



مقالات پژوهشی:

- مطالعه عددي رفتار تاهمسان ماسه در شرایط زجکشي شده
هادی محمدزاده روپایان، محمد جavad شفرازیان، رضا ذاکری، مسیده رضا رفی و حامد کیمی
• اثرباری اهکاری ایال بالا بردن عمر اوبزههای پل معلق در برایر خراپی تحت بارهای جانبی
حسن عیاضی، مجید فرقان
- پژوهی عددي مدلکرد سازه ای ترکیبی ۶ طبقه با سیستم قالب خشی فولادی و کاربرد CLT به عنوان پنل کف و دیوار برپی
میرحسین سفیانی و سعیدرضا صالح بزدی
- پژوهی ازیشگاهی مقاومت های مکانیکی و سازه هی مخلوط های پتنی حاوی ترکیب پودر لاستیک ضایعاتی و الایاف های مصنوعی
مهدی توپری و محمد کاظم شریعت
- مطالعه اثر خواص پتنی در پارامترهای مکانیکی پتن بازیافتی
حسن عیاضی، امیر پیغمبری خوشگرد و خوشگرد
- پژوهی پایانی پتن های خودنمایانه مساخته از سیگنده نهایی مختلف تحت اثر محیط سولفاته با استفاده از آزمون «بیچش»
محمد ادوار، ابوالفضل رشوند او و علی صابری وزنه
• طریق اختلاط پیهنهی پتن سیک سازه ای در برایر حرارت بالا
محمد قاسم بنایی، حسن استادچیان، علی جوزایی، امیرحسین باغانی
- اثرباری جاروجوی ایال ارتفاع تعامل دینفعان با مدل چهار بعدی پروژه های خطی با استفاده از اقیفیت افوده و مدل سازی اطلاعات ساختمان
خسروی رفیع و حسین نقدس
- پژوهی اثر تزییق نوکی در شکل گیری بلورهای کلکسیت در سیماناتسیون بیولوژیکی خاک های ماسه بین
ملاده کاکورز با خفتگی و محمد آزادی
- یک کاربر تخصصی تعامل کاربر تصادفی در برآورد ماتریس مبدأ - مقص
هادی قلی، امیرضا مددوی و عباس پیازلاده
- پژوهی تأثیر کرک در رفتار مصالح نادیمی تحت بارگذاری تکمیلی فشاری با استفاده از روش المان گستته
وحید قربانی و مهدی امامی بیزی
- ارزیابی ازیشگاهی رود ایجاد آشناگی جریان در دریچه کنترل تخلیه کننده تحتی سد بر پایه نظریه کولموگروف
محمدحسین مرادی، احسان جباری، طاهر رحیمی و کیوان سیدی نیاکی
- پژوهی عددي کماش طبله طولی فولادی فولادی تحت اثر بار شاری محروری خروج از مرکز و فشار خارجی
کیا بادجی و حسین شوکتی
- پژوهی عوامل مؤثر در انتقال رسوب در جریان غیرمندگار
سید علیرضا اسماعیلی، سعید گهری و مجید حیدری

ARTICLES:

- Numerical Investigation of the Anisotropic Behavior of the Sand in Drained Condition
H. Mohammadzadeh Romiani, M.J. Saferian, R. Zakeri, H. Razeghi and H. A. Keykhah
- A Solution to Extending the Life of Suspension Bridge Suspenders Subjected to Lateral Loads
H. Abbasi and M. Barghami
- Numerical Study on Performance of a Six-Story Hybrid Structure with Steel Moment Frame System and Using CLT as Shear Wall and Floor Panel
A.H. Hassan and S.R. Sabagh Yazdi
- Experimental Investigation of the Mechanical and Structural Strengths of Concretes Combined Rubber Wastes and Fibers
M. Noroozi and K. Sharabdar
- Investigating the Influence of Parent Concrete on Mechanical Properties of Recycled Concrete
H. Salehi, N. Bigalirjo and H. Barkhordari
- Investigation of Durability of Self-Compacting Concretes Made of Different Aggregates Under the Influence of Sulfate Environment Using Twist-Off Test
M. Naderi, A. Rashvand Aveh and A. Saberi Vazanneh
- Optimum Light Concrete Mix Design Against High Temperature
M. Panahy, H. Ostadkoushan, A. Mirzai and A.H. Baghban
- An Integrated Framework Using Augmented Reality (AR) and Building Information Modeling (BIM) for Enhancing the Stakeholders' Interaction in 4d Modeling of Linear Projects
K.N. Ghorab and H. Taghaddos
- Investigation of the Effect of Descending Injection on the Formation of Calcite Crystals in Bio-Cementation of Sandy Soils
M. Keshavarz Bahaghghat and M. Azadi
- An Application of Stochastic User Equilibrium Assignment in the Origin-Destination Matrix Estimation
H. Gholi, A.R. Mandohi and A. Babazadeh
- Deep Investigation of the Crack Effect on the Behavior of Brittle Granular Materials Subjected to One-Dimensional Compression
V. Gorbanoopoor and M. Emami Tabrizi
- Experimental Evaluation of Flow Turbulence in Bottom Outlet Control Gate of Dams Based on Kolmogorov Theory
M.H. Mirabi, E. Jahanbani, T. Rajaei and K. Seledi Niazi
- Numerical Investigation of Buckling Behavior of Steel Pipeline Affected by Eccentric Axial Compression Subjected to External Pressure
K. Badamchi and H. Shokrollahi
- The Study Impact of Effective Factors in Sediment Transport in Unsteady Flow
S.A. Esmaili, S. Gohari and M. Heydari

هیأت تحریریه‌ی تخصصی

- سردبیر تخصصی: دکتر ابوالحسن وفایی
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر احمد ابریشم‌چی
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر همایون استکانی‌چی
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر عباس افشار
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران
- دکتر محمدعلی برخورداری
دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران
- دکتر حسین پورزاهدی
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر مسعود تیریشی
دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر ایوب ترکیان
دانشیار مرکز تحقیقات آب و ابریز - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر عباسعلی تسینی‌ی
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس
- دکتر حسن حاجی کاظمی
استاد دانشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد
- دکتر سید محسن حائری
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر امیرضا خوبی
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر فیاض رحیم‌زاده
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر علی اکبر رمضانیانپور
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر
- دکتر سید مهدی زهراجی
دانشیار دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران
- دکتر محمد مهدی سعادت‌پور
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان
- دکتر عیسی سلاجقه
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان
- دکتر مجید صادقی آذر
استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران
- دکتر ناصر طالب بیدختی
استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز
- دکتر ارسلان قهرمانی
استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه تهران
- دکتر محمد کارآموز
استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدتقی کاظمی

- دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر محمد کرمانشاه
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر علی کاوه
استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران
- دکتر سید مجید الدین صیرمحمد حسینی
دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر
- دکتر سید شهاب الدین یثربی
دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

هیأت مشاوران

- دکتر رسول دانشمفراز
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه
- دکتر مصطفی رضوانی شریف (ابرقی)
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
- دکتر حمید رحمانی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان
- دکتر علیرضا حاجیانی بوشهریان
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد شیراز
- دکتر یوسف حسن‌زاده
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز
- دکتر میثم حیدر زاده
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهرکرد
- دکتر علی حیدری
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز
- دکتر علی حیدری
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهرکرد
- دکتر نادر خواجه احمد عطاری
مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
- دکتر سید فضل الله ساغروانی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شاهroud
- دکتر حامد فرشباف آقاجانی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید مدنی آذربایجان
- دکتر فواد فرمانی
پژوهشکده‌ی مهندسی مکانیک - سازمان پژوهش‌های علمی و صنعتی ایران
- دکتر مهدی فلاخ تفتی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه یزد
- دکتر رضا گلشن خواص
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت
- دکتر مجتبی مغربی
دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی
- دکتر حسن مومنیوند
دانشکده‌ی مهندسی معدن - دانشگاه ارومیه

