



نشریه مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۴۶

سال ۳۷، شماره ۲
تابستان، ۱۴۰۳

- ۱ تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی خصوصیات ژئوتکنیکی مخلوط
ماسه بادی - بنتونیت
رضا پرورش - روزبه دبیری - سعیده ابراهیمی اصل
- ۲۵ مطالعه آزمایشگاهی خواص مکانیکی ملات-های ژئوپلیمری حاوی
سرباره، پودر کائولن و پلیمر
سید حسین قاسم زاده موسوی نژاد - آراین درویشعلی نژاد
- ۵۱ بررسی مشخصات مکانیکی و دوام کامپوزیت-های سیمانی حاوی
فلدسپات، دوده سیلیس و الیاف فلزی کوتاه
عبدالرضا جهری شیجانی - علی صدر ممتازی - آراین درویشعلی نژاد
رضا کهنی خشکیجاری
- ۸۴ بررسی اثر پیش تنیدگی بر میراگر متشکل از آلیاژ حافظه‌دار شکلی
به هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دریایی
مهران رستمی - محمدجواد حمیدیا - محمدجواد محمودی
- ۹۹ تأثیر الیاف پلی پروپیلن در مقابل ماکرو بارچپ بر مشخصات
بتن پلاستیک
سید حسین قاسم زاده موسوی نژاد - آراین درویشعلی نژاد
مسعود صابر بازکیاگورابی
- ۱۲۳ مقایسه کمی میزان دقت روش شتاب مرتبه ۳ با دیگر
روش های عددی
مسعود محمودآبادی - فاطمه هاتفی اردکانی - فاطمه انصاری

سر دبیر: محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز: دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه:

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

مسئول دفتر نشریه: تکتّم هوشمند

ویراستار ادبی: الهام دهقان

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

<http://www.srlst.com>

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود.

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

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

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

- ۱ تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی خصوصیات ژئوتکنیکی مخلوط ماسه بادی - بتونیت
رضا پرورش - روزبه دبیری - سعیده ابراهیمی اصل
- ۲۵ مطالعه آزمایشگاهی خواص مکانیکی ملات‌های ژئوپلیمری حاوی سرباره، پودر کائولن و پلیمر
سید حسین قاسم زاده موسوی نژاد - آرین درویشعلی نژاد
- ۵۱ بررسی مشخصات مکانیکی و دوام کامپوزیت‌های سیمانی حاوی فلدسپات، دوده سیلیس و الیاف فلزی کوتاه
عبدالرضا جهری شیجانی - علی صدر ممتازی - آرین درویشعلی نژاد - رضا کهنی خشکیجاری
- ۸۴ بررسی اثر پیش‌تنیدگی بر میراگر متشکل از آلیاژ حافظه‌دار شکلی به هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دریایی
مهران رستمی - محمدجواد حمیدیا - محمدجواد محمودی
- ۹۹ تأثیر الیاف پلی پروپیلن در مقابل ماکرو بارچپ بر مشخصات بتن پلاستیک
سید حسین قاسم زاده موسوی نژاد - آرین درویشعلی نژاد - مسعود صابر بازکیاگورابی
- ۱۲۳ مقایسه کمی میزان دقت روش شتاب مرتبه ۳ با دیگر روش‌های عددی
مسعود محمودآبادی - فاطمه هاتفی اردکانی - فاطمه انصاری

Effect of Nano-Cement Particles on the Geotechnical Properties of Dune Sand-Bentonite Mixtures *

Research Article

Reza Parvaresh¹, Rouzbeh Dabiri² , Saeideh Ebrahimi Asl³DOI: [10.22067/jfcei.2024.82076.1225](https://doi.org/10.22067/jfcei.2024.82076.1225)

1- Introduction

Enhancing the engineering performance of problematic soils in construction projects is a key focus in geotechnical engineering. A critical consideration in designing geotechnical structures and buildings on soft or loose soils is the extent of deformation or settlement, as well as their resistance in some cases. Although soil stabilization methods are typically categorized as mechanical or chemical, nano-materials are now being used more frequently to improve the geotechnical properties of soils. In addition, the way soil particles are skeleton and arranged, along with their size, plays a role in determining the void ratio and the contact points between particles, which in turn affects the selection of stabilization methods. This is particularly relevant when the soil is a mix of coarse and fine particles, a scenario often encountered in engineering projects. In this study, an attempt was made to examine the effectiveness of nanoparticles (specifically nano-cement) in stabilizing a sand-clay mixed soil (bentonite) and modifying its skeleton and framework. Improving the geotechnical properties of the stabilized soil makes it feasible to stabilize soil beneath foundations, construct embankments behind retaining walls, and build road pavement layers.

2- Materials and Experimental Program

For this purpose, nano-cement particles were added into sand-bentonite mixtures at weight percentages of 0.2%, 0.4%, and 0.6%, with the bentonite content set at 15%, 30%, and 60%. The samples were then cured and tested at intervals of 7, 14, and 28 days. To assess the geotechnical properties of the improved stabilized specimens, a series of tests were performed according to the ASTM standards, including compaction (ASTM D698), uniaxial strength (ASTM D2166), direct shear under dry and saturated conditions (ASTM D3080-11), and the California Bearing Ratio (CBR) test (ASTM D1883). The sand used in this study was dune sand prepared from the Shore of Urmia Lake, specifically the fraction that passed through sieve

sizes 40 and 50. Sodium bentonite was chosen as the clay component. According to the Unified Soil Classification System, the used sand is classified as type SP, indicating a uniform grain size, while the bentonite is classified as type CH, indicating high plasticity. The grain size distribution of dune sand and bentonite can be seen in Figure 1. The physical and geotechnical properties of materials are presented in Table 1.

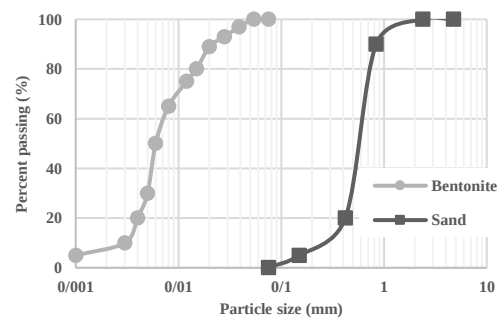


Figure 1. Grain size distribution of materials used in this study

Table 1. Physical and geotechnical properties of materials

Geotechnical properties	Bentonite	Dune sand
PI	57	0
Gs	2.75	2.65
(ϕ)	20	35
C (kG/cm ²)	0.72	0.04
γ_{dmax} (gr/cm ³)	1.38	1.64
e_{min}	0.72	0.6

3- Results

The findings of the present research suggest that the best approach is to add 0.6% nano-cement to dune sand containing 15% bentonite, with a 28-day curing time. The reasons for this recommendation are as follows:

*Manuscript received April 22, 2023, Revised November March 3, 2024, Accepted April 27, 2024.

¹ M.Sc. of Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran.

² Corresponding author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran.

Email: rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir

³ Associate Professor, Department of Chemistry Engineering, Ahar Branch, Islamic Azad University, Ahar, Iran.

- 1- During the 28-day curing period, the maximum dry density of the dune sand+15% bentonite mixture with 0.6% nano-cement rose by 21%, while the optimum water content dropped by 51% (Figures 2 and 3).

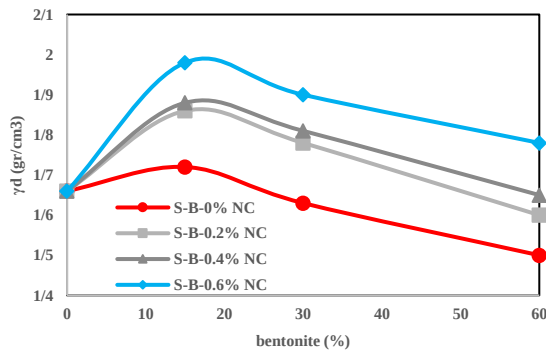


Figure 2. The effect of Nano cement particles on the maximum dry density of dune sand-bentonite mixture during the 28-day curing period.

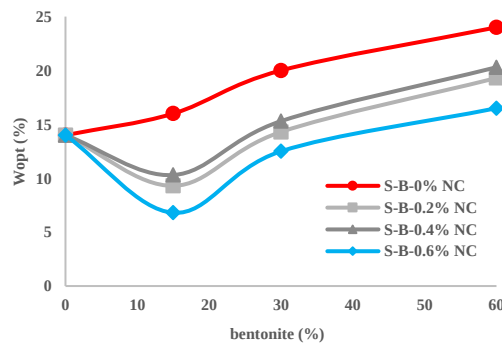


Figure 3. Effect of nano-cement particles on the optimum water content of dune sand-bentonite mixture during the 28-day curing period

- 2- After a 28-day curing period, the uniaxial compressive strength increased by 1.8 times, and the secant modulus (E_{50}) showed a 1.94-fold improvement under the same conditions. However, the addition of 0.6% nano-cement to dune sand with 15% bentonite caused the material to become harder and more brittle, reducing the shear strain at failure by 33% during the same curing period.
- 3- In dry loading conditions, the internal friction angle in a dune sand containing 15% bentonite and 0.6% nano-cement sample augmented by 9%. However, in a saturated state, extending the curing time did not significantly influence the effect of nano-cement in the dune sand-bentonite mixture. Moreover, the internal friction angle decreased as the amount of nano-cement and bentonite in the dune sandy soil increased (Figures 4 and 5).
- 4- In both dry and saturated loading conditions with a 28-day curing period, cohesion in the tested samples increased with the addition of nano-cement. However, the highest cohesion was observed in the sample containing a dune sand-bentonite mixture with 0.6% nano-cement. The growth rates for cohesion in dry and saturated conditions were 1.1 and 12.1, respectively.
- 5- In dry loading conditions, the shear strength in dune sand samples with 15% bentonite and 0.6% nano-

cement increased by an average of 52.5% over a 28-day curing period regardless of vertical stress levels. In saturated loading conditions, shear strength rose in dune sand samples with 30% bentonite after a 28-day curing period. In these cases, the bearing capacity grew by 40.7% across all levels of vertical stress.

- 6- After 28 days of curing, the mixture of dune sand with 15% bentonite and 0.6% nano-cement achieved the highest California Bearing Ratio (CBR). According to Code No. 234, this mixture is suitable for constructing all layers of pavement, with a particular focus on the base layer. This suggests that in regions where roads pass fine-grained soil with high plasticity, nano-cement can be utilized to stabilize the soil and build pavement layers (Figure 4).

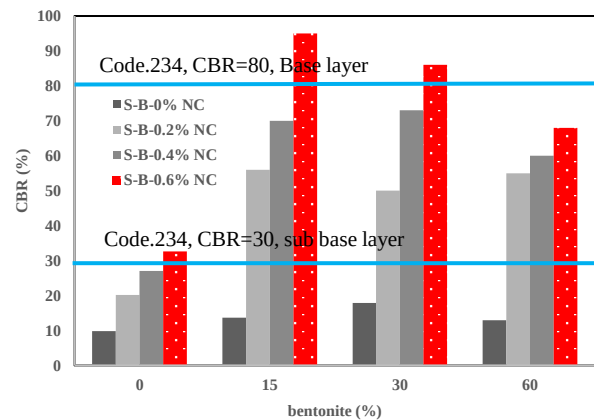


Figure 4. Effect of nano-cement particles on the results of the California Bearing Ratio (CBR) test for the studied samples in their dry state subjected to 56 blows of compressive energy per layer during a 28-day curing period

4- Conclusion

The findings of the current research suggest that when dune sand soil contains more than 15% bentonite, its skeleton structure weakens due to the large void ratio between particles. However, when nano-cement is added and the curing period is extended to 28 days, cementation reactions among the soil particles lead to the formation of new granular structures, strengthening the skeleton framework. This phenomenon is especially evident in the mixtures of dune sand with 15% bentonite and 0.6% nano-cement. This process suggests that friction and contact surfaces between particles have increased, resulting in higher bearing capacity and a reduced risk of settlement or deformation among the soil particles. As a result, a mixture of dune sand with 15% bentonite and 0.6% nano-cement is suitable for constructing geotechnical structures and road pavement layers. It should be noted that this study did not examine the effect of nano-cement on the swelling properties and volume increase of bentonite in fully saturated conditions, which will be addressed in future research.



تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی خصوصیات ژئوتکنیکی مخلوط ماسه بادی- بنتونیت*

مقاله پژوهشی

رضا پرورش^(۱) روزبه دبیری^(۲) سعیده ابراهیمی اصل^(۳)

DOI: 10.22067/jfpei.2024.82076.1225

چکیده بهبود رفتار مهندسی خاک‌های مسأله‌دار در پروژه‌های عمرانی به عنوان یکی از مهم‌ترین مسائل پیشرو در مهندسی ژئوتکنیک محسوب می‌شود. عامل مهم و تعیین کننده در طراحی سازه‌ها و ابنیه‌های ژئوتکنیکی بر روی خاک‌های نرم و سست، تغییر شکل پذیری یا نشست و گاهی مقاومت آنها می‌باشد. اگرچه روشهای تثبیت خاکها عموماً به دو بخش مکانیکی و شیمیایی تقسیم می‌شوند ولی امروزه از مواد به اندازه نانو جهت بهسازی خصوصیات ژئوتکنیکی خاکها استفاده می‌گردد. هدف اصلی از تحقیق حاضر، امکان کاربرد ذرات نانو سیمان در جهت بهسازی خصوصیات ژئوتکنیکی خاک مخلوط ماسه بادی-بنتونیت (به میزان ۱۵، ۳۰ و ۶۰ درصد) است. برای این منظور، ذرات نانو سیمان به مقدار ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۶ درصد وزنی به خاک مورد مطالعه افزوده شده و به مدت ۱۴، ۲۸ و ۴۲ روز عمل آوری بر روی نمونه‌ها انجام گرفته است. جهت انجام تحقیق از آزمون‌های آزمایشگاهی تراکم، تک محوری، برش مستقیم (در دو حالت خشک و اشباع) و نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) براساس استاندارد ASTM استفاده شده است. نتایج بدست آمده نشان داده است حالت بهینه، ترکیب ۰/۶ درصد نانو سیمان در مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه در خاک مخلوط ماسه بادی به همراه ۱۵ درصد بنتونیت می‌باشد. زیرا، این شرایط باعث بهبود خصوصیات تراکم پذیری، افزایش توان باربری و مقاومت برشی در مصالح بهسازی شده گردیده است.

واژه‌های کلیدی ماسه بادی، رس، بنتونیت، نانو سیمان، بهسازی خاک.

Effect of Nano Cement Particles on Geotechnical Properties of Dune Sand-Bentonite Mixtures

Reza Parvaresh

Rouzbah Dabiri

Saeideh Ebrahimi Asl

Abstract Improving the engineering behavior of problematic soils in civil engineering projects is considered as one of the most important issues in geotechnical engineering. The important and decisive factor in the design of geotechnical structures and buildings on soft and loose soils is their deformation or settlement and resistance. One of the types of soft soil is a mixture of dune sand with clay (Bentonite). Although soil stabilization are generally divided to mechanical and chemical methods, nowadays Nano materials are used to improve the geotechnical properties of soils. The main idea of present research is the possibility of using Nano cement particles to improve the geotechnical properties of dune sand-bentonite (at the 15, 30 and 60 percentage) mixture. In order to perform the research, uniaxial compression, direct shear (in both dry and saturated states) and California load bearing ratio (CBR) laboratory tests have been used based on the ASTM standard. The obtained results have shown that the optimal condition is the combination of 0.6 % Nano cement in dune sand with 15% bentonite with 28-day curing period. Because, these conditions have improved compressibility characteristics, increased bearing capacity and shear resistance in stabilized materials.

Key words Dune sand, Clay, Bentonite, Nano cement, Soil Improvement.

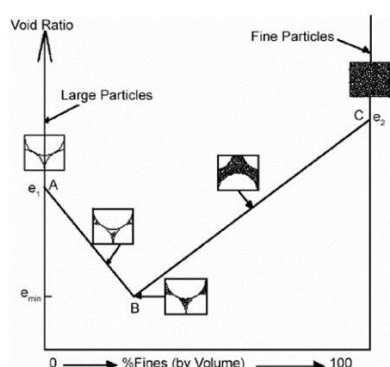
* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۲/۲ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۲/۷ می‌باشد.

(۱) کارشناسی ارشد مهندسی عمران-ژئوتکنیک، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار و عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز.

(۳) دانشیار، گروه شیمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد اهر.

بیشتری هستند و می‌توانند به صورت مؤثرتری در پر کردن فضای خالی بین دانه‌های ماسه شرکت کنند [1].



شکل ۱ تغییرات نسبت تخلخل مخلوط ماسه و رس برحسب تغییرات درصد رس [1]

در حالتیکه ریزدانه‌ها به طور فعال در باربری نقشی ندارند و کاملاً در فضاهای خالی بین دانه‌های ماسه قرار گرفته‌اند و نسبت تخلخل کلی نمونه را کاهش می‌دهند با افزایش مقدار ریزدانه به تدریج ذرات رس تعدادی از دانه‌های ماسه را نیز از هم جدا می‌کنند. این موضوع در شکل (۲-الف) دیده می‌شود. سپس با در نظر گرفتن حجم دانه‌های ریز (fc) به عنوان فضای خالی می‌توان نسبت تخلخل دانه‌ای (es) درشت را بصورت زیر تعیین نمود.

$$e_s = \frac{e + fc}{1 - fc} \quad (1)$$

در رابطه فوق، es نسبت تخلخل دانه‌ای نامیده می‌شود. همچنین، درحالتیکه دانه‌های ریز فضای خالی بین دانه‌های درشت را کاملاً پر کرده‌اند بطوریکه دانه‌های درشت با یکدیگر تماس ندارند. به عبارت دیگر، دانه‌های درشت به صورت غوطه ور میان دانه‌های ریز قرار دارند و نمی‌توانند با یکدیگر در باربری ماتریس نقش داشته باشند، بلکه تنها به عنوان انتقال دهنده نیرو بین دانه‌های ریز اطراف خودشان کار می‌کنند. این شرایط در شکل (۲-ب) نشان داده شده است. برخلاف حالت (الف) که حجم دانه‌های ریز به عنوان فضاهای خالی در نظر گرفته شده است، در این شرایط حجم دانه‌های درشت برابر صفر در نظر گرفته می‌شود و نسبت تخلخل بین دانه‌های ریز بصورت زیر تعیین می‌گردد:

$$e_f = \frac{e}{fc} \quad (2)$$

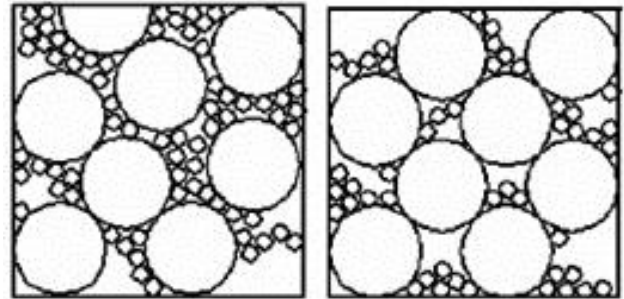
مقدمه

با گسترش روز افزون فعالیت‌های عمرانی و ساختمانی، یکی از چالش‌های مهم در پروژه‌های عمرانی، حضور بسترها و لایه‌های خاکی نرم در محل اجرای سازه‌ها و ابنیه‌های ژئوتکنیکی است. یکی از انواع خاک‌های مساله دار، خاک‌های نرم همچون ماسه بادی و رس می‌باشد. خاک‌های ماسه‌ای بادی بدلیل دانه‌بندی یکنواخت دارای توانایی برابری مناسب نبوده و خاک‌های رسی به دلیل کاهش شدید مقاومت و قابلیت افزایش حجم در اثر جذب آب می‌تواند آسیب‌های جبران ناپذیری بر روی سازه‌ها و ابنیه‌های ژئوتکنیکی بوجود آورد. در حالت کلی روش‌های مختلف مکانیکی و شیمیایی جهت بهسازی خصوصیات خاک‌ها موجود است و انتخاب نوع روش بستگی به اثرگذاری آن بر خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک مورد مطالعه در جهت رسیدن به اهداف تثبیت دارد. امروزه کاربرد نانو مواد جهت تثبیت، بهسازی و کاربرد در مسائل ژئوتکنیکی پیشنهاد شده و مطالعات گسترده‌ای در این زمینه انجام یافته است. از سوی دیگر، اضافه شدن رس یا لای به ماسه در درصدهای مختلف می‌تواند بطور اساسی رفتار ماتریس ماسه و رس را تغییر دهد. مطابق شکل (۱) تغییرات درصد نسبت تخلخل برحسب درصد ریزدانه قابل مشاهده است. در قسمت A درصد ریزدانه صفر است و دانه‌های ماسه بخوبی با یکدیگر تماس دارند و می‌توانند نیرو را منتقل کنند. هنگامیکه از نقطه A به نقطه B میزان درصد ریزدانه افزایش می‌یابد، در این حالت ریزدانه‌ها فضای خالی بین دانه‌های ماسه را پر می‌کنند و باعث کاهش نسبت تخلخل و دانسیته نسبی می‌شوند بدون آنکه در باربری شرکت داشته باشند تا اینکه در نقطه B ریزدانه‌های اضافه شده کاملاً فضای خالی بین دانه‌های ماسه‌ای را پر می‌کنند. به این مقدار ریزدانه، ریزدانه حدی می‌گویند. با افزایش مقدار ریزدانه و رسیدن به نقطه C، مشاهده می‌گردد دانه‌های ماسه بیشتر از یکدیگر جدا می‌شوند و ذرات ریزدانه نقش مهمتری را ایفا می‌کنند تا اینکه در نقطه C ریزدانه‌ها نمونه را تشکیل می‌دهند. قابل ذکر است مقدار حدی ریزدانه به دانه بندی خاک اصلی و خصوصیات ریزدانه بستگی دارد. بطور مثال خاک‌های خوب دانه بندی شده در مقایسه با خاک‌های بد دانه بندی شده نسبت تخلخل کمتری دارند و در نتیجه مقدار کمتری ریزدانه می‌تواند دانه‌های ماسه را کاملاً از هم جدا کند. همچنین ذرات رس نسبت به ذرات لای دارای نسبت تخلخل

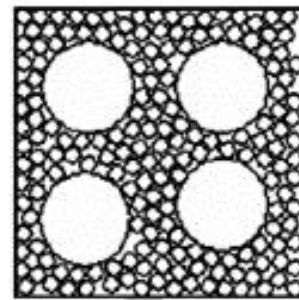
مرور مطالعات گذشته

همچنان که ذکر شد، بهبود رفتار مهندسی خاک‌های مسأله‌دار در پروژه‌های عمرانی به عنوان یکی از مهم‌ترین مسائل پیشرو در مهندسی ژئوتکنیک می‌باشد. عامل مهم و تعیین کننده در طراحی سازه‌ها بر روی خاک‌های رسی، تغییر شکل پذیری یا نشست و گاهی مقاومت آنها می‌باشد. از این رو، روش‌های مختلف فیزیکی و شیمیایی به منظور اصلاح و یا تثبیت این نوع از خاک‌ها پیشنهاد می‌گردد. مطالعات گسترده‌ای در زمینه اثر نانو ذرات در بهبود پارامترهای مقاومتی خاک صورت گرفته است. نول و همکاران در سال ۱۹۹۲ اثر نانو ذرات سیلیکا را در جهت کاهش نفوذپذیری خاک‌های ماسه‌ای مطالعه نمودند [2]. یونکورا و میوا در سال ۱۹۹۳ با تزریق ذرات نانو سیلیس مقاومت فشاری و توانایی باربری خاک ماسه‌ای را افزایش دادند [3]. مرادی و سیدی در سال ۱۳۹۵ [4]، کاکوند و دبیری در سال ۲۰۱۸، تاثیر نانو سیلیکای کلئیدی رو در بهبود و افزایش توانایی باربری خاک-های مخلوط ماسه-رس به ترتیب تحت شرایط بارگذاری دینامیکی و استاتیکی مطالعه نمودند [5]. در زمینه کاربرد نانو رس به منظور تثبیت خاک‌های ریزدانه، پور واحدی و همکاران [6] مشاهده نمودند با افزایش نانو رس حد روانی و حد خمیری خاک افزایش می‌یابد. همچنین بیشتر مقاومت در آزمایش ظرفیت باربری کالیفرنیا را با افزودن ۱/۵ درصد نانو رس بدست آمده بود. بهاری و همکاران [7] خواص فیزیکی و ژئوتکنیکی خاک-های لای دار از نوع MH و ML تثبیت شده با نانو رس را مطالعه نمودند. نتایج بدست آمده نشان داد که نانو رس باعث افزایش حد خمیری، حد روانی، ضریب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به میزان قابل توجهی در خاک‌های لای دار شده است. فخری و همکاران [8]، با افزودن نانو رس خواص هیدرولیکی خاک رس کائولینیت رو مطالعه نمودند. ایشان مشاهده کردند با افزودن ۸٪ نانو رس به خاک رس کائولینیت دامنه خمیری و ضریب نفوذپذیری آن در مقایسه با خاک رس کائولینیت به ترتیب ۱۸۴ درصد افزایش و ۳۰۰ برابر کاهش یافته است. عباسی و فرجاد [9]، اثر ذرات نانو رس را بر روی میزان پتانسیل واگرایی خاک‌های رسی مطالعه نمودند. نتایج آزمایش‌های انجام شده نشان دادند افزودن نانو رس به خاک رس واگرا به طور کلی موجب کاهش پتانسیل واگرایی خاک می‌گردد. همچنین مشخص شد زمان عمل آوری نقش قابل ملاحظه‌ای در تثبیت خاک با نانو

در رابطه فوق، e_f نسبت تخلخل بین دانه‌های ریزدانه نامیده می‌شود. حال در صورتیکه ریزدانه‌های موجود در خاک از جنس رس باشند علاوه بر آنکه به عنوان پرکننده در بافت خاک عمل می‌کند، می‌تواند با القاء چسبندگی به خاک بافت آن را یکپارچه‌تر سازند.



(الف)



(ب)

شکل ۲ (الف و ب) تاثیر ریزدانه در ساختار خاک (الف) در حالتیکه درصد ریزدانه کمتر از میزان حدی است، (ب) حالتیکه درصد ریزدانه بیشتر از میزان حدی است [1]

بنابراین با توجه به موارد ذکر شده می‌توان دریافت ساختار و اسکلت ذرات خاکی به همراه اندازه ذرات بر فضای خالی و تماس بین ذرات و در ادامه در انتخاب نحوه روش تثبیت آنها موثر باشد مخصوصاً اگر محیط خاکی مخلوطی از ذرات درشت دانه و ریزدانه باشد که عموماً بصورت عینی در پروژه‌های مهندسی مشاهده می‌شود. بنابراین، در مطالعه حاضر سعی شده است تاثیرگذاری ذرات به اندازه نانو (بویژه نانو سیمان) در جهت تثبیت خاک مخلوط ماسه-رس و اصلاح ساختار و اسکلت آن مورد بررسی قرار گیرد تا با بهبود خصوصیات ژئوتکنیکی خاک تثبیت شده امکان استفاده از آن در تثبیت خاک زیر پی، ساخت خاکریز پشت دیوار حائل و احداث لایه‌های روسازی راه پیشنهاد گردد.

همراه نانو سیلیس می‌تواند بر روی مقاومت فشاری تک محوری خاک ریزدانه نرم موثر باشد و همچنین، بعد از ۷ روز مدت زمان عمل آوری، مقاومت فشاری تقریباً ۷/۳۷ درصد افزایش می‌یابد. نیرومند و همکاران در سال ۲۰۲۳ [17]، در تحقیقی تأثیر ذرات نانو سیمان را بر روی خاک رس کلاچای را مشاهده کردند. ایشان دریافتند افزودن ۷ درصد نانو سیمان به خاک مورد مطالعه مقاومت فشاری تک محوری خاک را ۲۹ برابر افزایش می‌دهد. نتایج حاکی از آن است که نانوسیلیس به تنهایی در مدت زمان کوتاه روی مقاومت تأثیر ندارد، اما با بکار بردن سیمان و نانوسیلیس رشد مقاومت چشمگیر خواهد شد. با مرور مطالعات گذشته مشاهده می‌شود در راستای تثبیت خاک‌های رسی و مخلوط ماسه-رس از ذرات نانو سیمان کمتر استفاده شده است. هدف از انجام تحقیق حاضر، امکان ارائه یک راهکار جدید جهت بهبود خصوصیات ژئوتکنیکی خاک رس در مخلوط ماسه -رس در راستای افزایش توانایی باربری در لایه‌های خاکی زیر پی و کاهش میزان تغییر شکل آن در ابنیه‌های ساختمانی با در نظر گرفتن اثرات ذرات نانو سیمان در ساختار و اسکلت دانه‌بندی خاک از دیدگاه تغییرات در نسبت تخلخل می‌باشد.

مواد و مصالح

همانطور که در بخش گذشته به آن اشاره گردید، هدف از مطالعه حاضر تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی خصوصیات ژئوتکنیکی مخلوط خاک ماسه-رس می‌باشد. خاک ماسه مورد مطالعه از نوع ماسه بادی بوده که از ساحل دریاچه ارومیه تهیه شده مابین الک‌های شماره ۴۰ و ۵۰ بوده و خاک رس از نوع بتونیت انتخاب شده است. بتونیت یکی از انواع خاک‌های معدنی پر کاربرد است که می‌توان آن را به دو دسته بتونیت متورم شونده (بتونیت سدیمی) و بتونیت غیر متورم شونده (بتونیت کلسیم دار) تقسیم بندی نمود. بتونیت یک ماده ارگانیک است که دارای خواص پلاستیکی، ژلاتینی و چسبندگی زیاد بوده و حجم زیادی از آن را ذرات ریز آلومینا سیلیکات سه لایه و مونت موریونیت تشکیل می‌دهد. وجود پیوند واندروالسی میان ذرات بتونیت توان جذب آب بسیار بالایی را به آن داده است. به همین دلیل رس و رفتار این خاک در حضور آب، آن را به عنوان نقطه قابل تمرکز و مهمی برای بسیاری از محققین قرار داده است. خاک رس بتونیت

ذرات رس داشته و برای انجام فعل انفعالات شیمیایی مورد نیاز برای تثبیت حدود سه روز زمان لازم است. Taha و Taha [10] مشاهده کردند که نانو رس، وزن مخصوص خشک حداکثر خاک را تا حدودی افزایش می‌دهد. این در حالی است که رطوبت بهینه را کمی کاهش می‌دهد. همچنین با افزایش مقدار نانو رس مصرفی در خاک رس، کرنش انبساطی و انقباضی خاک کاهش می‌یابد، ولی با افزایش بیشتر از حد نانو رس، باعث افزایش کرنش انبساطی و انقباضی خواهد شد. نتایج تحقیقات Mohammadi و Niazian [11] نشان داد افزودن نانو رس به خاک رسی، موجب افزایش مقاومت برشی، حد روانی و حد خمیری خاک می‌شود. سارا غفاری و دبیری در سال ۲۰۲۱ اثر نانو رس و پودر سنگ آهک را بر روی خصوصیات ژئوتکنیکی خاک‌های رسی مطالعه نمودند. ایشان دریافتند تأثیر همزمان ۵٪ نانو رس به همراه ۱۰٪ پودر سنگ آهک در مدت زمان عمل آوری ۷ روزه در شرایط دمای محیط به خاک رس سبب کاهش شاخص خمیری به مقدار ۷۲٪، بهبود ساختار دانه بندی و کاهش فضای خالی و افزایش مقاومت برشی به میزان ۳۳٪ شده است [12]. سبا غفاری و دبیری در سال ۲۰۲۱ [13] اثر ذرات نانو رس و الیاف پلی پروپیلن بر خصوصیات ژئوتکنیکی خاک رس مطالعه نمودند. ایشان در نتایج مشاهده کردند که در حالت بهینه، ترکیب ۵ درصد نانو رس به همراه ۰/۸ درصد الیاف پلی پروپیلن با مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه می‌باشد. زیرا این شرایط باعث بهبود شرایط تراکم پذیری، افزایش توانایی باربری، مقاومت برشی و کاهش میزان تورم و افزایش حجم در مصالح بهسازی شده گردیده است. باقری و همکاران در سال ۲۰۰۹ [14]، بررسی ویژگی‌های مکانیکی بتونیت تثبیت شده با نانوسیلیس و سیمان را مطالعه نمود. امروزه با توسعه تکنولوژی در زمینه کاربرد ذرات نانو سیمان می‌توان مطالعات مختلفی را در راستای تثبیت خاک مشاهده نمود. چادوری و همکاران در سال ۲۰۲۳ [15] تأثیر ترکیب نانو سیلیس و نانوسیمان را بر روی خاک رس بتونیت مطالعه کردند. ایشان دریافتند ترکیب ۰/۸ درصد نانو سیلیس به همراه ۴ درصد نانو سیمان بعد از ۲۸ روز عمل آوری میزان مقاومت کششی خاک رس بتونیت را ۱/۰۴ برابر بهبود داده است. لیو و همکاران در سال ۲۰۲۳ [16] نیز اثرگذاری ترکیب سیمان به همراه نانو سیلیس را بر روی خصوصیات ژئوتکنیکی خاک ریزدانه نرم تحقیق کردند. ایشان دریافتند نسبت آب به سیمان به

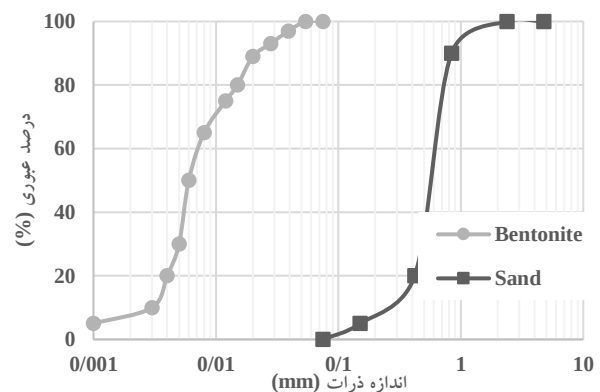
جدول ۲ خصوصیات ژئوتکنیکی مصالح مورد مطالعه

ماسه	بتونیت	خصوصیات ژئوتکنیکی
۰	۵۷	PI
۲/۶۵	۲/۷۵	Gs
۳۵	۲۰	(ϕ □)
۰/۰۴	۰/۷۲	C (kG/cm ²)
۱/۶۴	۱/۳۸	γ_{dmax} (gr/cm ³)
۰/۶	۰/۷۲	e_{min}

ذرات نانو سیمان مورد استفاده در مطالعه حاضر، از آسیاب نمودن ذرات سیمان تهیه شده از کارخانه سیمان صوفیان (تپ ۲) با استفاده از گلوله‌های فلزی در آزمایشگاه تحقیقات نانو فناوری صنعتی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز تهیه گردیده است (شکل ۴-الف، ب، ج و د). در این روش ذرات سیمان در اثر سایش مکانیکی ناشی از حرکت دورانی آسیاب سیاره‌ای به ذرات ریزتر در مقیاس نانو تبدیل شده‌اند. آسیاب سیاره‌ای یا گلوله‌ای یکی از متداول ترین انواع آسیاب‌های مورد استفاده در صنعت جهت تولید پودر نرم مواد در مقیاس ریز بوده و مکانیزم پودر کردن آن بر اساس حرکت دورانی استوانه دستگاه و ایجاد سایش بین گلوله و مواد می‌باشد. نام این آسیاب با توجه به مکانیزم حرکتی آن که مشابه حرکت سیاره‌ها به دور خورشید است تعیین شده است. به منظور تسهیل در عملیات تولید مواد نانو از استئاریک اسید یا اولئیک اسید استفاده می‌شود. بدین ترتیب که میزان معینی از اولئیک اسید به اندازه یک الی دو قطره توسط قطره چکان برای هر محفظه اضافه گردیده تا رطوبت مورد نیاز در حین فرایند تولید نانو مواد تامین گردد. پس از تهیه مقداری از مواد نانو، برای اطمینان از صحت عملیات آسیاب و روند کار، نمونه‌ها در بسته بندی مناسب جهت تصویربرداری الکترونی به آزمایشگاه ارسال گردید. عناصر تشکیل دهنده ذرات نانو سیمان در جدول (۳) و تصویر الکترونیکی نانو سیمان تهیه شده در شکل (۵) قابل مشاهده می‌باشد.

در مطالعه حاضر به نمونه‌های ماسه بادی-بتونیت به میزان ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۶ درصد وزنی ذرات نانو سیمان اضافه گردیده تا امکان بهبودی خصوصیات رفتاری و ژئوتکنیکی خاک تثبیت شده مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد. طبق استاندارد ASTM C618 [23]، هنگامیکه میزان مجموع عناصر $SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$ حداقل برابر ۷۰٪ و SO_3 حداکثر برابر ۴٪ باشد رفتار پوزولانی و سیمانی شده بوجود خواهد آمد که این شرایط برای خاک رس

(سدیمی) مورد استفاده از کارخانه چینی مرند [18] با نام تجاری ZWNK1-T1 تهیه شده و مشخصات شیمیایی آن در جدول (۱) و میزان عناصر تشکیل دهنده آن در جدول (۳) قابل مشاهده است. منحنی دانه بندی مصالح طبق استاندارد ASTM D421 [19] و ASTM D422 [20] تعیین گردیده و در شکل (۳) ارائه شده است. بر اساس سیستم طبقه بندی خاکها به روش متحد (Unified)، خاک ماسه‌ای مورد استفاده از نوع SP با دانه بندی یکنواخت بوده و بتونیت مورد مطالعه از نوع CH تعیین شده است. چگالی ویژه (Gs) و خصوصیات خمیری مصالح به ترتیب طبق استانداردهای ASTM D854 [21] و ASTM D4318-95A [22] برآورد گردیده و نتایج آن در جدول (۲) می‌توان مشاهده نمود. در نمونه‌های مخلوط مورد مطالعه بتونیت در درصد‌های وزنی ۱۵، ۳۰ و ۶۰ درصد با ماسه بادی مخلوط شده است.



شکل ۳ منحنی دانه بندی مصالح مورد استفاده در تحقیق حاضر

جدول ۱ مشخصات بتونیت مورد استفاده [18]

مشخصات	نوع / مقدار
پایه	مونت موریونیت
رنگ	سفید روشن
اندازه ابعاد ذرات	ریزتر از $25 \mu m$
فاصله بین لایه ای	۳۲ انگستروم
رطوبت	کمتر از ۲ درصد

شده در ظروف پلاستیکی سر بسته در دمای محیط نگهداری شده و در مدت زمان های ۷، ۱۴ و ۲۸ روز عملیات عمل آوری روی آنها انجام گرفته است.

بتونیت طبق جدول (۳) موجود است. بنابراین طبق استاندارد ASTM C305-14 [24] پس از اختلاط مصالح در میکسر (مخلوط کن) با یکدیگر (با در نظر گرفتن رطوبت بهینه)، نمونه های تهیه



(ب)



(الف)



(د)

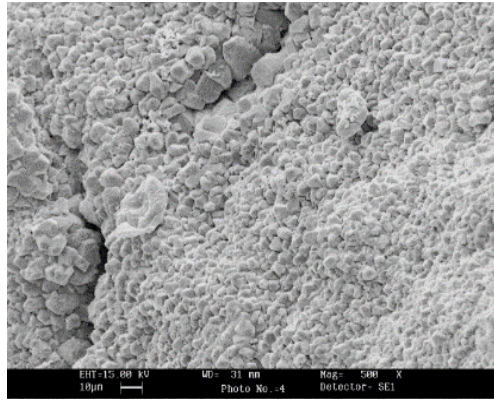


(ج)

شکل ۴ نحوه تهیه نانو ذرات سیمان، (الف) دستگاه آسیاب سیاره ای، (ب) قرارگیری محفظه استوانه ای داخل آسیاب، (ج) محفظه دستگاه شامل گوی ها و نانو سیمان، (د) آماده سازی نمونه ها برای ارسال جهت عکس برداری الکترونیکی

جدول ۳ خصوصیات شیمیایی و درصد وزنی عناصر خاک رسی بتونیت و نانو سیمان مورد مطالعه

نانو سیمان	بتونیت	ماده تشکیل دهنده
۲۱/۷	۶۵	SiO ₂
۵/۲۲	۲۳	Al ₂ O ₃
۳/۷۴	۰/۶۵	Fe ₂ O ₃
-	۰/۰۵	TiO ₂
۱/۲۳	۱/۷	CaO
۲/۲۲	۰/۴۵	MgO
۰/۲۲	۰/۴	Na ₂ O
۰/۵۸	۰/۵	K ₂ O
-	-	SO ₄
-	-	MnO
۴۸/۴۸	-	C ₃ S
۲۶/۶۵	-	C ₂ S
۷/۴۹	-	C ₃ A
۱۰/۵۵	-	C ₄ AF



شکل ۵ تصویر میکروسکوپ الکترونیکی از ذرات نانو سیمان تهیه شده

جدول ۴ برنامه آزمون های صورت گرفته بر روی نمونه های مورد مطالعه در تحقیق حاضر

آزمایشات				مصالح		برنامه ریزی		
CBR	برش مستقیم (خشک و اشباع)	تک محوری	تراکم	نانو سیمان (%)	بتنویت (%) ۰، ۱۵، ۳۰ و ۶۰	ماتریس خاک	نام نمونه	ردیف
*	*	*	*	*	*	ماسه	S-B-0% NC	۱
*	*	*	*	*	*	ماسه	S-B-0.2% NC	۲
*	*	*	*	*	*	ماسه	S-B-0.4% NC	۳
*	*	*	*	*	*	ماسه	S-B-0.6% NC	۴

کارهای آزمایشگاهی

بمنظور تعیین خصوصیات ژئوتکنیکی و مکانیکی مخلوط ماسه بادی-بتنویت تحت اثر ذرات نانو سیمان، ابتدا آزمون تراکم آزمایشگاهی طبق استاندارد ASTM D698 [25] انجام گرفت. در ادامه، آزمایش مقاومت فشاری تک محوری طبق استاندارد ASTM D2166 [26] صورت پذیرفت. در مرحله بعد بمنظور تعیین مقاومت برشی خاک تثبیت شده آزمون برش مستقیم طبق استاندارد ASTM D3080-11 [27] در دو حالت خشک (مصالح ۲۴ ساعت در گرمخانه نگهداری شده و سپس مخلوط شده اند) و اشباع بر روی نمونه های با ابعاد ۱۰×۱۰ سانتیمتر مربع بصورت کنترل کرنش انجام پذیرفت. بطوریکه نمونه های بهسازی شده پس از اشباع و تحکیم، تحت اثر تنش های قائم ۱، ۲ و ۳ کیلوگرم بر سانتیمتر و با سرعت ۰/۰۵ میلیمتر بر دقیقه تحت آزمایش قرار گرفتند. در انتها، آزمون نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) مطابق با استاندارد ASTM D1883 [28] در شرایط خشک و انرژي تراکمی ۵۶ ضربه برای هر لایه انجام گرفت. بگونه ای که مطابق استاندارد سرعت بارگذاری ۱/۲۷mm/min انتخاب شده و عدد

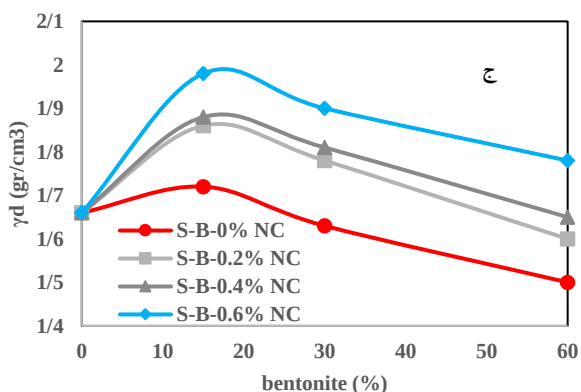
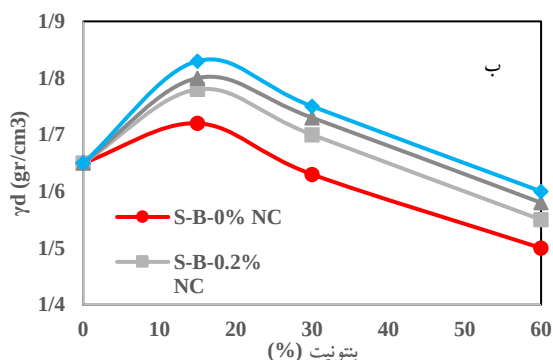
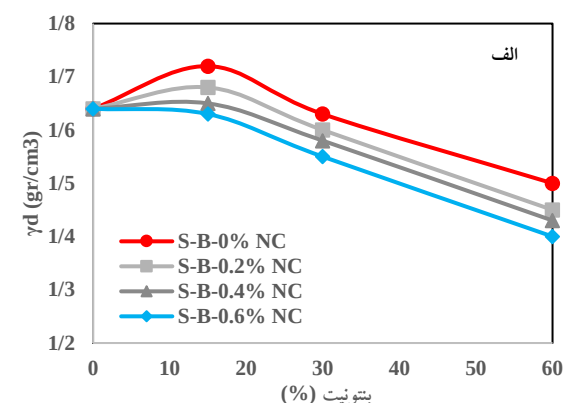
CBR برای نفوذ پیستون به میزان ۵ سانتیمتر برآورد گردیده است. برنامه آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی نمونه های مورد مطالعه مطابق جدول (۴) قابل مشاهده است. لازم بذکر است در تمامی آزمون های ذکر شده، نمونه های مخلوط به مدت ۱، ۷ و ۲۸ روز عمل آوری شده اند و ۲۵٪ از مجموع آزمایش های انجام یافته جهت بررسی صحت نتایج بدست آمده دوباره تکرار شده است.

نتایج و بحث

نتایج حاصل از آزمایش تراکم

تاثیر ذرات سیمان بر روی نتایج حاصل از آزمون تراکم نمونه های مخلوط ماسه بادی-بتنویت مورد مطالعه در نمودارهای شکل (۶-الف، ب و ج) و شکل (۷-الف، ب و ج) ارائه شده است. در شکل (۶-الف، ب و ج) می توان تاثیر همزمان ذرات نانو سیمان و مدت عمل آوری را بر روی مقادیر وزن مخصوص خشک حداکثر مشاهده نمود. براین اساس طبق نمودارهای شکل (۶-الف) دیده می شود در مدت زمان عمل آروی یک روزه نمونه ها، مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بتنویت

سمتاسیون بعد از ۲۸ روز عمل آوری و تشکیل بافتهای جدید در اثر تغییر ساختار دانه بندی از ریزدانه به سمت درشت دانه میزان تراکم پذیر را افزایش داده کاهش فضای خالی بین آنها بوقوع پیوسته است. همزمان بدلیل تغییر بافت خاک تثبیت شده میزان جذب رطوبت نیز کاهش یافته و به عبارت دیگر خاصیت تورمی و افزایش بنتونیت کاهش یافته است.

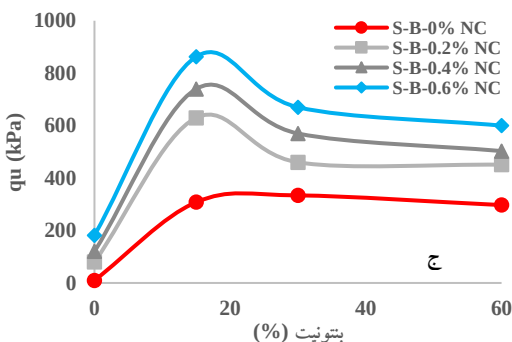
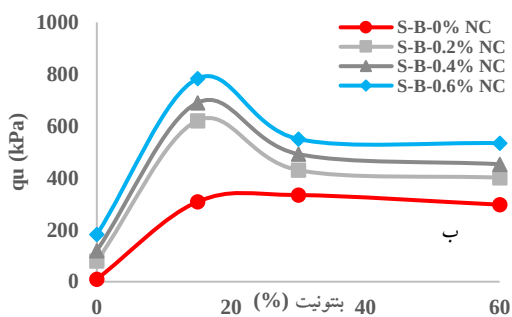
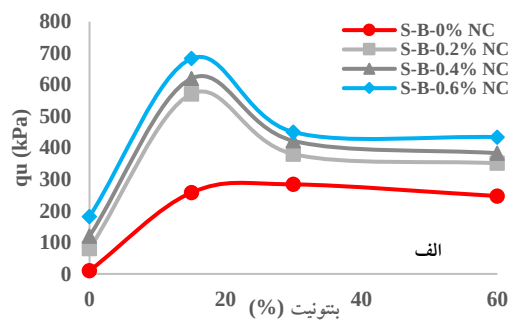


شکل ۶ تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی مقادیر وزن مخصوص خشک حداکثر، (الف) مدت زمان عمل آوری ۱ روزه، (ب) مدت زمان عمل آوری ۷ روزه، (ج) مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه

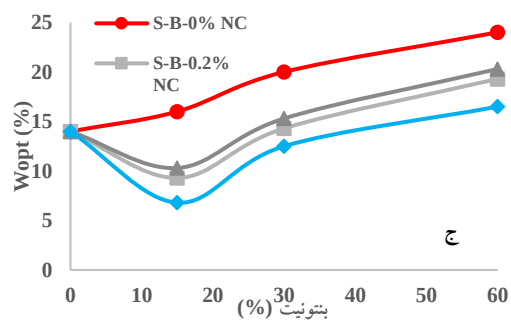
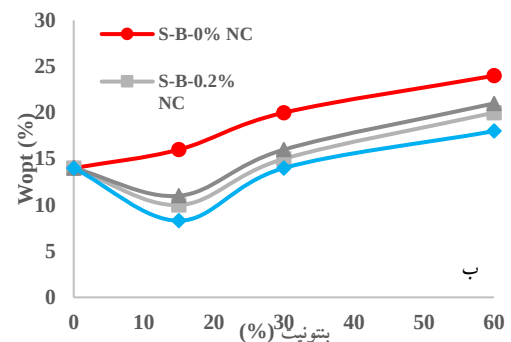
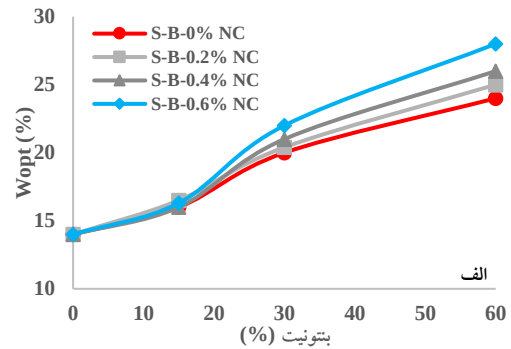
دارای بالاترین میزان وزن مخصوص خشک حداکثر است. زیرا، آن مقدار بنتونیت سبب بهم نزدیک شدن بیشتر ذرات ماسه به یکدیگر شده است. از سوی بالا رفتن سطح تماس بین آنها و افزودن نانو سیمان واکنش شیمیایی پوزولانی اولیه بین آنها برقرار شده ولی در مدت زمان کوتاه عمل آوری تأثیرگذاری مناسبی از خود نشان نمی دهند. در حالیکه، طبق نمودارهای شکل (۶-ب) و (۶-ج) وزن مخصوص خشک حداکثر در مخلوط ماسه بادی- بنتونیت متأثر از حضور ذرات نانو سیمان و مدت زمان عمل آوری است. بطوریکه با افزایش درصد نانو سیمان در نمونه ها و طولانی شدن مدت زمان عمل آوری و تکمیل شدن واکنش پوزولانی بین ذرات مقدار وزن مخصوص خشک حداکثر افزایش یافته است و حضور ۰/۶ درصد نانو سیمان در ماسه بادی با ۱۵ درصد بنتونیت باعث نمایان شدن بیشینه ترین مقدار در وزن مخصوص خشک حداکثر گردیده و در مدت زمان های عمل آوری ۷ و ۲۸ روزه مقدار آن را در مقایسه با حالت یک روزه به ترتیب به مقدار ۱۲٪ و ۲۱ درصد افزایش یافته است.

همچنین، با توجه به نمودارهای شکل (۷-الف، ب و ج) تأثیر ذرات نانو سیمان را بر روی میزان رطوبت بهینه مخلوط ماسه بادی-بنتونیت را می توان مشاهده نمود. طبق نمودارهای شکل (۷-الف) دیده می شود ذرات نانو سیمان در مدت زمان عمل آوری یک روزه تأثیر چندانی بر روی رفتار نمونه ها نداشته و با بالا رفتن همزمان مقدار درصد بنتونیت و ذرات نانو سیمان مقدار رطوبت بهینه یک روند افزایشی را طی می نماید. در ادامه، با طولانی شدن مدت زمان عمل آوری به ۷ و ۲۸ روز، همانگونه که در نمودارهای شکل (۷-ب) و (۷-ج) ارائه شده است، ذرات نانو سیمان بر روی جذب رطوبت نمونه ها اثرگذاری دارد و کمینه ترین مقدار رطوبت بهینه در نمونه ماسه به همراه ۱۵ درصد بنتونیت با افزوده شده ۰/۶ درصد نانو سیمان اتفاق افتاده است. بطوریکه در مدت زمان های عمل آوری ذکر شده، مقدار رطوبت بهینه به ترتیب ۴۰ درصد و ۵۱ درصد کاسته شده است. با توجه به نتایج ارائه شده حاصل از آزمایش تراکم می توان بیان نمود، افزودن ۰/۶ درصد وزنی نانو سیمان در نمونه مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بنتونیت همزمان با مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه، بهینه ترین نتیجه را ارائه نموده است. زیرا حضور ۱۵ درصد بنتونیت در خاک ماسه ای سبب بالا رفتن سطح تماس بین ذرات ماسه شده و افزودن ۰/۶ درصد نانو سیمان و تکمیل واکنش

نمونه‌هایی که ذرات نانو سیمان موجود نمی باشد حضور ۳۰ درصد بتونیت در خاک ماسه بادی باعث بیشینه شدن مقاومت فشاری گردیده ولی قابل مقایسه با تاثیرگذاری نانو سیمان در توانایی باربری نمونه‌ها نمی باشد. از سوی دیگر، با افزایش مقدار بتونیت در خاک ماسه رفتار مکانیکی خاک همراه با تغییر ساختار و بافت خاک از درشت دانه به سمت ریزدانه و حتی با حضور ذرات نانو سیمان در تمامی مدت زمان‌های عمل آوری و تکمیل واکنش شیمیایی پوزولانی میزان توانایی باربری یک روند کاهندگی را نشان می‌دهد زیرا آن میزان نانو سیمان برای ایجاد تغییر در بافت خاک رسی بتونیت کافی نمی‌باشد و ذرات ماسه در داخل بتونیت حالت غوطه ور پیدا می‌کنند و تماس بین آنها حداقل می‌باشد.



شکل ۸ تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی مقادیر مقاومت فشاری تک محوری، (الف) مدت زمان عمل آوری ۱ روزه، (ب) مدت زمان عمل آوری ۷ روزه، (ج) مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه

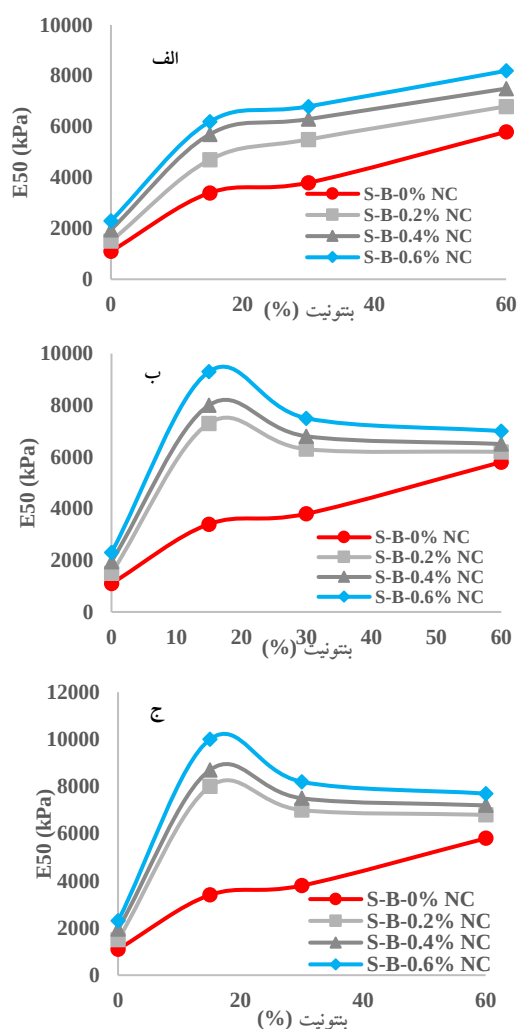


شکل ۷ تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی مقادیر رطوبت بهینه، (الف) مدت زمان عمل آوری ۱ روزه، (ب) مدت زمان عمل آوری ۷ روزه، (ج) مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه

نتایج حاصل از آزمایش تک‌محوری

تاثیر ذرات نانو سیمان همراه با مدت زمان عمل آوری بر روی نتایج حاصل از آزمون مقاومت فشاری تک محوری نمونه‌های مورد تحقیق در شکل (۸-الف، ب و ج) مشاهده می‌شود. طبق نمودارهای شکل (۸) می‌توان دریافت در تمامی مدت زمان‌های عمل آوری ذرات نانو سیمان رفتار مکانیکی مخلوط ماسه بادی-بتونیت را تحت تاثیر قرار می‌دهد و کنترل کننده میزان توانایی باربری است. بطوریکه ماسه بادی مخلوط شده با ۱۵ درصد بتونیت به همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان دارای بالاترین مقدار توانایی باربری می‌باشد. میزان افزایش مقاومت در مدت زمان‌های عمل آوری ۱، ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب ۱/۶۴، ۱/۵۴ و ۱/۸ برابر است. اگرچه با مرور نمودارهای ارائه شده می‌توان دریافت، در

حضور ۰/۶ درصد نانو سیمان در خاک ماسه بادی با ۱۵ درصد بتونیت باعث رفتار سخت و ترد شونده شده است. طوریکه میزان کرنش برشی در لحظه گسیختگی در مدت زمان‌های عمل آوری ذکر شده به ترتیب ۵۰ و ۳۳ درصد کاهش نشان داده است. البته همزمان با افزایش میزان درصد بتونیت در خاک ماسه بادی و نانو سیمان در مخلوط، علی‌رغم طولانی شدن مدت زمان عمل آوری رفتار نمونه‌های تثبیت شده به سمت شکل پذیری میل کرده و مقدار کرنش محوری در لحظه گسیختگی افزایش می‌یابد. با مقایسه نمودارهای شکل (۹-ج) و شکل (۱۰-ج) دیده می‌شود، در مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه تغییرات دو پارامتر مدول سکانت (E_{50}) و کرنش محوری در لحظه گسیختگی برعکس هم می‌باشند که نشان از صحت نتایج دارد.

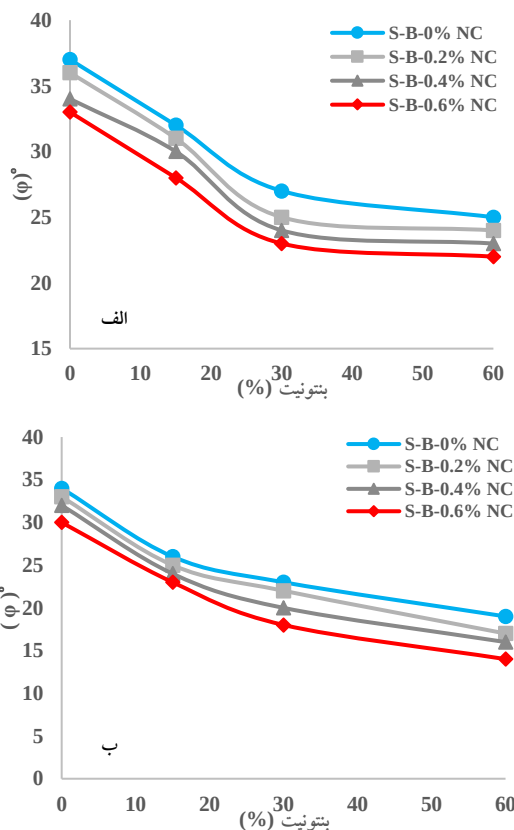


شکل ۹ تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی مدول سکانت مخلوط ماسه بادی-بتونیت مورد مطالعه، (الف) مدت زمان عمل آوری ۱ روزه، (ب) مدت زمان عمل آوری ۷ روزه، (ج) مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه

در ادامه، جهت بررسی و ارزیابی اثر نانو سیمان بر میزان شکل پذیری مخلوط ماسه بادی-بتونیت، با استفاده از منحنی تنش-کرنش حاصل از آزمون مقاومت فشاری تک محوری، مدول تغییر شکل سکانت نمونه‌ها (E_{50}) تعیین گردید و در شکل (۹-الف، ب و ج) نمایش داده شد. با توجه به نمودارهای شکل (۹-الف)، مشاهده می‌شود در مدت زمان عمل آوری یک روزه با افزایش مقادیر بتونیت در خاک ماسه به همراه ذرات نانو سیمان، ساختار خاک مخلوط انعطاف پذیرتر گردیده و سبب بالا رفتن مقدار مدول سکانت می‌گردد. طوریکه مخلوط ماسه با ۶۰ درصد بتونیت به همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان مدول سکانت را به مقدار ۴۱ درصد افزایش داده است. از سوی دیگر، با افزایش مدت زمان عمل آوری به ۷ و ۲۸ روز طبق نمودارهای شکل‌های (۹-ب و ج) می‌توان دریافت زمانیکه ۰/۶ درصد ذرات نانو سیمان به مخلوط ماسه با ۱۵ درصد بتونیت افزوده می‌شود بیشترین مقدار در مدول سکانت را ارائه می‌نماید و مقدار آن را به ترتیب ۱/۷۳ و ۱/۹۴ برابر افزایش می‌دهد. بنابراین با در نظر گرفتن مقادیر ذکر شده می‌توان بیان کرد با بالا رفتن مدت زمان عمل آوری همراه با افزودن ۰/۶ درصد نانو سیمان به مخلوط ماسه با ۱۵ درصد بتونیت و تکمیل واکنش پوزولانی سبب بالا رفتن خاصیت ارتجاعی شده و میزان وقوع نشست و تغییر شکل کاهش می‌یابد. در انتها طبق نمودارهای شکل (۹-ب و ج)، علیرغم افزایش میزان مدت زمان عمل آوری و درصد نانو سیمان هنگامی مقدار بتونیت در خاک ماسه اضافه می‌شود رفتار خاک نرم تر شده و مدول سکانت کاسته می‌شود. این شرایط بیان کننده آن است میزان درصد نانو سیمان مصرفی برای مقادیر بتونیت موجود در نمونه‌های ماسه بادی مورد مطالعه کافی نبوده و در جهت تکمیل واکنش‌های شیمیایی و تغییر بافت در ساختار خاک به مقدار ذرات نانو سیمان بیشتری نیاز است تا فرایند واکنش پوزولانی تکمیل گردد.

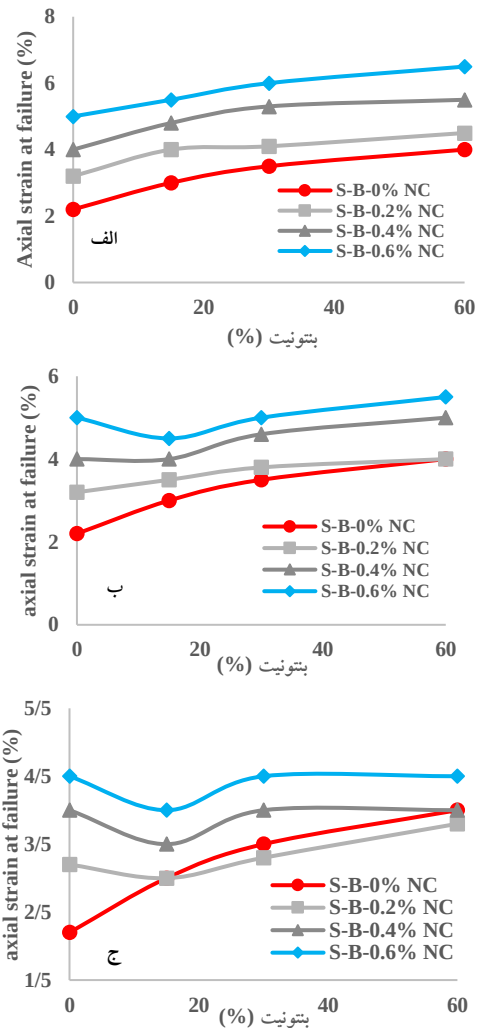
میزان کرنش محوری در لحظه گسیختگی نمونه‌های مخلوط ماسه بادی-بتونیت تحت تأثیر ذرات نانو سیمان در نمودارهای شکل (۱۰-الف، ب و ج) قابل مشاهده است. با توجه به نمودارهای شکل (۱۰-الف) دیده می‌شود ذرات نانو سیمان در مدت زمان عمل آوری یک روزه از نقطه نظر رفتاری، تأثیر گذاری مناسبی نداشته و با افزایش مقدار بتونیت تا ۶۰ درصد در خاک ماسه هم زمان با انعطاف پذیری بالا، شکل پذیری نیز افزایش یافته است. ولی با افزایش مدت زمان عمل آوری به ۷ و ۲۸ روزه، طبق نمودارهای شکل (۱۰-ب و ج) می‌توان مشاهده نمود،

خشک در مقایسه با شرایط اشباع دارای مقادیر نسبی بالاتری می‌باشند. از نقطه نظر زمان عمل آوری، در زمان یک روزه و هر دو شرایط خشک و اشباع، با افزایش میزان بتنویت در خاک ماسه بادی مقدار زاویه اصطکاک داخلی یک روند کاهشی را طی می‌نماید که این شرایط ناشی بالا بودن فضای خالی بین ذرات بتنویت و ساختار فلکوله‌ای آنها است. همچنین افزودن ذرات نانو سیمان در مدت زمان عمل آوری مذکور مزید علت شده و با افزایش مقدار آن تا ۰/۶ درصد در نمونه‌های مورد مطالعه زاویه اصطکاک داخلی کاهش یافته است. بنابراین می‌توان بیان کرد در مدت زمان عمل آوری یک روزه، ذرات نانو سیمان در مخلوط ماسه بادی- بتنویت تاثیر چندان نداشته و ذرات بتنویت تغییرات در زاویه اصطکاک داخلی را کنترل می‌نمایند.



شکل ۱۱ تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی زاویه اصطکاک داخلی خاک مخلوط ماسه بادی- بتنویت مورد مطالعه در مدت عمل آوری ۱ روزه، (الف) حالت خشک، (ب) حالت اشباع

همانطور که در نمودارهای شکل (۱۲-الف و ب) مشاهده می‌شود در مدت زمان عمل آوری ۷ روزه نیز مشابه با شرایط عمل آوری یک روزه، مخلوط‌های ماسه بادی- بتنویت بارگذاری



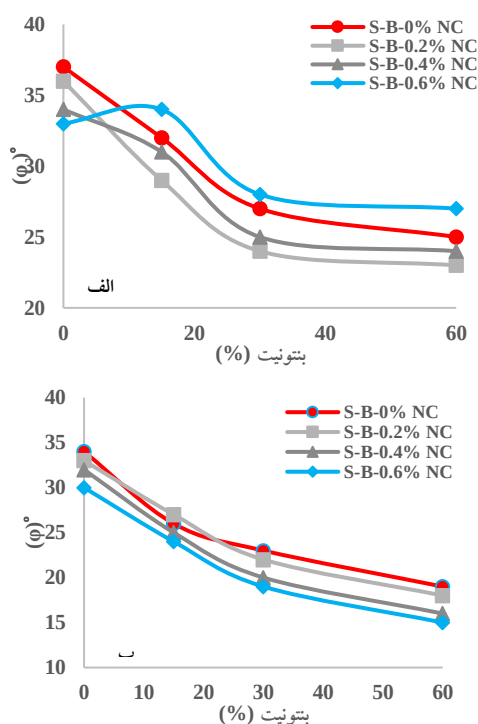
شکل ۱۰ تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی کرنش محوری در لحظه گسیختگی خاک مخلوط ماسه بادی- بتنویت مورد مطالعه، (الف) مدت زمان عمل آوری ۱ روزه، (ب) مدت زمان عمل آوری ۷ روزه، (ج) مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه

نتایج حاصل از آزمایش برش مستقیم

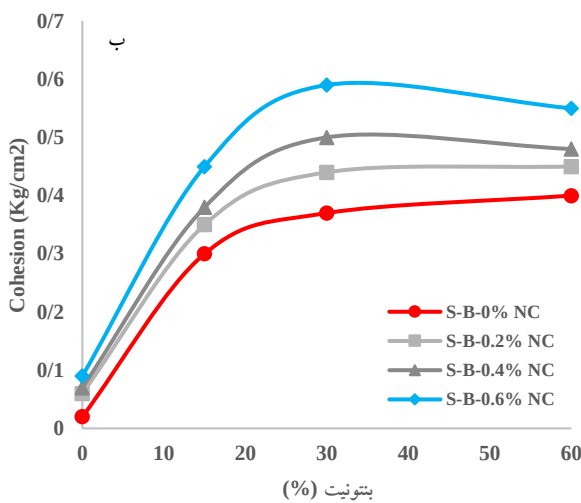
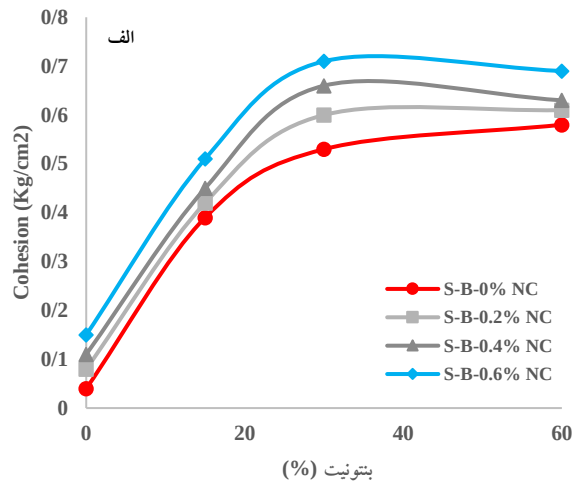
بمنظور بررسی تاثیر ذرات نانو سیمان بر میزان توانایی باربری و مقاومت برشی نمونه‌های مورد مطالعه آزمون برش مستقیم در دو حالت خشک و اشباع تحت تنش‌های قائم ۱، ۲ و ۳ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و با سرعت کند انجام گرفته است. مقادیر زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) نمونه‌های مخلوط در مدت زمان‌های عمل آوری ۱، ۷ و ۲۸ روزه در دو حالت شرایط بارگذاری خشک و اشباع به ترتیب در نمودارهای شکل‌های (۱۱-الف و ب)، (۱۲-الف و ب) و (۱۳-الف و ب) ارائه گردیده است. براساس نمودارهای شکل (۱۱-الف و ب) مشاهده می‌شود، زاویه اصطکاک داخلی مخلوط‌های ماسه بادی- بتنویت در حالت

در گام بعدی، براساس شکل (۱۳-الف و ب) وقتی مدت زمان عمل آوری نمونه‌های مورد آزمایش به ۲۸ روز افزایش یافته مشاهده می‌گردد مطابق با حالت‌های قبلی با افزایش درصد بتونیت در ماسه بادی زاویه اصطکاک داخلی کاسته می‌شود. در نمونه‌های خشک طبق نمودارهای شکل (۱۳-الف) دیده می‌شود در مخلوط ماسه بادی-بتونیت (حاوی ۱۵ و ۳۰ درصد)، با افزودن ۰/۴ و ۰/۶ درصد نانو سیمان باعث افزایش یافتن زاویه اصطکاک داخلی شده است. البته این روند در ماسه بادی با ۱۵ درصد بتونیت به همراه ۰/۴ و ۰/۶ درصد نانو سیمان بیشتر نمود یافته و مقدار افزایش به ترتیب ۳/۱ و ۹ درصد است. از سوی دیگر، در حالت اشباع افزایش مدت زمان عمل آوری بر روی رفتار نانو سیمان در مخلوط ماسه بادی-بتونیت تاثیرگذاری نداشته و با افزایش نانو سیمان و بتونیت در خاک ماسه بادی زاویه اصطکاک داخلی کاسته شده است. با مرور کلی مقادیر زاویه اصطکاک داخلی برآورد شده در نمونه‌های تثبیت شده مشاهده می‌گردد شکل فلکولهای ذرات بتونیت و خاصیت جذب آب توسط آنها تاثیرگذار می‌باشد. در بارگذاری در حالت خشک بعد از ۲۸ روز عمل آوری و افزودن ۰/۶ درصد نانو سیمان به خاک مخلوط و تکمیل واکنش پوزولانی باعث بهبود مقدار زاویه اصطکاک داخلی شده است. در بارگذاری در شرایط اشباع، خاصیت جذب بالای آب توسط بتونیت و شکل ذرات مزید علت شده و حتی با حضور نانو سیمان و اتمام واکنش پوزولانی مقدار زاویه اصطکاک کاهش یافته است. این روند بیان کننده آن است میزان نانو سیمان جهت تثبیت خاک مخلوط ماسه-بتونیت در شرایط اشباع کافی نبوده و بایستی مطالعات بیشتری انجام یابد. در نمودارهای شکل‌های (۱۴-الف و ب)، (۱۵-الف و ب) و (۱۶-الف و ب) به ترتیب می‌توان تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی مقدار پارامتر چسبندگی مخلوط ماسه بادی-بتونیت را در مدت زمان‌های عمل آوری ۱، ۷ و ۲۸ روزه را در شرایط بارگذاری خشک و اشباع مشاهده نمود. بر این اساس، طبق نمودارهای شکل (۱۴-الف و ب) در مدت زمان عمل آوری یک روزه، دیده می‌شود بطور کلی چسبندگی نمونه‌ها در شرایط بارگذاری خشک در مقایسه با حالت اشباع دارای میزان بیشتری است. همچنین با افزایش بتونیت در ماسه بادی و بدون حضور نانو سیمان، مقدار چسبندگی نمونه‌های مخلوط یک روند صعودی را طی می‌نماید.

شده در شرایط خشک دارای زاویه اصطکاک داخلی بیشتری در مقایسه با حالت اشباع هستند. در مدت زمان عمل آوری ۷ روزه، در شرایطی که مخلوط‌های ماسه بادی-بتونیت بصورت خشک مورد مطالعه قرار گرفته‌اند، طبق نمودارهای شکل (۱۲-الف) مشاهده می‌شود با افزایش بتونیت به ۶۰ درصد در ماسه بادی و افزودن ذرات نانو سیمان از ۰/۲ تا ۰/۴ درصد، زاویه اصطکاک داخلی کاهش می‌یابد. اگرچه روند ذکر شده در نمونه‌های ماسه بادی حاوی بتونیت با همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان متفاوت بوده و مقدار زاویه اصطکاک داخلی در مقایسه با مخلوط‌های ماسه بادی-بتونیت فاقد نانو سیمان افزایش یافته است. همچنین افزودن ۰/۶ درصد نانو سیمان به مخلوط ماسه با ۱۵ درصد بتونیت بالاترین تاثیر را داشته و مقدار زاویه اصطکاک داخلی را ۳ درصد افزایش داده است ولی از مقدار زاویه اصطکاک داخلی در ماسه خالص تجاوز ننموده است. برخلاف شرایط خشک، طبق نمودارهای شکل (۱۲-ب) در حالت بارگذاری اشباع دیده می‌شود علیرغم مدت زمان عمل آوری ۷ روزه با افزایش مقدار ذرات نانو سیمان و بتونیت در خاک ماسه بادی زاویه اصطکاک داخلی یک روند کاهندگی را به نمایش می‌گذارد.



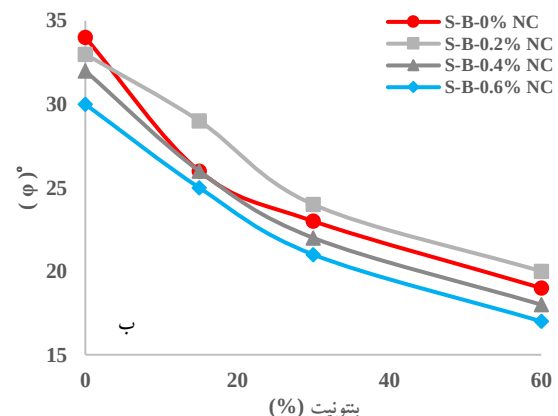
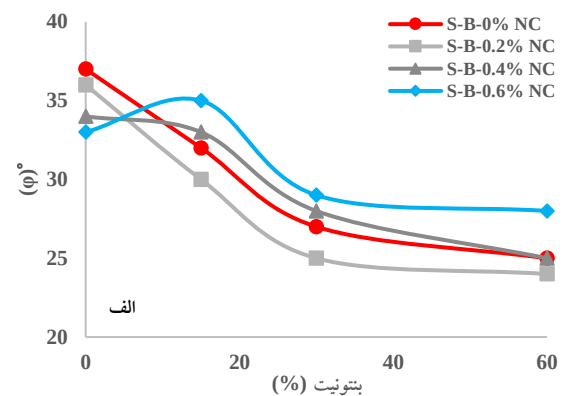
شکل ۱۲ تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی زاویه اصطکاک داخلی خاک مخلوط ماسه بادی-بتونیت مورد مطالعه در مدت عمل آوری ۷ روزه، (الف) حالت خشک، (ب) حالت اشباع



شکل ۱۴ تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی چسبندگی خاک مخلوط ماسه بادی-بتنویت مورد مطالعه در مدت عمل آوری ۱ روزه، (الف) حالت خشک، (ب) حالت اشباع

هنگامیکه مدت زمان عمل آوری نمونه‌ها به ۷ روز افزایش می‌یابد با توجه به نمودارهای شکل (۱۵-الف و ب) مشاهده می‌شود در هر دو شرایط بارگذاری خشک و اشباع مشابه با حالت عمل آوری یک روزه حضور همزمان نانو سیمان و بتنویت در خاک ماسه بادی باعث افزایش چسبندگی در نمونه‌های مخلوط گردیده است. همچنین بالاترین میزان چسبندگی نیز در مخلوط ماسه بادی-بتنویت با همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان دیده شده است. میزان نرخ رشد در ماسه بادی به همراه ۳۰ درصد بتنویت در شرایط بارگذاری خشک و ماسه بادی به همراه ۶۰ درصد بتنویت در حالت اشباع به ترتیب ۷۰ و ۸۹ درصد است.

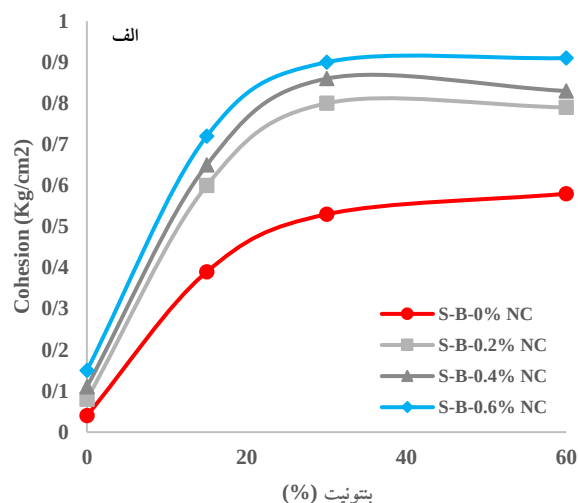
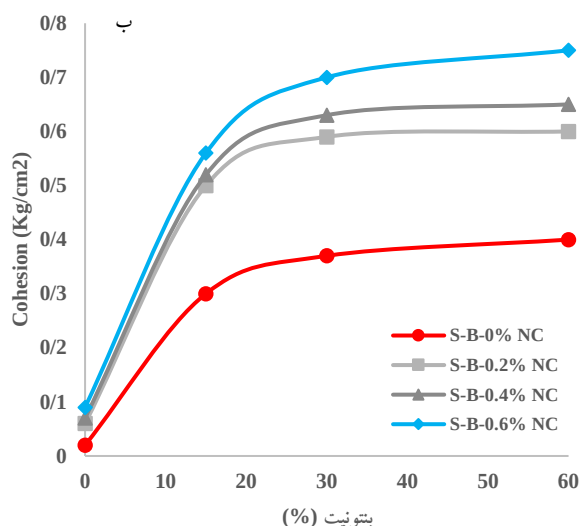
زمانیکه نانو سیمان به مخلوط‌ها افزوده می‌شود، مشابه حالت قبل روند افزایش چسبندگی صعودی بوده و بالاترین مقدار چسبندگی در مخلوط ماسه با ۳۰ درصد بتنویت به همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان مشاهده می‌گردد. میزان افزایش برابر با ۳۴ درصد نسبت به حالت بدون افزودن نانو سیمان است. در شرایط بارگذاری اشباع، طبق نمودارهای شکل (۱۴-ب) می‌توان دریافت مشابه با حالت خشک با افزایش حضور بتنویت در خاک ماسه بادی چسبندگی افزایش یافته است. همچنین با افزایش حضور ذرات نانو سیمان در مخلوط ماسه بادی-بتنویت پارامتر چسبندگی بیشینه می‌شود. همانند حالت خشک حداکثر مقدار چسبندگی در ماسه با ۳۰ درصد بتنویت به همراه ۰/۶ درصد دیده می‌شود که این میزان افزایش برابر با ۶۰ درصد می‌باشد.



