آورده شده‌است. در این تحقیق شاخص آماری R برای مدل‌های هوشمند SVM، Mp5-MT، MARS و MARS-GSA در مرحله تست به ترتیب ۰/۸۹، ۰/۹۳، ۰/۹۳ و ۰/۹۳ و پارامتر خطای NSE برای مدل‌های مذکور به ترتیب ۰/۷۸، ۰/۸۶، ۰/۸۶ و ۰/۸۶ تعیین گردید. پس با داشتن تنها شاخص‌های آماری خطا با معیار دقت به نوعی نمی‌توان مدل برتر را تعیین نمود. پس در این تحقیق با استفاده از شاخص‌های آماری نظیر RMSE و MAE می‌توان مدل برتر در پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن خودتراکم را تعیین نمود. به این ترتیب، روش MARS-GSA در مرحله تست با داشتن مقادیر کمتر خطا در ترم RMSE و MAE، از عملکرد بهتری نسبت به سایر روش‌های پیشنهادی بوده‌است.

جدول ۱۶. ارزیابی عملکرد مدل‌های پیشنهادی برای مدل‌سازی مقاومت فشاری

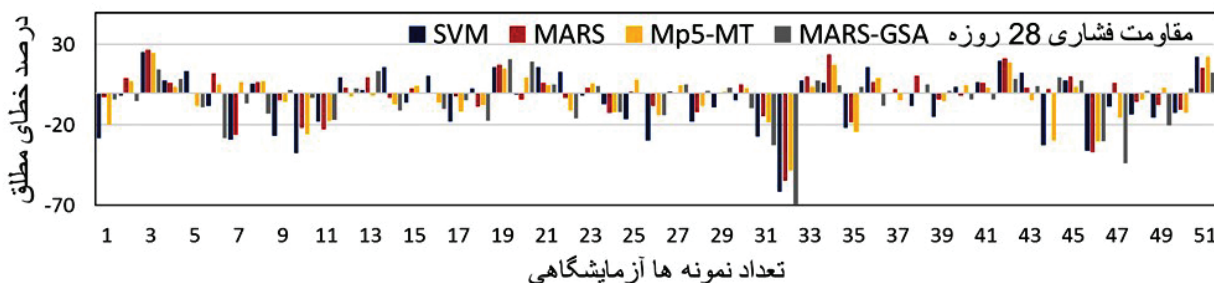
مدل‌ها	مرحله آموزش				
	R	NSE	RMSE	MAE	LMI
SVM	0.89	0.79	6.82	5.15	0.57
MARS	0.94	0.89	4.85	2.90	0.76
Mp5-MT	0.99	0.98	2.22	1.61	0.87
MARS-GSA	0.96	0.91	4.31	3.52	0.71
مدل‌ها	مرحله آزمایش				
	R	NSE	RMSE	MAE	LMI
SVM	0.89	0.78	7.61	6.22	0.53
MARS	0.93	0.86	6.08	4.69	0.64
Mp5-MT	0.93	0.86	6.07	4.62	0.65
MARS-GSA	0.93	0.86	6.02	4.51	0.69

در یک مقایسه کیفی، بیشتر مقادیر مقاومت فشاری در روش ماشین‌های بردار پشتیبان در (شکل ۷) خارج از خط نیمساز متمرکز هستند و فقط تعداد اندکی از این نقاط بر روی این منطقه تمرکز می‌باشند اما در دو روش Mp5-MT و MARS-GSA تمرکز

داده‌ها بر روی خط نیمساز مشخص می‌باشد که نشان دهنده دقت هر یک از این مدل‌ها در پیش‌بینی و آموزش شبکه‌ها می‌باشد. در بخش تست، با توجه به نتایج بدست آمده از مقدار خطای مطلق در (شکل ۸) شکل، این‌طور برآورد می‌شود که روش MARS-GSA دارای خطای کمتری در هر یک از پیش‌بینی‌ها از مقاومت فشاری بتن خودتراکم بوده‌است که دلیل اصلی و عمده این موضوع استفاده از الگوریتم جستجوی گرانش می‌باشد که کمک‌کننده مشهودی در پیدا کردن مقادیر بهینه پارامترهای درون شبکه مدل مارس داشته‌است.