مقالات پژوهشی:

- ۳ مطالعه‌ی عددی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط زهکشی شده
هادی محمدزاده رومیانی، محمدجواد صفاریان، رضا ذاکری، حمیدرضا رازقی و حامد آبده کیخا
- ۱۵ ارائه‌ی راهکاری برای بالا بردن عمر آویزهای پل معلق در برابر خرابی تحت بارهای جانبی
حسین عباسی و مجید برقیان
- ۲۳ بررسی عددی عملکرد سازه‌ی ترکیبی ۶ طبقه با سیستم قاب خمی فولادی و کاربرد CLT به عنوان پنل
کف و دیوار برشی
میرحسین حسینی و سعیدرضا صباح یزدی
- ۲۵ بررسی آزمایشگاهی مقاومت‌های مکانیکی و سازه‌ی مخلوط‌های بتونی حاوی ترکیب پودر لاستیک
ضایعاتی و الیاف‌های مصنوعی
مهدی نوروزی و محمد کاظم شربتدار
- ۴۷ مطالعه‌ی اثر خواص بتون مادر در پارامترهای مکانیکی بتون بازیافتی
حسن صالحی، نادر بیگلری‌جو و هوشنگ برخورداری
- ۵۹ بررسی پایایی بتون‌های خودمتراکم ساخته شده از سنگ‌دانه‌های مختلف تحت اثر محیط سولفاته با استفاده از آزمون «پیچش»
محمود نادری، ابوالفضل رشوند آوه و علی صابری ورزنه
- ۶۹ طرح اختلاط بهمینه‌ی بتون سبک سازی در برابر حرارت بالا
محمد قاسم پناهی، حسن استادحسین، علی میرزایی، امیرحسین باغبانی
- ۷۹ ارائه‌ی چارچوبی برای ارتقاء تعامل ذینفعان با مدل چهار بعدی پروژه‌های خطی با استفاده از واقعیت
افزوده و مدل‌سازی اطلاعات ساختمان
خشایار غراب و حسین تقاضی
- ۸۷ بررسی اثر تزییق نزولی در شکل‌گیری بلورهای کلسیت در سیمان‌تاسیون بیولوژیکی خاک‌های ماسه‌یی
مازده کشاورز باحقیقت و محمد آزادی
- ۹۹ یک کاربرد تخصیص تعادل کاربر تصادفی در برآورد ماتریس مبدأ - مقصد
هادی قلی، امیررضا مددحی و عباس بابازاده
- ۱۰۹ بررسی تأثیر ترک در رفتار مصالح دانه‌یی تحت بارگذاری تکمحوری فشاری با استفاده از روش المان گسسته
وحید قربانپور و مهرداد امامی تبریزی
- ۱۲۳ ارزیابی آزمایشگاهی روند ایجاد آشفتگی جریان در دریچه‌ی کنترل تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد برایه‌ی نظریه‌ی کولموگروف
محمدحسین میرابی، احسان جاری، طاهر رجایی و کیوان سیدی نیاکی
- ۱۳۵ بررسی عددی کمانش خطوط لوله‌ی فولادی تحت اثر بار نشاری محوری خروج از مرکز و فشار خارجی
کیا بادامچی و حسین شوکتی
- ۱۴۵ بررسی عوامل مؤثر در انتقال رسواب در جریان غیرماندگار
سید علیرضا اسماعیلی، سعید گهری و مجید حیدری

ضمائی:

چکیده مقالات به انگلیسی

مطالعه‌ی عددی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط زهکشی شده

هادی محمدزاده رومیانی* (استادیار)

محمدجواد صفاریان (کارشناس ارشد)

گروه مهندسی عمران، مرکز آموزش عالی فنی و مهندسی دوین زهرا، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

رضا ذاکری (دانش‌آموخته‌ی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

حیدرضا رازی (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

حامد آبده کیخا (استادیار)

گروه مهندسی عمران، مرکز آموزش عالی فنی و مهندسی دوین زهرا، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

مهمنگی: عمان شرف، (همار ۱۶۵) دری ۲، شماره ۱/۱، ص. ۳۴۰-۳۴۱ (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، روشی ساده و عملی برای مدل‌سازی عددی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط زهکشی شده ارائه شده است. با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، آزمایش پیچش استوانه‌ی تخلی مدل‌سازی شده است. برای معرفی مصالح، مدل رفتاری دراکر- پراگر توسعه یافته با کپ به عنوان یکی از مدل‌های رایج انتخاب شده است. با استفاده از سایر تینی USDFLD و کدنویسی به زبان فرترن در نرم‌افزار آباکوس، ناهمسانی در پارامترهای مقاومتی و سختی خاک به صورت تابعی از زاویه‌ی تنش‌های اصلی به نرم‌افزار معرفی شده است. روش اخیر امکان تخصیص پارامترهای مسیتل را برای هر جز از خاک با توجه به شرایط و زاویه‌ی تنش‌های اصلی فراهم می‌سازد. مسیر تنش مشابه سه محوری فشاری با تغییر زاویه‌ی تنش‌های اصلی و نسبت تنش‌های میانی به نمونه‌ی استوانه‌ی تخلی اعمال و کارآیی مدل عددی در شرایط پارگذاری‌های مختلف بررسی شده است. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی، نشان‌دهنده‌ی تطابق مناسب نتایج تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی و کارآیی روش استفاده شده برای درنظر گرفتن ناهمسانی خاک در مدل‌های عددی است.

mohamadzadeh@bzte.ac.ir
saffarian.j@gmail.com
rzakeri@email.kntu.ac.ir
razeghi@iust.ac.ir
keykha@bzte.ac.ir

واژگان کلیدی: ناهمسانی، زاویه‌ی تنش‌های اصلی، آزمایش پیچش استوانه‌ی توخلای، آباکوس، سایر تینی USDFLD.

۱. مقدمه

محیطی ناهمسان است. از سوی دیگر، راستای تنش‌های اصلی در مسائل مختلف ژئوتکنیک دچار چرخش می‌شود (شکل ۱) و ازوماً در راستای قائم نیست. بنابراین فرض همسان بودن خاک در بسیاری از مسائل ژئوتکنیکی در جهت اطمینان نیست و پیروی از فرضیه‌ی اخیر در مدل‌های رفتاری ممکن است باعث ارائه طرح نایابن شود.