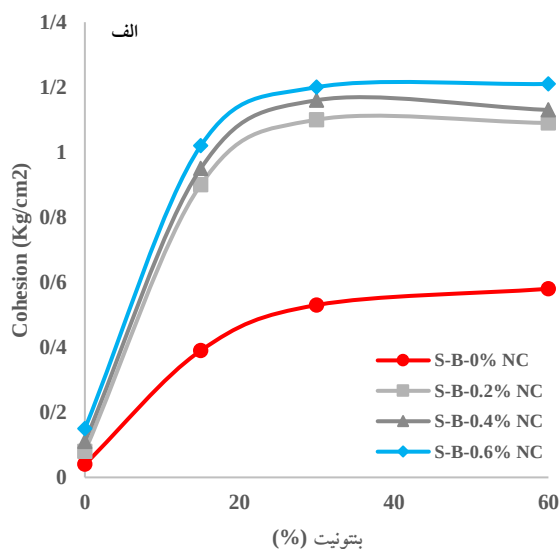
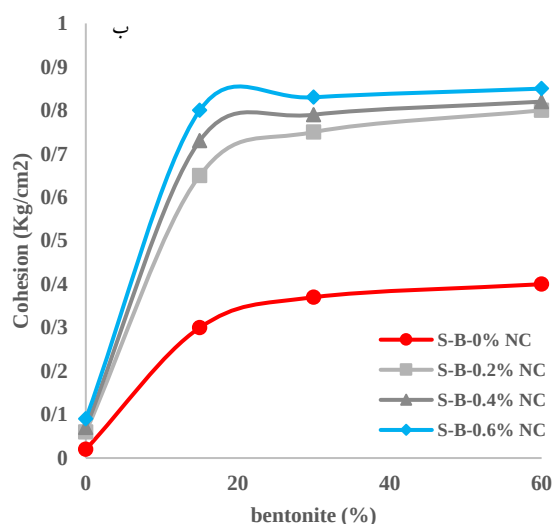
شکل ۱۳ تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی زاویه اصطکاک داخلی خاک مخلوط ماسه بادی-بتنویت مورد مطالعه در مدت عمل آوری ۲۸ روزه، (الف) حالت خشک، (ب) حالت اشباع

قبلی بسیار به هم نزدیک هستند. البته حداکثر مقدار چسبندگی نیز در نمونه‌های ماسه بادی-بتونیت با همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان دیده شده است. نرخ رشد در ماسه بادی همراه با ۶۰ درصد بتونیت در شرایط بارگذاری خشک و حالت اشباع به ترتیب ۱/۱ و ۱۲/۱ برابر است.

در هر دو شرایط بارگذاری خشک و اشباع با بالا رفتن طول مدت زمان عمل آوری نمونه‌ها به ۲۸ روز، همانطور که در نمودارهای شکل (۱۶-الف وب) مشاهده می‌گردد چسبندگی مشابه با حالت‌های گذشته ذکر شده افزایش یافته است. با این تفاوت که میزان نرخ افزایش چسبندگی در نمونه‌های مخلوط شده با نانو سیمان از ۰/۲ تا ۰/۶ درصد در مقایسه با حالت‌های



شکل ۱۵ تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی چسبندگی خاک مخلوط ماسه بادی-بتونیت مورد مطالعه در مدت عمل آوری ۷ روزه، (الف) حالت خشک، (ب) حالت اشباع



شکل ۱۶ تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی چسبندگی خاک مخلوط ماسه بادی-بتونیت مورد مطالعه در مدت عمل آوری ۲۸ روزه، (الف) حالت خشک، (ب) حالت اشباع

میزان توانایی باربری آنها شده است. در ادامه، با افزایش مدت زمان عمل آوری، افزودن ذرات نانو سیمان به آنها میزان مقاومت برشی را در تمامی مقادیر تنش‌های قائم افزایش داده است. در شرایط بارگذاری اشباع، بیشتر مقاومت برشی در نمونه‌های مخلوط ماسه بادی به همراه ۳۰ درصد بنتونیت با مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه دیده شده است. مقاومت برشی بطور میانگین ۴۰/۷ درصد در تمامی مقادیر تنش قائم بالا رفته است. با مطالعه کلی نتایج بدست آمده از آزمون برش مستقیم (در هر دو حالت بارگذاری در شرایط خشک و اشباع) می‌توان دریافت مقاومت برشی خاک تثبیت شده با افزودن نانو سیمان و اتمام واکنش پوزولانی بعد از ۲۸ روز عمل آوری متاثر از میزان چسبندگی می‌باشد. همانگونه که مشاهده شد، عموماً افزودن نانو سیمان باعث افزایش چسبندگی در نمونه‌ها در هر دو حالت خشک و اشباع شده و در حالیکه تغییرات میزان زاویه اصطکاک داخلی این چنین نبوده است. این روند بیان کننده آن است افزودن نانو سیمان به مخلوط ماسه-بنتونیت بدلیل واکنش پوزولانی سبب افزایش خاصیت ارتجاعی و چسبندگی بین ذرات شده است.

طبق جدول‌های (۵) و (۶) می‌توان تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی مقاومت برشی نمونه‌های مخلوط ماسه بادی-بنتونیت را در مدت زمان‌های عمل آوری ۱، ۷ و ۲۸ روزه را در هر دو شرایط بارگذاری خشک و اشباع ارائه شده است. طبق جدول (۵) با در نظر گرفتن مدت زمان عمل آوری و میزان درصد نانو سیمان بر تاثیرگذاری بر نرخ تغییرات مقاومت برشی نمونه‌های مخلوط ماسه بادی و بنتونیت در شرایط بارگذاری خشک می‌توان بیان نمود، اولاً در مدت زمان عمل آوری یک روزه، حضور نانو سیمان در نمونه‌های مورد تحقیق تاثیر کاهشی بر مقاومت برشی داشته و با افزایش مدت زمان عمل آوری به ۷ و ۲۸ روز رفتار ژئوتکنیکی تغییر یافته و مقاومت برشی نمونه‌های حاوی نانو سیمان افزایش یافته‌اند. ثانیاً، حضور ۰/۶ درصد نانو سیمان در نمونه مخلوط ماسه با ۱۵ درصد بنتونیت با مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه سبب شده است تا مقدار مقاومت برشی خاک در تمامی مقادیر تنش‌های قائم بطور میانگین ۵۲/۵ درصد افزایش یابد. همانگونه که در جدول (۶) مشاهده می‌شود در شرایط بارگذاری اشباع، مشابه با حالت بارگذاری خشک، حضور ذرات نانو سیمان در نمونه‌ها در مدت زمان عمل آوری یک روزه سبب کاهش

جدول ۵ میزان تاثیر ذرات نانو سیمان بر مقاومت برشی نمونه‌های مورد مطالعه در مقایسه با حالت تثبیت نشده- شرایط بارگذاری خشک

اروزه									مدت زمان عمل آوری
۰/۶٪ نانو سیمان			۰/۴٪ نانو سیمان			۰/۲٪ نانو سیمان			نمونه
۳	۲	۱	۳	۲	۱	۳	۲	۱	بار (kg/cm ²)
٪ ۸/۲۹	- ٪ ۶/۴۵	- ٪ ۱/۲۵	٪ ۷/۴۲	- ٪ ۳/۲۲	- ٪ ۲/۵	٪ ۰/۸۷	- ٪ ۰/۶۴	٪ ۱/۲۵	ماسه
٪ ۶/۶۶	- ٪ ۴/۹۰	- ٪ ۲/۸۸	٪ ۲/۶۶	- ٪ ۱/۸۴	- ٪ ۰/۹۶	٪ ۱/۳۳	- ٪ ۰/۶۱	- ٪ ۱/۹۲	ماسه+۱۵٪ بنتونیت
٪ ۴/۳۶	- ٪ ۱/۹۳	- ٪ ۷/۹۶	٪ ۳/۸۸	- ٪ ۱/۲۹	- ٪ ۲/۶۵	٪ ۲/۴۲	- ٪ ۰/۶۴	- ٪ ۵/۳	ماسه+ ۳۰٪ بنتونیت
٪ ۵/۰۲	- ٪ ۵/۲۶	- ٪ ۳/۶۶	٪ ۵/۰۲	- ٪ ۴/۶۰	- ٪ ۱/۸۳	٪ ۳/۰۱	- ٪ ۱/۹۷	- ٪ ۲/۷۵	ماسه+۶۰٪ بنتونیت
۷ روزه									مدت زمان عمل آوری
٪ ۱۱/۹	٪ ۱/۹۴	٪ ۱/۲۶	٪ ۹/۵۲	۱/۲۹	- ٪ ۱/۲۶	٪ ۴/۷۶	٪ ۰	٪ ۲/۵۳	ماسه
٪ ۲۱/۳	٪ ۲۶/۴	٪ ۸/۰۶	٪ ۸/۸۸	٪ ۱۳/۵	٪ ۳/۲۲	٪ ۲/۲۲	٪ ۳/۴	٪ ۱۱/۳	ماسه+۱۵٪ بنتونیت
٪ ۲۰/۸	٪ ۲۶/۴	٪ ۳/۹۲	٪ ۱۰/۲	٪ ۱۶/۱	٪ ۷/۸۴	٪ ۲/۹۱	٪ ۸/۴	٪ ۱۳/۷	ماسه+ ۳۰٪ بنتونیت
٪ ۲۲/۶	٪ ۲۶/۹	٪ ۸/۵۱	٪ ۸/۰۴	٪ ۱۲/۵	٪ ۶/۳۸	٪ ۳/۰۱	٪ ۷/۲۳	٪ ۱۰/۶	ماسه+۶۰٪ بنتونیت
۲۸ روزه									مدت زمان عمل آوری
- ٪ ۸/۲۹	٪ ۵/۸۴	٪ ۱/۲۶	- ٪ ۷/۴۲	٪ ۵/۸۴	٪ ۱/۲۶	- ٪ ۰/۸۷	٪ ۰	٪ ۲/۵۳	ماسه
٪ ۳۸/۶	٪ ۴۸/۵	٪ ۷۰/۳	٪ ۲۸/۸	٪ ۳۸/۰۳	٪ ۵۸/۴	٪ ۱۷/۳	٪ ۲۶/۴	٪ ۵۰/۵	ماسه+۱۵٪ بنتونیت
٪ ۳۸/۳	٪ ۴۸/۳	٪ ۷۰/۶	٪ ۳۳/۵	٪ ۴۳/۲	٪ ۶۵/۷	٪ ۲۱/۸	٪ ۳۱/۶	٪ ۵۷/۸	ماسه+ ۳۰٪ بنتونیت
٪ ۴۰/۷	٪ ۴۹/۳	٪ ۶۰/۵	٪ ۲۷/۶	٪ ۳۶/۱	٪ ۴۶/۸	٪ ۲۱/۱	٪ ۲۹/۶	٪ ۴۳/۱	ماسه+۶۰٪ بنتونیت

جدول ۶ میزان تاثیر ذرات نانو سیمان بر مقاومت برشی نمونه‌های مورد مطالعه در مقایسه با حالت تثبیت نشده- شرایط بارگذاری اشباع

روزه ۱									مدت زمان عمل آوری
۰/۶٪ نانو سیمان			۰/۴٪ نانو سیمان			۰/۲٪ نانو سیمان			نمونه
۳	۲	۱	۳	۲	۱	۳	۲	۱	بار (kg/cm ²)
-٪ ۹/۸۵	-٪ ۸/۰۸	-٪ ۲/۸۹	-٪ ۴/۹۲	-٪ ۳/۶۷	٪ ۰	-٪ ۰/۹۸	٪ ۰	٪ ۲/۸۹	ماسه
-٪ ۱/۷۲	٪ ۲/۳۸	٪ ۱۱/۵	-٪ ۲/۲۹	٪ ۰	٪ ۵/۱۲	٪ ۱/۱۴	٪ ۲/۳۸	٪ ۵/۱۲	ماسه+۱۵٪ بتونیت
-٪ ۴/۹۰	٪ ۱/۶۵	٪ ۱۵/۲	-٪ ۳/۰۶	٪ ۰/۸۲	٪ ۸/۸۶	٪ ۰/۶۱	٪ ۲/۴۷	٪ ۶/۳۲	ماسه+۳۰٪ بتونیت
-٪ ۸/۴۵	-٪ ۲/۷۷	٪ ۸/۱	-٪ ۴/۹۲	-٪ ۱/۸۵	٪ ۴/۰۵	-٪ ۴/۹۲	-٪ ۲/۷۷	٪ ۱/۳۵	ماسه+۶۰٪ بتونیت
روزه ۷									مدت زمان عمل آوری
٪ ۱۲/۶	٪ ۸/۸	٪ ۵/۷۹	٪ ۹/۸۵	٪ ۷/۲	٪ ۱/۴۴	٪ ۷/۰۴	٪ ۴/۸	٪ ۰	ماسه
٪ ۱۰/۹	٪ ۲۰/۶	٪ ۴۱/۰۲	٪ ۸/۱۹	٪ ۱۵/۸	٪ ۳۴/۶	٪ ۳/۸۲	٪ ۱۴/۳	٪ ۱۴/۱	ماسه+۱۵٪ بتونیت
٪ ۱۱/۵	٪ ۱۵/۷	٪ ۳۱/۶	٪ ۱۰/۹	٪ ۱۴/۰۴	٪ ۲۶/۵	٪ ۸/۰۴	٪ ۱۱/۶	٪ ۱۳/۹	ماسه+۳۰٪ بتونیت
٪ ۹/۸۱	٪ ۱۹/۴	٪ ۳۷/۸	٪ ۵/۵۲	٪ ۱۴/۸	٪ ۳۵/۱	٪ ۳/۰۶	٪ ۱۳/۸	٪ ۲۷/۰۲	ماسه+۶۰٪ بتونیت
روزه ۲۸									مدت زمان عمل آوری
٪ ۳۹/۴	٪ ۲۴/۰۷	٪ ۲۶/۹	٪ ۳۵/۹	٪ ۲۱/۲	٪ ۱۵/۸	٪ ۲۶/۷	٪ ۱۳/۸۸	٪ ۱۱/۱	ماسه
٪ ۱۸/۲	٪ ۳۱/۶	٪ ۶۴/۸	٪ ۸/۸۶	٪ ۲۷/۲	٪ ۶۰/۸	٪ ۶/۸۹	٪ ۲۰/۵	٪ ۴۸/۶	ماسه+۱۵٪ بتونیت
٪ ۲۰/۶	٪ ۳۴/۹	٪ ۶۶/۶	٪ ۱۴/۹	٪ ۲۹/۳	٪ ۶۰/۲	٪ ۹/۱۹	٪ ۲۲/۲	٪ ۵۳/۸	ماسه+۳۰٪ بتونیت
٪ ۱۵/۳	٪ ۳۴/۷	٪ ۶۴/۵	٪ ۹/۲	٪ ۲۹/۷	٪ ۵۳/۱	٪ ۷/۳۶	٪ ۲۰/۶	٪ ۴۶/۸	ماسه+۶۰٪ بتونیت

نتایج حاصل از آزمایش نسبت باربری کالیفرنیا (CBR)

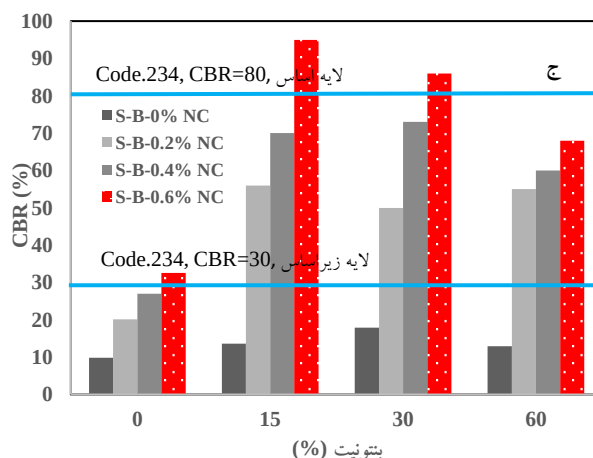
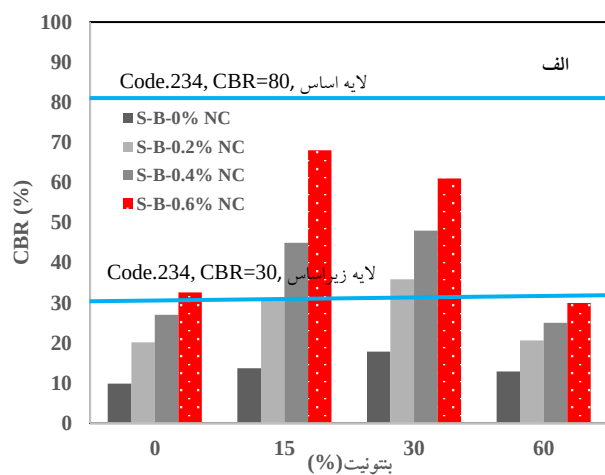
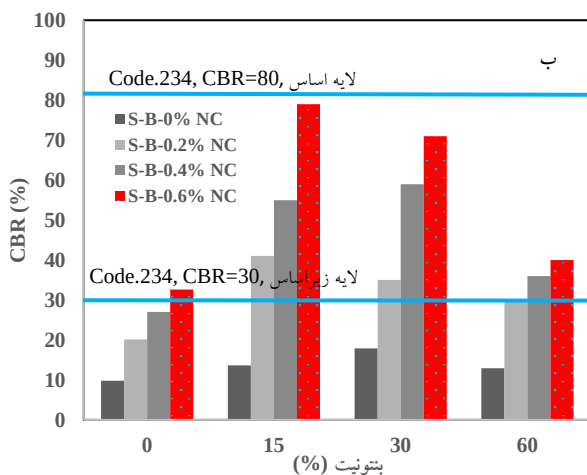
آزمون نسبت باربری کالیفرنیا (CBR)، در حالت خشک و در انرژی تراکمی ۵۶ ضربه برای هر لایه بر روی نمونه‌های مخلوط ماسه بادی- بتونیت حاوی ذرات نانو سیمان در شرایط عمل آوری شده انجام گردید. میزان نفوذ پیستون به مقدار ۲ اینچ (۵ سانتیمتر) اندازه گیری شده و نتایج طبق نمودارهای شکل (۱۷) قابل مشاهده می‌باشد. طبق نمودارهای شکل (۱۷-الف) می‌توان بیان نمود، در مدت زمان عمل آوری ۱ روزه، توانایی باربری تمام نمونه‌های ماسه بادی تا ۳۰ درصد بتونیت و حاوی ۰/۶ درصد نانو سیمان بگونه‌ای است که طبق نشریه ۲۳۴ سازمان برنامه و بودجه جمهوری اسلامی ایران امکان استفاده از مصالح تثبیت شده را برای لایه های زیر اساس فراهم می‌آورد. اگرچه عدد نسبت بابری کالیفرنیا مخلوط ماسه بادی-بتونیت همراه با ۰/۶ درصد نانو سیمان در مقایسه با مصالح مخلوط دیگر دارای بیشترین مقدار است. همانطورکه در شکل (۱۷-ب) ارائه شده، در مدت زمان عمل آوری ۷ روزه توانایی بابری تمامی نمونه‌های مورد مطالعه دارای ۰/۶ درصد نانو سیمان افزایش یافته و طبق

نشریه ۲۳۴ امکان استفاده از آنها در ساخت لایه زیراساس وجود دارد. در ادامه با توجه به شکل (۱۷-ج) می‌توان بیان نمود، پس عمل آوری ۲۸ روزه ماسه بادی به همراه ۱۵ درصد بتونیت که ۰/۶ درصد نانو سیمان به آن افزوده شده است دارای بیشترین عدد نسبت باربری کالیفرنیا بوده و طبق نشریه ۲۳۴ می‌توان از آن برای احداث لایه اساس در بدنه راه بکار برد.

نتایج بدست آمده براساس آزمون‌های انجام یافته که در بخش‌های گذشته به آن اشاره گردید را می‌توان براساس مقادیر نسبت تخلخل حداقل (e_{min})، نسبت تخلخل دانه‌ای (e_s) (رابطه ۱) و نسبت تخلخل بین دانه‌ای (e_f) (رابطه ۲) توضیح داد. همانطورکه تغییرات نسبت تخلخل حداقل (e_{min}) در نمونه‌های مورد مطالعه با گذراندن مدت زمان‌های عمل آوری در نمودارهای شکل (۱۸-الف، ب و ج) قابل مشاهده می‌باشد می‌توان دریافت، در تمامی زمان‌های عمل آوری، در خاک ماسه بادی با ۱۵ درصد رس بتونیت میزان نسبت تخلخل حداقل کاسته شده و پس از آن با بالا رفتن درصد بتونیت در ماسه بادی فضای خالی بین ذرات خاک مخلوط افزایش یافته و مقدار e_{min} روند صعودی را طی می‌نماید که بیان کننده شرایط سست در

حضور ذرات نانو سیمان تغییرات شدید در ساختار و بافت خاک - های مخلوط به علت واکنش سممتاسیون بوقوع پیوسته و بیشترین کاهش در فضای خالی بین ذرات نمونه مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بنتونیت همراه با ۰/۶ درصد نانو سیمان اتفاق افتاده است و میزان نسبت تخلخل حداقل به مقدار ۳۹ درصد کاهش یافته است. این شرایط سبب شده است از نقطه نظر خصوصیات ژئوتکنیکی بدلیل آنکه با کاهش فضای خالی بین ذرات و ایجاد استخوان بندی جدید و قوی بدلیل واکنش سممتاسیون و افزایش سطح تماس بین آنها، مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بنتونیت به همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان بعد از ۲۸ روز عمل آوری دارای توانایی باربری مناسبی باشد.

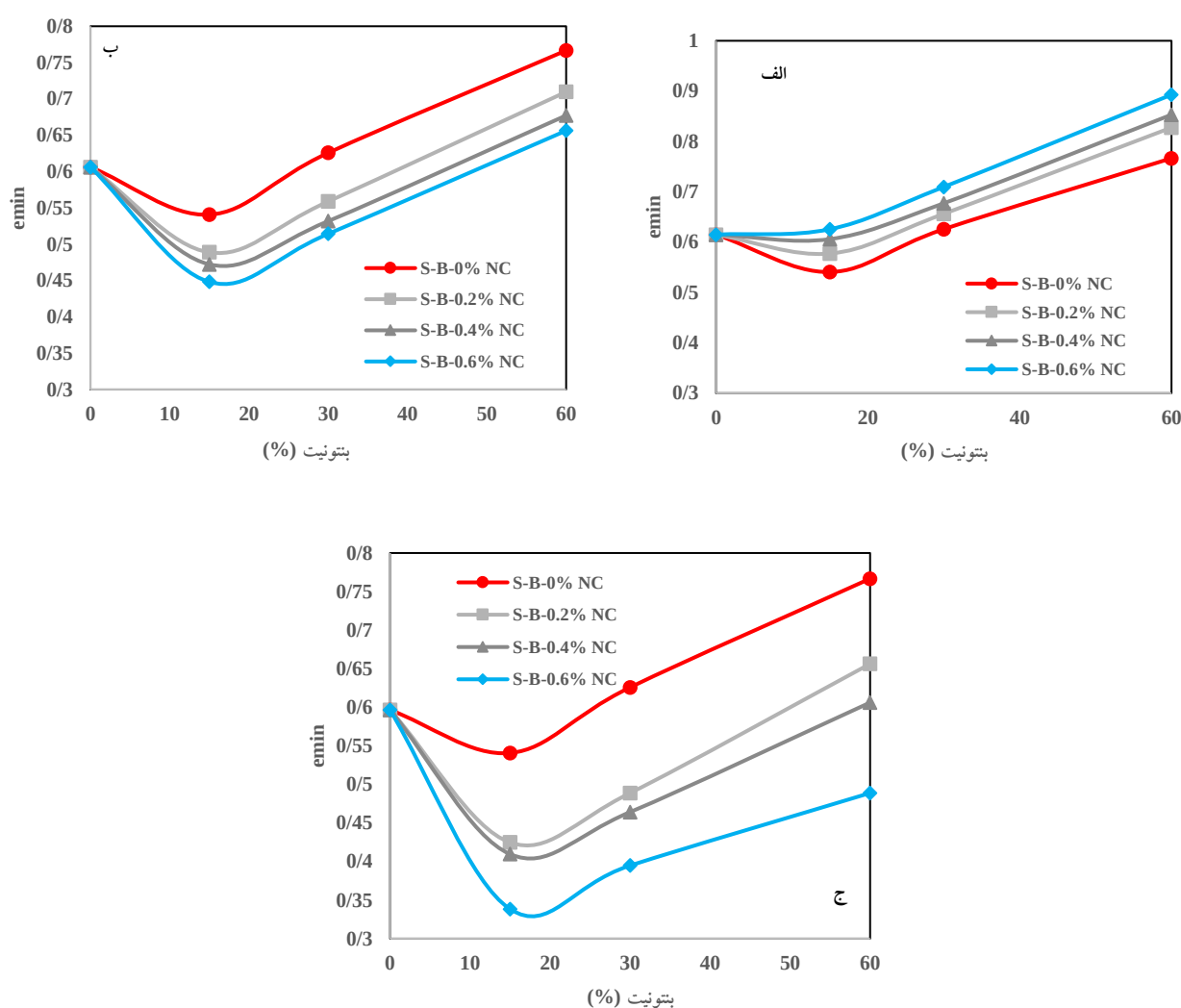
ساختار اسکلتی دانه بندی مخلوط است. پس از آنکه ذرات نانو سیمان به نمونه ها افزوده می شود، در شکل (۱۸-الف) مشاهده می شود، در زمان عمل آوری یک روزه، حضور نانو سیمان در تمامی نمونه ها سبب افزایش مقدار فضای خالی بین ذرات شده است. در ادامه، طبق نمودارهای شکل (۱۸-ب) دیده شده است مدت زمان عمل آوری ۷ روزه بر ساختار دانه بندی و اسکلت خاک تاثیر گذار بوده و با افزودن نانو سیمان به نمونه ها و در اثر ایجاد واکنش سممتاسیون بین ذرات، فضای خالی بین آنها کاهش یافته است. بطوریکه در مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بنتونیت به همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان مقدار نسبت تخلخل حداقل تا ۱۸ درصد کاهش یافته است. با توجه به نمودارهای شکل (۱۸-ج) بعد از عمل آوری ۲۸ روزه، مشاهده می گردد با افزایش



شکل ۱۷ تاثیر ذرات نانو سیمان بر روی نتایج آزمون نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) نمونه های مورد مطالعه در حالت خشک و در انرژی تراکمی ۵۶ ضربه برای هر لایه در مدت زمان عمل آوری مختلف، (الف) ۱ روزه، (ب) ۷ روزه، (ج) ۲۸ روزه

هنگامیکه نانو سیمان با نمونه‌ها مخلوط می‌شود یک روند کاهندگی در فضای خالی بین ذرات بوجود می‌آید که بیان‌کننده تماس بیشتر بین ذرات و به تبع آن افزایش اصطکاک بین آنها است. در انتها، در مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه عمل آوری دیده می‌شود، واکنش سمتهاسیون بین ذرات ماسه بادی، بتونیت و نانو سیمان تکمیل شده و با ایجاد یک ساختار و ماتریس اسکلتی قوی فضای بین ذرات کاسته شده است. این روند برای نمونه خاکی مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بتونیت به همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان بطور واضح قابل مشاهده است.

شرایط ذکر شده فوق با توجه به نتایج تغییرات نسبت تخلخل حداقل دانه‌ای (e_s) قابل تایید است. همانگونه که در جدول (۷) مشاهده می‌شود، در مدت زمان عمل آوری یک روزه، زمانیکه به نمونه‌های خاکی مورد مطالعه نانو سیمان افزوده می‌شود نسبت تخلخل دانه‌ای (e_s) با بالا رفتن درصد ریزدانه افزایش یافته است که بیان‌کننده افزایش فضای خالی بین ذرات و سست شدن ساختار و ماتریس ذرات خاک است. در گام بعدی، با افزایش زمان عمل آوری به ۷ روز، با بالا رفتن مقدار درصد ریزدانه نسبت تخلخل دانه‌ای افزایش می‌یابد، از سوی دیگر،



شکل ۱۸ تأثیر ذرات نانو سیمان بر روی مقادیر نسبت تخلخل حداقل (e_{min}) نمونه‌های مورد مطالعه در مدت زمان عمل آوری مختلف، (الف) ۱ روزه، (ب) ۷ روزه، (ج) ۲۸ روزه

جدول ۷ تاثیر درصد بتونیت و میزان ذرات نانو سیمان بر روی نسبت تخلخل دانه ای (e_s) و نسبت تخلخل بین دانه ای (e_f)

روزه ۱									مدت زمان عمل آوری
۰/۶٪ نانو سیمان			۰/۴٪ نانو سیمان			۰/۲٪ نانو سیمان			نمونه
e_f	e_s	e_{min}	e_f	e_s	e_{min}	e_f	e_s	e_{min}	نسبت تخلخل
-	۰/۶۱۵	۰/۶۱۵	-	۰/۶۱۵	۰/۶۱۵	-	۰/۶۱۵	۰/۶۱۵	ماسه
-	۰/۹	۰/۶۲	-	۰/۸۸	۰/۶	-	۰/۸۵	۰/۵۷	ماسه+۱۵٪ بتونیت
-	۱/۴۳	۰/۷	-	۱/۳۸	۰/۶۷	-	۱/۳۶	۰/۶۵	ماسه+۳۰٪ بتونیت
۱/۴۸	-	۰/۸۹	۱/۴۲	-	۰/۸۵	۱/۳۷	-	۰/۸۲	ماسه+۶۰٪ بتونیت
روزه ۷									مدت زمان عمل آوری
-	۰/۶۰۶	۰/۶۰۶	-	۰/۶۰۶	۰/۶۰۶	-	۰/۶۰۶	۰/۶۰۶	ماسه
-	۰/۶۹	۰/۴۴	-	۰/۷۳	۰/۴۷	-	۰/۷۵	۰/۴۹	ماسه+۱۵٪ بتونیت
-	۱/۱۶	۰/۵۱	-	۱/۱۸	۰/۵۳	-	۱/۲۱	۰/۵۵	ماسه+۳۰٪ بتونیت
۱/۰۸	-	۰/۶۵	۱/۱۲	-	۰/۶۷	۱/۱۸	-	۰/۷۱	ماسه+۶۰٪ بتونیت
روزه ۲۸									مدت زمان عمل آوری
-	۰/۶۰۶	۰/۵۹۶	-	۰/۶۰۶	۰/۵۹۶	-	۰/۶۰۶	۰/۵۹۶	ماسه
-	۰/۵۶	۰/۳۳	-	۰/۶۶	۰/۴۱	-	۰/۶۷	۰/۴۲	ماسه+۱۵٪ بتونیت
-	۰/۹۸	۰/۳۹	-	۱/۰۸	۰/۴۶	-	۱/۱۳	۰/۴۹	ماسه+۳۰٪ بتونیت
۰/۸۲	-	۰/۴۹	۱	-	۰/۶	۱/۰۸	-	۰/۶۵	ماسه+۶۰٪ بتونیت

جمع بندی و نتیجه گیری

همانطورکه در بخش های گذشته به آن اشاره گردید هدف اصلی از تحقیق حاضر، امکان تثبیت خاک های نرم و سست جهت انجام پروژه های عمرانی، ساختمانی و ابنیه های ژئوتکنیکی می باشد. بدین منظور، به مخلوط خاک ماسه بادی- رس بتونیت (با درصدهای ۱۵، ۳۰ و ۶۰) ذرات نانو سیمان با مقادیر ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۶ درصد وزنی اضافه شده و عمل آوری به مدت ۷، ۱۴ و ۲۸ روز بر روی نمونه ها صورت پذیرفت. نتایج بدست آمده از مطالعه حاضر نشان می دهد بهینه ترین حالت، افزودن ۰/۶ درصد نانو سیمان به خاک مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بتونیت در مدت زمان عمل آوری ۲۸ روز بوده و دلایل آن را می توان به شرح ذیل بیان نمود:

۱. مقدار وزن مخصوص خشک حداکثر مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بتونیت با حضور ۰/۶ درصد نانو سیمان در مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه ۲۱ درصد افزایش یافته است و رطوبت بهینه به میزان ۵۱ درصد کاسته شده است.
۲. مقاومت فشاری تک محوری بعد از مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه ۱/۸ برابر افزایش یافته و در همین شرایط مدول

۳. سکانت (E_{50})، ۱/۹۴ برابر بهبود نشان داده است. اگرچه، حضور ۰/۶ درصد نانو سیمان در خاک ماسه بادی با ۱۵ درصد بتونیت باعث رفتار سخت و ترد شونده گردیده و کرنش برشی در لحظه گسیختگی در مدت زمان های عمل آوری مذکور ۳۳ درصد کاسته شده است.
۴. در شرایط بارگذاری خشک، زاویه اصطکاک داخلی در نمونه خاک ماسه بادی حاوی ۱۵ درصد بتونیت به همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان ۹ درصد افزایش یافته است. البته، در حالت اشباع افزایش مدت زمان عمل آوری بر روی تاثیر گذاری نانو سیمان در مخلوط ماسه-رس موثر نبوده و با افزایش مقدار نانو سیمان و بتونیت در خاک ماسه بادی کاسته شده است.
۵. در هر دو شرایط بارگذاری خشک و اشباع با مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه، چسبندگی در نمونه های مورد مطالعه با مخلوط نمودن نانو سیمان افزایش می یابد. اگرچه حداکثر مقدار چسبندگی نیز در نمونه مخلوط ماسه بادی- بتونیت همراه با ۰/۶ درصد نانو سیمان دیده می شود. نرخ رشد در شرایط بارگذاری خشک و حالت اشباع به ترتیب ۱/۱ و ۱۲/۱ برابر است.

بنتونیت و با ترکیب ۰/۶ درصد نانو سیمان بوضوح قابل مشاهده است. بطوریکه میزان نسبت تخلخل حداقل به مقدار ۳۹ درصد کاهش می‌یابد. این شرایط با توجه به نتایج تغییرات نسبت تخلخل حداقل دانه‌ای نیز (e_s) قابل تایید می‌باشد. بنابراین این روند بیان کننده آن است اصطکاک و سطح تماس بین ذرات افزایش یافته که نتیجه بالا رفتن توانایی باربری و کاهش میزان احتمال وقوع نشست و تغییر شکل در بین ذرات خاک بوده و در نتیجه از مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بنتونیت به همراه ۰/۶ درصد نانو سیمان برای ساخت ابنیه‌های ژئوتکنیکی و لایه‌های روسازی راه می‌توان استفاده نمود. البته لازم به یاد آوری است در مطالعه حاضر، تأثیر نانو سیمان بر روی خصوصیات تورمی و افزایش حجم بنتونیت در شرایط اشباع کامل مدنظر قرار نگرفته است و در تحقیقات آتی بررسی خواهد شد.

واژه نامه

انجمن آزمایش و مواد آمریکا	ASTM
اسید اولئیک	Oleic acid
نسبت تخلخل	e
نسبت تخلخل دانه‌ای	e_s
نسبت تخلخل بین دانه‌ای	e_f
بنتونیت	Bentonite
ماسه بادی	Dune sand
مدول سکانت (E_{50})	Secant modulus (E_{50})
نسبت باربری کالیفرنیا (CBR)	California bearing ratio

سپاسگزاری

۵. در شرایط بارگذاری خشک، میزان مقاومت برشی با حضور ۰/۶ درصد نانو سیمان در نمونه مخلوط ماسه بادی با ۱۵ درصد بنتونیت با مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه در تمامی مقادیر تنش‌های قائم بطور میانگین ۵۲/۵ درصد افزایش یافته است. همانطور در شرایط بارگذاری اشباع، مقاومت برشی در نمونه‌های مخلوط ماسه بادی با ۳۰ درصد بنتونیت با مدت زمان عمل آوری ۲۸ روزه دیده می‌شود. میزان توانایی باربری بطور میانگین ۴۰/۷ درصد در تمامی مقادیر تنش قائم بالا رفته است.

۶. پس عمل آوری ۲۸ روزه، مخلوط ماسه به همراه ۱۵ درصد بنتونیت که حاوی ۰/۶ درصد نانو سیمان است دارای بیشترین عدد نسبت باربری کالیفرنیا بوده و طبق نشریه ۲۳۴ می‌توان از آن برای احداث تمامی لایه‌های روسازی و بویژه لایه اساس در بدنه راه بکار برد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت، در محل-هایی که مسیر عبور می‌کند دارای خاک ریزدانه با خاصیت خمیری بالا باشد، از نانو سیمان می‌توان برای تثبیت و احداث لایه‌های روسازی استفاده نمود.

نتایج بدست آمده را می‌توان با توجه به مقادیر نسبت تخلخل حداقل (e_{min}) بیان نمود. بدین ترتیب که حضور بیش از ۱۵ درصد بنتونیت در خاک ماسه بادی بدلیل بالا بودن مقدار فضای خالی بین ذرات باعث بوجود آمدن یک ساختار اسکلتی سست می‌گردد و همانطور که در جدول (۷) ارائه شده مقدار e_{min} افزایش می‌یابد. زمانیکه نانو سیمان به نمونه‌ها افزوده می‌گردد مشاهده می‌شود با افزایش زمان عمل آوری به ۲۸ روز و انجام واکنش سمنتاسیون بین ذرات خاکی، یک سری ذرات دانه‌ای جدید به همراه ساختار اسکلتی با استخوان بندی تازه ایجاد می‌گردد. این شرایط برای مخلوط ماسه بادی به همراه ۱۵ درصد

مراجع

- [1] S. Thevanayagam, "Liquefaction Potential and Undrained Fragility of Silty Soils, *Proc. of 12th World Conference on Earthquake, Auckland, New Zealand*, pp.8-20, (1999), <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:195734798>
- [2] M. R. Noll, C. Bartlett C, T. M. Dochat, "In Situ Permeability Reduction and Chemical Fixation Using Colloidal Silica", *In Proceedings of the Sixth National Outdoor Action Conference on Aquifer Restoration, Ground Water Monitoring, and Geophysical Method*, State College, PA, USA, 11-13 May 1992; National Ground Water Association: Westerville, OH, USA, (1992).
- [3] R. Yonekura, M. Miwa, "Fundamental Properties of Sodium Silicate Based Grout", *In Proceedings of the 11th*

- Southeast Asia Geotechnical Conference, Singapore*, vol. 439, pp.439-444, (1993).
- [4] Gh. Moradi, Sh. Seyyedi, "Evaluation of Effective Strength Parameters and Micro Structural Variations of Silty Sands Stabilized with Nano Colloidal Silica," *Journal Management System*, vol. 46.4, no. 85, pp.77-88.
- [5] A. Kakavand, R. Dabiri, "Experimental study of applying colloidal Nano Silica in improving sand-silt mixtures," *International Journal of Nano Dimension*, vol. 9, no. 4, pp. 357-373, (2018).
- [6] V. Pourvahedi, V. Pourahmadi, M. Arbani, "Laboratory study of improving the geotechnical properties of clay using nano particles," *1st National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Shahid Rajaee University, Tehran, Iran*, pp.1-8, (2014). (In Persian), <https://civilica.com/doc/332591/>
- [7] Bahari M.; Shahnazari A.; "Laboratory investigation of fine-grained soil bed stabilization using nano clay," *Journal of water and soil science*, vol.19, no.72, pp.107-113, (2015), <http://dx.doi.org/10.18869/acadpub.jstnar.19.72.10>
- [8] Z. Fakhri, R. Pourhosseini, T. Ebadi T.; "Improvement in the Hydraulic Properties of Kaolinite with Adding Nanoclay," *Amirkabir journal of civil engineering*, vol. 47, no.3, pp.39-46, (2016).
- [9] N. Abbasi, A. Farjad, "Application of Nano-clay particles for stabilization of dispersive clayey soils", *Iranian Journal of Soil and Water Research*, vol. 48, no. 3, pp.515-524, (2017).
- [10] M. Raihan. Taha, O. M. E Taha, "Influence of Nano-material on the expansive and shrinkage soil behavior," *Journal of Nanoparticle Research*, vol.14, no.10, p. 1190, (2012).
- [11] M. Mohammadi, M. Niazi, "Investigation of Nano-clay effect on geotechnical properties of Rasht clay," *International Journal of Advanced Scientific and Technical Research*, vol. 3, no. 3, pp. 37-46, (2013).
- [12] S. Ghaffari S, R. Dabiri R, "Study of Nano-clay and Limestone Powder Effects on the Geotechnical Properties of Clayey Soil of Eastern Tabriz," *Journal of engineering geology*, vol. 15, no. 3, pp. 455-479, (2021).
- [13] S. Ghaffari, R. Dabiri, "Effects of Applying Nano Clay Particles and Polypropylene Fibers on Geotechnical Properties of Clayey Soil for using in Pavement Layers", *Quarterly Journal of Transportation Engineering*, vol. 12, no. 3, pp. 587-608, (2021).
- [14] A. Bagheri, H. Zanganeh, M. R. Samani and M. Abolhassani, "The effect of the type, dimensions, and percentage of nano silica consumption on the properties of cement mortar," *First International Concerete Conference, National Center for Retrofitting (Northwest Branch)*, pp.1-7, (2009). (In Persian)
- [15] V. Chaudhary, J. Singh Yadav, R. Kumar Dutta, "Impact of Nano-Silica and Cement on Geotechnical Properties of Bentonite Soil", *Indian geotechnical journal*, vol. 24, p. 133889, (2023).
- [17] H. Niroumand, L. Balachowski, R. Parviz, "Nano soil improvement technique using cement", *Sceintific report*, vol.13, p. 10724, (2023).
- [18] Iran China Clay Industries Company, <https://icckaolin.com/en/home/>
- [19] ASTM D421-85, "Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants (Reapproved 2002)," *Annual book of ASTM standards*, (1985)
- [20] ASTM D422-63, "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (Reapproved 2002)," vol. 04.08, p. 8, *Annual book of ASTM standards*, (1963).

- [21] ASTM D 854-23, "Standard test method for specific gravity of soil solids by the water Displacement Method," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.08, p. 9, (2023).
- [22] ASTM D 4318-95e1, "Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index for soils," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.08, p. 20, (1995).
- [23] ASTM C618-19, "Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as Mineral Admixture in Concrete," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.02, p. 3, (2019).
- [24] ASTM C305-20, "Standard Practice for Mechanical Mixing of Hydraulic Cement Pastes and Mortars of Plastic Consistency," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.01, p. 3, (2020).
- [25] ASTM D 698-12, "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)) (Reapproved 2021)," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.08, p. 13, (2012).
- [26] ASTM D2166/ D2166M-16, "Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.08, p. 7, (2016).
- [27] ASTM D3080/ D3080M-23, "Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.08, p. 9, (2023).
- [28] ASTM D1883-21, "Standard test method for California bearing ratio (CBR) of laboratory- compacted soils," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.08, p. 16, (2021).



Experimental Study of the Mechanical Properties of Geopolymeric Mortars Containing Slag, Kaolin Powder, and Polymer

Research Article

Seyed Hosein Ghasemzadeh Mousavinejad¹ , Arian Darvishalinezhad²

DOI: [10.22067/jfcej.2024.79313.1185](https://doi.org/10.22067/jfcej.2024.79313.1185)

1-Introduction

With the increase in environmental pollution, it is necessary to find suitable solutions to eliminate such risks. Among the pollutants, the carbon dioxide produced by the cement industry occupies a large part of air pollution. On the other hand, cement is the main component in concrete compositions. Therefore, researchers have investigated replacing materials with cement properties, such as the slag of the slag furnace, and pozzolans (e.g., fly ash, metakaolin, and natural pozzolans). When these compounds are used in the concrete structure, in addition to the environmental benefits, they also improve the mechanical properties and durability of concrete. When blast furnace slag is used as a percentage replacement of cement in the construction of concrete compounds, it is mainly associated with lower compressive strength in the early ages than normal concrete. To solve this problem, one of the new solutions is the alkaline activation of slag. Geopolymer concretes are concretes whose composition consists of two parts of base (containing aluminosilicate compounds) and activator materials. Therefore, natural and synthetic pozzolans can be used as a base material because they are rich sources of these compounds. Solutions with alkaline properties that activate the basic material are used as activators, which can be mentioned as sodium hydroxide, potassium hydroxide, sodium silicate, and sodium carbonate. In this research, geopolymeric concretes containing the slag of the blast furnace and kaolin powder were evaluated. According to the literature, this category of geopolymeric concretes have shown good performance. High compressive strength even at early ages, lower permeability, lower heat of hydration, good durability against chemical attacks and corrosive environments, and resistance to high temperatures are the advantages of this type of geopolymer concrete. However, operational disadvantages, such as relatively low efficiency, high shrinkage, formation of scale on the surface, alkaline reaction of aggregate, and variability of resistance have been mentioned for this type of concrete.

In geopolymer concretes, because the interaction of several different parameters affects the resistance, it is not as easy to predict the resistance as for ordinary concretes with portland cement. The limited number of studies on the mechanical properties of geopolymeric mortars necessitates the current investigation. In the structure of geopolymeric concrete, the adhesive paste is created from the combination of a base material and an activator solution, which can be considered an effective step to achieve the goals of sustainable development. The use of some minerals in concrete mixes will have an impact on improving the durability and mechanical characteristics. In the present research, the effect of three materials kaolin, blast furnace slag (GGBFS), and polymer butadiene styrene rubber (SBR) in molar 4 and 8 on the mechanical properties of geopolymer mortar was investigated.

2- Materials

The materials used for the desired test are sodium hydroxide (soda), sodium silicate (glass water), slag from the furnace, kaolin, SBR, and sand.

3-Experimental Program

Considering that the laboratory samples in this research are mortar type, a compressive strength test on cubic samples with dimensions of $50 \times 50 \times 50$ mm³ was performed based on the standard 109 ASTM C after 7, 28, and 90 days of curing in a water tank of about 24°C. The three-point bending strength test was performed according to the standard 293 ASTM C using samples with dimensions of $40 \times 40 \times 160$ mm³. Tensile testing of concrete was completed by indirect or Brazilian method based on the ASTM C standard 496. The penetration resistance method (ASTM C 403) was used to determine the initial and final setting times of concrete. A standard cylindrical sample (300 mm in height and 150 mm in diameter) cured for up to 28 days was used to calculate the modulus of concrete elasticity. A scanning electron microscope (SEM) microstructure test was performed on the 28-day fracture

*Manuscript received September 21, 2022, Revised January 16, 2024, Accepted April 30, 2024.

¹ Corresponding author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran. **Email:** h.mosavi@guilan.ac.ir

² MS.c. Student of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran.

surface of the 4-50BSC sample containing 50% kaolin powder and 50% slag and SBR polymer. In Figure 1, the images of SEM for the 50-4BSC sample are presented.

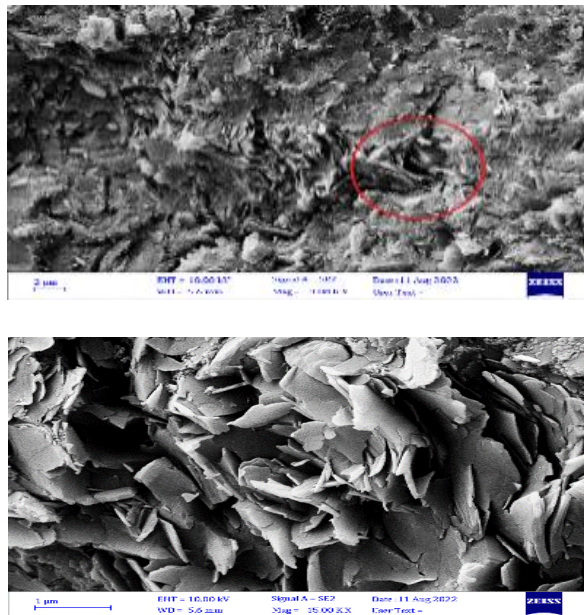


Figure 1: Scanning electron microscope photo of 50-4BSC sample

4- Conclusions

In the present research, by studying the effect of geopolymeric mortars based on kaolin and slag, individually and in combination, in different molar ratios, the following results were obtained:

- 1- The design sample of mixing 50% kaolin powder and 50% slag showed better compressive and bending strength compared to the design sample of mixing 75% kaolin powder with 25% slag.
- 2- The bending strength of both SC50-4 and BSC50-8 design samples was 4.43 MPa due to the use of polymer in the BSC50-8 sample. It indicates that the polymer did not influence the bending strength.
- 3- In samples with a combination of 50% kaolin ceramic powder and 50% slag, a higher tensile strength was observed compared to the design samples containing 75% kaolin powder and 25% slag except for the sample BSC50-4 in molar 4, which showed less resistance. The noteworthy point about the BSC75 design sample in the 4th and 8th molar is that the BSC75-8 design sample had a higher resistance than the BSC75-4 design sample even though SBR was used in both.
- 4- Increasing the replacement percentage of kaolin powder caused a drop in the modulus of elasticity so that by raising the replacement percentage of kaolin powder from 50% to 75% showed the modulus of elasticity (1.62 Gpa) in the sample BSC75-4. Moreover, a specific relationship was observed between the compressive strength and modulus of geopolymer concrete elasticity.
- 5- A comparison of the control sample of the mixing plan in the 8th molar revealed a better resistance than the 4th molar because the combination of sodium hydroxide with soluble sodium silicate provided a better activator. Sodium hydroxide solutions with a

concentration of 8 M dissolve a larger amount of slag and provide a favorable modulus of elasticity.

- 6- According to the obtained results, the combination of kaolin and slag with an equal percentage is recommended compared to the control designs because 75% kaolin powder and 25% slag caused the mechanical properties of geopolymer mortar to drop.
- 7- SEM studies showed that the strength of adhesion between slag and kaolin powder played an important role in improving the mechanical properties of this concrete.
- 8- SEM evaluations indicated that samples containing 75% kaolin powder led to a more remarkable decrease in the mechanical properties of nanoparticles compared to the samples containing 50% kaolin powder due to the agglomeration of nanoparticles, which results from the accumulation of nanoparticles in this weight percentage.
- 9- The results of microstructural investigations obtained from SEM imaging on concrete samples were in line with the results of other tests in this research.



مطالعه آزمایشگاهی خواص مکانیکی ملات‌های ژئوپلیمری حاوی سرباره، پودر کائولن و پلیمر*

مقاله پژوهشی

سید حسین قاسم زاده موسوی نژاد^(۱) آراین درویشعلی نژاد^(۲)

DOI: 10.22067/jfeci.2024.79313.1185

چکیده با توجه به میزان مصرف بالای ملات و بتن بویژه در سازه‌ها و نیاز روزافزون به تولید سیمان، توجه به اثرات مخرب زیست محیطی این ماده ضروری به نظر می‌رسد. این پژوهش قصد دارد تأثیر پودر سرامیک کائولن، سرباره کوره آهن‌گدازی (GGBFS) و پلیمر استایرن بوتادین رابر را بر روی خواص مکانیکی بتن ژئوپلیمری بررسی کند. در این تحقیق آزمایشگاهی از پودر کائولن و سرباره با درصدهای مختلف و پلیمر (SBR) استفاده شده است. به منظور دستیابی به اهداف نمونه‌های ۱۲ طرح اختلاط تحت آزمایش‌های مختلف نظیر مقاومت فشاری، خمشی، کششی، مدول الاستیسیته، زمان گیرش بتن (سوزن و یکتا) و بررسی ریزساختار میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) قرار گرفتند. استفاده از پودر کائولن در آزمایش‌های مقاومت فشاری و خمشی باعث افت مقاومت نمونه‌های ترکیبی شد؛ اما در آزمایش مقاومت کششی نمونه طرح اختلاط ۴-SC50 (2.79 Mpa) و نمونه طرح شاهد S8 (3.08 Mpa) نسبت به سایر نمونه طرح‌های اختلاط، مقاومت بیشتری را از خود نشان دادند. زمان گیرش اولیه و نهایی کلیه طرح‌های حاوی پودر کائولن در مولار ۴ بیشتر از مولار ۸ بود.

واژه‌های کلیدی ملات ژئوپلیمر، سرباره، کائولن، مقاومت فشاری، خواص مکانیکی.

Experimental Study of Mechanical Properties of Geopolymeric Mortars Containing Slag, Kaolin Powder and Polymer

S. H. Ghasemzadeh Mousavinejad

A. Darvishalinezhad

Abstract Considering the high consumption of mortar and concrete, especially in structures, and the increasing demand for cement production, it seems necessary to pay attention to the harmful environmental effects of this material. This research aims to investigate the effect of kaolin ceramic powder, blast furnace slag (GGBFS) and styrene butadiene rubber polymer on the mechanical properties of geopolymer concrete. In this laboratory research, kaolin powder and slag with different percentages as well as polymer (SBR) have been used. In order to achieve the goals, samples of 12 mixing plans were subjected to various tests such as compressive strength, flexure, tensile strength, modulus of elasticity, setting time of concrete (Vicot needle) and scanning electron microscope (SEM) microstructure examination. The use of kaolin powder in the compressive and flexural strength tests caused a decrease in the strength of the composite samples; However, in the tensile strength test, the SC50-4 mixing design sample (2.79 Mpa) and the S8 control design sample (3.08 Mpa) showed more resistance than other mixing design samples. The initial and final setting time of all designs containing kaolin powder in molar 4 was higher than molar 8.

Keywords: Geopolymer Mortar, GGBFS, Kaolin, Compressive Strength, Mechanical Properties.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۷/۳۰ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۲/۱۱ می‌باشد.

Email: h.mosavi@guilan.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد عمران سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

مقدمه

با افزایش آلودگی‌های محیط زیست، یافتن راهکارهای مناسب برای رفع این گونه مخاطرات امری ضروری است. در میان آلودگی‌ها، آلودگی هوا و در میان آلاینده‌ها، کربن دی اکسید تولیدی ناشی از صنعت سیمان بخش بزرگی را به خود اختصاص می‌دهد. از سوی دیگر سیمان جزء اصلی در ترکیبات بتن محسوب می‌شود. از این رو پژوهشگران در زمینه جایگزین نمودن مواد با خاصیت سیمانی نظیر سرباره کوره آهنگدازی، و پوزولانی مانند خاکستر بادی، متاکائولن، و پوزولان‌های طبیعی و ... تحقیق کرده‌اند. این ترکیبات هنگامی که در ساختار بتن به کار می‌روند، علاوه بر محاسن زیست محیطی، موجب بهبود خواص مکانیکی و دوام بتن نیز می‌شوند. هنگامی که سرباره کوره آهنگدازی به عنوان جایگزین درصدی از سیمان در ساخت ترکیبات بتن به کار می‌رود، عمدتاً با مقاومت فشاری کمتری در سنین اولیه نسبت به بتن معمولی همراه است [1,2]. برای حل این مشکل یکی از راهکارهای نوین فعالسازی قلیایی سرباره است. در واقع بتن‌های ژئوپلیمری بتن‌هایی هستند که ترکیب آنها از دو بخش ماده پایه (دارای ترکیبات آلومینوسیلیکاتی) و ماده فعالساز تشکیل شده است. بنابراین پوزولان‌های طبیعی و مصنوعی از آنجا که منابع غنی از این ترکیبات هستند، می‌توانند به عنوان ماده پایه به کار روند. محلول‌ها با خاصیت قلیایی که موجب فعال شدن ماده پایه می‌شوند به عنوان ماده فعالساز مورد استفاده قرار می‌گیرند که می‌توان به سدیم هیدروکسید، پتاسیم هیدروکسید، سدیم سیلیکات و سدیم کربنات اشاره کرد. در این تحقیق بتن‌های ژئوپلیمری حاوی سرباره کوره آهنگدازی و پودر کائولن مورد ارزیابی قرار گرفت. مطابق تحقیقات انجام شده این دسته از بتن‌های ژئوپلیمری عملکردهای مطلوبی از خود نشان داده‌اند. مقاومت فشاری بالا حتی در سنین اولیه، نفوذپذیری کمتر، میزان حرارت هیدراتاسیون پایین‌تر، دوام مناسب در برابر حملات شیمیایی و محیط‌های خورنده و مقاومت در برابر دماهای بالا از امتیازات این گونه بتن‌های ژئوپلیمری هستند. البته معایب اجرایی نظیر کارایی نسبتاً کم، جمع شدگی زیاد، ایجاد شوره در سطح، واکنش قلیایی سنگدانه و تغییرپذیری مقاومت برای این نوع بتن‌ها ذکر شده است. در واقع در بتن‌های

ژئوپلیمری از آن جهت که اندرکنشی از چند پارامتر مختلف بر روی مقاومت تأثیر می‌گذارد، پیش‌بینی مقاومت به سهولت بتن‌های معمولی با سیمان پرتلند نیست [3-6].

یکی از مسائلی که لزوم تحقیق به لحاظ محدود بودن تعداد مطالعات در آن زمینه احساس می‌شود، بررسی خواص مکانیکی ملات‌های ژئوپلیمری است. در ساختار بتن ژئوپلیمری خمیر چسباننده از ترکیب یک ماده پایه و محلول فعالساز ایجاد می‌شود که می‌تواند گامی مؤثر برای دستیابی به اهداف توسعه پایدار محسوب شود. استفاده از برخی مواد معدنی در مخلوط‌های بتنی نقش تأثیرگذاری بر بهبود مشخصات دوامی و مکانیکی خواهد داشت. در پژوهش حاضر به بررسی اثر سه ماده کائولن، سرباره کوره آهنگدازی (GGBFS) و پلیمر بوتادین استایرن رابر (SBR) در مولار ۴ و ۸ بر خواص مکانیکی ملات ژئوپلیمری خواهیم پرداخت. تاکنون تحقیقات گسترده‌ای در رابطه با خواص مکانیکی و دوام ملات‌های ژئوپلیمری انجام شده است که در اینجا به چند پژوهش مرتبط اشاره می‌شود:

یونشنگ و همکاران طراحی، ترکیب و خصوصیات ریزساختاری سیمان ژئوپلیمر بر پایه کائولن کلسینه شده سیمان ژئوپلیمر پرداختند. آنها با مقایسه طیف IR9 خمیر دریافتند که سیمان Na-PSDS با بالاترین استحکام به طور کامل واکنش داده و دارای بیشترین مقدار ژئوپلیمر است. تجزیه و تحلیل میکروسکوپی نشان داد که سیمان Na-PSDS دارای ویژگی‌های ساختاری مشابه با طیف گسترده‌ای از Si است؛ اما چارچوب چهاروجهی SiO_4 تا حدی با Al_4 جایگزین شده است [7].

اوکی و همکاران به بررسی خواص مکانیکی بتن ژئوپلیمر بر پایه خاکستر بادی یا کائولن با فعال ساز قلیایی پرداختند و دریافتند که مقاومت فشاری با افزایش دما، زمان پخت و نوع فعال‌کننده‌های قلیایی افزایش می‌یابد. فوق روان‌کننده بر پایه نفتالین سولفونات عملکرد بهتری نسبت به سایر فوق روان‌کننده‌ها داشت. استحکام فشاری با افزودن ۱٪ فوق روان‌کننده نفتالین سولفونات در بتن ژئوپلیمری به ترتیب ۲۳/۳٪ و ۳۰/۹٪ بیشتر از ملامین فرمالدئید و پلی‌کربوکسیلات استر شد [8].

راماسامی و همکاران به بررسی رابطه بین کائولن، نسبت مایع قلیایی و مقاومت ژئوپلیمر کائولن پرداختند. پژوهشگران دریافتند

خاکستر بادی اثر منفی آن را بهبود می‌بخشد. همچنین، این پلیمرها می‌تواند نفوذپذیری بتن را کاهش دهد [16].

یانگ کوگ با بررسی چسبندگی به سطوح زیرین ملات‌های سیمان پرتلند اصلاح شده با سه نوع پلیمر اتیلن وینیل استات، استایرن بوتادین رابر و استایرن وینیل اکریلیک استر در چهار شرایط عمل‌آوری مرطوب، خشک، استاندارد و تحت دمای بالا برای تعیین چسبندگی ملات‌های اصلاح شده به سطح زیرین خود دریافت که در شرایط استاندارد و شرایط عمل‌آوری خشک به ترتیب پلیمرهای اتیلن وینیل استات، استایرن بوتادین رابر و استایرن اکریلیک استر در مقایسه با سایر شرایط عمل‌آوری نتایج بهتری داشته‌اند [17].

چهارازی و همکاران در بررسی و مقایسه مشخصات مکانیکی و دوام مخلوط پایه سیمان پرتلند اصلاح شده با اتیلن وینیل استات، استایرن اکریلیک و استایرن بوتادین دریافتند که خواص دوام با استفاده از مواد پلیمری بهبود می‌یابد و پلیمر اتیلن وینیل استات نسبت به پلیمر استایرن اکریلیک با نسبت ۵٪ به ۱۵٪ خواص مکانیکی و دوام را به مراتب بیش از پلیمر استایرن اکریلیک بهبود می‌بخشد [18].

متالکه و همکاران به مطالعه بهبود خواص مکانیکی ژئوپلیمر کائولن با استفاده از هیدرو اکسید سدیم و اکسید کلسیم پرداختند و به این نتیجه رسیدند که افزودن ۵٪ وزنی هیدروکسید سدیم و ۱۰٪ وزنی اکسید کلسیم، مقاومت فشاری ملات ژئوپلیمر را در دمای اتاق به ترتیب ۹۰٪ و ۱۰۵٪ افزایش می‌دهد. افزودن ۵٪ وزنی هیدروکسید سدیم با ۱۰٪ وزنی اکسید کلسیم نیز پایداری آب ملات ژئوپلیمر را تا حدود ۱۲۰٪ بالا می‌برد [19].

جنبه نوآوری این پژوهش وجود کائولن و پلیمر بوتادین استایرن رابر (SBR) در خمیر ملات ژئوپلیمری است که با توجه به بررسی تحقیقات پیشین، تاکنون مطالعه‌ای در این زمینه انجام نشده است. پژوهش حاضر مقاومت فشاری ملات ژئوپلیمری با درصد‌های ۵۰٪ و ۷۵٪ کائولن در مولار ۴ و ۸ در سنین عمل-آوری ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه بر پایه سرباره کوره آهن‌گدازی را بررسی می‌کند. در این راستا از سرباره (GGBFS) و کائولن به عنوان مواد اولیه ساخت ملات ژئوپلیمری استفاده شد. ۱۲ نوع طرح اختلاط با درصد‌های ۵۰٪ و ۷۵٪ کائولن در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰

که پوشش ژئوپلیمر کائولن روی چوب مطلوب‌ترین سختی و استحکام خمشی ۹۴/۷۳ مگاپاسکال را نشان می‌دهد [9].

مرمرداس و همکاران پژوهشی بر روی تأثیر سنگدانه‌های ریز بر خواص مکانیکی و جذب آب ملات‌های ژئوپلیمری با خاکستر بادی انجام دادند که ماسه طبیعی، ماسه شکسته و ترکیبی از این دو را برای ساخت ملات ژئوپلیمری استفاده کردند. مطالعه اندازه‌گیری میزان کارایی، مقاومت فشاری و جذب آب در نمونه‌ها نشان داد که ملات‌ها با ماسه طبیعی کارایی بهتر و نمونه‌ها با ماسه شکسته مقاومت فشاری بیشتری داشتند در حالی که جذب آب نمونه‌ها با ماسه ترکیبی کم‌ترین میزان بود [10].

شارما و همکاران در مورد فاکتورهای تأثیرگذار بر مقاومت فشاری بتن ژئوپلیمری بر پایه خاکستر بادی دریافتند که با افزایش غلظت محلول هیدروکسید سدیم تا ۱۶ مول، مقاومت فشاری بتن افزایش می‌یابد؛ اما با افزایش بیشتر غلظت تا ۱۸ مول، تغییر قابل ملاحظه‌ای در مقاومت فشاری دیده نمی‌شود. در رابطه با افزایش نسبت وزنی محلول فعال کننده قلیایی به منبع آلومیناسیلیکاتی (خاکستر بادی) از ۰/۳۵ تا ۰/۴۵، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد؛ اما با افزایش بیشتر این نسبت تا ۰/۵، مقاومت فشاری به صورت قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد [11].

پاتل و همکاران در مورد کارایی و خواص سخت شده بتن ژئوپلیمر خودتراکم در دمای محیط دریافتند که با افزایش غلظت محلول هیدروکسید سدیم تا ۱۲ مول در بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد و افزایش غلظت به بیش از ۱۲ مول سبب کاهش مقاومت فشاری می‌شود [12].

مطالعات مربوط به کارپذیری، مقاومت و دوام مخلوط‌های پایه سیمانی حاوی هر دو مواد الیاف پلاستیکی و پلیمر (پایه آبی) استایرن بوتادین رابر به صورت همزمان مورد بررسی قرار گرفت. نتایج آزمایش‌ها نشان دهنده بهبود مقاومت در برابر ترک‌خوردگی، افزایش مقاومت خمشی و کاهش میزان نفوذ آب و مواد شیمیایی به درون مخلوط سخت شده است [13-15].

لئو و همکاران خواص مکانیکی و نفوذپذیری بتن‌های سیمان پرتلند اصلاح شده با سه نوع پلیمر استایرن بوتادین رابر، پلی آکریلیک استر و سیلیکون آلی ضد آب را بررسی کردند و دریافتند که این پلیمرها، مقاومت فشاری را کاهش می‌دهد و

ماده‌ای جامد و سفید رنگ با دمای ذوب 318°C و چگالی 2.13 g/cm^3 است. در این پژوهش از محلول سود ۴ و ۸ مولار برای ساخت ملات‌های ژئوپلیمری استفاده شد.

سدیم سیلیکات (آب شیشه)

سدیم سیلیکات یا آب شیشه نام عمومی ترکیب سدیم متاسیلیکات (Na_2SiO_3) است که به صورت محلول آبی و جامد در دسترس است. سدیم سیلیکات طبق تعریف فون و گنر نوعی سیلیکات قلیایی حل شدنی است [20]. براساس استاندارد ۸۹-ASTM C ۱۸۸ چگالی پودر این ماده برابر 2.13 g/cm^3 اندازه‌گیری شد و میانگین چگالی محلول مورد استفاده نیز برابر 1.06 g/cm^3 به دست آمد. در جدول (۲) مشخصات سدیم سیلیکات مصرفی آمده است.

روزه ساخته شد و تأثیر آن بر مقاومت فشاری، خمشی، کششی، مدول الاستیسیته، زمان گیرش و ریزساختار ملات توسط میکروسکوپ الکترونی روبشی بررسی گردید. مقاومت فشاری در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه، مقاومت خمشی، کششی، مدول الاستیسیته، زمان گیرش و بررسی ریزساختار با میکروسکوپ الکترونی روبشی در سن ۲۸ روز تعیین شد.

مصالح مورد استفاده

مصالح مورد استفاده برای آزمایش مورد نظر عبارتند از: سدیم هیدروکسید (سود)، سدیم سیلیکات (آب شیشه)، سرباره کوره آهن‌گدازی، کائولن، پلیمر بوتادین استایرن رابر (SBR) و ماسه.

سدیم هیدروکسید (سود)

سدیم هیدروکسید یا سود سوزآور با فرمول شیمیایی NaOH

جدول ۱ مشخصات هیدروکسید سدیم

درصد خلوص	حلالیت	انحلال پذیری در آب	اسیدی	دمای ذوب $^{\circ}\text{C}$	دمای جوش $^{\circ}\text{C}$	چگالی g/mol	جرم مولی g/mol	فرمول شیمیایی
۹۸-۹۹٪	در آب، اتانول و متانول محلول است	۲۰	۱۳	۳۱۸	۱۳۸۸	۲/۱۳	۳۹/۹۹۷	هیدروکسید سدیم (NaOH)

جدول ۲ مشخصات سیلیکات سدیم

مشخصات	محلول سیلیکات سدیم
فرمول شیمیایی	Na_2SiO_3
وزن مولکولی	122.06 gr/mol
دانسیته	2.61 gr/cm^3
نقطه ذوب	1089°C
حلالیت در آب	$22/2 \text{ gr/100 mol}$ (20°C) $160/6 \text{ gr/100 mol}$ (80°C)
ضریب شکست	۱/۵۲
انحلال پذیری	نامحلول در الکل

سرباره

برای ساخت ژئوپلیمرها از سه جزء استفاده می‌شود: جزء اول ماده آلومیناسیلیکاتی به عنوان ماده پایه، جزء دوم سدیم سیلیکات و جزء آخر ماده قلیایی است. در این پژوهش از سرباره به عنوان ماده پایه و از پودر سدیم سیلیکات با نسبت‌های مشخصی با آب ترکیب شده و محلول ساخته شده از پودر سدیم هیدروکسید به عنوان ماده قلیایی استفاده شده است. مشخصات فیزیکی و ترکیب شیمیایی سرباره در جدول (۳) و (۴) آمده است.

کائولن

کائولن از نظر صنعتی به رس‌هایی اطلاق می‌شود که دارای مقدار قابل توجهی کائولینیت باشند. از نظر کانی شناسی کائولن جزء گروهی از کانی‌های سیلیکات‌های آلومینیوم هیدراته است و

کائولینیت، دیکیت، ناکریت، هالوویت، متاهالوویت و خاک- نسوز را شامل می‌شود. چسبندگی یکی دیگر از خواص مهم فیزیکی کائولن است که با درجه خلوص آن نسبت مستقیم دارد. یعنی هر چه میزان چسبندگی در کائولن بیشتر باشد به همان نسبت درجه خلوص آن نیز افزایش می‌یابد. پودر کائولن استفاده شده در این آزمایش‌ها با نیازهای مختلف در صنایع خاصیت انطباق‌پذیری بالایی دارد. هم اکنون از آن در ۹۰٪ کارخانجات تولید آجر اصفهان برای تولید آجر نسوز نما در رنگ‌های کرم تا شاموتی استفاده می‌شود. رنگ کلوخه این ماده، کرم تا زرد و رنگ پودر آن، سفید مایل به کرم است. با توجه به رنگ روشن کائولن این ماده می‌تواند در معماری دارای جذابیت‌هایی باشد. مشخصات فیزیکی پودر کائولن در جدول (۵) و ترکیب شیمیایی آن با استفاده از آنالیز XRF در جدول (۶) آمده است.

جدول ۳ مشخصات فیزیکی پودر سرباره (<https://www.iranslag.com>)

درصد باقی روی	درصد باقی روی	درصد فاز	نرمی بلین	نمونه
الک نمرة ۳۰	الک نمرة ۵۰	آمورف	CM ² /gr	
۲۷	۱۴	۸۷	۳۵۰۰	سرباره پودر شده

جدول ۴ آنالیز شیمیایی سرباره (<http://www.aryapowder.ir>)

SiO ₂	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Al ₂ O ₃	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	نمونه
۳۶/۰	۰/۶۰	۳۸/۱۰	۶/۶	۱۳/۰۰	۰/۵۰	۱/۱۰	۰/۶۰	سرباره (%)

جدول ۵ مشخصات فیزیکی پودر کائولن

ضریب انبساط	دانسیته	ویسکوزیته	جذب	انقباض	سیکل	دمای کوره	استحکام	انقباض	استحکام	آزمایش
حرارتی	دوغاب	دوغاب	آب	پخت	کوره		پخت	خشک	خشک	فیزیکی
۷۶	۱/۶۰	۱۶	۸/۳	۶/۵	۶۵ دقیقه	۱۱۵۵ °C	۴۵۴	۰/۶۷	۲۰/۳۵	پودر کائولن

جدول ۶ آنالیز شیمیایی کائولن

SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	Na ₂ O	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	SO ₃	LOI	نمونه
۷۰/۸۳	۱۹/۱۴	۰/۳۸	۰/۶۳	۰/۵۷	۰/۱۳	۰/۹۳	۰/۳۳	۰/۲۶	۰/۹۱	۵/۵۲	کائولن (%)

پلیمر

مقاومت در مقابل آب استفاده شده است. در پژوهش حاضر از ماده پلیمری استایرن بوتادین رابر که از نوع پلیمر الاستومری محسوب می‌شود، استفاده شده است که به صورت لاتکس بوده و مشخصات فیزیکی و شیمیایی آن در جدول (۸) آمده است.

ماسه

سنگدانه به عنوان یکی از پارامترهای موثر بر خواص مکانیکی در ملات و بتن شناخته می‌شود. سنگدانه نه تنها به عنوان ماده پرکننده در مخلوط بلکه به عنوان یکی از اجزای اصلی تأثیر چشم‌گیری بر خواص محصول نهایی خواهد داشت. در پژوهش حاضر ماسه رودخانه‌ای و گردگوشه که از معدن آسمان‌رود رودسر تهیه شده برای ساخت ملات ژئوپلیمری به کار گرفته شد. ماسه مصرفی با بزرگترین اندازه اسمی ۴/۷۵ mm در جدول (۷) مشاهده می‌شود. شکل (۱) نمودار دانه‌بندی ماسه مصرفی را نشان می‌دهد.

در حالت کلی به کوپلیمر استایرن و بوتادین (میزان بوتادین باید بیشتر از ۵۰٪ باشد) SBR گفته می‌شود. نسبت معمولی مونومرها ۷۰٪ تا ۷۵٪ بوتادین به ۲۵٪ تا ۳۰٪ استایرن است. هر چقدر میزان استایرن (SBR) به کار رفته در مخلوط از ۵۰٪ بیشتر باشد محصول به پلاستیک شدن می‌رود و در تولید لاتکس کاربرد پیدا می‌کند. (SBR) به عنوان پلیمر کارایی بسیاری دارد و جزو پر مصرف‌ترین لاستیک‌ها در صنعت به شمار می‌آید. خواص مکانیکی SBR از NR (لاستیک طبیعی) پایین‌تر است و مانند آن بر اثر کشش بلوری نمی‌شود. استفاده از (SBR) در بتن مقاومت فرسایشی بالایی دارد. هر چه میزان سیس و وینیل بوتادین بیشتری در آن ترکیب شود، مقاومت فرسایشی (SBR) بیشتر افزایش می‌یابد. جهندگی خوب، انعطاف‌پذیری در دمای پایین، مقاومت در برابر سایش و ترک‌خوردگی و حرارت و ضربه از دیگر ویژگی‌های آن هستند. در این پژوهش از (SBR) به منظور

جدول ۷ مشخصات فیزیکی و شیمیایی پلیمر مصرفی

لزوجت معلق در آب	درصد جامد	ظاهر	چگالی	pH	اندازه ذرات	نام
۸۰۰-۳۰۰ Mpa.s	۵۰±%	مایع سفید رنگ	۱/۰۱ g/cm ³	۹-۷	۱۵۰ μm	استایرن بوتادین رابر

جدول ۸ مشخصات فیزیکی ماسه

آزمایش فیزیکی	ماسه (۴/۷۵ mm)
وزن مخصوص (در حالت اشباع با سطح خشک SSD)	۲۶۱۱ Kg/m ³
جذب آب (%)	۲,۴٪



شکل ۱ منحنی دانه بندی ماسه مصرفی بر اساس ASTM C۳۳ [21]

طرح مخلوط‌های ساخته شده با کائولن و سرباره کوره آهنگدازی (GGBFS)

در جدول (۸) طرح اختلاط‌های مختلف برای ماده کائولن بر اساس تجربیات مندرج در مرجع شماره [22,23] تعیین گردید و از همین نتایج و مرجع [24,25] برای تعیین مقدار سرباره، برای رسیدن به طرح اختلاط نهایی استفاده شد. نام گذاری نمونه‌ها به این شرح است: S نشانگر سرباره کوره آهنگدازی، CP پودر سرامیک کائولن، SBR پلیمر استایرن بوتادین رابر، BS پودر چسباننده جامد، SH با فرمول شیمیایی NaOH، SS برگرفته از Styrene Butadiene Rubber از SBR برگرفته است. و اعداد بعدی به ترتیب مولاریته و درصد پودر کائولن است.

در جدول (۹) طرح اختلاط، وزن ماسه مورد استفاده با توجه به واکنش پذیری بالای سرباره و میزان ریزی آن 1195 Kg/m^3 در نظر گرفته شد. از آنجا که مقاومت فشاری نمونه‌های ملات ژئوپلیمری ساخته شده از کائولن بسیار پایین بود و با افزودن مقدار کائولن در طرح اختلاط نیز در افزایش مقاومت فشاری تغییری حاصل نشد؛ درصد کائولن با سرباره یکسان در نظر گرفته شد. در طرح اختلاط استفاده شده از سرباره با ثابت نگه داشتن مقدار سدیم سیلیکات و سدیم هیدروکسید، مقاومت فشاری بهتری به دست آمد. در نهایت نمونه شماره ۱ در مولار ۴ و نمونه شماره ۴ در مولار ۸ انتخاب شد. دلایل انتخاب این طرح اختلاط از بین تمام نمونه‌ها به عوامل زیر بستگی داشت:

۱- تخلخل. ۲- افزایش حجم پس از گیرش اولیه ملات. ۳- میزان چسبندگی. ۴- زمان گیرش در مقایسه با سایر طرح اختلاط‌های ملات. برای مثال در نمونه طرح ۳ و ۶، تخلخل نمونه‌ها به طور محسوسی با بقیه طرح اختلاط‌های سرباره، تفاوت فاحشی داشت. به طور کلی در بتن ژئوپلیمر معیار چشمی و مقایسه طرح اختلاط‌ها با هم نقش مهمی دارد و علت آن تشکیل نشدن پیوندهای ژئوپلیمراسیون در طرح اختلاط‌های معیوب به دلیل رئولوژی نامناسب است.

روش اجرای طرح اختلاط ملات ژئوپلیمری

برای دستیابی به اهداف مورد نظر در این پژوهش، ۱۲ طرح از ملات ژئوپلیمری ساخته شد. نمونه‌های آزمایشگاهی بر اساس غلظت مولاریته هیدروکسید سدیم مولار ۴ و ۸ دسته‌بندی شدند و برای هر کدام یک طرح شاهد (Ctrl) فاقد پودر کائولن در نظر گرفته شد. ملات به دست آمده را در سه مرحله درون قالب‌های آغشته به روغن ریخته و هر بار با چکش مخصوص کوبش انجام شد. با توجه به نوع قالب‌های مورد استفاده با چند آزمون و خطای اولیه در ملات تازه تخلخل زیادی مشاهده گردید که دلیل آن چسبندگی بالای ملات به دیواره قالب بود. به کمک دستگاه ویریه حباب‌های هوای محبوس در داخل و اطراف قالب تا حد ممکن خارج شد. در انتها طبق شرایط عمل‌آوری یکسان قالب‌ها در گرم‌خانه قرار گرفت. جزئیات مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول (۹) ارائه شده است.