شکل ۷. نمودار پراکندگی مقادیر مقاومت فشاری در مرحله آموزش برای مدل‌های پیشنهادی



شکل ۸. نمودار درصد خطای مطلق مدل‌های مستقل و ترکیبی در پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن خودتراکم

مدل‌های هوش مصنوعی پیشنهادی با تعداد زیادی داده واقعی که در مراجع برای خواص بتن خودتراکم واقعی گزارش شده است (Dhiyaneshwaran et al. [42]; Bingöl & Tohumcu, [43]; Ranjbar et al. [44]; Krishnapal et al. [45]; Nepomuceno et al. [46]; Vivek & Dhinakaran, [47]; Tang et al. [48]; Gholhaki et al. [49]; De Belie et al. [50]; Hani et al. [51]; Nuruzzaman et al. [52]) مورد ارزیابی قرار گرفته است و با دقت قابل قبولی آن‌ها را پیش‌بینی می‌کند بنابراین اعتبار مدل مورد تایید است.

۴- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر برای مدل سازی خواص رئولوژی بتن خودتراکم نظیر کارایی، تعیین قابلیت پرکنندگی، قابلیت عبور بتن به ترتیب از آزمایش های جریان اسلامپ، قیف V و جعبه L و همچنین خواص مکانیکی سخت شده این نوع بتن نظیر مقاومت فشاری از روش های SVM، MARS، Mp5-MT به همراه مدل ترکیبی MARS-GSA استفاده شده است. داده های مورد نیاز برای مدل سازی از تحقیقات پیشین جمع آوری و به نسبت ۷۵/۲۵ در مرحله آموزش و تست استفاده شده اند. نتایج این تحقیق را می توان بصورت زیر ارائه داد:

۱. تکنیک ضریب مالو استفاده از ۷ پارامتر ورودی (مواد جایگزین سیمان، فوق روان کننده، درشت دانه، ریزدانه، متاکائولن، نسبت آب به چسباننده و چسباننده) برای توسعه مدل های هوش مصنوعی را پیشنهاد داد.

۲. روش رگرسیون اسپلاین چند متغیره تطبیقی بر پایه الگوریتم GSA می تواند جریان اسلامپ را با دقت بهتری ($R=0/88$) و ($RMSE=34/91$) نسبت به روش رگرسیون اسپلاین چند متغیره تطبیقی ($R=0/82$ و $RMSE=42/13$) پیش بینی کند. همچنین مقدار شاخص آماری RMSE برای مدل پیشنهادی SVM، Mp5-MT و MARS در این مرحله به ترتیب ۷۰/۵۴، ۲۰/۵۱ و ۴۲/۱۳ است.

۳. اگرچه مدل درخت عملکرد بهتری برای پیش بینی داده های آموزش پارامتر جعبه L دارد، اما روش MARS-GSA در مرحله تست عملکرد بهتری نسبت به روش مدل درخت و دیگر روش های هوشمند مصنوعی دارد. شاخص های خطای RMSE و MAE در مرحله آموزش برای مدل MARS-GSA نسبت به روش MARS به ترتیب ۱۴ و ۲۱ درصد در پیش بینی خواص رئولوژی، جعبه L و بتن خودتراکم کاهش داشته است. همچنین شاخص LMI که نشان دهنده میزان دقت مطلق بدون در نظر گرفتن مقادیر پرت می باشد برای این روش ۰/۳۶ بدست آمده است که نسبت به دیگر روش های هوشمند نظیر MARS (01/0)، SVM (0/۱۵) و Mp5-MT (0/۳۵) بیشتر و نشانگر دقت به نسبت بالای این روش است.

۴. نتایج مدل سازی پارامتر قیف V نشانگر عملکرد قابل قبول و کارایی الگوریتم GSA برای بهینه یابی مقادیر پارامترهای درون شبکه مدل ماریس می باشد. نتایج نشان داد که دقت مدل MARS-GSA در مرحله تست نسبت به مدل MARS، در شاخص های دقت NSE و LMI به ترتیب با مقادیر ۱۰ و ۲۹ درصد افزایش داشته است.

۵. روش MARS-GSA دارای خطای کمتری در هر یک از پیش بینی ها از مقاومت فشاری بتن خودتراکم است. همچنین، مقادیر ضریب همبستگی برای مدل های هوشمند MARS، Mp5-MT، SVM و MARS-GSA در مرحله تست به ترتیب ۰/۸۹، ۰/۹۳، ۰/۹۳ و پارامتر خطای NSE برای مدل های مذکور به ترتیب ۰/۷۸، ۰/۸۶، ۰/۸۶ و ۰/۸۶ تعیین گردید. روش MARS-GSA در مرحله تست دارای مقادیر خطای کمتر (MAE و RMSE) نسبت به سایر روش های پیشنهادی است.