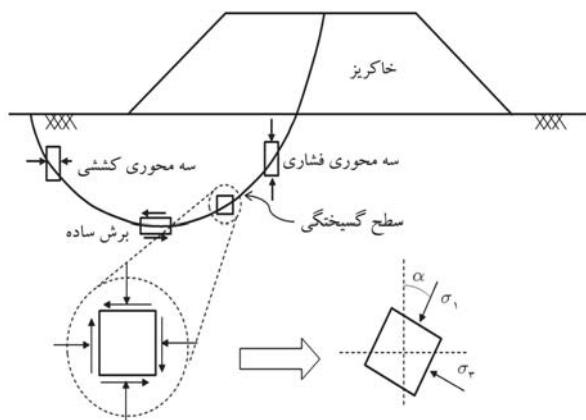
در سال‌های اخیر، در زمینه‌ی تعمیم مدل‌های رفتاری برای مدل‌سازی رفتار ناهمسان خاک، مطالعات متعددی صورت پذیرفته است. ^{۱۰-۱۱} دافالیاس و منظری ^{۱۲-۱۳}، ^{۱۴-۱۵} یک مدل کشسان - خمیری حالت بحرانی براساس حالت خمیری سطح مرزی برای مطالعه‌ی رفتار برشی سیکلی و استاتیک ماسه‌ها ارائه کردند که توسعه یافته‌ی مدل اخیر ایشان، ^{۱۶} در سال ۱۹۹۷ بوده و در آن آثار تغییر برای خاک در نظر گرفته شده است. مدل دافالیاس و منظری، با عنوان SANISAND ^{۱۷} پارامتر مصالح و پارامتر حالت دارد. در شکل ۲، نتایج به دست آمده از مدل

در دهه‌های اخیر، مطالعات متعددی در زمینه‌ی رفتار ناهمسان ماسه با چرخش تنش‌های اصلی توسط دستگاه پیچش استوانه‌ی توخلای صورت پذیرفته است. بخش قابل توجهی از آن‌ها، ^{۱۸-۱۹} با انجام مطالعات آزمایشگاهی به بررسی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط مختلف پرداخته و دریافت‌های خاک ناهمسان است و معمولاً با چرخش زاویه‌ی تنش اصلی بیشینه از راستای رسوب‌گذاری، مقاومت برشی و سختی خاک تغییر می‌کند. خاک در بیشتر مدل‌های رفتاری رایج، محیطی همسان در نظر گرفته می‌شود. همچنین پارامترهای مدل براساس آزمایش سه محوری فشاری که تنش اصلی بیشینه در راستای قائم است، تعیین می‌شوند. اما در واقعیت، خاک با توجه به عواملی، مانند نحوه‌ی رسوب‌گذاری و تاریخچه‌ی تنش‌های وارد،

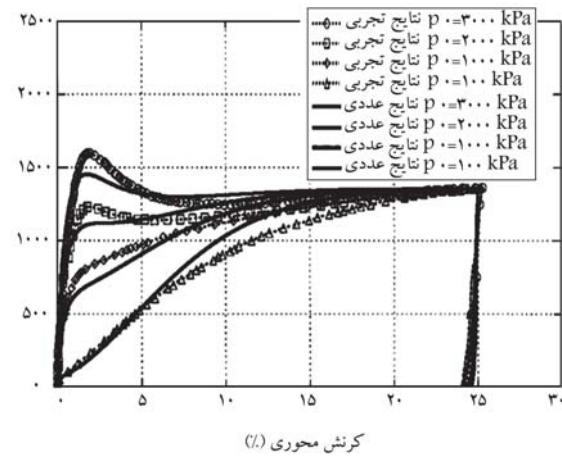
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۲/۹/۱۳۹۹، اصلاحیه ۲۲/۸/۱۴۰۰، پذیرش ۱۵/۹/۱۴۰۰.

DOI:10.24200/J30.2021.57689.2927



شکل ۱. تغییر راستای تنش اصلی بیشینه (۵۱) در بستر خاکریز.^[۱۱]



شکل ۲. مقایسه‌ی نتایج مدل رفتاری دافالیس و منظری با نمونه‌های آزمایشگاهی ماسه‌ی توپورا با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۹۰۷.^[۱۶]

مذکور با نتایج آزمایشگاهی در شرایط زهکشی نشده مقایسه شده است. مدل رفتاری دافالیس و منظری، به دلیل ماهیت سیکلیکی که در آن تعییه شده است، بیشتر از آنکه برای بررسی ناهمسانی در مسائل استاتیکی استفاده شود، برای پیش‌بینی احتمال روان‌گرایی استفاده شده است.

گاثو^۲ و همکاران^[۱۴] برای مطالعه‌ی ناهمسانی ذاتی از تانسور نسبت تنش انحرافی نرمال شده و ماتریس بافت استفاده کرده‌اند. ایشان در مدل رفتاری اخیر، پس از بارگذاری خمیری فرض کرده‌اند که راستای نرمال بافت خاک به طور پیوسته به سمت جهت بارگذاری گرایش پیدا می‌کند. همچنین ایشان یک تئوری کاملاً جدید و متفاوت از تئوری‌های کلاسیک برای نقش بافت در توصیف پاسخ ماسه در حالت بحرانی ارائه کرده‌اند. در مدل مذکور، هنگامی که وضعیت خاک به حالت بحرانی می‌رسد، علاوه‌بر تنش و نسبت تخلخل، بافت خاک نیز به یک حالت بحرانی منظور شده است.

تاکنون مطالعات متعددی در زمینه‌ی توسعه‌ی مدل‌های رفتاری برای اعمال ناهمسانی در رفتار ماسه‌ها انجام شده است. اما در اغلب آن‌ها، رفتار ناهمسان در شرایط زهکشی نشده مطالعه شده است. در حالی که بررسی رفتار خاک‌های ماسه تحت بارهای استاتیکی در شرایط زهکشی شده نیز می‌تواند حائز اهمیت باشد. علی‌رغم ارائه‌ی مدل‌های رفتاری متعدد در زمینه‌ی ناهمسانی خاک، همچنان محدودیت‌هایی به این شرح در آن‌ها وجود دارد:

همین دلیل مدل رفتاری مذکور، حالت خمیری ماسه با محدوده‌ی کشسان صفر^۹ نام گرفته و پسوند Z به مدل اضافه شده است. ایشان با به‌کارگیری مدل‌های رفتاری SANISAND و SANISAND-Z در مدل‌سازی عددی و مقایسه‌ی نتایج آن‌ها در یافتن که در بارگذاری‌های مونوتونیک، تفاوت چندانی در نمودارهای تنش-کرنش و تنش انحرافی-تنش متوسط (P' - φ) مشاهده نمی‌شود، ولی در بارگذاری‌های سیکلیکی، رفتار خاک در صفحه π بهبود می‌یابد.

یکی از ضعف‌های مدل SANISAND، در نظر نگرفتن صحیح ناهمسانی بافت یا همان ناهمسانی ذاتی بوده است که در سال ۲۰۱۹ توسط پتلاس^۷ و همکاران،^[۱۷] و با بهبود پژوهش گاثو و همکاران^[۱۴]، مدل با عنوان F-SANISAND-F اصلاح شده در آن چند پارامتر با عنوان پارامترهای دسته‌ی F اضافه شده است که بیانگر بافت خاک است و در قسمت‌های مختلف مدل رفتاری SANISAND خصوصاً در روابط ساخت‌شوندگی تأثیرگذار هستند. یکی از معایب مدل مذکور، وجود ۴ پارامتری است که فقط با سعی و خطأ تعیین می‌شوند و مبنای تئوری با آزمایشگاهی مشخصی ندارند.

یکی دیگر از ضعف‌های مدل رفتاری SANISAND-F، در نظر نگرفتن اثر چرخش پیوستی تنش‌های اصلی است، لذا مجدداً مدل رفتاری مذکور توسط پتلاس و همکاران،^[۲۰] در سال ۲۰۱۹ به روز شد و این موضوع نیز به آن اضافه شده است. در مدل رفتاری اخیر، که نام آن SANISAND-FN است، چرخش تنش‌های اصلی در مدول کشسانی، اتساع و اثر ناهم راستایی تأثیرگذار است. چرخش زاویه‌ی تنش‌های اصلی به تهایی تأثیری در خطوط شماتیک سطح تسليیم، بحرانی، اتساع و مزیت نداشته است؛ اما به مرارهای پارامترهای ناهمسانی ذاتی باعث تغییر شکل نمودارهای مذکور شده است. مطالعات پتلاس و همکاران نشان داد که در نظر گرفتن اثر چرخش پیوستی تنش‌های اصلی در مدل رفتاری SANISAND-FN، باعث بهبود نتایج و نزدیک شدن با سخن مدل رفتاری به نتایج تجربی شده است.