جدول ۹ طرح اختلاط ملات ژئوپلیمری

Name	BS	Slag		CP		M	Na ₂ SiO ₃	NaOH	SS + SH/BS	SS/SH	SBR		Sand
	Kg/m ³	%BS	Kg/m ³	%BS	Kg/m ³	Mol/L	Kg/m ³	Kg/m ³			%BS	Kg/m ³	Kg/m ³
S۴	۷۰۰	۱۰۰	۷۰۰	۰	۰	۴	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۰	۰	۱۱۹۵
SC۴-۵۰	۷۰۰	۵۰	۳۵۰	۵۰	۳۵۰	۴	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۰	۰	۱۱۹۵
SC۴-۷۵	۷۰۰	۲۵	۱۷۵	۷۵	۵۲۵	۴	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۰	۰	۱۱۹۵
S۸	۷۰۰	۱۰۰	۷۰۰	۰	۰	۸	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۰	۰	۱۱۹۵
SC۸-۵۰	۷۰۰	۵۰	۳۵۰	۵۰	۳۵۰	۸	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۰	۰	۱۱۹۵
SC۸-۷۵	۷۰۰	۲۵	۱۷۵	۷۵	۵۲۵	۸	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۰	۰	۱۱۹۵
BS۴	۷۰۰	۱۰۰	۷۰۰	۰	۰	۴	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۱	۷	۱۱۹۵
BSC۴-۵۰	۷۰۰	۵۰	۳۵۰	۵۰	۳۵۰	۴	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۱	۷	۱۱۹۵
BSC۴-۷۵	۷۰۰	۲۵	۱۷۵	۷۵	۵۲۵	۴	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۱	۷	۱۱۹۵
BS۸	۷۰۰	۱۰۰	۷۰۰	۰	۰	۸	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۱	۷	۱۱۹۵
BSC۸-۵۰	۷۰۰	۵۰	۳۵۰	۵۰	۳۵۰	۸	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۱	۷	۱۱۹۵
BSC۸-۷۵	۷۰۰	۲۵	۱۷۵	۷۵	۵۲۵	۸	۲۵۰	۱۰۰	۰/۵	۲/۵	۱	۷	۱۱۹۵



(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۲ نمونه ملات ژئوپلیمر ساخته شده از سرباره کوره آهن‌گدازی و کائولن



شکل ۳ مقاومت فشاری نمونه ملات ژئوپلیمر ساخته شده از کائولن و سرباره

برنامه آزمایش‌ها آزمایش مقاومت فشاری

با توجه به این که نمونه‌های آزمایشگاهی در این پژوهش از نوع ملات هستند؛ آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های مکعبی با ابعاد $50 \times 50 \times 50$ میلی‌متر، بر اساس استاندارد [26] ASTM C109 و پس از عمل‌آوری نمونه‌ها در حوضچه آب با دمای حدود 24°C در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز انجام شده است. به منظور انجام این آزمایش نمونه پس از عمل‌آوری تا سن مورد نظر از حوضچه خارج شده و پس از خشک نمودن سطح نمونه، داخل دستگاه جک فشاری برای شروع آزمایش قرار می‌گیرد تا در اثر نیروی فشاری قائم که از سوی جک فشاری با سرعتی ثابت اعمال می‌شود، گسیخته شود. پس از گسیخته شدن نمونه نیروی فشاری ماکزیمم توسط دستگاه ثبت می‌شود. عدد ثبت شده در لحظه شکست توسط گیج دستگاه به عنوان مقدار بار فشاری P در رابطه زیر قرار داده می‌شود. تنش فشاری مکعبی حاصل مطابق رابطه (۱) با تقسیم این نیرو بر سطح مقطع نمونه به دست می‌آید. شکل (۳) لحظه شکست نمونه را نشان می‌دهد.

$$f = \frac{P}{A} \quad (1)$$

در رابطه (۱) f ، مقاومت فشاری (MPa)؛ P ، نیروی حداکثر فشاری (N)؛ A ، سطح مقطع بتن (mm^2) است.

آزمایش مقاومت خمشی سه نقطه‌ای

آزمایش مقاومت خمشی سه نقطه‌ای مطابق با استاندارد [27] ASTM C293 به کمک نمونه‌هایی با ابعاد $40 \times 40 \times 160$ میلی‌متر انجام پذیرفت. نمونه‌ای از این آزمایش در شکل (۴) قابل مشاهده است هر نمونه را در دو لایه قالب‌گیری و هر لایه را به کمک میز لرزان متراکم کردیم. تعداد کل نمونه‌های ساخته شده برای انجام این آزمایش ۱۲ نمونه است که در سن ۲۸ روز شکسته شد. نرخ بارگذاری برابر با 0.2 Mpa/Sec در نظر گرفته شده است.

مگاپاسکال برسند، گیرش‌های اولیه و نهایی حاصل می‌شود. البته زمان‌های گیرش را می‌توان با استفاده از روش سوزن و یکات عنوان شده در آیین‌نامه انگلستان (BS ۴۵۵۰) و یا آیین-نامه آمریکا (ASTM C ۱۹۱) و یا سوزن گیلزور (C ۲۶۶) (ASTM) نیز تعیین کرد. اما روش‌های فوق برای بتن چندان مناسب نیستند، چرا که نسبت آب به مصالح سیمانی به کار رفته در این روش‌ها با این نسبت در بتن متفاوت است [28]. تنها شیوه استاندارد روش مقاومت در برابر نفوذ است که در این تحقیق نیز از آن استفاده شده است. نمونه‌ای از این آزمایش در شکل (۶) قابل مشاهده است.



شکل ۶ گیرش نمونه آزمایشی تحت آزمایش ویکات

آزمایش مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته بتن خاصیتی از بتن است که با ضریب زاویه یا برابر با تانژانت منحنی تنش-کرنش (تغییر طول نسبی) بتن می‌باشد. برای محاسبه ضریب ارتجاعی بتن یا همان مدول الاستیسیته از نمونه استوانه‌ای استاندارد (ارتفاع ۳۰ و قطر ۱۵ سانتی‌متر) و عمل‌آوری شده تا سن ۲۸ روزه استفاده می‌شود. مطابق با شکل (۷) برای انجام این آزمایش ابتدا استوانه بتنی را درون دو حلقه فلزی که فاصله عمودی آنها از یکدیگر ۱۵۰ میلی‌متر است قرار داده شد و در آن کرنش‌سنجی تعبیه شد. سپس به همراه استوانه قائم در زیر دستگاه فشار قرار داده شد. با محاسبه نیروی متناظر تنش در محدوده ارتجاعی بتن، تعداد دورهای کرنش‌سنج پس از رسیدن عقربه دستگاه به نیروی محاسبه شده قرائت گردید و سپس در عدد ۰/۰۰۲ ضرب شد تا بدین ترتیب تغییر طول نمونه بین دو نوار فلزی که به فاصله ۱۵۰ mm از یک-دیگر است، به دست آید. برای به دست آوردن کرنش متناظر در



شکل ۴ مقاومت خمشی سه نقطه‌ای نمونه ملات ژئوپلیمر ساخته شده از کائولن و سرباره

آزمایش کشش برزیلی یا شکافت استوانه‌ای

آزمایش کشش بتن به روش غیر مستقیم یا برزیلی براساس استاندارد ASTM C۲۹۶ انجام می‌شود [26]. نمونه‌ای از این آزمایش در شکل (۵) قابل مشاهده است. نمونه‌های استوانه‌ای مطابق استاندارد [27] ASTM C۱۹۲ ساخته و نگهداری می‌شود. نمونه‌ها طوری بین صفحات دستگاه جک بتن شکن قرار می‌گیرد که محور آن افقی باشد. سپس بار افزایش می‌یابد تا گسیختگی به صورت دو نیم شدن در صفحه شامل قطر قائم نمونه به وجود آید. بارگذاری به صورت مداوم و با سرعت یکنواخت اعمال می‌شود تا تنش کششی موجب گسیختگی نمونه شود.



شکل ۵ نمونه استوانه‌ای تحت آزمایش کشش برزیلی

آزمایش زمان گیرش بتن (سوزن ویکات)

از روش مقاومت در برابر نفوذ [29] (ASTM C ۴۰۳) برای تعیین زمان‌های گیرش اولیه و نهایی بتن استفاده شده است. در این روش پس از ساختن بتن با استفاده از الک نمره چهار سنگدانه‌های درشت آن جدا می‌شوند. این آزمایش بر اساس مقادیری در برابر نفوذ یک میله فولادی به اندازه 25 ± 2 میلی‌متر در خمیر استوار است. طبق تعریف وقتی که مقادیر مقاومت خمیر در برابر نفوذ به ترتیب به $3/5$ و $27/6$

اصلی خود به شکل پرتو الکترونی از سطح نمونه منتشر شده و توسط یک آشکارساز جمع‌آوری و آنالیز می‌شوند. این پرتوهای برگشتی از نمونه برای مشخصه‌یابی خواص مختلفی از ماده از قبیل: ترکیب شیمیایی، پستی و بلندی سطح، کریستالوگرافی، خواص الکتریکی و مغناطیسی و غیره به کار می‌روند. با هدف از تصویربرداری برای بررسی ریزساختار ملات استفاده شده است [31].

بحث و بررسی نتایج

نتایج آزمایش مقاومت فشاری

آزمونه‌های مکعبی حاوی ملات ژئوپلیمری پس از قالب‌گیری به مدت ۲۴ ساعت با دمای اون 110°C عمل‌آوری شد. آزمونه‌ها پس از قالب‌برداری در محیط آزمایشگاه نگهداری شدند و در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه، مقاومت فشاری آنها با قرار دادن در دستگاه بتن شکن به دست آمد. نتایج آزمایش مقاومت فشاری سنین مختلف در شکل (۸) آمده است.

بررسی نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت فشاری ۷ روزه نشان می‌دهد در نمونه‌های حاوی سدیوم هیدروکسید با غلظت مولار ۴، جایگزینی پودر کائولن با سرباره در تمام درصد‌های وزنی باعث کاهش مقاومت فشاری ملات ژئوپلیمری شد. افزایش غلظت مولار یته هیدروکسید سدیوم در مخلوط ملات ژئوپلیمری باعث افت مقاومت فشاری در سنین اولیه (۷ روز) برای تمامی نمونه‌ها شده است. بیشترین اثرگذاری ناشی از افزایش غلظت هیدروکسید سدیوم به طرح SCV۵ مربوط بود؛ به طوری که افزایش غلظت هیدروکسید سدیوم از مولار ۴ به ۸ باعث افت ۲۵٪ مقاومت فشاری ۷ روزه برای این نمونه طرح شده است.

محدوده ارتجاعی بتن، تغییر طول نمونه بین دو نوار فلزی به فاصله اولیه آن (۱۵۰mm) تقسیم می‌شود. با تقسیم تنش اعمال شده به کرنش به دست آمده مدول الاستیسیته بتن محاسبه می‌شود. محدوده تنش خطی بتن به صورت $f_c' < 0.4 \times F_c'$ تعریف می‌شود، که در آن F_c' مقاومت فشاری نهایی و f_c' تنش متناظر با $F_c' / 4$ بتن است. این روش استاندارد توسط ASTM C ۴۶۹ [30] پیشنهاد شده است.



شکل ۷ نمونه استوانه‌ای تحت آزمایش مدول الاستیسیته

آزمایش میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM)

این میکروسکوپ یکی از روش‌های تولید تصاویر به وسیله روبش یک پرتو الکترونی بر روی سطح نمونه است. توسط این روش تصاویر سه بعدی از ساختار نمونه به دست می‌آید. در SEM نمونه با پرتو الکترونی باریکی به قطر ۱۰۰ آنگستروم بمباران می‌شود. در اثر برخورد پرتوهای الکترونی به نمونه، الکترون‌های ماده برانگیخته می‌شوند و در هنگام بازگشت به مدار

مقاومت تنش (MPa)	S4	SC50-4	SC75-4	S8	SC50-8	SC75-8	BS4	BSC50-4	BSC75-4	BS8	BSC50-8	BSC75-8
روزه 7	۱۵/۵۹	۱۱/۵۹	۹/۲۶	۲۵/۱۹	۱۰/۵۱	۶/۹۵	۱۰/۶۸	۹/۸۵	۸/۲۹	۱۸/۱۶	۹/۱۱	۷/۱۷
روزه 28	۲۴/۵۹	۱۶/۲۵	۱۳/۹۱	۳۶/۵۹	۲۰/۰۱	۱۱/۴۲	۲۱/۱۲	۱۵/۸۸	۱۲/۱۳	۳۲/۲۳	۱۶/۳۵	۹/۹۶
روزه 90	۴۱/۳۹	۲۱/۲۹	۱۲/۷۷	۵۰/۴۵	۲۳/۵۴	۹/۹۴	۳۰/۸۴	۱۹/۱۳	۱۲/۸۳	۳۸/۰۵	۲۰/۱۹	۱۰/۲۴

شکل ۸ مقاومت فشاری ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه ملات‌های ژئوپلیمری

دارد؛ چنانکه در تمام سنین برای نمونه طرح‌ها جایگزینی ۵۰٪ پودر کائولن با سرباره باعث افت عملکرد می‌شود و افزایش درصد جایگزینی پودر کائولن در نمونه‌ها باعث افت مقاومت فشاری می‌گردد. بررسی نتایج نشان داده‌اند که غلظت محلول هیدروکسید سدیم از دیگر پارامترهای موثر بر نتایج آزمایش مقاومت فشاری بوده است. این موضوع به ویژه در نتایج مربوط به مقاومت فشاری در سن ۲۸ روز قابل توجه بود؛ به طوری که افزایش غلظت هیدروکسید سدیم از مولار ۴ به ۸، سبب شد مقاومت فشاری ۲۸ روزه در نمونه طرح ۸-SC۵۰، ۲۰٪ افزایش یابد؛ اما این مقدار برای سن ۹۰ روزه ۱۰٪ به دست آمد. زیرا افزایش غلظت محلول هیدروکسید سدیم باعث افزایش روند مقاومت فشاری زودرس می‌شود؛ دلیل این امر احتمالاً ناشی از افزایش میزان انحلال و در نتیجه تسریع روند ژئوپلیمریزاسیون است.

نتایج آزمایش مقاومت خمشی سه نقطه‌ای

بررسی نتایج به دست آمده از شکل (۹) مربوط به آزمایش مقاومت خمشی سه نقطه‌ای نشان می‌دهد که بیشترین مقاومت خمشی به نمونه طرح شاهد در مولار ۸ و کمترین مقاومت خمشی به نمونه طرح ۴-BSC۷۵ مربوط می‌شود. در دو نمونه طرح اختلاط شاهد، نمونه طرح شاهد در مولار ۸ بیشترین مقاومت خمشی را از خود بروز داد. در آزمایش دو نمونه طرح ۵۰-SC۴ و ۸-BSC۵۰ نکته جالبی به این شرح حاصل شد. به کار بردن پلیمر بوتادین استایرن رابر در نمونه ۸-BSC۵۰ و ۵۰٪ پودر سرامیک کائولن و ۵۰٪ سرباره کوره آهنگدازی، مقاومت خمشی هر دو نمونه عدد ۴/۴۳ مگاپاسکال بود. مقایسه این دو نمونه طرح در آزمایش مقاومت خمشی، مقاومت یکسانی را به ما نشان داد. یکی از دلایل اصلی در کاهش مقاومت خمشی نمونه طرح ۸-BSC۵۰ این است که لاتکس (SBR) باعث ایجاد حباب هوا در ساختار ملات ژئوپلیمری می‌شود و همین امر سبب تخلخل بیشتر در ملات و کاهش مقاومت خمشی می‌گردد. همچنین کاربرد پلیمر در ملات، فرآیند هیدراسیون را به تعویق می‌اندازد و مقاومت خمشی را نیز کاهش می‌دهد. مواد پلیمر به

بررسی افزایش غلظت هیدروکسید سدیم در نمونه های حاوی ۷۵٪ پودر کائولن و مقایسه آن با نمونه‌های حاوی ۵۰٪ پودر کائولن بر بهبود مقاومت فشاری ۷ روزه، اثرگذاری کمتری را نشان داد؛ به طوری که میزان کاهش مقاومت برای طرح‌هایی با جایگزینی ۷۵٪ پودر کائولن به طور میانگین به ۱۹/۵٪ رسید؛ اما این عدد برای نمونه‌هایی با جایگزینی ۵۰٪ پودر کائولن ۸٪ بود. دلیل این امر مقدار اضافی پودر سرامیک کائولن بتن ژئوپلیمری دارای ۷۵٪ کائولن است که واکنش ژئوپلیمراسیون ایجاد نکرده و باعث خودخشکیدن بتن شده است. به عبارت دیگر کائولن آب مورد نیاز بتن را جذب کرده و آب کافی برای انجام واکنش هیدراسیون از بین رفته است [32].

با توجه به شکل (۸) بررسی نتایج حاصل از آزمایش مقاومت فشاری پس از عمل‌آوری تا سن ۲۸ روز نشان داد که مقاومت نمونه‌ها با مولار ۴ و ۸ نسبت به طرح شاهد افت داشته است. نمونه طرح ۸-SC۵۰ در مقایسه با نمونه شاهد S۴ نسبت به سایر نمونه‌ها عملکرد مطلوبی را از خود نشان داد. در نمونه‌های حاوی ۵۰٪ پودر کائولن و ۵۰٪ سرباره، افزایش غلظت سدیم هیدروکسید سبب بهبود عملکرد نمونه‌ها گردید؛ به طوری که باعث رشد ۱۹٪ مقاومت فشاری ۲۸ روزه در این طرح‌ها شد. دلیل احتمالی ممکن است از محلول سدیم هیدروکسید با غلظت ۸ مولار باشد که مقدار بیشتری از سرباره را در خود حل کرده و مقاومت فشاری بهتری را ارائه می‌کند.

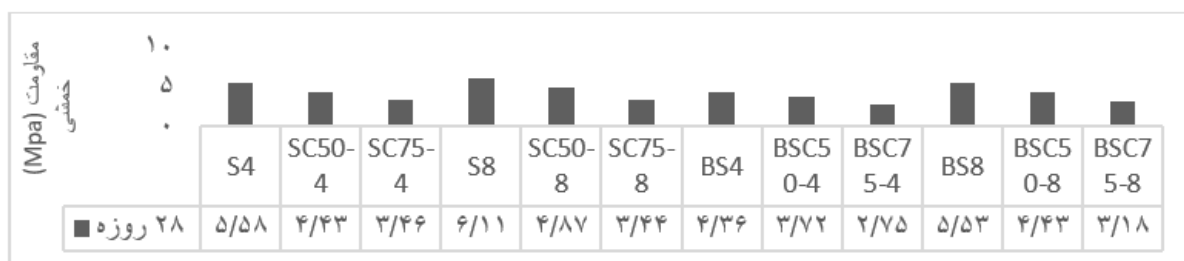
نتایج ارائه شده در شکل (۸) نشان داد که افزایش سن عمل‌آوری تا ۹۰ روز، باعث افت مقاومت فشاری در نمونه‌هایی با جایگزینی پودر کائولن و سرباره نسبت به طرح شاهد می‌شود. برای مثال در طرح ۸-SC۵۰ مقاومت فشاری کمتری نسبت به نمونه شاهد S۴ حاصل شد. در میان نمونه‌های حاوی ۵۰٪ پودر کائولن نسبت به طرح شاهد S۴، افت مقاومت فشاری ۵۷٪ را نشان داد. علت آن می‌تواند ناشی از مقدار اضافی پودر سرامیک کائولن بتن ژئوپلیمری دارای ۷۵٪ کائولن است که باعث خودخشکیدن بتن شده است [32].

مطالعه نتایج آزمایش مقاومت فشاری در سنین مختلف نشان داد که جایگزینی پودر کائولن با سرباره در درصد‌های وزنی مختلف اثر مستقیم بر نتایج مقاومت فشاری ملات ژئوپلیمری

تقریباً یکسانی وجود داشت. دلایل این امر وجود مواد چسباننده جامد در نمونه طرح BS۸، چسبندگی عالی خمیر ژئوپلیمر به ذرات سنگدانه، شکنندگی قابل توجه ژئوپلیمر و مقدار ماسه در ملات بود که بر مقاومت خمشی ملات ژئوپلیمر تأثیرگذار بودند [33]. در دو نمونه طرح SC۷۵ در مولار ۴ و ۸ با توجه به استفاده از ۷۵٪ پودر کائولن و ۲۵٪ سرباره، مقاومت خمشی تقریباً یکسانی مشاهده شد. دلیل این امر به مقدار اضافی کائولن بتن در ملات ژئوپلیمری دارای ۷۵٪ پودر کائولن مرتبط بود که واکنش ژئوپلیمریزاسیون نداده و باعث خودخشکیدن بتن شد. بدین معنا که آب مورد نیاز بتن جذب شده و آب لازم را برای انجام واکنش از دست داده بود [32]. با توجه به استفاده از مواد چسباننده جامد در نمونه طرح BS۴ و مقایسه آن با نمونه طرح SC۵۰-۸، نمونه دوم که ترکیبی از ۵۰٪ کائولن و ۵۰٪ سرباره بود، مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه شاهد از خود به روز داد. دلیل آن را می‌توان در طرح ترکیبی کائولن و سرباره و اثر منفی کائولن بر روی مقاومت خمشی جستجو کرد؛ به طوری که در سن ۲۸ روز واکنش پوزولانی کائولن و سرباره و تولید ژل C-S-H (سیلیکات کلسیم هیدراته) باعث افزایش مقاومت خمشی نمونه‌های ۵۰٪ کائولن و ۵۰٪ سرباره شده است؛ ولی نسبت به نمونه طرح شاهد، مقاومت خمشی کمتری داشته است. در نهایت با توجه به شکل (۹) در آزمایش مقاومت خمشی سه نقطه‌ای نمونه SC۵۰-۸ در مولار ۸ نسبت به بقیه نمونه‌های ترکیبی، مقاومت بیشتری را از خود نشان می‌دهد.

دلیل داشتن سورفکتنت در ساختار خود به منظور ممانعت از کلوخه شدگی ذرات و افزایش روانی، سبب حباب‌سازی در ریز ساختار ملات تازه می‌شوند. با تراکم نمونه‌ها توسط میز لرزان، بخشی از این حباب کاسته می‌شود و بخش باقی مانده آن به عنوان تخلخل ریز ساختاری می‌تواند سبب کاهش مقاومت خمشی شود. در ارتباط با علت تفاوت میزان مقادیر مقاومت خمشی پلیمر مصرفی نیز می‌توان گفت که نحوه پلیمریزاسیون آنها در ساختار مخلوط‌ها، اندازه ذرات پلیمرها و نوع حالت (سختی و نرمی) پلیمرها پس از انجام پلیمریزاسیون در ساختار مخلوط‌های سخت شده از جمله عللی هستند که می‌توانند بر میزان مقاومت خمشی آزمون‌های ژئوپلیمری مورد مطالعه تأثیر مستقیم داشته باشند.

در نمونه BSC۷۵-۴ به دلیل استفاده از پلیمر و ۷۵٪ پودر سرامیک کائولن و ۲۵٪ سرباره در مولاریته ۴ کمترین مقاومت خمشی نسبت به بقیه نمونه‌های طرح اختلاط مشاهده گردید؛ در حالی که در نمونه طرح BSC۷۵-۸ با توجه به استفاده از پلیمر و ۷۵٪ کائولن و ۲۵٪ سرباره در مولار ۸ مقاومت خمشی بهتری نسبت به نمونه طرح BSC۷۵-۴ حاصل شد. دلیل این امر ترکیب محلول سدیم هیدروکسید با سدیم سیلیکات بود. محلول‌های سدیم هیدروکسید با غلظت مولار ۸، بیشترین مقدار ماده را از پیش‌منبع در خود حل کرده و بیشترین مقدار مقاومت خمشی را ارائه می‌کند. در مقایسه دو نمونه طرح شاهد S۴ و BS۸ با توجه به استفاده از مواد چسباننده جامد در نمونه BS۸، مقاومت خمشی



شکل ۹ مقاومت خمشی سه نقطه‌ای ۲۸ روزه ملات ژئوپلیمری ساخته شده از کائولن و سرباره کوره آهنگدازی

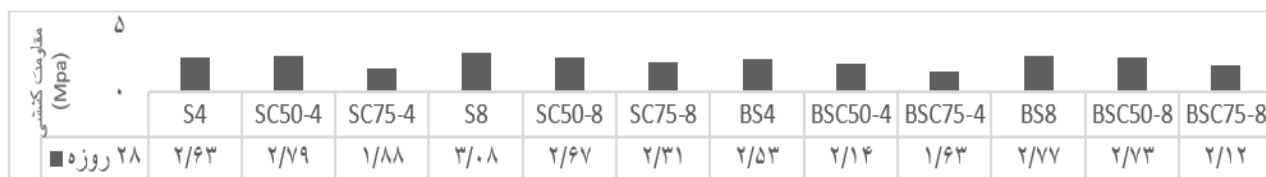
نتایج آزمایش کشش به روش برزلی یا دو نیم شدن

نمونه‌های استوانه‌ای 10×20 cm ملات ژئوپلیمری پس از قالب‌ریزی به مدت ۲۴ ساعت در گرم‌خانه عمل‌آوری شدند. پس از قالب‌برداری و نگهداری در محیط آزمایشگاه در سن ۲۸ روز شکست برزلی روی آنها انجام گرفت. نتایج شکل (۱۰) نشان می‌دهد کمترین مقاومت کششی مربوط به نمونه طرح ۴-BSCV۵ و بیشترین مربوط به نمونه طرح ۸-SA است. علت آن را باید در طرح ترکیبی ۷۵٪ کائولن و ۲۵٪ سرباره و پلیمر (SBR) جست زیرا پودر کائولن و پلیمر بر روی مقاومت کششی اثر منفی داشت. علت دیگر این مسئله ممکن است به نوع پلیمر (حالت ارتجاعی پلیمر پس از پلیمریزاسیون در ساختار مخلوط) و تا حدودی به ابعاد ذرات پلیمر بستگی داشته باشد؛ به طوری که هر چه ابعاد ذرات پلیمر بزرگ‌تر باشد، می‌تواند فیلم‌های گسترده‌تری را در ساختار مخلوط‌های ژئوپلیمری تشکیل دهد. مطابق شکل افزودن پودر سرامیک کائولن به ملات ژئوپلیمری سبب افزایش مقاومت کششی نمونه‌ها شد. همان‌گونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود بیشینه مقاومت کششی به نمونه طرح اختلاط ملات ژئوپلیمری حاوی ۵۰٪ پودر سرامیک کائولن (۴-SC۵۰، ۸-BSC۵۰ و ۸-SA) مرتبط است. به طور کلی خواص مکانیکی بتن‌های ژئوپلیمری وابستگی زیادی به نسبت SiO_2/Al_2O_3 دارد. با افزایش این نسبت، میزان حلالیت یون‌ها و فرآیند پلیمریزاسیون افزایش می‌یابد که این امر سبب بهبود مقاومت کششی نمونه‌ها می‌شود [34]. به عبارت دیگر با افزودن پودر سرامیک کائولن، SiO_2 فعال بیشتر می‌شود و این امر سبب ایجاد پیوندهای سیلیکونی (Si-O-Si-O-Si-O) می‌گردد. این پیوند زنجیری شکل تمامی اجزای بتن را در کنار یک‌دیگر نگه می‌دارد و یک ترکیب پیوسته ایجاد می‌کند. ضمناً نرمی بالای ذرات کائولن و شکل کروی آنها با پر کردن خلل و فرج بتن، سبب ایجاد ساختار متراکم‌تری در آن می‌شود.

مطابق شکل (۱۰) نمونه طرح‌های اختلاط ۴-BSCV۵، ۴-SCV۵، ۸-BSCV۵ و ۸-SCV۵ با ترکیب ۷۵٪ پودر سرامیک کائولن و ۲۵٪ سرباره کوره‌آهنگدازی به ترتیب چگونگی مقاومت کششی را نشان می‌دهد. در نمونه طرح‌های ۵۰-BSC۴، ۸-SC۵۰، ۸-BSC۵۰ و ۸-SC۵۰ با ترکیب ۵۰٪ پودر کائولن و ۵۰٪ سرباره به ترتیب از مقاومت کششی کم به زیاد نمایش داده شده است. عوامل زیادی از جمله نوع سنگدانه، نحوه نوع

توزیع آنها در بتن، تعداد فضاهای خالی و اندازه آنها و همچنین پیوستگی بین خمیر ملات و سنگدانه‌ها بر مشخصات مکانیکی بتن تأثیر می‌گذارند. به طور کلی مقاومت کششی به یک‌پارچگی ماتریس مواد و چسبندگی بین خمیر ملات و سنگدانه‌ها وابسته است. مقاومت پایین خمیر ملات و اتصال ضعیف سنگدانه‌ها به آن در بتن سخت شده به دلیل مقدار بالای پودر کائولن نسبت به سرباره پدید می‌آیند و مقاومت کششی بتن را کاهش می‌دهند. به علاوه تعداد فضاهای خالی و اندازه آن‌ها، هوای بین ذرات و وجود ریز ترک‌ها با نسبت پودر کائولن به سرباره ارتباط مستقیم دارند و بر مقاومت کششی بتن تأثیر می‌گذارند. کمترین مقاومت کششی مربوط به نمونه طرح ۴-BSCV۵ و بیشترین مقاومت کششی مربوط به نمونه طرح ۸-SA بوده است.

در مقایسه نمونه طرح‌های اختلاط، زمانی که نسبت پودر کائولن ۵۰٪ و سرباره ۵۰٪ باشد مقاومت بالاتری نسبت به نمونه طرح‌های اختلاط پودر سرامیک کائولن ۷۵٪ و سرباره ۲۵٪ مشاهده می‌شود. به جز نمونه طرح اختلاط ۴-BSC۵۰ در مولار ۴ که مقاومت کمتری را از خود نشان داد. علت آن به طرح ترکیبی ۷۵٪ کائولن و ۲۵٪ سرباره و اثر منفی مقدار اضافه پودر کائولن بر روی مقاومت کششی مرتبط است؛ به طوری که در سن ۲۸ روز واکنش پوزولانی کائولن و سرباره و تولید ژل C-S-H (سیلیکات کلسیم هیدراته) باعث افزایش مقاومت کششی نمونه‌های ۵۰٪ کائولن و ۵۰٪ سرباره شده است. نکته قابل توجه در مورد نمونه طرح ۵-BSCV در مولار ۴ و ۸ این است که نمونه طرح ۸-BSCV نسبت به نمونه طرح ۴-BSCV۵ مقاومت بالایی داشت؛ اگر چه در هر دو از پلیمر بوتادین استایرن رابر استفاده شده بود. در مقایسه نمونه‌های طرح ۴-BSC۵۰ در مولار ۴ و ۸ شاهد مقاومت بالاتری در نمونه طرح ۸-BSC۵۰ بودیم. نکته جالب توجه در آزمایش مقاومت کششی به روش برزلی در دو نمونه طرح ۸-SA و ۸-BSC۵۰ این است که در نمونه ۵۰-BSC با وجود پلیمر و نسبت ۵۰٪ پودر کائولن و ۵۰٪ سرباره، مقاومت تقریباً یکسانی با نمونه طرح ۸-SA دیده شد. علت این امر کامل شدن فرآیند ژئوپلیمریزاسیون و بهبود خواص مکانیکی ملات ژئوپلیمر و تأثیر مقدار ۵۰٪ پودر کائولن نسبت به سرباره است. همچنین تغییر جزئی ناشی از وجود پلیمر روی مخلوط، قابل توجه نبود.



شکل ۱۰ مقاومت کششی برزیلی نمونه‌های ۲۸ روزه ملات ژئوپلیمری ساخته شده از کائولن و سرباره آهنگدازی

با توجه به شکل (۱۰) در مورد نمونه‌های طرح شاهد به جز S۸ با وجود مواد چسباننده جامد، مقاومت کششی کمتری مشاهده شد. نمونه‌های طرح اختلاط ۸-SC۵۰، ۸-BSC۵۰ و ۴-BSC۵۰ به ترتیب در مقایسه با نمونه طرح‌های اختلاط شاهد BS۴، S۴ و BS۸ مقاومت کمتری را از خود نشان دادند. بنابراین می‌توان چنین استنباط کرد که با توجه به نسبت ۵۰٪ پودر کائولن و ۵۰٪ سرباره و مدت زمان عمل‌آوری، مقاومت کششی نمونه‌های ژئوپلیمری افزایش می‌یابد که علت این امر کامل شدن فرآیند ژئوپلیمریزاسیون و بهبود خواص مکانیکی ملات ژئوپلیمر و در نتیجه افزایش مقاومت کششی نمونه‌ها است.

نتایج آزمایش زمان گیرش بتن (سوزن و یکات)

طبق روش ارائه شده در [29] ASTM C ۴۰۳ زمانی که مقدار مقاومت در برابر نفوذ ملات به ترتیب برابر ۳/۵ و ۲۷/۶ مگاپاسکال باشد، گیرش‌های اولیه و نهایی حاصل می‌گردد. در شکل (۱۱) مقدار گیرش‌های اولیه و نهایی مخلوط ملات-های ژئوپلیمری ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با جایگزینی سرباره از مقدار ۵۰٪ به ۲۵٪ و پودر کائولن از ۵۰٪ به ۷۵٪ به جای سیمان، مقادیر گیرش اولیه و نهایی افزایش می‌یابد؛ زیرا پودر کائولن در ابتدا از نظر شیمیایی فعال نیست و پس از هیدراتاسیون سرباره و تولید کلیسم هیدروکسید است که می‌تواند فعالیت پوزولانی خود را آغاز کند [35]. در واقع چون با افزایش پودر کائولن مقدار سرباره مخلوط کاهش می‌یابد، زمان بیشتری لازم است که بتن جوان دارای سرباره کمتر در برابر نفوذ مشخصی از خود مقاومت نشان دهد. البته با افزایش مقدار پودر کائولن و کاهش مقدار سرباره، نسبت فوق روان‌کننده به سرباره افزایش می‌یابد. این موضوع می‌تواند به عنوان دلیل افزایش زمان گیرش با

افزایش مقدار پودر کائولن عنوان شود. زمان گیرش اولیه ملات-های ژئوپلیمری بین ۱۱۵ تا ۴۴۰ دقیقه و زمان گیرش نهایی بین ۱۳۵ تا ۵۱۵ دقیقه اندازه‌گیری شده است. به طوری که هر چه مقادیر چسب ژئوپلیمری، شامل سرباره و محلول‌های شیمیایی بیشتر باشد، زمان گیرش کمتری لازم است. دلیل این امر افزایش دمای تولید شده بر اثر بیشتر بودن چسب ژئوپلیمری است، به طوری که با افزایش دمای مخلوط به سبب اضافه شدن مواد اولیه شیمیایی، فرآیند واکنش‌های ژئوپلیمری تسریع می‌یابد و زمان گیرش آن کاهش پیدا می‌کند. در این پژوهش با افزودن میزان پودر کائولن ۷۵٪ و سرباره ۲۵٪ بین دو طرح اختلاط SC۵۰ و SC۷۵ در مولار ۴، میزان گیرش اولیه بتن حدوداً از ۳ دقیقه به ۵ دقیقه و گیرش نهایی بتن تقریباً از ۴ دقیقه به ۶/۵ دقیقه افزایش داشته است. علت این تفاوت در این است که فرآیند ژئوپلیمریزاسیون به شدت به دمای مخلوط وابسته است و در زمان‌های اولیه دمای مخلوط بسیار بالاست، اما پس از گذشت حدود یک ساعت از ساخت آن و با کاهش دما این واکنش‌ها بسیار کند می‌شود. افزایش پودر کائولن موجب کاهش میزان مواد شیمیایی لازم برای سرباره شده و فرآیند تشکیل ژئوپلیمر را با سختی روبه‌رو می‌کند و زمان گیرش نهایی افزایش می‌یابد. با افزایش غلظت سدیم هیدروکسید، زمان‌های گیرش اولیه و نهایی کاهش می‌یابد. مشاهدات حین ساخت نشان داد که بین دو محلول ساخته شده شیمیایی، سدیم هیدروکسید و سدیم سیلیکات، محلول اول بیشترین دما را داشت. علت کاهش زمان گیرش، به افزایش دمای ایجاد شده مربوط است. دمای اولیه محلول سدیم هیدروکسید مولار ۴، در حدود ۷۵°C و با غلظت مولار ۸، نزدیک به ۹۰°C است. به این ترتیب کاهش زمان گیرش به علت افزایش دمای مخلوط، ناشی از افزایش غلظت می‌باشد.

	S4	SC50-4	SC75-4	S8	SC50-8	SC75-8	BS4	BSC50-4	BSC75-4	BS8	BSC50-8	BSC75-8
گیرش اولیه (دقیقه)	135	185	295	115	160	285	240	250	440	205	220	360
گیرش نهایی (دقیقه)	160	220	355	135	205	335	275	295	515	235	275	425

شکل ۱۱ مقایسه زمان گیرش (ویکا) ملات‌های ژئوپلیمری ساخته شده از کائولن و سرباره کوره آهن‌گدازی در سن ۲۸ روز

مدول الاستیسیته	S4	SC50-4	SC75-4	S8	SC50-8	SC75-8	BS4	BSC50-4	BSC75-4	BS8	BSC50-8	BSC75-8
28 روزه	26/41	6/73	2/82	30/63	16/86	4/26	12/73	8/61	1/62	20/43	15/78	6/23

شکل ۱۲ مدول الاستیسیته ملات‌های ژئوپلیمری ساخته شده از کائولن و سرباره کوره آهن‌گدازی در سن ۲۸ روز

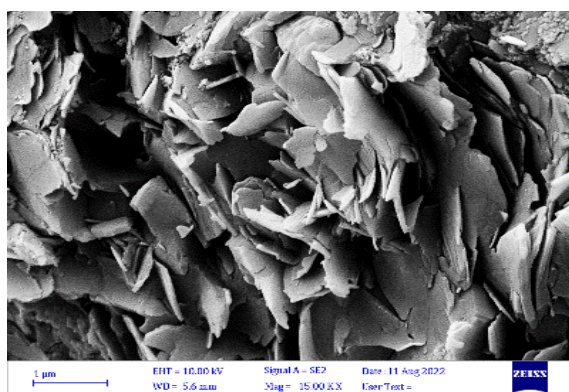
۲۸ روز ناشی از وجود پلیمر (SBR) است. در مقایسه دو نمونه طرح شاهد S4 و S8، نمونه طرح S8 به علت سدیم هیدروکسید و سدیم سیلیکات در مولار ۸ بیشترین مقاومت را از خود نشان داده است.

نتایج میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM)

در شکل (۱۳-۱۵) تصاویر SEM از سطح شکست ۲۸ روزه نمونه BSC50-4 حاوی ۵۰٪ پودر کائولن و ۵۰٪ سرباره و پلیمر (SBR) ارائه شده است. در این تصاویر ساختار ترکیبات مختلف، ترک‌ها و حفره‌ها نیز مشاهده می‌شود. نمونه BSC50-4 دارای ساختارهای منسجم و متراکم C-A-S-H و C-S-H است. در طی فرآیند انحلال برخی از یون‌های Al و Ca آزاد می‌شود و نانو ساختار C-A-S-H در حین واکنش محلول قلیایی به وجود می‌آید [36]. با مقایسه این تصاویر می‌توان استنباط نمود که چسبندگی بین پودر کائولن و سرباره در نمونه بتن ژئوپلیمری مطلوب است. از طرف دیگر فاز زمینه حاوی پودر کائولن بر روی سطح سرباره الحاق یافته و سطح شکست کائولن ناهموار است؛ اما در نمونه‌هایی که پودر کائولن درون زمینه توزیع نشده‌اند، سطوح سرباره هموار و عاری از هر گونه رزین زمینه روی آن است که حاکی از چسبندگی ضعیف بین زمینه پلیمری و پودر کائولن است.

نتایج آزمایش مدول الاستیسیته

نتایج آزمایش مدول الاستیسیته و میزان تأثیر پودر کائولن و سرباره بر نتایج حاصل از این آزمایش در شکل (۱۲) ارائه شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد افزایش درصد جایگزینی پودر کائولن باعث افت مدول الاستیسیته شده است. با توجه به نتایج شکل (۱۲)، کمترین مقاومت مدول الاستیسیته ۲۸ روزه مربوط به نمونه طرح BSC75-4 و بیشترین مقاومت مدول الاستیسیته ۲۸ روزه مربوط به نمونه طرح S8 اختصاص یافت. در نمونه طرح BSC75-4 با افزودن ۷۵٪ پودر کائولن در کنار ۲۵٪ سرباره و پلیمر (SBR)، افت مقاومت بسیاری مشاهده شد. در مقایسه نمونه شاهد طرح اختلاط در مولار ۸، مقاومت بهتری نسبت به مولار ۴ حاصل شد زیرا ترکیب سدیم هیدروکسید با سدیم سیلیکات محلول، بهترین فعال ساز را ایجاد می‌کند. محلول‌های سدیم هیدروکسید با غلظت مولار ۸، مقدار بیشتری از سرباره را در خود حل کرده و مقاومت مدول الاستیسیته بهتری را ارائه می‌کنند. زمانی که در طرح اختلاط از پلیمر استفاده شد در مقایسه دو نمونه طرح BSC50-8 با SC50-8 در سن ۲۸ روز مقاومت بهتری ایجاد شد. این امر به مقدار اضافی پودر کائولن بتن ژئوپلیمری دارای ۵۰٪ کائولن نسبت به نمونه طرح شاهد ارتباط داشت که واکنش ژئوپلیمراسیون نداده و باعث خود خشکیدن بتن شده است. البته نمونه طرح SC50-8 در سن ۲۸ روز مقاومت بهتری را نشان داد؛ چون افت نمونه طرح BSC50-8 در سن

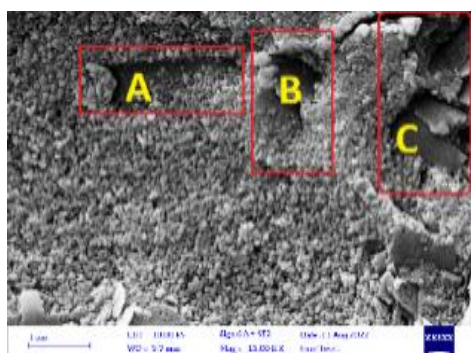


(ب)

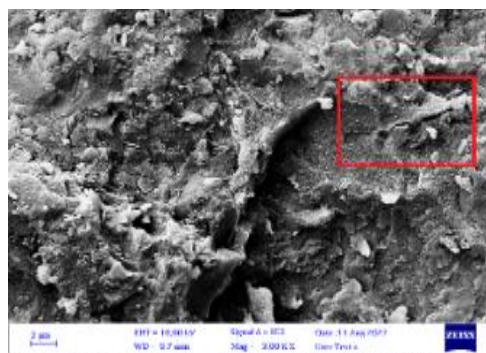


(الف)

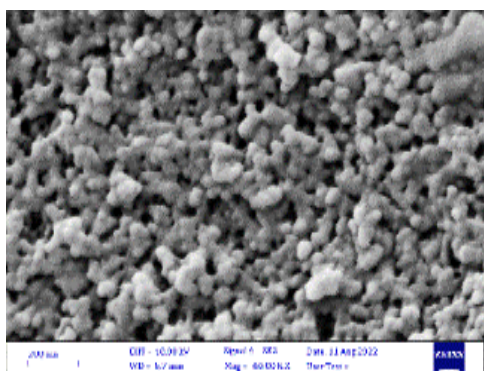
شکل ۱۳ عکس میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) از نمونه ۴-۵۰BSC



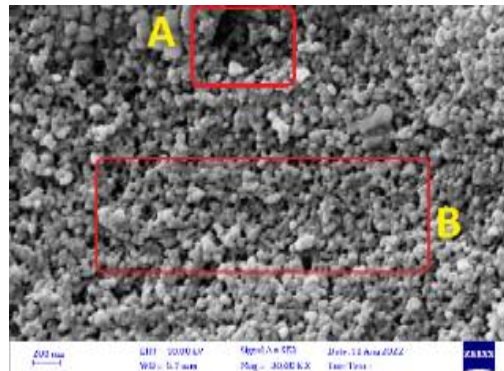
(ب)



(الف)

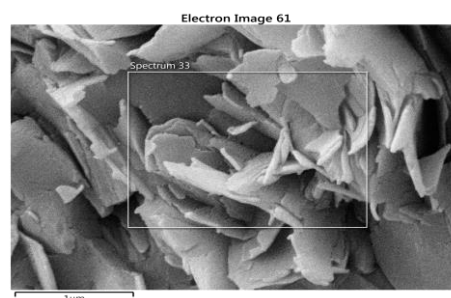
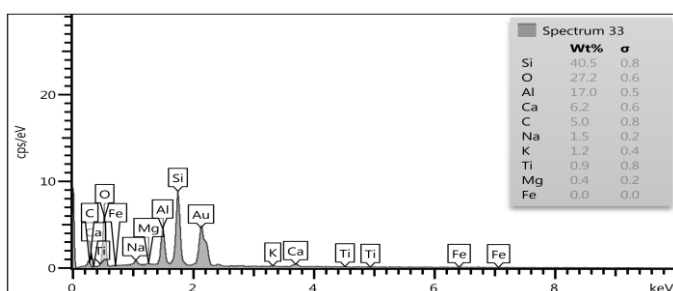


(د)



(ج)

شکل ۱۴ عکس میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) از نمونه ۴-۵۰BSC



شکل ۱۵ آنالیز EDS نمونه طرح ۴-۵۰BSC حاوی ۵۰٪ پودر کائولن و ۵۰٪ سرباره کوره آهن‌گدازی و پلیمر استایرن بوتادین رابر (SBR)

در شکل (۱۳) و (۱۴) تصویر میکروسکوپی از سطح شکست زمینه پودر کائولن ۵۰٪ و سرباره ۵۰٪ و پلیمر (SBR) نشان داده شده است. در این رابطه ناهمواری‌هایی در سطح شکست ملاحظه می‌گردد و انحراف ترک ایجاد شده بر اثر آزمایش مقاومت مشاهده می‌شود که از دلایل اصلی افزایش جذب انرژی در نمونه‌های ژئوپلیمری شامل پوزولان پودر کائولن به شمار می‌رود. باتوجه به شکل (۱۳-الف) کلوخه‌هایی از نانوصفحات گرافن ناشی از توزیع نامطلوب درون زمینه اپوکسی تشکیل شده است که این نقاط منجر به ایجاد تمرکز تنش و افت خواص مکانیکی می‌شود.

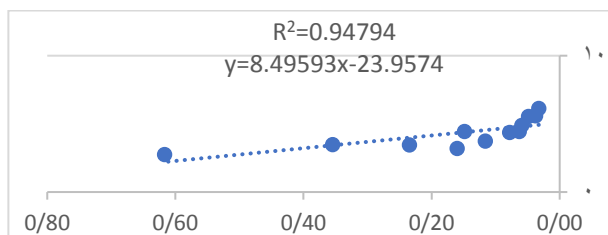
در ارتباط با نمونه چند مقیاسی حاوی پودر کائولن، سرباره و پلیمر، چسبندگی خوبی بین پودر کائولن و زمینه مشاهده می‌گردد و ترک به جای رشد در امتداد فصل مشترک در داخل زمینه اشاعه پیدا کرده است. این بدان معناست که در ارتباط با نمونه‌های چندمقیاسی، اشاعه ترک در زمینه مکانیزم غالب شکست است. حضور نانوذرات کربنات کلسیم باعث انحراف مسیر رشد ترک در زمینه می‌شود و به همین دلیل سطح شکست بخش زمینه نمونه چندمقیاسی بر خلاف نمونه شاهد ناهموار است [37,38].

در ارتباط با نمونه ۴-BSC50، چسبندگی مناسبی بین پودر کائولن و زمینه ژئوپلیمری دیده می‌شود. در شکل (۱۴-ب) حضور آگلومره‌های نانوذرات در نمونه ۴-BSC50 مشهود است که این آگلومره‌ها به عنوان نواحی تمرکز تنش در زمینه عمل کرده و به ایجاد و اشاعه ترک و افت خواص مکانیکی کمک شایانی می‌کند [37]. این مشاهدات با نتایج آزمون‌های مکانیکی گزارش شده در بخش قبلی تطابق دارد. میزان درصد وزنی عناصر در بتن ژئوپلیمری در شکل (۱۵) توسط آزمون EDX اندازه‌گیری شد. نانوساختار C-S-H و C-A-S-H دارای تنوع گسترده‌ای است و با توجه به چگونگی تغییرات نسبت Ca/Si، ساختار سیلیکات و محتویات Si-OH و Ca-OH به هم مرتبط می‌شوند. به طور کلی فرض می‌شود نانو ساختار C-S-H همراه با نانو ساختار C-A-S-H در طی فرآیند ژئوپلیمریزاسیون برای ایجاد پیوند محکم-تر و برای از بین بردن منافذ در ژئوپلیمرها به وجود می‌آید. با توجه به نسبت وزنی عناصر نمونه‌های ژئوپلیمری با آزمون EDX، می‌توان نتیجه گرفت محیط مناسبی برای تشکیل نانوساختارهای C-S-H وجود دارد. پژوهش‌ها نشان داده که با افزایش دما تا حدود ۱۰۰ درجه سلسیوس به علت تبخیر شدن

آب فیزیکی، ساختار نمونه تراکم بیشتری پیدا کرده است و با رشد نانوساختارهای C-A-S-H و C-S-H این میکرو ترک‌ها از بین رفته است [39,40]. نسبت بالای Si/Al ژئوپلیمریزاسیون بسیار مناسبی را در ترکیب نشان می‌دهد. از طرفی با توجه به مقدار Ca موجود می‌توان نتیجه گرفت که ساختار N-A-S-H تشکیل شده در ژئوپلیمر، در عین داشتن مشخصات مقاومتی مناسب، ترکیبات قلیایی ناپایدار در PH های کمتر از ۱۲ محسوب می‌شود، با حضور مقدار مناسب Ca ناشی از وجود کائولن، تبدیل به ترکیبات پایدار و مقاوم Na C-A-S-H با مقدار پایین کلسیم یا C-A-S-H شده‌اند که این پدیده از تفاوت‌ها و برتری‌های ملات-ها و بتن ژئوپلیمری بر مواد فعال شده قلیایی (Alkali-Activated Materials) است. در شکل (۱۳) و (۱۴) برخی ذرات کائولن واکنش نداده نیز ملاحظه می‌شوند. در حضور مقادیر بالای سیلیس و کلسیم در برخی مطالعات تشکیل ژل C-S-H نیز دیده شده است که می‌تواند برخی ساختارهای آمورف در اطراف ذرات کائولن را توجیه کند. در شکل (۱۴-الف و ب) ناحیه اتصال بین سنگدانه و خمیره مشاهده می‌شود. چنانکه در تصویر مشخص است، جداسدگی در برخی نواحی ITZ قابل تشخیص است و این امر می‌تواند به وجود آب در این نواحی مربوط باشد که بعد از قرارگیری در حرارت به علت فشار ناشی از خروج بخار آب باعث جداسدگی و ترک در ناحیه انتقال شده است که می‌توان آن را به واکنش‌های کائولن در ساختار نمونه نسبت داد.

همبستگی بین نتایج آزمایش‌ها

در این قسمت با مقایسه نتایج آزمایش‌های مختلف سعی داریم رابطه بین آن‌ها و میزان همبستگی نتایج آزمایش‌ها را تعیین کنیم. تعیین ارتباط میان آزمایش‌های مختلف ما را قادر می‌سازد تا با آگاهی از بعضی خصوصیات بتن، پیش‌بینی نزدیکی نسبت به دیگر خصوصیات آن داشته باشیم. به این منظور نتایج آزمایش‌ها در سنین مختلف با هم مقایسه شده‌اند و ارتباط میان داده‌ها با عبور خطی که کمترین پراکندگی را نسبت به داده‌ها داشته باشد مشخص شده است. به این منظور از بین خطوط عبوری خطی که بیشترین R^2 را داشته باشد انتخاب شد. ارتباط بین نتایج مختلف به دست آمده در آزمایش‌های انجام شده در شکل‌های (۲۱-۱۷) دیده می‌شود.



شکل ۲۱ ضریب همبستگی بین مدول الاستیسیته ۲۸ روزه و مقاومت خمشی ۲۸ روزه ملات ژئوپلیمری

ضریب همبستگی بین مدول الاستیسیته ۲۸ روزه و مقاومت فشاری (۷، ۲۸ و ۹۰) روزه در شکل (۱۷-۱۹) ارائه شده است. ضریب همبستگی مدول الاستیسیته ۲۸ روزه با مقاومت فشاری ۹۰ روزه عملکرد مطلوبی را نشان داد. دلیل آن رخ دادن فرآیند ژئوپلیمریزاسیون و بهبود خواص مکانیکی ملات ژئوپلیمری است. با توجه به شکل (۲۰) ضریب همبستگی بالایی بین مدول الاستیسیته و مقاومت کششی ۲۸ روزه برقرار نیست. مطابق شکل (۲۱) ضریب همبستگی بین مدول الاستیسیته و مقاومت خمشی ۲۸ روزه به دلیل فرآیند هیدراتاسیون مطلوب نتیجه بهتری از خود نشان داد.

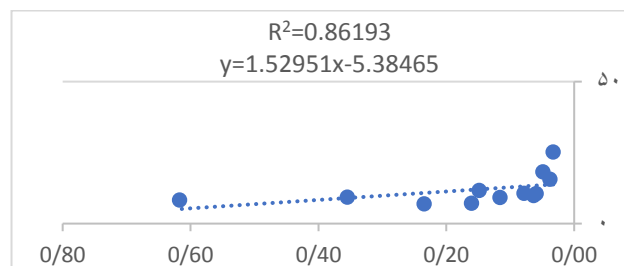
نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر با مطالعه بر روی اثر ملات‌های ژئوپلیمری بر مبنای کائولن و سرباره به صورت انفرادی و ترکیبی در چند مولار مختلف نتایج زیر به دست آمد:

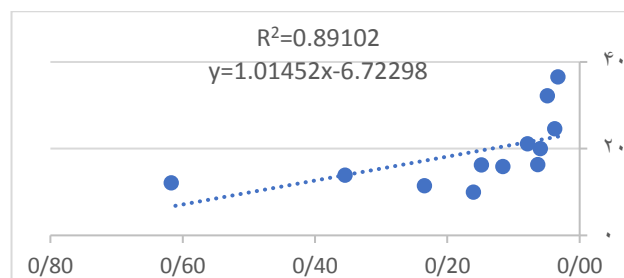
نتایج نمونه طرح اختلاط ۵۰٪ پودر کائولن و ۵۰٪ سرباره، نسبت به نمونه طرح اختلاط ۷۵٪ پودر کائولن با ۲۵٪ سرباره، مقاومت فشاری و خمشی بهتری را در بر داشت.

نمونه‌های طرح ۴-SC۵۰ و ۸-BSC۵۰، با توجه به استفاده از پلیمر در نمونه ۸-BSC۵۰، مقاومت خمشی هر دو نمونه یکسان و عدد ۴/۴۳ مگاپاسکال بدست آمد که عدم تأثیرگذاری پلیمر را در مقاومت خمشی بیان می‌کند.

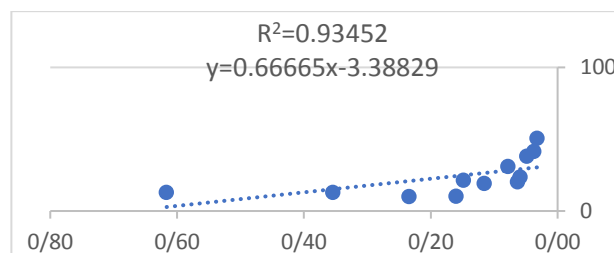
نمونه طرح‌های شاهد S۴ و BS۸ به سبب مواد چسباننده جامد در نمونه BS۸، مقاومت خمشی تقریباً یکسانی مشاهده شد. با توجه به استفاده از ۷۵٪ پودر سرامیک کائولن و ۲۵٪ سرباره در دو نمونه طرح SCV۵ در مولار ۴ و ۸، مقاومت خمشی این دو تفاوت معناداری با هم نداشت.



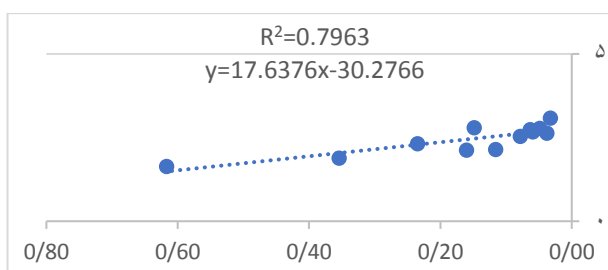
شکل ۱۷ ضریب همبستگی بین مدول الاستیسیته ۲۸ روزه و مقاومت فشاری ۷ روزه ملات ژئوپلیمری



شکل ۱۸ ضریب همبستگی بین مدول الاستیسیته ۲۸ روزه و مقاومت فشاری ۲۸ روزه ملات ژئوپلیمری



شکل ۱۹ ضریب همبستگی بین مدول الاستیسیته ۲۸ روزه و مقاومت فشاری ۹۰ روزه ملات ژئوپلیمری



شکل ۲۰ ضریب همبستگی بین مدول الاستیسیته ۲۸ روزه و مقاومت کششی ۲۸ روزه ملات ژئوپلیمری

بیشتری از سرباره را در خود حل کرده و مقاومت مدول الاستیسیته مطلوبی را ارائه می‌کنند.

با توجه به نتایج بدست آمده ترکیب کائولن و سرباره با درصد مساوی نسبت به طرح‌های شاهد توصیه می‌شود؛ چرا که ۷۵٪ پودر کائولن و ۲۵٪ سرباره باعث افت خواص مکانیکی ملات ژئوپلیمری می‌شود.

مطالعات میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) نشان داد که قدرت چسبندگی بین سرباره و پودر کائولن نقش مهمی در بهبود خواص مکانیکی بتن‌های تحت آزمایش مقاومت دارد.

مطالعات میکروسکوپ الکترونی روبشی نشان داد که در ارتباط با نمونه‌های حاوی ۷۵٪ پودر کائولن نسبت به نمونه‌های حاوی ۵۰٪ پودر کائولن، به علت آگلومره شدن نانوذرات، افت خواص مکانیکی در نانوذرات مشاهده شد که به دلیل تجمع نانوذرات در این درصد وزنی است.

با آزمایش (SEM) در نمونه‌های حاوی ۷۵٪ پودر کائولن نسبت به نمونه‌های حاوی ۵۰٪ پودر کائولن، به علت آگلومره شدن نانوذرات، افت خواص مکانیکی در آنها مشاهده شد که به دلیل تجمع نانوذرات در این درصد وزنی است.

نتایج حاصل از بررسی‌های ریزساختاری حاصل از تصویربرداری SEM بر روی نمونه‌های بتنی، در هماهنگی و همپوشانی با نتایج سایر آزمون‌ها در این پژوهش قرار داشتند.

سپاسگزاری

در پایان از مدیران محترم آزمایشگاه خاک سنجش بنیان سازه بابت ارائه تجهیزات و همکاری‌های ارزنده کمال تشکر را دارم.

واژه نامه

سرباره کوره آهنگدازی	GGBFS
آنالیز طیف سنج فلورسانس اشعه ایکس	XRF
پودر چسباننده جامد	Binder Solid
انجمن آمریکایی آزمایش و مواد	ASTM
استایرن بوتادین رابر	SBR
پودر سرامیک	Ceramic Powder
شن	Sand
مواد فعال شده قلیایی	Alkali-Activated Materials
ریزساختار میکروسکوپ الکترونی روبشی	SEM

در نتایج نمونه‌ها با نسبت پودر سرامیک کائولن ۵۰٪ و سرباره ۵۰٪ مقاومت کششی بالاتری نسبت به نمونه طرح‌های حاوی پودر کائولن ۷۵٪ و سرباره ۲۵٪ مشاهده می‌شود؛ بجز نمونه طرح اختلاط ۴-۵۰ BSC در مولار ۴ که مقاومت کمتری را از خود نشان می‌دهد. نکته قابل توجه در مورد نمونه طرح ۴-۵۰ BSC در مولار ۴ و ۸ این است که نمونه طرح ۵-۸ BSC نسبت به نمونه طرح ۴-۵۰ BSC مقاومت بالایی داشت؛ اگر چه در هر دو از پلیمر بوتادین استایرن رابر استفاده شده بود.

با توجه به نسبت ۵۰٪ پودر کائولن و ۵۰٪ سرباره و مدت زمان عمل آوری، مقاومت کششی نمونه‌های ژئوپلیمری افزایش می‌یابد که علت این امر کامل شدن فرآیند ژئوپلیمریزاسیون و بهبود خواص مکانیکی ملات ژئوپلیمر و در نتیجه افزایش مقاومت کششی نمونه‌ها است. نکته حائز اهمیت در آزمایش مقاومت کششی دو نمونه طرح ۸-۵۰ BSC و ۸-۵۰ BSC این است که در نمونه ۸-۵۰ BSC با وجود استفاده از پلیمر بوتادین استایرن رابر و نسبت ۵۰٪ کائولن و ۵۰٪ سرباره، مقاومت تقریباً یکسانی نسبت به نمونه طرح ۸-۵۰ BSC دیده می‌شود.

در صورت وجود کائولن نتایج به دست آمده از آزمایش زمان گیرش بتن حاکی از افزایش زمان‌های گیرش اولیه و نهایی بتن است. با افزایش درصد کائولن از ۵۰٪ به ۷۵٪ مقدار کندگیری مخلوط افزایش می‌یابد. در تمام آزمایش‌های انجام شده در این پژوهش مقدار و نوع فوق روان‌کننده مصرف شده ثابت نبوده است. نظریه غالب پژوهشگران آن است که افزایش همزمان میزان کائولن و فوق روان‌کننده در مخلوط نیز بر میزان کندگیری بتن می‌افزاید.

افزایش درصد جایگزینی پودر کائولن باعث افت مدول الاستیسیته شده است؛ به طوری که با افزایش درصد جایگزینی پودر کائولن از ۵۰٪ به ۷۵٪ در نمونه طرح ۴-۵۰ BSC مدول الاستیسیته (۱/۶۲ Gpa) را نشان می‌دهد. همچنین ارتباط مشخصی بین مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته بتن ژئوپلیمری مشاهده شد.

در مقایسه نمونه شاهد طرح اختلاط در مولار ۸، مقاومت بهتری نسبت به مولار ۴ حاصل شد؛ زیرا ترکیب سدیم هیدروکسید با سدیم سیلیکات محلول، بهترین فعال ساز را ایجاد می‌کند. محلول‌های سدیم هیدروکسید با غلظت ۸ مولار، مقدار

مگاپاسکال	MPa	سرباره	Slag
گیگاپاسکال	GPa	طیف سنجی پراش انرژی پرتو ایکس	EDS-EDX
		ناحیه انتقال در بتن	ITZ
سیاسگزاری		هیدروکسید سدیم	NaOH
		سدیم سیلیکات	Sodium Silicate

مراجع

- [1] A. A. Ramezaniapour, A. Kazemian, M. A. Moghaddam, F. Moodi, A. M. Ramezaniapour, "Studying effects of low-reactivity GGBFS on chloride resistance of conventional and high strength concretes," *Materials and Structures*, vol. 49, pp. 2597-2609, (2016). <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0670-y>.
- [2] A. A. Ramzaniapour, A. Zulficaransab, F. Bahmanzadeh, A. M. Ramzaniapour, "Assessment of high performance concrete containing mineral admixtures under sulfuric acid attack," *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 50(1), pp.121-138. (2018). <https://doi.org/10.22060/ceej.2016.696>.
- [3] R. F. M. و Bakker, About the cause of the resistance of blast furnace cement concrete to the alkali-silica reaction. In *Proceedings, 5th International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete (Cape Town, 1981)*, National Building Research Institute, CSIR, Pretoria (Vol. 5252, p. 29). (1981, March).
- [4] S. A. Bernal, R. Mejia de Gutiérrez, A. L Pedraza, J. Provis, E. D. Rodriguez, S. Delvasto, "Effect of binder content on the performance of alkali-activated slag concretes," *Cement and Concrete Research*, vol. 41, no. 1, pp. 1-8, (2011).
- [5] C. Shi, P. Krivenko, D. Roy, "Alkali-Activated Cements and Concretes," *Taylor & Francis Group an informa business*, p. 392, (2006). <https://doi.org/10.1201/9781482266900>.
- [6] S. D. Wang, X. C. Pu, K. L. Scrivener, P. L. Pratt, "Alkali-activated slag cement and concrete: a review of properties and problems," *Advances in Cement Research*, vol. 7, no. 27, pp. 93-102, (1995).
- [7] Z. Yunsheng, S. Wei, L. Zongjin, "Composition design and microstructural characterization of calcined kaolin-based geopolymer cement," *Applied Clay Science*, vol. 47, no. 3-4, pp. 271-275. (2010). doi.org/10.1016/j.clay.2009.11.002.
- [8] F. N. Okoye, J. Durgaprasad, N. B. Singh, "Mechanical properties of alkali activated flyash/Kaolin based geopolymer concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 98, pp. 685-691, (2015). doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.009.
- [9] S. Ramasamy, K. Hussin, M. M. A. B. Abdullah, C. M. R. Ghazali, M. Binhussain, A. V. Sandu, "Interrelationship of kaolin, alkaline liquid ratio and strength of kaolin geopolymer," *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 133, No. 1, p. 012004, (2016). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/133/1/012004>.
- [10] K. Mermerdaş, S. Manguri, D. E. Nassani, S. M. Oleiwi, "Effect of aggregate properties on the mechanical and absorption characteristics of geopolymer mortar," *Engineering Science and Technology, an International Journal*,

- vol. 20, no. 6, pp. 1642–1652, (2017). doi:10.1016/j.jestch.2017.11.009.
- [11] J. Ahmad, “Experimental study of factors influencing compressive strength of geopolymer concrete,” *International Research Journal of Engineering and Technology*, vol. 4, no. 5, pp. 1306-1313, (2017).
- [12] Y.J., Patel, N. Shah, “Study on Workability and Hardened Properties of Self Compacted Geopolymer Concrete Cured at Ambient Temperature,” *Indian Journal of Science and Technology*, vol. 11, no. 1, pp. 1-12, (2018). doi:10.17485/ijst/2018/v11i1/117698.
- [13] A. C. Bhogayata, N. K. Arora, “Workability, strength, and durability of concrete containing recycled plastic fibers and styrene-butadiene rubber latex,” *Construction and Building Materials*, vol. 180, pp. 382-395, (2018). doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.05.175.
- [14] L. K., Aggarwal, P. C., Thapliyal, S. R. Karade, “Properties of polymer-modified mortars using epoxy and acrylic emulsions,” *Construction and Building Materials*, vol. 21, no. 2, pp. 379-383, (2007). doi:10.1016/j.conbuildmat.2005.08.007.
- [15] A. R. Bagheri, S. Hashemi, “Influence of (SBR) Latex and Silica Fume on Properties and Performance of Cement-based Repair Concretes,” *Journal of Civil Engineering and Managemen*, vol. 26, no. 2, pp. 33-47, (2008).
- [16] B. Liu, J. Shi, M. Sun, Z. He, H. Xu, J. Tan, “Mechanical and permeability properties of polymer-modified concrete using hydrophobic agent,” *Journal of Building Engineering*, vol. 31, no. 9, p. 101337, (2020). doi:10.1016/j.job.2020.101337.
- [17] Y.K. Jo, “Adhesion in tension of polymer cement mortar by curing conditions using polymer dispersions as cement modifier,” *Construction and Building Materials*, vol. 242, p. 118134, (2020). doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.118134.
- [18] H. Chehrazhi Sefiddashti, H. Madani, A. Saeedikia, “Investigation and comparsion of the properties of cement-based mixtures containing different type of polymers,” *Sharif Journal*, vol. 36.2, no. 3.2, pp.135-145, (2020).
- [19] F. Matalkah, R. Aqel, A. Ababneh, “Enhancement of the mechanical properties of kaolin geopolymer using sodium hydroxide and calcium oxide,” *Procedia Manufacturing*, vol. 44, pp.164-171, (2020). doi.org/10.1016/j.promfg.2020.02.218.
- [20] N. N. Greenwood, A., EarnShow, *Chemistry of the Elements*, 2nd Edition, Elsevier, November 11, (1997).
- [21] ASTM C33/C33M-18, Standard Specification for Concrete Aggregates, *ASTM Internationa West Conshohocken, PA*, vol. 04.02, p.8, (2003).
- [22] I. Luhar, S. Luhar, M. M. A. B. Abdullah, M. Nabiałek, A.V. Sandu, J. Szmidla, A. Jurczyńska, R. A. Razak, I. H. Aziz, N. H. Jamil, L. M., Deraman, “Assessment of the suitability of ceramic waste in geopolymer composites: An appraisal,” *Materials (Basel)*, vol. 14, no. 12, p. 3279, (2021). doi:10.3390/ma14123279.
- [23] I. A. Bello, O. Olalusi, F. Olutoge, “Effect of Salt Water on the Compressive Strength of Ceramic Powder Concrete,” *American Journal of Engineering Research (AJER)*, vol. 6, no. 4, pp. 158-163, (2017).
- [24] S. Yaseri, G. Hajiaghahi, F. Mohammadi, M. Mahdikhani, R. Farokhzad, “The role of synthesis parameters on the

- workability, setting and strength properties of binary binder based geopolymer paste,” *Construction and Building Materials*, vol. 157, pp. 534-545, (2017). doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.09.102.
- [25] H, Peng, C, Cui, C. S. Cai, Y. Liu, Z. Liu, “Microstructure and microhardness property of the interface between a metakaolin/GGBFS-based geopolymer paste and granite aggregate,” *Construction and Building Materials*, vol. 221, pp. 263-273, (2019). doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.06.090.
- [26] ASTM C109 / C109M-20, “Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens),” *ASTM International West Conshohocken, PA*, vol. 04.01, p. 11, (2020).
- [27] ASTM C293-08, “Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading),” *Annual book of ASTM standards. West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials*, vol. 04.02, p. 3, (2010).
- [28] American Society for Testing and Materials. Committee C-1 on Cement. Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens). *ASTM International*, 2013. <https://www.wbdg.org/ffc/army-coe/standards/crd-c260>.
- [29] ASTM Committee C-09 on Concrete and Concrete Aggregates. *Standard test method for time of setting of concrete mixtures by penetration resistance*. ASTM international, (2008).
- [30] ASTM C469/C469M-22, “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression,” *ASTM International: West Conshohocken, PA, USA*, vol. 04.02, p. 6, (2022).
- [31] M., Alizadeh Zolbin, S., Ghofrani, and A., Almasi, “Basics of Sample Preparation for Scanning Electron Microscope (SEM),” in "Specialized Quarterly of Iranian Laboratory Science", Iran, Tehran, Materials Engineering and Metallurgy, Materials and Energy Research Institute, (2013).
- [32] M. Elchalakani, M., Dong, A. Karrech, G. Li, M.S. Mohamed Ali, T. Xie, B. Yang, “Development of Fly Ash-and Slag-Based Geopolymer Concrete with Calcium Carbonate or Microsilica,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 30, no. 12, pp. 04018325-1 - 04018325-14, (2018). doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002527.
- [33] M. Cyr, R. Idir, T. Poinot, “Properties of inorganic polymer (geopolymer) mortars made of glass cullet,” *Journal of Materials Science*, vol. 47, pp. 2782–2797, (2012). doi:10.1007/s10853-011-6107-2.
- [34] R., Prasanna Venkatesan, and K.C., Pazhani, “Strength and durability properties of geopolymer concrete made with grafted blast furnace slag and black rice husk ash, *KSCE Journal of civil engineering*, vol. 20, no. 6, pp. 2384-2391, (2016). <https://doi.org/10.1007/s12205-015-0564-0>.
- [35] A. M. Neville, *Properties of Concrete*, Vol. 4. London: Longman, (1995).
- [36] M. A. Yazdi, M. Liebscher, S. Hempel, J. Yang, V. Mechtcherine, “Correlation of microstructural and mechanical properties of geopolymers produced from fly ash and slag at room temperature,” *Construction and Building materials*, vol. 191, pp. 330-34, (2018).
- [37] N, Jamali, A, Rezvani, H, Khosravi, E, Tohidlou, “On the Mechanical Behavior of Basalt Fiber/Epoxy Composites filled with silanized graphene oxide nanoplatelets,” *polmer composites*, vol. 39, pp. E2472-E2482, (2018).

- [38] H. Khosravi, R. Eslami Farsani, H. Ebrahimnezhad Khaljiri, "An Experimental Study on Mechanical Properties of Epoxy/Basalt/Carbon Nanotube Composites under Tensile and Flexural Loadings," *Journal of Science and Technology of Composites*, vol. 3, no. 2, pp. 187-194, (2016).
- [39] M., Aryanpour, M. Amiri, "The Effects of High Temperatures on Concrete Performance based on Nanostructural Changes in Calcium Silicate Hydrate (C-S-H)," *Concrete Research Quarterly Journal*, vol. 12, no. 4, pp. 69-80, (2019).
- [40] M. Amiri, & M. Aryanpour, "The Effect of High Temperatures on the Mechanical and Microstructural Properties of Geopolymer Concrete," *Amirkabir Journal of Civil Engineerin*, vol. 52, no. 12, pp. 2987-3002, (2021).



Mechanical Properties and Durability of Cement Composites Containing Feldspar, Silica Fume, and Short Metal Fibers

Research Article

Abdolreza Jahri Shijani¹, Ali Sadre Momtazi², Arian Darvishalinezhad³ , Reza Kahani Khoshkbigari⁴

DOI: [10.22067/jfcej.2024.80702.1211](https://doi.org/10.22067/jfcej.2024.80702.1211)

1- Introduction

Cementitious materials are widely used in many civil engineering projects today due to various advantages, such as easy access to constituent materials, convenient transportation, high compressive strength, and easy implementation. Achieving innovative technologies in the construction industry has always been of particular importance to researchers. The increasing demand for cement production has led to a rise in cement production levels. This has raised concerns regarding the increased emission of pollutants resulting from the cement production process. One of the proposed solutions by researchers is the use of alternative cementitious materials in cement production. The use of pozzolanic materials not only has environmental benefits but also improves some of the mechanical and durability properties of cementitious composites. Simultaneous use of fibers and quasi-cementitious materials can lead to cement composites with desirable mechanical and durability characteristics, which will be investigated in this study using laboratory methods. One of the drawbacks of cementitious materials is their weakness under tensile stresses. Tensile stresses, resulting from tensile and flexural forces, lead to the formation of cracks in these materials. The use of fibers partially compensates for this weakness and improves the performance of cement composites under tensile forces. The application of fibers will play an effective role in increasing tensile strength and preventing crack propagation in cement composites. Various research results in the field of concrete technology indicate that cement composites are made to increase strength and ductility by adding a small volume of fibers to cement mortar. Engineered cementitious compounds containing fibers possess desirable properties, such as high tensile strain capacity, fracture energy, and high strength, making them ideal materials for diverse structural applications, including structures resistant to compression and impact. Today, considering the importance of sustainable

development, taking into account the detrimental effects of various industries on the environment is crucial. One of the major industries contributing significantly to greenhouse gas emissions is the cement production industry. Supplementary cementitious materials are widely used in the production of concrete and cement mortars, serving as additives in the used mixtures. In recent years, the use of these materials has increased due to environmental advantages, reduction of energy consumption following reduced cement consumption, and influence on the final properties of materials.

The production of concrete has reached approximately three billion tons per year, and it is predicted to increase to four billion tons per year. This trend is more pronounced in some countries, such as China, India, and countries in the Middle East and North Africa. The increasing production of concrete in the world has posed various challenges to the cement industry, including environmental damage, raw material supply, and augmented energy consumption. The increased use of quasi-cementitious materials as a partial replacement for cement can somewhat reduce the detrimental effects of increased cement production and simultaneously provide benefits for the usability and resistance of the final product in high ages and improvement of durability against aggressive environments. Pozzolanic materials are silica and alumina materials that, in the presence of water at normal temperatures, are combined with lime and form stable and insoluble materials (gel) with cementitious properties. Blast furnace slag, microsilica, and fly ash are among the pozzolanic materials that can be partially replaced with cement and alters one or more final characteristics of the final cement product.

2- Utilized Materials

The main components comprising the laboratory specimens in the current study are aggregate, cement, and water. To achieve predefined objectives, microsilica and

*Manuscript received January 18, 2023, Revised April 9, 2024, Accepted May 6, 2024.

¹ MSc in Civil Engineering (Structural Engineering), Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran.

² Professor, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran. sadrmomtazi@guilan.ac.ir

³ Corresponding author, Graduate in Civil Engineering (Structural Engineering), Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran. **Email:** aryan.darvishalinezhad@outlook.com

⁴ PhD in Civil Engineering (Structural Engineering), Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran.

feldspar were employed as partial substitutes for cement in the cement mixture at varying weight percentages.

3- Test Procedures

In this research, compressive strength tests were conducted according to the ASTM C109 standard, and specimens were tested at ages 7, 28, and 90 days after curing. Flexural strength testing was performed using the center-loading method based on the ASTM C293-94 standard. Specimens were tested up to the age of 28 days after curing. Direct tensile testing was conducted on all laboratory specimens after their curing up to 28 days. This test was performed based on the AASHTO T132 standard. Water absorption of the tested specimens was determined according to the ASTM C642 standard for cubic specimens. Electrical resistivity testing was conducted following the ASTM C1202 standard. Figure 1 illustrates the microstructure of the design 19 pattern containing 10% feldspar and 5% microsilica in the unheated state magnified by KX50.

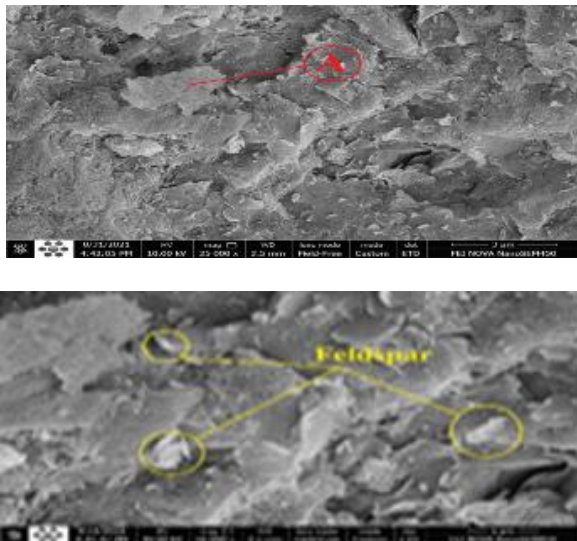


Figure 1: Microstructure of Sample 19 containing 10% feldspar and 5% microsilica in the untreated state

4- Conclusion

- 1- All samples with individual substitution of feldspar showed lower compressive strength after 28 days compared to the control. The presence of fibers in this group of samples improved compressive strength, with all fiber-reinforced samples exhibiting increased strength compared to the control.
- 2- The results indicated that although compressive strength rose with the age of curing up to 90 days, the compressive strength of samples with only feldspar substitution (at all substitution percentages) remained lower than that of the control sample. The presence of steel fibers compensated to a significant extent for the negative effect of feldspar substitution, leading to higher compressive strength than the control sample. For instance, in the case of 15% feldspar substitution, the use of 1% steel fibers resulted in a 7.25% improvement in compressive strength compared to the control sample.

- 3- According to the results, the presence of steel fibers caused a reduction in the rate of strength loss under high temperatures in some samples to an acceptable extent. For example, in a sample with 5% feldspar substitution, the presence of steel fibers reduced the decrease in compressive strength from 67.5% to 40.8%.
- 4- All samples containing 1% steel fibers, regardless of the percentage of feldspar and microsilica substitution, exhibited higher flexural strength compared to the control sample. The individual use of feldspar as a partial substitute for cement did not significantly affect flexural strength results, but an increase in the percentage of microsilica substitution led to improved flexural strength.
- 5- Among samples containing fibers, the highest flexural strength was achieved in samples with 10% microsilica and 10% feldspar substitution, resulting in 46% and 29% higher flexural strength, respectively, compared to the control sample.
- 6- Based on the microstructure results of sample design 19, the overall structure of the paste after exposure to high temperature showed very low porosity and voids, which can be attributed to the presence and reactions of feldspar in the sample structure. An important point in this design is that after exposure to a temperature of 600°C, significant amounts of C-S-H structures were observed, which is associated with the presence of feldspar in this composite.



بررسی مشخصات مکانیکی و دوام کامپوزیت‌های سیمانی حاوی فلدسپات، دوده سیلیس و الیاف فلزی کوتاه*

مقاله پژوهشی

عبدالرضا جهری شیجانی^(۱) علی صدر ممنازی^(۲) آراین درویشعلی نژاد^(۳) رضا کهنی خشکبیجاری^(۴)

DOI: 10.22067/jfcej.2024.80702.1211

چکیده در این مقاله اثر استفاده از درصد‌های مختلف وزنی مواد با خاصیت پوزولانی همچون فلدسپات و میکروسیلیس (به عنوان جایگزین بخشی از سیمان) بر مشخصات مکانیکی و دوامی آزمونه‌ها بررسی شده است. مطالعه اثر کاربرد الیاف فولادی با درصد حجمی ۱٪، بر خواص مکانیکی کامپوزیت سیمانی از دیگر اهداف این تحقیق است. در پژوهش حاضر ۱۹ طرح اختلاط از کامپوزیت‌های سیمانی، حاوی میکروسیلیس، فلدسپات و الیاف فولادی ساخته شده‌اند. فلدسپات و میکروسیلیس با درصد‌های وزنی ۵٪، ۱۰٪ و ۱۵٪ به صورت انفرادی و ترکیبی با سیمان جایگزین شدند. در مخلوط نمونه شاهد مقدار سیمان برابر $700 \frac{Kg}{m^3}$ و نسبت آب به سیمان برای تمامی نمونه طرح‌ها ثابت و برابر ۰/۳ در نظر گرفته شد. خصوصیات مورد بررسی شامل: مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، مقاومت کششی به روش مستقیم، درصد جذب آب اولیه و نهایی، مقاومت الکتریکی و بررسی ریزساختار میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) بوده است. مقاومت فشاری نمونه‌های کامپوزیت سیمانی در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه تعیین گردید. نتایج نشان داد در نمونه‌هایی که فلدسپات جایگزین سیمان شده بود؛ مقاومت فشاری ۲۸ روزه نسبت به نمونه شاهد کاهش داشت. در نمونه‌های حاوی الیاف فلزی کوتاه، بهبود مقاومت فشاری مشاهده شد؛ به طوری که همه نمونه‌های الیافی نسبت به نمونه شاهد افزایش مقاومت داشتند. در میان نمونه‌های فاقد الیاف، کمترین میزان افت مقاومت فشاری بر اثر حرارت به نمونه طرح با جایگزینی ۱۵٪ فلدسپات اختصاص داشت. همه نمونه‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی بدون توجه به درصد جایگزینی فلدسپات و میکروسیلیس، مقاومت خمشی بالاتری را نتیجه دادند.