منابع

- [1] Taheri Amiri, M. J., Ashraffian, A., Berenjian, J. (2019). Prediction of Compressive Strength of Self-Compacting Concrete Containing Fly Ash Using Multivariate Adaptive Regression Splines (MARS). *Concrete Research*, 12(2): 113-125. doi: 10.22124/jcr.2020.5966.1139
- [2] Siddique, R. (2011). Properties of self-compacting concrete containing class F fly ash. *Materials & Design*, 32(3), 1501-1507.
- [3] Sonebi, M., & Cevik, A. (2009). Genetic programming based formulation for fresh and hardened properties of self-compacting concrete containing pulverised fuel ash. *Construction and*

Building Materials, 23(7), 2614-2622.

[4] Dey, S., Kumar, V. P., Goud, K. R., & Basha, S. K. J. (2021). State of art review on self compacting concrete using mineral admixtures. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 6(1), 18.

[5] Emadi, M., Madani, S. H. (2017). Modeling Compressive Strength of Roller Compacted Concrete Pavement Using Artificial Neural Network, ANFIS and Support Vector Machine. *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 3(3): 55-78. doi: 10.22075/jtie.2017.1823.1176

[6] Huseien, G. F., & Shah, K. W. (2020). Durability and life cycle evaluation of self-compacting concrete containing fly ash as GBFS replacement with alkali activation. *Construction and Building Materials*, 235, 117458.

[7] Witten I.H, Frank E. (2005). *Data mining: practical machine learning tools and techniques with Java implementations*, Morgan Kaufmann: San Francisco.

[8] Yeh, I. C. (2007). Modeling slump flow of concrete using second-order regressions and artificial neural networks. *Cement and concrete composites*, 29(6), 474-480.

[9] Kina, C., Turk, K., Atalay, E., Donmez, I., & Tanyildizi, H. (2021). Comparison of extreme learning machine and deep learning model in the estimation of the fresh properties of hybrid fiber-reinforced SCC. *Neural Computing and Applications*, 33, 11641-11659.

[10] Pham, A. D., Hoang, N. D., & Nguyen, Q. T. (2016). Predicting compressive strength of high-performance concrete using metaheuristic-optimized least squares support vector regression. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 30(3), 06015002.

[11] Belalia Douma, O., Boukhatem, B., Ghrici, M., & Tagnit-Hamou, A. (2017). Prediction of properties of self-compacting concrete containing fly ash using artificial neural network. *Neural Computing and Applications*, 28, 707-718.

[12] Ghanizadeh, A. R., Karimi Goghari, M., & Tavana Amlashi, A. (2018). Modeling of compressive strength of roller-compacted concrete containing reclaimed asphalt pavement using response surface methodology (RSM). *Concrete Research*, 11(2), 67-79.

[13] Fathi, M., Roštami, S., & Khorami, M. S. (2018). Prediction of compressive strength concrete by artificial neural networks, fuzzy logic and multiple regression. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 34(3.2), 83-92.

[14] Taheri Amiri, M. J., Ashrafiyan, A., Haghighi, F. R., & Javaheri Barforooshi, M. (2019). Prediction of the compressive strength of self-compacting concrete containing rice husk ash using data driven models. *Modares Civil Engineering journal*, 19(1), 209-221.

[15] Taheri Amiri, M. J., Ashrafiyan, A., & Berenjian, J. (2019). Prediction of Compressive Strength of Self-Compacting Concrete Containing Fly Ash Using Multivariate Adaptive Regression Splines (MARS). *Concrete Research*, 12(2), 113-125. doi: 10.22124/jcr.2020.5966.1139

[16] Golewski, G. L., & Szostak, B. (2022). Strength and microstructure of composites with cement matrixes modified by fly ash and active seeds of CSH phase. *Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal*, 82(4), 543-556.

[17] Behnood, A., Behnood, V., Gharehveran, M. M., & Alyamac, K. E. (2017). Prediction of the compressive strength of normal and high-performance concretes using M5P model tree algorithm. *Construction and Building Materials*, 142, 199-207.