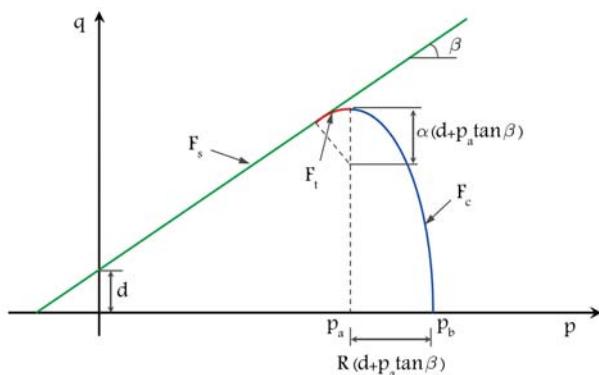
یکی از مهم‌ترین مشکلاتی که در استفاده از مدل‌های رفتاری مشابه سری SANISAND وجود دارد، دشواری اعمال آن‌ها در نرم‌افزارهای رایج و تجاری و همچنین پیچیدگی کالیبراسیون آن‌ها به دلیل تعدد پارامترهای کالیبراسیون است. بنابراین در برخی مطالعات پیشین، مدل‌های رفتاری رایج، مانند دراکر - پراگر برای در نظر گرفتن رفتار ناهمسان توسعه یافته‌اند. بنابراین^۸ و همکاران^[۲۰] مدل رفتاری دراکر - پراگر با کم توسعه یافته را برای ناهمسانی در سنگ ارائه کردند. کالیبراسیون مدل ایشان براساس نتایج آزمایش‌های سه‌محوری سنگ انجام شده بر روی نمونه‌های سنگ آهک صورت پذیرفته است. فرانکو پس^۹ و همکاران^[۲۰] نیز با استفاده از مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه یافته‌ی سخت شونده، رفتار ناهمسان سنگ‌های رسوبی نرم را مطالعه کردند. ایشان علاوه بر اصلاح تانسور سختی برای رفتار ناهمسان، ضریب چسبندگی سنگ‌ها را نیز به صورت وابسته به زاویه‌ی تنش‌های اصلی با در نظر گرفتن سه زاویه‌ی صفر (عمود بر لایه‌ها) ۴۵ و ۹۰ (موازی لایه‌ها) درجه در نظر گرفتند. تغییرات ضریب چسبندگی برای سایر زوایا نیز به صورت درون‌یابی خطی منظور شده است.

تاکنون مطالعات متعددی در زمینه‌ی توسعه‌ی مدل‌های رفتاری برای اعمال ناهمسانی در رفتار ماسه‌ها انجام شده است. اما در اغلب آن‌ها، رفتار ناهمسان در شرایط زهکشی نشده مطالعه شده است. در حالی که بررسی رفتار خاک‌های ماسه تحت بارهای استاتیکی در شرایط زهکشی شده نیز می‌تواند حائز اهمیت باشد. علی‌رغم ارائه‌ی مدل‌های رفتاری متعدد در زمینه‌ی ناهمسانی خاک، همچنان محدودیت‌هایی به این شرح در آن‌ها وجود دارد:

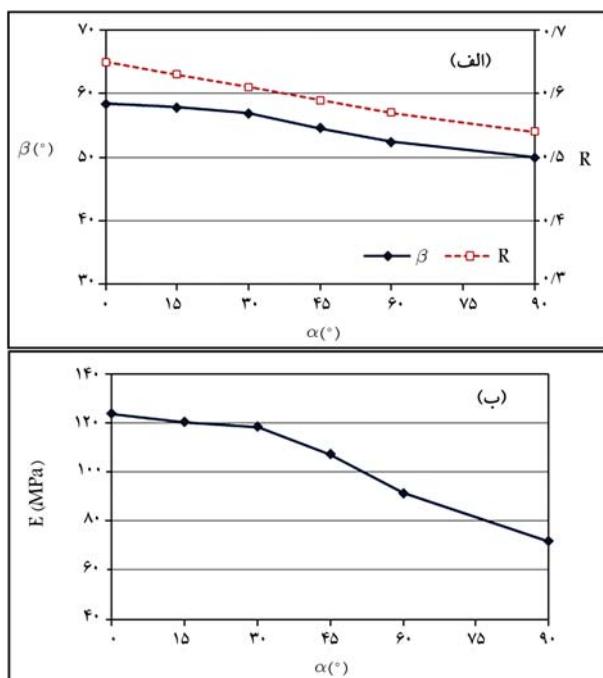
سخت‌شوندگی تبعیت می‌کند و از تنش پیش‌تحکیمی (P_0) شروع می‌شود. انحنای کپ به پارامتر R وابسته است و با افزایش R کاهش می‌یابد. صفحه‌ی F_t یک ناحیه‌ی انتقالی است که دو سطح قبلی را به طرز متناسبی به هم متصل می‌کند، تا خطایی در محاسبات رخ ندهد. سطح مذکور با پارامتر α_t تعریف می‌شود. تا زمانی که شرایط تنش در درون سه سطح اشاره شده باشد، رفتار ماده، به صورت کشسان است و از قانون هوك یافته تبعیت می‌کند. در قسمت کشسان، مصالح از قانون کشسانی غیرخطی تبعیت می‌کنند و برای بیان رفتار از مدل بالک K ، مدل برشی G ، یا مدل کشسانی E استفاده می‌شود.

۲. پارامترهای مدل

مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه‌یافته با کپ، ۵ پارامتر ورودی اختصاصی دارد که در جدول ۱ معرفی شده‌اند. پارامترهای β و R همانند مدل کشسانی E تابعی از زاویه‌ی تنش اصلی بیشینه نسبت به راستای رسوب‌گذاری α هستند که مقادیر استفاده شده در مدل‌سازی به صورت نمودار در شکل ۴ مشاهده می‌شوند. پارامتر



شکل ۳. سطوح تسلیم در مدل رفتاری دراکر پراگر توسعه‌یافته با کپ. [۲۴]



شکل ۴. پارامترهای مربوط به مدل رفتاری براساس زاویه‌ی تنش‌های اصلی.

- در برخی از مدل‌های رفتاری اخیر که در آن‌ها از ماتریس بافت استفاده شده است، تعیین ماتریس بافت با انجام آزمایش‌های معمول ژئوتکنیکی ممکن نیست و نیاز به انجام مطالعات ویژه برای تعیین بردار نرمال سطح تماس دانه‌های ماسه است.

- در تمامی مدل‌های رفتاری گذشته، پارامترهای متعددی وجود دارند، که منشأ آزمایشگاهی ندارند و باید به صورت سعی و خطا به دست بیانند.

- کالیبراسیون اغلب مدل‌های رفتاری کامل‌تر که در سال‌های اخیر ارائه شده‌اند، به دلیل تعداد زیاد پارامترها بسیار سخت است. به عنوان مثال، مدل رفتاری SANISAND-FN ۲۳ پارامتر ورودی دارد و برای به دست آوردن آن‌ها باید چندین آزمایش انجام شود. همچنین وجود ۴ پارامتر که باید به صورت همزمان با سعی و خطا همگر شوند، کار کالیبراسیون را مشکل می‌کنند.