واژه‌های کلیدی کامپوزیت سیمانی، فلدسپات، میکرو سیلیس، الیاف فولادی، دوام.

Investigation of Mechanical Properties and Durability of Cement Composites Containing Feldspar, Silica Fume, and Short Metal Fibers

A.R. Jahri Sheijani

A. Sadr Momtazi

A. Darvishalinezhad

R. Kohani Khoshkbigari

Abstract In this article, the effect of using different weight percentages of materials with pozzolanic properties, such as feldspar and microsilica (as a partial substitute for cement) on the mechanical and durability characteristics of the specimens, has been investigated. Studying the effect of using steel fibers with a volume percentage of 1% on the mechanical properties of cement composite is one of the other goals of this research. In the current research, 19 mixing plans were made from cement composites containing microsilica, feldspar and steel fibers. Feldspar and microsilica with weight percentages of 5%, 10% and 15% individually and in combination were replaced with cement. The examined properties include: compressive strength, Bending strength, tensile strength by direct, electrical resistance, percentage of water absorption and (SEM). The results showed that in samples containing short metal fibers, an improvement in compressive strength was observed; So that all the fiber samples had increased resistance compared to the control sample. Among the samples without fibers, the lowest amount of compressive strength loss due to heat was assigned to the design sample with 15% feldspar replacement. All samples containing 1% steel fibers, regardless of the replacement percentage of feldspar and microsilica, resulted in higher bending strength.

Keywords Cementitious Composite, Feldspar, Silica Fume, Steel fiber, Durability.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۱۰/۲۸ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۲/۱۷ می‌باشد.

(۱) کارشناسی ارشد گروه مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

(۲) استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

(۳) نویسنده مسئول: کارشناسی ارشد گروه مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

Email: arian.darvishalinezhad@outlook.com

(۴) دکترای تخصصی، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

مقدمه

مصالح سیمانی به دلیل داشتن مزایایی همچون دسترسی راحت به مواد تشکیل دهنده، حمل و نقل آسان، مقاومت فشاری بالا، اجرای آسان امروزه در بسیاری از پروژه‌های عمرانی کاربرد دارند. دستیابی به فناوری‌های نوین در صنعت ساختمان به عنوان یکی از اهداف اصلی محققان همواره از اهمیت خاصی برخوردار است. افزایش تقاضا برای تولید مصالح سیمانی، باعث شده میزان تولید سیمان افزایش یابد. این موضوع به سبب افزایش انتشار گازهای آلاینده ناشی از فرآیند تولید سیمان، نگرانی‌هایی را ایجاد کرده است. یکی از راه حل‌های پیشنهادی از سوی محققان کاربرد مواد جایگزین سیمان در ساخت مصالح سیمانی است. استفاده از مواد پوزولانی علاوه بر مزایای زیست محیطی ممکن است باعث شود برخی از خواص مکانیکی و دوامی کامپوزیت سیمانی بهبود یابد. استفاده همزمان از الیاف و مواد شبه سیمانی موجب دستیابی به کامپوزیت سیمانی با مشخصات مکانیکی و دوامی مطلوب می‌گردد که در این پژوهش با استفاده از روش آزمایشگاهی مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

یکی از عیوب مصالح سیمانی، ضعف آنها تحت اثر تنش‌های کششی است. تنش‌های ناشی از نیروی کششی و خمشی باعث ایجاد ترک در این مصالح می‌شود، استفاده از الیاف تا حدودی این ضعف را جبران می‌کند و سبب بهبود عملکرد کامپوزیت سیمانی تحت اثر نیروهای کششی شود. کاربرد الیاف در افزایش مقاومت کششی و جلوگیری از گسترش ترک در کامپوزیت سیمانی نقش مؤثری خواهد داشت. نتایج پژوهش‌های مختلف در حوزه تکنولوژی بتن نشان می‌دهد که کامپوزیت‌های سیمانی با هدف افزایش مقاومت و شکل‌پذیری از طریق افزودن حجم کمی از الیاف به ملات سیمانی ساخته می‌شوند. ترکیبات سیمانی مهندسی شده حاوی الیاف از ویژگی‌های مطلوبی همچون ظرفیت تغییر شکل کششی بالا، انرژی شکست و استحکام بالا برخوردارند که آنها را به موادی ایده‌آل برای کاربردهای ساختاری مختلف شامل سازه‌های مقاوم در برابر فشار و ضربه تبدیل می‌کند. امروزه با توجه به اهمیت مفهوم توسعه پایدار، در نظر گرفتن به اثرات مخرب زیست محیطی ناشی از صنایع مختلف، بسیار حائز اهمیت است. یکی از صنایع بزرگ که در تولید و انتشار گازهای گلخانه‌ای سهم عمده‌ای دارد صنعت تولید سیمان است. مواد مکمل سیمانی (Materials Cementing Supplementary)

کاربرد گسترده‌ای در ساخت بتن و ملات‌های سیمانی دارند که به عنوان افزودنی در مخلوط مورد استفاده قرار می‌گیرند. در سال‌های اخیر استفاده از این مواد با توجه به ویژگی‌هایی همچون مزایای زیست محیطی، کاهش انرژی مصرفی (ناشی از کاهش مصرف سیمان) و تأثیر مشخصات نهایی مصالح در حال افزایش است [1].

میزان تولید بتن به حدود سه میلیارد تن در سال رسیده است و با توجه به افزایش تولید و مصرف این ماده پیش بینی می‌شود میزان تولید آن تا چهار میلیارد تن در سال افزایش یابد. این امر در کشورهایی همچون چین، هند و کشورهای خاورمیانه و شمال آفریقا با شدت بیشتری همراه است. افزایش تولید بتن در جهان چالش‌های متعددی را در صنعت سیمان به وجود آورده که آسیب‌های زیست محیطی، تأمین مواد اولیه و افزایش مصرف انرژی از جمله آنهاست. افزایش کاربرد مواد شبه سیمانی به عنوان جایگزین بخشی از سیمان می‌تواند تا حدودی اثرات مخرب ناشی از افزایش تولید سیمان را کاهش دهد و همزمان مزایایی را برای مشخصات محصول نهایی افزایش کارپذیری و مقاومت در سنین بالا و بهبود دوام در مقابل محیط‌های مهاجم به همراه داشته باشد. مواد پوزولانی مواد سیلیسی و آلومینی هستند که در مجاورت آب در حرارت معمولی با آهک ترکیب می‌شوند و مواد پایدار و نامحلول (ژل) تشکیل می‌دهند و خاصیت سیمانی شدن دارند. سرباره کوره آهن‌گدازی، میکروسیلیس، خاکستر بادی از جمله مواد پوزولانی هستند که می‌توانند با بخشی از سیمان جایگزین شده و یک یا چند مشخصه نهایی محصول سیمانی نهایی را تغییر دهند [2,3]. Mehta و Detwiler [4] اثرات شیمیایی و فیزیکی دوده سیلیس را بر رفتار مکانیکی بتن ارزیابی کردند. نتایج آزمایش‌ها نشان دهنده اثر پرکنندگی میکروسیلیس بود. به طوری که این موضوع بر بهبود مشخصات مکانیکی تأثیر مستقیم داشت. با جایگزینی ۱۰٪ این ماده، مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد افزایش یافت. Rao [5] به مطالعه انقباض درازمدت خشک شدن ملات، نفوذ دوده سیلیس و اندازه سنگدانه ریز پرداخت. در پژوهشی که پیرامون کاربرد میکروسیلیس در کامپوزیت سیمانی به عمل آورد به این نتیجه رسید که استفاده از دوده سیلیس موجب کاهش زمان گیرش اولیه سیمان می‌گردد. با جایگزینی دوده سیلیس به مقدار کم، زمان گیرش اولیه کاهش معناداری را نشان نداد؛ ولی با افزایش درصد جایگزینی زمان

گیرش به شدت کاهش یافت؛ به طوری که در نمونه حاوی ۳۰٪ دوده سیلیس زمان گیرش اولیه حدود ۳۰ دقیقه گزارش شده است. در حالی که در نمونه بدون دوده سیلیس زمان گیرش اولیه در حدود ۱۴۰ دقیقه بود. مظلوم و همکاران [6] تأثیر میکروسیلیس را بر روی مقاومت فشاری ملات سیمانی بررسی نمودند. آنها دریافتند که با افزودن میکروسیلیس مقاومت فشاری در ۲۸ روز ۲۱٪ افزایش می‌یابد.

Poon و همکاران [7] به بررسی اثر میکروسیلیس در تخلخل ملات سیمانی پرداختند. مطالعات نشان داد که افزودن ۵-۱۰٪ میکروسیلیس باعث کاهش تخلخل ملات سیمانی می‌شود. Sirijaroonchai و همکاران [8] به بررسی اثر اندازه سنگدانه بر خواص مکانیکی و تشکیل ترک الیاف فولادی تغییر شکل یافته HPFRCC پرداختند. محققان برای درک بهتر رفتار سخت شوندگی کرنش کامپوزیت‌های سیمانی حاوی الیاف تحت بارهای فشاری تک‌محوری، دوطرفه و سه محوری، آزمایش‌هایی انجام دادند. آنها دریافتند که کاربرد الیاف کوتاه‌تر مقاومت و شکل‌پذیری را تحت مسیرهای بارگذاری تک محوری و دوطرفه افزایش می‌دهد. همچنین نتایج نشان داد که اثرات محصورشدگی به واسطه الیاف در آزمایش‌های فشاری سه محوری اندک است. Kang و همکاران [9] به بررسی اثرات اندازه ذرات سنگدانه‌ها بر رفتار کامپوزیت سیمان الیافی پرداختند. چهار نوع سنگدانه با اندازه ذرات مختلف از طریق طرح اختلاط مشابه حاوی ۲٪ حجمی الیاف قلاب شکل و پیچشی ارزیابی شد. آنها دریافتند مقاومت فشاری در سنگدانه‌های ریزتر به طور قابل توجهی بیشتر بوده است. دهقانی و ناطق الهی [10] تأثیر الیاف پلی وینیل الکل بر مشخصات مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی را بررسی کردند. آنها دریافتند که کاربرد این نوع الیاف در کامپوزیت سیمانی، مقاومت کششی و خمشی را بهبود می‌بخشد و ظرفیت کرنش را افزایش می‌دهد. این موضوع ناشی از افزایش تعداد ترک‌ها و محدود شدن طول و عرض ترک‌ها به وسیله الیاف است. Choi و همکاران [11] به مطالعه میزان تأثیر الیاف پلیمری پلی‌اتیلن بر خواص مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی و سرباره گدازه قلیایی پرداختند. نتایج پژوهش حاکی از آن بود که وجود الیاف در مخلوط سیمانی باعث دستیابی به مقادیر بالاتر کرنش کششی و کاهش عرض و فواصل ترک‌ها می‌شود. توکلی‌زاده و همکاران [12] تأثیر میکروسیلیس بر مقاومت فشاری و روند رشد

آن را در ملات‌های سیمانی بررسی کردند. آنها دریافتند که با افزایش میکروسیلیس مقدار آب لازم برای رسیدن به غلظت نرمال، روانی متعارف و زمان گیرش اولیه و نهایی خمیر سیمان افزایش می‌یابد. در صورت استفاده از روان‌کننده در سنن کمتر از هفت روز با افزایش میکروسیلیس، مقاومت و روند رشد آن کاهش می‌یابد؛ زیرا نمونه‌های حاوی مقدار بیشتر سیمان، زودتر به مقاومت نهایی خود می‌رسند. در سنن بیشتر از هفت روز با افزایش میکروسیلیس تا حدود ۱۰٪، مقاومت و روند رشد آن افزایش می‌یابد. اما با افزایش مقدار بیشتر میکروسیلیس مقاومت روند کاهشی را طی می‌کند. نمونه‌های حاوی ۱۰٪ میکروسیلیس پس از حدود ۱۷ روز، مقاومت فشاری بیشتری در مقایسه با سایر نمونه‌ها نشان می‌دهند. در صورت عدم استفاده از روان‌کننده با افزایش میکروسیلیس، مقاومت نمونه‌های فشاری کاهش می‌یابد. بنابراین استفاده از میکروسیلیس به تنهایی مفید نیست و استفاده از روان‌کننده امری ضروری است.

ثقفی و همکاران [13] به بررسی تعیین آزمون‌های خصوصیات مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند پرداختند. آن‌ها از سه نوع الیاف شامل الیاف فولادی قلاب‌دار، الیاف فولادی موج‌دار، الیاف پلی‌پروپیلن، به صورت انفرادی و ترکیبی با میزان حجمی ۱/۵٪ در مخلوط ملات استفاده نمودند. نتایج نشان داد که خصوصیات مکانیکی کامپوزیت سیمان الیافی، نسبت به بتن معمولی افزایش معناداری داشت. کاربرد کامپوزیت سیمان الیافی با توجه به عملکرد مناسب در فشار، کشش و برش راهکار مناسبی برای جلوگیری از تراکم آرماتور، کاهش میزان زیاد آرماتورهای عرضی در اتصالات تیر به ستون و افزایش ظرفیت برشی و شکل‌پذیری اعضا محسوب می‌شود. Kumar و همکاران [14] به تحقیق درباره اثر استفاده از میکروسیلیس بر خواص بتن در حالت تازه و سخت شده پرداختند. در این پژوهش مقدار درصد جایگزینی میکروسیلیس با سیمان برابر با ۶٪، ۷٪ و ۸٪ بوده است. نتایج تحقیق حاکی از بهبود قابل توجه مشخصات مکانیکی بتن حاوی میکروسیلیس در مقایسه با بتن معمولی است به طوری که بهترین مقاومت فشاری در جایگزینی ۸٪ به دست آمده است. Mu و همکاران [15] به مطالعه اثر الیاف فولادی بر مقاومت برشی کامپوزیت سیمانی پرداختند. آنها در پژوهش خود مقاومت، مدول و طاقت برشی را بررسی کردند. نتایج پژوهش حاکی از این بود که استفاده

از الیاف فولادی در درصد حجمی ۰/۸ تا ۲٪ باعث می‌شود که مقاومت، مدول و طاقت برشی به ترتیب ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصد نسبت به نمونه فاقد الیاف بهبود یابد. Moodi و همکاران [16] به بررسی دوام ملات‌های پوزولانی با پایه میکروسیلیس در برابر محیط‌های خورنده اسیدی و کلرایدی پرداختند. هدف از پژوهش ارائه ملاتی مقاوم در برابر هر یک از عوامل اسیدی و کلرایدی بوده است. بدین منظور از سه نوع سیمان به همراه ترکیباتی از پوزولان‌های میکروسیلیس و پومیس/تراس استفاده کرده‌اند تا ۱۰ طرح اختلاط ساخته شود. آزمایش‌های صورت گرفته شامل کلی (مقاومت فشاری، جذب آب موینه و جذب آب حجمی)، آزمایش‌های تعیین عملکرد در محیط کلرایدی (مقاومت الکتریکی سطحی و مهاجرت تسریع یافته یون‌های کلرایدی) و آزمایش‌های کنترل عملکرد در محیط اسیدی (کاهش مقاومت فشاری و کاهش وزن) بود. نتایج بدست آمده تا سن ۲۴۰ روزه حاکی از آن است که ترکیب ۵٪ میکروسیلیس و ۸٪ تراس در سیمان سرباره‌ای طرح اختلاط مناسبی برای ملات در برابر محیط‌های مهاجم اسیدی و کلرایدی به حساب می‌آید. افزایش مقاومت الکتریکی و کاهش ضریب مهاجرت یون‌های کلرایدی به ترتیب تا ۴ و ۵ برابر نمونه شاهد، گواهی بر این ادعاست. همچنین استفاده از ۱۰٪ پومیس به جای پوزولان تراس در طرح مذکور نیز عملکرد قابل قبولی ارائه می‌کند. ثقفی و همکاران [17] به بررسی رفتار کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند پرداخته‌اند. آن‌ها با مطالعات آزمایشگاهی، رفتار کششی، فشاری و خمشی نمونه‌های ساخته شده از کامپوزیت‌های الیافی را بررسی کردند. آن‌ها در این آزمایش‌ها ۵ نمونه مختلف از کامپوزیت سیمانی الیافی با ۳ نوع الیاف متفاوت را به صورت انفرادی و ترکیبی با میزان حجمی ۱/۵٪ حجم بتن در مخلوط ملات به کار بردند و به ارزیابی رفتار سخت‌شوندگی کرنش و مقایسه با بتن معمولی پرداختند. نتایج نشان داد که مقاومت کششی نمونه‌های حاوی الیاف بین ۵ تا ۸ برابر مقاومت کششی و کرنش نهایی بین ۷۰ تا ۱۰۰ برابر کرنش نهایی نمونه فاقد الیاف افزایش یافته است. عامل طاقت حاصل از آزمایش خمش نمونه‌های حاوی الیاف بین ۵ تا ۹ برابر طاقت نمونه فاقد الیاف محاسبه شده است. همچنین متوسط مقاومت فشاری و کرنش نهایی نمونه‌های حاوی الیاف به ترتیب ۱/۸۳ و ۲/۹۴ برابر مقاومت فشاری و کرنش نهایی نمونه فاقد الیاف به دست آمده است.

Mermerdaş و همکاران [18] اثرات ترکیبی میکروسیلیس، الیاف فولادی و سنگدانه سبک مصنوعی را بر انقباض و عملکرد مکانیکی کامپوزیت سیمانی با مقاومت بالا مورد بررسی قرار داده‌اند. آن‌ها در ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی خود از الیاف میکرو فولاد با طول ۶mm با درصدهای حجمی ۰٪، ۱٪ و ۲٪ بهره گرفتند. آن‌ها از میکروسیلیس با درصدهای وزنی ۰٪ و ۲۵٪ استفاده کردند. آن‌ها خصوصیات مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی را از نظر مقاومت فشاری، خمشی و مدول الاستیسیته ارزیابی نمودند. علاوه بر این آزمایش‌های جذب آب و موئینگی برای ساختار منافذ و نفوذپذیری انجام دادند. مقادیر خشک‌شدگی و جمع‌شدگی در طول دوره خشک‌شدن ۶۰ روزه تعیین شده است. بنابراین اثرات الیاف، افزودن میکروسیلیس و سنگدانه سبک وزن مصنوعی بررسی شد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با افزایش حجم الیاف فولاد، خصوصیات مکانیکی کامپوزیت سیمانی و رفتار جمع‌شدگی بهبود یافته است. وجود میکروسیلیس اثرات منفی سنگدانه سبک وزن مصنوعی را تا حدی از بین می‌برد. کهنی و همکاران [19] تأثیر استفاده توأم از میکا و فلدسپات به عنوان جایگزین سیمان در مخلوط ملات خودتراکم را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها از میکا و فلدسپات با درصدهای مختلف وزنی ۱۰٪، ۲۰٪ و ۳۰٪ به عنوان جایگزین بخشی از سیمان در طرح اختلاط استفاده کردند. نتایج نشان داد که افزایش درصد جایگزینی مواد معدنی میکا و فلدسپات با سیمان، باعث کاهش مقاومت فشاری در هر دو گروه طرح اختلاط با نسبت‌های آب به مواد سیمانی ۰/۳ و ۰/۴ می‌شود. آن‌ها پی بردند که استفاده از میکا و فلدسپات در طرح ملات خودتراکم، باعث کاهش ۲۹٪ جذب آب، در بهترین حالت می‌شود. با توجه به تصاویر SEM، در نمونه شاهد ماتریس گسترده سیمانی با تنوع کریستالی بالا دیده می‌شود. این امر به دلیل وجود آهک مازاد در شکل‌گیری کریستال‌های اترینگایت درون ژل C-S-H است.

Ganesh و Muthukanna [۲۰] اثرات الیاف فولادی و میکروسیلیس بر روی خواص مکانیکی و شکست بتن ژئوپلیمر با عملکرد بالا را مورد بررسی قرار دادند. چهار حجم الیاف فولاد (۰٪، ۱٪، ۲٪ و ۳٪) و چهار درصد حجمی میکرو سیلیس (۵٪، ۱۰٪، ۲۰٪ و ۳۰٪) در مخلوط استفاده شده است. در این پژوهش خواص مکانیکی و شکست ارزیابی شده است. نتایج

مشخصات خاصی از کامپوزیت‌های سیمانی است. هر کدام از مواد مذکور به دلیل ویژگی‌های ذاتی تنها بر روی برخی از خصوصیات کامپوزیت‌های سیمانی تأثیرگذاری قابل توجهی دارند؛ در حالی که استفاده توأمان آنها می‌تواند چندین ویژگی کامپوزیت‌های سیمانی را به صورت همزمان ارتقا بخشد. از سویی بررسی نویسندگان این مقاله حاکی از عدم وجود پژوهشی جامع و مدون در خصوص تأثیر دوده سیلیس و فلدسپات و الیاف فلزی کوتاه بر خصوصیات مختلف کامپوزیت سیمانی بود. لذا در پژوهش حاضر هدف بررسی اثر توأمان دوده سیلیس، فلدسپات و الیاف فلزی کوتاه بر مشخصات مکانیکی و دوام کامپوزیت سیمانی در نظر گرفته شد تا چندین ویژگی عملکردی کامپوزیت-های سیمانی به صورت همزمان مطالعه شود. هدف از این آزمایش‌ها، ساخت کامپوزیت سیمانی الیافی دارای دوام و خواص مکانیکی قابل توجه است. نوآوری این پژوهش ارائه یک طرح مخلوط کامپوزیت سیمانی الیافی با اصلاح طرح مخلوط موجود در مرجع [24] است. به این منظور به جای سرباره کوره آهنگدازی از الیاف فلزی کوتاه و به جای خاکستر بادی از فلدسپات که ارزان‌تر و در دسترس‌تر بود، استفاده شد. در این طرح برای کاهش مقدار سیمان، علاوه بر دوده سیلیس از الیاف فلزی کوتاه که دوام مطلوبی به نمونه‌ها می‌دهد، به صورت مجزا و ترکیبی با دوده سیلیس استفاده گردید. در نهایت برای انتخاب بهترین طرح مخلوط مقاومت‌های فشاری، خمشی، کششی به روش مستقیم، درصد جذب آب اولیه و نهایی، مقاومت الکتریکی و بررسی ریزساختار میکروسکوپ الکترونی روبشی این کامپوزیت سیمانی مورد مطالعه قرار گرفت.

مشخصات مصالح مصرفی

در پژوهش حاضر اجزای اصلی تشکیل دهنده نمونه‌های آزمایشگاهی سنگدانه، سیمان و آب است. برای دستیابی به اهداف از پیش تعیین شده، از میکروسیلیس و فلدسپات با درصد‌های وزنی مختلف به عنوان جایگزین بخشی از سیمان در مخلوط سیمانی استفاده شده است.

نشان داد که میکروسیلیس تأثیر پیچیده‌ای بر کارایی و خواص سخت شده بتن ژئوپلیمری دارد؛ به طوری که نمونه‌ها با ۲۰٪ و ۳۰٪ میکروسیلیس دارای ویژگی مکانیکی برتر نسبت به ۵٪ میکروسیلیس هستند. اگرچه افزایش درصد الیاف فولادی به کاهش کارایی منجر می‌شود؛ اما بهبود مستمر عملکرد مکانیکی و شکست بتن ژئوپلیمری را به همراه دارد. دالوند و احمدی [21] به مطالعه مشخصات مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی خودتراکم تقویت شده با الیاف فولادی حاوی میکروسیلیس پرداختند. آنها در ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی از الیاف فولادی با درصد‌های حجمی ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ و از میکروسیلیس با درصد وزنی ۵٪ و ۱۵٪ استفاده نمودند. در مجموع آنها ۱۵ طرح اختلاط را آزمایش کردند. آنها دریافتند که چقرمگی و رفتار پس از شکست کامپوزیت‌های سیمانی به وسیله اثر پل زدن الیاف بهبود می‌یابد و مقاومت پیوند منطقه انتقال سطح بین دانه‌های ریز میکروسیلیس و خمیر سیمان به سبب بالابردن درصد میکروسیلیس افزایش می‌یابد.

Saikumar و Nanditha [22] به مطالعه خصوصیات مکانیکی بتن تقویت شده با الیاف فولادی و حاوی میکروسیلیس پرداختند. آنها خصوصیات مکانیکی نمونه‌ها را با و بدون الیاف مقایسه نمودند. نمونه‌های تهیه شده از بتن رده ۵۰ مگاپاسکال و نسبت-های مختلف الیاف فولادی اضافه شده ۰/۵٪، ۱٪، ۱/۵٪، ۲٪ و ۲/۵٪ بوده است. دوده سیلیس با ۸٪ حجم سیمان در هر مخلوط جایگزین شده است. نتایج تحقیق مزایای ترویج الیاف فولادی در ساخت‌وساز را نشان می‌دهد.

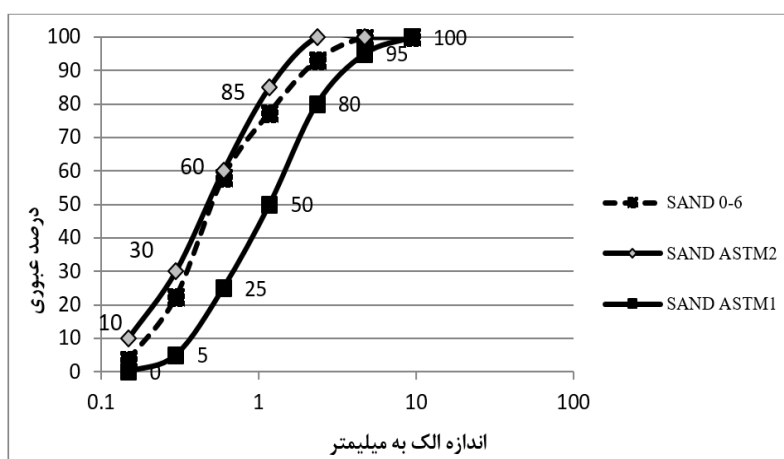
Singh [23] به مطالعه اثر توأم میکروسیلیس و الیاف فولادی بر ویژگی‌های مقاومتی و دوام ملات سیمانی پرداخت. او در این پژوهش براساس تحلیل آزمایشگاهی ویژگی‌های مقاومت و دوام نمونه‌های آزمایشگاهی را ارزیابی کرد. مطالعات سایر محققان نشان داده است که میکروسیلیس خاصیت سیمانی شدن دارد و سبب افزایش تراکم ماتریس سیمانی و بهبود خواص مکانیکی و دوامی بتن می‌شود. سینغ نتیجه گرفت که استفاده از الیاف فولادی تا ۸۲٪ نسبت به نمونه شاهد بهبود یافته است. مطالعه پیشینه تحقیق موضوع نشان می‌دهد که دوده سیلیس، فلدسپات و الیاف فلزی کوتاه دارای پتانسیل‌های ویژه‌ای در راستای بهبود

سنگدانه

سنگدانه مصرفی در ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی شامل ریزدانه (اندازه اسمی کوچکتر از ۴/۷۵ mm) است که با عنوان ماسه صفر- شش شناخته می‌شود. توده ویژه ماسه مصرفی در حالت اشباع با سطح خشک برابر 2611 Kg/m^3 ، جذب آب آن ۲/۴٪ است. ماسه مصرفی از کارخانه لوله سازی شمال شهر رشت تهیه شد. دانه‌بندی ماسه مصرفی مطابق استاندارد ASTM C33 [25]

سیمان

در این پژوهش برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی از سیمان پرتلند تیپ ۲ کارخانه سیمان هگمتان استفاده شده است. مشخصات شیمیایی و مشخصات فیزیکی سیمان مصرفی در جدول (۲) و (۳) آمده است.



شکل ۱ منحنی دانه‌بندی ماسه مصرفی

جدول ۱ دانه‌بندی ماسه مصرفی

اندازه الک	۱۹ Mm	۱۲/۵ Mm	۹/۵ Mm	۴/۷۵ Mm	۲/۳۶ Mm	۱/۱۸ Mm	۶۰۰ μm	۳۰۰ μm	۱۵۰ μm
ماسه	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۹۹/۹۷	۹۲/۹۶	۷۷/۳۵	۵۸	۲۲/۳۲	۳/۴۴

جدول ۲ مشخصات شیمیایی سیمان مصرفی (www.hegmatancement.com)

ترکیب	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	TiO ₂	LOI
درصد تشکیل دهنده	۲۱/۳۲	۴/۸۱	۳/۸۳	۶۲/۸۵	۱/۴۸	۰/۶۹	۰/۴۷	۲/۳۲	-	۲/۰۴

جدول ۳ مشخصات فیزیکی سیمان مصرفی (www.hegmatancement.com)

نوع سیمان	وزن مخصوص $\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$	سطح مخصوص $\frac{\text{gr}}{\text{cm}^2}$	گیرش اولیه (Min)	گیرش نهایی (Min)	انقباض اتوکلاو (%)
هگمتان تیپ ۲	۳/۱۵	۲۹۱۰	۱۵۰	۲۰۵	۰/۰۷

جدول ۴ ترکیبات شیمیایی میکروسلیس مصرفی (www.Iran-ifc.com)

ترکیب	LOI	SO ₃	MgO	CaO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SiO ₂
درصد تشکیل دهنده	۳/۵۰	۵/۰۰	۲/۰۰	۱/۵۰	۲/۰۰	۱/۰۰	۸۵/۰۰

معرفی مواد جایگزین سیمان

در پژوهش حاضر از دو ماده فلدسپات و میکروسیلیس به عنوان جایگزین بخشی از سیمان به صورت انفرادی و ترکیبی استفاده شده است. این مواد به صورت انفرادی با درصدهای وزنی ۵، ۱۰ و ۱۵ و به شکل ترکیبی با ۱۵٪ وزن سیمان با آن جایگزین شده- اند. امروزه از میکروسیلیس به عنوان یکی از مواد افزودنی به عنوان جایگزین سیمان (با خاصیت پوزولانی) استفاده می‌شود. این ماده در رنگ‌های سفید و خاکستری عرضه می‌شود که معمولاً رنگ آن از خاکستری کم‌رنگ تا خاکستری پررنگ متغیر است. رنگ میکروسیلیس بسته به منشأ و نحوه تولید آن متفاوت است. این محصول قابل اشتعال نیست. افزودن این ماده به مخلوط سیمانی باعث کاهش نفوذپذیری و در نتیجه افزایش دوام کامپوزیت سیمانی می‌شود. در پژوهش حاضر میکروسیلیس مصرفی تولید کارخانه فروسیلیس ایران است که دارای وزن مخصوص $2200 \frac{Kg}{m^3}$ است. این افزودنی بدون حل کردن در آب به حالت خشک و به صورت درصدی از وزن سیمان به مخلوط اضافه شده است. جدول (۴) مشخصات میکروسیلیس مصرفی را نشان می‌دهد.

الیاف

در پژوهش حاضر برای بررسی اثر الیاف در کامپوزیت‌های سیمانی حاوی میکروسیلیس و فلدسپات از الیاف فولادی با درصد حجمی ۱٪ استفاده شده است. الیاف فولادی مصرفی از نوع کوتاه و با طول تقریبی ۱/۳ cm است. جدول (۵) مشخصات الیاف فولادی مصرفی را نشان می‌دهد.

جدول ۵ مشخصات الیاف فولادی

قطر / طول	مقاومت کششی (MPa)	قطر (mm)	طول (mm)	سطح مقطع
۶۵	۱۲۰۰-۸۰۰	۰/۲	۱۳	گرد

آب

کیفیت آب از آن جهت مهم شمرده می‌شود که ناخالصی‌های موجود در آن ممکن است در گیرش سیمان تأثیر گذاشته و اختلالاتی به وجود آورد. در بیشتر استانداردها آب مناسب برای ملات و بتن آب آشامیدنی است. در این پژوهش برای ساخت و عمل‌آوری نمونه‌ها، از آب شرب شهر رشت استفاده شده است که معیارهای توصیه شده در ASTM C1602 [26] را رعایت

می‌کند.

فوق روان‌کننده

کاربرد افزودنی‌هایی همچون میکروسیلیس و فلدسپات بر کارایی کامپوزیت سیمانی اثر منفی دارند و سبب کاهش کارایی ملات می‌شود. از این رو در این پژوهش برای دستیابی به کارایی روانی مطلوب و کاهش اثر منفی مواد افزودنی بر روانی کامپوزیت سیمانی در ساخت مخلوط‌های سیمانی از فوق‌روان‌کننده استفاده شده است. فوق‌روان‌کننده مصرفی بر پایه پلی-کربوکسیلات اتر و با نام تجاری FARCO PLAST P10 محصول شرکت شیمی ساختمان است. جدول (۶) مشخصات فوق‌روان‌کننده را نشان می‌دهد.

جدول ۶ مشخصات فوق‌روان‌کننده مصرفی

مشخصات فنی	
ترکیب شیمیایی	کوپلیمرهای اصلاح شده پلی
طبیعت یونی	آنیونی
رنگ	سبز تیره
حالت فیزیکی	مایع
وزن مخصوص	1.02 ± 0.01 در $20^\circ C$
کلراید (PPM)	حداکثر ۵۰۰

ساخت نمونه های آزمایشگاهی

در این پژوهش ۱۹ طرح اختلاط از کامپوزیت سیمانی حاوی میکروسیلیس، فلدسپات و الیاف فولادی ساخته شده است. طرح شاهد فاقد مواد افزودنی است. سایر طرح‌های اختلاط در حالت کلی به دو گروه حاوی و فاقد الیاف تقسیم می‌شوند. نسبت آب به مواد سیمانی برای تمامی طرح‌ها مقداری ثابت و برابر با ۰/۳ در نظر گرفته شده است. جزئیات مربوط به طرح اختلاط نمونه-های آزمایشگاهی در جدول (۷) و معرفی طرح اختلاط در جدول (۸) آمده است.

جدول ۷ جزئیات طرح اختلاط نمونه‌های آزمایشگاهی

No	Name	Cement	Feldspar	silicafume	Steel Fiber	Water	W/C	River Sand	Super Plastisizer
		Kg/m ³	%(c)	%(c)	%(V)	Kg/m ³		Kg/m ³	%
۱	Ctrl	۷۰۰	۰	۰	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵
۲	F۵	۶۶۵	۵	۰	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵
۳	F۱۰	۶۳۰	۱۰	۰	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۴۵
۴	F۱۵	۵۹۵	۱۵	۰	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۴۵
۵	S۵	۶۶۵	۰	۵	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵
۶	S۱۰	۶۳۰	۰	۱۰	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵۵
۷	S۱۵	۵۹۵	۰	۱۵	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۶
۸	F۵S۵	۶۳۰	۵	۵	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵
۹	F۵S۱۰	۵۹۵	۵	۱۰	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵۵
۱۰	F۱۰S۵	۵۹۵	۱۰	۵	۰	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵
۱۱	F۵S	۶۶۵	۵	۰	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵۵
۱۲	F۱۰S	۶۳۰	۱۰	۰	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵
۱۳	F۱۵S	۵۹۵	۱۵	۰	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵
۱۴	S۵S	۶۶۵	۰	۵	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵۵
۱۵	S۱۰S	۶۳۰	۰	۱۰	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۶۵
۱۶	S۱۵S	۵۹۵	۰	۱۵	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۶۵
۱۷	F۵S۵S	۶۳۰	۵	۵	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵۵
۱۸	F۵S۱۰S	۵۹۵	۵	۱۰	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۶
۱۹	F۱۰SF۵S	۵۹۵	۱۰	۵	۱	۲۱۰	۰/۳	۱۵۰۱	۰/۵۵

جدول ۸ معرفی طرح اختلاط

شماره	نام طرح	معرفی طرح اختلاط
۱	Ctrl	نمونه شاهد (فاقد فلدسپات، دوده سیلیس و الیاف)
۲	F۵	حاوی ۵ درصد فلدسپات به عنوان جایگزین سیمان
۳	F۱۰	حاوی ۱۰ درصد فلدسپات به عنوان جایگزین سیمان
۴	F۱۵	حاوی ۱۵ درصد فلدسپات به عنوان جایگزین سیمان
۵	S۵	حاوی ۵ درصد دوده سیلیس به عنوان جایگزین سیمان
۶	S۱۰	حاوی ۱۰ درصد دوده سیلیس به عنوان جایگزین سیمان
۷	S۱۵	حاوی ۱۵ درصد دوده سیلیس به عنوان جایگزین سیمان
۸	F۵S۵	حاوی ترکیب فلدسپات و دوده سیلیس با جایگزینی ۱۰٪
۹	F۵S۱۰	حاوی ترکیب فلدسپات و دوده سیلیس با جایگزینی ۱۵٪ (۵٪ فلدسپات و ۱۰٪ دوده سیلیس)
۱۰	F۱۰S۵	حاوی ترکیب فلدسپات و دوده سیلیس با جایگزینی ۱۵٪ (۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ دوده سیلیس)
۱۱	F۵S	حاوی ۵ درصد فلدسپات به عنوان جایگزین سیمان و ۱٪ الیاف فولادی
۱۲	F۱۰S	حاوی ۱۰ درصد فلدسپات به عنوان جایگزین سیمان و ۱٪ الیاف فولادی
۱۳	F۱۵S	حاوی ۱۵ درصد فلدسپات به عنوان جایگزین سیمان و ۱٪ الیاف فولادی
۱۴	S۵S	حاوی ۵ درصد دوده سیلیس به عنوان جایگزین سیمان و ۱٪ الیاف فولادی
۱۵	S۱۰S	حاوی ۱۰ درصد دوده سیلیس به عنوان جایگزین سیمان و ۱٪ الیاف فولادی

ادامه جدول ۸ معرفی طرح اختلاط

۱۶	S۱۵S	حاوی ۱۵ درصد دوده سیلیس به عنوان جایگزین سیمان و ۱٪ الیاف فولادی
۱۷	F۵S۵S	حاوی ترکیب فلدسپات و دوده سیلیس با جایگزینی ۱۰٪ و ۱٪ الیاف فولادی
۱۸	F۵S۱۰S	حاوی ترکیب فلدسپات و دوده سیلیس با جایگزینی ۱۵٪ (۵٪ فلدسپات و ۱۰٪ دوده سیلیس) و ۱٪ الیاف فولادی
۱۹	F۱۰SF۵S	حاوی ترکیب فلدسپات و دوده سیلیس با جایگزینی ۱۵٪ (۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ دوده سیلیس) و ۱٪ الیاف فولادی

آزمایش مقاومت خمشی

مقدار مقاومت بتن در برابر خم شدن قبل از ترک خوردن یا شکستن مقاومت خمشی توصیف می شود. این عامل یکی از مشخصه های مهم کامپوزیت های سیمانی حاوی الیاف به شمار می آید. در این آزمایش نیروی فشاری در وسط دهانه تیر با ابعاد $40 \times 40 \times 160$ mm تا لحظه ایجاد اولین ترک وارد می شود. در این لحظه با توقف بارگذاری از طریق رابطه (۲) مقاومت خمشی نمونه آزمایشگاهی محاسبه می گردد. آزمایش مقاومت خمشی را می توان با استفاده از دو روش بارگذاری سه نقطه ای و بار مرکزی انجام داد، در این پژوهش از روش بارگذاری مرکزی بر اساس استاندارد ASTM C293-94 [28] استفاده شده است. برای انجام این آزمایش نمونه های آزمایشگاهی تا سن ۲۸ روز عمل آوری شده اند.

$$S_f = \frac{3pl}{2bh^2} \quad (۲)$$

در رابطه فوق S_f مقاومت خمشی نمونه آزمایشگاهی بر حسب مگاپاسکال و P ماکزیمم نیروی اعمالی در وسط دهانه بر حسب نیوتن در لحظه ایجاد اولین ترک و b عرض مقطع تیر (نمونه آزمایشگاهی) برابر 40 mm است. h ارتفاع مقطع (40 mm) و l فاصله بین دو تکیه گاه برابر 140 mm است. نحوه انجام قرار گیری نمونه داخل دستگاه و بارگذاری برای آزمایش مقاومت خمشی به روش بار متمرکز نقطه ای در شکل (۳) آمده است.



شکل ۳ شکست کامپوزیت سیمانی حاوی الیاف فولادی در آزمایش مقاومت خمشی

انجام آزمایشات

آزمایش مقاومت فشاری

نتایج آزمایش مقاومت فشاری یکی از پارامترهای مهم در بررسی خواص مکانیکی محسوب می شود. در این پژوهش آزمایش مقاومت فشاری طبق استاندارد ASTM C109 [27] و پس از عمل آوری تا سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه انجام شده است. نمونه های عمل آوری شده تا سن ۲۸ روز پس از قرارگیری در کوره با دمای $60 \pm 0.5^\circ\text{C}$ تحت آزمایش مقاومت فشاری قرار گرفتند. نحوه قرارگیری و شکست نمونه های مکعبی با ابعاد $50 \times 50 \times 50$ mm در دستگاه آزمایش مقاومت فشاری در شکل (۲) آمده است. در این آزمایش نیروی فشاری به وسیله جک فشاری تا لحظه ایجاد شکست در نمونه وارد می شود. در این لحظه بارگذاری متوقف شده و نتیجه ثبت می گردد. مطابق رابطه (۱) از تقسیم حداکثر نیروی فشاری (نیروی ثبت شده در لحظه شکست) بر سطح مقطع نمونه مکعبی (2500 mm^2) مقاومت فشاری کامپوزیت سیمانی به دست می آید.

$$f = \frac{P}{A} \quad (۱)$$



شکل ۲ شکست نمونه مکعبی در آزمایش مقاومت فشاری



شکل ۵ توزین نمونه‌ها در آزمایش جذب آب



شکل ۶ قرارگیری نمونه‌ها در اون برای آزمایش جذب آب

آزمایش مقاومت الکتریکی

در این پژوهش آزمایش مقاومت الکتریکی بر اساس استاندارد ASTM C1202 [31] انجام شده است. شکل (۷) آزمایش مقاومت الکتریکی را نشان می‌دهد. الکتریکی برای انجام این آزمایش نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۵۰ mm را پس از عمل‌آوری در سن ۲۸ روز، از آب خارج کرده و پس از خشک نمودن سطوح نمونه بتنی، مقاومت الکتریکی با صفحات مسی و مقداری خمیر تازه سیمان اندازه‌گیری می‌شود. برای آن که اتصال کامل صورت گیرد مقداری از خمیر سیمان بین صفحات مسی و سطح نمونه‌ها زده می‌شود. در روند آزمایش از جریان متناوب استفاده می‌شود و دستگاه اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی با ایجاد فرکانس‌های مختلف، مقاومت الکتریکی نمونه بتنی را اندازه‌گیری می‌کند. با داشتن مقاومت الکتریکی حاصل از عبور جریان الکتریسیته، سطح بتن و فاصله بین دو صفحه فلزی مقاومت الکتریکی از طریق رابطه (۳) به دست می‌آید:

$$\rho = R \frac{A}{L} \quad (3)$$

R: مقاومت الکتریکی نشان داده شده توسط اهم‌متر

A: مساحت مقطع بتن (صفحه مسی) برحسب متر مربع

L: فاصله دو صفحه مسی برحسب متر

p: مقاومت الکتریکی ویژه بر حسب اهم در متر

آزمایش مقاومت کشش به روش مستقیم

آزمایش کشش مستقیم برای همه نمونه‌های آزمایشگاهی پس از عمل‌آوری آنها تا سن ۲۸ روز انجام شده است. برای انجام این آزمایش از نمونه‌های بریکت (Briquette) استفاده شد. طول تقریبی این نمونه‌ها ۳ اینچ (تقریباً ۷۶ mm) و ضخامت آن‌ها ۲۵ mm است. دستگاه مربوط به این آزمایش دارای دو فک است که نمونه بتنی پس از قرارگیری در دستگاه مربوط به این آزمایش تحت اثر نیروی کشش مستقیم تا لحظه شکست قرار می‌گیرد. این آزمایش بر اساس استاندارد (American) AASHTO T132 (Association of State Highway and Transportation Officials) [29] انجام شده است. برای محاسبه مقاومت کششی لازم است تا نیروی ماکزیمم کششی بر سطح مقطع قسمت میانی نمونه با مساحت ۶۲۵ mm² تقسیم شود. نحوه قرارگیری نمونه بریکت در دستگاه آزمایش کشش مستقیم در شکل (۴) آمده است.



شکل ۴ شکست نمونه بریکت در آزمایش کشش مستقیم

آزمایش جذب آب اولیه و نهایی

جذب آب به عنوان یکی از شاخص‌های مهم مشخص کننده دوام ملات سیمانی به حساب می‌آید. جذب آب نمونه‌های مورد آزمایش بر اساس استاندارد ASTM C642 [30] برای نمونه‌های مکعبی انجام شده است. برای انجام این آزمایش نمونه‌ها تا سن ۲۸ روز در دمای ۲۶°C اتاق داخل حوضچه آب برای عمل‌آوری قرار داشتند. آزمایش جذب آب در دو حالت جذب آب اولیه (نیم‌ساعته) و جذب آب نهایی (۷۲ ساعته) انجام شده است. شکل ۵ توزین نمونه‌ها در آزمایش جذب آب و شکل (۶) قرارگیری نمونه‌ها در اون برای آزمایش جذب آب نشان می‌دهد.

حالت حرارت ندیده و حرارت دیده بررسی شده است.

نتایج و بحث

نتایج آزمایش مقاومت فشاری

برای انجام این آزمایش از نمونه های مکعبی با ابعاد mm ۵۰×۵۰×۵۰ استفاده شد. این آزمایش برای تمامی نمونه ها پس از عمل آوری تا سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز انجام شده است. نتایج به دست آمده از این آزمایش برای سنین مختلف عمل آوری در جدول (۹) ارائه شده است. نتایج آزمایش مقاومت فشاری پس از عمل آوری تا سن ۷ روز برای طرح شاهد و سایر طرح های حاوی میکروسیلیس، فلدسپات در حالت با و بدون الیاف، در نمودار شکل (۸) آمده است. نتایج نشان می دهد در هر دو گروه طرح فاقد الیاف و حاوی ۱٪ الیاف فولادی، افزایش درصد جایگزینی میکروسیلیس باعث افزایش مقاومت فشاری در سن ۷ روز شده است.



شکل ۷ آزمایش مقاومت الکتریکی

بررسی ریزساختار میکروسکوپ الکترونی (SEM)

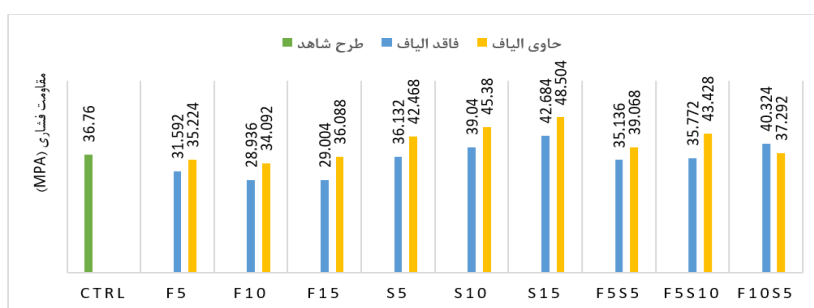
میکروسکوپ الکترونی روبشی یا SEM نوعی میکروسکوپ الکترونی است که قابلیت عکس برداری از سطوح با بزرگنمایی ۱۰ تا ۵۰۰۰۰ برابر با قدرت تفکیکی کمتر از ۱ تا ۲۰ نانومتر را دارد. این میکروسکوپ از مناسب ترین وسایل در دسترس برای آزمایش و آنالیز مورفولوژی نانو ساختارها و شناسایی ترکیبات شیمیائی است [32]. در این پژوهش برای بررسی ریز ساختار نمونه های آزمایشگاهی و مشاهدات میکروسکوپی از تصاویر SEM با بزرگنمایی تا ۵۰ هزار برابر استفاده گردید. ریز ساختار طرح شماره ۱۹ حاوی ۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ میکروسیلیس در

جدول ۹ نتایج آزمایش مقاومت فشاری برای سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز

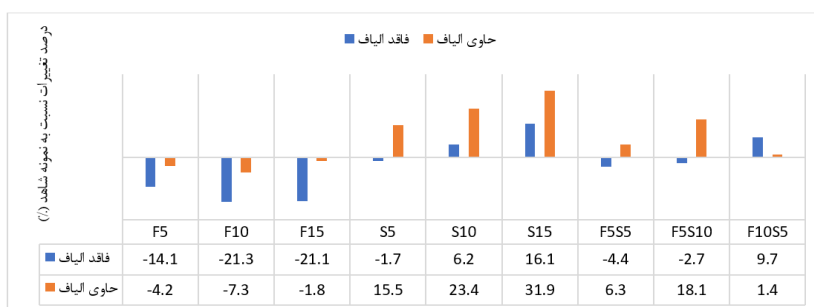
شماره	نام طرح	فشاری ۷ روزه	فشاری ۲۸ روزه	فشاری ۹۰ روزه
		(MPa)	(MPa)	(MPa)
۱	Ctrl	۳۶/۷۶	۳۹/۵۰	۴۹/۹۹
۲	F۵	۳۱/۵۹	۳۸/۵۸	۴۸/۱۴
۳	F۱۰	۲۸/۹۴	۳۸/۹۲	۴۵/۹۱
۴	F۱۵	۲۹/۰۰	۳۴/۹۰	۴۷/۷۰
۵	S۵	۳۶/۱۳	۵۰/۱۰	۶۳/۹۳
۶	S۱۰	۳۹/۰۴	۵۷/۱۹	۶۴/۹۴
۷	S۱۵	۴۲/۶۸	۶۶/۵۱	۷۰/۰۵
۸	F۵S۵	۳۵/۱۴	۵۷/۶۱	۶۲/۴۹
۹	F۵S۱۰	۳۵/۷۷	۶۱/۷۱	۶۳/۱۴
۱۰	F۱۰S۵	۴۰/۳۲	۶۵/۱۶	۶۷/۰۸
۱۱	F۵S	۳۵/۲۲	۵۵/۹۹	۵۹/۶۷
۱۲	F۱۰S	۳۴/۰۹	۵۳/۱۱	۵۹/۲۲
۱۳	F۱۵S	۳۶/۰۹	۵۶/۰۶	۶۲/۸۴
۱۴	S۵S	۴۲/۴۷	۶۹/۹۶	۷۲/۶۲
۱۵	S۱۰S	۴۵/۳۸	۷۷/۱۳	۷۷/۳۴
۱۶	S۱۵S	۴۸/۵۰	۷۵/۳۴	۷۷/۶۳
۱۷	F۵S۵S	۳۹/۰۷	۶۷/۲۳	۷۰/۲۹
۱۸	F۵S۱۰S	۴۳/۴۳	۶۸/۷۰	۷۴/۴۷
۱۹	F۱۰S۵S	۳۷/۲۹	۵۷/۷۵	۶۵/۶۸

وجود الیاف فولادی تا حدی از اثر منفی فلدسپات بر مقاومت فشاری ۷ روزه کاسته است؛ در نمونه‌های با جایگزینی فقط میکروسیلیس افزایش درصد جایگزینی این ماده باعث بهبود مقاومت فشاری ۷ روزه می‌گردد؛ به طوری که در جایگزینی ۱۵٪ میکروسیلیس با سیمان، مقاومت فشاری ۷ روزه برای طرح‌های فاقد الیاف و حاوی الیاف به ترتیب ۱۶/۱٪ و ۳۱/۹٪ نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته است. در نمودار شکل (۱۰) مقاومت فشاری در سن ۲۸ روز برای طرح شاهد و سایر طرح‌های حاوی میکروسیلیس و فلدسپات در حالت با و بدون الیاف ارائه شده است.

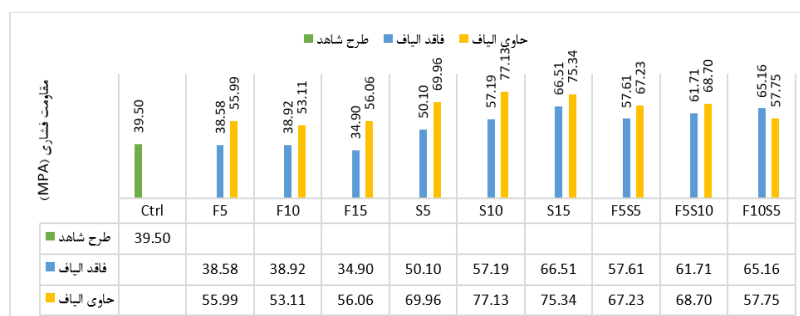
این موضوع ناشی از تأثیر میکروسیلیس بر بهبود ریزساختار کامپوزیت سیمانی و افزایش مقاومت فشاری در سنین اولیه است. در میان طرح‌های حاوی الیاف و نمونه‌های حاوی ترکیب میکروسیلیس و فلدسپات بهترین نتیجه به طرح حاوی ترکیب ۵٪ فلدسپات و ۱۰٪ میکروسیلیس اختصاص داشت. شکل (۸) نتایج آزمایش مقاومت فشاری در سن ۷ روز نشان می‌دهد. در نمودار شکل (۹) نتایج مقاومت فشاری در سن ۷ روز نمونه‌های حاوی میکروسیلیس و فلدسپات با طرح شاهد مقایسه شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد در هر دو گروه طرح حاوی و فاقد الیاف، جایگزینی فلدسپات با بخشی از سیمان باعث کاهش مقاومت فشاری ۷ روزه نسبت به نمونه شاهد شده است هر چند



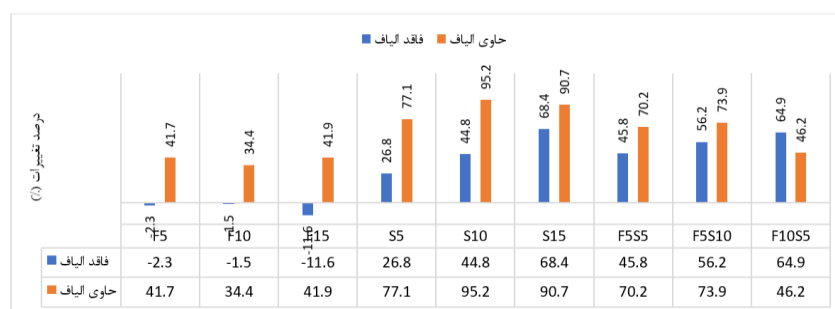
شکل ۸ نتایج آزمایش مقاومت فشاری در سن ۷ روز



شکل ۹ مقایسه نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۷ روزه نمونه‌های حاوی میکروسیلیس و فلدسپات با طرح شاهد



شکل ۱۰ نتایج آزمایش مقاومت فشاری در سن ۲۸ روز



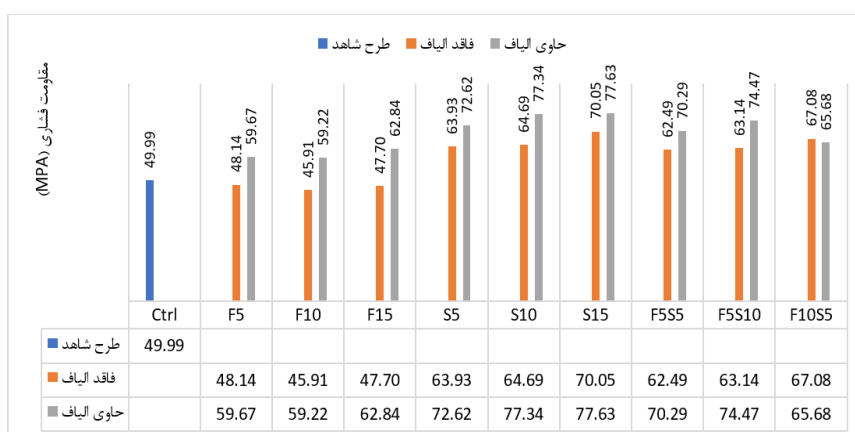
شکل ۱۱ مقایسه نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های حاوی میکروسیلیس و فلدسپات با طرح شاهد

عملکرد مقاومت فشاری در میان هر دو گروه نمونه‌های حاوی و فاقد الیاف مربوط به طرح با جایگزینی ۱۵٪ میکروسیلیس است، به طوری که در حالت فاقد الیاف ۴۰/۱٪ و در حالت حاوی الیاف ۵۵/۳٪ مقاومت فشاری بالاتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه داده است. اگرچه با افزایش سن عمل‌آوری تا ۹۰ روز مقاومت فشاری افزایش یافته؛ اما همچنان مقاومت فشاری نمونه‌های با جایگزینی فقط فلدسپات (در تمام درصدهای جایگزینی) نسبت به طرح شاهد کمتر است. وجود الیاف فولادی تا حد زیادی اثر منفی جایگزینی فلدسپات را جبران نموده و باعث افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد شده است؛ به طوری که در جایگزینی ۱۵٪ فلدسپات استفاده از ۱٪ الیاف فولادی باعث بهبود ۲۵/۷٪ مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد شده است. نتایج مربوط به نمونه‌های با جایگزینی فقط میکروسیلیس نشان می‌دهد که افزایش درصد جایگزینی میکروسیلیس باعث بهبود مقاومت فشاری ۹۰ روزه در هر دو گروه طرح حاوی و فاقد الیاف می‌شود، این موضوع ناشی از واکنش پوزلانی میکروسیلیس در سنین بالا (۹۰ روز) و تأثیر آن بر بهبود ریز ساختار و در نتیجه افزایش مقاومت فشاری است. در میان کامپوزیت‌های سیمانی حاوی الیاف فولادی و ترکیب میکروسیلیس و فلدسپات بهترین عملکرد برای مقاومت فشاری ۹۰ روزه در جایگزینی ترکیب ۵٪ فلدسپات و ۱۰٪ میکروسیلیس با سیمان به دست آمده و ۴۹٪ مقاومت بالاتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه داده است، این موضوع نشان می‌دهد در جایگزینی ترکیب ۵٪ فلدسپات و ۱۰٪ میکروسیلیس، بهترین توزیع الیاف فولادی در مخلوط کامپوزیت سیمانی اتفاق افتاده و باعث دستیابی به بهترین مقاومت فشاری در میان نمونه‌های حاوی ترکیب فلدسپات و میکروسیلیس شده است.

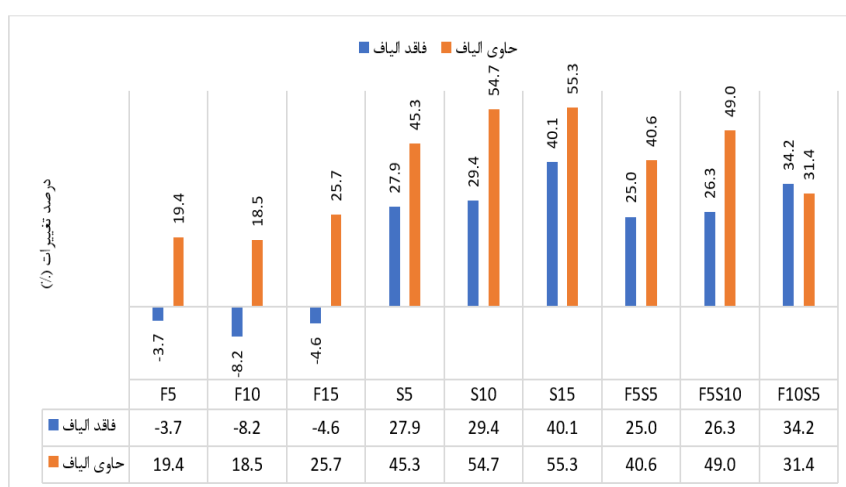
بررسی نتایج نشان می‌دهد که افزایش سن عمل‌آوری تا ۲۸ روز باعث شده نمونه‌های حاوی میکروسیلیس نتایج مطلوبی به دست آورند. بهترین نتیجه در میان طرح‌های فاقد الیاف به طرح با جایگزینی ۱۵٪ میکروسیلیس اختصاص دارد. با افزایش جایگزینی ۱۵٪ فلدسپات در میان نمونه‌های فاقد الیاف، کمترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه مشاهده شد.

نتایج مقاومت فشاری ۲۸ روزه کامپوزیت‌های سیمانی حاوی میکروسیلیس و فلدسپات در حالت با و بدون الیاف در نمودار شکل (۱۱) با نتایج مربوط به طرح شاهد مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد در همه نمونه‌های با جایگزینی فلدسپات به صورت انفرادی، مقاومت فشاری ۲۸ روزه کمتری نسبت به نمونه شاهد مشاهده شد. وجود الیاف در این نمونه‌ها باعث بهبود مقاومت فشاری شده است؛ به طوری که تمام نمونه‌های الیافی نسبت به شاهد افزایش مقاومت داشته‌اند. در میان نمونه‌های با جایگزینی فقط میکروسیلیس، تمام نمونه‌ها در هر دو حالت با و بدون الیاف فولادی، مقاومت فشاری ۲۸ روزه بالاتری نسبت به شاهد کسب کرده‌اند. در میان نمونه‌های فاقد الیاف بهترین عملکرد مختص نمونه طرح با جایگزینی ۱۵٪ است که نسبت به طرح شاهد ۶۸/۴٪ افزایش داشته است. در میان طرح‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی، بهترین نتیجه برای مقاومت فشاری ۲۸ روزه به طرح با جایگزینی ۱۰٪ میکروسیلیس مربوط است که نسبت به طرح شاهد، ۹۵/۲٪ مقاومت بیشتری نتیجه داده است. در میان نمونه‌های حاوی ترکیب فلدسپات و میکروسیلیس که از الیاف استفاده نشده، کاربرد ترکیب ۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ میکروسیلیس به عنوان جایگزین سیمان، موجب دستیابی به بهترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه شده است به گونه‌ای که حدود ۶۵٪ مقاومت بالاتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه داده است.

با توجه به نمودار شکل‌های (۱۲) و (۱۳) مشاهده می‌شود که در میان نمونه‌های عمل‌آوری شده تا سن ۹۰ روز بهترین



شکل ۱۲ نتایج آزمایش مقاومت فشاری در سن ۹۰ روزه



شکل ۱۳ مقایسه نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۹۰ روزه نمونه‌های حاوی میکروسلیس و فلدسپات با طرح شاهد

نتایج مقاومت فشاری حرارتی

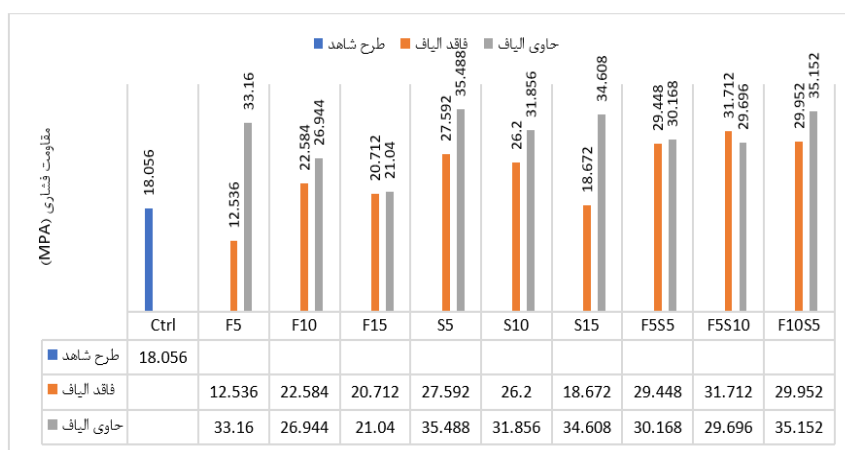
با هدف بررسی اثر حرارت بر نتایج آزمایش مقاومت فشاری، تمام نمونه‌های آزمایشگاهی پس از عمل‌آوری تا سن ۲۸ روز در کوره با دمای 600°C قرار گرفتند و پس از سرد شدن تدریجی در دمای محیط، آزمایش مقاومت فشاری بر روی آنها انجام گرفت. نتایج مربوط به آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های حرارت دیده در شکل (۱۴) ارائه شده است.

بررسی نتایج آزمایش مقاومت فشاری پس از قرار گرفتن نمونه‌ها تحت اثر دمای 600°C نشان می‌دهد که به جز طرح حاوی ۵٪ فلدسپات، سایر نمونه‌ها مقاومت فشاری حرارتی بالاتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه داده‌اند. نمودار شکل (۱۵) میزان افت مقاومت فشاری را پس از قرار گرفتن در معرض حرارت نشان می‌دهد. در این نمودار میزان افت مقاومت فشاری

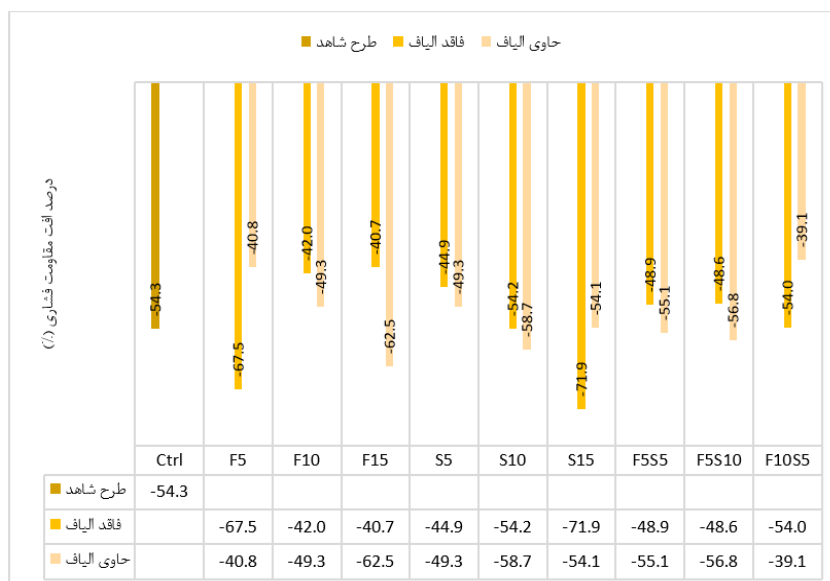
هر نمونه تحت اثر حرارت، نسبت به حالت حرارت ندیده، بر حسب درصد ارائه شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد میزان افت مقاومت در نمونه شاهد ۵۴/۳ درصد است. در میان طرح‌های فاقد الیاف فولادی، نمونه‌های با جایگزینی ۱۰٪ و ۱۵٪ فلدسپات و نمونه‌های با جایگزینی ۵٪ و ۱۰٪ میکروسلیس نسبت به طرح شاهد، افت مقاومت کمتری تحت دمای بالا داشته‌اند. افزایش دما تا 600°C تغییرات شیمیایی و فیزیکی بسیاری را در نمونه‌ها ایجاد می‌کند. در این دما آب حفره‌ای، جذبی و بین لایه‌ای از ساختار کامپوزیت سیمانی خارج می‌شود و فرایند دی‌هیدراسیون اتفاق می‌افتد. تبخیر و خروج آب از ساختار ملات، باعث ایجاد انقباض حرارتی و در نتیجه به وجود آمدن میکروترک‌ها در ساختار کامپوزیت سیمانی می‌شود که این موضوع باعث افت مقاومت خواهد شد. در میان نمونه‌های فاقد

چشمگیری دارد؛ به طوری که تمامی نمونه‌های حاوی فلدسپات و میکروسیلیس (به صورت انفرادی و ترکیبی) نسبت به نمونه شاهد، مقاومت فشاری حرارتی بالاتری داشته‌اند. وجود الیاف فولادی باعث شده میزان افت مقاومت تحت تأثیر دمای بالا در برخی نمونه‌ها تا حدودی کاهش یابد. برای مثال در طرح با جایگزینی ۵٪ فلدسپات، وجود الیاف فولادی موجب شده میزان افت مقاومت فشاری از ۶۷/۵٪ به ۴۰/۸٪ کاهش یابد. این موضوع در مورد طرح با جایگزینی ۱۵٪ میکروسیلیس نیز صدق می‌کند؛ به طوری که به سبب وجود الیاف میزان افت مقاومت فشاری بر اثر حرارت در این نمونه از ۷۲٪ به ۵۴٪ کاهش داشت.

الیاف کمترین میزان افت مقاومت فشاری بر اثر حرارت به طرح با جایگزینی ۱۵٪ فلدسپات اختصاص دارد. در این گروه از نمونه‌ها افزایش درصد جایگزینی فلدسپات باعث کاهش میزان افت مقاومت فشاری بر اثر حرارت شده است. در میان نمونه‌های فاقد الیاف و با جایگزینی میکروسیلیس به صورت انفرادی، کمترین افت مقاومت بر اثر حرارت برای طرح با جایگزینی ۵٪ میکروسیلیس به دست آمده است در این گروه از نمونه‌های آزمایشگاهی افزایش درصد جایگزینی میکروسیلیس سبب افزایش افت مقاومت تحت اثر حرارت شده است. بررسی نتایج آزمایش مقاومت فشاری حرارتی در نمونه‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی، حاکی از آن است که وجود الیاف بر نتایج تأثیر



شکل ۱۴ نتایج آزمایش مقاومت فشاری پس از قرارگیری تحت دمای ۶۰۰°C

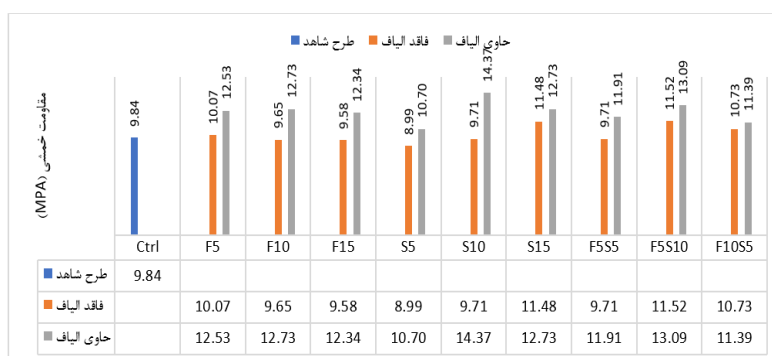


شکل ۱۵ میزان افت مقاومت فشاری در اثر قرارگیری در معرض حرارت

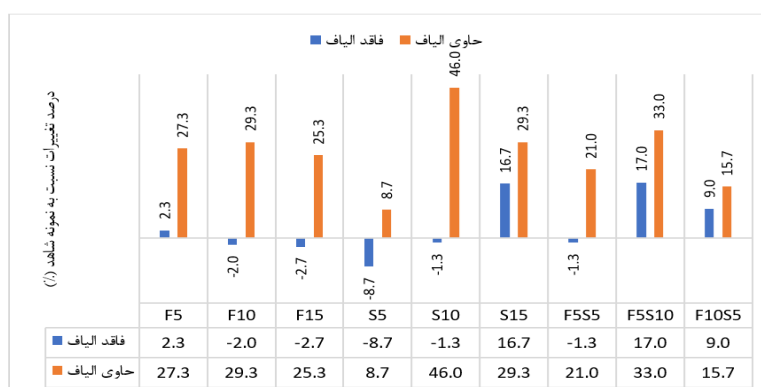
نتایج آزمایش مقاومت خمشی

این آزمایش برای همه نمونه‌ها پس از عمل‌آوری تا سن ۲۸ روز انجام شده است. در این آزمایش از نمونه‌های مکعب مستطیلی با ابعاد $160 \times 40 \times 40$ mm استفاده شد. نتایج این آزمایش در شکل (۱۶) آمده است.

نتایج آزمایش مقاومت خمشی نشان می‌دهد که وجود الیاف بر بهبود مقاومت خمشی اثر مستقیم دارد؛ به طوری که همه نمونه‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی بدون توجه به درصد جایگزینی فلدسپات و میکروسیلیس، مقاومت خمشی بالاتری نسبت به نمونه شاهد داشته‌اند. نمونه فاقد الیاف (F5) و حاوی فلدسپات افزایش مقاومت خمشی اندکی نسبت به نمونه شاهد نشان می‌دهد. تغییر درصد جایگزینی این ماده هرچند باعث کاهش مقاومت خمشی کامپوزیت سیمانی شده؛ اما مقدار این کاهش بسیار ناچیز است. نتایج مربوط به نمونه‌های فاقد الیاف و با جایگزینی میکروسیلیس به صورت انفرادی نشان می‌دهد که افزایش درصد جایگزینی میکروسیلیس بهبود مقاومت خمشی را به دنبال دارد. برای مثال نمونه با جایگزینی ۱۵٪ میکروسیلیس نسبت به نمونه با جایگزینی ۵٪ به مقدار ۲۷/۷٪ مقاومت خمشی



شکل ۱۶ نتایج آزمایش مقاومت خمشی در سن ۲۸ روز



شکل ۱۷ مقدار تغییرات مقاومت خمشی نسبت به نمونه شاهد بر حسب درصد

محاسبه نشده است.

$$T_{D150} = \frac{\left(\frac{P \times L}{150}\right)}{2} \quad (۳)$$

P: بار متناظر با طول $\frac{L}{150}$ بر حسب KN

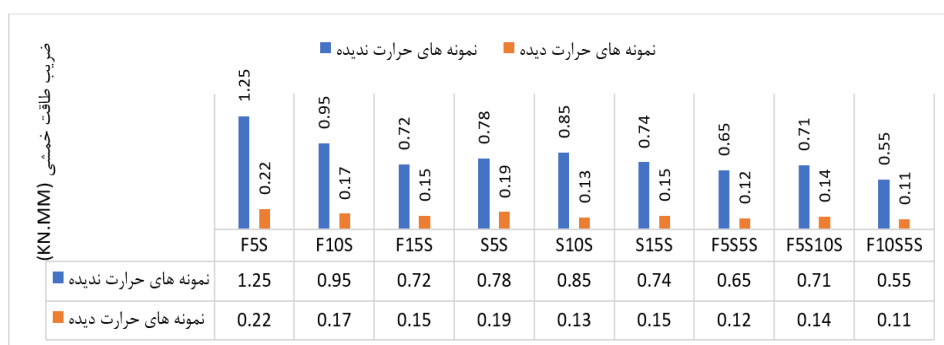
L: طول نمونه آزمایشگاهی (۱۶۰mm)

T_{D150} : طاقت خمشی بر حسب $\frac{KN}{mm}$

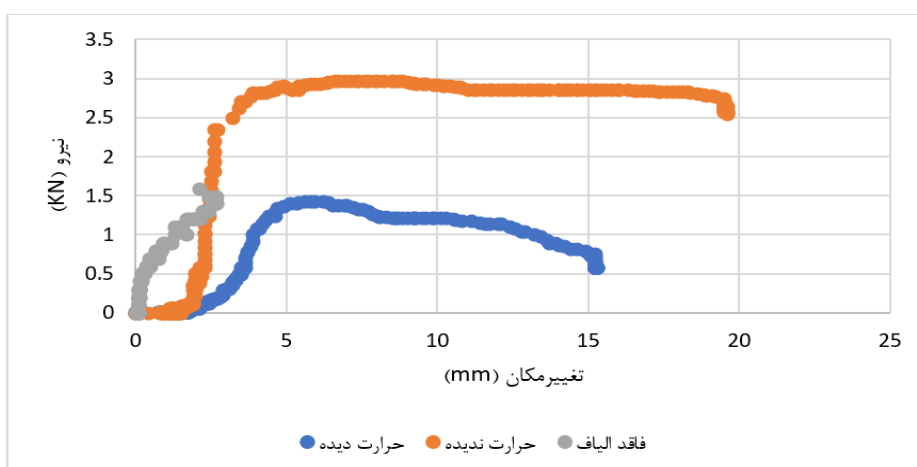
نمودار شکل (۱۸) نتایج مربوط به ضریب طاقت خمشی نمونه‌ها را در دو حالت حرارت دیده و حرارت ندیده نشان می‌دهد.

حرارت بر کاهش طاقت خمشی نمونه‌ها تأثیر چشمگیری دارد؛ به طوری که قرارگرفتن نمونه تحت اثر دمای $600^{\circ}C$ باعث شده ضریب طاقت خمشی به طور متوسط $80/6\%$ کاهش یابد. در میان نمونه‌های حرارت ندیده بیشترین مقدار ضریب طاقت خمشی به طرح با جایگزینی 5% فلدسپات مربوط است.

طاقت خمشی یکی از پارامترهای مهم است که با آزمایش مقاومت خمشی به دست می‌آید. طاقت عبارت است از مقدار انرژی که نمونه بتنی در اثر نیروهای ضربه‌ای می‌تواند قبل از گسیختگی کامل تحمل کند. این پارامتر با استفاده از سطح زیر نمودار بار- تغییر شکل در آزمایش خمشی یا فشار به دست می‌آید و با ضریبی به نام ضریب طاقت بتن مشخص می‌شود. در این پژوهش با استفاده از نتایج آزمایش خمشی، ضریب طاقت خمشی بر اساس استاندارد ASTM C1609 [33] در دو حالت برای نمونه‌های حرارت دیده و نمونه‌های حرارت ندیده محاسبه شده است. بدین منظور پس از رسم منحنی نیرو-جابجایی سطح زیر منحنی نیرو-جابجایی زمانی که تغییر شکل در امتداد یا وسط دهانه به $1/150$ طول نمونه می‌رسد، محاسبه می‌شود. با استفاده از رابطه (۴) میزان طاقت خمشی محاسبه شده است. این پارامتر فقط برای نمونه‌های حاوی الیاف کاربرد دارد. از این رو این پارامتر برای نمونه شاهد و سایر نمونه‌های فاقد الیاف



شکل ۱۸ طاقت خمشی نمونه‌ها در دو حالت حرارت دیده و حرارت ندیده



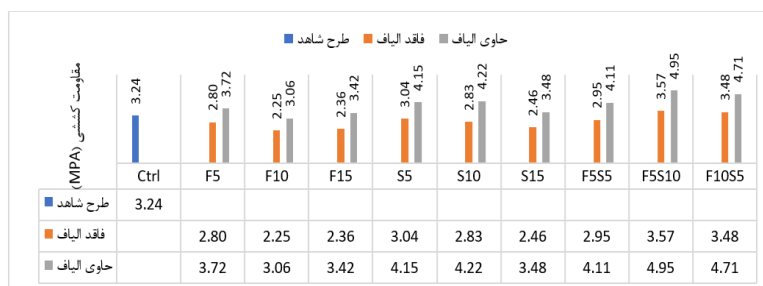
شکل ۱۹ منحنی نیروی تغییر مکان نمونه حاوی 1% الیاف فولادی و 5% فلدسپات

الیاف فولادی کوتاه، باعث شده مقاومت کششی به طور متوسط ۳۹٪ افزایش یابد. بیشترین افزایش مقاومت کششی بر اثر وجود الیاف به طرح با جایگزینی ۱۰٪ میکروسیلیس مربوط است. به طوری که استفاده از ۱٪ الیاف فولادی در این طرح سبب رشد ۴۹٪ مقاومت کششی شد. بررسی نتایج آزمون کشش مستقیم نمونه‌های با جایگزینی فقط فلدسپات نشان می‌دهد بهترین نتیجه در هر دو حالت با و بدون الیاف در جایگزینی ۵٪ به دست آمده است. در نمونه‌های فاقد الیاف و با جایگزینی فقط میکروسیلیس افزایش درصد جایگزینی این ماده، اثر منفی بر مقاومت کششی دارد. نتایج مقاومت کششی کامپوزیت‌های سیمانی حاوی فلدسپات و میکروسیلیس در حالت با و بدون الیاف فولادی، با نتایج مربوط به نمونه شاهد مقایسه شد. میزان تغییرات بر حسب درصد در نمودار شکل (۲۱) آمده است. براساس نتایج به جز طرح با جایگزینی ۱۰٪ فلدسپات سایر طرح‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی نسبت به نمونه شاهد، مقاومت کششی بالاتری را نتیجه دادند؛ به طوری که بهترین عملکرد به طرح‌های با جایگزینی ۱۵٪ ترکیب فلدسپات و میکروسیلیس اختصاص داشت. در میان طرح‌های فاقد الیاف بهترین عملکرد به طرح‌های حاوی ترکیب فلدسپات و میکروسیلیس و با جایگزینی ۱۵٪ مربوط است. در میان طرح‌های فاقد الیاف، تنها این دو طرح نسبت به نمونه شاهد مقاومت کششی بالاتری داشتند.