[18] Ehsani, M., Naseri, H., Saeedi Nezhad, R., Etebari Ghasbeh, M., & Moghadas Nejad, F.

- hardened properties of self-compacting concrete. *Building and environment*, 42(4), 1795-1802.
- [33] Şahmaran, M., Yaman, İ. Ö., & Tokyay, M. (2009). Transport and mechanical properties of self consolidating concrete with high volume fly ash. *Cement and concrete composites*, 31(2), 99-106.
- [34] Güneyisi, E., & Gesoğlu, M. (2008). Properties of self-compacting mortars with binary and ternary cementitious blends of fly ash and metakaolin. *Materials and Structures*, 41, 1519-1531.
- Mahalingam, B., & Nagamani, K. (2011). Effect of processed fly ash on fresh and hardened properties of self compacting concrete. *Int J Earth Sci Eng*, 4(5), 930-940.
- [35] Siddique, R., Aggarwal, P., & Aggarwal, Y. (2012). Influence of water/powder ratio on strength properties of self-compacting concrete containing coal fly ash and bottom ash. *Construction and Building Materials*, 29, 73-81.
- [36] Uysal, M., Yilmaz, K., & Ipek, M. (2012). The effect of mineral admixtures on mechanical properties, chloride ion permeability and impermeability of self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 27(1), 263-270.
- [37] Siddique, R., Aggarwal, P., & Aggarwal, Y. (2012). Influence of water/powder ratio on strength properties of self-compacting concrete containing coal fly ash and bottom ash. *Construction and Building Materials*, 29, 73-81.
- [38] Muthupriya, P., Sri, P. N., Ramanathan, M. P., & Venkatasubramani, R. (2012). Strength and workability character of self compacting concrete with GGBFS, FA and SF. *Int J Emerg Trends Eng Dev*, 2(2), 424-434.
- [39] Madandoust, R., & Mousavi, S. Y. (2012). Fresh and hardened properties of self-compacting concrete containing metakaolin. *Construction and building materials*, 35, 752-760.
- [40] Dhiyaneshwaran, S., Ramanathan, P., Baskar, I., & Venkatasubramani, R. (2013). Study on durability characteristics of self-compacting concrete with fly ash. *Jordan journal of civil engineering*, 7(3), 342-353.
- [41] Bingöl, A. F., & Tohumcu, İ. (2013). Effects of different curing regimes on the compressive strength properties of self compacting concrete incorporating fly ash and silica fume. *Materials & Design*, 51, 12-18.
- [42] Ranjbar, M. (2017). Durability characteristics of self-compacting concrete incorporating pumice and metakaolin. *J. Mater. Civ. Eng.*, 29(11), 89-94.
- [43] Krishnapal, P., Yadav, R. K., & Rajeev, C. (2013). Strength characteristics of self compacting concrete containing fly ash. *Res J Eng Sci ISSN*, 2278, 9472.
- [44] Nepomuceno, M. C., Pereira-de-Oliveira, L. A., & Lopes, S. M. R. (2014). Methodology for the mix design of self-compacting concrete using different mineral additions in binary blends of powders. *Construction and Building Materials*, 64, 82-94.
- [45] Vivek, S. S., & Dhinakaran, G. (2017). Fresh and hardened properties of binary blend high strength self compacting concrete. *Engineering science and technology, an international journal*, 20(3), 1173-1179.
- [46] Tang, W. C., Wang, Z., Liu, Y., & Cui, H. Z. (2018). Influence of red mud on fresh and hardened properties of self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 178, 288-300.
- [47] Gholhaki, M., Hajforoush, M., & Kazemi, M. (2018). An investigation on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete incorporating magnetic water with various pozzolan-

ic materials. *Construction and Building Materials*, 158, 173-180.

[48] De Belie, N., Soutsos, M., & Gruyaert, E. (2018). *Properties of fresh and hardened concrete containing supplementary cementitious materials (Vol. 25)*. Cham, Switzerland: Springer.

[49] Hani, N., Nawawy, O., Ragab, K. S., & Kohail, M. (2018). *The effect of different water/binder ratio and nano-silica dosage on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete*. *Construction and Building Materials*, 165, 504-513.

[50] Nuruzzaman, M. D., Casimiro, J. O. C., & Sarker, P. K. (2020). *Fresh and hardened properties of high strength self-compacting concrete using by-product ferronickel slag fine aggregate*. *Journal of Building Engineering*, 32, 101686.