مشکلات و پیچیدگی‌های موجود در مدل‌های رفتاری اخیر، باعث شده است که مهندسان ژئوتکنیک معمولاً در مدل‌سازی‌های عددی از اثر ناهمسانی چشم‌پوشی کنند و مطالعات را با مدل‌های رفتاری مرسوم در شرایط همسان انجام دهند. بنابراین وجود یک مدل رفتاری با کمیته‌ی این شرایط، جهت درنظرگرفتن تأثیر ناهمسانی خاک در پروژه‌های اجرایی ضروری است:

- نحوه ممکن آثار ناهمسانی را در نظر بگیرد.

- مفاهیم استفاده شده در آن ساده باشد.

- تعداد پارامترهای آن کم و کالیبراسیون آن ساده باشد.

- امکان معرفی آن به نرم‌افزارهای عددی رایج وجود داشته باشد.

در پژوهش حاضر سعی شده است یک راهکار عملی برای درنظرگرفتن آثار ناهمسانی در رفتار زهکشی ماسه‌ها ارائه شود. در این راستا، با بهره‌گیری از امکانات موجود در نرم‌افزارهای عددی رایج و با استفاده از مدل رفتاری رایج دراکر - پراگر 10° توسعه‌یافته، یک روش کاربردی برای ارزیابی عددی رفتار ناهمسان ماسه ارائه شده است. برای بررسی رفتار ناهمسان خاک، با کدنویسی در فضای نرم‌افزار عددی، ضریب ناهمسانی مستقیماً در پارامترهای مصالح و مستقلابرا برای هر المان خاک با توجه به شرایط تنش آن اعمال شده است.

۲. مدل رفتاری و پارامترهای مدل

۱.۲. مدل دراکر - پراگر

مدل دراکر - پراگر از جمله مدل‌های قدیمی است که استفاده از آن در مطالعات علمی و اجرایی رایج است. مدل دراکر - پراگر توسعه‌یافته با کلاهک 11 از آخرین مدل‌های ویرایش شده‌ی مدل دراکر - پراگر است که معمولاً در نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی نیز به صورت پیش‌فرض موجود است و نیازی به معرفی به نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی از طریق کدنویسی ندارد. مدل اخیر به دلیل توانایی در بررسی مسیر تنش و تاریخچه‌ی تنش، اتساع و درنظرگرفتن نسبت تنش اصلی میانی δ در مسائل مختلف مختلط ژئوتکنیکی استفاده می‌شود. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، مدل رفتاری دراکر پراگر توسعه‌یافته با کپ در فضای $p-q$ شامل ۳ روبه‌ی مختلف برای سطح تسلیم است. قسمت ابتدایی F_s ، سطح گسیختگی برشی است که یک سطح خمیری کامل و بدون سخت‌شوندگی است و با دو پارامتر شیب (β) و عرض از مبداء (d) تعریف می‌شود. بخش منحنی F_c به کلاهک یا کپ معروف است که از قانون

جدول ۱. پارامترهای ورودی مدل رفتاری دراکر - پرگر توسعه یافته با کپ.

عنوان	تعریف	پارامتر
پارامتر وابسته به زاویه اصطکاک داخلی خاک	پارامتر وابسته به زاویه با رابطه $\tan \beta = \frac{c \sin \phi'}{c - \sin \phi'}$	β
پارامتر وابسته به زاویه به چسبندگی خاک	$d = \frac{18c' \cos \phi'}{c' - \sin \phi'}$	d
پارامتر مربوط به ناحیه انتقال که نحوه کالیبره	محدوده آن بین 1° و 10°	α_t
آن سعی و خطای می باشد مدل رفتاری به این پارامتر خیلی حساس نیست.	محدوده آن بین 1° و 5° است	
پارامتر مربوط به انحنای کپ که تأثیر مستقیم در شعاع کپ دارد.	این پارامتر در بازه 1° تا 10° قابل تعریف است	R
پارامتر وابسته به تنش پیش تحریکی که مشخص کننده آغاز کپ در فضای P می باشد.	با توجه به تنش پیش تحریکی تعیین می شود.	P_b

اختصاص یافته است که عملاً تأثیر چندانی در نتایج تحلیل های عددی نداشته است.

۳. اعمال ناهمسانی در مدل عددی

در نرم افزار آباکوس^{۱۲} ساپروتین های مختلفی وجود دارد که هر یک در قسمت های خاصی از نرم افزار کار برد دارند. با استفاده از ساپروتین UMAT، مصالح جدید و یا مدل رفتاری جدیدی به آباکوس معرفی می شود. ساپروتین USDFLD، مخفف عبارت User Defined Field در نرم افزار ساپروتینی برای وابسته سازی پارامترهای یک مدل رفتاری موجود و یا معرفی شده با UMAT به پارامترهای دلخواه و محاسبه پذیر در آباکوس است.

در پژوهش حاضر پارامترهای مربوط به سطح تسلیم شامل β و پارامتر مدول کشسانی E به صورت تابعی از زاویه تنش های اصلی α با کدنویسی در ساپروتین USDFLD در نرم افزار آباکوس تعریف شده اند. ساپروتین کدنویسی شده در پژوهش حاضر، USDANISO نامیده شده و در ادامه پژوهش از نام اخیر استفاده شده است. در شکل ۵، فلوچارت مربوط به ساپروتین USDANISO مشاهده می شود.

وظیفه ساپروتین USDANISO، تعیین زاویه تنش اصلی بیشینه در هر گام

زمانی از تحلیل برای هر المان با توجه به تنش های عمودی و برشی وارد بر آن است.

در ادامه، با توجه به مقدار α در هر المان خاک، پارامترهای مصالح توسط ساپروتین

β به زاویه ای اصطکاک داخلی خاک وابسته است. در مطالعات آزمایشگاهی مقادیر زاویه ای اصطکاک داخلی خاک ϕ فقط در یک تنش و با فرض صفر بودن عرض از مبدأ پوش موهر - کولمب ($c = 0$) ارائه شده است. بنا بر این نمودار مربوط به پارامتر β براساس نمودارهای تغییرات مقاومت برشی نسبت به α که از مطالعات آزمایشگاهی به دست آمده،^[۲۵] کالیبره شده است. براساس نتایج آنالیزهای حساسیت، در مرحله بارگذاری که شرایط تنش در خارج از کپ اولیه قرار دارد، با دورشدن از کپ اولیه، نمودار تنش - کرنش رفتار نرم تری را نشان می دهد. بنا بر این شکل کپ، که با پارامتر R تعریف می شود، در انحنای نمودار تنش - کرنش تأثیرگذار است. از این رو در مدل رفتاری، پارامتر R با کالیبراسیون نمودارهای تنش - کرنش به دست آمده است. پارامتر E ، مدول کشسانی مصالح در زیر سطح تسلیم است که براساس نمودارهای تنش - کرنش کالیبره می شود. در مطالعات حاضر، مسیر تنش شامل تحریم همسان و بدون باربرداری بوده و مسیر تنش در مرحله بارگذاری در خارج از سطح تسلیم اولیه واقع شده است. بنا بر این نتایج حاصل از مدل سازی عددی، حساسیت چندانی به پارامتر E نداشته است. پارامتر P_b بیانگر تنش همه جانبه در مرحله بارگذاری تحریم است، که در پژوهش حاضر با توجه به شرایط تنش های اولیه و تحریم همسان برابر با 20° کیلوپاسکال بوده است. پارامتر d به چسبندگی خاک وابسته است. آزمایش های مقایسه شده در پژوهش حاضر بر روی ماسه های تیز و بدون چسبندگی انجام شده است. بنا بر این در مدل های عددی فقط به منظور جلوگیری از خطاهای نرم افزاری به پارامتر مقدار 3 کیلوپاسکال