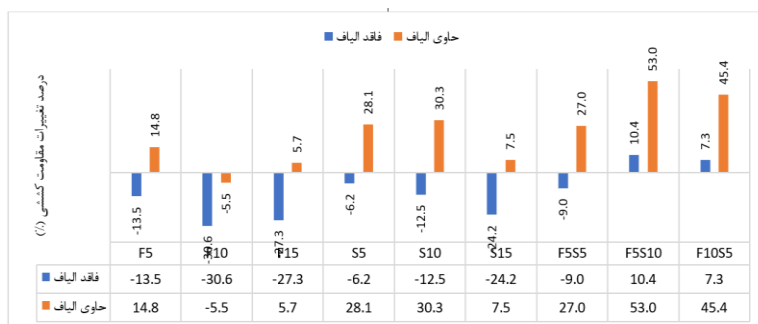
در نمونه‌های حاوی فلدسپات به صورت انفرادی، افزایش درصد جایگزینی این ماده باعث کاهش طاق‌ت خمشی شده است. در میان نمونه‌های حاوی میکروسیلیس بیشترین مقدار طاق‌ت خمشی در جایگزینی ۱۰٪ میکروسیلیس به دست آمد. منحنی نیروی تغییر مکان برای نمونه حاوی ۵٪ فلدسپات به عنوان نمونه‌ای که بیشترین مقدار ضریب طاق‌ت خمشی را نتیجه داده در شکل (۱۹) رسم شده است. بررسی منحنی نیروی تغییر مکان نشان می‌دهد قرارگرفتن در معرض دمای ۶۰۰°C باعث کاهش چشمگیر سطح زیر منحنی و میزان جذب انرژی می‌شود. این منحنی به خوبی قابلیت پل‌زدن الیاف فولادی بر روی ریز ترک‌ها و در نتیجه بهبود رفتار ملات بعد از ایجاد اولین ترک را نشان می‌دهد. وجود الیاف در مخلوط باعث شده سطح زیر منحنی افزایش یافته و شکست ترد در نمونه اتفاق نمی‌افتد.

نتایج آزمایش مقاومت کششی

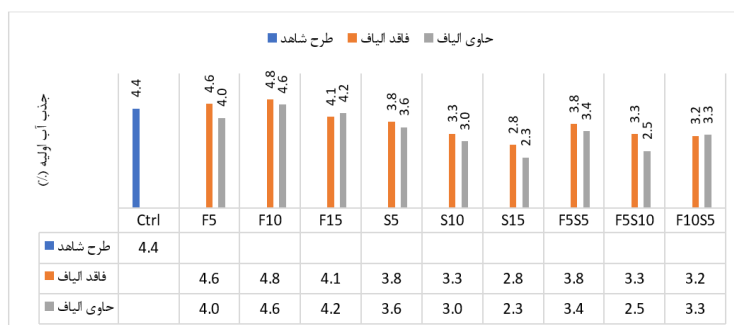
آزمایش مقاومت کششی مستقیم مطابق استاندارد T132 AASHTO [29] بر روی نمونه‌های بریکت (Briquette Tensile Test) پس از عمل‌آوری تا سن ۲۸ روز انجام شد. نتایج حاصل از این آزمایش در شکل (۲۰) آمده است. بررسی نتایج آزمایش کشش مستقیم تأثیر چشمگیر الیاف فولادی را بر افزایش مقاومت کششی کامپوزیت‌های سیمانی حاوی میکروسیلیس و فلدسپات نشان می‌دهد. استفاده از ۱٪



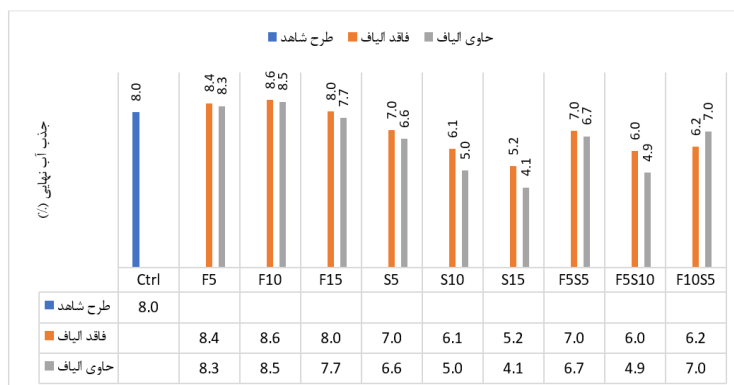
شکل ۲۰ نتایج آزمایش کشش مستقیم ۲۸ روزه



شکل ۲۱ مقدار تغییرات مقاومت کششی نسبت به نمونه شاهد بر حسب درصد



شکل ۲۲ نتایج آزمایش جذب آب اولیه



شکل ۲۳ نتایج آزمایش جذب آب نهایی

داشت. کمترین میزان جذب آب در میان همه نمونه‌ها به طرح با جایگزینی ۱۵٪ میکروسلیس مربوط است. استفاده از ۱٪ حجمی الیاف فولادی باعث کاهش جذب آب در این گروه از طرح‌ها شده است. در نمونه‌های حاوی ترکیب فلدسپات و میکروسلیس بهترین نتایج آزمایش جذب آب به طرح با جایگزینی ۱۵٪ و حاوی ۵٪ فلدسپات و ۱۰٪ میکروسلیس اختصاص دارد.

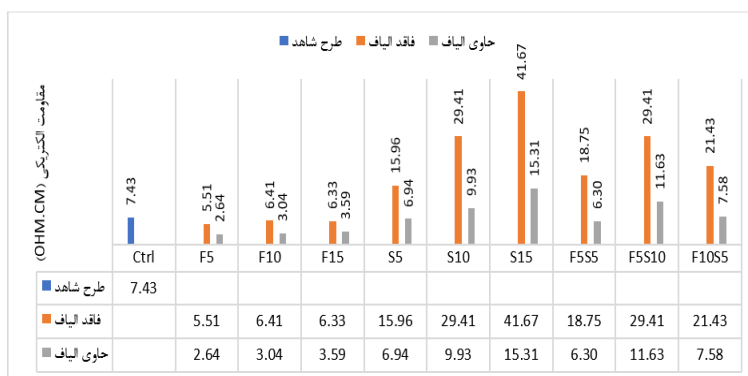
نتایج آزمایش مقاومت الکتریکی

آزمایش مقاومت الکتریکی با هدف بررسی ریزساختار ملات انجام می‌شود. با توجه به ارتباط مستقیمی که میان ریزساختار و دوام مصالح سیمانی وجود دارد با استفاده از نتایج این آزمایش می‌توان دوام کامپوزیت‌های سیمانی را به طور غیرمستقیم ارزیابی کرد. در این پژوهش آزمایش مقاومت الکتریکی برای نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۵۰×۵۰×۵۰ mm پس از عمل‌آوری تا سن ۲۸ روز انجام شده است. نتایج بدست آمده از این آزمایش در شکل (۲۴) آمده است.

نتایج آزمایش جذب آب

آزمایش جذب آب در دو حالت اولیه و نهایی برای تمامی نمونه‌ها پس از عمل‌آوری تا سن ۲۸ روز انجام شده است. نتایج آزمایش جذب آب اولیه و نهایی در شکل (۲۲) و (۲۳) آمده است.

نتایج آزمایش جذب آب اولیه نشان می‌دهد جایگزینی ۵ و ۱۰ درصد فلدسپات با سیمان، باعث افزایش جذب آب در هر دو حالت اولیه و نهایی نسبت به نمونه شاهد می‌شود هرچند وجود الیاف در این دو طرح باعث کاهش جذب آب شده اما همچنان نمونه‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی و با جایگزینی ۵ و ۱۰ درصد فلدسپات جذب آب نهایی بالاتری را نسبت به نمونه شاهد نتیجه دادند. در میان نمونه‌های با جایگزینی فقط فلدسپات بهترین عملکرد برای جذب آب اولیه و نهایی به طرح با جایگزینی ۱۵٪ مربوط است. این طرح نسبت به نمونه شاهد جذب آب اولیه و نهایی کمتری نتیجه داده است. در طرح‌های با جایگزینی میکروسلیس به صورت انفرادی، افزایش درصد جایگزینی این ماده با پرکردن حفرات بسیار ریز در ساختار کامپوزیت سیمانی، کاهش جذب آب اولیه و نهایی را به دنبال



شکل ۲۴ نتایج آزمایش مقاومت الکتریکی

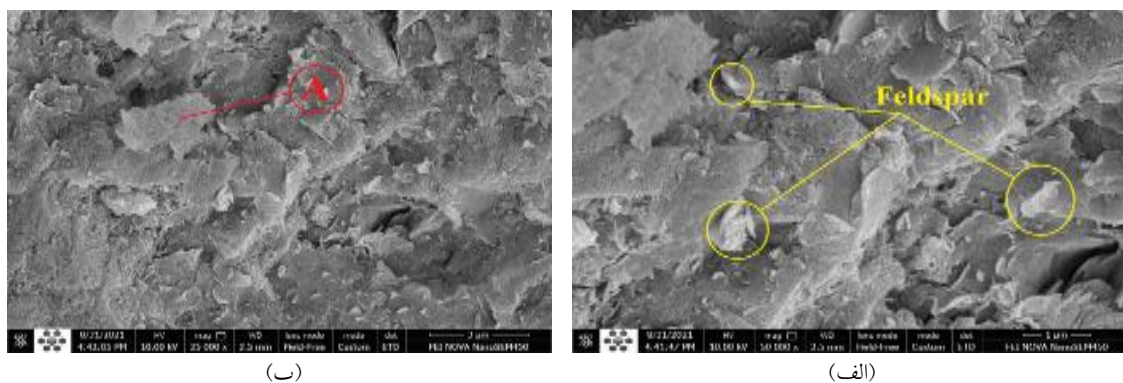
تخلخل خوب این طرح اختلاط بود. در طرح اختلاط دارای خاکستر بادی مقدار سرعت امواج مقدار کمی افزایش یافت که با توجه به سایر نتایج مقاومت انجام گرفته شده بر روی نمونه‌ها می‌توان گفت این ماده فقط بر روی تخلخل تأثیر مثبت داشته که باعث افزایش سرعت امواج آلتراسونیک شد.

نتایج ریزساختار میکروسکوپ الکترونی (SEM)

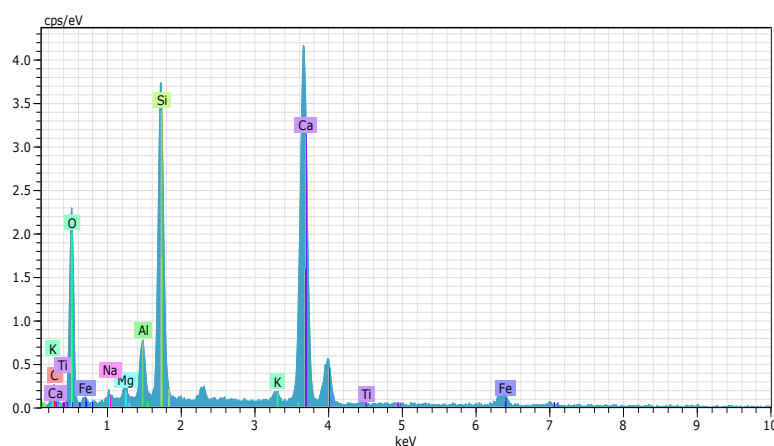
در شکل (۲۵-الف) ریزساختار طرح ۱۹ حاوی ۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ میکروسیلیس در حالت حرارت ندیده با بزرگ‌نمایی ۵۰KX مشاهده می‌شود. ساختار نمونه بسیار متراکم بوده است و در بخش‌های مختلف ساختار با وجود مقادیر بالای میکروسیلیس و فلدسپات ساختار یکپارچه‌ای شکل گرفته است و ذرات واکنش نداده بسیار کم ملاحظه می‌گردد. در شکل برخی از ذرات فلدسپات با ساختار ورقه‌ای که به صورت نیمه واکنش داده شده وجود دارند قابل تشخیص است. با توجه به تخلخل بسیار کم در اطراف این ذرات می‌توان واکنش و ترکیب بسیار مناسب فلدسپات با خمیره را نتیجه گرفت.

بخش مشخص شده A در شکل (۲۵-ب) مورد آنالیز EDS قرار گرفته است که نتایج آن در شکل (۲۶) و جدول (۱۰) نشان داده شده است. شکل ظاهری و درصد بالای عناصر کلسیم و سیلیس بیانگر تشکیل ساختار C-S-H در محل مورد نظر است. در شکل (۲۶) ساختارهای ورقه‌ای و لایه‌ای ذرات فلدسپات مشاهده می‌شود.

در این آزمایش هرچه عدد حاصل شده برای مقاومت الکتریکی، بالاتر باشد نشان دهنده نفوذپذیری کمتر است. با توجه به نتایج ارائه شده در شکل (۲۴) نمونه شاهد در مقایسه با نمونه‌های با جایگزینی فلدسپات به صورت انفرادی مقادیر بالاتر مقاومت الکتریکی را نتیجه داد که نشان دهنده ساختار متراکم‌تر نمونه شاهد نسبت به این نمونه‌ها است. کاربرد میکروسیلیس در مخلوط کامپوزیت سیمانی تا حد زیادی باعث افزایش نتایج مقاومت الکتریکی شده است. این موضوع در جایگزینی ۱۵٪ در نمونه‌های حاوی میکروسیلیس و فلدسپات به صورت ترکیبی مشاهده می‌شود. جایگزینی این مواد با درصدهای وزنی ۱۰٪ و ۱۵٪ با سیمان، سبب افزایش نتایج مقاومت الکتریکی شده است. هرچند نتایج نشان دهنده اثر بیشتر میکروسیلیس در مقایسه با فلدسپات، بر افزایش مقاومت الکتریکی است نتایج نشان می‌دهد که میکروسیلیس در مقایسه با فلدسپات، تأثیر بیشتری بر افزایش مقاومت الکتریکی دارد؛ به طوری که درصدهای جایگزینی ۱۵٪، نمونه حاوی مقادیر بیشتر میکروسیلیس ۱۰٪، مقاومت الکتریکی بالاتری نسبت به نمونه مشابه حاوی فلدسپات نتیجه داده است، این موضوع تأثیر چشمگیر میکروسیلیس را بر بهبود ساختار کامپوزیت سیمانی بیان می‌کند. بسطامی و همکاران [24] در پژوهشی با عنوان بررسی آزمایشگاهی اثرات افزودن پوزولان و سرباره بر خصوصیات مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی خودتراکم پرداختند. آنها دریافتند با توجه به نتیجه حاصل از آزمایش سرعت پالس آلتراسونیک می‌توان گفت ریزدانه بودن مصالح سنگی به سبب فضای خالی اندک بین مصالح باعث افزایش سرعت امواج می‌شود؛ به طوری که در طرح اختلاط دارای میکروسیلیس مقدار سرعت امواج و مقاومت فشاری افزایش پیدا کرد که نشان دهنده



شکل ۲۵ ریزساختار طرح ۱۹ حاوی ۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ میکروسیلیس در حالت حرارت ندیده



شکل ۲۶ آنالیز EDS طرح ۱۹ حاوی ۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ میکروسیلیس در حالت حرارت ندیده

جدول ۱۰ نتایج آنالیز EDS طرح ۱۹ حاوی ۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ میکروسیلیس

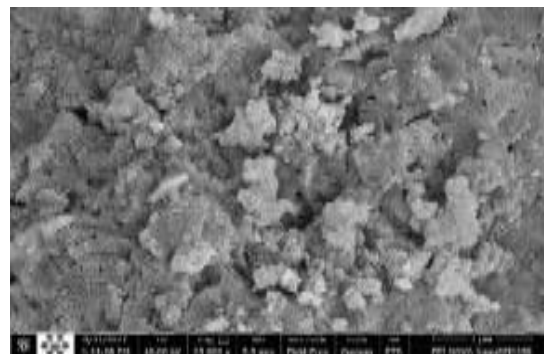
El AN Series unnn. C norm. C Atom. C Error (1 Sigma)				
	[wt.%]	[wt.%]	[at.%]	[wt.%]
O 8 K-series	49.47	48.29	62.88	8.51
Ca 20 K-series	28.05	27.38	14.23	0.90
Si 14 K-series	10.46	10.21	7.57	0.50
C 6 K-series	6.20	6.05	10.49	2.14
Fe 26 K-series	3.09	3.02	1.13	0.19
Al 13 K-series	2.45	2.39	1.85	0.18
K 19 K-series	1.29	1.26	0.67	0.10
Mg 12 K-series	0.69	0.67	0.57	0.09
Na 11 K-series	0.63	0.61	0.56	0.11
Ti 22 K-series	0.12	0.12	0.05	0.05
Total: 102.43 100.00 100.00				

شده است که ذرات فلدسپات پس از قرارگرفتن در دماهای بالا، بیشتر وارد واکنش با کامپوزیت‌های سیمانی می‌شوند و مقادیر بالای سیلیس غیرفعال در آنها در دماهای بالای ۴۰۰°C می‌توانند آزاد شده و ساختارهای C-S-H را تشکیل دهند. همین تصویر با بزرگ‌نمایی ۵۰KX در شکل (۲۵-ب) نشان داده شده است و

شکل (۲۷) ریزساختار نمونه طرح ۱۹ پس از قرارگیری در دمای ۶۰۰°C را با بزرگ‌نمایی ۲۵KX نشان می‌دهد. نکته قابل توجه در این نمونه تشکیل مقادیر بسیار زیاد ساختارهای C-S-H پس از قرارگیری در این دمای بالاست که به حضور فلدسپات در این کامپوزیت مرتبط است. در تحقیقات پیشین نشان داده

طیف‌سنجی پرتو ایکس پراکنده انرژی (EDS، EDX) یا (XEDS) یک تکنیک تحلیلی است که برای آنالیز عنصری یا خصوصیات شیمیایی یک نمونه به کار می‌رود. این بررسی بر تعامل برخی از منابع تحریک اشعه ایکس و یک نمونه تکیه دارد. قابلیت‌های آن تا حدودی به این سبب است که هر عنصر دارای یک ساختار اتمی ویژه است که اجازه می‌دهد مجموعه‌ای منحصر به فرد از قله‌ها در طیف اشعه ایکس آن وجود داشته باشد. برای تحریک انتشار پرتوهای X از یک نمونه، یک پرتو پرنرژی از ذرات باردار مانند الکترون‌ها یا پروتون‌ها یا پرتوی از اشعه ایکس، در نمونه مورد مطالعه متمرکز می‌شود. در حالت استراحت، یک اتم درون نمونه حاوی الکترون‌های حالت پایه (تحریک نشده) در سطوح انرژی گسسته یا لایه‌های الکترونی متصل به هم است. پرتو الکترونی فرودی ممکن است یک الکترون را در یک پوسته داخلی تحریک کند و آن را از پوسته بیرون بیاورد و در جایی که الکترون وجود داشت یک حفره الکترونی ایجاد کند. سپس یک الکترون از یک لایه بیرونی با انرژی بالاتر حفره را پر می‌کند و تفاوت انرژی بین پوسته پرنرژی بالاتر و لایه انرژی پایین‌تر ممکن است به شکل پرتو ایکس آزاد شود. تعداد و انرژی پرتوهای ایکس ساطع شده از یک نمونه را می‌توان با یک طیف‌سنج پراکنده انرژی اندازه‌گیری کرد. از آنجا که انرژی پرتوهای X تفاوت انرژی بین دو پوسته و ساختار اتمی عنصری است که از آن ساطع شده‌اند، این امر امکان اندازه‌گیری ترکیب عنصر نمونه را فراهم می‌آورد.

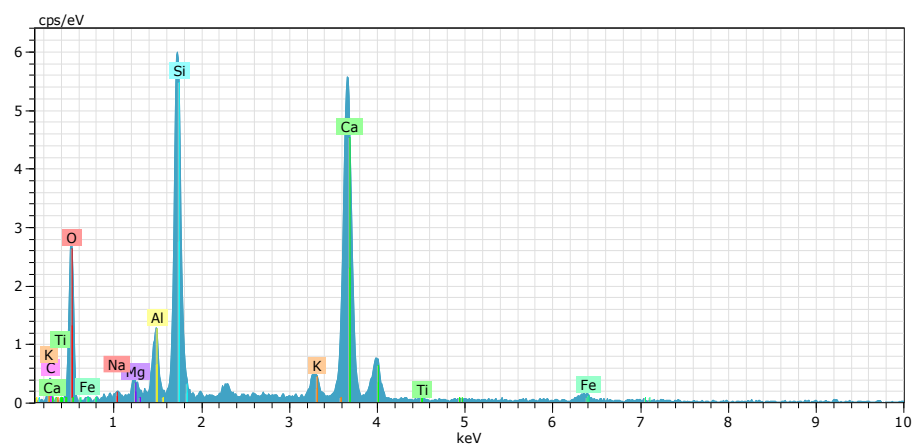
بخش A در آن برای اطمینان از ساختار C-S-H مورد آنالیز EDS قرار گرفته است که نتایج آن در شکل (۲۹) و جدول (۱۱) بیان شده است. در شکل‌های ۲۷، ۲۸ و ۳۰ می‌توان آثار خروج بخار آب در این دمای بالا را به صورت حفره‌های کوچک و متصل به هم در ریزساختار ملاحظه کرد که در تصاویر مربوط به پیش از قرارگرفتن در حرارت اثری از آنها وجود نداشت.



شکل ۲۷ ریزساختار نمونه طرح ۱۹ پس از قرارگیری در دمای ۶۰۰°C



شکل ۲۸ ریزساختار نمونه طرح ۱۹ پس از قرارگیری در دمای ۶۰۰°C



شکل ۲۹ آنالیز EDS طرح ۱۹ حاوی ۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ میکروسیلیس پس از قرارگیری در دمای ۶۰۰°C

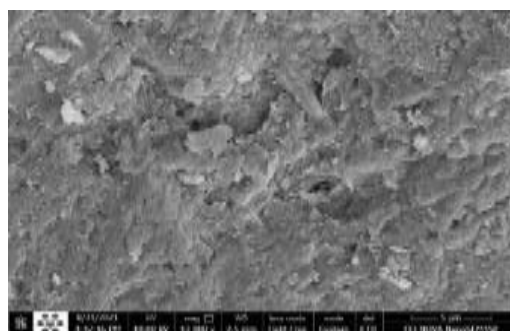
جدول ۱۱ نتایج آنالیز EDS طرح ۱۹ حاوی ۱۰٪ فلدسپات و ۵٪ میکروسیلیس پس از قرارگیری در دمای ۶۰۰°C

El AN Series unnn. C norm. C Atom. C Error (1 Sigma)				
	[wt.%]	[wt.%]	[at.%]	[wt.%]
O 8 K-series	43.86	45.20	58.55	8.30
Ca 20 K-series	25.67	26.45	13.68	0.85
Si 14 K-series	12.56	12.95	9.56	0.61
C 6 K-series	7.40	7.63	13.17	2.69
Al 13 K-series	2.80	2.89	2.22	0.21
K 19 K-series	2.18	2.25	1.19	0.14
Fe 26 K-series	1.12	1.16	0.43	0.12
Mg 12 K-series	0.87	0.89	0.76	0.11
Na 11 K-series	0.39	0.40	0.36	0.09
Ti 22 K-series	0.18	0.18	0.08	0.06
Total: 97.03 100.00 100.00				

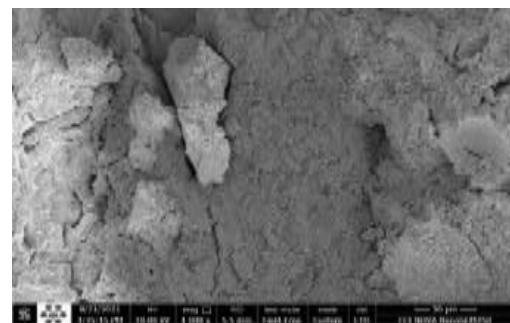
مقایسه نتایج با نتایج دیگر مطالعات پژوهشگران

خرمی و همکاران [34] به بررسی امکان‌سنجی تسلیح کامپوزیت‌های سیمانی با برخی از الیاف طبیعی حاصل از ضایعات پرداختند. آنها دریافتند که الیاف کرافت و باگاس در افزایش مقاومت خمشی کامپوزیت عملکرد مناسبی داشتند و الیاف اکالیپتوس بر بهبود رفتار خمشی کامپوزیت سیمانی در مقایسه با نمونه شاهد تأثیر چندانی نداشت. از مقایسه نتایج پژوهش حاضر با پژوهش خرمی و همکاران [34] درمی‌یابیم که مقاومت خمشی کامپوزیت‌های سیمانی حاوی الیاف کرافت افت زیادی نسبت به مقاومت خمشی به دست آمده در پژوهش حاضر را به ما نشان می‌دهد. مهم‌ترین علت این موضوع طول کوتاه (حدود ۰/۸ میلی‌متر) الیاف به کار برده شده در تحقیق مذکور است. در پژوهش حاضر الیاف فلزی مورد استفاده به طول ۱۳ میلی‌متر بود. طول کوتاه الیاف کرافت به خمیر سیمان تنش وارد می‌کند و سبب کاهش طول مهاری الیاف می‌شود. از آنجا که تنش کششی الیاف کرافت که نوعی الیاف سلولزی هستند، بسیار زیاد است در حین تحمل بار کمتر نیز احتمال پارگی الیاف وجود دارد. بر اساس تحقیق انجام شده [35] مقاومت کششی الیاف کرافت حدود ۸۰۰ مگاپاسکال است. این مقاومت کششی اندک موجب سرخوردگی (بیرون کشیدگی) الیاف از خمیر سیمان می‌شود. بیشترین نوع شکست در حین آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های کامپوزیتی مشاهده می‌گردد. به نظر می‌رسد با افزایش طول الیاف که تأمین‌کننده چسبندگی و پیوستگی لازم بین الیاف و خمیر سیمان است، تنش خمشی قابل تحمل نمونه‌ها افزایش یابد. نتایج تحقیق خرمی و همکاران [34] کاهش مقاومت خمشی را نشان می‌دهد. با به کار بردن میکروسیلیس به مقدار ۵٪ وزنی جایگزین

در شکل (۳۱) ناحیه اتصال بین سنگدانه و خمیره ملاحظه می‌شود. همانطور که در تصویر مشخص است، جداسدگی در برخی نواحی ITZ قابل تشخیص است و این امر می‌تواند به وجود آب در این نواحی مربوط باشد که بعد از قرارگرفتن در حرارت بالا به علت فشار ناشی از خروج بخار آب، باعث جداسدگی و ترک در ناحیه انتقال شده است. ساختار کلی خمیره پس از قرارگرفتن در حرارت بالا دارای تخلخل و حفرات بسیار کمی است که می‌توان آن را به حضور و واکنش‌های فلدسپات در ساختار نمونه نسبت داد.



شکل ۳۰ ریزساختار نمونه طرح ۱۹ پس از قرارگیری در دمای ۶۰۰°C



شکل ۳۱ ریزساختار نمونه طرح ۱۹ پس از قرارگیری در دمای ۶۰۰°C

سیمان در کامپوزیت‌های سیمانی، مقاومت خمشی همه نمونه‌های حاوی میکروسیلیس نسبت به سایر نمونه‌ها کاهش یافته است. بر اساس بررسی به عمل آمده به نظر می‌رسد عامل مهمی که می‌تواند در کاهش مقاومت نقش داشته باشد «خارج شدن بخش زیادی از ذرات بسیار ریز میکروسیلیس در هنگام آبکشی با دستگاه ایجاد خلأ» است. این ذرات بسیار ریز به همراه آب خروجی از منافذ ریز صفحه فلزی که در کف قالب قرار داشته، خارج شده‌اند. در صورت وجود الیاف، کاهش مقاومت خمشی پذیرفتنی است؛ زیرا میکروسیلیس که جایگزین سیمان شده بود از مخلوط خارج شده است. به عبارت دیگر کاهش مقدار مواد چسباننده در مخلوط سبب کاهش مقاومت کامپوزیت سیمانی می‌شود.

قاسم‌زاده موسوی نژاد و همکاران [36] به مطالعه رفتار مکانیکی پوسته‌های استوانه‌ای جدار نازک کامپوزیت سیمانی مسلح به الیاف تحت بارگذاری داخلی یکنواخت پرداختند و دریافتند که استفاده از دوده سیلیسی موجب افزایش مقاومت‌های فشاری و خمشی به ترتیب تا ۲۷٪ و ۳۲٪ می‌شود. همچنین حضور الیاف بر افزایش مقاومت فشاری اثر چشم‌گیری نداشت؛ اما موجب افزایش مقاومت خمشی تا ۲۱٪ شد. در استوانه‌های جدارنازک افزودن دوده سیلیسی موجب افزایش مقاومت کششی حلقوی تا ۱۰٪ و کاهش کرنش تا ۲۸٪ می‌شود. افزودن ۵/۲ درصد و ۵/۰ درصد الیاف شیشه به ترتیب موجب افزایش ۴/۷ برابری کرنش نهایی و رشد ۳۷٪ مقاومت کششی حلقوی می‌گردد. از مقایسه نتایج مقاله مذکور با پژوهش حاضر مشخص شد که درصد بهینه میکروسیلیس با الیاف فولادی موجب افزایش مقاومت فشاری گردیده که در نتایج گزارش شده است. افزایش مقاومت فشاری تحت تأثیر الیاف فولادی باعث به تأخیر افتادن رشد ریز ترک‌ها و افزایش مقاومت و کرنش تحت بار حداکثر می‌شود [۳۶]. ترکیب الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن سبب افزایش مقاومت کششی می‌گردد که بیشترین مقدار افزایش آن در حدود ۲۷٪ است. به این موضوع Kayali و همکاران [37] نیز اشاره کرده‌اند. علت افزایش مقاومت ناشی از الیاف فولادی می‌تواند به واسطه افزایش تحمل کرنش کششی از طریق انتقال تنش‌ها از ماتریس به الیاف باشد. با جایگزینی ۱۰٪ میکروسیلیس به صورت مجزا و جایگزینی ترکیبی با ۳٪ نانوسیلیس به جای سیمان، مقاومت کششی به ترتیب ۲۵٪ و ۳۳٪ افزایش می‌یابد. به تأثیر

مثبت میکروسیلیس و نانوسیلیس در افزایش مقاومت کششی در مطالعه قاسم‌زاده موسوی نژاد و همکاران [36] اشاره شده است. مظلوم و همکاران [38] به بررسی تأثیر نانوسیلیس بر مشخصات مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی حاوی الیاف پلی-پروپیلن پرداختند و دریافتند که نمونه‌های ترکیبی دارای میکروسیلیس و نانوسیلیس، نسبت به نمونه‌های حاوی ذرات نانوسیلیس یا میکروسیلیس به صورت انفرادی نتیجه بهتری داشتند. نتایج آزمایش‌های ۲۸ روزه نشان داد که ترکیب ۱۰٪ میکروسیلیس و ۱٪ نانوسیلیس تأثیر مطلوبی در مقاومت فشاری، کششی و خمشی کامپوزیت سیمانی گذاشت. مقدار افزایش مقاومت فشاری ۶۹/۴٪، مقاومت کششی ۸۸/۳٪ و مقاومت خمشی ۳۷/۳٪ نسبت به نمونه شاهد بود. مقدار نانوسیلیس بیشتر از ۳٪ هم در نمونه‌های ترکیبی هم در نمونه‌های بدون میکروسیلیس، نتیجه منفی نسبت به نمونه شاهد داشت. از مقایسه نتایج بخش‌های مقاومت فشاری و کششی و خمشی پژوهش حاضر با پژوهش مظلوم و همکاران می‌توان نتیجه گرفت که وجود میکروسیلیس با هر درصدی به بهبود مقاومت فشاری و کششی و خمشی منجر شده که به علت خاصیت پوزولانی بالای این ماده است. همچنین نمونه‌های دارای نانوسیلیس دارای مقاومت بالاتری نسبت به نمونه شاهد بودند که البته به دلیل خاصیت پوزولانی این ماده است که هنگام عمل‌آوری C-S-H بیشتری تولید می‌کند. در نمونه دارای ۵٪ میکروسیلیس و ۵٪ نانوسیلیس مقاومت افت کرده که به سبب بالا بودن مقدار پوزولان در طرح است. در واقع وقتی مقدار پوزولان از حدی بالاتر رود این پوزولان‌ها کامل واکنش نداده و باعث افت مقاومت می‌شوند [38]. اسفندیاری و حیدری [39] با بررسی رفتار نمونه-های بتنی ساخته شده با افزودنی‌های الیاف فلزی، میکروسیلیس، خاکستر بادی و الیاف هیبریدی تحت الگوهای مختلف بارگذاری نتیجه گرفتند که استفاده از ترکیب خاکستر بادی، میکروسیلیس و الیاف فلزی سینوسی در پارامترهای لرزه‌ای بادبندهای کم‌انرژی ناپذیر تأثیر منفی دارد و استفاده از این ترکیب در بتن غلاف این بادبندها توصیه نمی‌شود. مظلوم و کریم‌پور [40] به بررسی تعیین پارامترهای شکست کامپوزیت‌های سیمانی الیافی دارای نانوسیلیس با استفاده از پردازش تصویر دریافتند که افزودن نانوسیلیس تا ۳٪ باعث بهبود مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه می‌شود. مقایسه نتایج بخش‌های مقاومت فشاری و خمشی

سرباره مس و حاوی میکروسیلیس با افزایش الیاف پلی پروپیلن، مقاومت فشاری، کششی، خمشی و انرژی شکست نسبت به نمونه شاهد افزایش یافتند. نمونه‌های حاوی میکروسیلیس دارای ریز ساختار بسیار همگن و متراکمی بودند؛ این موضوع دلیل اصلی خصوصیت مقاومتی مطلوب آنها به شمار می‌آید. مقاومت فشاری، کششی، خمشی و انرژی شکست این طرح نسبت به طرح شاهد به ترتیب $۳۴/۸\%$ ، $۳۳/۲\%$ ، $۲۷/۹\%$ و $۲۸/۳\%$ افزایش داشت.

قاسم زاده موسوی نژاد و قربانی شمشاد سرا [42] در پژوهشی با عنوان «تأثیر میکروسیلیس و نانوسیلیس بر خواص مکانیکی بتن سبک الیافی» دریافتند که با جایگزینی ۱۰% میکروسیلیس به صورت جداگانه و ترکیبی با ۳% نانوسیلیس به جای سیمان، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد که بیشترین افزایش آن به ترتیب در حدود ۳۲% و ۴۳% است. الیاف پروپیلن مقاومت فشاری را کاهش داد و ترکیب الیاف فولادی و پروپیلن موجب افزایش مقاومت گردید. حضور الیاف باعث افزایش مقاومت خمشی شد. با افزایش الیاف پروپیلن از ۰ به $۱/۸$ کیلوگرم بر مترمکعب برای میکروسیلیس ۱۰% و ۱۵% به ترتیب افزایش در حدود ۱۰% و $۶/۷\%$ مشاهده شد. همچنین ترکیب الیاف فولادی و پروپیلن با ۱۰% میکروسیلیس به حداکثر مقدار مقاومت خمشی در حدود $۳۸/۷۵\%$ افزایش یافت. وجود الیاف باعث افزایش مقدار جذب آب گردید. به این ترتیب بر اساس رده‌بندی CEB بیشتر نمونه‌ها در محدوده خوب طبقه‌بندی می‌شوند. همچنین کاهش جذب آب این بتن‌ها توسط میکروسیلیس کمتر از نانوسیلیس بود.

پیمان [43] در پژوهشی به مطالعه بررسی اثر ترکیبی نانوسیلیس، میکرو الیاف فولادی و پلی پروپیلن بر مشخصات مکانیکی، نفوذپذیری و تهاجم کلریدی کامپوزیت سیمانی پرداخت و نتایج حاکی از آن بود که حضور همزمان نانوسیلیس، میکرو الیاف فولادی و پلی پروپیلن در طرح مخلوط کامپوزیت سیمانی ۹۰ روزه به ترتیب منجر به افزایش $۵۹/۳$ ، $۳۲/۳$ و $۶۷/۲$ و $۲۵/۹$ درصدی مقاومت فشاری، خمشی، کششی و چقرمگی خمشی در مقایسه با نمونه شاهد شده است. کاهش نرخ جذب آب و افزایش دوام در برابر تهاجم کلریدی از دیگر نتایج قابل توجه حاصل از این پژوهش بوده است. در مقایسه پژوهش حاضر با نتایج سه مقاله فوق [41-43] نمونه‌های فاقد فلدسپات و حاوی

پژوهش حاضر با پژوهش مظلوم و کریم‌پور نشان داد که در درصد‌های بیشتر نانوسیلیس، مقاومت فشاری کاهش می‌یابد. این مسئله می‌تواند ناشی از توده‌ای شدن ذرات نانو سیلیس در خمیر سیمانی باشد. افزودن نانوسیلیس تا ۳% در خمیر سیمانی سبب بهبود نیروی حداکثر تحمل شده در مقاومت خمشی می‌گردد. بهبود اندرکنش خمیر سیمانی و الیاف دلیل بهبود رفتار خمشی است. با افزودن نانوسیلیس بیش از ۳% نیروی بیشینه تحمل شده در خمش و مقاومت خمشی کاهش یافت. با افزودن نانوسیلیس تا ۳% در خمیر سیمانی به طاق شکست اولیه و طاق پل‌زدن الیاف و طاق شکست در حالت ناپایدار افزوده شد. البته نسبت افزایش طاق ناشی از پل‌زدن الیاف بیشتر از طاق شکست اولیه است. بسطامی و همکاران [24] در پژوهشی با عنوان «بررسی آزمایشگاهی اثرات افزودن پوزولان و سرباره بر خصوصیات مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی خودتراکم» دریافتند که میکروسیلیس در افزایش مقاومت فشاری و خمشی تأثیر مثبت داشت؛ به طوری که مقاومت فشاری طرح‌های (G0FA0MS10) و (G10FA0MS10)، $۲۷/۸$ و $۲/۳۳$ درصد نسبت به نمونه مرجع بیشتر شد؛ ولی خاکستر بادی و سرباره سبب کاهش مقاومت فشاری شدند. تیرهای خمشی غیرمسلح به محض ایجاد اولین ترک، مقاومت خود را از دست دادند و نمونه‌ها به دو نیم تقسیم شدند. با توجه به نتایج آزمایش مقاومت کششی، استفاده از پوزولان میکروسیلیس، خاکستر بادی و سرباره تأثیرچندانی بر روی مقاومت کششی نداشتند و حتی باعث کاهش مقاومت کششی شدند. به عبارت دیگر در نمونه‌های دارای خاکستر بادی به دلیل واکنش شیمیایی حاصل از ترکیب این ماده با سیمان و دیگر افزودنی‌های جایگزین سیمان، مقاومت کششی کاهش پیدا کرد. آنها در خصوص آزمایشات روانی کامپوزیت سیمانی خودتراکم به این نتیجه رسیدند که استفاده از میکروسیلیس (به دلیل جذب آب) باعث کاهش روانی کامپوزیت سیمانی شد. در صورتی که خاکستر بادی و سرباره تأثیری چندانی در تغییرات روانی کامپوزیت سیمانی نسبت به نمونه مرجع (G0FA0MS0) نداشتند. این خاصیت میکروسیلیس در نتایج آزمایشات جذب آب کاملاً مشهود بود.

مظلوم و اکبری جمکرانی [41] در پژوهشی با عنوان «تأثیر سرباره مس بر روی مشخصات مکانیکی و انرژی شکست کامپوزیت سیمانی الیافی» نتیجه گرفتند که در نمونه‌های فاقد

۵. در میان نمونه‌های فاقد الیاف کمترین میزان افت مقاومت فشاری بر اثر حرارت به طرح با جایگزینی ۱۵٪ فلدسپات مربوط است. در این گروه از نمونه‌ها افزایش درصد جایگزینی فلدسپات باعث کاهش میزان افت مقاومت فشاری بر اثر حرارت شده است.

۶. بر اساس نتایج وجود الیاف فولادی باعث شده میزان افت مقاومت تحت اثر دمای بالا، در برخی نمونه‌ها تا حد قابل-قبولی کاهش یابد. برای مثال در نمونه طرح با جایگزینی ۵٪ فلدسپات، وجود الیاف فولادی موجب شده میزان افت مقاومت فشاری از ۶۷/۵٪ به ۴۰/۸٪ کاهش یابد.

۷. همه نمونه‌های حاوی ۱٪ الیاف فولادی بدون توجه به درصد جایگزینی فلدسپات و میکروسیلیس، مقاومت خمشی بالاتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه دادند. کاربرد فلدسپات به صورت انفرادی به عنوان جایگزین بخشی از سیمان بر نتایج مقاومت خمشی تأثیر چندانی ندارد؛ اما افزایش درصد جایگزینی میکروسیلیس باعث بهبود مقاومت خمشی شده است.

۸. در میان نمونه‌های حاوی الیاف بهترین مقاومت خمشی در نمونه‌های با جایگزینی ۱۰٪ میکروسیلیس و ۱۰٪ فلدسپات به دست آمد؛ به طوری که به ترتیب ۴۶٪ و ۲۹٪ مقاومت خمشی بالاتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه دادند.

۹. طبق نتایج حرارت بر کاهش طاقت خمشی نمونه‌ها اثر چشم-گیری دارد؛ به طوری که قرارگرفتن تحت اثر دمای ۶۰۰°C باعث شده ضریب طاقت خمشی به طور متوسط ۸۰/۶٪ کاهش یابد. در میان نمونه‌های حرارت ندیده بیشترین مقدار ضریب طاقت خمشی به طرح با جایگزینی ۵٪ فلدسپات مربوط است.

۱۰. بررسی نتایج حاصل از آزمایش کشش مستقیم تأثیر چشمگیر الیاف فولادی بر افزایش مقاومت کششی کامپوزیت‌های سیمانی حاوی میکروسیلیس و فلدسپات را نشان می‌دهد؛ به طوری که استفاده از ۱٪ الیاف فولادی کوتاه موجب شده مقاومت کششی به طور متوسط ۳۹٪ افزایش یابد. بیشترین افزایش مقاومت کششی بر اثر حضور الیاف به طرح با جایگزینی ۱۰٪ میکروسیلیس مربوط است.

۱۱. افزایش درصد جایگزینی فلدسپات تا ۱۵٪ درصد سبب کاهش جذب آب نسبت به نمونه شاهد شده است. افزایش

میکروسیلیس با افزایش الیاف فلزی نسبت به نمونه شاهد مقاومت فشاری، کششی و خمشی بیشتری را نشان دادند.

نتیجه‌گیری

این پژوهش به بررسی مشخصات مکانیکی و دوام کامپوزیت‌های سیمانی حاوی فلدسپات، دوده سیلیس و الیاف فلزی کوتاه می-پردازد. در راستای دستیابی به این اهداف آزمایشات مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، مقاومت کششی به روش مستقیم، درصد جذب آب اولیه و نهایی، مقاومت الکتریکی و بررسی ریزساختار میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) انجام شد و پس از بررسی و تحلیل آنها نتایج زیر حاصل گردید:

۱. در هر دو گروه طرح حاوی الیاف و فاقد الیاف، جایگزینی فلدسپات با بخشی از سیمان باعث کاهش مقاومت فشاری ۷ روزه نسبت به نمونه شاهد شده است. حضور الیاف فولادی تا حدی اثر منفی فلدسپات بر مقاومت فشاری ۷ روزه را جبران نموده و وجود میکروسیلیس به عنوان جایگزین بخشی از سیمان باعث بهبود مقاومت فشاری ۷ روزه نسبت به نمونه شاهد شده است.

۲. افزایش سن عمل‌آوری تا ۲۸ روز باعث شده تا نمونه‌های حاوی میکروسیلیس نتایج مطلوبی به دست آورند به طوری که بهترین نتیجه در میان طرح‌های فاقد الیاف به طرح با جایگزینی ۱۵٪ میکروسیلیس اختصاص دارد.

۳. تمامی نمونه‌های با جایگزینی فلدسپات به صورت انفرادی نسبت به شاهد، مقاومت فشاری ۲۸ روزه کمتری نتیجه دادند. وجود الیاف در این گروه از نمونه‌ها باعث بهبود مقاومت فشاری شد؛ به طوری که تمامی نمونه‌های الیافی نسبت به شاهد افزایش مقاومت داشتند.

۴. نتایج نشان می‌دهد اگرچه با افزایش سن عمل‌آوری تا ۹۰ روز مقاومت فشاری افزایش یافته؛ اما همچنان مقاومت فشاری نمونه‌های با جایگزینی فقط فلدسپات (در تمام در صد‌های جایگزینی) نسبت به نمونه شاهد کمتر است. حضور الیاف فولادی تا حد زیادی اثر منفی جایگزینی فلدسپات را جبران نموده و باعث افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد شده است؛ به طوری که در جایگزینی ۱۵٪ فلدسپات استفاده از ۱٪ الیاف فولادی باعث بهبود ۲۵/۷٪ مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد شده است.

در 600°C مقادیر بسیار زیادی از ساختارهای C-S-H در آن مشاهده شد که این موضوع به حضور فلدسپات در این کامپوزیت مرتبط است.

واژه نامه

ریزساختار میکروسکوپ الکترونی روبشی

Scanning Electron Microscope

مواد مکمل سیمانی

Materials Cementing Supplementary

Briquette Tensile Test

تست کشش بریکت

انجمن مواد و آزمون آمریکا

American Society for Testing and Materials

طیف سنجی پراش انرژی پرتو ایکس (XEDS, EDX, EDS)

MPa

مگاپاسکال

سپاسگزاری

درصد جایگزینی میکروسیلیس با پر کردن حفرات بسیار ریز در ساختار کامپوزیت سیمانی، باعث کاهش جذب آب اولیه و نهایی شده است؛ به طوری که کمترین میزان جذب آب در میان همه نمونه‌ها به طرح با جایگزینی ۱۵٪ میکروسیلیس اختصاص دارد.

۱۲. نمونه شاهد در مقایسه با نمونه‌های با جایگزینی فلدسپات به صورت انفرادی، مقادیر بالاتر مقاومت الکتریکی را نتیجه داده است که بیانگر ساختار متراکم‌تر نمونه شاهد نسبت به این نمونه‌هاست. کاربرد میکروسیلیس در مخلوط کامپوزیت سیمانی تا حد زیادی باعث افزایش نتایج مقاومت الکتریکی شده است این موضوع به ویژه در جایگزینی ۱۵٪ مشاهده می‌شود.

۱۳. با توجه به نتایج ریزساختار نمونه طرح ۱۹، ساختار کلی خمیره پس از قرارگرفتن در حرارت بالا، تخلخل و حفرات بسیار کمی داشت که می‌توان آن را به حضور و واکنش‌های فلدسپات در ساختار نمونه نسبت داد. نکته قابل توجه در طرح مذکور این است که پس از قرارگیری نمونه در دمای

مراجع

- [1] A. M. Neville, J. J. Brooks, "Concrete Technology," *England Longman Scientific & Technical*, (1987).
- [2] C., Shi, & J., Qian, High performance cementing materials from industrial slags—a review. *Resources, conservation and recycling*, Vol. 29, No. 3, pp. 195-207, (2000). doi.org/10.1016/S0921-3449(99)00060-9.
- [3] R. L., Day, & C., Shi, Influence of the fineness of pozzolan on the strength of lime natural-pozzolan cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 24(8), 1485-1491, (1994). doi.org/10.1016/0008-8846(94)90162-7.
- [4] R. Detwiler, P. Mehta, "Chemical and Physical Effects of Silica Fume on the Mechanical Behavior of Concrete," *Materials*, vol. 86, no. 6, pp. 609-614, (1989).
- [5] G. A. Rao, "Investigations on the Performance of Silica Fume-Incorporated Cement Pastes and Mortars," *Cement and Concrete Research*, vol. 33, no. 11, pp. 1765-1770, (2003).
- [6] M. Mazloom, A. A. Ramezani-pour, J. J. Brooks, "Effect of Silica Fume on Mechanical Properties of High-Strength Concrete," *Cement and Concrete Composites*, vol. 26, no. 4, pp. 347-357, (2004).
- [7] C. S. Poon, S. C. Kou, L. Lam, "Compressive Strength, Chloride Diffusivity and Pore Structure of High Performance Metakaolin and Silica Fume Concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 20, no. 10, pp. 858-865, (2006).
- [8] K. Sirijaroonchai, S. El-Tawil, G. Parra-Montesinos, "Behavior of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites Under Multi-Axial Compressive Loading," *Cement and Concrete Composites*, vol. 32, no. 1, pp. 62-72, (2010).
- [9] S. H. Kang, T. H. Ahn, D. J. Kim, "Effect of Grain Size on the Mechanical Properties and Crack Formation of

- HPFRCC Containing Deformed Steel Fibers,” *Cement and Concrete Research*, vol. 42, no. 5, pp. 710-720, (2012).
- [10] A. Dehghani, F. Nateghi Elahi, “Experimental and Analytical Estimation of Mechanical Properties of Engineered Cementitious Composites (ECC) With Polyvinyl Alcohol Fibers,” *Sharif Journal of Civil Engineering*, vol. 30-2, no. 1.1, pp. 45-57, (2014).
- [11] J. I. Choi, K. I. Song, J. K. Song, B. Y. Lee, “Composite Properties of High-Strength Polyethylene Fiber-Reinforced Cement and Cementless Composites,” *Composite Structures*, vol. 138, pp. 116-121, (2016).
- [12] M. TavakliZadeh, A. Ramezani, E. Zafarkhah, S.D. Ghafarian, S.F. Kazemi, “The Effect of Microsilica on Compressive Strength and Its Growth Process in Cement Mortars,” *5th National Congress of Civil Engineering*, Iran, Ferdowsi University of Mashhad, (2010).
- [13] M. H. Saghafi, H. Shariatmadar, A. Kheyroddin, “Experimental Evaluation of Mechanical Properties of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites,” *Concrete Research*, vol. 9, no. 2, pp. 29-42, (2017).
- [14] V., Kumar, A. Imam, V. Srivastava, Y, Kushwaha, “Effect of Micro Silica on the Properties of Hardened Concrete,” *International Journal of Engineering Research and Development*, vol. 13, no. 11, pp. 8-12, (2017).
- [15] R. Mu, Z. Wang, X. Wang, L. Qing, H. Li, “Experimental Study on Shear Properties of Aligned Steel Fiber Reinforced Cement-Based Composites,” *Construction and Building Materials*, vol. 184, pp. 27-33, (2018).
- [16] F. Moodi, A. A. Ramezani pour, C. Q. Bagheri, D. E. Riahi, E. Riahi dehkordi, “Evaluation of Pozzolanic Mortars Containing Micro Silica Against Acid and Chloride Attack,” *Concrete Research*, vol. 12, no. 3, pp. 5-15, (2019). doi: 10.22124/jcr.2019.6693.1170.
- [17] M. H. Saghafi, H. Shariatmadar, A. Kheyroddin, “Experimental Evaluation of High-Performance Fiber Reinforced Cement Composites Behavior,” *Sharif Journal Civil Engineering*, vol. 34.2, no. 4.1, pp. 37-46, (2019). doi: 10.24200/J30.2019.1425
- [18] K. Mermerdaş, S. Ipek, Z. Algin, S. Ekmen, I. Gunes, “Combined Effects of Microsilica, Steel Fibre and Artificial Lightweight Aggregate on the Shrinkage and Mechanical Performance of High Strength Cementitious Composite,” *Construction and Building Materials*, vol. 262, p. 120048, (2020).
- [19] R. K. Khoshkbiari, M. F. Samimi, F. Mohammadi, P. Talebitaher, “Effects of Mica and Feldspar as Partial Cement Replacement on the Rheological, Mechanical and Thermal Durability of Self-Compacting Mortars,” *Construction and Building Materials*, vol. 263, p. 120149, (2020).
- [20] A. Ganesh, M. Muthukannan, “Development of High Performance Sustainable Optimized Fiber Reinforced Geopolymer Concrete and Prediction of Compressive Strength,” *Journal of Cleaner Production*, vol. 282, p. 124543, (2021).
- [21] A. Dalvand, M. Ahmadi, “Impact Failure Mechanism and Mechanical Characteristics of Steel Fiber Reinforced Self-Compacting Cementitious Composites Containing Silica Fume,” *Engineering Science and Technology, an International Journal*, vol. 24, no. 3, pp. 736-748, (2021).
- [22] M. Nanditha, S. Saikumar, “Examine on Mechanical Properties of Steel Fiber Strengthened Concrete with Silica Fume,” *Materials Today: Proceedings*, vol. 45, pp.3564-3567, (2021).

- [23] G. Singh, "Study on Collective Effect of Silica Fume and Steel Fiber on Strength and Durability Properties of Concrete," *Materials Today: Proceedings*, vol. 37, pp. 2256-2265, (2021).
- [24] A. Bastami, F. Omid Nasab, A. Dalvand, "Experimental Investigation of the Effects of Pozzolan and Slag Addition on Mechanical Properties of Self-Compacting Cementitious Composites," *AmirKabir Journal of Civil Engineering*, vol. 54no. 10, pp. 16-16, (2022).
- [25] ASTM C33/C33M-18, "Standard Specification for Concrete Aggregates," *ASTM International, West Conshohocken, PA*, vol. 04.02, p. 8, (2023).
- [26] ASTM C1602/C1602M-22, "Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete," *West Conshohocken, PA*, vol. 04.02, p.5, (2022).
- [27] ASTM C109/C109M-20, "Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars," *West Conshohocken, PA*, vol. 04.02, p. 11, (2020).
- [28] ASTM C293-16, "Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading)," *West Conshohocken, PA*, vol. 04.02, p. 4, (2016).
- [29] AASHTO T 132, "Standard Method of Test for Tensile Strength of Hydraulic Cement Mortars," *American Association of State Highway and Transportation Officials*, p.10, (1987).
- [30] ASTM C642-21, "Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete," *West Conshohocken, PA*, vol. 04.02, p. 3, (2022).
- [31] ASTM C1202-19, "Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration," *West Conshohocken, PA*, vol. 04.02, p. 8, (2022).
- [32] F. Moodi, A. Ramezaniapor, F. Farhadian, P. Dashti, "Durability of Cementitious and Geopolymer Coating Mortars Against Sulfuric Acid Attack," *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, vol. 53, no, 9, pp. 3693-3708, (2021).
- [33] ASTM C1609/C1609M-12, "Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)," *West Conshohocken, PA*, vol. 04.02, p.8, (2019).
- [34] M. Khorrami, A. Vafai, A. A. Khalilitabas, "Feasibility of Reinforcing of Cement Composite With of Natural Fibers Obtained From Waste," *Sharif Journal of Civil Engineering*, vol. 2-26, no. 3, pp. 3-12, (2011).
- [35] A. Bentur, S. Midness, *Fiber reinforced cementitious composites*, second ed., Taylor & Francis, (2007).
- [36] S. H. Ghasemzadeh Mosavinejad, A. Saradar, B. Tahmouresi, "Mechanical Behavior of Fiber Reinforced Cementitious Composite Thin- Wall Cylindrical Shells Under Internal Loading Uniform," *Journal of Structural and Construction Engineering*, vol. 5, no. 3, pp. 172-187, (2018).
- [37] O. Kayali, M. N. Haque, B. Zhu, "Drying shrinkage of fibre - reinforced lightweight aggregate concrete containing fly ash," *Cement and Concrete Research*, vol. 29, no. 11, pp. 1835– 1840, (1999).
- [38] M. Mazloom, S. Norouzi, M. Akbari Jamkarani, "The Effect of Nanosilica on the Mechanical Properties of Cementitious Composites Containing Polypropylene Fibers," *Journal of Structural and Construction Engineering*, vol. 8, no. 1, pp. 25-41, (2021).
- [39] J. Esfandiari, O. Heidari, "Investigation on the Behavior of Concrete with Optimum Percentage of Steel Fiber, Microsilica, Fly Ash and Hybrid Fiber Under Different Loading Pattern," *Journal of Structural and Construction*

Engineering, vol. 8, no. 6, pp. 130-150, (2021).

- [40] M. Mazloom, M. Akbari Jamkarani, "Effect of copper slag on the mechanical properties and fracture energy of fiber reinforced cementitious composite," *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, vol. 53, no. 6, 2625-2638, (2021).
- [41] M. Mazloom, H. Karimpour, "Determination of Fracture Parameters of Fiber-Reinforced Cementitious Composites Containing Nano-Silica Using Image Processing," *AmirKabir Journal of Civil Engineering*, vol. 54, no. 12, pp. 4729-4750, (2023). dio: 10.22060/ceej.2022.21354.7689.
- [42] S. H. Ghasemzadeh Mosavinejad, Y. Ghorban, "Effect of silica fume and nano silica on mechanical properties of fiber-reinforced lightweight concrete," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 31, no. 2, pp. 129-139, (2018)
- [43] P. Safa, "The investigation of the combined effect of nano-silica, steel, and polypropylene microfibers on the mechanical characteristics, permeability, and chloride attack resistance of cement composite," *Sharif Journal of Civil Engineering*, Articles in Press (2024).

Prestressing Effect on SMA Damper Aimed at Improving the Seismic Performance of Marine Structures

Research Article

Mehran Rostami¹, Mohammad Javad Hamidia², Mohammad Javad Mahmoodi³ DOI: [10.22067/jfcej.2024.85526.1274](https://doi.org/10.22067/jfcej.2024.85526.1274)

1- Introduction

The rise in energy demand has spurred the discovery of new energy sources. The extensive utilization of maritime docks, including the exploration of fossil fuels, brings particular focus to these structures and the maintenance of their essential functions.

Offshore platforms situated in the challenging ocean environment face various environmental forces, such as waves, ice, winds, and earthquakes, over extended periods. These factors can lead to catastrophic failures, even if the structure remains stable. The vibrations induced by these forces can result in operational inefficiencies, damage to platform facilities, and discomfort for the crew. Decreasing the vibration amplitude in an offshore platform by 15% can significantly prolong its lifespan and reduce maintenance and inspection expenses. Efforts have been undertaken to enhance seismic safety, improve serviceability, and boost the reliability of civil infrastructure. Utilizing structural control systems is among the most effective methods to reduce seismic response and enhance the resilience of structures. Previous research indicated that employing shape memory alloys as dampers for offshore platforms is advantageous due to their favorable characteristics, including adequate fatigue resistance, long-term dependability, and suitable mechanical properties.

2- Mechanical Properties of Shape Memory Alloys

Shape memory alloys are a new generation of smart materials that can recover their original shape after experiencing a large strain. This alloy consists of two main phases, austenite and martensite, which exhibit distinct properties through phase transformation. The shape memory alloy-based damping system is a self-centering system. It features the ability to provide force feedback and energy absorption. This system consists of shaped memory alloy wires arranged on a cylinder.

3- Analysis of frame and modeling

In this research, the impact of pre-stressing shape memory

alloy wires in a shape memory alloy-based damping system on enhancing the seismic performance of marine structures was examined. To achieve this, a single-degree-of-freedom frame representing a simplified marine structure was simulated using the OpenSees software. The frame comprises two massless columns and a rigid base, making it a single-degree-of-freedom system. It has a height of 3657 millimeters and a span length of 7314 millimeters. ElasticBeamColumn elements were utilized to simulate the beams and columns in the software. The configuration and elements employed for modeling the damper are illustrated in Figure 1.

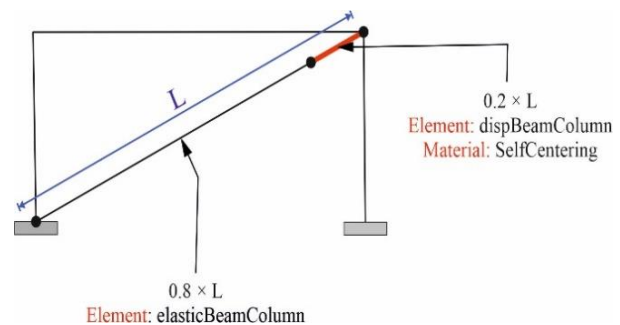


Figure 1. Placement and modeling of the seismic system in the frame

To analyze the response of marine structures in different scenarios, the structure undergoes ground motions. The frame under investigation was examined in non-seismic conditions, as well as with a shape memory alloy seismic system where the radius of wires was doubled. To assess the impact of pre-stressing on the seismic system, pre-stressing at 5%, 10%, and 15% of the activation stress was considered, and the frame was reevaluated. Seven pairs of ground motions were selected and applied to the structure after scaling.

Afterwards, the impact of structural parameters on the study results was investigated. Three different scenarios

*Manuscript received November 24, 2023, Revised May 18, 2024, Accepted June 22, 2024.

¹ M.Sc. student of Earthquake Engineering, Shahid Beheshti University

² Assistant Prof., Faculty of Civil Engineering, Water and Environment Engineering, Shahid Beheshti University

³ Corresponding author. Associate Prof., Faculty of Civil Engineering, Water and Environment Engineering, Shahid Beheshti University. **Email:** mj_mahmoudi@sbu.ac.ir

for the frame were created by altering the column stiffness through various elastic modulus variations. The cases are outlined in Table 1. Similar to the preceding section, a time history analysis was conducted on the frames.

Table 1. Frame Specifications

No.	Beam Elastic Modulus (kN/mm ²)	Columns Elastic Modulus (kN/mm ²)	Fundamental Periode (sec)
1	206.84	150	0.64
2	206.84	206.84	0.54
3	206.84	310	0.44

4- Conclusions

In this study, a single-degree-of-freedom frame, a simplified form of marine structures, was analyzed using the OpenSees software. The frame underwent seven pairs of scaled ground motions in multiple stages and various conditions in the far field of time-history analysis. A detailed examination of the structure was carried out to assess the impact of increasing the cross-sectional area of shape memory alloy wires and the influence of pre-stressing on the performance of a shape memory alloy-based seismic isolation system. Analysis of the results revealed that incorporating a damping system in the structure leads to a decrease in the maximum displacement. The results indicated that enlarging the cross-sectional area of the cables and applying pre-stress to them results in a reduction in the maximum displacement of the frame. Furthermore, augmenting the levels of pre-stress causes an enhancement in the structure's performance against any ground motion. As the frame stiffness increases, the displacement decreases. In scenario 3, with increased frame stiffness, the shape memory alloy damper has a more significant effect, leading to a 12% decrease in displacement. In scenarios 1 and 2, reductions of 4% and 6% in displacement, respectively, compared to the state without the damper, have been observed. The analysis results are as follows:

- 1- Increasing the cross-sectional area of the wires in the structural system and doubling their radius led to a 25.3% enhancement in reducing the maximum frame displacement.
- 2- The enlargement of the wires' cross-sectional area in the structural system amplified the impact of pre-stressing. Doubling the wire radius from the initial conditions resulted in a 25.3% improvement without pre-stressing and a 32.2% improvement with pre-stressing compared to the initial state.
- 3- Enhancing the frame stiffness and decreasing its cycle time intensified the efficacy of incorporating a damper without pre-stressing in reducing displacement. In this scenario, the effect of wire pre-stressing on performance enhancement was reduced. Decreasing the frame stiffness increased the pre-stressing effect, reaching 7%.



بررسی اثر پیش‌تندگی بر میراگر متشکل از آلیاژ حافظه‌دار شکلی به هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دریایی*

مقاله پژوهشی

مهران رستمی^(۱) محمدجواد حمیدیا^(۲) محمدجواد محمودی^(۳) 

DOI: 10.22067/jfeci.2024.85526.1274

چکیده مکانیسم‌های کنترل سازه‌ای به عنوان روشی قابل اعتماد و کارآمد برای بهبود عملکرد لرزه‌ای و پایداری سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. یکپارچگی و تأمین پایداری زیرساخت‌های عمرانی مانند سازه‌های دریایی و خصوصاً سکوه‌های نفتی که در معرض شرایط سخت محیطی قرار دارند از چالش‌هایی است که مهندسان طراح به دنبال برطرف کردن آن هستند. ایجاد روش‌های نوین و همچنین بهبود عملکرد سیستم‌های پیش‌تر توسعه یافته می‌تواند کمک قابل توجهی به برطرف نمودن این چالش کند. هدف از پژوهش حاضر، بررسی اثر سطوح مختلف پیش‌تندگی سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی موجود در میراگر غیرفعال مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی و تأثیر آن در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه بوده است. برای این منظور، یک سازه دریایی ساده شده مدل‌سازی شده و سیستم کنترل سازه‌ای میراگر غیرفعال مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی در آن تعبیه شده است. نتایج حالات مختلف پس از اعمال هفت جفت حرکت زمین مقیاس شده از زلزله‌ها حوزه دور و تحلیل تاریخچه زمانی، ارزیابی شده است. نتایج به دست آمده گویای آن است که افزایش سطح مقطع سیم‌ها و افزایش میزان پیش‌تندگی آن‌ها باعث کاهش جابجایی حداکثر سازه می‌شود و عملکرد کلی سیستم کنترل سازه‌ای را بهبود می‌بخشد. همچنین با در نظر گرفتن سه حالت مختلف برای قاب و تحلیل آن، تأثیر سختی قاب بر نتایج مورد ارزیابی قرار گرفت.

واژه‌های کلیدی آلیاژ حافظه‌دار شکلی، کنترل غیرفعال، استهلاک انرژی، پیش‌تندگی، سازه دریایی.

Prestressing Effect on SMA Damper Aimed at Improvement of Seismic Performance of Marine Structures

M. Rostami M. Hamidia M. J. Mahmoudi

Abstract Structural control mechanisms are used as a reliable and efficient methods to enhance seismic performance and stability of structures. Ensuring the integrity and stability of civil infrastructures such as marine structures, especially oil platforms exposed to difficult environmental conditions, poses challenges that engineers strive to overcome. Introducing innovative methods and improving existing system performance can significantly aid in addressing these challenges. The objective of the present research is to investigate the effect of different levels of pre-stressing on shape memory alloy wires in a passive damper based on shape memory alloy and its impact on reducing the seismic response of marine structures. For this purpose, a simplified marine structure is modeled, and a structural control system with a passive damper using shape memory alloy is incorporated. The results of different scenarios after applying seven sets of scaled ground motions from far field earthquakes and time history analyses have been evaluated. The obtained results indicate that increasing the cross-sectional area of the wires and increasing their pre-stress level reduces the maximum displacement of the structure and improves the overall performance of the structural control system. Furthermore, considering three different scenarios for the frame, the influence of frame stiffness on the results has been assessed.

Key words Shape memory alloy, Passive control, Energy dissipation, Prestressing, Marine structure.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۹/۳ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۴/۲ می‌باشد.

(۱) دانشجو کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، مهندسی زلزله، دانشگاه شهید بهشتی، تهران.

(۲) استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران.

(۳) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران.

Email: mj_mahmoudi@sbu.ac.ir

مقدمه

افزایش نیاز و تقاضا برای انرژی منجر به کشف منابع جدید انرژی می‌گردد. سوخت‌های فسیلی تا به امروز تامین کننده عمده انرژی مورد نیاز بشر بوده که خود بخشی از منابع دریایی است. برای اکتشاف این انرژی از سکوها و سازه‌های دریایی استفاده می‌گردد [1]. علاوه بر آن کاربردهای فراوان دیگر اسکله‌ها و سازه‌های دریایی توجه ویژه‌ای به این نوع سازه‌ها و حفظ سرویس‌دهی مطلوب آن‌ها جلب می‌کند [2]. انواع مختلفی از سکوها دریایی موجود است که می‌توان آن‌ها را به سکوهایی با کف ثابت و سکوهایی شناور تقسیم کرد که دارای اهداف خاص و پیکربندی متفاوتی هستند.

سکوهای دریایی که در مدت زمان طولانی در محیط بسیار سخت اقیانوس قرار می‌گیرند، ناگزیر بارهای محیطی مختلفی اعم از امواج، جریان‌ها، یخ، بادهای و زلزله را تجربه می‌کنند [3] که ممکن است منجر به شکست فاجعه‌آمیز گردد. حتی در صورت پایدار ماندن سازه، لرزش ایجاد شده ناشی از بارها می‌تواند ناکارآمدی عملیات، خرابی تاسیسات عرشه و همچنین ناراحتی خدمه را در پیش داشته‌باشد. شایان ذکر است که کاهش دامنه ارتعاش یک سکوی دریایی به میزان ۱۵ درصد، می‌تواند عمر مفید را به میزان قابل توجهی افزایش دهد و همچنین منجر به کاهش هزینه نگهداری و بازرسی سازه‌ها شود [4].

اهمیت یافتن راه‌های جدید برای کاهش و به حداقل رساندن خسارات ناشی از زلزله دلیل اصلی تلاش‌های بسیاری است که برای رفع خطر لرزه‌ای، افزایش خدمت رسانی و قابلیت اطمینان زیرساخت‌های عمرانی انجام شده است [5]. استفاده از سیستم‌های کنترل سازه‌ای از موثرترین رویکردها در کاهش پاسخ لرزه‌ای و حفظ یکپارچگی و همچنین بهبود تاب آوری سازه‌ها [6,7] هستند که در مناطق مختلف بسته به نوع نیاز می‌توان از آن‌ها استفاده کرد. با توجه به مقدار انرژی مورد نیاز برای فعال‌سازی سیستم‌های کنترلی، سه دسته از سیستم‌های کنترل به عنوان سیستم‌های غیرفعال، نیمه فعال و فعال تقسیم‌بندی می‌گردند. میراگرهای مایع تنظیم شده [8]، میراگرهای ویسکوالاستیک و اصطکاکی [9,10]، میراگر جرمی تنظیم شده [11,12] و سیستم جداساز میرایی [13] نمونه‌هایی از سیستم‌های غیرفعال هستند. برای نمونه از سیستم کنترل نیمه‌فعال می‌توان از سیستم مبتنی بر الاستومرهای سیال مغناطیسی که در

سازه‌های دریایی مورد استفاده قرار گرفته [14] نام برد. همچنین میراگر جرم فعال و میراگر جرمی تنظیم شده فعال [15,16] نمونه‌هایی از سیستم‌های کنترل فعال می‌باشند. در سازه‌های دریایی به مانند سایر سازه‌ها از انواع مختلف سیستم‌های کنترل سازه‌ای استفاده شده و عملکرد آن‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. در مطالعات گذشته سازه‌های دریایی در شرایط مختلف و تحت اثر نیروی امواج، باد، زلزله و همچنین نشست و روانگرایی و غیره بررسی شدند [15-19].

در مطالعه واعظی و همکاران [20] اثر قرارگیری میراگر ویسکوز بر پاسخ دینامیکی سازه دریایی مورد بررسی قرار گرفت. همچنین سه مدل مختلف قرارگیری سیستم مهاربندی مطالعه شد. چن (Chen) و همکاران [21] در سال ۲۰۲۱ عملکرد میراگر جرمی تنظیم شده و میراگرهای جرمی تنظیم شده چندگانه در کنترل ارتعاشات ناشی از ترکیب بارهای باد، موج و جریان بر برج‌های توربین‌های فراساحلی بررسی کردند و مشاهده گردید استفاده از سیستم‌های کنترل سازه مذکور کاهش قابل توجهی در جابجایی و شتاب بالای توربین را در پیش دارد. در مطالعه‌ای که توسط زارعی و همکاران [22] صورت گرفت از میراگر نیمه فعال مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی (Shape memory alloy) و سیال مغناطیسی (Magnetorheological fluid) در سازه دریایی که بصورت یک درجه آزادی مدل سازی شده استفاده گردید و تحت نیروی زلزله مورد بررسی قرار گرفت. در مطالعه دیگری [1] پاسخ لرزه‌ای یک سکوی دریایی مجهز به میراگرهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی بررسی و تاثیر آن بر دامنه ارتعاشات سکوی دریایی مورد بحث قرار گرفته است. این مشخص گردید که با توجه به ویژگی‌های مطلوب از جمله مقاومت کافی در برابر خستگی، قابلیت اطمینان طولانی مدت و خواص مکانیکی مناسب، استفاده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی به عنوان میراگر برای سکوهایی دریایی مطلوب است.

در این پژوهش تاثیر پیش‌تندگی سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سیستم میرایی مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی بر بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دریایی مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور قاب یک درجه آزاد که به عنوان نمونه ساده شده سازه دریایی در نظر گرفته شده، در نرم‌افزار OpenSees [30] مدل گشت. میراگر مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی در قاب تعبیه شد و سه سطح مختلف پیش‌تندگی به سیم‌های سیستم اعمال

طور کلی، تغییر در ریز ساختارهای کریستالی مسئول خواص ذکر شده است که با توجه به این ویژگی‌ها آلیاژهای حافظه‌دار شکلی می‌توانند انرژی القایی بار خارجی را در طول فرآیند بارگذاری و باربرداری جذب کنند [25]. آلیاژهای حافظه‌دار شکلی با ساختار کاملاً آستنیتی رفتار سوپراالاستیسیته را نشان می‌دهند، در حالی که با ساختار مارتنزیت رفتار حافظه شکلی نمایان می‌گردد. در شکل (۱) تبدیلات فازی و شکل‌گیری ویژگی‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی نشان داده شده است. A_f, A_s, M_f, M_s به ترتیب بیانگر دمای شروع فاز مارتنزیت، دمای پایان فاز مارتنزیت، دمای شروع فاز آستنیت و دمای پایان فاز آستنیت می‌باشند همچنین E_A و E_M بیانگر مدول یانگ در فاز آستنیت و مارتنزیت هستند.

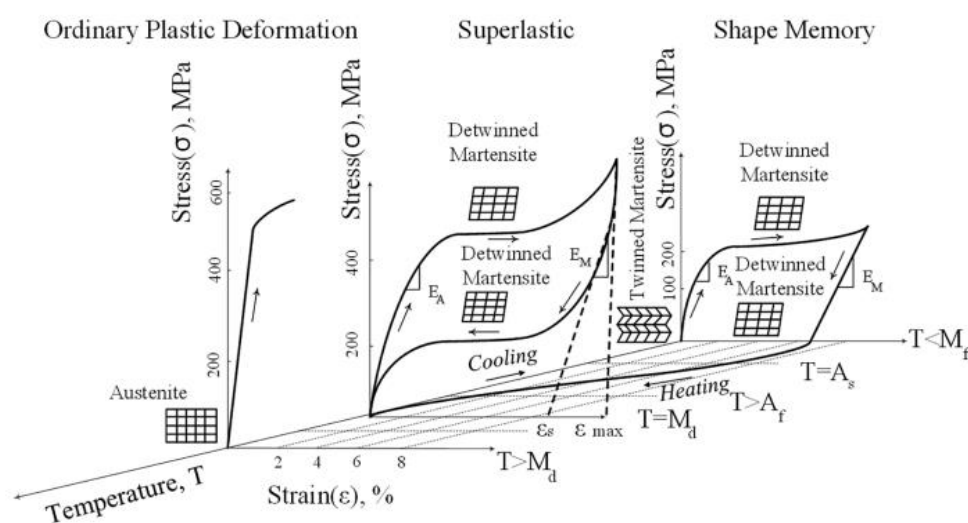
میراگرهای مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌طور گسترده در پل‌ها و ساختمان‌ها برای ارتقا رفتار سازه استفاده می‌شود. این میراگرها پاسخ ارتعاش را سرکوب کرده و جابجایی‌های نسبی مفصل را در سازه کاهش می‌دهند [26]. بدیهی است که سیستم‌های میرایی، رایج‌ترین سیستم‌های مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی در کاربردهای مهندسی عمران برای محافظت از سازه در برابر تحریکات خارجی هستند. این سیستم‌ها باعث افزایش جذب انرژی و قابلیت تمرکز مجدد، کاهش دررفت درون طبقه، جابجایی سقف و شتاب سازه‌ها می‌شود.

شد. همچنین اثر افزایش سطح مقطع سیم‌ها بر عملکرد سیستم میرایی غیرفعال مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی مورد ارزیابی قرار گرفته است. در ادامه برای در نظر گرفتن تاثیر سختی قاب بر نتایج، سه حالت مختلف برای قاب در نظر گرفته شد و بررسی گردید.

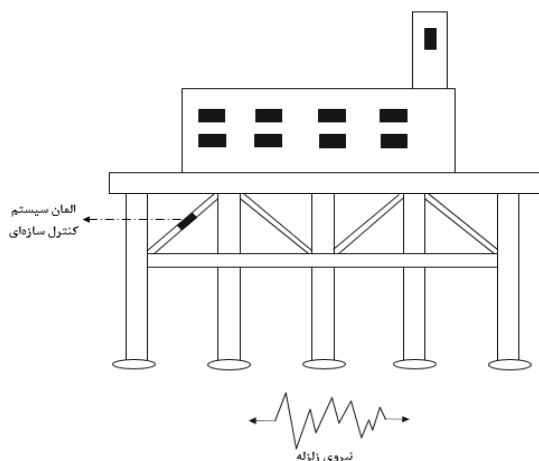
خواص مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی

آلیاژهای حافظه‌دار شکلی ارائه دهنده نسل جدیدی از مصالح هوشمند و دربردارنده قابلیت بازیابی شکل از پیش تعریف شده پس از تجربه یک کرنش بزرگ می‌باشند [23]. رفتار آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در سطح کلان ساختار در دو فاز مارتنزیت (Martensite) و آستنیت (Austenite) تقسیم می‌شود. فاز مارتنزیت فاز ضعیف‌تر بوده که در دمای پایین و تنش‌های بالا پایدار است و فاز آستنیت که فاز قوی‌تر است در دمای بالا و تنش‌های پایین پایدار است [23,24].

با تبدیل فاز آلیاژ حافظه‌دار شکلی خواص متمایزی پیدا می‌کند. هنگامی که این آلیاژ تحت کرنش بزرگ پلاستیک قرار می‌گیرد، می‌تواند با اعمال گرما شکل اصلی خود را بازیابی کند. این ویژگی با عنوان اثر حافظه شکلی (Shape memory effect) شناخته می‌شود. ویژگی مهم دیگر آن خاصیت سوپراالاستیسیته (Superelasticity) است که موجب بازیابی شکل اولیه خود از کرنش غیرخطی بصورت آنی و پس از حذف تنش می‌شود. به



شکل ۱ نمودار شمایک تنش-کرنش-دما آلیاژ حافظه‌دار شکلی [23]



شکل ۳ سازه دریایی مجهز به سیستم میرایی مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی

ارتفاع قاب ۳۶۵۷ میلی‌متر و طول دهانه آن ۷۳۱۴ میلی‌متر در نظر گرفته شد. سایر مشخصات لازم برای مدل سازی قاب مطابق پژوهش مرجع بوده و در بخش مدلسازی بیان شده‌است. قاب مذکور از دو ستون بدون جرم و یک کف صلب تشکیل شده است و در نتیجه قاب معادل یک سیستم یک درجه آزادی در نظر گرفته می‌شود.

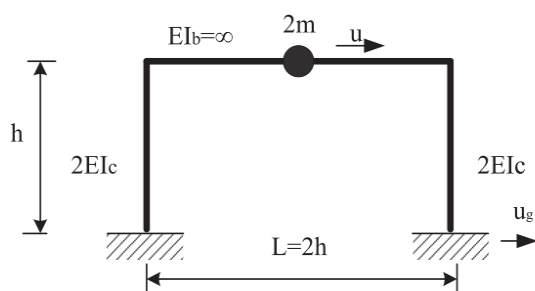
به منظور تعیین دقت و صحت سنجی قاب مدل شده، فرکانس زاویه‌ای طبیعی به دست آمده مطابق رابطه (۱) با پاسخ تحلیلی مقایسه می‌گردد:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1)$$

که در آن k و m سختی سازه و جرم قاب است. سختی برطبق رابطه (۲) محاسبه می‌گردد:

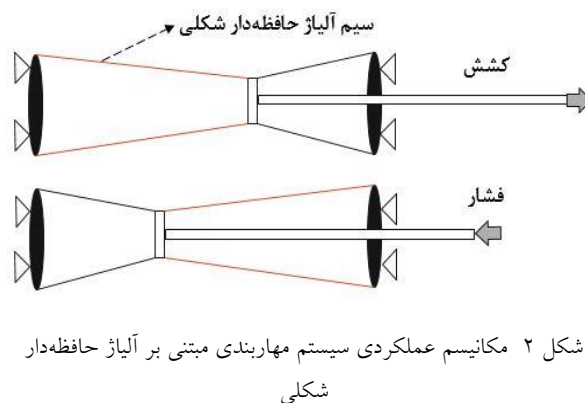
$$k = 24 \frac{(2EI_c)c}{h^3} \quad (2)$$

در این معادله E ، I_c و h به ترتیب نشان‌دهنده مدول یانگ، ممان اینرسی هر ستون و ارتفاع قاب هستند.



شکل ۴ شکل شماییک از سازه دریایی ساده شده [22]

سیستم میرایی مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی، سیستمی مرکزگرا می‌باشد. این سیستم دربردارنده خصوصیت‌های تأمین مکانیزم نیروی بازگرداندگی و تأمین مکانیزم جذب انرژی هست [27,28]. سیستم مذکور از سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی که بر روی سیلندر قرار گرفته تشکیل شده است. سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی بر طبق خاصیت سوپرالاستیسیته خود در این سیستم میرایی قرار گرفته‌اند. نحوه قرارگیری سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی به گونه‌ای است که فارغ از جهت بارگذاری، تحت کشش قرار می‌گیرند، مطابق شکل (۲) در مطالعه‌ای که توسط زارعی و همکاران [29] صورت پذیرفت، به منظور به کار گیری یک سیستم هوشمند در سازه‌های دریایی، سیستم میرایی مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی مورد ارزیابی قرار گرفت.