جدول ۲. خلاصه‌ی آزمایش‌های استفاده شده در مقایسه‌ها.

b	α	e_0	γ_d (kN/m^2)	D_r (%)	σ'_{mc} (kPa)	Test	Code
◦	◦	◦/742	14/97	49	200	A-◦	
◦	10	◦/742	14/97	50	200	A-10	
◦	3◦	◦/738	15/00	51	200	A-3◦	
◦	45	◦/733	15/05	52	200	A-45	
◦/◦7	10	◦/727	15/10	54	200	B-10	
◦/25	3◦	◦/729	15/08	53	200	B-3◦	
◦/5	45	◦/726	15/11	54	200	B-45	
◦/75	6◦	◦/727	15/10	54	200	B-6◦	
1	9◦	◦/726	15/11	54	200	B-9◦	

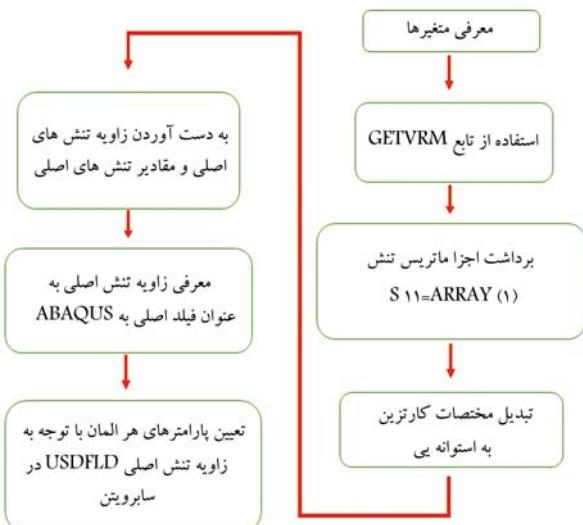
محمدزاده (۱۴) [۲۵] بر روی ماسه‌ی فیروزکوه ۱۶۱ استفاده شده است. در آزمایش مذکور، گشتاور پیچمی (T)، نیروی قائم (F_v، فشار سلول خارجی (P_o) و فشار سلول داخلی (P_i) قابل کنترل و اندازه‌گیری هستند. با اعمال بارهای مذکور، شرایط تنش در هر المان از نمونه‌ی استوانه‌ی توخالی شامل تنش‌های محوری σ_z ، σ_{θ} و $\tau_{\theta\theta}$ و تنش برشی $\tau_{\theta\theta}$ قابل تعریف هستند. بر این اساس در حین آزمایش زاویه‌ی تنش‌های اصلی α و نسبت تنش میانی b تعیین و کنترل می‌شوند. در جدول ۲، مشخصات آزمایش‌های انجام شده توسط محمدزاده [۲۵] که در پژوهش حاضر برای کالیبراسیون و صحبت‌سنجی به کار رفته‌اند، ارائه شده است. آزمایش‌های اخیر در دو سری انجام شده‌اند. در سری A، نسبت تنش میانی مشابه سه محوری فشاری برابر با صفر در نظر گرفته شده است. در آزمایش‌های سری B، در طول بارگذاری، فشار سلول‌های داخلی و خارجی با هم برابر هستند و نسبت تنش میانی b به صورت $\alpha = \sin^{-1} b$ به زاویه‌ی تنش‌های اصلی وابسته است. در جدول ۲، نسبت تنش میانی b به مؤثر متوسط در مرحله‌ی تحکیم، D_r چگالی نسبی، γ_d وزن مخصوص خشک و e_{max} نسبت منافذ خاک در شرایط اولیه هستند. ماسه‌ی استفاده شده در آزمایش‌های اخیر، ماسه‌ی فیروزکوه ۱۶۱ با چگالی ویژه $G_s = 2/658$ ، نسبت منافذ بیشینه $e_{max} = ۹۱۳/۰$ و نسبت منافذ کمینه $e_{min} = ۵۶۸/۰$ بوده است.

نمونه‌ی آزمایش شده، استوانه‌ی توانایی به ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر، قطر خارجی ۱۵ سانتی‌متر و قطر داخلی ۶ سانتی‌متر بوده است. در آزمایش‌های انجام‌شده، نمونه از دو سمت بالا و پایین با سطح صلب فلزی به صورت گیردار در راستاهای قائم (z) و تانزانی (θ) تماش داشته است. در شکل ۶، مسیر تنش اعمالی در آزمایش‌ها مشاهده می‌شود. نمونه‌ها تحت تنش‌های اولیه‌ی همسان تحکیم یافته و سپس در مسیر تنش مشابه سه محوری (شیب ۳ به ۱) تحت روانایی مختلف تنش‌های اصلی بارگذاری شده‌اند. در مدل عددی نیز همین مسیر تنش مد نظر قرار گرفته است.

۲.۴. مدل سازی سحش، استوانه‌ی توحاله، در نرم‌افزار آباکوس،

در پژوهش حاضر، استوانه‌ی توانالی تحت تنشی‌های برشی و قائم و فشار همچه جانبه به صورت سه‌بعدی در مختصات استوانه‌یی مدل سازی شده است. مراحل مدل سازی دو زمینه افقی، آنالیکس، به این صورت مدنظر قرار گرفته است:

- گام اول، تعریف هندسه‌ی مدل: شامل: استوانه‌ی توخالی با ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر، شعاع داخلی ۳ سانتی‌متر و شعاع خارجی ۵ سانتی‌متر.



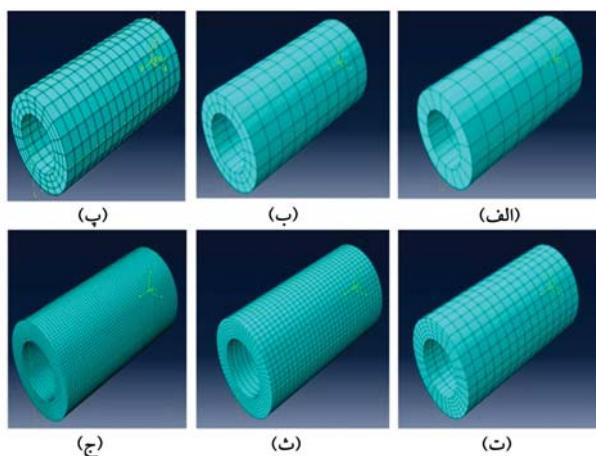
شکل ۵. فلوچارت سایروتین کدنویسی شدهی ISO

اخصاص داده می‌شوند. تغییرات پارامترهای مصالح نسبت به α مطابق شکل ۴ تعریف شده است. در نرم‌فزار آباکوس، کاربر براساس نمودارهای شکل ۴، مقادیر پارامترهای E , R و β برای چندین زاویه‌ی مختلف α به صورت یک جدول وارد می‌کند. در هنگام تحلیل، ساپروتین USDANISO برای تعیین پارامترهای مصالح در هر المان با تغییر زاویه‌ی تنش اصلی α از درون‌یابی استفاده می‌کند. بنابراین با استفاده از ساپروتین USDANISO، در هر گام زمانی از تحلیل، هر کدام از المان‌ها می‌توانند خصوصیات مصالح متفاوتی داشته باشند. این خصوصیات تابع زاویه‌ی تنش‌های اصلی هستند و با تعریف توابع مناسب $E(\alpha)$, $R(\alpha)$, $\beta(\alpha)$ یا $E(\alpha)$ و $R(\alpha)$ نمودارهای مناسب مشابه شکل ۴ براساس نتایج آزمایشگاهی می‌توان رفتار ناهمسان خاک را هم در پارامترهای سطح تسليم و هم ضریب ارتعاعی به صورت عددی مدل‌سازی کرد.

۴. مدل سازی آزمایش بحث استوانه‌ی توالی

۱.۴. آزمایش‌های پیچش استوانه‌ی توحالی

در پژوهش حاضر، از نتایج آزمایش‌های پیچش استوانه‌ی توالی انجام شده توسط



شکل ۷. انواع مش بنده در آزمایش پیچش استوانه‌ی توخالی جهت آنالیز مش با
تعداد المان‌های: (الف) ۱۲۸ ب) ۴۰۰ پ) ۲۲۵۰ ت) ۱۰۲۰ ج) ۱۰۸۰۰
. ۳۶۰۰۰

بوده است که مخصوص محیط‌های متخلخلی همچون خاک است. در آباقوس برای تحلیل‌های استاتیکی معمولاً از روش مش بنده لگارانزی استفاده می‌شود. اما در روش لگارانزی، در تغییرشکل‌های بزرگ یا پیچیده، مش‌ها دچار اعوجاج می‌شوند، که باعث بروز خطأ در نتایج فناور یا ارائه نتایج نامناسب می‌شود. در پژوهش حاضر، برای مش بنده از روش ALE 13 استفاده شده است. روش ALE، همانند روش لگارانزی اجازه‌ی ایجاد مش‌های خالی از ماده را نمی‌دهد و از طرفی با استفاده از مش بنده مجدد 14 ، مش‌های منظم شبیه روش اویلری دارد.

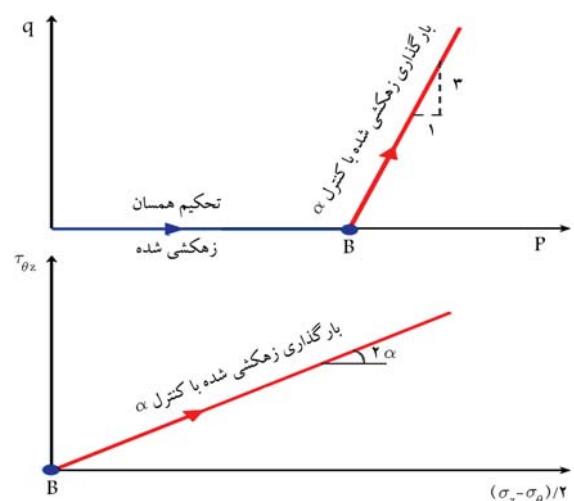
• گام هفتم: فراخوانی کد سایبروتن USDANISO و شروع تحلیل.

۵. بررسی پارامترهای کنترلی و صحیت‌سنجی نتایج

کالیبراسیون مدل براساس نتایج آزمایش‌های سری A و با مقایسه نمونه‌های تنش - کرنش صورت پذیرفته است. درنهایت، پارامترهای مدل رفتاری براساس مقایسه‌های صورت گرفته (جدول ۱) تعیین شده‌اند (شکل ۴). قبل از بررسی منحنی‌های تنش - کرنش و بررسی میزان تطبیق نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی، مسیر تنش و پارامترهای α و β کنترل شده است. همچنین از صحت عملکرد مدل عددی درخصوص پارامترهای کنترلی اطمینان حاصل شده است.

۱.۵. کنترل مسیر تنش

مطالعات آزمایشگاهی در شرایط کنترل تنش صورت گرفته است. بنا براین در مدل عددی نیز سعی شده است که در تمامی گام‌های زمانی بارگذاری، تنش‌های اعمالی دقیقاً کنترل شوند. در شکل ۸، مسیر تنش آزمایشگاهی با مسیر تنش مشابه در مدل عددی برای زوایای $\alpha = 30^\circ$ مطابق شده است. همان‌گونه که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، در مدل عددی، مسیر تنش از شروع بارگذاری انحرافی تا لحظه‌ی گسیختگی، کاملاً بر خط با شیب 3 به 1 مطابق بوده است. البته برای $\alpha = 0^\circ$ تا حدودی عدم تطابق با مسیر تنش آزمایشگاهی به خصوص در تنش‌های بالا مشاهده می‌شود که به نتایج آزمایشگاهی مربوط است و معمولاً در مطالعات تجربی، انحراف نسبی از مسیر تنش هدف بنا به دلایل تجربی دور از انتظار نیست. مقایسه‌های صورت گرفته



شکل ۶. مسیر تنش آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌های تحت تحکیم همسان سری‌های A و B.

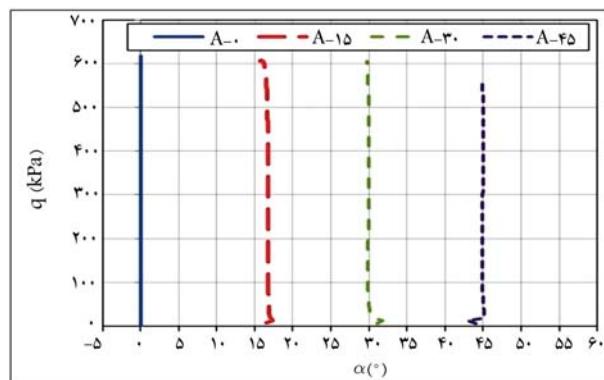
• گام دوم، معرفی مصالح و مدل رفتاری: در شکل ۴، حدود پارامترهای وابسته‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر برای مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه یافته با کپ مشاهده می‌شود.

• گام سوم، معرفی مراحل حل مسئله: در پژوهش حاضر، حل مسئله در دو مرحله‌ی تحکیم و بارگذاری انجام شده است. در هر دو مرحله، حل مستقیم و از نوع Soil و ماتریس سختی نامتنازن در نظر گرفته شده است. همچنین برای همگرایی نتایج، از روش حل نیوتون استفاده شده است.

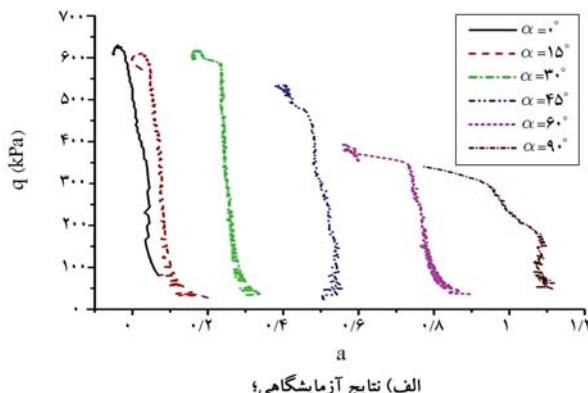
• گام چهارم، موتاشر قطعات: در مدل سازی استوانه‌ی توخالی، به دلیل وجود فقط یک قطعه، اتصالی وجود نداشته و فقط به معرفی نقطه‌ی کوپل برای اعمال لشکر در گام بعدی بستنده شده است.