شکل ۲ مکانیزم عملکردی سیستم مهاربندی مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی

تحلیل قاب

در شکل (۳) نمونه‌ای از قرارگیری سیستم میرایی در سازه‌های دریایی نشان داده شده‌است [29]. به منظور بررسی رفتار دینامیکی سازه دریایی بدون سیستم میرایی و همچنین مقایسه با حالتی که سیستم میرایی در سازه موجود است و شرایط آن، از قاب ارائه شده در پژوهش زارعی و همکاران [3] استفاده شد، شکل (۴) قاب ارائه شده در این پژوهش به صورت ساده شده از یک طبقه و بدون هیچ سیستم اضافی که بر روی زمین ثابت شده تشکیل شده است. این قاب به عنوان یک نمونه ساده شده از سازه‌های دریایی بیان شده و مورد تحلیل قرار گرفته است [3,22]. رابطه معادله حرکت قاب تحت تحریک حرکت زمین در پژوهش‌های مذکور بیان گردیده است.

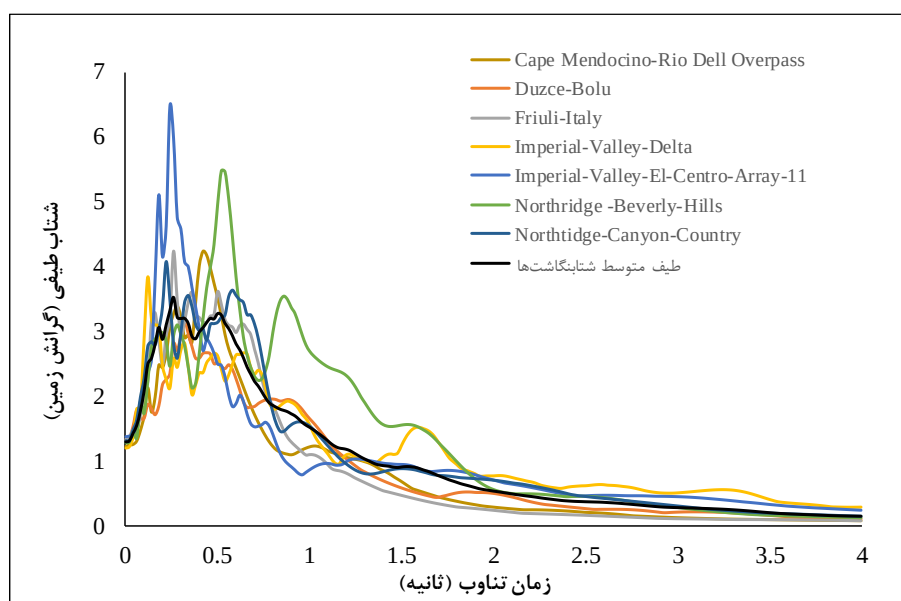
زلزله‌های ورودی

زمین انتخاب شده از نوع زلزله‌های مربوط به حوزه دور بوده و دارای بزرگای گشتاور بین ۶/۵ تا ۷/۱ می‌باشد. در شکل (۵) طیف شتابنگاشت‌ها با فرض میرایی پنج درصد رسم شده است. رکورد های زلزله مذکور مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ [30] مقیاس گردیده و با طیف آیین نامه مقایسه گشتند. برای این منظور ابتدا هر زوج شتابنگاشت به مقدار حداکثر شتاب خود مقیاس گردید و سپس میانگین طیف هفت زوج شتابنگاشت در محدوده ۰/۲ تا ۱/۵ برابر زمان تناوب سازه مطابق شکل (۶) با طیف آیین نامه مقایسه و مقیاس گردید.

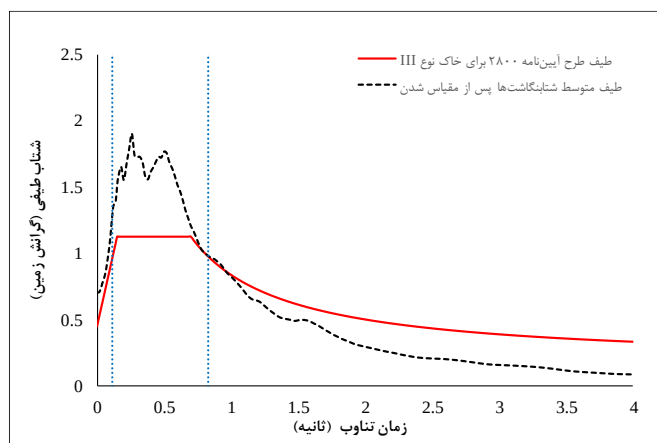
به منظور دستیابی به پاسخ دینامیکی سازه دریایی در حالت‌های مدنظر، سازه در معرض حرکات زمین قرار می‌گیرد. حالت‌های مورد بررسی شامل قاب بدون سیستم میرایی، قاب مجهز به سیستم میرایی با و بدون پیش‌تندگی و حالتی که سطح مقطع سیم‌های موجود در سیستم میرایی هوشمند افزایش می‌یابد است. برای این منظور هفت جفت حرکت زمین انتخاب شده و به سازه اعمال می‌گردد. ویژگی‌های هفت جفت حرکت زمین انتخاب شده در جدول (۱) آورده شده است. تمامی هفت جفت حرکت

جدول ۱ اسامی حرکات زمین مورد بررسی قرار گرفته در تحلیل

شماره	نام	ایستگاه	حداکثر شتاب زمین (g)	سال	بزرگای گشتاوری (Mw)
۱	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۰/۴۵	۱۹۹۲	۷/۰
۲	Duzce, Turkey	Bolu	۰/۸۲	۱۹۹۹	۷/۱
۳	Friuli, Italy	Tolmezzo	۰/۵	۱۹۷۶	۶/۵
۴	Imperial Valley	Delta	۰/۴۶	۱۹۷۹	۶/۵
۵	Imperial Valley	El Centro Array #11	۰/۳۹	۱۹۷۹	۶/۵
۶	Northridge	Beverly Hills – Mulhol	۰/۳۴	۱۹۹۴	۶/۷
۷	Northridge	Canyon Country-WLC	۰/۴	۱۹۹۴	۶/۷



شکل ۵ طیف حرکات زمین مورد استفاده در تحلیل سازه

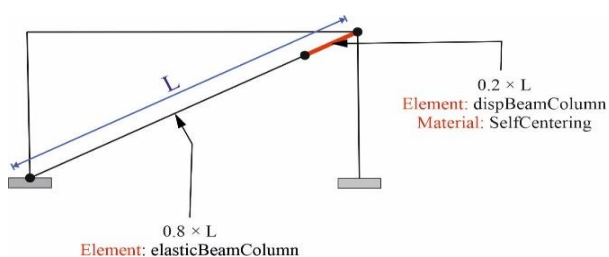


شکل ۶ مقایسه طیف مقیاس شده با طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای خاک نوع III

شده در قاب، تحت رکورد زلزله Beverly Hills – Mulhol را به تصویر کشیده است. به منظور بررسی اثر پیش‌تندگی بر سیستم، در کنار المان آلیاژ حافظه‌دار شکلی، یک المان با داشتن نقش فیوز و برای کنترل کردن مقدار پیش‌تندگی استفاده گردید.

جدول ۲ مشخصات مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی مورد بررسی [32]

مقدار	مشخصات مکانیکی
$۳۷۵۰۰ \text{ (kN/mm}^2\text{)}$	سختی اولیه
$۴۵۰۰ \text{ (kN/mm}^2\text{)}$	سختی پس از فعال‌سازی
۴۵۰ (MPa)	تنش فعال‌سازی رو به جلو (نیرو)
$۰/۸۶$	نسبت تنش فعال‌سازی به معکوس آن (نیرو)

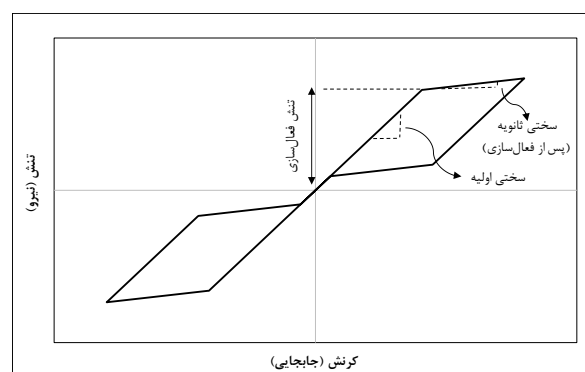


شکل ۸ نحوه قرارگیری و مدل‌سازی سیستم میرایی در قاب

قاب مورد مطالعه در حالت بدون سیستم میرایی، همراه با سیستم میرایی آلیاژ حافظه‌دار شکلی و سیستم ذکر شده با دو برابر کردن شعاع سیم‌ها مورد مطالعه قرار گرفت. به منظور بررسی اثر پیش‌تندگی در سیستم میرایی، با فرض پیش‌تندگی به میزان ۵٪، ۱۰٪ و ۱۵٪ تنش فعال‌سازی، بار دیگر قاب مذکور مورد مطالعه قرار گرفت.

مدلسازی

به منظور مدل‌سازی و بررسی قاب مورد مطالعه، از نرم‌افزار OpenSees 2.5.0 [31] استفاده گردید. به منظور مدل‌سازی تیر و ستون‌ها از المان elasticBeamColumn در نرم‌افزار استفاده گردید. مدول الاستیسیته و ممان اینرسی تیر و ستون‌ها به ترتیب $۲۰۶/۸۴$ کیلو نیوتن بر میلی‌متر مربع و $۱۰۶ \times ۱۳۳/۱۹$ میلی‌متر مکعب در نظر گرفته شد. وزن سقف ۱۰۰ کیلو نیوتن و میرایی رایلی دو درصد تعیین گردید [32].

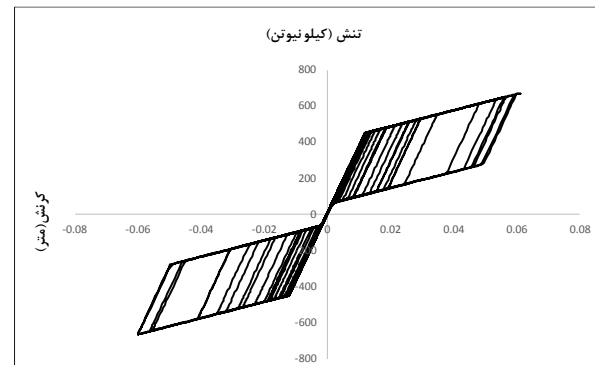


شکل ۷ نمودار رفتار تنش کرنش مصالح خود مرکزگرا

برای مدل کردن سیستم میرایی هوشمند مورد مطالعه در نرم‌افزار از مصالح خود مرکزگرا استفاده گردید. منحنی رفتاری این مصالح در شکل (۷) نشان داده شده است و همچنین مشخصات مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی مورد استفاده در جدول (۲) آورده شده است. نحوه قرارگیری و المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی میراگر در شکل (۸) نشان داده شده است [3,32]. شکل (۹) منحنی رفتار المان آلیاژ حافظه‌دار شکلی تعبیه

نتایج میزان جابجایی حداکثر قاب در شرایط مختلف در جدول‌های (۴) و (۵) ارائه شده‌است. با بررسی نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها مشاهده می‌گردد که قرار گرفتن سیستم میرایی در سازه کاهش جابجایی حداکثر را نتیجه می‌دهد. از نتایج جابجایی قاب در شرایط مورد مطالعه مشخص می‌گردد که با افزایش سطح مقطع سیم‌ها و پیش‌تینده کردن آن‌ها جابجایی حداکثر قاب کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش سطوح پیش‌تندگی، بهبود در عملکرد سازه تحت هر حرکت زمین مشاهده می‌شود. قرار گرفتن میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی در قاب، زمان تناوب آن را در حدود ۶ درصد کاهش می‌دهد. مطابق شکل (۸) مشاهده می‌گردد که به طور میانگین، افزایش سطح مقطع سیم‌ها به دو برابر میزان اولیه آن‌ها، بهبود عملکرد در کاهش جابجایی حداکثر سازه را ۲۵/۳ درصد نسبت به حالت اولیه سیستم میرایی و ۳۱/۷ درصد در مقایسه با حالتی که سیستم میرایی در سازه موجود نیست بهبود می‌بخشد. این در حالی است که اگر در حالت ذکر شده سیم‌ها به میزان ۱۵ درصد تنش فعال‌سازی پیش‌تینده گردند بهبود ۳۲/۲ و ۴۳/۶ درصدی در جابجایی حداکثر سازه حاصل می‌گردد.

تاثیر افزایش سطح پیش‌تندگی در بهبود عملکرد سازه، با افزایش سطح مقطع سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی رخ‌نمون بیش‌تری پیدا می‌کند. این نکته در شکل (۱۰) به صورت واضح دیده می‌شود. با دو برابر شدن سطح مقطع سیم‌ها عملکرد سیستم بهبود قابل توجهی پیدا می‌کند و این بهبود عملکرد با پیش‌تینده کردن سیم‌ها و افزایش سطح پیش‌تندگی افزایش می‌یابد. افزایش سطح مقطع سیم‌ها باعث افزایش سختی قاب نیز می‌گردد.



شکل ۹ منحنی تنش-کرنش المان آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت اثر رکورد زلزله Beverly Hills – Mulhol

در ادامه تاثیر پارامترهای سازه‌ای بر نتایج مورد مطالعه قرار گرفت. برای این منظور با تغییر سختی ستون‌ها با استفاده از تغییر مدول الاستیسیته آن‌ها سه حالت مختلف مطابق جدول (۳) ایجاد گردید. طول تیر و ستون‌های قاب در هر سه حالت یکسان است. لازم به ذکر است که حالت شماره ۲، حالت اصلی مورد مطالعه در این پژوهش است.

جدول ۳ مشخصات قاب‌ها

شماره	مدول الاستیسیته تیر (kN/mm ²)	مدول الاستیسیته ستون‌ها (kN/mm ²)	زمان تناوب اصلی قاب (sec)
۱	۲۰۶/۸۴	۱۵۰	۰/۶۴
۲	۲۰۶/۸۴	۲۰۶/۸۴	۰/۵۴
۳	۲۰۶/۸۴	۳۱۰	۰/۴۴

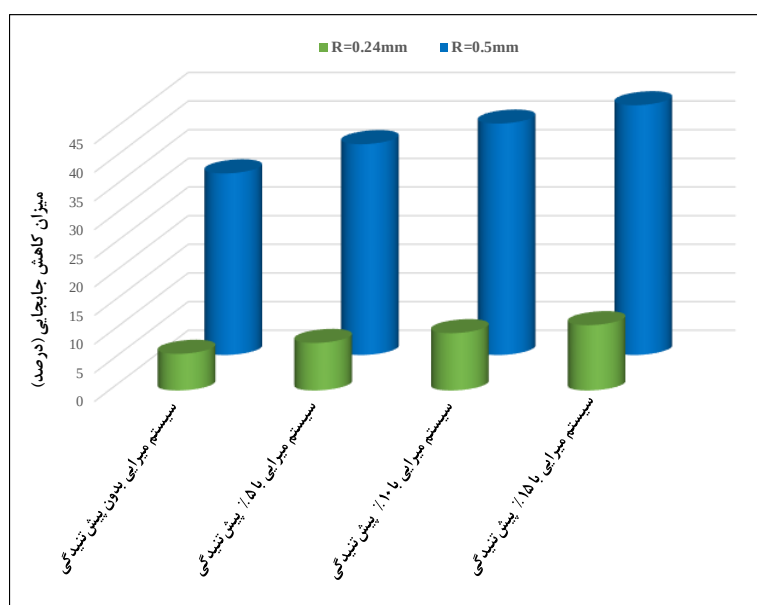
ارائه نتایج

جدول ۴ نتایج میزان جابجایی حداکثر سازه در حالت بدون وجود سیستم میرایی و همراه با سیستم میرایی اولیه در حالات مختلف

نام ایستگاه	جابجایی حداکثر سازه (میلیمتر)				
	بدون سیستم میرایی	همراه با سیستم میرایی	سیستم میرایی با ۵٪ پیش‌تندگی	سیستم میرایی با ۱۰٪ پیش‌تندگی	سیستم میرایی با ۱۵٪ پیش‌تندگی
Rio Dell Overpass	۹۱	۸۹	۸۹	۸۸	۸۷
Bolu	۱۱۱	۹۸	۹۶	۹۵	۹۲
Tolmezzo	۱۱۵	۱۰۸	۱۰۶	۱۰۵	۱۰۳
Delta	۸۱	۷۴	۷۳	۷۲	۷۱
El Centro Array #11	۸۵	۸۲	۸۰	۷۷	۷۶
Beverly Hills – Mulhol	۲۰۹	۲۰۳	۱۹۸	۱۹۳	۱۸۹
Canyon Country-WLC	۱۱۶	۱۰۱	۹۹	۹۸	۹۶

جدول ۵ نتایج میزان جابجایی حداکثر سازه در حالت بدون وجود سیستم میرایی و همراه با سیستم میرایی با دو برابر شدن شعاع سیم‌ها در حالات مختلف

نام ایستگاه	جابجایی حداکثر سازه (میلیمتر)				
	بدون سیستم میرایی	همراه با سیستم میرایی	سیستم میرایی با ۵٪ پیش‌تنیدگی	سیستم میرایی با ۱۰٪ پیش‌تنیدگی	سیستم میرایی با ۱۵٪ پیش‌تنیدگی
Rio Dell Overpass	۹۱	۸۱	۷۷	۷۶	۷۳
Bolu	۱۱۱	۶۶	۶۳	۵۸	۵۵
Tolmezzo	۱۱۵	۷۹	۷۳	۶۷	۶۴
Delta	۸۱	۶۳	۵۷	۵۲	۴۸
El Centro Array #11	۸۵	۶۶	۶۲	۶۰	۵۹
Beverly Hills – Mulhol	۲۰۹	۱۲۳	۱۱۲	۱۰۵	۹۸
Canyon Country-WLC	۱۱۶	۷۳	۶۶	۶۳	۶۰

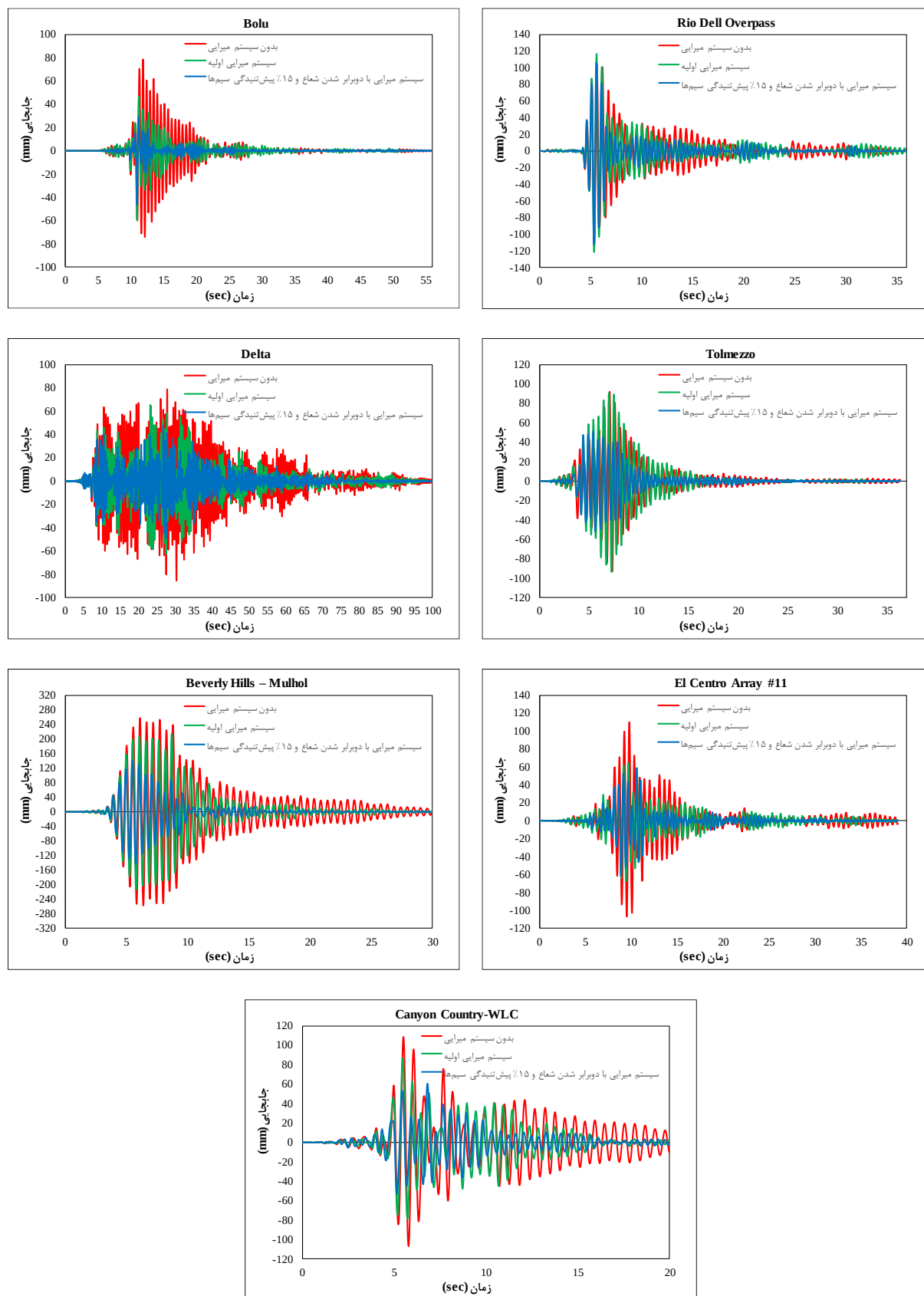


شکل ۱۰ میزان بهبود عملکرد سازه در حالات مختلف

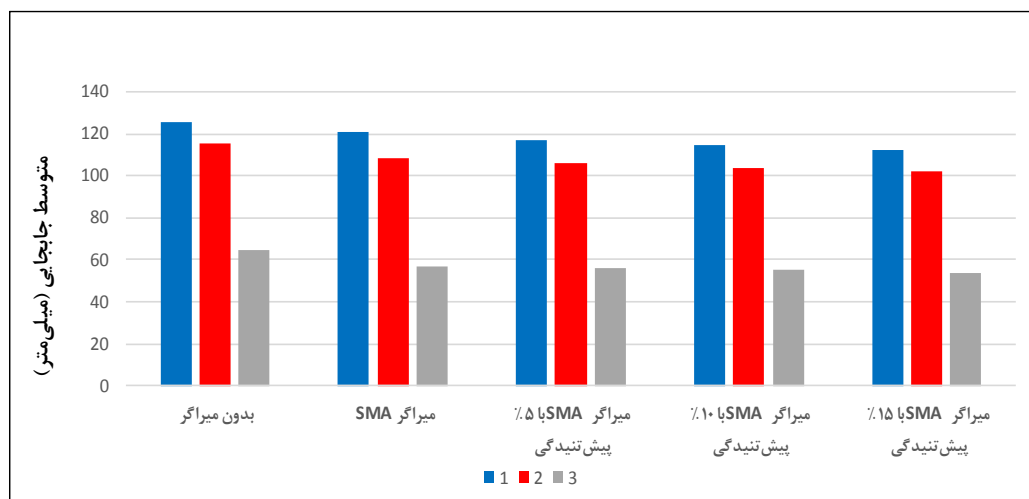
شماره‌های مورد استفاده در شکل مطابق جدول (۳) می‌باشد. به صورت کلی با افزایش سختی قاب جابجایی‌ها کاهش پیدا کرده است. میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی در حالت ۳ که سختی قاب بیش‌تر است، تأثیر بیش‌تری داشته و ۱۲ درصد کاهش جابجایی را حاصل کرده است. در مقابل در حالت ۱ و ۲ به ترتیب ۴ و ۶ درصد کاهش جابجایی نسبت به حالت بدون میراگر به دست آمده‌است. از نتایج به دست آمده مشخص گشت که اثر پیش‌تنیدگی با افزایش سختی قاب کم می‌شود به طوری که در حالت ۱ با ۱۵ درصد پیش‌تنیدگی ۷ درصد عملکرد میراگر بهبود یافته اما این میزان در حالت ۳، ۵ درصد است.

تاریخچه جابجایی برای حداکثر هر زوج شتابنگاشت در سه حالت قاب بدون سیستم میرایی، همراه با سیستم میرایی اولیه و همچنین برای حالتی که بهترین نتایج حاصل شده یعنی افزایش شعاع سیم‌ها به دو برابر میزان اولیه و ۱۵ درصد پیش‌تنیدگی، مطابق شکل (۱۱) ارائه شده‌است. کاهش دامنه جابجایی در این تصویر مشهود است.

به منظور بررسی اثر سختی قاب بر نتایج، سه حالت مختلف در بخش قبل بیان گردید. قاب‌های مورد نظر به مانند قسمت قبل به وسیله هفت زوج شتابنگاشت مورد تحلیل قرار گرفتند. در شکل (۱۲) نتایج متوسط جابجایی حداکثر قاب‌ها بیان شده‌است.



شکل ۱۱ تاریخچه جابجایی برای هفت زوج شتابنگاشت



شکل ۱۲ متوسط جابجایی با در نظر گرفتن سختی‌های مختلف برای قاب

نتیجه‌گیری

در این مقاله، قاب یک درجه آزادی به‌عنوان شکل ساده شده‌ای از سازه‌های دریایی، توسط نرم‌افزار OpenSEES مورد بررسی قرار گرفت. این قاب در چند مرحله و در شرایط مختلف به‌وسیله هفت جفت حرکت زمین مقیاس شده حوزه دور تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفت. به منظور بررسی اثر افزایش سطح مقطع سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی و همچنین تاثیر پیش‌تندگی بر عملکرد سیستم میرایی مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی، تحلیل مرحله‌ای سازه صورت گرفت که نتایج تحلیل‌ها به شرح زیر است:

۱. با افزایش سطح مقطع سیم‌ها در سیستم میرایی و دو برابر کردن شعاع آن‌ها، تاثیر سیستم میرایی در کاهش جابجایی حداکثر قاب به میزان ۲۵/۳ درصد بهبود می‌گردد.

۲. با افزایش سطح مقطع سیم‌ها در سیستم میرایی، میزان تأثیر پیش‌تندگی افزایش می‌یابد. در حالتی که نسبت به شرایط اولیه شعاع سیم‌ها دو برابر گشتند، در حالت بدون پیش‌تندگی ۲۵/۳ درصد و در حالت با پیش‌تندگی ۳۲/۲ درصد بهبود نسبت به حالت اولیه مشاهده گردید.

۳. سطوح پیش‌تندگی بالاتر، نتایج مطلوب‌تری در مقایسه با سطوح پایین‌تر پیش‌تندگی حاصل می‌کنند و این نتیجه با افزایش سطح مقطع سیم‌ها نمایان می‌گردد.

۴. بهترین عملکرد در حالتی که شعاع سیم‌ها به دو برابر میزان اولیه افزایش یافت و سیم‌ها ۱۵ درصد پیش‌تندیده شدند، حاصل شد.

۵. سیستم میرایی عملکرد کلی سازه را بهبود داده و استفاده از حالت نهایی، افزایش سطح مقطع و پیش‌تندگی سیم‌ها، در سازه‌های دریایی توصیه می‌گردد.

۶. با افزایش سختی قاب و کاهش زمان تناوب آن، اثر تعبیه میراگر بدون پیش‌تندگی بر کاهش جابجایی افزایش می‌یابد. در این حالت از تأثیر پیش‌تندگی سیم‌ها بر بهبود عملکرد کاسته می‌شود. با کاهش سختی قاب، اثر پیش‌تندگی افزایش یافته و به ۷ درصد می‌رسد.

پیشنهادهای

در این مقاله عملکرد سازه دریایی ساده شده در حالت‌های مختلف مجهز به سیستم میرایی مبتنی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی که در معرض نیروهای زلزله قرار گرفته مورد بررسی قرار گرفته است. سازه دریایی در معرض نیروهای احتمالی دیگر مانند نیروی باد و امواج می‌تواند مورد بررسی قرار گیرد. همچنین در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه می‌تواند بر دقت مدل سازه دریایی بیفزاید.

نشانه‌ها و علائم

دمای شروع فاز مارتنزیت	M_s
دمای پایان فاز مارتنزیت	M_f
دمای شروع فاز آستنیت	A_s
دمای پایان فاز آستنیت	A_f
مدول یانگ در فاز مارتنزیت	E_M

Shape Memory Effect	اثر حافظه‌شکلی	مدول یانگ در فاز آستنیت	E_A
Superelasticity	سوپر الاستیسیته	سختی	k
Austenite Phase	فاز آستنیت	جرم قاب	m
Martensite Phase	فاز مارتنزیت	ممان اینرسی ستون	I_c
Marine Structures	سازه‌های دریایی	ارتفاع قاب	h
Rayleigh damping	میرایی ریلی	واژه نامه	
Offshore Platforms	سکوه‌های دریایی		
Time History Analysis	تحلیل تاریخچه زمانی	Shape Memory Alloy	آلیاژ حافظه‌دار شکلی
OpenSees Software	نرم‌افزار اوپنسیس	Smart Material	مصالح هوشمند
سپاسگزاری		Magnetorheological Fluid	سیال مغناطیسی
		Structural Control System	سیستم کنترل سازه‌ای
		Damper	میراگر
		Self-Center System	سیستم مرکزگرا
بدینوسیله از شاهین زارعی که ما را در انجام این پژوهش راهنمایی کردند، صمیمانه تشکر می‌کنیم.			

مراجع

- [1] B. L. Zhang, Q. L. Han, X. M. Zhang, "Recent advances in vibration control of offshore platforms," *Nonlinear Dynamics*, vol. 89, pp. 755-771, (2017).
- [2] R. Amirabadi, H. Arbabi, A. Arezoumand, M. Saleh, "Evaluation of the Seismic Vulnerability of Piles and Metal Decks Due to the Aging of the Structure," *Civil Infrastructure Researches*, vol. 4, no. 2, pp. 71-79, (2019), <https://doi.org/10.22091/cer.2019.3738.1135>
- [3] S. Zareie, M. S. Alam, R. J. Seethaler, A. Zabihollah, "Effect of shape memory alloy-magnetorheological fluid-based structural control system on the marine structure using nonlinear time-history analysis," *Applied Ocean Research*, vol. 91, 101836, (2019). <https://doi.org/10.1016/j.apor.2019.05.021>
- [4] J. Ou, X. Long, Q. S. Li, Y. Q. Xiao, "Vibration control of steel jacket offshore platform structures with damping isolation systems," *Engineering Structures*, vol. 29, no. 7, pp. 1525-1538, (2007). <https://doi.org/10.1016/j.eng-struct.2006.08.026>
- [5] S. Zareie, M. Hamidia, A. Zabihollah, R. Ahmad, K. M. Dolatshahi, "Design, validation, and application of a hybrid shape memory alloy-magnetorheological fluid-based core bracing system under tension and compression," *Structures*, vol. 35, pp. 1151-1161, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.08.094>
- [6] M. Hamidia, R. Dalili Yazdi, "Seismic resiliency assessment of steel moment frames retrofitted with nonlinear viscous dampers under secondary earthquake," *Sharif Journal of Civil Engineering*, vol. 38.2, no. 1.2, pp. 51-65, (2022).
- [7] H. Fazaeli, A. Karamodin, "Semi-Active Control of Three-Story Benchmark Structure using a Wireless Sensor Network," *Journal of Civil Engineering Ferdowsi*, vol. 36, no. 2, pp. 73-88, (2023), <https://doi.org/10.22067/jfcej.2023.79624.1195>
- [8] Q. Jin, X. Li, N. Sun, J. Zhou, J. Guan, "Experimental and numerical study on tuned liquid dampers for controlling

- earthquake response of jacket offshore platform,” *Marine Structures*, vol. 20, no. 4, pp. 238-254, (2007). <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2007.05.002>
- [9] M. Hamidia, A. Filiatrault, A. Aref, “Simplified seismic sidesway collapse capacity-based evaluation and design of frame buildings with linear viscous dampers,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 18, no. 4, pp. 528-552, (2014). <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2013.876948>
- [10] S. H. Moghaddam, A. Shoostari, “Numerical Investigation of the Seismic Behavior of Self-Centering Post-Tensioned Concrete Wall System with Friction-Based Damper,” *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 35, no. 3, pp. 53-68, (2022).
- [11] M. Zarbilinezhad, A. Gholizad, “Assesment of the effect of the Tuned Mass Damper on the Seismic Performance of Isolated Steel Structures by using Endurance Time Analysis,” *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 36, no. 2, pp. 41-61, (2023), <http://dx.doi.org/10.22067/JFCEI.2023.80516.1208>
- [12] N. Khodaie, H. Teymouri, “Investigation of the effect of the mass and installation height of TMD system on the wind-induced vibration control of tall buildings,” *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 35, no. 4, pp. 53-72, (2022). <https://doi.org/10.22067/jfcei.2022.70265.1039>
- [13] M. Asadi, M. Ghassemieh, “Performance of Floor Isolation equipped with Shape memory alloys,” *Sharif Journal of Civil Engineering*, vol. 37, no. 2.1, 61-68, (2021).
- [14] D. Leng, H. Xiao, L. Sun, G. Liu, X. Wang, L. Sun, “Study on a magnetorheological elastomer-base device for offshore platform vibration control,” *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, vol. 30, no. 2, pp. 243-255, (2019). <https://doi.org/10.1177/1045389X18808398>
- [15] A. Pourzangbar, M. Vaezi, “Effects of pendulum tuned mass dampers on the dynamic response of jacket platforms,” *Ocean Engineering*, vol. 249, p. 110895, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.110895>
- [16] S. Chang, D. Kim, C. Chang, S. G. Cho, “Active response control of an offshore structure under wave loads using a modified probabilistic neural network,” *Journal of marine science and technology*, vol. 14, pp. 240-247, (2009).
- [17] S. Farahani, A. Barari, “A simplified procedure for the prediction of liquefaction- induced settlement of offshore wind turbines supported by suction caisson foundation based on effective stress analyses and an ML- based group method of data handling,” *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, vol. 52, no. 15, pp. 5072-5098, (2023). <https://doi.org/10.1002/eqe.4000>
- [18] S. Jothinathan, D. Kumar, “Semi-active control of jacket structure using MR damper and a deformation enhancement device under random ocean waves,” *Applied Ocean Research*, vol. 127, p. 103323, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.apor.2022.103323>
- [19] S. Chowdhury, A. Banerjee, S. Adhikari, “Enhancing seismic resilience of nonlinear structures through optimally designed additional mass dampers,” *International Journal of Non-Linear Mechanics*, vol. 162, p. 104717, (2024). <https://doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2024.104717>
- [20] M. Vaezi, A. Pourzangbar, M. Fadavi, S. M. Mousavi, P. Sabbahfar, M. Brocchini, “Effects of stiffness and configuration of brace-viscous damper systems on the response mitigation of offshore jacket platforms,” *Applied Ocean Research*, vol. 107, p. 102482, (2021). <https://doi.org/10.1016/j.apor.2020.102482>

- [21] D. Chen, S. Huang, C. Huang, R. Liu, F. Ouyang, "Passive control of jacket-type offshore wind turbine vibrations by single and multiple tuned mass dampers," *Marine Structures*, vol. 77, p. 102938, (2021). <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2021.102938>
- [22] S. Zareie, M. S. Alam, R. J. Seethaler, A. Zabihollah, "Stability control of a novel frame integrated with an SMA-MRF control system for marine structural applications based on the frequency analysis," *Applied Ocean Research*, vol. 97, p. 102091, (2020). <https://doi.org/10.1016/j.apor.2020.102091>
- [23] S. Zareie, A. S. Issa, R. J. Seethaler, A. Zabihollah, A. "Recent advances in the applications of shape memory alloys in civil infrastructures: A review," *Structures*, vol. 27, pp. 1535-1550, (2020). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.05.058>
- [24] J. M. Jani, M. Leary, A. Subic, M. A. Gibson, "A review of shape memory alloy research, applications and opportunities," *Materials & Design (1980-2015)*, vol. 56, pp. 1078-1113, (2014). <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.11.084>
- [25] G. Song, N. Ma, H. N. Li, "Applications of shape memory alloys in civil structures," *Engineering structures*, vol. 28, no. 9, pp. 1266-1274, (2006). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.12.010>
- [26] I. Mansouri, M. Safa, Z. Ibrahim, O. Kisi, M. M. Tahir, S. Baharom, M. Azimi, "Strength prediction of rotary brace damper using MLR and MARS," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 60, no. 3, pp. 471-488, (2016). <https://doi.org/10.12989/sem.2016.60.3.471>
- [27] E. Mohammadi Dehcheshmeh, V. Broujerdian, "Investigation of the Leaning Column Effect on Estimating of the Responses of Self-Centering Base-Rocking Walls under Far and Near Field Ground Motions," *Civil Infrastructure Researches*, vol. 8, no. 2, pp. 145-156, (2023). <https://doi.org/10.22091/cer.2022.7994.1373>
- [28] E. Mohammadi Dehcheshmeh, V. Broujerdian, "Investigation of the Behavior of Self-Centering Base-and Double-Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 34, no. 1, p. 53-76, (2021). <https://doi.org/10.22067/jfcei.2021.68094.1008>
- [29] S. Zareie, M. S. Alam, R. J. Seethaler, A. Zabihollah, "A novel shape memory alloy-based element for structural stability control in offshore structures under cyclic loading", *Ships and Offshore Structures*, vol. 15, no. 8, pp. 1748-5302, (2020). <http://dx.doi.org/10.1080/17445302.2019.1688920>
- [30] Regulations for design of buildings against earthquakes (standard 2800) - 4th edition
- [31] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves, "OpenSees command language manual," *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, pp.137-158, (2006).
- [32] S. Zareie, "Shape memory allow-magnetorheological fluid core bracing system," *University of British Columbia*, (2020).



Effect of Polypropylene Fibers Versus MacroBarchip on the Characteristics of Plastic Concrete

Research Article

Seyed Hosein Ghasemzadeh Mousavinejad¹ , Arian Darvishalinezhad², Masoud Saber Bazkiagourabi³

DOI: [10.22067/jfcei.2024.80952.1215](https://doi.org/10.22067/jfcei.2024.80952.1215)

1- Introduction

A method of controlling the leakage of water stored behind earthen dams is the use of watertight walls, in which plastic concrete materials are used. The waterproof walls have the characteristics of high flexibility, low permeability, and compressive strength proportional to the applied pressure. Therefore, they are used in areas with loose, weak, and highly permeable soil. The strength and permeability of plastic concrete are low, but its ductility is more than ordinary concrete. In conventional concrete, which is a semi-brittle material, failure occurs first at weak interfaces between the mortar and the grain, where cracks exist even before loading. For several decades, all kinds of fibers have been used to fix this mechanical defect of concrete. Moreover, due to low strength, cracks spread quickly in ordinary concrete and lead to breakage. Fibers are used to improve the breaking behavior of concrete. By using these fibers in concrete, the speed of crack propagation decreases and leads to ductility. Adding fibers improves the properties of concrete in a way that the randomly distributed fibers prevent the joining of microcracks to form a large crack and delay this process. Fibers enhance the strength of concrete to some extent and also mainly improve fatigue resistance, ductility, energy absorption capacity, and the life of concrete. These properties boost the resistance of the structure against impact, explosion, and earthquake. Fibers increase the fracture energy by stitching micro-cracks and shortening their width. The appropriate percentage of fiber addition in concrete, the method of mixing, and the economic and practicality of the methods need further investigation. Due to the presence of plastic concrete in the soil environment and its constant exposure to moisture, it is necessary to be careful in choosing the type of fibers so that it has a less negative impact on the efficiency and fluidity of concrete and can be justified from an economic point of view. Among the types of fibers [e.g., metal, glass, propylene, and polypropylene (PP)], the PP fibers have the best performance for adding to plastic concrete because of being hydrophobic and having a very low specific weight.

Due to their high ductility, these fibers are well distributed inside the concrete and perform well in not placing materials next to each other and unfavorable compaction. Considering the importance of plastic concrete and the increasing role of fibers in structural issues, this article examines the effect of macrosynthetic fibers in plastic concrete. The innovation of this research is the study of some characteristics of plastic concrete under the influence of barchip macrosynthetic fibers compared to PP fibers in plastic concrete, which has not been considered so far.

2- Materials

2-1- Cement. The cement used in the plastic concrete mixing project of the waterproof wall was type two of the Neka cement factory.

2-2- Bentonite. Bentonite plays an important role in making plastic concrete and the specifications of the used powder must be under the API standard.

2-3- Water. The quality of concrete mix water plays an important role in the final quality of hardened concrete. In this project, the drinking water of the city of Rahim Abad, from the districts of Rudsar, was used.

2-4- Fibers. In the experiments, two types of fibers manufactured by Nano Nakh Sirjan Company, PP with a length of 12 mm, and MacroBarchip fibers with a length of 30 mm were used.

3- Performed Tests

3-1- Determining the properties of fresh concrete. In the concrete slump test, the flow rate of concrete is measured in terms of being loose or stiff. The use of PP fibers reduces the amount of slump. The results of the tests on fresh concrete are shown in Table 1.

*Manuscript received February 5, 2023, Revised June 3, 2023, Accepted June 24, 2023.

1- Corresponding author. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran. **Email:** h.mosavi@guilan.ac.ir

2 MS.c. Student of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran.

3 Master of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran.

Table 1: Test results on fresh concrete

Sample	Slump Reduction (%)	Slump (mc)	Specific Weight Loss (%)	Specific Weight
C	-	22	-	2.1
0.3PP12	9.1%	20	1.4%	2.1
0.7PP12	34.1%	14.5	5.1%	2
1PP12	52.3%	10.5	5.1%	2
0.3M30	4.5%	21	2.3%	2.1
0.7M30	15.9%	18.5	3.7%	2.1
1M30	43.2%	12.5	3.7%	2.1

3-2- Ultrasonic Test. Ultrasonic testing of concrete, ASTM C597, is one of the non-destructive tests of concrete. By presenting the quality and relative strength and measuring the length and dimensions of cracks in concrete, this test allows designers and experts to make the right decision in the field of strengthening or verification of operations.

3-3- Compressive strength. The compressive strength test is performed to measure the quality of hardened concrete. Due to the low strength of plastic concrete, this test is performed according to the ASTM D4832 standard.

3-4- Determining the modulus of elasticity. This test was performed according to ASTM C469 on standard cylindrical samples with a diameter of 150 mm and a height of 300 mm at the age of 28 days.

3-5- Stress-Strain results. Cylindrical samples with a height of 300 mm and a diameter of 150 mm with fibers of 0.3%, 0.7%, and 1% were cured at a temperature of $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ in a water tank for 28 days. A compression and tension testing device with a capacity of 1000 kilonewtons was used to compress the samples. According to ASTM C469, a controllable loading speed with a constant strain of 0.2 mm/min was applied.

3-6- Permeability. The permeability test was performed according to the CRD-C48-92 standard [51] on cylindrical samples with a diameter of 150 mm and a height of 300 mm.

3-7- Scanning electron microscopy. One of the methods of producing microstructure images is scanning an electron beam on the sample surface by a scanning electron microscope (SEM). By this method, three-dimensional images of the microstructure of the sample are obtained.

4- Conclusion

Based on our results, the effect of 12 mm PP fibers and 30 mm barchip macrofibers caused a decrease in slump values and specific weight. The weight reduction of samples with PP fibers is 14.5% in the PP12 sample and 74.3% in 30 mm macrobarchip fibers in the 1M30 sample. The maximum slump reduction is 52.17% in PP fibers and 18% in macrofibers. The results of the ultrasonic test on the samples showed that the addition of fibers led to a decrease in the wave speed. The maximum value of this decrease was 9.47% in PP fibers in the 1PP12 sample and 14.17% in macrofibers in the 1M30 sample. Examining the results

of the 28-day compressive strength tests shows that fibers have a reducing effect on the compressive strength of plastic concrete. In the case of PP fibers, the maximum amount of this decrease is 27.20% in the 1PP12 sample and 23.32% in macrofibers in the 1M30 sample. The decline in the compressive strength results from the increase in replacement and can be related to the rise in porosity and weakness of the transfer zone. The results showed that the use of 0.3% PP fibers reduced the compressive strength due to the phenomenon of flocculation in concrete. The modulus of elasticity test was performed to determine the pre-peak stress-strain behavior of fiber plastic concrete. The results revealed that with increasing the amount of fibers, the modulus of elasticity decreases. In the case of PP fibers, the maximum amount of this reduction was 16.98% in sample 1PP12 and 24.70% in macrofiber in sample 1M30. According to the results of the stress-strain curve tests of plastic concrete, the change of the axial shape of plastic concrete increased with adding fibers. The normalized curves coincide regardless of the fiber percentage. Compared to the control sample, PP fibers raised permeability by 17% on average, while the permeability of the sample containing macrobarchip fibers was reduced by 30% on average compared to the control sample. The permeability of PP fibers in plastic concrete was higher than that of macrobarchip fibers. Therefore, the application of macrobarchip fibers is more suitable due to the low permeability in plastic concrete waterproof walls compared to the control plastic concrete sample. In the case of PP fibers, the maximum amount of increase in permeability in the 0.7 PP sample rose by approximately 49% and in macrobarchip fibers in 0.30M sample decreased by approximately 21%. The results of SEM images showed the disruption of the uniformity of plastic concrete and the creation of voids. As a result, it led to an increase in permeability and a decrease in the compressive strength.



تأثیر الیاف پلی پروپیلن در مقابل ماکرو بارچپ بر مشخصات بتن پلاستیک

مقاله پژوهشی

مسعود صابر بازکیاگورابی^(۳)

آرین درویشعلی نژاد^(۲)

سید حسین قاسم زاده موسوی نژاد^(۱)

DOI: 10.22067/jfcei.2024.80952.1215

چکیده بتن پلاستیکی به طور گسترده در ساخت دیوارهای بریده سدهای خاکی استفاده می‌شود. خواص مکانیکی و رفتار مصالح به کار رفته در ساخت چنین دیوارهایی به دلیل بارهای وارد بر پی و ضد آب بودن دیوار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. انرژی شکست مهمترین عامل تأثیرگذار در توصیف رفتار شکست در نظر گرفته می‌شود که در واقع مکانیسم ترک خوردگی بتن را توصیف می‌کند. این تحقیق با هدف بررسی اثر افزودن الیاف پلی پروپیلن ۱۲ میلیمتری و الیاف ماکرو بارچپ ۳۰ میلیمتری برای بتن پلاستیک تقویت کننده دیوارهای بریده انجام شده است. خواص مورد مطالعه عبارتند از: آزمایش تعیین اسلامپ مخلوط بتن، آزمایش اولتراسونیک بتن، مدول الاستیسیته، منحنی تنش-کرنش، نفوذپذیری بتن، میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) و مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه. نتایج به دست آمده از مخلوط های بتن تازه نشان می‌دهد که وزن مخصوص و اسلامپ برای هر دو نوع الیاف کاهش می‌یابد. بیشترین کاهش در الیاف پلی پروپیلن ۱۲، ۵۲، ۲۷٪ بود. نتایج آزمایش اولتراسونیک نشان دهنده کاهش ۹، ۴۷٪ سرعت موج برای الیاف پلی پروپیلن و ۱۴، ۱۷٪ برای الیاف های ماکرو است. بر اساس نتایج مقاومت فشاری ۲۸ روزه، افزودن الیاف باعث کاهش مقاومت فشاری شده است. بیشترین مقدار برای الیاف پلی پروپیلن ۲۰، ۲۷٪ و برای الیاف ماکرو ۲۳، ۳۲٪ بود. با توجه به نتایج مدول الاستیسیته، افزودن الیاف این ویژگی بتن پلاستیک را کاهش می‌دهد به طوری که بالاترین مقدار برای الیاف پلی پروپیلن ۱۶، ۹۸٪ و برای الیاف ماکرو بارچپ ۲۴، ۷۰٪ است.

واژه‌های کلیدی الیاف پلی پروپیلن، الیاف ماکرو، بتن پلاستیک، نفوذپذیری، سرعت امواج فرا صوت.

Effect of Polypropylene Fibers versus Macrobarchip on the Characteristics of Plastic Concrete

S. H. Ghasemzadeh Mousavinejad

A. Darvishalinezhad

M. Saber Bazkiagourabi

Abstract Plastic concrete is widely used in the construction of cut-off walls of earth dams. The mechanical properties and behavior of the materials used in the construction of such walls are of particular importance due to the loads on the foundation and the waterproofness of wall. Fracture energy is considered to be the most important influencing factor in the description of fracture behavior, which actually describes the cracking mechanism of concrete. This research aims to study the effect of adding 12 mm polypropylene fibers and 30 mm macrobarchip fibers to reinforce plastic concrete of cut-off walls. The studied properties include: concrete mix slump determination test, concrete ultrasonic test, modulus of elasticity, stress-strain curve, concrete permeability, scanning electron microscope (SEM) and compressive strength at the age of 28 days. The results obtained from fresh concrete mixtures show that the specific weight and slump are reduced for both types of fibers. The highest decrease in PP fibers was 52.27%. The results of the ultrasonic test indicate a 9.47% decrease in wave speed for PP fibers and 14.17% for macro fibers. Based on the 28-day compressive strength results, the addition of fibers have reduced the compressive strength as much as 27.20% for PP fibers and 23.32% for macro fibers. According to the results of the modulus of elasticity, adding fibers reduces this characteristic of plastic concrete. such that the highest value for PP fibers is 16.98% and 24.70% for macro fibers.

Key words Polypropylene Fibers, Macro Fibers, Plastic Concrete, Permeability, Ultrasonic Wave Velocity.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۱۱/۱۶ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۴/۳ می‌باشد.

Email: h.mosavi@guilan.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد عمران سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

(۳) دانش آموخته کارشناسی ارشد عمران سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

مقدمه

یک روش کنترل فرار آب ذخیره شده در پشت سدهای خاکی استفاده از دیوارهای آب بند است که در آنها از مصالح بتن پلاستیک استفاده می شود. دیوارهای آب بند دارای خصوصیات انعطاف پذیری بالا، نفوذپذیری کم و مقاومت فشاری متناسب با فشار اعمال شده است؛ از این رو در مناطقی با خاک پی سست، ضعیف و نفوذپذیری بالا کاربرد دارند. مقاومت و نفوذپذیری بتن پلاستیک پایین ولی شکل پذیری آن بیشتر از بتن معمولی است.

Padron و Zollo [1] اثر دو نوع الیاف پلی پروپیلن را در کاهش ترک های آبرفتگی پلاستیک در ملات سیمان و بتن بررسی کردند. آنان برای ایجاد ترک، بتن تازه را به مدت ۱۶ ساعت در معرض جریان هوا با سرعت ۲۲/۵ Km/h قرار دادند. نتایج تحقیقات نشان داد که استفاده از ۰/۱ درصد حجمی الیاف با طول ۱۹ mm در بتن، ترک ها را تا حدود ۲۰٪ مقدار نمونه بدون الیاف کاهش می دهد.

Ma و همکاران [2] با بررسی کامپوزیت های سیمانی تقویت شده با انواع مختلف الیاف از پلی پروپیلن، پلی استر، پلی اتیلن، نایلون و کربن برای مقاوم سازی مقاومت های فشاری، خمشی و برشی استفاده کردند. نتایج حاصل از اختلاط الیاف با بتن، نشان دهنده عملکرد مناسب الیاف بر روی خصوصیات فیزیکی بتن بود و باعث افزایش ۵٪ مقاومت فشاری و خمشی بتن شد.

Balaguru [3] به بررسی نقش الیاف در کاهش ترک کامپوزیت های سیمانی در دوره گیرش اولیه و نهایی پرداخت. با استفاده از قالب های مستطیلی با شیارهایی در کف برای تسریع ترک خوردگی در بتن ساخته شده با الیاف پلی پروپیلن با طول ۱۹mm دریافت که این الیاف در ملات های سیمانی، میزان ترک ها را به حدود ۶۰٪ ترک های نمونه بدون الیاف کاهش می دهد.

Berke و Dallaire [4] با استفاده از قالب های پیشنهادی استاندارد ICBO، برای بررسی اثر الیاف پلی پروپیلن در کاهش ترک های آبرفتگی پلاستیک بتن آزمایش هایی انجام دادند و نتیجه گرفتند که الیاف با طول بیشتر در کاهش ترک ها تأثیر چشم گیری دارد.

Soroushian و همکاران [5] ترک خوردگی انقباض

پلاستیک بتن مسلح به الیاف پلی پروپیلن را ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که الیاف پلی پروپیلن در ناحیه ترک خوردگی انقباض پلاستیک، حداکثر عرض ترک خوردگی را به ۰/۱ درصد کاهش می دهد. آنها همچنین نشان دادند که بتن مسلح به الیاف درازتر در ۰/۱ و ۰/۲ درصد ترک های کوچکتری ایجاد می کند. Alhozaimy و Soroushian [6] در پژوهش های خود با استفاده از الیاف پلی پروپیلن (با طول های ۱۲ و ۱۹ mm) با درصدهای اختلاط ۰/۱، ۰/۲، ۰/۳ و ۰/۴ درصد نسبت به وزن سیمان جهت مقاوم سازی مشاهده کردند که مقاومت فشاری تا ۷٪ و مقاومت خمشی تا ۸٪ افزایش می یابد.

Bernard [7] با مقایسه دوام بتن مسلح با الیاف ماکروسینتیک بارچپ HT48 و الیاف فولادی پس از ترک خوردگی در محیط های خورنده نشان داد که انرژی جذب شده پس از ترک در نمونه های حاوی الیاف فولادی با افزایش عرض ترک کاهش یافت. این شدت کاهش عملکرد نمونه های حاوی الیاف فولادی برای عرض ترک خوردگی تا ۰/۲ mm زیاد بود، اما بعد از آن با شیب کمتری دچار ضعف در عملکرد شدند. دوام شاکرتی حاوی الیاف ماکروسینتیک بارچپ در هر دو محیط آزاد و درون آب دریا بسیار مطلوب بود. به عبارتی افزایش عرض ترک منجر به بدتر شدن عملکرد جذب انرژی الیاف بارچپ نشد.

Bazant و Becq-Giraudon [8] اثر هندسه الیاف را بر ترک خوردگی انقباض بتن پلاستیک مطالعه کردند. در این بررسی چهار نوع از الیاف PP، سه نوع تک رشته ای (فلامنت) و یک نوع از الیاف شبکه ای با درصد مختلف به بتن در حین اختلاط اضافه شد و این نتایج به دست آمد: الیاف PP اثر زیادی بر کنترل ترک خوردگی انقباض پلاستیک بتن دارد. افزودن الیاف در ناحیه ترک خوردگی، ماکزیمم عرض ترک و تعداد ترک ها را کاهش می دهد و افزایش درصد حجمی الیاف در بتن، سبب افزایش تأثیر آن بر کنترل ترک خوردگی انقباض پلاستیک بتن می شود.

Murshid و Teklo [9] تأثیر الیاف پلی پروپیلن را با چهار درصد حجمی مختلف الیاف (صفر، ۰/۵، ۱ و ۱/۵ درصد) بر روی طاق خمشی بتن بررسی کردند. نتایج آزمایش ها نشان داد که با افزایش مقدار الیاف پلی پروپیلن در بتن، میزان جذب انرژی و به خصوص طاق خمشی بتن افزایش می یابد.

Bahmani و Mostofinejad [15] به بررسی خواص مکانیکی بتن با عملکرد بسیار بالای مسلح شده به الیاف پلی-پروپیلن و الیاف ماکروی مصنوعی (بارچپ) پرداختند. نتایج محققان نشان داد که هر سه نوع الیاف به کار رفته می‌توانند در بهبود مدول گسیختگی مؤثر باشند. اما فقط الیاف فولادی توانسته بر مقاومت فشاری تأثیر مثبت داشته است و سایر الیاف‌ها سبب کاهش مقاومت فشاری در بتن شدند.

Afzali Naniz و همکاران [16] به بررسی اثر الیاف میکرو و ماکروسنتتیک بر جمع‌شدگی ناشی از خشک‌شدن بتن پرداختند. بررسی نتایج نشان داد که استفاده از هر دو نوع الیاف میکرو و ماکرو در کنارهم بهترین عملکرد را در زمان ایجاد نخستین ترک و نیز کنترل عرض ترک داشته است.

امینی [17] به بررسی تأثیر الیاف پلیمری ماکروسنتتیک بر روی خصوصیات مکانیکی بتن تراورس پرداخت. با توجه به آزمایش‌های انجام شده بر روی بتن الیافی و مشاهده تأثیر الیاف MEX-200 در ترکیب با پودر میکروسلیس و فوق روان‌کننده بر روی رفتار بتن تراورس، مشخص شد که استفاده از مقدار مشخصی الیاف MEX-200 سبب بهبود مقاومت فشاری و مقاومت خمشی می‌شود.

باقری و همکاران [18] به مقایسه عملکرد الیاف پلیمری ماکرو و الیاف فولادی به لحاظ کنترل ترک‌خوردگی ناشی از جمع‌شدگی خشک‌شدن بتن پرداختند. نتایج محققان نشان داد که الیاف پلیمری ماکرو و الیاف فولادی در مقادیر کم و متوسط (۰/۲۵ و ۰/۵) درصد مصرفی عملکرد مشابهی داشت. آنها با ۰/۵ درصد مصرف الیاف توانستند عرض ترک‌ها را تا حدود ۵۰٪ کاهش دهند. با افزایش مقدار مصرف به ۱٪، عملکرد الیاف فولادی در کنترل ترک‌خوردگی و جمع‌شدگی بهتر از الیاف پلیمری ماکرو بود.

Eshta و Salighehzadeh [19] به مطالعه آزمایشگاهی خواص مکانیکی و دوام بتن حاوی دوده سیلیسی و الیاف بارچپ پرداختند و دریافتند که دوده سیلیس در کاهش جذب آب نیم‌ساعته و افزایش مقاومت ویژه الکتریکی، فشاری و خمشی بتن مؤثر بوده و با استفاده توأم از دوده سیلیس و الیاف بارچپ مقاومت خمشی بتن تا ۶۵٪ افزایش می‌یابد. همچنین افت مقاومت ویژه الکتریکی و افزایش مقاومت فشاری و جذب آب نیم‌ساعته با افزودن الیاف بارچپ به ترکیب بتن حاوی

Tahershamsi و همکاران [10] در یک بررسی آزمایشگاهی به مطالعه تأثیر نوع و میزان کانی‌های رسی بر مقاومت فشاری بتن پلاستیک پرداختند. نتایج پژوهش حاکی از آن بود که در ارزیابی مقاومت فشاری نمونه‌ها، افزودن رس بتونیتی پیامدهای مطلوب‌تری نسبت به رس کائولینیتی در بتن پلاستیک دارد.

Singh و همکاران [11] به بررسی مقاومت فشاری و خمشی نمونه‌های بتنی حاوی الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن پرداختند. آنها برای آزمایش مقاومت فشاری از قالب‌های مکعبی به ابعاد ۱۵۰×۱۵۰×۱۵۰ میلی‌متر و برای آزمایش مقاومت خمشی از قالب‌های مکعب مستطیل به ابعاد ۵۰۰×۱۰۰×۱۰۰ میلی‌متر استفاده کردند. نمونه‌های بتنی مسلح به ترکیب الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن با نسبت‌های ۱۰۰-۰٪، ۷۵-۲۵٪، ۵۰-۵۰٪، ۲۵-۷۵٪ و ۰-۱۰۰٪ از حجم کل بتن ساخته شد. آنها با انجام آزمایش‌ها دریافتند که بهترین ترکیب الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن، ترکیب ۷۵٪ الیاف فولادی و ۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن است.

مدرس و همکاران [12] به مطالعه تأثیر آب خلیج فارس بر خواص مقاومتی بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن پرداختند. آنها برای ساخت بتن از مصالح سنگی سیلیسی و سیمان پرتلند تپ ۵ استفاده کردند و دریافتند که مقاومت فشاری بتن با افزودن الیاف پلی‌پروپیلن کاهش می‌یابد و با افزایش میزان الیاف، تأثیر سوء شرایط مخرب خلیج فارس بر مقاومت فشاری بتن کاهش پیدا می‌کند. شرایط محیطی خلیج فارس باعث کاهش مقاومت خمشی بتن می‌شود؛ اما با افزودن ۳ kg الیاف پلی‌پروپیلن در هر متر مکعب بتن می‌توان تأثیر سوء شرایط محیطی خلیج فارس را بر مقاومت خمشی بتن خنثی کرد.

Kazemian و همکاران [13] تأثیر تغییرات بتونیت روی مشخصات فیزیکی بتن پلاستیک را مطالعه کردند. نتایج نشان داد که کاربرد بتونیتی که مشخصه خمیری بیشتری دارد به دلیل وجود آب کمتر در آن، سبب افزایش مقاومت فشاری بتن می‌گردد.

Mehmandoust Kotlar و همکاران [14] به بررسی اصلاح یک مدل رفتاری الاستو پلاستیک در بتن پلاستیک پرداختند. نتایج این شبیه‌سازی نشان داد مدل رفتاری اصلاح شده کارایی بسیار مناسبی در شبیه‌سازی رفتار مصالح بتن پلاستیک دارد.

دوده سیلیس مشهود است.

خداوندلو و اسدی زینالی [20] به بررسی بهینه‌یابی میزان مصرف الیاف ماکروسینتتیک در هم‌تنیده برای بهبود ویژگی‌های مکانیکی بتن پرداختند. مقایسه نتایج آزمون‌ها نشان داد که بتن‌های مسلح به الیاف، نسبت به بتن‌های معمولی مقاومت فشاری، خمشی و ضریب کشسانی بیشتری دارند.

رزاقیان قادیکلانی و همکاران [21] در پژوهشی به مطالعات آزمایشگاهی کارایی، رفتار مکانیکی و خصوصیات دوامی ملات سیمانی مسلح شده با الیاف بازالت و پلی‌پروپیلن پرداختند و دریافتند که استفاده هم‌زمان این دو الیاف تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت فشاری ملات سیمانی نداشته است؛ در حالی که نتایج، عملکرد مطلوب و قابل توجه الیاف‌های مذکور در افزایش مقاومت خمشی و کششی را نشان دادند. همچنین حضور هم‌زمان الیاف‌های بازالت و پلی‌پروپیلن موجب بهبود خصوصیات مکانیکی و دوامی ملات سیمانی می‌شود، در حالی که در صورت استفاده مجزا از هر یک از این الیاف‌ها دستیابی به چنین نتیجه مطلوبی دور از انتظار است.

رستمی نجف آبادی [22] و همکاران به مطالعه تأثیر آب دوستی الیاف ماکرو پلی‌پروپیلن بر خصوصیات مکانیکی بتن الیافی پرداختند و نتایج نشان داد از آنجا که آب یکی از ترکیبات بتن است، تمایل الیاف به خیس‌شدگی و جذب آب از عوامل تأثیر گذار در میزان چسبندگی الیاف به ماتریس بتنی به شمار می‌رود. عدم جذب رطوبت و خنثی بودن الیاف پلی‌پروپیلن موجب ایجاد پیوندهای ضعیف‌تری بین الیاف و ماتریس بتنی شده است. افزودن الیاف آب دوست به بتن در مجموع موجب افزایش ۱۱٪ مقاومت فشاری، ۴۵٪ مقاومت کششی و ۷۷٪ مقاومت خمشی بتن شده است. الیاف آب دوست ۵٪ مقاومت فشاری، ۷٪ مقاومت کششی و ۲٪ مقاومت خمشی بتن مسلح شده را در مقایسه با بتن مسلح شده با الیاف آب گریز ارتقاء بخشیده‌اند.

پاچیده و قلهکی [23] به مطالعه آزمایشگاهی اثرات افزودن الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن به بتن و مقاومت آن پس از دماهای مختلف پرداختند. نتایج نشان داد که اثرات آتش بر روی بتن حاوی الیاف فولادی آسیب بیشتری دارد. همچنین مقاومت فشاری و مدول گسیختگی در دمای ۲۵ درجه سانتی‌گراد و مقاومت کششی در دمای ۲۵۰ درجه سانتی‌گراد بیشترین مقادیر

را دارند. مقاومت فشاری و کششی بتن حاوی الیاف فولادی به ترتیب ۴۰٪ و ۵۰٪ بیشتر از بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن بود. با این حال قدرت خمشی آنها تقریباً برابر بود. با مقایسه مقاومت خمشی نمونه‌ها با ۴۰۰ و ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد می‌توان نتیجه گرفت که نمونه‌ها با ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد حدود ۱۰ تا ۴۰ درصد مقاومت بیشتری دارند.

پاچیده و قلهکی [24] به مطالعه آزمایشگاهی بر روی عملکرد بتن ریزدانه حاوی فنر فولادی بازیافتی در معرض شرایط اسیدی پرداختند و نتایج حاکی از آن بود که افزودن الیاف فولادی و فنر بازیافتی به ترتیب ۵۰ و ۶۰ درصد استحکام فشاری و کششی را بهبود می‌بخشد. علاوه بر این نمونه‌های حاوی فنر بازیافتی در مقایسه با نمونه‌های شامل الیاف فولادی در برابر محیط‌های اسیدی بهتر مقاومت می‌کنند. به طور کلی مشخص شد که به دلیل تفاوت ناچیز بین مقاومت نمونه‌ها، استفاده از فنر بازیافتی فلزی در بتن ریزدانه از نظر فنی و اقتصادی قابل توجیه است.

خلیلی و همکاران [25] به مطالعه آزمایشگاهی اثر دماهای بالا بر عملکرد بتن سبک پلاستیک حاوی الیاف‌های فولادی، پلی‌پروپیلن و شیشه پرداختند و دریافتند که الیاف فولادی در افزایش مقاومت فشاری و کششی بتن سبک پلاستیک بسیار مفید بود؛ به طوری که در بعضی از مراحل آزمایش مقاومت فشاری و کششی بتن را پس از حرارت به بیش از ۴۰٪ افزایش می‌دهد؛ اما الیاف پلی‌پروپیلن و شیشه به خاطر خصوصیات فیزیکی و ظاهری آنها در مقایسه با الیاف فولادی تأثیر اندکی در مقاومت فشاری و کششی بتن پس از حرارت داشته‌اند تا جایی که در دماهای ۵۰۰ و ۷۰۰ درجه، الیاف شیشه هیچ‌گونه تأثیری در افزایش مقاومت فشاری و کششی بتن سبک پلاستیک نداشته‌اند.

اسماعیلی و قهاری (۱۳۹۱) [26] در یادداشت تحقیقاتی به بررسی آزمایشگاهی تأثیر الیاف پلی‌پروپیلن بر رفتار بتن تراورس پرداختند. نتایج نشان داد که الیاف استفاده شده - وزن مخصوص پایینی دارند - از آنجا که جایگزین بخشی از مصالح بتن شده است، توانسته وزن مخصوص بتن را کاهش دهد. از سوی دیگر با توجه به ایجاد فضای خالی و افزایش تخلخل به وسیله الیاف در بتن، انتظار می‌رود که میزان روانی بتن کاهش پیدا کند. نتایج محققان در آزمایش مقاومت فشاری نشان داد که در تمام نمونه‌ها با افزایش الیاف پلی‌پروپیلن، مقاومت فشاری

دریافتند که در نسبت الیاف ۰/۰۰۳ بیشتر مشخصه‌های بتن معمولی و سبک کاهش می‌یابد و با نسبت الیاف ۰/۰۰۲ تغییر چندانی نمی‌کند که علت آن پخش نامناسب الیاف در نسبت‌های بالا است. محققان در آزمایش تعیین مدول الاستیسیته دریافتند که با افزودن نانوسیلیس به بتن‌های حاوی الیاف دو حالت پیش می‌آید. حالت اول مربوط به دانسیته بتن است که با افزودن نانوسیلیس دانسیته بتن افزایش می‌یابد و موجب افزایش مدول الاستیسیته می‌شود. حالت دوم نیز به خاصیت پرکنندگی نانوسیلیس مربوط می‌شود که تا جایی که خلل و فرج سیمان و بتن پر نشده باشد، افزایش نانوسیلیس موجب افزایش مدول الاستیسیته خواهد شد؛ ولی زمانی که مقدار نانوسیلیس بیش از حد در مخلوط افزایش می‌یابد موجب کاهش مدول الاستیسیته می‌شود [29].

فانلا و نامان در تحقیقات‌شان نشان دادند شاخه نرم شدگی پسایک منحنی تنش-کرنش فشاری بتن دارای الیاف فولادی صاف‌تر از بتن ساده به نظر می‌رسد. به عبارتی تنش در ناحیه پسایک در بتن دارای الیاف فولادی بیشتر است. معادلات روابط تنش-کرنش بتن ساده را نمی‌توان برای منحنی تنش-کرنش بتن الیافی بکار برد؛ چرا که این معادلات به مقدار الیاف استفاده شده در بتن بستگی خواهد داشت [30].

در بتن معمولی که ماده‌ای شبه ترد است، شکست ابتدا در سطوح ضعیف بین ملات و دانه اتفاق می‌افتد که در آن ترک‌هایی حتی قبل از بارگذاری وجود دارد. چندین دهه است که برای رفع این نقص مکانیکی بتن از انواع الیاف استفاده می‌شود. همچنین در بتن معمولی به دلیل طاقت پایین، ترک‌ها به سرعت گسترش یافته و منجر به گسیختگی آن می‌گردد. به منظور بهبود رفتار گسیختگی در بتن از الیاف استفاده می‌شود. با استفاده از این الیاف در بتن، سرعت گسترش ترک‌ها کاهش می‌یابد و منجر به شکل‌پذیری آن می‌گردد.

افزودن الیاف به بتن خصوصیات آن را بهبود می‌بخشد. الیاف که به صورت تصادفی پخش شده‌اند از به هم پیوستن میکرو ترک‌ها برای تشکیل یک ترک بزرگ جلوگیری می‌کنند و این فرآیند را به تعویق می‌اندازند. الیاف نه تنها مقاومت بتن را تا حدی افزایش می‌دهند؛ بلکه به طور عمده‌ای مقاومت در برابر خستگی، شکل‌پذیری، توان جذب انرژی و عمر بتن را نیز بهبود می‌بخشند. این خواص باعث بهتر شدن مقاومت سازه در مقابل ضربه، انفجار و زمین لرزه می‌شوند. الیاف، انرژی

کاهش پیدا کرده است؛ اما نمی‌توان رابطه ای خطی بین این دو عامل پیدا کرد. از مقدار الیاف $2 \frac{Kg}{m^3}$ و بیشتر از این مقدار، مقاومت فشاری به شدت کاهش پیدا کرده است. در مقدار الیاف $0.7 \frac{Kg}{m^3}$ مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد، کاهشی برابر ۸/۷ درصد را نشان داده است.

رزاقیان قادیکلانی و همکاران [21] در پژوهشی به مطالعات آزمایشگاهی کارایی، رفتار مکانیکی و خصوصیات دوامی ملات سیمانی مسلح شده به الیاف بازالت و پلی‌پروپیلن پرداختند و نتایج محققان در آزمایش مربوط به خواص بتن تازه نشان داد با افزایش درصدهای الیاف میزان کارایی (اسلامپ و میز جریان) ملات سیمانی کاهش می‌یابد و بیشترین کاهش مربوط به نمونه حاوی ۰/۱۲۵ درصد الیاف پلی‌پروپیلن (PBYY) به میزان ۲۹٪ برای اسلامپ و میز جریان است. بنابراین برای جبران کارایی در نمونه‌های حاوی الیاف با ثابت ماندن آب، میزان فوق روان‌کننده را افزایش داد. این پدیده را می‌توان به ساختار شبکه‌ای ایجاد شده توسط الیاف‌ها در کامپوزیت سیمانی نسبت داد که از روانی و جداسدگی در ملات جلوگیری می‌کنند [27]. همچنین با توجه به این که سطح مخصوص الیاف‌ها از سنگدانه‌ها بیشتر است، خمیر سیمان بیشتری اطراف الیاف قرار می‌گیرند که موجب افزایش لزجت ملات و کاهش کارایی آن می‌شود [28]. نتایج محققان در آزمایش سرعت پالس اولتراسونیک نشان داد که افزودن الیاف به ملات سیمانی سرعت پالس اولتراسونیک را نسبت به نمونه کنترل افزایش می‌دهد که نشان دهنده کاهش میزان حفرات موجود در کامپوزیت سیمانی است. نمونه حاوی ۰/۰۵ درصد الیاف پلی‌پروپیلن و ۰/۱۲۵ درصد الیاف بازالت (PBXY) بهترین عملکرد را در این آزمایش نشان داده است و میزان سرعت پالس التراسونیک را ۴/۹۲ درصد نسبت به نمونه کنترل افزایش داده است. نتایج محققان در ارتباط با آزمایش مقاومت فشاری نشان داد که افزودن الیاف بازالت و پلی‌پروپیلن تأثیر چندانی بر مقاومت فشاری ملات سیمانی نداشته است. نتایج حاکی از آن است که ترکیب هیبریدی ۰/۰۵ درصد الیاف پلی‌پروپیلن و ۰/۱۲۵ درصدی الیاف بازالت در کامپوزیت سیمانی (PBXY)، بیشترین افزایش مقاومت فشاری را به میزان ۱۵ درصد ۷ روزه و ۹/۳ درصد ۲۸ روزه نتیجه داده است [21].

محمودی و سیف الهی در پژوهشی تأثیر نانوسیلیس و الیاف پلی‌پروپیلن بر خواص مکانیکی و دوام بتن معمولی و بتن سبک را مورد مطالعه قرار دادند و در آزمایش مقاومت فشاری

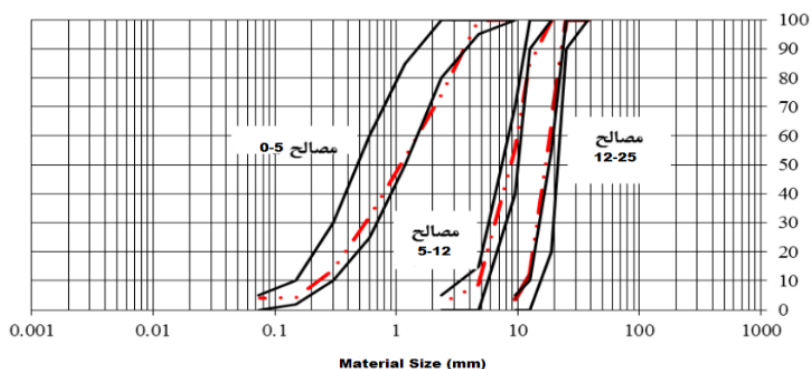
مصالح در کنار یکدیگر و تراکم نامطلوب، عملکرد خوبی دارند. با توجه به اهمیت موضوع بتن پلاستیک و نقش روزافزون الیاف‌ها در مباحث سازه‌ای، این مقاله به بررسی تأثیر الیاف ماکروسنتتیک در بتن پلاستیک می‌پردازد. نوآوری این تحقیق مطالعه برخی مشخصات بتن پلاستیک تحت تأثیر الیاف ماکروسنتتیک بارچپ در مقایسه با الیاف پلی‌پروپیلن در بتن پلاستیک است که تاکنون مورد توجه قرار نگرفته است.

دانه‌بندی

نمونه‌برداری مصالح سنگی ریزدانه و درشت‌دانه بر اساس استاندارد ASTM D75 [31] و آزمایش دانه‌بندی آنها مطابق با استاندارد ASTM C136 [32] انجام شد که نتایج آن در شکل (۱) و خصوصیات دیگر در جدول (۱) آمده است.

شکست را به وسیله دوختن میکرو ترک‌ها و کوتاه کردن عرض آنها افزایش می‌دهند.

از موارد قابل بررسی، درصد مناسب افزودن الیاف در بتن، نحوه اختلاط و بررسی اقتصادی و کاربردی بودن این روش است. با توجه به حضور بتن پلاستیک در محیط خاکی و در معرض رطوبت بودن دائمی آن، لازم است در انتخاب نوع الیاف دقت شود تا تأثیر منفی کمتری بر روی کارایی و روانی بتن داشته و از لحاظ اقتصادی نیز قابل توجیه باشد. در بین انواع الیاف نظیر فلزی، شیشه‌ای و پروپیلن، الیاف پلی‌پروپیلن بهترین عملکرد را برای افزودن به بتن پلاستیک داراست؛ زیرا علاوه بر خاصیت آب‌گریز بودن و تأثیر نامطلوب از حضور آب، وزن مخصوص بسیار کمی دارد. این الیاف به دلیل شکل‌پذیری بالا به خوبی در داخل بتن توزیع شده و در عدم قرارگیری



شکل ۱ منحنی دانه‌بندی مصالح مصرفی

جدول ۱ خصوصیات فیزیکی مصالح سنگی [39]

عنوان آزمایش	شن درشت	شن ریز	ماسه
ضریب نرمی (ASTM C۱۳۶) [32]	-	-	۳/۲
هم ارز ماسه‌ای (ASTM D۲۴۱۹) (%) [33]	-	-	۸۹
افت وزنی در مجاورت سولفات سدیم (ASTM C۸۸) (%) [34]	۱/۶	۱/۷	۰/۸
درصد مواد زیر الک ۲۰۰ (ASTM C۱۳۶) [32]	۰/۶	۰/۸	۴/۵
افت وزنی در مقابل سایش (لس آنجلس ASTM C۱۵۱ و ASTM C۵۳۵) [35,36]	A	C	-
	۵۰۰	۵۰۰	-
	۱۴	۲۳	-
	۵	۴	-
تطویل و تورق	۳	۲	-
	ظاهری	۲/۷۵۸	۲/۷۸۵
وزن مخصوص و جذب آب (ASTM C۱۲۷ و ASTM C۱۲۸) [37,38]	حقیقی	۲/۶۷۸	۲/۶۳۸
	جذب آب (%)	۱/۱	۱/۳
			۲

جدول ۲ مشخصات فیزیکی و شیمیایی سیمان [40]

نوع آزمایش	مقدار برای نمونه	مشخصات استاندارد تیپ 2
انبساط اتوکلاو (%)	۰/۰۸	۰/۸
مقاومت فشاری ۳ روزه بر حسب $(\frac{N}{mm^2})$	۲۶۳۰	۱۴۵۰
مقاومت فشاری ۷ روزه بر حسب $(\frac{N}{mm^2})$	۳۵۲۰	۲۴۷۰
مقاومت فشاری ۲۸ روزه بر حسب $(\frac{N}{mm^2})$	۴۷۷۰	-
نرمی به روش بلین بر حسب $(\frac{m^2}{kg})$	۲۹۲	۲۸۰
زمان گیرش اولیه بر حسب (Min)	۱۵۵	حداقل ۶۰
زمان گیرش ثانویه بر حسب (Min)	۲۵۰	حداکثر ۳۷۵
درصد دی اکسید سیلیسیم (SiO_2)	۲۰/۴۵	حداقل ۲۰
درصد اکسید آلومینیوم (Al_2O_3)	۵/۲	حداکثر ۶
درصد اکسید آهن (Fe_2O_3)	۳/۲۶	حداکثر ۶
درصد اکسید منیزیم (MgO)	۱/۱۷	حداکثر ۶
تری اکسید گوگرد (SO_3)	۳/۱۹	حداکثر ۳
افت وزنی در اثر حرارت	۲/۰۶	حداکثر ۳
باقی مانده نامحلول	۰/۱۹	حداکثر ۰/۸
درصد C_3A	۸	حداکثر ۸

مصالح مورد استفاده

سیمان

سیمان مصرفی در طرح اختلاط بتن پلاستیک دیوار آب بند از نوع تیپ دو کارخانه سیمان نکا است. جدول (۲) نتایج آزمایشات فیزیکی و شیمیایی سیمان مصرفی را نشان می دهد.

بتونیت

بتونیت در ساخت بتن پلاستیک نقش مهمی دارد؛ به گونه ای که مشخصات پودر مصرفی باید مطابق با استاندارد API باشد. برای افزودن پودر بتونیت به بتن ابتدا باید پودر را با نسبت مشخصی از آب مخلوط کرد تا با گذشت حداقل ۲۴ ساعت به صورت اشباع درآید. در این حالت امکان چرخش گل به وسیله پمپ نیز وجود دارد که به راحتی می توان گل بتونیت همگنی در سیلو ذخیره کرد و در حین ساخت بتن از آن استفاده نمود.

آب

کیفیت آب مخلوط بتن در کیفیت نهایی بتن سخت شده نقش مهمی ایفا می کند. ناخالصی های موجود در آب سبب اختلال در گیرش سیمان می گردند و به نحو نامطلوبی بر مقاومت بتن تأثیر

می گذارند و یا باعث ایجاد خوردگی میلگردها می شوند. آب مخلوط نباید حاوی مواد آلی نامطلوب یا مقادیر بیش از حد مجاز مواد معدنی باشد. در این پروژه از آب شرب شهر رحیم آباد از توابع رودسر استفاده شده است.

الیاف مورد استفاده

در آزمایش ها از دو نوع الیاف ساخت شرکت نانو نخ سیرجان، پلی پروپیلن PP به طول ۱۲ mm و الیاف ماکرو بارچپ به طول ۳۰mm استفاده شده است. این الیاف ها برای افزایش خاصیت ضد کشیدگی بتن، افزایش مقاومت در برابر خوردگی، افزایش عملکرد ضد تورمی بتن، نفوذ ناپذیر کردن مخازن، کاهش شکست در هنگام زلزله، جلوگیری از آسیب به تیرها و ... به کار می رود. الیاف پلی پروپیلن و ماکرو بارچپ برای سازه های در معرض تنش و خمش زیاد، لوله های تحت فشار کم، پل ها، راه ها، فرودگاه ها و سایر سازه های مهندسی کارایی دارد. شکل (۲) الیاف پلی پروپیلن مورد استفاده را نشان می دهد. این نوع الیاف به عنوان افزودنی برای تقویت و مسلح کردن بتن و مخلوط های سیمانی و گچی کاربرد دارد و باعث افزایش مقاومت خمشی، کششی، برشی و سایشی می شود. علاوه بر

طرح اختلاط نمونه‌ها

نسبت ریزدانه به درشت‌دانه بر حسب وزن بر اساس ASTM C12-22a [42] ۱:۱ محاسبه و مطابق جدول (۵) استفاده شد. وزن مخصوص کل سنگدانه‌ها به طور متوسط $\frac{gr}{cm^3}$ ۲/۶۶ و درصد جذب آب متوسط سنگدانه‌ها ۱/۵۹ اندازه گیری شد. نسبت ریزدانه به درشت‌دانه بر حسب وزن و بر اساس ASTM C-125 [43] نسبت سنگدانه‌های مانده روی الک شماره ۴ (۴/۷۵mm) است. همچنین مصالح ریزدانه، سنگدانه‌های عبوری از الک شماره ۴ و مانده روی الک شماره ۲۰۰ (۷۵ میکرومتر) است [39].

جدول ۵ میزان مصالح سنگی به کار رفته در طرح نمونه‌ها

اندازه دانه بندی (mm)	وزنی مصالح (%)	وزن (Kg)	وزن مخصوص (g/cm ³)	جذب آب (%)
۵-۰	۵۰	۶۷۳	۲/۶۴	۲
۱۲-۵	۲۰	۲۷۳	۲/۶۷	۱/۳
۲۵-۱۲	۳۰	۴۱۰	۲/۶۸	۱/۱۰

روند ساخت نمونه‌ها

برای بررسی تأثیر میزان الیاف، نمونه‌هایی با مقادیر مختلف الیاف ماکرو بارچپ و الیاف پلی‌پروپیلن تولید شد. برای اختلاط الیاف با بتن باید نخست این الیاف‌ها به وسیلهٔ اپراتور به شکل مناسب از هم جدا شده و سپس به مخلوط بتن اضافه شوند [44]. در روند ساخت نمونه‌های بتن الیافی بر اساس ACI، اختلاط بتن همراه با الیاف حدود یک دقیقه طول می‌کشد تا از مخلوط شدن الیاف با بتن اطمینان حاصل شود [45]. پس از پایان عمل اختلاط، آزمایش‌های بتن تازه روی مخلوط انجام می‌گیرد و سپس برای اجرای آزمایش مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته، مخلوط به درون قالب‌های منشوری mm ۱۵۰×۳۰۰ و استوانه‌ای mm ۱۰۰×۱۰۰×۳۵۰ ریخته می‌شود. نمونه‌ها پس از اعمال لرزش اولیه توسط میز ویریه به مدت ۲۴ ساعت درون قالب در اتاق مرطوب قرار می‌گیرد و در این مدت سطح نمونه‌ها به طور دائم توسط گونی مرطوب نگه داشته می‌شود. سپس قالب‌ها باز و بلافاصله برای عمل‌آوری درون مخزن آب در محدودهٔ دمای ۲۰ تا ۲۲ درجهٔ سانتی‌گراد

این، هنگام مخلوط شدن با بتن سبب ته‌نشین شدن و افزایش وزن بتن نمی‌شود و محیط قلیایی بتن را از بین نمی‌برد. در جدول (۳) و (۴) مشخصات الیاف ماکرو بارچپ و پلی‌پروپیلن آمده است.



شکل ۲ الیاف پلی‌پروپیلن استفاده شده

جدول ۳ مشخصات الیاف ماکرو بارچپ [41]

مقدار	نمونه
۰/۹۱	چگالی (gr/cm ³)
۵۴-۵۰-۴۰-۳۸-۳۰	طول (mm)
امباسینگ یا کبریتی یا بارچپ	شکل
۴۵۰-۶۵۰	مقاومت کشش (Mpa)
۳۵۰۰-۶۰۰۰	مدول الاستیک (Mpa)
۱/۱ ± ۰/۲ (mm)	قطر معادل
ندارد	جذب آب
≥ ۱۶۰	نقطه ذوب (°C)
۷-۱۰	سختی Tenacity

جدول ۴ مشخصات الیاف پلی پروپیلن مصرفی [41]

مقدار	مشخصات
۱۰۰٪ PP	نوع جنس
سفید و مشکی	رنگ ظاهری
۰/۹۱	وزن مخصوص (gr/cm ³)
۳۵، ۲۳	قطر (میکرون)
۴۰۰	مقاومت کششی (MPa)
۱۶۵	محدوده ذوب (°C)
بالا	مقاومت در برابر اسیدها و قلیاها
بالا	مقاومت در برابر نمک
۰/۶-۱	طول برش (mm)
۸۰	درصد ازدیاد طول (%)
۵-۳	غوطه وری در آب (S)

به طرح اختلاط نمونه‌ها در جدول (۵) و (۶) آمده است. در بیان نتیجه‌ها به ترتیب بتن پلاستیک فاقد الیاف با C (بتن کنترل)، بتن دارای الیاف پلی‌پروپیلن با PP و بتن دارای الیاف ماکرو بارچپ با M نمایش داده شد. عدد قبل و بعد از نوع الیاف به ترتیب درصد و طول الیاف مصرفی را بیان می‌کند. برای مثال بتن پلاستیک حاوی ۰/۷ درصد حجمی از الیاف پلی‌پروپیلن ۱۲ mm به شکل 0.7 PP12 و بتن دارای ۰/۳ درصد الیاف ماکرو بارچپ ۳۰ mm به شکل 0.3M30 نوشته شده است. جدول ۵ میزان مصالح سنگی به کار رفته و جدول (۶) میزان مصالح مصرفی به کار رفته در طرح نمونه‌ها را نشان می‌دهد.

گذاشته می‌شود. می‌توان الیاف را قبل، بعد یا در حین مخلوط شدن به مخلوط بتن اضافه کرد؛ ولی برای سهولت پخش باید به صورت خشک وارد مخلوط شود. باید توجه داشت در فرآیند ساخت بتن الیافی از ایجاد پدیده گلوله‌ای شدن که به دلیل استفاده از مقادیر زیاد و نادرست الیاف رخ می‌دهد جلوگیری به عمل آید؛ زیرا در این صورت پدیده انسداد در بتن صورت گرفته و اثر الیاف عملاً از بین خواهد رفت. پخش الیاف در حجم بتن به صورت نامنظم امکان مهار نیروهای داخلی را از جهات مختلف مهیا می‌سازد. عموماً درصد حجم الیاف به بتن ۳ ~ ۰/۱ درصد است که در این مطالعه با توجه به کارایی بتن به ۱٪ محدود شده است. اطلاعات مرتبط

جدول ۶ میزان مصالح مصرفی در طرح نمونه‌ها

نمونه	سیمان ($\frac{Kg}{m^3}$)	بتونیت ($\frac{Kg}{m^3}$)	سنگدانه‌ها ($\frac{Kg}{m^3}$)	آب ($\frac{Kg}{m^3}$)	درصد حجمی الیاف پلی‌پروپیلن	درصد حجمی الیاف ماکرو بارچپ
C	۱۸۰	۲۵	۱۳۵۵	۴۰۱	۰	۰
۰/۳PP۱۲	۱۸۰	۲۵	۱۳۵۵	۴۰۱	۰/۳	۰
۰/۷PP۱۲	۱۸۰	۲۵	۱۳۵۵	۴۰۱	۰/۷	۰
۱PP۱۲	۱۸۰	۲۵	۱۳۵۵	۴۰۱	۱	۰
۰/۳M۳۰	۱۸۰	۲۵	۱۳۵۵	۴۰۱	۰	۰/۳
۰/۷M۳۰	۱۸۰	۲۵	۱۳۵۵	۴۰۱	۰	۰/۷
۱M۳۰	۱۸۰	۲۵	۱۳۵۵	۴۰۱	۰	۱

جدول ۷ نتایج آزمایش روی بتن تازه

نمونه	درصد کاهش اسلامپ	اسلامپ (mc)	درصد کاهش وزن مخصوص	وزن مخصوص
C	-	۲۲	-	۲/۱۴
۰/۳PP۱۲	۹٪	۲۰	۱٪/۴۰	۲/۱۱
۰/۷PP۱۲	۳۴٪	۱۴/۵	۵٪/۱۴	۲/۰۳
۱PP۱۲	۵۲٪/۳	۱۰/۵	۵٪/۱۴	۲/۰۳
۰/۳M۳۰	۴٪/۵	۲۱	۲٪/۳۴	۲/۰۹
۰/۷M۳۰	۱۵٪/۹	۱۸/۵	۳٪/۷۴	۲/۰۶
۱M۳۰	۴۳٪/۲	۱۲/۵	۳٪/۷۴	۲/۰۶

نتایج آزمایشات

تعیین خواص بتن تازه

کارایی تعیین کننده سهولت ریختن بتن و مقاومت در برابر جدایشی تعریف می شود. یکی از روش های تعیین کارایی بتن، روش اندازه گیری اسلامپ آن است که برای بتنی که به روش لوله ترمی اجرا می شود مطابق مشخصات فنی برابر با ۲۲-۱۸ سانتی متر است. باید توجه داشت که به دلیل استفاده از پودر بتونیت در بتن پلاستیک و خاصیت چسبندگی بالای آن، موضوع جدایی دانه ها در این نوع بتن متغی است. در آزمایش اسلامپ بتن مقدار روانی بتن از لحاظ شل یا سفت بودن آن اندازه گیری می شود. استفاده از الیاف پلی پروپیلن مقدار اسلامپ را کاهش می دهد. نتایج حاصل از آزمایش ها بر روی بتن تازه در جدول (۷) آمده است. با افزایش مقدار درصد الیاف، مقدار وزن مخصوص در تمام نمونه ها کاهش می یابد. این موضوع به لحاظ فیزیکی به راحتی قابل تفسیر است؛ چرا که الیاف استفاده شده که وزن مخصوص پایین دارد، جایگزین بخشی از مصالح بتن می گردد و وزن مخصوص آن را پایین می آورد. از سوی دیگر با توجه به ایجاد فضای خالی و افزایش تخلخل توسط الیاف انتظار می رود میزان روانی آن کاهش یابد. این کاهش نشان دهنده تأثیر منفی فضای خالی ایجاد شده در بتن است. این به آن معناست که با افزایش الیاف پلی پروپیلن، کارایی بتن کاهش پیدا کرده و به همین دلیل زمان ریختن بتن در قالب، تراکم به خوبی صورت نگرفته و در نتیجه این موضوع باعث افزایش تخلخل و کاهش مقاومت شده است. در مورد الیاف با طول بیشتر، مقدار کاهش اسلامپ نیز زیاده تر است که این موضوع به دلیل وجود سطح بزرگتر الیاف درگیر در مخلوط بتنی است. به عبارتی می توان دو کمیت مقدار و طول الیاف را بر تغییرات اسلامپ تأثیرگذار دانست.

تست اولتراسونیک

تست التراسونیک بتن از جمله آزمایش های غیرمخرب بتن محسوب می شود. این آزمایش با ارائه کیفیت، مقاومت نسبی، اندازه گیری طول و ابعاد ترک های موجود در بتن، به طراحان و کارشناسان در زمینه طرح های مقاوم سازی، تقویت، یا صحت سنجی عملیات، امکان تصمیم گیری درست را می دهد. از طریق این آزمایش تعیین یکنواختی بتن در یک عضو سازه

یا بین اعضای آن، کشف وجود ترک و اندازه گیری عمق آن و دیگر نارسایی ها (مانند منافذ، مدول الاستیسیته، ضریب پواسون دینامیکی و ...) را می توان بررسی کرد. همچنین تخریب ترک خوردگی سازه بتنی با این روش ممکن است. باید سرعت پالس را مستقل از ابعاد نمونه مورد آزمایش در نظر گرفت. سرعت پالس مافوق صوت تحت تأثیر خواص الاستیک و مکانیکی بتن قرار دارد [46]. بنابراین متغیر بودن سرعت پالس در طول مسیرهای مختلف در سازه، نشانه تغییر در کیفیت بتن به شمار می آید. برقراری رابطه تجربی بین سرعت پالس با مدول الاستیسیته استاتیکی و دینامیکی و مقاومت بتن امکان پذیر است؛ ولی این روابط تحت تأثیر برخی عوامل مانند نوع و مقدار سیمان، مواد افزودنی، نوع و اندازه سنگدانه ها، شرایط عمل آوری و سن بتن قرار دارد.

مولد الکترو صوتی، تولید کننده پالس ارتعاشات طولی است. این مولد روی سطح بتن تحت آزمایش قرار داده می شود. پس از عبور پالس از طول معین L از بتن، ارتعاشات پالس به وسیله مولد ثانویه (گیرنده) به علامت الکتریکی تبدیل می گردد. مدار الکتریکی دستگاه قادر است که زمان عبور پالس را بر حسب میکروثانیه T اندازه گیری کند. سرعت پالس V بر حسب $\frac{Km}{s}$ یا $\frac{m}{s}$ از رابطه (۱) به دست می آید.

$$V = \frac{L}{T} \quad (1)$$

که در آن L طول مسیر پالس (متر) و T زمان عبور پالس (ثانیه) و یا مدت زمان عبور پالس از طول L است.

اساس کار این آزمایش بر مبنای سرعت عبور امواج پالسی ماورای صوت از میان نمونه های بتنی است. نتایج به دست آمده از تست اولتراسونیک روی نمونه های مکعبی شکل ۱۰ cm در جدول (۸) آمده است.

جدول ۸ نتایج تست اولتراسونیک نمونه ها

نمونه	زمان عبور امواج (μsec)	سرعت عبور امواج $\frac{Km}{Sec}$
C	۳۸	۲/۶۳
۰/۳PP۱۲	۳۹/۲	۲/۵۵
۰/۷PP۱۲	۴۱/۴	۲/۴۲
۱PP۱۲	۴۲	۲/۳۸
۰/۳M۳۰	۴۰/۲	۲/۴۹
۰/۷M۳۰	۴۳/۵	۲/۳۰
۱M۳۰	۴۴/۳	۲/۲۶

از نتایج چنین بر می آید که سرعت عبور امواج با افزایش درصد الیاف روند کاهشی داشته است؛ به طوری که در ۰٪/۷، ۰٪/۳ و ۱٪ از الیاف PP کاهش سرعت ۳/۰۰٪، ۸٪/۱۶ و ۹٪/۴۷ و در ۰٪/۳، ۰٪/۷ و ۱٪ از الیاف ماکروبارچیپ این کاهش به ترتیب ۵٪/۳۲، ۱۲٪/۵۹ و ۱۴٪/۱۷ است. با توجه به افزایش خلل و فرج موجود در بتن پلاستیک با افزودن الیاف، این روند کاهشی توجیه پذیر به نظر می رسد. همچنین می توان کیفیت بتن را بر اساس نتایج آزمایش سرعت تعیین کرد. مطابق جدول (۹) و بر اساس نتایج به دست آمده، تمام نمونه ها در رده بتن های با کیفیت ضعیف دسته بندی می شوند. محققان در آزمایش اولتراسونیک در مطالعه پژوهشی به نتایج دیگری دست یافتند:

جدول ۹ طبقه بندی کیفیت بتن بر اساس آزمایش اولتراسونیک [47]

سرعت پالس صوتی ($\frac{Km}{s}$)	کیفیت بتن
بیشتر از ۴/۵	عالی
۳/۵ تا ۴/۵	خوب
۳ تا ۳/۵	مشکوک
۲ تا ۳	ضعیف
کمتر از ۲	خیلی ضعیف

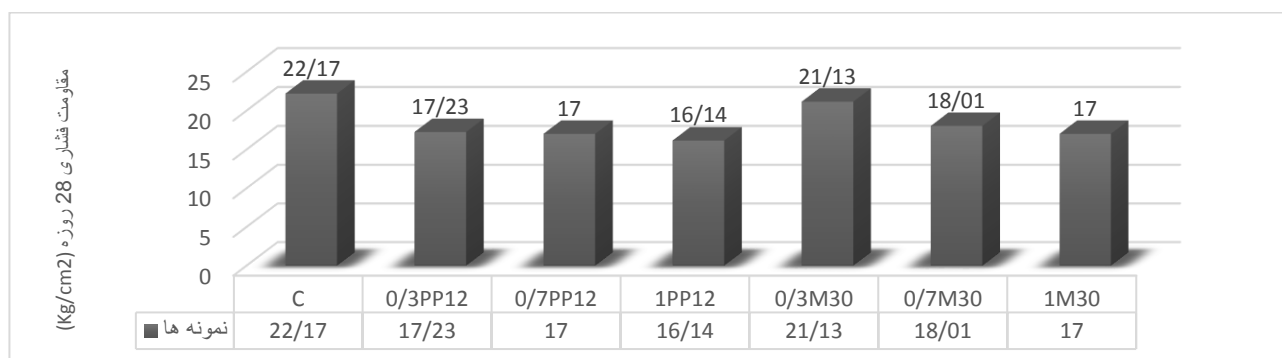
مقاومت فشاری

آزمایش مقاومت فشاری برای سنجش کیفیت بتن سخت شده انجام می شود. این آزمایش به دلیل مقاومت پایین بتن پلاستیک، مطابق استاندارد ASTM D4832 [48] صورت می گیرد. برای تعیین مقاومت فشاری هر طرح اختلاط سه نمونه استوانه ای ساخته شد. این آزمونه ها پس از خارج شدن از قالب، برای عمل آوری به درون حوضچه آب با دمای تقریبی $20 \pm 2^\circ C$ انتقال یافتند و در سن ۲۸ روز از آب خارج و در محیطی با دمای $25 \pm 2^\circ C$ استفاده شد.

جدول (۱۰) نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه را برای نمونه های مختلف با درصد الیاف متفاوت نشان می دهد. با مطالعه نتایج در می یابیم که در تمام موارد مقاومت فشاری بتن با افزایش درصد الیاف نسبت به نمونه شاهد فاقد الیاف، کاهش پیدا کرده است. عامل اصلی در کاهش مقاومت فشاری را می توان در افزایش تخلخل به تناسب افزایش مقدار الیاف

پلی پروپیلن و ماکرو بارچیپ جست و جو کرد. تقویت بتن با الیاف سبب ایجاد تغییرات در سطوح میکرو و ماکرو می گردد. در سطوح میکرو در صورت سختی کافی الیاف و اتصال مناسب به ماتریس، این الیاف از رشد میکرو ترک ها جلوگیری کرده، در سطوح ماکرو الیاف بازشدگی ترک را کنترل می کنند. این موضوع سبب افزایش ظرفیت جذب انرژی می شود که این به میزان الیاف، تغییر شکل پذیری و پیوستگی با ماتریس سیمانی بستگی دارد. از طرفی افزودن الیاف سبب برهم خوردگی ماتریس سیمانی و ایجاد فضای خالی در آن شده که خود از مشکلات بتن به شمار می رود. بررسی نتایج آزمایش مقاومت فشاری حاکی از این بود که در تمام موارد مقاومت فشاری بتن با افزایش درصد الیاف نسبت به نمونه فاقد الیاف، کاهش پیدا کرده است. این کاهش مؤید اثر منفی فضای خالی ایجاد شده با الیاف پلی پروپیلن و ماکرو و نشان دهنده عدم توانایی ملات سیمانی در تطابق با الیاف مورد استفاده در بتن است. کاهش مقاومت فشاری در مورد الیاف PP در بیشترین مقدار ۱٪ برابر ۲۷/۲۰ درصد و در مورد الیاف ماکرو در ۱٪ برابر ۲۳/۳۲ درصد است. در مقدار الیاف $1 \frac{Kg}{m^3}$ ، زمان گسیختگی بتن هیچ صدای ترکشی به گوش نرسیده و بتن همچنان قابلیت فشرده شدن دارد. اگر این موضوع بیانگر افزایش شکل پذیری بتن باشد، از نتایج به دست آمده این نکته استنباط می شود که بتن الیافی را می توان در دیوارها و دال های ساختمانی برای افزایش شکل پذیری و ایمنی در برابر زلزله استفاده کرد. نکته دیگر کمک الیاف به جلوگیری از پرتابش اجزا پس از شکست بوده است. این موضوع به نوعی افزایش مقاومت چسبندگی بتن الیافی را بیان می کند. به نظر می رسد الیاف ها در بحث مقاومت فشاری تنها سبب ممانعت از شکست ترد کامپوزیت سیمانی خواهند شد و افزایش چندان در مقاومت فشاری ایجاد نخواهند کرد. همانگونه که در شکل (۶-ج) در بخش نتایج تصویر برداری با میکروسکوپ الکترونی (SEM) نشان داده شده است، استفاده از ۱٪ الیاف پلی پروپیلن (PP) به دلیل پدیده فولکوله ای شدن در بتن باعث کاهش مقاومت فشاری می شود. محققان در آزمایش مقاومت فشاری در مطالعه پژوهشی به نتایج یکسان دست یافتند:

جدول ۱۰ مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های دارای الیاف پلی پروپیلن (PP) و ماکرو بارچپ (M)



۲۴/۷۰ درصد بود. این کاهش را می‌توان مؤید افزایش شکل‌پذیری بتن پلاستیک با افزودن الیاف دانست.



شکل ۳ لحظه شکست نمونه استوانه‌ای تحت آزمایش مقاومت مدول الاستیسیته

جدول ۱۱ مدول الاستیسیته نمونه‌های دارای الیاف پلی پروپیلن (PP) و

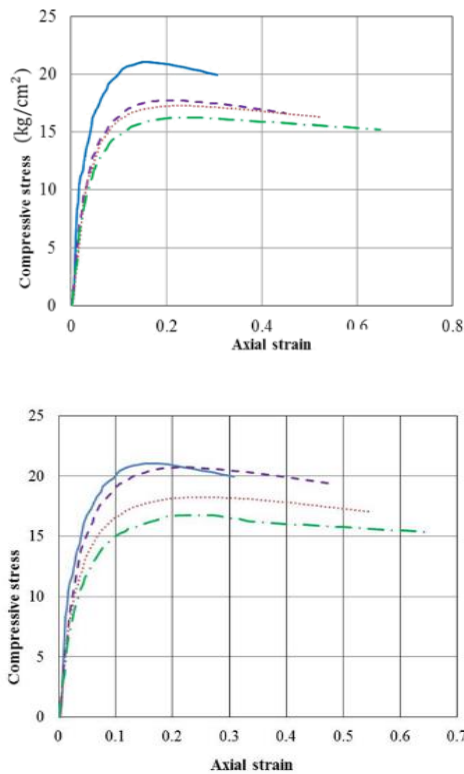
ماکرو بارچپ (M)

نمونه	مدول الاستیسیته ($\frac{Kg}{cm^2}$)
C	38453.5
۰/۳PP۱۲	36522
۰/۷PP۱۲	35743
۱PP۱۲	31925
۰/۳M۳۰	33966.5
۰/۷M۳۰	31050
۱M۳۰	28956.5

آزمایش تعیین مدول الاستیسیته

این آزمایش مطابق ASTM C469 [49] بر روی نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلیمتر در سن ۲۸ روز انجام گرفته است. برای آزمایش مدول الاستیسیته، نمونه‌های بتنی با استفاده از گوگرد مذاب کلاهی گذاری شدند. ابتدا یک برآورد اولیه از مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی f'_c انجام گرفت. سپس در گام‌های متوالی تا مقدار $f'_c ۰/۳۵$ بر روی نمونه بارگذاری گردید و در گام‌های تنش مختلف، میزان کرنش قرائت شد تا به کمک آن مدول الاستیسیته تعیین گردد. باید توجه داشت که در مبانی تئوریک تا حدود $f'_c ۰/۴$ برای بتن رفتار الاستیک در نظر گرفته می‌شود و در حین بارگذاری و تعیین مدول الاستیسیته میزان مقاومت فشاری برآورد شده اصلاح می‌گردد. برای تعیین مدول الاستیسیته بارگذاری تا چند نوبت تکرار می‌شود تا در مراحل مختلف میزان مدول الاستیسیته به دست آمده یکسان بوده و تکرار شود. شکل (۳) لحظه شکست نمونه استوانه‌ای تحت آزمایش مقاومت مدول الاستیسیته را نشان می‌دهد.

نتایج آزمایش مدول الاستیسیته در جدول (۱۱) آمده است. همان‌طور که نتایج نشان می‌دهد روند تغییرات مدول الاستیسیته کاهشی است. در مورد الیاف PP افزودن ۰/۳ درصد الیاف، کاهش ۵/۰۲ درصد را به دنبال داشت. در نمونه دارای ۰/۷ درصد الیاف ۷/۰۵ درصد کاهش را نشان داد. در نمونه ۰/۱٪ کاهش این مقدار برابر ۱۶/۹۸ درصد بود. با افزودن ۰/۳ درصد از الیاف ماکرو کاهش ۱۱/۶۷ درصد را نشان داد. کاهش مدول الاستیسیته در مورد نمونه دارای ۰/۷ درصد الیاف ماکرو برابر ۱۹/۲۵ درصد و در نمونه دارای ۰/۱ الیاف PP، برابر



شکل ۴ منحنی تنش-کرنش نمونه‌های دارای الیاف پلی‌پروپیلن و ماکرو در مقایسه با نمونه فاقد الیاف

جدول ۱۲ مقادیر تنش و کرنش پیک میانگین برای نمونه‌های مختلف

نمونه	f_{Peak} میانگین (Kg/cm ²)	ϵ_{Peak} میانگین
C	۲۲/۱۸	۰/۱۸
۰/۳PP۱۲	۱۷/۲۳	۰/۲۰
۰/۷PP۱۲	۱۷/۲۸	۰/۲۲
۱PP۱۲	۱۶/۱۴	۰/۲۴
۰/۳M۳۰	۲۱/۱۳	۰/۲۰
۰/۷M۳۰	۱۸/۰۱	۰/۲۳
۱M۳۰	۱۶/۷۵	۰/۲۴

منحنی‌های تنش-کرنش فشاری نرمال شده

با تقسیم تنش بر مقدار مقاومت فشاری و تقسیم کرنش بر کرنش معادل پیک تنش می‌توان منحنی نرمال تنش-کرنش را به دست آورد. شکل (۵) نمودار منحنی تنش-کرنش فشاری نرمال میانگین را برای نمونه‌ها با درصد الیاف مختلف برای هر دو نوع الیاف نشان می‌دهد. این نمودارهای نرمال شده فارغ از نوع الیاف بر هم منطبق می‌شوند.

نتایج تنش-کرنش

منحنی تنش-کرنش

نمونه‌های استوانه‌ای به ارتفاع ۳۰۰ و قطر ۱۵۰ mm با الیاف ۰/۳، ۰/۷ و ۱ درصد در دمای $20 \pm 2^\circ\text{C}$ در مخزن آب برای ۲۸ روز عمل‌آوری شدند. از دستگاه تست فشار و کشش با ظرفیت ۱۰۰۰ کیلونیوتون برای فشار نمونه‌ها استفاده شد. مطابق ASTM C469 [۴۹] سرعت بارگذاری قابل کنترل با کرنش ثابت $0.2 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$ اعمال شد. از یک دیتا لاگر بر سرعت برای ثبت نیروی محوری نظیر تغییر شکل استفاده شد. بار اعمال شده با اکچویاتور (Actuator) ثبت گردید. به وسیله دو گیره پتانسیومتر در دو سمت مقابل استوانه، تغییر شکل محوری اندازه‌گیری شد. برای محاسبه میزان تنش فشاری باید بار اعمال شده را بر سطح مقطع نمونه استوانه‌ای تقسیم کرد. از دو طول اولیه و تغییر شکل محوری، اندازه طول کرنش محوری به دست خواهد آمد.

نمودارهای تنش-کرنش نمونه‌های دارای الیاف در شکل (۴) آمده است. نمونه‌های دارای بتن ساده و نمونه‌های دارای درصد الیاف کم به طرز شکنده‌ای پس از عبور از پیک مقاومت دچار شکست می‌شوند و به همین دلیل قسمت نرم-شدگی نمودار، میزان تنش-کرنش نمونه‌های فاقد الیاف را نمی‌توان به دست آورد. با افزودن الیاف شاخه نرم‌شدگی، پساپیک پایدار می‌شود و با افزایش درصد الیاف بیشتر می‌گردد.

مقاومت فشاری نمونه‌ها با توجه به نوع الیاف می‌تواند از مقاومت فشاری بتن فاقد الیاف بیشتر باشد. بنابراین با افزودن الیاف به بتن پلاستیک تغییر شکل‌پذیری بتن افزایش خواهد یافت. جدول (۱۲) مقادیر تنش و کرنش پیک میانگین برای نمونه‌های مختلف را نشان می‌دهد. پیک تنش در نمونه‌های فاقد الیاف بیشتر است. اضافه کردن الیاف پلی‌پروپیلن مقاومت فشاری را افزایش نمی‌دهد اما سبب افزایش چشمگیر در پیک کرنش و کاهش مقاومت فشاری در ناحیه پسا پیک می‌شود. به نظر می‌رسد که نمونه‌های حاوی الیاف ماکرو می‌توانند کرنش فشاری بیشتری را نسبت به الیاف پلی‌پروپیلن تحمل کنند.

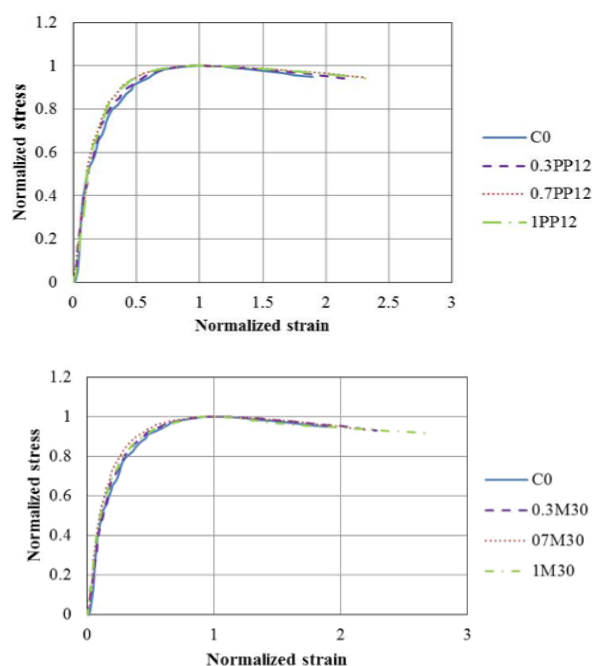
مطابق جدول (۱۳) افزودن الیاف در نمونه‌ها به افزایش در نفوذپذیری منجر شد. کمترین نفوذپذیری به نمونه بدون الیاف اختصاص داشت. با افزودن الیاف، حفرات موینه داخل بتن، به دلیل تراکم نامناسب در مجاورت الیاف، بر روی نفوذپذیری تأثیر منفی داشته است. دلیل این اختلاف بسیار بین بتن پلاستیک و بتن معمولی به حفرات موینه مربوط می‌شود. میزان نفوذپذیری در بتن پلاستیک به سبب نسبت بالای سیمان به آب و وجود بتونیت در میان ذرات سیمان، اختلاف مشهودی با بتن معمولی دارد.

نتایج آزمایش نفوذپذیری در رابطه با بتن الیافی نشان داد که با افزودن الیاف در بتن پلاستیک اثر مطلوبی مشاهده نشد. وجود الیاف با توجه به نوع و مقدار مصرف می‌تواند تا حدودی نفوذپذیری را کاهش دهد. این امر می‌تواند با تغییر اندازه دانه‌بندی و نیز نسبت آب به سیمان و بتونیت تغییر کند که باید اثرات این پارامترها را به صورت جداگانه بررسی کرد. نتایج حاصل از آزمایش نفوذپذیری در جدول (۱۳) ارائه شده است.

جدول ۱۳ نتایج حاصل از آزمایش نفوذپذیری نمونه‌های مختلف

نمونه	نفوذپذیری
C	$5/7 \times 10^{-8}$
۰/۳PP۱۲	$6/9 \times 10^{-8}$
۰/۷PP۱۲	$8/5 \times 10^{-8}$
۱PP۱۲	$4/6 \times 10^{-8}$
۰/۳M۳۰	$6/1 \times 10^{-8}$
۰/۷M۳۰	$4/7 \times 10^{-8}$
۱M۳۰	$2/4 \times 10^{-8}$

با توجه به جدول (۱۳) در خصوص آزمایش نفوذپذیری برای الیاف ۰/۳ درصد پلی پروپیلن (PP) نسبت به نمونه شاهد، ۲۱٪ افزایش نفوذپذیری مشاهده شد. در الیاف ۰/۷ درصد پلی پروپیلن (PP) نسبت به نمونه شاهد ۴۹٪ افزایش نفوذپذیری مشاهده گردید؛ اما در ۱٪ پلی پروپیلن (PP) با توجه به نتایج آزمایش نفوذپذیری ۲۴٪ کاهش نسبت به نمونه شاهد حاصل شد. در مورد الیاف ماکرو بارچپ (M) ۳۰ میلیمتری در ۰/۳٪ افزایش ۷٪ نفوذپذیری نسبت به نمونه شاهد به دست آمد. در ۰/۷٪ الیاف ماکرو بارچپ (M) کاهش ۲۱٪ نفوذپذیری



شکل ۵ منحنی‌های تنش-کرنش نرمال شده نمونه‌های دارای الیاف پلی پروپیلن و ماکرو در مقایسه با نمونه فاقد الیاف

نفوذپذیری

آزمایش نفوذپذیری بر اساس استاندارد CRD-C48-92 [۵۰] بر روی نمونه‌های استوانه‌ای به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ mm انجام شد. ابتدا اطراف نمونه استوانه‌ای قیراندود و یک سر نمونه تحت فشار آب به میزان ۱۰ بار قرار داده شد. انتهای دیگر نمونه آزاد است تا آبی که از داخل نمونه نشت می‌کند از سمت دیگر خارج شود. فشار ۱۰ بار همیشه با افزودن آب و هوای فشرده ثابت نگه داشته می‌شود. میزان آب عبوری در زمان‌های مختلف طی چند روز قرائت می‌شود تا مقدار آن در زمان‌های مشخص به میزان ثابتی برسد و تغییر نکند و عدد نفوذپذیری به دست آید.

یکی از پارامترهای مهم در ارزیابی بتن، تعیین میزان نفوذپذیری آن است. نفوذپذیری بتن به صورت نفوذ مایع (سیالی متعارف مانند آب) و نفوذ گاز (گاز متعارفی مانند بخار آب) به داخل آن مورد سنجش قرار می‌گیرد. غیرقابل نفوذ بودن مایع به داخل بتن در رابطه با آب بندی مخازن مایعات و سازه هیدرولیکی و مسائل فشار هیدرولیکی بسیار مهم است. ورود رطوبت به داخل بتن بر خواص انتقال حرارت تأثیر خواهد گذاشت.

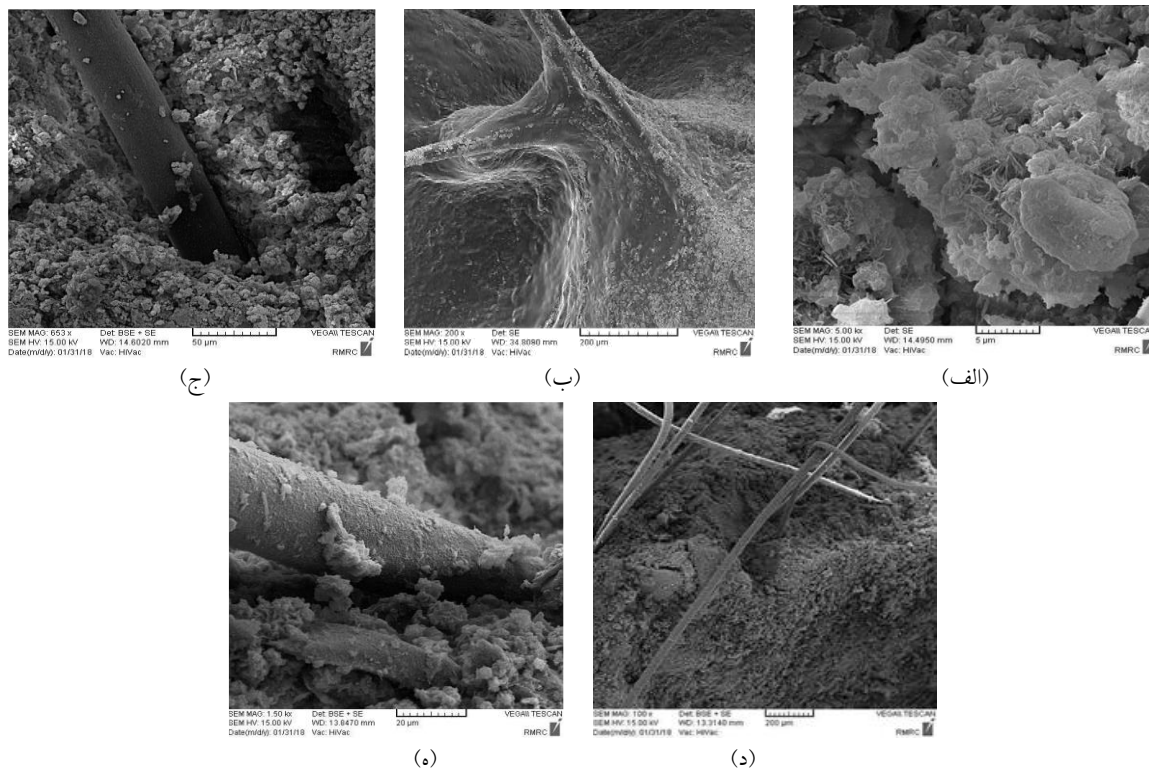
سولفوآلومینات کلسیم است که از بلورهای سوزنی شکل تشکیل شده است. در ساختار خمیر سیمان هیدراته شده، دانه‌های کلینکر هیدراته نشده‌ای را حتی مدت‌ها پس از هیدراتاسیون می‌توان یافت. این ذرات در حقیقت به سبب اندازه بزرگتر نسبت به سایر ذرات و نبود فضای مناسب، فرصتی برای هیدراته شدن ندارند. بررسی مطالعات گذشته نشان می‌دهد که الیاف پلی‌پروپیلن (PP) توانسته است در سطح میکروسکوپی به بهبود ناحیه انتقال و کنترل ریز ترک‌ها کمک شایانی کند. در شکل (۶) و (۷) تصاویر ثبت شده میکروسکوپ الکترونی (SEM) برای بتن پلاستیک حاوی ۰/۳ درصد از الیاف پلی‌پروپیلن و ماکرو بارچپ نشان داده شده است. پیوستگی مناسب میان الیاف و ماتریس سیمان نقش تعیین کننده‌ای بر روی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی بتن پلاستیک دارد. تجمع و عدم توزیع یکنواخت الیاف در بتن استفاده از الیاف به مقداری بیش از مقدار بهینه هم در فاز بتن تازه و هم در فاز بتن سخت‌شده تأثیرات منفی به همراه دارد. در فاز بتن سخت‌شده استفاده از درصد‌های بالاتری از الیاف می‌تواند به افت مقاومت فشاری ناشی از افزایش خلل و فرج و به تبع آن باعث افزایش نفوذپذیری و انقباض بتن سخت‌شده منجر می‌شود. بنابراین باید علاوه بر آن که در زمان اختلاط از توزیع یکنواخت الیاف اطمینان یافت؛ بلکه باید در طرح اختلاط بتن درصد بهینه الیاف را به کار گرفت تا پیوند مناسبی میان الیاف و ماتریس سیمان برقرار گردد. پدیده فولکوله شدن الیاف (گلوله‌ای شدن) در بخشی از بتن در شکل ۶ (ج) مشاهده می‌شود. باید توجه داشت که وجود فضای خالی در بتن تأثیر به سزایی در کاهش مقاومت فشاری بتن دارد. کاهش این فضا و یکپارچگی بتن می‌تواند در افزایش مقاومت فشاری تأثیر به سزایی داشته باشد. این فضای خالی همان فضای موئینه است که با سیمان یا محصولات هیدراتاسیون پر نمی‌شود و به نسبت آب به سیمان و دمای هیدراتاسیون بستگی دارد. اندازه این فضاهای موئینه در مخلوط بتنی متغیر است. می‌توان چنین استنتاج کرد که الیاف سبب برهم خوردگی یکنواختی بتن پلاستیک شده و موجب ایجاد فضای خالی در آن می‌گردند که این امر خود می‌تواند به افزایش نفوذپذیری و نیز کاهش مقاومت فشاری بتن پلاستیک بینجامد.

نسبت به نمونه شاهد نشان داد. در ۱٪ الیاف ماکروبارچپ (M) نسبت به نمونه شاهد مقدار ۱۳۷٪ کاهش نفوذپذیری حاصل شد. با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی الیاف پلی‌پروپیلن (PP) به طور میانگین افزایش ۱۷٪ نفوذپذیری را نسبت به نمونه شاهد نشان داد؛ اما نفوذپذیری الیاف ماکروبارچپ (M) نسبت به نمونه شاهد به طور میانگین ۳۰٪ کاهش داشت.

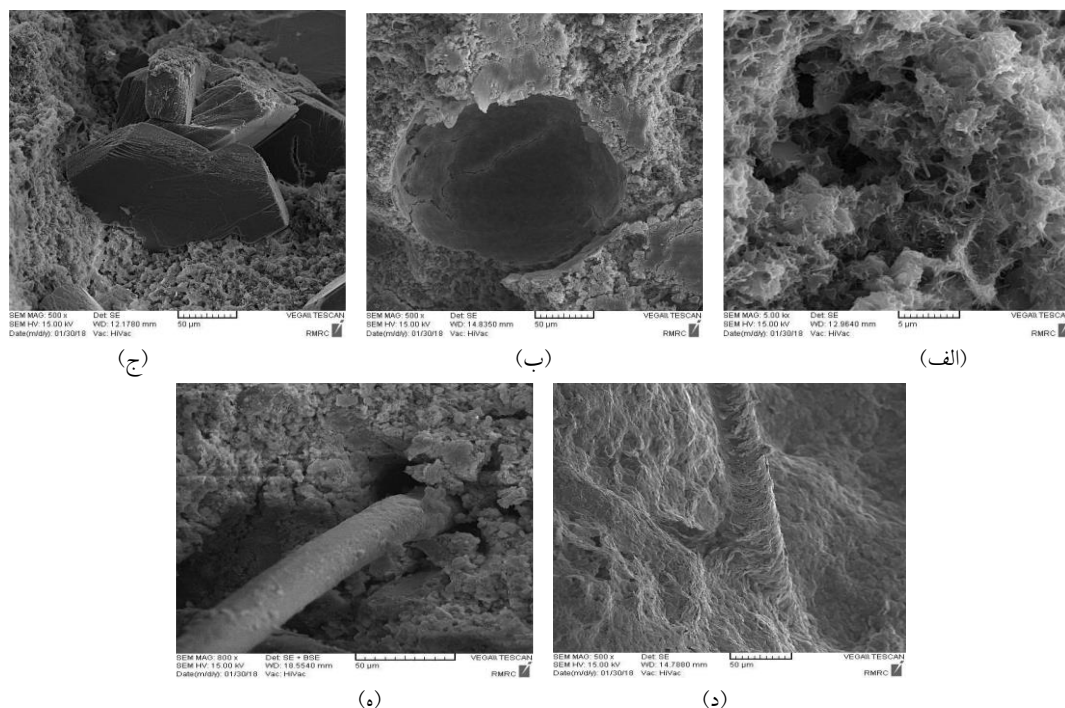
نتایج تصویر برداری با میکروسکوپ الکترونی (SEM)

یکی از روش‌های تولید تصاویر ریزساختار به وسیله روبش یک پرتو الکترونی بر روی سطح نمونه توسط میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) انجام می‌گیرد. توسط این روش تصاویر سه بعدی از ریزساختار نمونه به دست می‌آید. در SEM نمونه با پرتو الکترونی باریکی به قطر ۱۰۰ آنگستروم بمباران می‌شود. در اثر برخورد پرتوهای الکترونی به نمونه، الکترون‌های ماده برانگیخته می‌شوند و در هنگام بازگشت به مدار اصلی خود به شکل پرتو الکترونی از سطح نمونه منتشر شده و توسط یک آشکارساز جمع‌آوری و آنالیز می‌شوند. این پرتوهای برگشتی از نمونه برای مشخصه‌یابی خواص مختلفی از ماده از قبیل: ترکیب شیمیایی، پستی و بلندی سطح، کریستالوگرافی، خواص الکتریکی و مغناطیسی و غیره به کار می‌روند. درخشندگی و وضوح هر نقطه از تصویر SEM، بستگی به شدت (تعداد) الکترون‌های بازگشتی از سطح نمونه دارد، که آن نیز شدیداً وابسته به کیفیت موضعی سطح است که بدین ترتیب می‌توان معیاری از پستی و بلندی سطح به دست آورد [۵۱].

فاز سیلیکات کلسیم هیدراته (C-S-H) در مخلوط سیمانی، حدود ۵۰ تا ۶۰ درصد حجم مواد جامد خمیر هیدراته را تشکیل می‌دهد و مهم‌ترین بخش مواد جامد خمیر در تعیین خواص آن است. علت نشان دادن این ترکیب به شکل C-S-H آن است که نسبت ترکیبات آن کاملاً مشخص نشده و در آن نسبت C/S بین ۱/۵ تا ۲ و آب شیمیایی آن بسیار متغیر است. شکل ذرات C-S-H نیز از کریستال‌های ضعیف الیافی شکل تا شبکه‌های منسجم تغییر می‌کند. فاز هیدروکسید کلسیم با فرمول مشخص $\text{Ca}(\text{OH})_2$ که ۲۰ تا ۲۵۴ درصد حجم قسمت مواد جامد خمیر هیدراته شده را تشکیل می‌دهند دارای بلورهای بزرگ با فرم منشوری شش وجهی است. همچنین ۱۵ تا ۲۰ درصد از حجم قسمت مواد جامد شامل



شکل ۶ ریزساختار نمونه 0.3PP12 حاوی الیاف PP، (الف) ژل C-S-H تشکیل شده در فضای موئینه در نمونه 0.3PP12، (ب) پیوند الیاف PP و ماتریس سیمانی در نمونه 0.3PP12، (ج) توزیع و تجمع الیاف PP و پدیده فولکوله‌ای شدن در بتن در نمونه 0.3PP12، (د) بیرون کشیده شدن الیاف PP از بتن در مقطع شکست در نمونه 0.3PP12، (ه) تشکیل ژل C-S-H روی الیاف PP و نحوه پیوند با ماتریس سیمانی در نمونه 0.3PP12



شکل ۷ ریزساختار نمونه 0.3M12 حاوی الیاف ماکرو بارچپ

(الف) ژل C-S-H تشکیل شده در فضای موئینه نمونه 0.3M12، ب: بخش زجاجی ژل C-S-H در نمونه 0.3M12، ج: قرارگیری ذرات هیدراته نشدن سیمان در نمونه 0.3M12، د: نحوه پیوند الیاف ماکرو ۳۰ mm و تشکیل ژل C-S-H در نمونه 0.3M12، ه: فضای خالی ناشی از بیرون کشیده شدن الیاف ماکرو در مقطع شکست نمونه 0.3M12

نتیجه گیری

در این تحقیق با انجام یک مطالعه آزمایشگاهی، تأثیر استفاده از الیاف پروپیلن و ماکرو بارچپ بر مشخصات بتن پلاستیک بررسی شده است. برای این منظور با تکیه بر ادبیات فنی موجود، میزان الیاف مصنوعی پلی پروپیلن و ماکرو بارچپ در محدوده مشخصی تغییر داده شد و تأثیر آن بر عواملی همچون تعیین خواص بتن تازه، مقاومت فشاری، اولتراسونیک بتن، نفوذپذیری بتن، منحنی تنش-کرنش، مدول الاستیسیته و تصویر برداری با میکروسکوپ الکترونی (SEM) بررسی شد. نتایج به دست آمده در این تحقیق به شرح زیر است:

بر اساس نتایج اثر الیاف پلی پروپیلن ۱۲ mm و الیاف ماکرو بارچپ ۳۰ mm باعث کاهش مقادیر اسلامپ و وزن مخصوص شده است. کاهش مقدار وزن مخصوص نمونه های دارای الیاف PP در نمونه 1PP12 برابر ۵/۱۴ درصد و در الیاف ماکرو بارچپ ۳۰ mm در نمونه 1M30 برابر ۳/۷۴ درصد است. حداکثر کاهش اسلامپ در الیاف PP برابر ۵۲/۱۷ درصد و در الیاف ماکرو برابر ۴۳/۱۸ درصد است. علت آن افزایش درصد تخلخل در بتن پلاستیک بود که موجب کاهش وزن مخصوص بتن می شود.

نتایج تست اولتراسونیک روی نمونه ها نشان داد که افزودن الیاف کاهش سرعت موج را به دنبال داشت. حداکثر مقادیر این کاهش در الیاف PP در نمونه 1PP12 و ۹/۴۷ درصد و در الیاف ماکرو در نمونه 1M30 برابر ۱۴/۱۷ درصد بود. طبق نتایج این آزمایش بتن پلاستیک در رده بتن های کیفیت ضعیف قرار می گیرد. همچنین نتایج آزمایش تست اولتراسونیک نیز حاکی از افزایش تخلخل و افت خصوصیات نمونه های حاوی الیاف پلی پروپیلن (PP) و ماکرو بارچپ (M) بود.

با توجه به خصوصیات الیاف ها و روند اثرگذاری آن ها بر نمونه های بتنی، به طور کلی بر مقاومت فشاری نمونه های بتنی تأثیری ندارند. بررسی نتایج آزمایشات مقاومت فشاری ۲۸ روزه نشان می دهد که الیاف بر مقاومت فشاری بتن پلاستیک اثر کاهنده دارد. در مورد الیاف PP حداکثر مقدار این کاهش در نمونه 1PP12 برابر ۲۷/۲۰ درصد و در الیاف ماکرو در نمونه 1M30 برابر ۲۳/۳۲٪ است. علت کاهش مقاومت فشاری ناشی از افزایش جایگزینی را می توان به افزایش میزان خلل و فرج و ضعف ناحیه انتقال مرتبط دانست. نتایج نشان

می دهد که استفاده از ۰/۳ درصد الیاف پلی پروپیلن (PP) به دلیل پدیده فولکوله ای شدن در بتن باعث کاهش مقاومت فشاری شده است.

آزمایش مدول الاستیسیته برای تعیین رفتار پیش پیک تنش-کرنش بتن پلاستیک الیافی انجام شد. براساس آن با افزایش مقدار الیاف مدول الاستیسیته روند کاهشی دارد. در مورد الیاف PP حداکثر مقدار این کاهش در نمونه 1PP12 برابر ۱۶/۹۸ درصد و در الیاف ماکرو در نمونه 1M30 برابر ۲۴/۷۰ درصد است.

مطابق نتایج آزمایشات منحنی تنش-کرنش بتن پلاستیک، تغییر شکل محوری بتن پلاستیک با افزودن الیاف بیشتر شده است. منحنی های نرمال شده بدون توجه به درصد الیاف بر هم منطبق می شوند.

الیاف پلی پروپیلن (PP) در مقایسه با نمونه شاهد به طور میانگین ۱۷٪ نفوذپذیری را افزایش داد؛ اما نفوذپذیری حاوی الیاف ماکرو بارچپ (M) نسبت به نمونه شاهد به طور میانگین ۳۰٪ کاهش داشت. میزان نفوذپذیری الیاف پلی پروپیلن (PP) در بتن پلاستیک نسبت به نمونه الیاف ماکرو بارچپ (M) بیشتر بود. بنابراین کاربرد الیاف ماکرو بارچپ به سبب نفوذپذیری پایین در دیوارهای آب بند بتن پلاستیک در مقایسه با نمونه بتن پلاستیک شاهد مناسب تر است. در مورد الیاف PP حداکثر مقدار افزایش نفوذپذیری در نمونه ۰/۷PP۱۲ تقریباً ۴۹٪ افزایش و در الیاف ماکرو بارچپ در نمونه ۰/۳M۳۰ تقریباً ۲۱٪ کاهش یافته است.

الیاف باعث همبستگی بین اجزای تشکیل دهنده بتن شده و در هنگام شکست، باعث جلوگیری از هم پاشیدگی بتن می شود. در صورتی که بتن بدون الیاف پس از شکست، اجزای کناری آن خرد شده و از بتن جدا می شوند.

علت اصلی در افت ویژگی های بتن با استفاده از الیاف مصنوعی پلی پروپیلن (PP) و ماکرو بارچپ (M)، ایجاد پیوند ضعیف تر به دلیل چسبندگی کمتر مابین خمیرسیمان و الیاف است.

بررسی ها نشان می دهد که افزایش درصد جایگزینی الیاف ها در کاهش میزان بار نهایی و ناحیه بعد از ترک خوردگی تأثیر منفی گذاشته و موجب کاهش پارامترهای مورد آزمایش می شود. همچنین الیاف پلی پروپیلن و ماکرو بارچپ با ایجاد

پدیده فولکوله‌ای شدن در بتن موجب کاهش ناحیه بعد از ترک‌خوردگی و افت رفتار مکانیکی بتن می‌شود.

سیاسگزاری

نتایج تصاویر SEM بیانگر برهم خوردن یکنواختی بتن پلاستیک و ایجاد فضای خالی است؛ در نتیجه به افزایش

مراجع

- [1] I. Padron, R. F. Zollo, "Effect of Synthetic Fibers on Volume Stability and Cracking of Portland Cement Concrete and Mortar," *ACI Materials Journal*, vol. 87, no. 4, pp. 327-332, (1990).
- [2] Y. Ma, M. Tan, K. Wu, "Effect of Different Geometric Polypropylene Fibers on Plastic Shrinkage Cracking of Cement Mortars," *Materials and Structures*, vol. 35, no. 3, pp. 165-169, (2002).
- [3] P. Balaguru, "Contribution of Fibers to Crack Reduction of Cement Composites During the Initial and Final Setting Period," *ACI Materials Journal*, vol. 91, no. 3, pp. 280-288, (1994).
- [4] P. J., Uno, Plastic shrinkage cracking and evaporation formulas. *ACI Materials Journal*, 95, pp. 365-375, (1998).
- [5] A., Palos, N. A., D'Souza, C. T., Snively, & R. F. Reidy, Modification of cement mortar with recycled ABS. *Cement and Concrete Research*, 31(7), pp.1003–1007, (2001). doi:10.1016/s0008-8846(01)00531-2.
- [6] A. M. Alhozaimy; P. Soroushian; F. Mirza, "Mechanical Properties of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete and the Effects of Pozzolanic Materials," *Cement & Concrete Composites*, vol. 18, no. 2, pp. 85-92, (1996).
- [7] E. S. Bernard, "Durability of Cracked Fibre Reinforced Shotcrete," 1st ed, In *Shotcrete: More Engineering Developments*, p. 8, (2004).
- [8] Z. Bazant, P. E. Becq-Giraudon, "Statistical Prediction of Fracture Parameters of Concrete and Implications for Choice of Testing Standard," *Cement and Concrete Research*, vol. 32, no. 4, pp. 529-556, (2002).
- [9] M. R. Teklo, R., Murshid, "The Effect of Polypropylene Fibers on the Energy Absorption of Fiber Concrete," 4th *National Congress of Civil Engineering, University of Tehran, Iran, May 8, (2008).*
- [10] A. Tahershamsi, A. Bakhtiary, N. Binazadeh, "Effects of Clay Mineral Type and Content on Compressive Strength of Plastic Concrete," *Journal of Mining Engineering*, vol. 4, no. 7, pp. 35-42, (2009).
- [11] S. P. Singh; A. P Singh; V. Bajaj, "Strength and flexural toughness of concrete reinforced with steel-polypropylene hybrid fibres," *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, vol. 11, no. 4, pp. 495-507, (2010).
- [12] M. H. Madrasi, H. Rahnema, A. Farahani, "Effect of Sea Water on the Properties of Concrete with Polypropylene Fibers," 6th *National Civil Engineering Congress, Semnan University, Iran, April 27, (2011).*
- [13] S. Kazemian, S. Ghareh, L. Torkanloo, "To Investigation of Plastic Concrete Bentonite Changes on its Physical Properties," *Procedia Engineering*, vol. 145, pp. 1080-1087, (2016).
- [14] M. Mehmandoost Kotlar, A. Akhtarpour, M. Salari, "A Strain Hardening/Softening Elasto-Plastic Constitutive Model for Plastic Concrete Materials," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 30, no. 1, pp. 79-92, (2018).
- [15] H. Bahmani, D. Mostofinejad, "Mechanical Properties of Ultra High Performance Concrete Reinforced by Polypropylene Fibers and Synthetic Macro Fibers (Barchip)," *Concrete Research Quarely Journal*, vol. 12, no. 1, pp. 15-26, (2019).

- [16] O. Afzali-Naniz; A. Doostmohammadi; J. Sobhani, "The Effects of Micro and Macro Synthetic Fibers on Drying Shrinkage of Restrained Concrete," *Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 4, no. 2, 114-129, (2019).
- [17] H. Amini, "Investigating the Effect of Macro Polymer Fibers on the Mechanical Properties of Traverse Concrete," *6th International Conference on Recent Advances in Railway Engineering*, Tehran, Iran, June 9, (2019).
- [18] A. Bagheri, M. Gorgani Firoozjah, A. Jamali, H. Zanganeh, "Comparison of the Performance of Macro-Polymeric Fibers and Steel Fibers in Controlling Drying Shrinkage Cracks of Concrete," *Sharif Journal of Civil Engineering*, vol. 36.2, no. 1.1, pp. 11-19, (2020).
- [19] S. A. Eshta, A. Salighehzadeh, "Laboratory Study of Mechanical Properties and Durability of Concrete Containing Silica fume and Barchip Fibers," *Analysis of Structure and Earthquake*, vol. 16, no. 4, pp. 33-43, (2020).
- [20] A. KhodaBandehLou, A. Asadi Zeynali, "Optimizing the Consumption of Intertwined Macro Synthetic Fibers to Improve the Mechanical Properties of Concrete," *Journal of Structural and Construction Engineering*, vol. 8, no. 10, pp. 206-224, (2021).
- [21] M. Razzaghian Ghadikolaee, M. Mirzaei, A. Habibnejad Korayem, "Experimental Studies of Workability, Mechanical Behavior and Durability Properties of Basalt-Polypropylene Fibers-Reinforced Cementitious Mortar," *Modares Civil Engineering journal (MCEJ)*; vol. 21, no. 1, pp.87-102, (2021).
- [22] R. Rostami, M. Zarrebini, K. Sanginabadi, D. Mostofinejad, S. M. Abtahi, H. Fashandi, "The Effect of Hydrophilicity of Macro-Polypropylene Fibers on Mechanical Properties of Fiber Reinforced Concrete," *Modares Civil Engineering journal(MCEJ)*, vol. 21, no. 4, pp. 89-98, (2021).
- [23] G. Pachideh, M. Gholhaki, "An Experimental Study on the Effects of Adding Steel and Polypropylene Fibers to Concrete on its Resistance After Different Temperatures," *Journal of Testing and Evaluation*, vol. 47, no. 2, pp. 1606-1620, (2019).
- [24] G. Pachideh, M., Gholhaki, "An Experimental Study on the Performance of Fine-Grained Concrete Incorporating Recycled Steel Spring Exposed to Acidic Conditions," *Advances in Structural Engineering*, vol. 23, no. 11, pp. 2458-2470, (2020).
- [25] M. Khalily, V. Saberi, H. Saberi, V. Mansouri, A. Sadeghi, G. Pachideh, "An Experimental Study on the Effect of High Temperatures on Performance of the Plastic Lightweight Concrete Containing Steel, Polypropylene and Glass Fibers," *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, vol. 8, no. 12, pp. 284-307, (2022).
- [26] M. Esmaeeli, S. Ghahari, "Laboratory Study on the Effect of Poly-Propylene Fiber Reinforced Concrete for Application in Sleeper," *Modares Civil Engineering journal (MCEJ)*; vol. 12, no. 3, pp. 91-101, (2012).
- [27] C. Jiang, K. Fan, F. Wu, D. Chen, "Experimental Study on the Mechanical Properties and Microstructure of Chopped Basalt Fibre Reinforced Concrete," *Materials & Design*, vol. 58, pp. 187-193, (2014).
- [28] B. Chen, J. Liu, "Contribution of Hybrid Fibers on the Properties of the High-Strength Lightweight Concrete Having Good Workability," *Cement and Concrete Research*, vol. 35, pp. 913-917, (2005).
- [29] Y. Mohammadi, F. Seifollahi, "The Effect of Nano-Silica and Polypropylene Fibers on Mechanical Properties and Durability of Normal and Light Weight Concretes," *Modares Civil Engineering journal (MCEJ)*; vol. 17, no. 4, pp. 187-198, (2017).
- [30] D. A. Fanella, A. E. Naaman, "Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression," *In Journal Proceedings*, vol. 82, no. 4, pp. 475-483, (1985).

- [31] ASTM D75/D75M-19, "Standard Practice for Sampling Aggregates," *Annual book of ASTM Standards*, vol. 04.03, p. 7, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2019).
- [32] ASTM C136-06, "Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates," *Annual book of ASTM Standards*, vol. 04.02, p. 5, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2015).
- [33] ASTM D2419-14, "Standard test method for sand equivalent value of soils and fine aggregate," *Annual book of ASTM Standards*, vol. 04.03, p. 10 West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2022).
- [34] ASTM C88-13, "Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.02, p. 5, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2022).
- [35] ASTM C151-05, "Standard Test Method for Autoclave Expansion of Hydraulic Cement," *Annual book of ASTM Standards*, vol. 04.01, p. 3, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2010).
- [36] ASTM C535-16, "Standard Test Method for Resistance to Degradation of Large-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.02, p.3, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2016).
- [37] ASTM C127-15, "Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate," *Annual book of ASTM standards.*, vol. 04.02, p. 5, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2016).
- [38] ASTM C128-15, "Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.02, p. 6, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2016).
- [39] www.Masalehshop.com
- [40] <https://soufiancement.com>
- [41] <http://www.meisoon.com/fa/pages/204>
- [42] ASTM C12-22a, "Standard Practice for Installing Vitrified Clay Pipe Lines," *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 04.05, p. 9, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2022).
- [43] ASTM C125-21a, "Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates," *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 04.02, p. 9, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2021).
- [44] R. N., Ratu, "Development of Polypropylene Fiber as Concrete Reinforcing Fiber," *University of British Columbia*, (2016).
- [45] A.J. Majumdar; R.W. Nurse, *Glass fibre reinforced cement*, 15(2-3), pp. 107–127. (1974). doi:10.1016/0025-5416(74)90043-3.
- [46] ASTM C597-22, "Standard Test Method for Ultrasonic Pulse Velocity Through Concrete," *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 04.02, p. 4, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2016).
- [47] R., Jones, Testing of concrete by ultrasonic-pulse technique. *In Highway Research Board Proceedings*, Vol. 32, (1953).
- [48] ASTM D4832-16e1, "Standard Test Method for Preparation and Testing of Controlled Low Strength Material (CLSM) Test Cylinders," *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 04.08, p. 6, West Conshohocken, PA, USA:

American Society of Testing Materials, (2018).

- [49] ASTM C469/C469M-22, "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression," *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.02, p.6, West Conshohocken, PA, USA: American Society of Testing Materials, (2022).
- [50] CRD-C48-92, "Standard Test Method for Water Permeability of Concrete, U.S.," *Army Corps of Engineers (USACE)*, (1992).
- [51] F. Moodi, A. Ramezaniapor, F. Farhadian, P. Dashti, "Durability of Cementitious and Geopolymer Coating Mortars Against Sulfuric Acid Attack," *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, vol. 53, no. 9, pp. 3693-3707, (2021).

Quantitative Comparison of the Accuracy of the Third-Order Acceleration Method with Other Numerical Methods

Research Article

Masoud Mahmoodabadi¹, Fateme Hatefi², Fateme Ansari³DOI: [10.22067/jfcej.2024.85785.1276](https://doi.org/10.22067/jfcej.2024.85785.1276)

1. Introduction

The fundamental assumption of the third-order acceleration method is that the changes in acceleration over the time interval Δt are represented by a cubic polynomial. To quantitatively compare the error of this method with other numerical methods, a linear single-degree-of-freedom system was considered. Next, this system was subjected to a harmonic sinusoidal load with a specific frequency. Using second-order and third-order acceleration methods, as well as other numerical methods, the errors were quantitatively calculated and compared using the root mean square error (RMSE) criterion. In addition, cubic polynomials for error trends in terms of time step and damping were obtained, which showed a high correlation with the actual values.

2. Quantitative Comparison of the Error of Different Numerical Methods

In this section, to quantitatively compare the errors of different methods, a linear mass-spring-damper system with a frequency of 1 Hz was considered. The analytical response of this system to harmonic sinusoidal loading is available in structural dynamics textbooks. For this system, damping ratios of 1%, 2%, 5%, 10%, and 20% were considered. The harmonic loading frequency varied from 0.01 Hz to 3 Hz with an increment of 0.01 Hz. For 300 harmonic loadings, the RMSE was calculated for Δt values of 0.02, 0.04, 0.06, 0.08, 0.10, 0.12, 0.14, 0.16, 0.18, and 0.20 seconds. The number of points considered for calculating the RMSE criterion was 1001 points. For 12 methods, there are 50 data points for ten Δt values and five damping ratios. The average error for different Δt values and the average damping ratios for each method are defined as the average mean errors. In the bar chart shown in Figure 1, the average mean error values for different

time steps are presented for the 12 methods mentioned in this article. At the top of the bar chart of each method, a number is shown in a box indicating the error ratio of the 0.2-second time step to the 0.02-second time step. The highest ratio is related to the enhanced Jennings method with a ratio of 19940, indicating the high sensitivity of this method to the time step. The lowest ratios are related to the Wilson-Theta method with a ratio of 3.946, indicating the low sensitivity of this method to the time step. For other methods, these ratios are two-digit numbers.

By calculating the average value of ten errors related to different time steps, the following results were obtained. The lowest error is related to the enhanced Jennings method with a ratio of 1, and the order of increasing error is as follows:

- Third-order acceleration method (Extended Unit Weighting Function) with an error ratio of 8.805
- Jennings method with an error ratio of 8.805
- Third-order acceleration method (Extended Petrov-Galerkin Weighting Function) with an error ratio of 8.819
- Third-order acceleration method (Extended Least Squares Weighting Function) with an error ratio of 8.819
- Second-order acceleration method (Unit Weighting Function) with an error ratio of 9.044
- Second-order acceleration method (Petrov-Galerkin Weighting Function) with an error ratio of 9.556
- Second-order acceleration method (Least Squares Weighting Function) with an error ratio of 9.556
- Newmark Method (Linear Acceleration) with an error ratio of 45.18

*Manuscript received December 9, 2023, Revised June 12, 2024, and Accepted, July 21, 2024.

¹ Corresponding author. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

Email: m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

² MSc student, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

³ MSc student, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

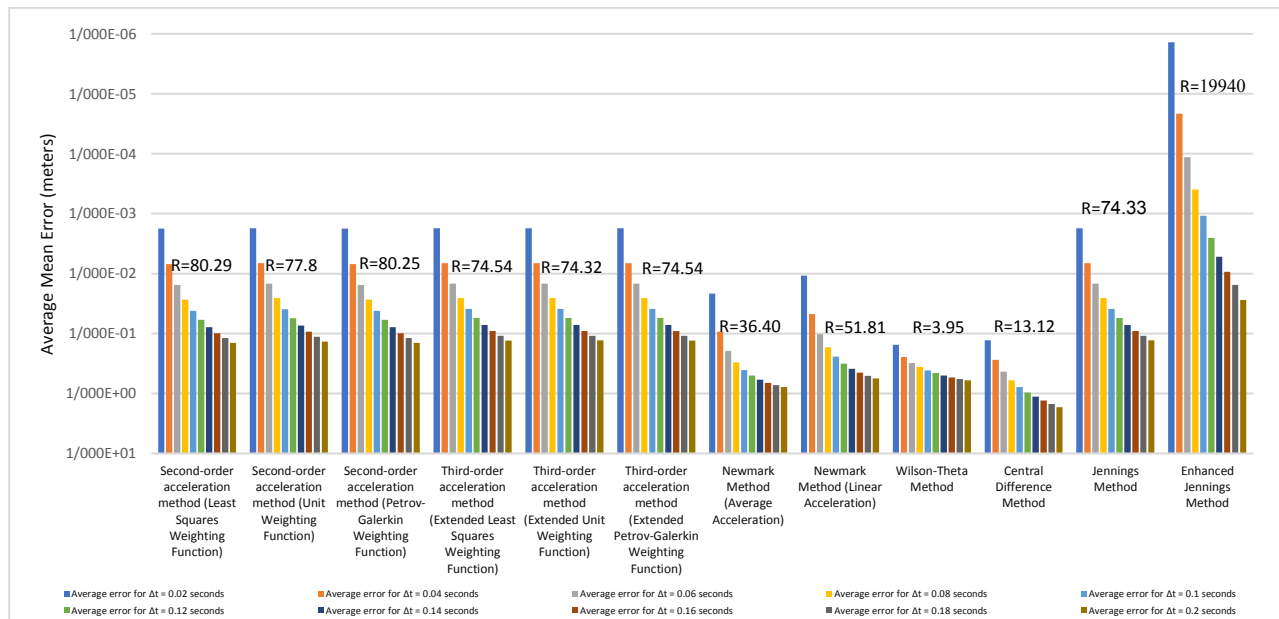


Figure 1: Average mean errors of different numerical methods for various damping ratios and Δt values from 0.02 seconds to 0.2 seconds

- Wilson-Theta Method with an error ratio of 67.19
- Newmark Method (Average Acceleration) with an error ratio of 69.16
- Central Difference Method with an error ratio of 142.7

3. Conclusion

In this article, the third-order acceleration method was extended using unit weighting functions, Petrov-Galerkin weighting functions, and least squares weighting functions. Subsequently, a single-degree-of-freedom system with a frequency of 1 Hz and damping ratios of 1%, 2%, 5%, 10%, and 20% was considered under harmonic loading. The harmonic loading frequency varied from 0.01 Hz to 3 Hz in increments of 0.01 Hz, and its analytical (exact) response was calculated. Afterwards, the response of this structure was calculated using the third-order acceleration method, second-order acceleration method, Newmark method (average acceleration method and linear acceleration method), Wilson method, central difference method, Jennings method, and enhanced Jennings method.

The error for each method was calculated using the RMSE criterion. This was performed for ten Δt values, with the smallest being 0.02 seconds and the largest being 0.20 seconds. The results showed that the greatest error reduction in the third-order acceleration method compared to the second-order acceleration method occurred for a damping ratio of 1% and $\Delta t = 0.2$ seconds. The least error for all Δt values was related to the enhanced Jennings method.

Given that the analysis was conducted for ten time steps and five damping ratios, each method included fifty average errors. By averaging these fifty errors, the average of the average errors was obtained, with the smallest being related to the enhanced Jennings method and the largest to the central difference method. The Jennings method and the third-order acceleration method had approximately the same error, with their error ratio to the minimum error being about 8.8.

Finally, the error trends concerning time step and damping were examined, and cubic polynomial relationships were proposed that had a high correlation with their actual values.



مقایسه کمی میزان دقت روش شتاب مرتبه ۳ با دیگر روش‌های عددی*

یادداشت پژوهشی

فاطمه انصاری^(۳)

فاطمه هاتفی اردکانی^(۲)

مسعود محمودآبادی^(۱)

DOI: 10.22067/jfeci.2024.85785.1276

چکیده فرض اساسی روش شتاب مرتبه ۳ این است که تغییرات شتاب در بازه زمانی Δt به صورت یک چندجمله‌ای درجه سوم می‌باشد. برای مقایسه کمی میزان خطای این روش با دیگر روش‌های عددی، یک سیستم یک درجه آزاد خطی در نظر گرفته شد. سپس، به این سیستم بارگذاری هارمونیک سینوسی با فرکانس مشخص اعمال گردید. با استفاده از روش‌های عددی شتاب مرتبه دوم و نیز روش شتاب مرتبه سوم و روش‌های عددی دیگر و با استفاده از معیار جذر میانگین مربعات، خطاهای روش‌های مختلف به صورت کمی محاسبه شده و با یکدیگر مقایسه شدند. همچنین، چندجمله‌ای‌هایی درجه ۳ برای روند تغییرات خطا بر حسب گام زمانی و میرایی بدست آمد که همبستگی بسیار مناسبی با مقادیر واقعی آن داشت.

واژه‌های کلیدی روش شتاب مرتبه ۳، تابع وزنی، انتگرال باقیمانده وزن دار، انتگرال گیری مستقیم زمانی، خطای جذر میانگین مربعات، برازش منحنی.

Quantitative Comparison of the Accuracy of the 3rd Order Acceleration Method with other Numerical Methods

Masoud Mahmoodabadi

Fateme Hatefi

Fateme Ansari

Abstract The basic assumption of the 3rd order acceleration method is that the acceleration changes in the time interval Δt is in the form of a third degree polynomial. To quantitatively compare the error rate of this method with other numerical methods, a linear one-degree-of-freedom system was considered. Then, sinusoidal harmonic loading with a specific frequency was applied to this system. Using numerical methods of second-order acceleration and third-order acceleration and other numerical methods and using the root mean square criterion, the errors of different methods were quantitatively calculated and compared with each other. Also, 3rd degree polynomials were obtained for the trends of error changes in terms of time step and damping, which had a very good correlation with its real values..

Key words 3rd order acceleration method, weighted function, weighted residual integral, direct time integration, root mean square error, curve fitting

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۹/۱۸ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۴/۳۱ می‌باشد.

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

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

(۳) دانشجوی ارشد سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

Email: m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

مقدمه

در حالت کلی، رفتار دینامیکی سازه‌ها به دو صورت خطی و غیرخطی در نظر گرفته می‌شود که معادله دیفرانسیل حاکم بر این سیستم‌ها، یک معادله دیفرانسیل مرتبه دوم خواهد بود بطوریکه روش‌های حل آن، به دو دسته کلی روش جمع آثار مدی و روش انتگرال‌گیری مستقیم زمانی دسته‌بندی می‌شود.

در سیستم‌های خطی، اگر پاسخ سازه در لحظه t موردنظر باشد، طبق روش انتگرال‌گیری مستقیم زمانی، ابتدا بازه $[0, t]$ به n زیر بازه تقسیم شده که معمولاً طول این زیر بازه‌ها (Δt) را با هم مساوی در نظر می‌گیرند. در هر یک از این زیر بازه‌ها (Δt) خواص سازه مانند سختی ثابت بوده و پاسخ در انتهای هر گام محاسبه می‌شود و سپس از این پاسخ به عنوان شرایط اولیه برای گام بعدی استفاده می‌شود.

از بین روش‌های انتگرال‌گیری زمانی مشروط پایدار، روش‌های شتاب خطی نیومارک و تفاضل مرکزی به علت دقت خوب، بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند که در این دو روش کلاسیک مرتبه تغییرات شتاب، حد اکثر بصورت خطی تغییر می‌کند. در مرجع [1]، مرتبه تغییرات شتاب در هر گام زمانی بصورت سهموی فرض شده که در نتیجه چند جمله‌ای مرتبه چهار تابع جابجایی، دارای پنج ضریب مجهول خواهد بود. این مقاله به عنوان مرجع اصلی در نظر گرفته شد با این تفاوت که مرتبه تغییرات شتاب در هر گام زمانی بصورت درجه ۳ در نظر گرفته شد. در نتیجه، در این حالت که شتاب به صورت چندجمله‌ای مرتبه سوم در نظر گرفته شد؛ تابع جابجایی، یک تابع درجه ۵ با شش ضریب بود. با توجه به اینکه با افزایش مرتبه شتاب، تعداد جملات بیشتری در بسط سری تیلور نسبت به روش‌های کلاسیک موجود در نظر گرفته می‌شود؛ بنابراین انتظار می‌رود که در روش پیشنهادی با مرتبه شتاب درجه ۳، دقت آن نسبت به روش‌های کلاسیک دیگر بالاتر باشد. در این روش برای محاسبه انتگرال باقیمانده وزن‌دار از سه تابع وزنی؛ واحد، پترو گالرکین و حداقل مربعات استفاده شد.

در مرجع [1] فرمولاسیون روش شتاب سهموی ارائه گردیده است. در این روش، تغییرات شتاب در هر گام زمانی به صورت درجه ۲ در نظر گرفته شده‌است. در این مقاله تغییرات شتاب در هر گام زمانی به صورت درجه ۳ در نظر گرفته شد که این موضوع نوآوری این مقاله می‌باشد. نویسندگان این مقاله بر این

باورند که بسط روش شتاب مرتبه ۳ برای اولین بار است که لااقل در ایران انجام می‌شود. لازم به ذکر است در مرجع [1] پاسخ دقیق یک ساختمان برشی با رفتار غیر خطی تحت بارگذاری سینوسی محاسبه گردیده است و سپس پاسخ تقریبی آن با روش نیومارک و روش شتاب سهموی محاسبه گردیده است و به صورت نمودارهای تاریخچه زمانی، پاسخ طبقات اول و دوم با پاسخ دقیق آنها مقایسه شده‌است. نقصی که بنظر می‌رسد در مرجع [1] وجود دارد، این است که پاسخ‌های تقریبی با پاسخ‌های دقیق متناظرشان به صورت کیفی و نموداری مقایسه شده‌اند. در این مقاله، خطاهای ۱۲ روش مختلف عددی، به صورت کمی (عددی) برای ۳۰۰ فرکانس بارگذاری محاسبه شده و با یکدیگر مقایسه شده‌اند. به عبارت دیگر، با استفاده از پارامتر (کمیت) جذر میانگین مربعات، خطاهای روش‌های مختلف با یکدیگر به ازای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد و ده گام زمانی مقایسه شده‌اند که منجر به حجم زیادی داده گردیده است. برای مقایسه روش‌های مختلف با یکدیگر، میانگین خطاهای فرکانس‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده و نتیجه‌گیری‌های لازم انجام شده است. علاوه بر این، روش شتاب سهموی، به روش شتاب مرتبه سوم بسط داده شده و میزان خطای این روش، با روش شتاب مرتبه دوم (سهموی)، مقایسه و نتیجه‌گیری‌های لازم انجام شده است.

غلامپور و همکاران [1]، یک روش باقیمانده وزن‌دار با استفاده از چند تابع وزنی برای حل مسائل دینامیکی غیرخطی سازه‌ها ارائه نمودند. آنها مرتبه تغییرات شتاب را در هر گام زمانی بصورت سهموی فرض نمودند. در نتیجه چندجمله‌ای جابجایی مربوطه از درجه ۴ بود و لازم بود که پنج ضریب مجهول این چندجمله‌ای محاسبه گردد. آنها برای محاسبه این پنج ضریب مجهول از پنج معادله استفاده کردند. آنها سه معادله از این ۵ معادله را از ارضای معادلات جابجایی، سرعت و شتاب در ابتدای هر گام بدست آوردند و دو معادله دیگر را با محاسبه انتگرال باقیمانده وزن‌دار و با چهار تابع وزنی؛ واحد، پترو گالرکین، حداقل مربعات و کالوکیشن بدست آوردند. آنها اذعان داشتند که از روش شتاب سهموی پاسخ‌های بهتر و دقیق‌تری حاصل می‌گردد.

چانگ (Chang) [2]، به بررسی روش صریح نیومارک پرداخت که بر اساس نتایج ارزیابی تحلیلی انجام شده‌است. او

که در این رابطه M ، C و K به ترتیب جرم، میرایی و سختی سازه است. $P(t)$ نیروی وارده به سازه و $\ddot{y}$ ، $\dot{y}$ و y به ترتیب جابجایی، سرعت و شتاب است. در روش شتاب مرتبه ۳، تغییرات شتاب در هر گام زمانی بصورت یک چند جمله‌ای مرتبه سوم در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه، معادله تغییر مکان در هر گام زمانی بصورت یک تابع چند جمله‌ای کامل مرتبه پنج خواهد بود که:

$$y(t) = at^5 + bt^4 + ct^3 + dt^2 + et + f \quad (2)$$

که در این رابطه a تا f شش ضریب ثابت مجهول هستند که باید در هر گام زمانی محاسبه شوند.

با مشتق گیری از رابطه (۲) نسبت به زمان، توابع سرعت و شتاب بصورت روابط زیر بدست می‌آیند:

$$\dot{y}(t) = 5at^4 + 4bt^3 + 3ct^2 + 2dt + e \quad (3)$$

$$\ddot{y}(t) = 20at^3 + 12bt^2 + 6ct + 2d \quad (4)$$

برای محاسبه این شش ضریب ثابت مجهول در هر گام زمانی، به شش معادله نیاز داریم. سه معادله از ارضای روابط جابه‌جایی و سرعت و شتاب در ابتدای هر گام زمانی بدست می‌آید که به صورت رابطه زیر می‌باشد:

$$y(t=0) = f = y_0 \quad (5)$$

$$\dot{y} = \dot{y}_0 \quad (6)$$

$$\ddot{y}(t=0) = 2d = \ddot{y}_0 \quad (7)$$

از طرفی با ارضای معادله حرکت در ابتدای گام زمانی داریم:

$$M \ddot{y}_0 + C \dot{y}_0 + K y_0 = P_0 \quad (8)$$

بنابراین با جایگذاری روابط (۵) و (۶) و (۷) در رابطه (۸) داریم:

$$M(2d) + C(e) + K(f) = P_0 \rightarrow d = \frac{P_0 - C.e - K.f}{2M} \quad (9)$$

معادله چهارم، طبق معادله (۸) از ارضای معادله حرکت در انتهای گام زمانی بدست می‌آید.

$$M. \ddot{y}_{\Delta t} + C. \dot{y}_{\Delta t} + K. y_{\Delta t} = P_{\Delta t} \quad (10)$$

$$M. (20a\Delta t^3 + 12b\Delta t^2 + 6c\Delta t + 2d) + C. (5a\Delta t^4 + 4b\Delta t^3 + 3c\Delta t^2 + 2d\Delta t + e) + K(a\Delta t^5 + b\Delta t^4 + c\Delta t^3 + d\Delta t^2 + e\Delta t + f) = P_{\Delta t} \quad (11)$$

همانطور که می‌دانیم در این روش عددی مانند روش‌های

اذعان داشت در حل گام به گام یک سیستم الاستیک خطی، یک گام زمانی مناسب می‌تواند بر پایه نتایج ارزیابی تحلیلی انتخاب شود؛ اگر چه هیچ راهی برای انتخاب یک گام زمانی مناسب برای انتگرال‌گیری دقیق یک سیستم غیر خطی وجود ندارد. او در این مطالعه بعد از معرفی درجه غیرخطی لحظه‌ای، ویژگی‌های عددی روش صریح نیومارک رابه صورت تحلیلی مورد ارزیابی قرار داد. او بیان کرد که حد پایداری بالایی برای یک سیستم الاستیک خطی برابر با ۲ است، که این مقدار، اغلب در مقاومت سخت شدگی لحظه‌ای، کاهش پیدا می‌کند و در مقاومت نرم شدگی لحظه‌ای، افزایش پیدا می‌کند.

محمودآبادی و همکاران [4]، روش جنینگز را با استفاده از تابع درونیایی اسپلاین درجه سه ارتقاء دادند. آنها به صورت مقایسه‌ای مزیت‌ها و معایب روش جنینگز که مبتنی بر روابط دقیق و فرض تغییرات خطی تحریک بود را نسبت به روش درونیایی اسپلاین ارزیابی نمودند.

محمودآبادی و حسینی [5]، طیف‌های پاسخ غیرخطی شبه شتاب سیستم‌های الاستو پلاستیک با شکل پذیری ثابت با شتاب نگاشت الاسترو که با روش درون یابی خطی تحریک و نیز با استفاده از تابع اسپلاین مکعبی به دست آمده بود، با یکدیگر مقایسه کردند. طیف‌های پاسخ غیر خطی برای شکل پذیری‌های ۱، ۱/۵، ۲، ۴ و ۸ محاسبه شدند.

در ادامه در بخش ۲، روش شتاب مرتبه ۳ به تفصیل شرح داده شده است. همچنین در بخش‌های ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷ مقاله به ترتیب روش‌های شتاب مرتبه ۲، روش نیومارک، (روش شتاب متوسط و شتاب خطی)، روش ویلسون، روش تفاضل مرکزی و روش جنینگز و جنینگز ارتقاء یافته شرح داده شده است. در بخش ۸، یک سیستم یک درجه آزاد خطی تحت طیفی از بارگذاری‌های سینوسی با فرکانس‌های مختلف به روش‌های فوق‌الذکر، تحلیل گردیده است و خطای روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در پایان و در بخش ۹، نتیجه‌گیری و پیشنهادات برای کارهای بعدی آمده است.

روش شتاب مرتبه ۳

معادله دیفرانسیل حرکت برای یک سازه یک درجه آزاد با رفتار خطی بصورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + Ky = P(t) \quad (1)$$

$$\int_0^{\Delta t} t^3(\text{remainder})dt = 0 \quad (22)$$

در نتیجه مجهولات a و b و c با حل همزمان معادلات (۲۰) و (۲۱) و (۲۲) بدست می‌آیند.

تابع وزنی حداقل مربعات

مربع تابع باقیمانده بصورت رابطه زیر بیان می‌شود:

$$(\text{remainder})^2 = \int_0^{\Delta t} [m\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + ky(t) - P(t)]^2 dt \quad (23)$$

برای حداقل سازی این تابع باقیمانده، سه معادله زیر را در نظر می‌گیریم:

$$\frac{\partial(\text{remainder})^2}{\partial a} = 0 \quad (24)$$

$$\frac{\partial(\text{remainder})^2}{\partial b} = 0 \quad (25)$$

$$\frac{\partial(\text{remainder})^2}{\partial c} = 0 \quad (26)$$

بنابراین با به کارگیری معادلات (۲۰)، (۲۱) و (۲۲) در معادلات (۲۴) و (۲۵) و (۲۶)، داریم:

$$\int_0^{\Delta t} [m\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) - P(t)] \left(m \frac{\partial \ddot{y}(t)}{\partial a} + C \frac{\partial \dot{y}(t)}{\partial a} + K \frac{\partial y(t)}{\partial a} \right) dt = 0 \quad (27)$$

$$\int_0^{\Delta t} [m\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) - P(t)] \left(m \frac{\partial \ddot{y}(t)}{\partial b} + C \frac{\partial \dot{y}(t)}{\partial b} + K \frac{\partial y(t)}{\partial b} \right) dt = 0 \quad (28)$$

$$\int_0^{\Delta t} [m\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) - P(t)] \left(m \frac{\partial \ddot{y}(t)}{\partial c} + C \frac{\partial \dot{y}(t)}{\partial c} + K \frac{\partial y(t)}{\partial c} \right) dt = 0 \quad (29)$$

حال با حل همزمان معادلات (۲۷) و (۲۸) و (۲۹)، مجهولات a و b و c محاسبه می‌شوند.

روش شتاب مرتبه ۲

در این روش شتاب در هر گام زمانی به صورت سهموی در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه تابع تغییر مکان یک چند جمله‌ای درجه چهار بر حسب زمان است. روش شتاب مرتبه ۲ در مرجع [1] به طور کامل توضیح داده شده است.

کلاسیک دیگر، به دلیل تقریبی بودن معادله تعادل حرکت در بازه $[0, t]$ بطور کامل ارضا نمی‌شود؛ در نتیجه یک تابع باقیمانده می‌توان تعریف کرد، بطوریکه [1]:

$$\text{remainder} = P - M\ddot{y} - C\dot{y} - Ky \quad (12)$$

که برای حداقل سازی این تابع باقیمانده از انتگرال باقیمانده وزنی استفاده می‌کنیم که:

$$\int_0^{\Delta t} W_i \times (\text{remainder})dt = 0 \quad (13)$$

که در این رابطه، W_i تابع وزنی می‌باشد. برای یافتن ضرایب مجهول a ، b و c توابع وزنی را در ادامه به صورت زیر در نظر می‌گیریم. حال با محاسبه این شش ثابت مجهول در هر گام زمانی، پاسخ در انتهای هر گام زمانی با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$y(t) = a\Delta t^5 + b\Delta t^4 + c\Delta t^3 + d\Delta t^2 + e\Delta t + f \quad (14)$$

$$\dot{y}(t) = 5a\Delta t^4 + 4b\Delta t^3 + 3c\Delta t^2 + 2d\Delta t + e \quad (15)$$

$$\ddot{y}(t) = 20a\Delta t^3 + 12b\Delta t^2 + 6c\Delta t + 2d \quad (16)$$

این پاسخ به عنوان شرایط اولیه برای گام زمانی بعدی در نظر گرفته شده و روابط فوق، مجدداً برای گام بعدی استفاده می‌شود؛ بطوریکه در انتها پاسخ در لحظه مورد نظر بدست آید. حال این توابع وزنی واحد بسط داده شده، پتروگالرکین بسط داده شده و حداقل مربعات بصورت زیر تعریف می‌شوند:

تابع وزنی واحد بسط داده شده

در این حالت با استفاده از توابع وزنی $W_1=1$ و $W_2=t$ رابطه (۱۳) به صورت رابطه زیر تبدیل می‌شود:

$$\int_0^{\Delta t} (\text{remainder})dt = 0 \quad (17)$$

$$\int_0^{\Delta t} t(\text{remainder})dt = 0 \quad (18)$$

حال با در نظر گرفتن همزمان معادلات (۱۱) و (۱۷) و (۱۸) مجهولات a و b و c محاسبه می‌شوند.

تابع وزنی پتروگالرکین بسط داده شده

در این روش سه تابع وزنی بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$W_1 = t \quad W_2 = t^2 \quad W_3 = t^3 \quad (19)$$

بنابراین با توجه به این دو تابع وزنی، رابطه (۱۳) به روابط زیر تبدیل می‌شود:

$$\int_0^{\Delta t} t(\text{remainder})dt = 0 \quad (20)$$

$$\int_0^{\Delta t} t^2(\text{remainder})dt = 0 \quad (21)$$

روش نیومارک (روش شتاب متوسط و شتاب خطی)

نیومارک در سال ۱۹۵۹ دو روش معروف، موسوم به روش شتاب متوسط و روش شتاب خطی ارائه نموده است [۵]. در روش شتاب متوسط، تغییرات شتاب در هر گام زمانی ثابت فرض می‌شود، اما در روش شتاب خطی، تغییرات شتاب در هر گام زمانی خطی فرض می‌شود. روش شتاب متوسط، برای هر مقدار Δt ، هر چقدر بزرگ باشد، از نظر عددی پایدار است، اما روش شتاب خطی برای $\Delta t \leq 0.551 T_n$ پایدار می‌باشد. روابط و فرمولاسیون این روش در مرجع [۵] آمده است.

روش ویلسون

ویلسون روش شتاب خطی که به صورت مشروط پایدار بود را اصلاح نمود و آنرا با اضافه کردن پارامتری به نام θ به صورت پایدار غیر مشروط درآورد. اگر $\theta = 1$ باشد، روش ویلسون، به روش شتاب خطی تبدیل می‌گردد. اگر $\theta \geq 1/37$ باشد، روش ویلسون پایدار غیر مشروط است. به استناد مرجع [۵] مقدار $\theta = 1/42$ دقت بهینه دارد. در این مقاله از مقدار بهینه θ استفاده شده است.

روش تفاضل مرکزی

این روش مبتنی بر تقریب تفاضل محدود از مشتقات زمانی جابه‌جایی (یعنی سرعت و شتاب) است. این روش از روش‌های صریح می‌باشد و پایدار مشروط است. یعنی اگر $\Delta t < \frac{T_n}{\pi}$ باشد، از نظر عددی روش پایدار است. جزئیات این روش در مرجع [۵] آمده است.

روش جینگز و روش جینگز ارتقاء یافته

روش مبتنی بر روابط دقیق و فرض تغییرات خطی تحریک که بعضاً در مراجع فنی فارسی از آن به روش جینگز یاد می‌شود، روش متعارف و معمولی است که برای محاسبه پاسخ سازه‌ها در برابر زلزله در محدوده رفتار خطی از آن استفاده می‌شود. در روش درونیابی خطی تحریک، همانطوریکه از اسم آن مشخص است، نقاط شتابنگاشت با پاره‌خط‌هایی به یکدیگر متصل می‌شوند؛ در نتیجه در محل اتصال پاره خط‌ها، شیب آنها لزوماً با یکدیگر برابر نمی‌باشد و فقط مقادیر تابع در محل اتصال آنها با یکدیگر برابر است. با توجه به اینکه درونیابی خطی تحریک، یکی از ساده‌ترین

روش‌های درونیابی است؛ در نتیجه، اگر بازه‌های زمانی بین نقاط شتابنگاشت نسبت به دوره تناوب طبیعی سازه کوچک باشد، درونیابی خطی قابل قبول بوده و دارای دقت کافی می‌باشد. در مرجع [۵]، ذکر گردیده است که به ازای $\Delta t = \frac{T_n}{10}$ نتایج نسبتاً دقیقی به دست خواهد آمد. T_n دوره تناوب طبیعی ارتعاش سیستم یک درجه آزاد است. لازم به ذکر است روش جینگز مبتنی بر روابط دقیق و فرض تغییرات خطی تحریک است و برای سیستم‌های یک و چند درجه آزاد دینامیکی خطی، قابل استفاده است. در این روش، تنها فرضی که برای حل معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت این سیستم‌ها استفاده می‌شود، فرض خطی بودن تحریک در فاصله Δt می‌باشد؛ به عبارت دیگر، سمت چپ معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت که به صورت معادله (۳۰) می‌باشد، بدون هیچگونه تغییری باقی می‌ماند و تنها فرض استفاده شده در این روش این است که سمت راست معادله حرکت تقریب زده می‌شود. تنها تقریب استفاده شده به این صورت است که تغییرات شتاب پایه به صورت خطی در بازه Δt در نظر گرفته می‌شود که در واقعیت مطمئناً به این صورت نیست [۵].

معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت سیستم یک درجه آزادی جرم-فنر-میراگر عبارت است از:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (30)$$

که در این معادله u و $\dot{u}$ و $\ddot{u}$ به ترتیب مقادیر جابجایی، سرعت و شتاب جرم m می‌باشند. در حالتی که بجای نیروی $p(t)$ سیستم یک درجه آزاد مورد بحث، تحت اثر حرکت افقی $u_g(t)$ زمین قرار گرفته باشد، در مرجع [۵] ثابت شده است که معادله (۳۰) به شکل زیر در می‌آید:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (31)$$

در معادله (۳۱)، u ، $\dot{u}$ و $\ddot{u}$ به ترتیب مقادیر جابجایی نسبی، سرعت نسبی و شتاب نسبی جرم m نسبت به زمین (تکیه‌گاه) می‌باشند و $\ddot{u}_g(t)$ نیز شتاب حرکت زمین است. شتاب حرکت زمین که بوسیله دستگاه‌های شتابنگار اندازه‌گیری می‌شود معمولاً به صورت یک مجموعه اعداد می‌باشند که به فواصل زمانی مشخص Δt از یکدیگر قرار دارند. به عنوان مثال، فواصل زمانی بین نقاط شتابنگاشت‌های الاسترو، ناغان و طبس برابر با ۰/۰۲ ثانیه می‌باشد.

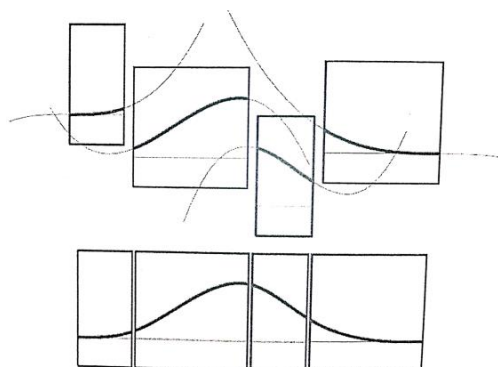
روش جینگز، روشی عددی برای حل معادله دیفرانسیل (۳۰) یا (۳۱) می‌باشد. این روش مبتنی بر روابط دقیق و فرض

هستند. لازم به ذکر است که $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ ، $\zeta = \frac{c}{2m\omega_n}$ و $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$ می‌باشد. همچنین، در حالتی که گام زمانی $\Delta t \equiv \Delta t_i$ ثابت باشد، کافی است که هشت ضریب $A, B, C, \dots, D$ فقط یکبار محاسبه شوند.

هر گاه از درونیابی اسپلاین مکعبی به جای درونیابی خطی استفاده شود، سمت راست، در شکل ۳ یک تابع تحریک درجه سه $p(t)$ در بازه زمانی $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ به شکل زیر بر حسب τ وجود دارد:

$$p(\tau) = a_i \tau^3 + b_i \tau^2 + c_i \tau + d_i \quad (35)$$

در رابطه (۳۵)، a_i, b_i, c_i, d_i ضرایب ثابتی هستند که چگونگی محاسبه آنها در مرجع [3] توضیح داده شده است. در حقیقت در روش جنینگز ارتقاء یافته در هر گام زمانی از یک چند جمله ای درجه ۳ بجای درونیابی خطی استفاده می‌شود. در شکل (۲) این چند جمله ای های درجه ۳ نشان داده شده اند. این منحنی ها موسوم به منحنی های اسپلاین هستند. در نقاط اتصال این منحنی ها، علاوه بر مقدار آنها شیب و مشتق دوم این منحنی ها نیز با یکدیگر برابر است.



شکل ۲ مفهوم منحنی های اسپلاین

حال معادله دیفرانسیل مرتبه دوم زیر را در نظر بگیرید:

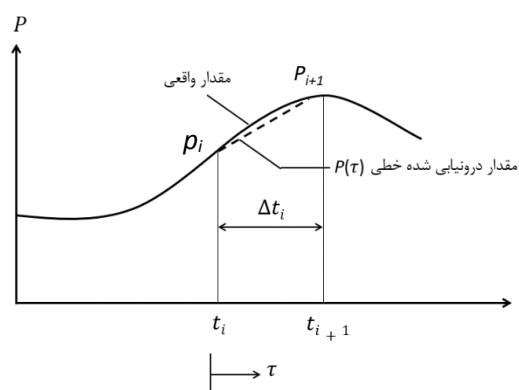
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = a_i \tau^3 + b_i \tau^2 + c_i \tau + d_i \quad t_i \leq \tau \leq t_{i+1} \quad (36)$$

این معادله با فرض اینکه میرایی سیستم زیر، مقدار بحرانی باشد، یک جواب عمومی به شکل زیر دارد:

$$u_{\text{general}}(\tau) = e^{-\zeta \omega_n \tau} [A \cos \omega_D \tau + B \sin \omega_D \tau] \quad (37)$$

در رابطه (۳۷)، A و B دو ضریب ثابت هستند. حل مکمل

تغییرات خطی تابع تحریک $p(t)$ است که در شکل (۱) مشخص شده است.



شکل ۱ نمادهای مورد استفاده در درونیابی خطی تحریک [5]

تابع تحریک $p(\tau)$ در بازه زمانی $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ را می‌توان به صورت یک تابع خطی بر حسب τ به شکل زیر بیان کرد:

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad (32)$$

که در آن $\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$ می‌باشد و متغیر τ از صفر تا Δt_i تغییر می‌کند. پاسخ سیستم یک درجه آزاد مورد بحث در بازه زمانی $0 \leq \tau \leq \Delta t_i$ حاصل جمع سه قسمت است: (۱) ارتعاش آزاد تحت جابجایی اولیه u_i و سرعت اولیه $\dot{u}_i$ در $\tau = 0$ ، (۲) پاسخ به نیروی پله ای p_i با شرایط اولیه صفر و (۳) پاسخ به نیروی شیب دار $\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau$ با شرایط اولیه صفر. با جمع پاسخ های سه قسمت فوق الذکر، پاسخ $u(\tau)$ بدست می‌آید. با جایگذاری $\tau = \Delta t_i$ در $u(\tau)$ و $\dot{u}(\tau)$ ، جابجایی u_{i+1} و سرعت $\dot{u}_{i+1}$ که به ترتیب جابجایی و سرعت جرم m در زمان t_{i+1} هستند، بدست می‌آید. جزئیات کار در مرجع [5] توضیح داده شده است و در نهایت در این مرجع، معادلات بازگشتی زیر برای محاسبه u_{i+1} و $\dot{u}_{i+1}$ ارائه شده است:

$$u_{i+1} = Au_i + B\dot{u}_i + Cp_i + Dp_{i+1} \quad (33)$$

$$\dot{u}_{i+1} = A'\dot{u}_i + B'\dot{u}_i + C'p_i + D'p_{i+1} \quad (34)$$

مقادیر هشت ضریب $A, B, C, \dots, D$ که در سمت راست روابط (۳۳) و (۳۴) وجود دارند، در مرجع [5] آورده شده اند. این ضرایب بستگی به پارامترهای ω_n, k و ζ ، سیستم یک درجه آزاد دارند. همچنین، آنها وابسته به بازه زمانی $\Delta t \equiv \Delta t_i$ نیز

گرفته شده است. پاسخ تحلیلی این سیستم در برابر بارگذاری هارمونیک سینوسی در کتب دینامیک سازه ها موجود می باشد. برای این سیستم، میرایی های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد در نظر گرفته شد. فرکانس بارگذاری هارمونیک از ۰/۰۱ هرتز تا ۳ هرتز با افزایش ۰/۰۱ در نظر گرفته شد و برای ۳۰۰ بارگذاری هارمونیک، مقدار جذر میانگین مربعات خطا برای Δt های ۰/۰۲، ۰/۰۴، ۰/۰۶، ۰/۰۸، ۰/۱۰، ۰/۱۲، ۰/۱۴، ۰/۱۶، ۰/۱۸ و ۰/۲۰ ثانیه محاسبه گردید. تعداد نقاط در نظر گرفته شده برای محاسبه معیار خطای جذر میانگین مربعات برابر با ۱۰۰۱ نقطه بود. در جدول شماره (۱) و (۲) مقادیر حداکثر خطا، حداقل خطا، میانگین خطا و انحراف معیار خطا، برای روش شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) و روش شتاب مرتبه دوم (روش حداقل مربعات) برای $\Delta t = 0/10$ آورده شده است. با دقت در این جداول مشاهده می شود که مقدار میانگین خطا در روش شتاب مرتبه سوم برای میرایی های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با 10^{-2} ، 10^{-2} ، 10^{-2} ، 10^{-2} و 10^{-2} می باشد. همچنین، مشاهده می شود مقدار میانگین خطا در روش شتاب مرتبه دوم برای میرایی های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با 10^{-2} ، 10^{-2} ، 10^{-2} ، 10^{-2} و 10^{-2} می باشد. با مقایسه مقادیر میانگین خطای روش شتاب مرتبه سوم نسبت به مقادیر متناظر میانگین خطای روش شتاب مرتبه دوم، مشخص می گردد که برای میرایی های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب ۱۲/۸۹، ۶/۹۷، ۳/۲۰، ۱/۸۴ و ۱/۰۵ درصد کاهش خطا اتفاق افتاده است. مقدار میانگین کاهش خطا برای این پنج میرایی برابر با ۵/۱۹ درصد می باشد.

یا خصوصی معادله دیفرانسیل (۳۷) با توجه به اینکه سمت راست این معادله یک تابع درجه سه بر حسب τ است را باید به صورت زیر در نظر گرفت:

$$u_p(\tau) = A'\tau^3 + B'\tau^2 + C'\tau + D' \quad (38)$$

که A' ، B' ، C' و D' چهار ضریب ثابت هستند که مقادیر آنها به شرح زیر است:

$$A' = \frac{i}{k} \quad (39)$$

$$B' = \frac{b_i - \frac{3i}{k}}{k} \quad (40)$$

$$C' = \frac{i}{k} - 6\frac{i}{k^2} - \frac{2c(b_i - \frac{3i}{k})}{k^2} \quad (41)$$

$$D' = \left[\frac{d_i - \frac{2m(b_i - 3ca_i)}{k}}{k} \right] - \frac{c \left(c_i - \frac{6i}{k} - \frac{2c(b_i - \frac{3i}{k})}{k} \right)}{k^2} \quad (42)$$

با جمع جواب های عمومی و خصوصی معادلات (۳۷) و (۳۸)، جواب کل بدست می آید:

$$u_{total}(\tau) = u_{general}(\tau) + u_p(\tau) \quad (43)$$

$$u_{total}(\tau) = e^{-\zeta\omega_n\tau} [A \cos \omega_D \tau + B \sin \omega_D \tau] + A'\tau^3 + B'\tau^2 + C'\tau + D' \quad (44)$$

که ضرایب ثابت A و B با اعمال تغییر مکان و سرعت اولیه در ابتدای گام زمانی محاسبه می شوند.

مقایسه کمی روش های مختلف عددی با یکدیگر

در این بخش برای مقایسه کمی خطاهای روش های مختلف، یک سیستم جرم- فنر - میراگر خطی با فرکانس ۱ هرتز در نظر

جدول ۱ مقادیر حداکثر، حداقل، میانگین و انحراف معیار جذر میانگین مربعات خطای پاسخ تغییر شکل بر حسب تغییر شکل استاتیکی برای میرایی های مختلف برای Δt برابر با ۰/۱۰ ثانیه - روش شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات - تابع تغییر مکان درجه ۵)

میرایی	۱ درصد	۲ درصد	۵ درصد	۱۰ درصد	۲۰ درصد
حداکثر خطا	$1/005$	$5/396 \times 10^{-1}$	$2/242 \times 10^{-1}$	$1/140 \times 10^{-1}$	$5/820 \times 10^{-2}$
بتای مربوط به حداکثر خطا	$1/00$	$1/00$	$1/00$	$1/01$	$1/04$
حداقل خطا	$2/348 \times 10^{-6}$	$2/342 \times 10^{-6}$	$2/341 \times 10^{-6}$	$2/341 \times 10^{-6}$	$2/341 \times 10^{-6}$
بتای مربوط به حداقل خطا	$0/01$	$0/01$	$0/01$	$0/01$	$0/01$
میانگین خطا	$5/298 \times 10^{-2}$	$4/592 \times 10^{-2}$	$3/780 \times 10^{-2}$	$3/206 \times 10^{-2}$	$2/638 \times 10^{-2}$
انحراف معیار خطا	$1/024 \times 10^{-1}$	$7/038 \times 10^{-2}$	$4/035 \times 10^{-2}$	$2/517 \times 10^{-2}$	$1/521 \times 10^{-2}$

جدول ۲ مقادیر حداکثر، حداقل، میانگین و انحراف معیار جذر میانگین مربعات خطای پاسخ تغییرشکل بر حسب تغییرشکل استاتیکی برای میرایی‌های مختلف برای Δt برابر با ۰/۱۰ ثانیه - روش شتاب مرتبه دوم (روش حداقل مربعات - تابع تغییر مکان درجه ۴)

میرایی	۱ درصد	۲ درصد	۵ درصد	۱۰ درصد	۲۰ درصد
حداکثر خطا	$1/706$	$7/481 \times 10^{-1}$	$2/609 \times 10^{-1}$	$1/234 \times 10^{-1}$	$6/048 \times 10^{-2}$
بتای مربوط به حداکثر خطا	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۱	۱/۰۴
حداقل خطا	$3/972 \times 10^{-5}$	$1/438 \times 10^{-5}$	$4/306 \times 10^{-6}$	$2/658 \times 10^{-6}$	$2/364 \times 10^{-6}$
بتای مربوط به حداقل خطا	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱
میانگین خطا	$6/082 \times 10^{-2}$	$4/936 \times 10^{-2}$	$3/905 \times 10^{-2}$	$3/266 \times 10^{-2}$	$2/666 \times 10^{-2}$
انحراف معیار خطا	$1/509 \times 10^{-1}$	$8/816 \times 10^{-2}$	$4/481 \times 10^{-2}$	$2/667 \times 10^{-2}$	$1/566 \times 10^{-2}$

در شکل‌های (۳) الی (۱۲) نمودار میله‌ای میانگین خطای روش‌های مختلف به ازای $\Delta t = 0/02$ تا $\Delta t = 0/20$ ثانیه آورده شده است. لازم به ذکر است محور قائم نمودارهای میله‌ای، لگاریتمی معکوس می‌باشند، به عبارتی دیگر میله‌ای که بیشترین ارتفاع را دارد، دارای کمترین خطا است و با توجه به اینکه جذر میانگین مربعات خطا به عنوان معیار خطا انتخاب گردیده است، در نتیجه تمام مقادیر خطا، اعدادی مثبت می‌باشند. با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۳) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0/02$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

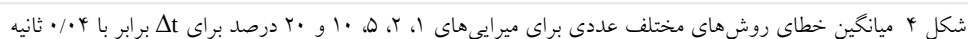
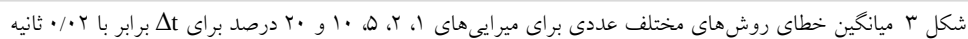
۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.
۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین و نیز روش تابع وزنی واحد بسط داده شده تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $2/471 \times 10^{-3}$ ، $2/091 \times 10^{-3}$ ، $1/662 \times 10^{-3}$ ، $1/391 \times 10^{-3}$ و $1/139 \times 10^{-3}$ بود. مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد 10^{-3} ، 10^{-2} ، 10^{-1} ، 10^{-2} و 10^{-1} می‌باشند. میانگین بیشینه‌ی خطا برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $1/809 \times 10^{-1}$ است که این میانگین ۱۰۳ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.

در شکل‌های (۳) الی (۱۲) نمودار میله‌ای میانگین خطای روش‌های مختلف به ازای $\Delta t = 0/02$ تا $\Delta t = 0/20$ ثانیه آورده شده است.

لازم به ذکر است محور قائم نمودارهای میله‌ای، لگاریتمی معکوس می‌باشند، به عبارتی دیگر میله‌ای که بیشترین ارتفاع را دارد، دارای کمترین خطا است و با توجه به اینکه جذر میانگین مربعات خطا به عنوان معیار خطا انتخاب گردیده است، در نتیجه تمام مقادیر خطا، اعدادی مثبت می‌باشند.

با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۳) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0/02$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.
۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین و نیز روش تابع وزنی واحد بسط داده شده تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $2/471 \times 10^{-3}$ ، $2/091 \times 10^{-3}$ ، $1/662 \times 10^{-3}$ ، $1/391 \times 10^{-3}$ و $1/139 \times 10^{-3}$ بود. مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد 10^{-3} ، 10^{-2} ، 10^{-1} ، 10^{-2} و 10^{-1} می‌باشند. میانگین بیشینه‌ی خطا برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $1/809 \times 10^{-1}$ است که این میانگین ۱۰۳ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.



۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین و نیز روش تابع وزنی

سال سی و هفتم، شماره دو، ۱۴۰۳

۱۰/۹۹۸×۹ بود. با مقایسه این دو سری اعداد، مشخص می‌شود که با افزایش مرتبه شتاب از ۲ به ۳ برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب ۹/۱۳، ۴/۸۴، ۲/۲۱، ۰/۷۲ و ۰/۲۳ درصد معیار خطا کاهش یافته است. میانگین کاهش خطا برای تمام میرایی‌ها ۳/۶۳ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است.

۵. کمینه‌ی میانگین خطا، مربوط به روش جنینگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب مقادیر $10^{-4} \times 1.44$ ، $10^{-4} \times 1.25$ ، $10^{-4} \times 1.09$ ، $10^{-4} \times 1.01$ و $10^{-4} \times 1.02$ و مشاهده گردید. این مقادیر به مراتب کمتر از خطای روش شتاب مرتبه سوم می‌باشد. یعنی میانگین پنج عدد فوق‌الذکر ۱۲۹ برابر کمتر از میانگین پنج خطای مربوط به روش شتاب مرتبه سوم (روش کمترین مربعات) است.

۶. روش تفاضل مرکزی، بیشینه میانگین خطا را در بین این هشت روش عددی داشته است که عدد مربوط به این خطاها برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $10^{-1} \times 7.03$ ، $10^{-1} \times 5.27$ ، $10^{-1} \times 3.95$ ، $10^{-1} \times 3.12$ و $10^{-1} \times 2.43$ است. میانگین بیشینه‌ی خطا برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $10^{-1} \times 3.09$ است که این میانگین ۳۰ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.

با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۶) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0.08$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.

۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.

۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین و نیز روش تابع وزنی واحد بسط داده شده تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند و با مقادیر میانگین خطای روش تابع وزنی واحد تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.

۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $10^{-2} \times 3.47$ ، $10^{-2} \times 3.05$ ، $10^{-2} \times 2.99$ و $10^{-2} \times 1.73$ بود. مقادیر متناظر این

کمینه‌ی خطا برای تمام میرایی‌ها ۱/۲۴ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است.

۵. کمینه‌ی میانگین خطا، مربوط به روش جنینگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب مقادیر $10^{-5} \times 2.80$ ، $10^{-5} \times 2.38$ ، $10^{-5} \times 2.03$ ، $10^{-5} \times 1.84$ و $10^{-5} \times 1.67$ مشاهده گردید. این مقادیر به مراتب کمتر از خطای روش شتاب مرتبه سوم می‌باشد. یعنی میانگین پنج عدد فوق‌الذکر، ۳۱۲ برابر کمتر از میانگین پنج خطای مربوط به روش شتاب مرتبه سوم (روش کمترین مربعات) است.

۶. مقادیر خطای روش ویلسون برای میرایی ۱ و ۲ درصد، به ترتیب برابر با $10^{-1} \times 5.75$ و $10^{-1} \times 3.39$ می‌باشد که این مقادیر بیشترین میزان خطا در هشت روش مطرح شده در این تحقیق برای میرایی ۱ و ۲ درصد است. برای میرایی‌های ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد، روش تفاضل مرکزی، بیشینه‌ی میانگین خطا را دارد که خطاهای مربوط به میرایی‌های فوق‌الذکر به ترتیب $10^{-1} \times 5.27$ ، $10^{-1} \times 4.22$ و $10^{-1} \times 3.95$ می‌باشند. میانگین بیشینه‌ی خطا برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $10^{-1} \times 3.09$ است که این میانگین ۴۶ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.

با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۵) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0.06$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.

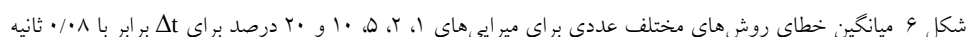
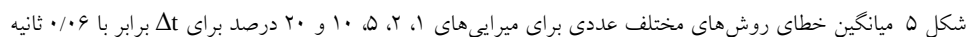
۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.

۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین و نیز روش تابع وزنی واحد بسط داده شده تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند و با مقادیر میانگین خطای روش تابع وزنی واحد تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.

۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $10^{-2} \times 3.10$ ، $10^{-2} \times 2.79$ ، $10^{-2} \times 2.41$ و $10^{-2} \times 1.73$ بود. مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد $10^{-2} \times 2.12$ ، $10^{-2} \times 1.81$ ، $10^{-2} \times 1.44$ و $10^{-2} \times 1.21$ و 10^{-3}

اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد ۱۰^{-۲} × ۳/۹۱۷، ۱۰^{-۲} × ۳/۱۹۷، ۱۰^{-۲} × ۲/۵۴۲، ۱۰^{-۲} × ۲/۱۳۳ و ۱۰^{-۲} × ۱/۷۴۷ بود که با مقایسه این دو سری اعداد، مشخص می‌شود که با افزایش مرتبه شتاب از ۲ به ۳ برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب ۱۱/۲۸، ۶/۰۱، ۲/۷۵، ۱/۵۹ و ۰/۹۶ درصد معیار خطا کاهش یافته است. میانگین کاهش خطا برای تمام میرایی‌ها ۴/۵۲ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است.

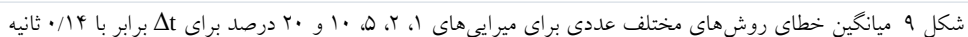
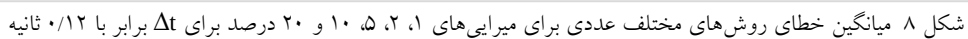
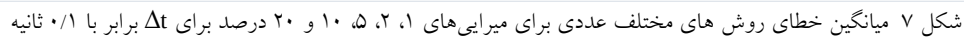
۵. کمینه‌ی میانگین خطا، مربوط به روش جینگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب مقادیر ۴/۹۴۸ × ۱۰^{-۴}، ۴/۳۱۷ × ۱۰^{-۴}، ۳/۷۸۵ × ۱۰^{-۴} و ۱۰^{-۴} است.



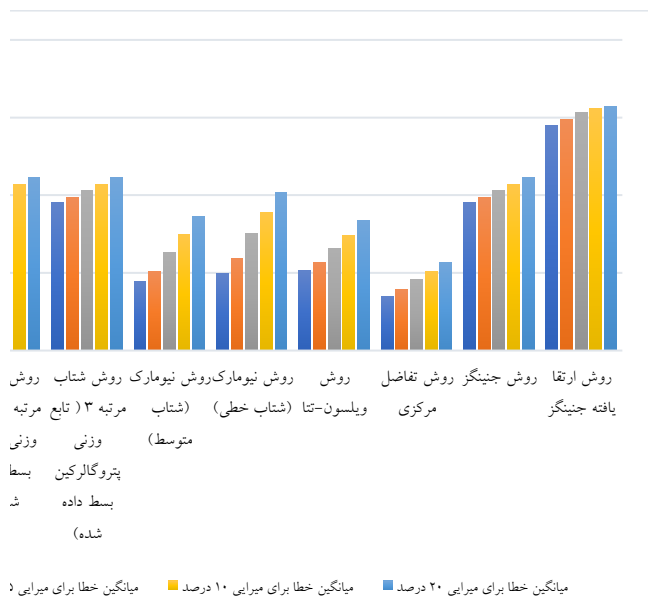
با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۸) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0.12$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.
۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۲ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین بسط داده شده تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند و با مقادیر میانگین خطای روش تابع وزنی واحد تا ۲ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $7/445 \times 10^{-2}$ ، $6/453 \times 10^{-2}$ ، $5/302$ ، $4/485 \times 10^{-2}$ و $3/676 \times 10^{-2}$ مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد $8/665 \times 10^{-2}$ ، $6/994 \times 10^{-2}$ ، $5/500 \times 10^{-2}$ و $4/579 \times 10^{-2}$ و $3/720 \times 10^{-2}$ بودند که با مقایسه این دو سری اعداد مشخص می‌شود که با افزایش مرتبه شتاب از ۲ به ۳ برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $14/08$ ، $7/73$ ، $3/60$ ، $2/05$ و $1/18$ درصد، معیار خطا کاهش یافته است. کمینه‌ی میانگین خطا برای تمام میرایی‌ها $5/73$ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است.
۵. کمینه‌ی میانگین خطا مربوط به روش جینگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب خطاهای $3/207 \times 10^{-3}$ ، $2/773 \times 10^{-3}$ ، $2/416 \times 10^{-3}$ ، $2/232 \times 10^{-3}$ و $2/067 \times 10^{-3}$ مشاهده گردید. این مقادیر به مراتب کمتر از خطای روش شتاب مرتبه سوم می‌باشد. یعنی میانگین پنج عدد فوق‌الذکر ۲۲ برابر کمتر از میانگین پنج خطای مربوط به روش شتاب مرتبه سوم (روش کمترین مربعات) است.
۶. روش تفاضل مرکزی، بیشینه میانگین خطا را در بین این هشت روش عددی داشته است که عدد مربوط به این خطاها برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $1/539$ ، $1/199$ ، 10^{-1} ، $8/595 \times 10^{-1}$ و $6/708 \times 10^{-1}$ است. میانگین بیشینه‌ی خطا برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $9/563 \times 10^{-1}$ است که این میانگین ۱۷ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.

- با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۷) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0.1$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:
۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.
۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین و نیز روش تابع وزنی واحد بسط داده شده تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند و با مقادیر میانگین خطای روش تابع وزنی واحد تا ۲ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $5/298 \times 10^{-2}$ ، $4/592 \times 10^{-2}$ ، $3/780$ ، $3/206 \times 10^{-2}$ و $2/638 \times 10^{-2}$ بود. مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد $6/082 \times 10^{-2}$ ، $4/936 \times 10^{-2}$ ، $3/905 \times 10^{-2}$ و $3/266 \times 10^{-2}$ و $2/666 \times 10^{-2}$ بودند که با مقایسه این دو سری اعداد مشخص می‌شود که با افزایش مرتبه شتاب از ۲ به ۳ برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $12/89$ ، $6/97$ ، $3/20$ ، $1/84$ و $1/05$ درصد معیار خطا کاهش یافته است. میانگین کمینه‌ی خطا برای تمام میرایی‌ها $5/19$ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است.
۵. کمینه‌ی میانگین خطا مربوط به روش جینگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب خطاهای $1/352 \times 10^{-3}$ ، $1/179 \times 10^{-3}$ ، $1/035 \times 10^{-3}$ ، $9/574 \times 10^{-3}$ و $8/846 \times 10^{-3}$ مشاهده گردید. این مقادیر به مراتب کمتر از خطای روش شتاب مرتبه سوم می‌باشد. یعنی میانگین پنج عدد فوق‌الذکر ۳۶ برابر کمتر از میانگین پنج خطای مربوط به روش شتاب مرتبه سوم (روش کمترین مربعات) است.
۶. روش تفاضل مرکزی، بیشینه‌ی میانگین خطا را در بین این هشت روش عددی داشته است که عدد مربوط به این خطاها برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $9/665 \times 10^{-1}$ ، $6/933 \times 10^{-1}$ ، $5/447 \times 10^{-1}$ و $4/188 \times 10^{-1}$ است. میانگین بیشینه‌ی خطا، برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $7/804 \times 10^{-1}$ است که این میانگین ۲۰ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.



میانگین ۱۶ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.



شکل ۱۰ میانگین خطای روش‌های مختلف عددی برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد برای $\Delta t = 0/16$ برابر با ثانیه

با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۱۰) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0/16$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.

۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.

۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.

۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $1/251 \times 10^{-1}$ ، $1/077 \times 10^{-1}$ ، $5/909 \times 10^{-2}$ و $8/734 \times 10^{-2}$ بود. مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد $1/480 \times 10^{-1}$ ، $1/181 \times 10^{-1}$ ، $9/121 \times 10^{-2}$ و $7/486 \times 10^{-2}$ است که با مقایسه این دو سری اعداد مشخص می‌شود

با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۹) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0/14$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.

۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین مقادیر خطای دو روش مذکور تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.

۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند و با مقادیر میانگین خطای روش تابع وزنی واحد تا ۲ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.

۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $9/868 \times 10^{-2}$ ، $8/534 \times 10^{-2}$ ، $6/979 \times 10^{-2}$ و $5/877 \times 10^{-2}$ بود. مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد $1/160 \times 10^{-1}$ ، $9/310 \times 10^{-2}$ ، $7/266 \times 10^{-2}$ و $6/014 \times 10^{-2}$ بودند که با مقایسه این دو سری اعداد مشخص می‌شود که با افزایش مرتبه شتاب از ۲ به ۳ برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $14/93$ ، $8/33$ ، $4/05$ ، $2/28$ و $1/28$ درصد معیار خطا کاهش یافته است. میانگین کاهش خطا برای تمام میرایی‌ها $6/17$ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است.

۵. کمینه‌ی میانگین خطا مربوط به روش جینیگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب خطاهای $6/775 \times 10^{-3}$ ، $5/747 \times 10^{-3}$ ، $4/902 \times 10^{-3}$ ، $4/484 \times 10^{-3}$ و $4/148 \times 10^{-3}$ مشاهده گردید. این مقادیر به مراتب کمتر از خطای روش شتاب مرتبه سوم می‌باشد. یعنی میانگین پنج عدد فوق‌الذکر ۱۴ برابر کمتر از میانگین پنج خطای مربوط به روش شتاب مرتبه سوم (روش کمترین مربعات) است.

۶. روش تفاضل مرکزی، بیشینه‌ی میانگین خطا را در بین این هشت روش عددی داشته است که عدد مربوط به این خطاها برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $1/773$ ، $1/429$ ، $1/036$ ، $8/059 \times 10^{-1}$ و $6/150 \times 10^{-1}$ است. میانگین بیشینه‌ی خطا برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $1/13$ است که این

۱۰×۷/۰۸۰ که با مقایسه این دو سری اعداد مشخص می‌شود که با افزایش مرتبه شتاب از ۲ به ۳ برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب ۱۵/۷۶، ۹/۱۵، ۴/۵۵، ۲/۶۸ و ۱/۵۱ درصد معیار خطا کاهش یافته است. میانگین خطا برای تمام میرایی‌ها ۶/۷۳ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است.

۵. کمینه‌ی میانگین خطا مربوط به روش جنینگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب خطاهای $10^{-2} \times 1/283$ ، $10^{-3} \times 8/610$ ، $10^{-3} \times 7/681$ و $10^{-2} \times 2/217$ ، $10^{-2} \times 1/770$ ، $10^{-2} \times 1/383$ و $10^{-2} \times 1/205$ مشاهده گردید. این مقادیر به مراتب کمتر از خطای روش شتاب مرتبه سوم می‌باشد. یعنی میانگین پنج عدد فوق‌الذکر، ۷ برابر کمتر از میانگین پنج خطای مربوط به روش شتاب مرتبه سوم (روش کمترین مربعات) است.

۶. روش تفاضل مرکزی، بیشینه‌ی میانگین خطا را در بین این هشت روش عددی داشته است که عدد مربوط به این خطاها برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $1/873$ ، $2/204$ ، $1/425$ ، $1/116$ و $8/524 \times 10^{-1}$ است. میانگین بیشینه‌ی خطا برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $1/494$ است که این میانگین ۱۴ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.

با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۱۲) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0/2$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.
۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند و با مقادیر میانگین خطای روش تابع وزنی واحد تا ۲ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $10^{-1} \times 1/851$ ، $10^{-1} \times 1/571$ ، $10^{-1} \times 1/247$ ، $10^{-1} \times 1/26$ و $10^{-2} \times 8/295$ بود. مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد $10^{-1} \times 1/821$ ، $10^{-1} \times 1/442$ ، $10^{-1} \times 1/99$ ، $10^{-2} \times 8/911$ و 10^{-2}

که با افزایش مرتبه شتاب از ۲ به ۳ برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب ۱۵/۴۷، ۸/۸۱، ۴/۲۴، ۲/۴۸ و ۱/۴۲ درصد، معیار خطا کاهش یافته است. میانگین کمینه‌ی خطا برای تمام میرایی‌ها ۶/۴۸ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است.

۵. کمینه‌ی میانگین خطا مربوط به روش جنینگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب خطاهای $10^{-2} \times 1/283$ ، $10^{-3} \times 8/610$ ، $10^{-3} \times 7/681$ و $10^{-2} \times 2/217$ ، $10^{-2} \times 1/770$ ، $10^{-2} \times 1/383$ و $10^{-2} \times 1/205$ مشاهده گردید. این مقادیر به مراتب کمتر از خطای روش شتاب مرتبه سوم می‌باشد. یعنی میانگین پنج عدد فوق‌الذکر ۱۰ برابر کمتر از میانگین پنج خطای مربوط به روش شتاب مرتبه سوم (روش کمترین مربعات) است.

۶. روش تفاضل مرکزی، بیشینه‌ی میانگین خطا را در بین این هشت روش عددی داشته است که عدد مربوط به این خطاها برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب $1/653$ ، $1/990$ ، $1/224$ ، $9/525 \times 10^{-1}$ و $7/262 \times 10^{-1}$ است. میانگین بیشینه‌ی خطا برای پنج میرایی فوق‌الذکر برابر با $1/31$ است که این میانگین ۱۴ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.

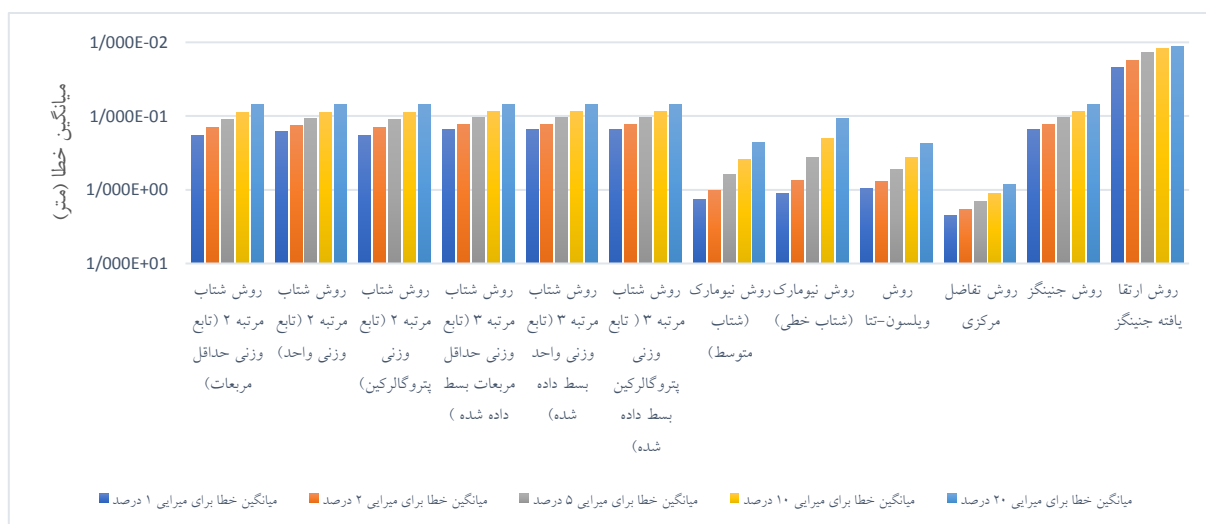
با دقت در نمودارهای میله‌ای شکل (۱۱) و اعداد متناظر با آن که مربوط به $\Delta t = 0/18$ ثانیه می‌باشد، نتایج زیر قابل مشاهده است:

۱. با افزایش میزان میرایی، بدون استثناء، میانگین خطای روش‌های مختلف کاهش می‌یابد.
۲. در روش شتاب مرتبه دوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۳ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۳. در روش شتاب مرتبه سوم، مقادیر میانگین خطای روش حداقل مربعات و روش پتروگالرکین تا ۴ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند و با مقادیر میانگین خطای روش تابع وزنی واحد تا ۲ رقم اعشار دقیقاً یکسان بودند.
۴. در روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده) میانگین خطا برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به ترتیب برابر با $10^{-1} \times 1/534$ ، $10^{-1} \times 1/310$ ، $10^{-1} \times 1/49$ ، $10^{-2} \times 8/672$ و $10^{-2} \times 6/973$ بود. مقادیر متناظر این اعداد برای روش شتاب مرتبه دوم به ترتیب اعداد $10^{-1} \times 1/821$ ، $10^{-1} \times 1/442$ ، $10^{-1} \times 1/99$ ، $10^{-2} \times 8/911$ و 10^{-2}

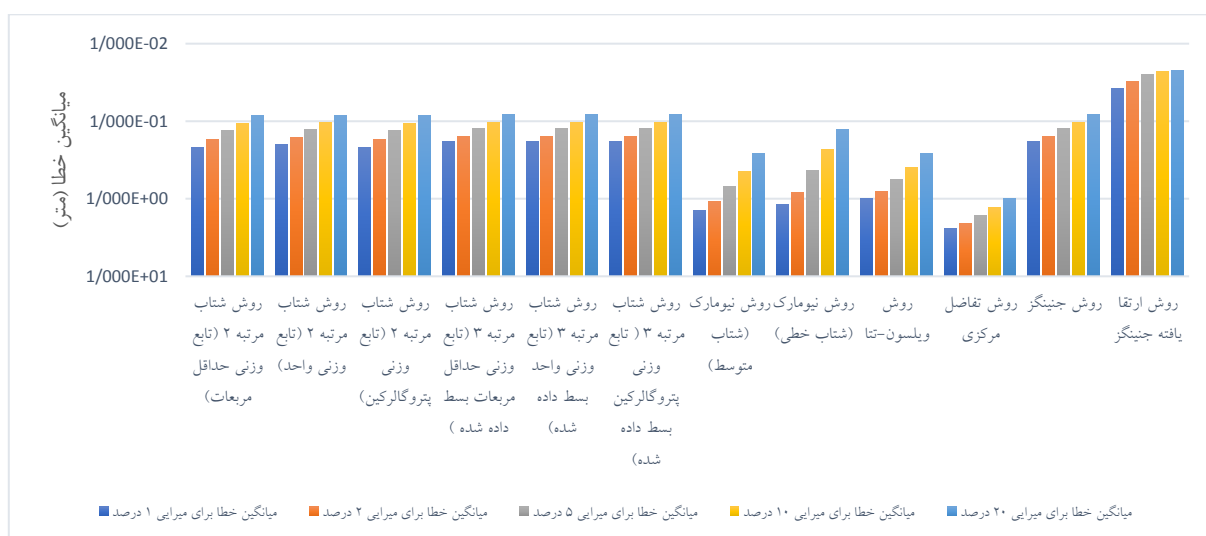
خطای روش شتاب مرتبه سوم می‌باشد. یعنی میانگین پنج عدد فوق‌الذکر ۵ برابر کمتر از میانگین پنج خطای مربوط به روش شتاب مرتبه سوم (روش کمترین مربعات) است.

۶. روش تفاضل مرکزی، بیشینه‌ی میانگین خطا را در بین این هشت روش عددی داشته است که عدد مربوط به این خطاها برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب ۲/۱۰۰، ۱/۶۴۴، ۱/۳۰۳ و ۱/۰۰۳ است. میانگین خطاهای حداکثر برای پنج میرایی فوق‌الذکر، برابر با ۱/۶۹۶ است که این میانگین ۱۳ برابر میانگین خطای شتاب مرتبه سوم (روش حداقل مربعات) است.

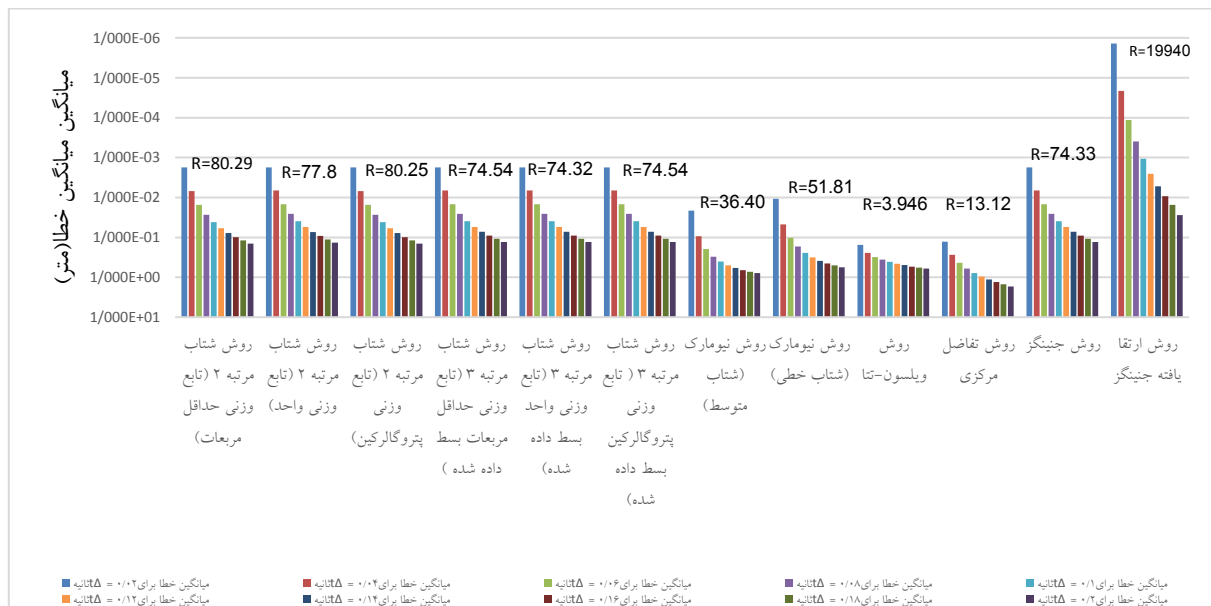
$2/195 \times 10^{-1}$ ، $1/332 \times 10^{-1}$ ، $1/309 \times 10^{-1}$ ، $1/056 \times 10^{-1}$ و $2/427 \times 10^{-1}$ که با مقایسه این دو سری اعداد مشخص می‌شود که با افزایش مرتبه شتاب از ۲ به ۳ برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب ۱۵/۶۷۱، ۹/۲۹۵، ۴/۷۳۶، ۲/۸۴۰ و ۱/۵۶۶ درصد معیار خطا کاهش یافته است. میانگین کمینه خطا برای تمام میرایی‌ها ۶/۸۲۲ درصد می‌باشد که عدد کوچکی است. ۵. کمینه‌ی میانگین خطا مربوط به روش جنینگز ارتقا یافته است که برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب خطاهای $3/769 \times 10^{-2}$ ، $3/071 \times 10^{-2}$ ، $2/491 \times 10^{-2}$ ، $2/252 \times 10^{-2}$ و $2/224 \times 10^{-2}$ مشاهده گردید. این مقادیر به مراتب کمتر از



شکل ۱۱ میانگین خطای روش‌های مختلف عددی برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد برای Δt برابر با ۰/۱۸ ثانیه



شکل ۱۲ میانگین خطای روش‌های مختلف عددی برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد برای Δt برابر با ۰/۲ ثانیه



شکل ۱۳ میانگین میانگین خطاهای روش‌های مختلف عددی برای میرایی‌های مختلف و Δt برابر با ۰/۰۲ ثانیه تا ۰/۲ ثانیه

۲. روش جینگز با نسبت خطای ۸/۸۰۵

۳. روش اشتاب مرتبه سوم (تابع وزنی پتروگالرکین بسط داده

شده) با نسبت خطای ۸/۸۱۹

۴. روش اشتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده

شده) با نسبت خطای ۸/۸۱۹

۵. روش اشتاب مرتبه دوم (تابع وزنی واحد) با نسبت خطای

۹/۰۴۴

۶. روش اشتاب مرتبه دوم (تابع وزنی پتروگالرکین) با نسبت

خطای ۹/۵۵۶

۷. روش اشتاب مرتبه دوم (تابع وزنی حداقل مربعات) با نسبت

خطای ۹/۵۵۶

۸. روش نیومارک (شتاب خطی) با نسبت خطای ۴۵/۱۸

۹. روش ویلسون-تتا با نسبت خطای ۶۷/۱۹

۱۰. روش نیومارک (شتاب متوسط) با نسبت خطای ۶۹/۱۶

۱۱. روش تفاضل مرکزی با نسبت خطای ۱۴۲/۷

در جدول (۴)، روابط مربوط به روند افزایش خطای روش-

های مختلف بر حسب گام زمانی آورده شده است. این روابط

همگی چند جمله‌ای‌های درجه ۳ هستند که همبستگی بسیار

مناسبی با مقادیر واقعی‌شان دارند؛ به طوری که ضریب R^2 آنها،

یک یا بسیار نزدیک به عدد یک است.

در نمودار میله‌ای نشان داده شده در شکل (۱۳)، مقادیر

میانگین میانگین خطاها بر حسب گام‌های زمانی مختلف، برای

۱۲ روش مذکور در این مقاله آورده شده است. در بالای نمودار

میله‌ای هر روش، عددی در کادر درج گردیده است که بیانگر

نسبت خطای گام زمانی ۰/۲ ثانیه به گام زمانی ۰/۰۲ ثانیه است.

بزرگترین این نسبت‌ها، مربوط به روش جینگز ارتقا یافته با

نسبت ۱۹۹۴۰ است که حساسیت بسیار زیاد این روش را به گام

زمانی نشان می‌دهد. کمترین نسبت‌ها مربوط به روش ویلسون-

تتا با نسبت ۳/۹۴۶ است که حساسیت بسیار کم این روش را به

گام زمانی نشان می‌دهد. برای سایر روش‌ها، این نسبت‌ها دو

رقمی می‌باشد.

در جدول (۳) مقادیر میانگین ده خطای مربوط به Δt های

مختلف (نمودار شکل ۱۳) برای ۱۲ روش مطرح شده در این

مقاله آورده شده است. همچنین در این جدول نسبت خطای هر

روش به خطای روش جینگز ارتقا یافته که حداقل خطا را دارا

بوده است، آورده شده است. با دقت در نسبت‌های درج شده در

این جدول، مشخص می‌گردد که کمترین خطا مربوط به روش

جینگز ارتقا یافته با نسبت ۱ است و ترتیب افزایش خطا به

صورت زیر می‌باشد:

۱. روش اشتاب مرتبه سوم (تابع وزنی واحد بسط داده شده) با

نسبت خطای ۸/۸۰۵

جدول ۳ مقادیر میانگین ده خطای مربوط به Δt ‌های مختلف (نمودار شکل ۱۳) برای ۱۲ روش مطرح شده در این مقاله

نام روش	روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی حداقل مربعات)	روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی حداقل مربعات)	روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی پتروگالرکین)	روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی پتروگالرکین)	روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی واحد بسط داده شده)	روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی واحد بسط داده شده)
میانگین خطا	$5/902 \times 10^{-2}$	$5/586 \times 10^{-2}$	$5/902 \times 10^{-2}$	$5/447 \times 10^{-2}$	$5/438 \times 10^{-2}$	$5/447 \times 10^{-2}$
نسبت خطا به حداقل خطا	۹/۵۵۶	۹/۰۴۴	۹/۵۵۶	۸/۸۱۹	۸/۸۰۵	۸/۸۱۹
نام روش	روش نیومارک (شتاب متوسط)	روش نیومارک (شتاب خطی)	روش ویلسون-تتا	روش تفاضل مرکزی	روش جینگز	روش ارتقا یافته جینگز
میانگین خطا	$4/272 \times 10^{-1}$	$2/790 \times 10^{-1}$	$4/150 \times 10^{-1}$	$8/812 \times 10^{-1}$	$5/439 \times 10^{-2}$	$6/177 \times 10^{-3}$
نسبت خطا به حداقل خطا	۶۹/۱۶	۴۵/۱۸	۶۷/۱۹	۱۴۲/۷	۸/۸۰۵	۱/۰۰

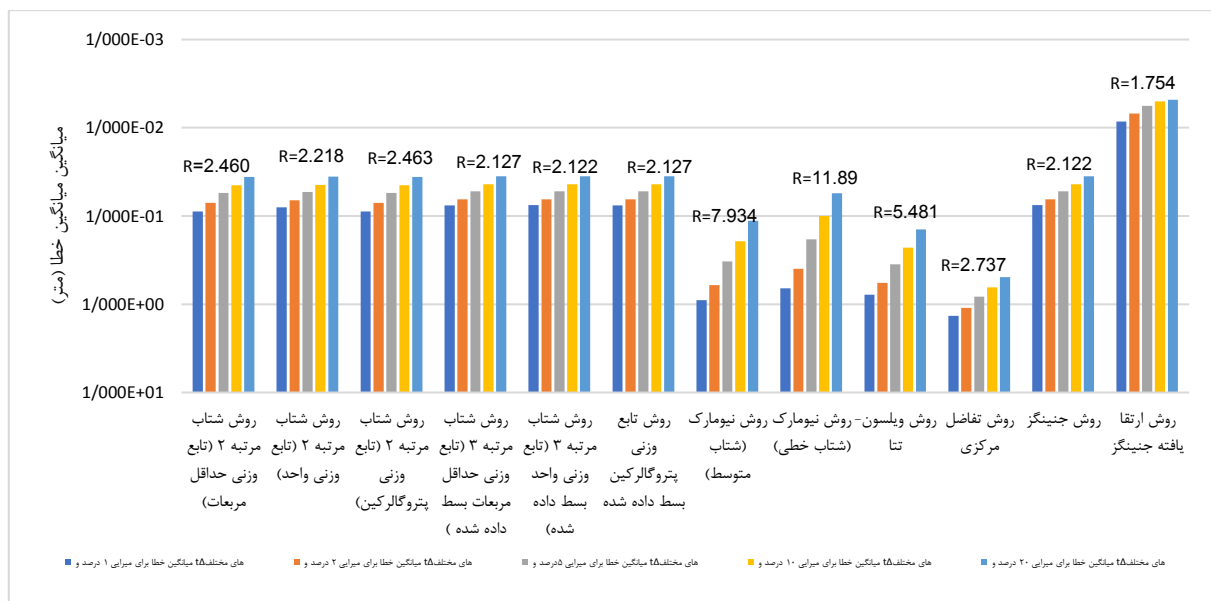
جدول ۴ روابط مربوط به روند افزایش خطای روش‌های مختلف بر حسب گام زمانی ($\Delta t \equiv x$)

نام روش	فرمول روند افزایش خطا	R^2
روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی حداقل مربعات)	$y = -8.455x^3 + 5.5112x^2 - 0.056x + 0.0008$	۱/۰۰
روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی واحد)	$y = -5.709x^3 + 4.5786x^2 - 0.0082x + 7 \times 10^{-5}$	۱/۰۰
روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی پتروگالرکین)	$y = -8.5508x^3 + 5.5364x^2 - 0.0577x + 0.0008$	۱/۰۰
روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده)	$y = -7.4838x^3 + 4.8579x^2 - 0.0229x + 0.0003$	۱/۰۰
روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی واحد بسط داده شده)	$y = -7.6257x^3 + 4.8839x^2 - 0.0244x + 0.0003$	۱/۰۰
روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی پتروگالرکین بسط داده شده)	$y = -7.4836x^3 + 4.8579x^2 - 0.0229x + 0.0003$	۱/۰۰
روش نیومارک (شتاب متوسط)	$y = -77.677x^3 + 19.107x^2 + 3.4805x - 0.0619$	$9/996 \times 10^{-1}$
روش نیومارک (شتاب خطی)	$y = -75.7x^3 + 25.519x^2 + 0.787x - 0.0173$	$9/998 \times 10^{-1}$
روش ویلسون-تتا	$y = 38.944x^3 - 19.474x^2 + 5.0517x + 0.0649$	$9/992 \times 10^{-1}$
روش تفاضل مرکزی	$y = -7.5833x^3 + 8.0793x^2 + 7.2581x - 0.0233$	$9/999 \times 10^{-1}$
روش جینگز	$y = -7.6142x^3 + 4.8814x^2 - 0.0243x + 0.0003$	۱/۰۰
روش ارتقا یافته جینگز	$y = 11.02x^3 - 2.161x^2 + 0.1376x - 0.0024$	$9/96 \times 10^{-1}$

و نسبت خطای روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی واحد بسط داده شده) در اعشار سوم متفاوت بود. (عدد ۲/۱۲۲) که این موضوع بیانگر حساسیت نه چندان زیاد روش شتاب مرتبه سه به مقدار میرایی است.

در جدول (۵)، روابط مربوط به روند کاهش خطای روش‌های مختلف بر حسب میرایی آورده شده است. این روابط مانند روابط جدول (۴)، همگی چند جمله‌ای‌های درجه ۳ هستند که همبستگی مناسبی با مقادیر واقعی‌شان دارند؛ به طوری که ضریب R^2 آنها، بسیار نزدیک به عدد یک است اما دقت آنها کمی کمتر از روابط جدول (۴) می‌باشد.

در نمودار میله‌ای نشان داده شده در شکل (۱۴)، مقادیر میانگین میانگین خطاها بر حسب میرایی‌های مختلف، برای ۱۲ روش مذکور در این مقاله آورده شده است. در بالای نمودار میله‌ای هر روش، عددی در کادر درج گردیده است که بیانگر نسبت خطای میرایی ۱ درصد به میرایی ۲۰ درصد است. بزرگترین این نسبت‌ها، مربوط به نیومارک (شتاب خطی) با نسبت ۱۱/۸۹ است که حساسیت نسبتاً زیاد این روش را به میرایی نشان می‌دهد. کمترین نسبت‌ها مربوط به روش جینگز ارتقا یافته با نسبت ۱/۷۵۴ است که حساسیت اندک این روش را به میرایی نشان می‌دهد. در ۳ روش مطرح شده در این مقاله برای روش شتاب مرتبه ۳، نسبت‌های خطای دو روش یکسان بودند (عدد ۲/۱۲۷)



شکل ۱۴. میانگین میانگین خطای روش‌های مختلف عددی برای میرایی‌های ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد و Δt های مختلف

جدول ۵. روابط مربوط به روند کاهش خطای روش‌های مختلف بر حسب میرایی (بر حسب درصد)

R^2	فرمول روند افزایش خطا	نام روش
$9/862 \times 10^{-1}$	$y = -4 \times 10^{-5}x^3 + 0.0014x^2 - 0.0154x + 0.1003$	روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی حداقل مربعات)
$9/908 \times 10^{-1}$	$y = -3 \times 10^{-5}x^3 + 0.001x^2 - 0.0115x + 0.0884$	روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی واحد)
$9/861 \times 10^{-1}$	$y = -4 \times 10^{-5}x^3 + 0.0014x^2 - 0.0154x + 0.1004$	روش شتاب مرتبه دوم (تابع وزنی پتروگالرکین)
$9/943 \times 10^{-1}$	$y = -2 \times 10^{-5}x^3 + 0.0008x^2 - 0.01x + 0.0836$	روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی حداقل مربعات بسط داده شده)
$9/989 \times 10^{-1}$	$y = 22.641x^3 - 2.5424x^2 - 0.4742x + 0.0859$	روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی واحد بسط داده شده)
$9/989 \times 10^{-1}$	$y = 22.242x^3 - 2.4272x^2 - 0.4855x + 0.0863$	روش شتاب مرتبه سوم (تابع وزنی پتروگالرکین بسط داده شده)
$9/982 \times 10^{-1}$	$y = 469.9x^3 + 16.246x^2 - 17.567x + 1.2406$	روش نیومارک (شتاب متوسط)
$9/983 \times 10^{-1}$	$y = -80.96x^3 + 115.22x^2 - 20.364x + 1.0231$	روش نیومارک (شتاب خطی)
$9/984 \times 10^{-1}$	$y = 574.09x^3 - 42.496x^2 - 9.9897x + 0.9947$	روش ویلسون-تتا
$9/987 \times 10^{-1}$	$y = 524.76x^3 - 38.416x^2 - 12.624x + 1.6187$	روش تفاضل مرکزی
$9/989 \times 10^{-1}$	$y = 22.644x^3 - 2.5426x^2 - 0.4742x + 0.0859$	روش جینگز
$9/99 \times 10^{-1}$	$y = 1.3241x^3 + 0.3668x^2 - 0.106x + 0.0104$	روش ارتقا یافته جینگز

نتیجه‌گیری و پیشنهادها

یک سیستم یک درجه آزاد با فرکانس ۱ هرتز و میرایی‌های ۰.۵، ۲، ۱۰ و ۲۰ درصد با بارگذاری هارمونیک در نظر گرفته شد. فرکانس بارگذاری هارمونیک از ۰.۱ تا ۳ هرتز (با افزایش ۰.۱ هرتز) تغییر داده شد و پاسخ تحلیلی (دقیق) آن محاسبه گردید.

در این مقاله روش شتاب مرتبه سوم با استفاده از توابع وزنی واحد، پتروگالرکین و کمترین مربعات بسط داده شد. این کار برای اولین بار است که لااقل در ایران انجام شده است. سپس،

روش جینگز و روش شتاب مرتبه ۳، حدوداً یک میزان خطا داشتند که نسبت خطای آنها به خطای حداقل، حدود ۸/۸ بود. در پایان، روند تغییرات خطا بر حسب گام زمانی و میرایی بررسی گردید و روابطی به صورت چندجمله‌ای‌های درجه ۳ پیشنهاد گردید که همبستگی مناسبی با مقادیر واقعی‌شان داشتند. پیشنهاد می‌گردد در ادامه‌ی این تحقیقات، سیستم‌های چند درجه آزاد خطی و نیز سیستم‌های غیر خطی نیز با این روش‌های عددی، مورد بررسی قرار گیرند و میزان خطای این روش‌ها در این موارد نیز بررسی گردند.

فهرست علائم

جرم سیستم یک درجه آزاد	m
تعداد بازه‌ها	n
ضریب میرایی	C
ضریب سختی فنر	K
جابجایی مطلق یا نسبی جرم سیستم یک درجه آزاد	u و y
سرعت مطلق یا نسبی جرم سیستم یک درجه آزاد	$\dot{u}$ و $\dot{y}$
شتاب مطلق یا نسبی جرم سیستم یک درجه آزاد	$\ddot{u}$ و $\ddot{y}$
متغیر زمان	t, τ
نیروی تحریک کننده سیستم یک درجه آزاد	$p(t)$
دامنه نیروی تحریک کننده سینوسی	p_0
فرکانس زاویه‌ای بار سینوسی	ω
فرکانس زاویه‌ای طبیعی نامیرای سیستم یک درجه آزاد	ω_n
دوره تناوب ارتعاش طبیعی نامیرای سیستم یک درجه آزاد	T_n
فرکانس زاویه‌ای طبیعی میرای سیستم یک درجه آزاد	ω_D
نسبت میرایی سیستم یک درجه آزاد	ζ
گام زمانی	$\Delta t, \Delta t_i$

سپاسگزاری

سپس با روش‌های عددی شتاب مرتبه سه، شتاب مرتبه دو، روش نیومارک (روش شتاب متوسط و روش شتاب خطی)، روش ویلسون، روش تفاضل مرکزی، روش جینگز و روش جینگز ارتقا یافته پاسخ این سازه محاسبه شد و میزان خطای هر روش با استفاده از معیار جذر میانگین مربعات محاسبه گردید. این کار برای ده Δt انجام شد که کوچکترین آن مقدار ۰/۰۲ ثانیه و بزرگترین آن مقدار ۰/۲۰ ثانیه بود. نتایج کار نشان داد که بیشترین کاهش خطا در روش شتاب مرتبه سه نسبت به روش شتاب مرتبه ۲، مربوط به میرایی ۱ درصد و $\Delta t = 0.20$ ثانیه می‌باشد. کمترین خطا برای تمام Δt ‌ها مربوط به روش جینگز ارتقاء یافته بود. علت این امر ناشی از این موضوع است که در روش جینگز و جینگز ارتقاء یافته برای سمت چپ تساوی معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت هیچ گونه تقریبی در نظر گرفته نمی‌شود و در سمت راست تساوی معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت که مربوط به بارگذاری است فرض تغییرات خطی شتاب برای روش جینگز و در روش جینگز ارتقا یافته از منحنی‌های اسپیرالین مکعبی که پیوستگی شیب و مشتق دوم در نقاط اتصال رعایت می‌شود، استفاده می‌شود. در روش‌های دیگر عددی تقریباتی برای شتاب در نظر گرفته می‌شود. مثلاً در روش نیومارک (روش شتاب متوسط) مقدار شتاب در هر گام زمانی ثابت فرض می‌شود. یا در روش شتاب مرتبه سه که موضوع این مقاله می‌باشد، فرض می‌گردد که تغییرات شتاب در هر گام زمانی به صورت درجه ۳ می‌باشد که این فرضیات، می‌تواند بر واقعیات امر منطبق نباشد و در نتیجه باعث خطای قابل توجه می‌گردد. با توجه به اینکه تحلیل برای ده گام زمانی و پنج میرایی انجام شد، در نتیجه هر روش شامل پنجاه میانگین خطا می‌گردید که با میانگین‌گیری از این پنجاه میانگین خطا، میانگین میانگین خطاها به دست آمد که کمترین آنها مربوط به روش جینگز ارتقا یافته و بیشترین آنها مربوط به روش تفاضل مرکزی می‌گردید.

مراجع

- [1] A. A. Gholampour, M. Ghasemiye, H. Fallahnejad, "Direct Time Integration Method for Nonlinear Structural Problems," *Proceedings of the 6th National Congress on Civil Engineering, Iran, Semnan, Semnan University, [Spring 2011]*.
- [2] S. Y. Chang, "Accurate integration of nonlinear systems using Newmark explicit method," *Journal of Mechanics*,

vol. 25, no. 3, pp 289-297, 2009.

- [3] M. Mahmoudabadi, B. Taghavi, S. M. R. Hassani, S. M. J. Hosseini, “*Improvement of the Linear Interpolation Method of Excitation Using the Spline Interpolation Function to Numerically Calculate the Response Coefficient of Linear One-Degree-Of-Freedom Systems,*” *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, Volume 10, Issue 4, Pages 121-133, [March 2024]: (in Persian).
- [4] M. Mahmoudabadi, S. M. J. Hosseini, “Comparison nonlinear response spectra of elastoplastic systems resulting from two excitation interpolation methods,” *Ferdowsi Civil Engineering Journal*, vol. 36, no. 4 , pp. 21-34, [winter 2024].
- [5] A. K. Chopra, “Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rded,” *Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey*, 2007.

CONTENTS

Effect of Nano Cement Particles on Geotechnical Properties of Dune Sand-Bentonite Mixtures	1
Reza Parvareh - Rouzbeh Dabiri - Saeideh Ebrahimi Asl	
Experimental Study of Mechanical Properties of Geopolymeric Mortars Containing Slag, Kaolin Powder and Polymer	25
Seyed Hosein Ghasemzadeh Mousavinejad - Arian Darvishalinezhad	
Investigation of Mechanical Properties and Durability of Cement Composites Containing Feldspar, Silica Fume, and Short Metal Fibers	51
Abdolreza Jahri Shijani - Ali Sadre Momtazi Arian Darvishalinezhad - Reza Kahani Khoshkbijari	
Prestressing Effect on SMA Damper Aimed at Improving the Seismic Performance of Marine Structures	84
Mehran Rostami - Mohammad Javad Hamidia - Mohammad Javad Mahmoodi	
Effect of Polypropylene Fibers Versus Macrobarchip on the Characteristics of Plastic Concrete	99
Seyed Hosein Ghasemzadeh Mousavinejad - Arian Darvishalinezhad ¹ , Masoud Saber Bazkiagourabi	
Quantitative Comparison of the Accuracy of the Third-Order Acceleration Method with Other Numerical Methods	123
Masoud Mahmoodabadi - Fateme Hatefi, Fateme Ansari	

¹ MS.c. Student of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran.



**JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD**

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor, Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor, Ecole des Ponts Paris tech
S. H. Mohammadzadeh	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor, Shiraz University
M. H. Sebt	Professor, Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor, Tarbiat Modares University
S. M. Karrabi	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
H. Ganji Doost	Professor, Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
M. Maghrebi	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor, Amirkabir University of Technology
A. Mohammadzadeh Moghaddam	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
M. Kianoush	Professor, University of Ryerson

Text Editor: M. Dehghan

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

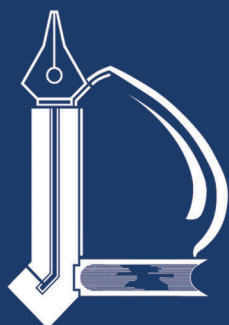
Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; **Email:** civil-ferdowsi@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2783-2805



*Ferdowsi University
of Mashhad*

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 46

- | | |
|--|-----|
| Effect of Nano Cement Particles on Geotechnical Properties of Dune Sand-Bentonite Mixtures | 1 |
| Reza Parvaresh - Rouzbeh Dabiri - Saideh Ebrahimi Asl | |
| Experimental Study of Mechanical Properties of Geopolymeric Mortars Containing Slag, Kaolin Powder and Polymer | 25 |
| Seyed Hosein Ghasemzadeh Mousavinejad
Arian Darvishalinezhad | |
| Investigation of Mechanical Properties and Durability of Cement Composites Containing Feldspar, Silica Fume, and Short Metal Fibers | 51 |
| Abdolreza Jahri Shijani - Ali Sadre Momtazi
Arian Darvishalinezhad - Reza Kahani Khoshkbijari | |
| Prestressing Effect on SMA Damper Aimed at Improving the Seismic Performance of Marine Structures | 84 |
| Mehran Rostami - Mohammad Javad Hamidia
Mohammad Javad Mahmoodi | |
| Effect of Polypropylene Fibers Versus Macrobarchip on the Characteristics of Plastic Concrete | 99 |
| Seyed Hosein Ghasemzadeh Mousavinejad
Arian Darvishalinezhad - Masoud Saber Bazkiagourabi | |
| Quantitative Comparison of the Accuracy of the Third-Order Acceleration Method with Other Numerical Methods | 123 |
| Masoud Mahmoodabadi - Fateme Hatefi - Fateme Ansari | |

Vol. 37, No. 2
Summer, 2024