• گام پنجم، بارگذاری و شرایط مرزی: پس از تغییر سیستم مختصات از حالت پیش‌فرض دکارتی به حالت استوانه‌یی، مشابه شرایط واقعی آزمایش، درجه‌های آزادی مربوط به حرکت‌های قائم و چرخشی در مرز بالای نمونه بسته شده است. آزمایش‌های استفاده شده در پژوهش حاضر از نوع کنترل تنش بوده و به همین دلیل در مدل سازی، هم تنش‌ها اعمال شده و هم کرنش‌ها اندانزه‌گیری شده است. تنش‌های عمودی و برشی به مرز پایینی مدل اعمال شده و به صورت تدریجی افزایش یافته‌اند. زمان بارگذاری مشابه شرایط آزمایشگاهی 300 ثانیه در نظر گرفته شده و مؤلفه‌های تنش در طول این مدت به صورت خطی نسبت به زمان افزایش یافته‌اند. فشار سلول‌های داخلی و خارجی نیز به صورت همزمان با تنش‌های عمودی و برشی افزایش یافته است. بارگذاری مطابق اطلاعات آزمایشگاهی و مسیر تنش ارائه شده در شکل ۶ اعمال شده است. در هر دو سمت، به نمونه اجازه‌ی زهکشی داده شده است. با توجه به انتخاب شرایط مرزی زهکشی شده در مدل و بالا بودن ضریب نفوذ‌پذیری ماسه‌ی بدانه‌بنده شده، تغییرات فشار آب حفره‌یی در زمان تحلیل بسیار کم و قابل صرف نظر بوده است.

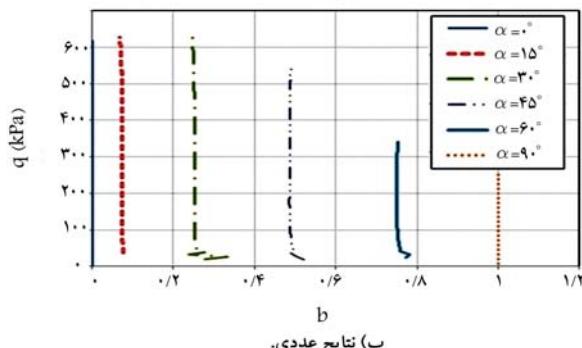
• گام ششم، مش بنده: به منظور بهینه‌سازی تحلیل عددی از نظر دقت و زمان تحلیل، نیاز به آنالیز مش و تعیین مش بنده بهینه‌ی همگرایست. در شکل ۷، مش‌های مختلف بررسی شده در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود. با تحلیل همگرایی، مش (پ)، با تعداد 1020 المان با ابعاد حدودی 7×10 میلی‌متر Pore Fluid/Stress/Pressure است. نوع مش در پژوهش حاضر از نوع



شکل ۱۰. کنترل زاویه‌ی تنش‌های اصلی در آزمایش‌های سری A.



الف) نتایج آزمایشگاهی؛



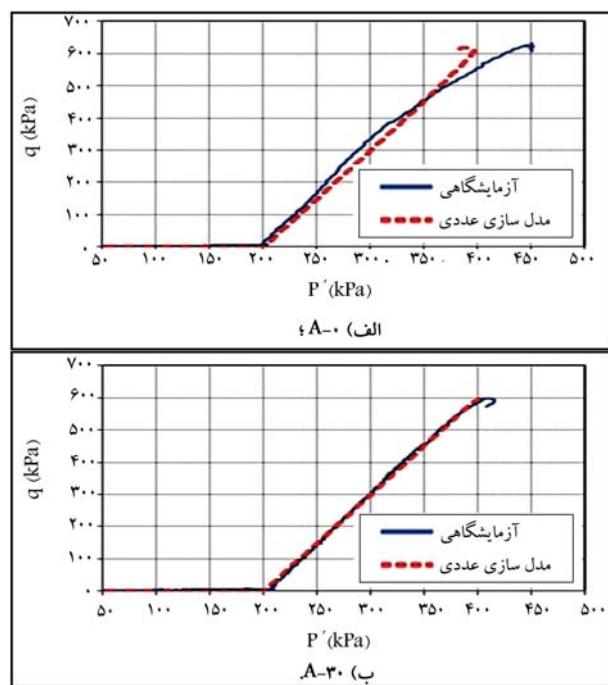
ب) نتایج عددی.

شکل ۱۱. تغییرات نسبت تنش میانی در حین بارگذاری آزمایش‌های سری B: (الف) نتایج آزمایشگاهی^[۲۵] [ب) نتایج عددی.

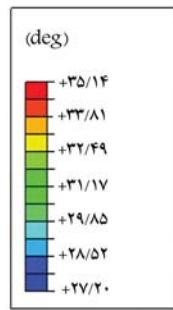
تنش‌های اصلی ($b = \sin^{-1}(\alpha)$) و در آزمایش‌ها متفاوت بوده است، در مدل عددی مقدار b براساس مقادیر تنش‌های اصلی محاسبه و در شکل ۱۱، تغییرات آن در طول بارگذاری در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی ارائه شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود به دلیل نبود خطاهای تجربی، نتایج مدل‌سازی نسبت به نتایج آزمایشگاهی با انحراف کمتری همراه بوده و مقدار b در گام‌های زمانی مختلف تا انتهاً تحلیل ثابت باقی مانده است. با توجه به کنترل‌های صورت‌گرفته می‌توان اطمینان حاصل کرد که مسیر تنش، مقادیر و زوایای تنش‌های اصلی به صورت صحیح توسط نرم‌افزار اختصاص داده می‌شوند.

۳.۵. کانتور تغییرات مؤلفه‌های تنش و کرنش

در تحلیل‌های عددی جهت اطمینان از صحت مدل‌سازی، کانتورهای مؤلفه‌های



شکل ۸. مقایسه‌ی مسیر تنش اعمالی در شرایط آزمایشگاهی و مدل عددی برای آزمایش‌های: (الف) A-۰ و (ب) A-۳۰.

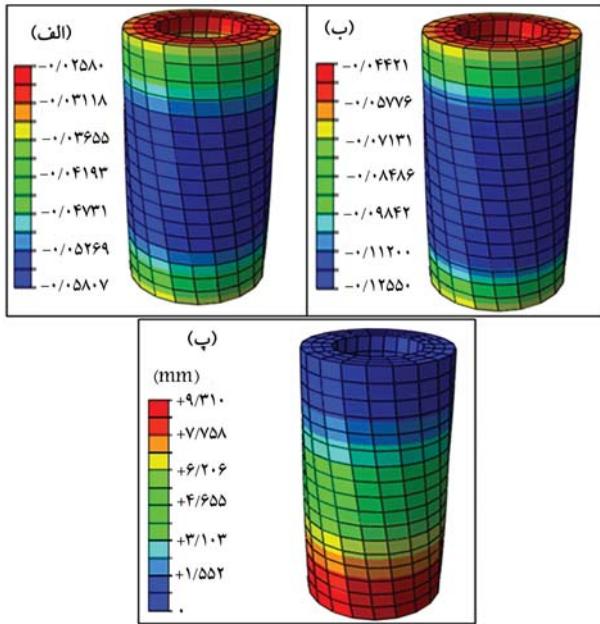


شکل ۹. کنترل زاویه‌ی تنش اصلی در آزمایش A-۳۰.

یانگر عملکرد مدل عددی در اعمال صحیح تنش‌ها در گام‌های زمانی مختلف بارگذاری است.

۴.۲. کنترل پارامترهای α و b

در شکل ۹، تغییرات زاویه‌ی تنش اصلی می‌شوند در نقاط مختلف نمونه برای آزمایش A-۳۰ با $\alpha = 30^\circ$ در آستانه‌ی گسیختگی مشاهده می‌شود که مطابق آن، تغییرات α در المان‌های مختلف در راستای شعاع استوانه‌ی توخالی در حدود $5/22$ تا $5/27$ درجه است که نسبت به مقدار هدف ($\alpha = 30^\circ$) میزان بیشینه $5/2$ درجه اختلاف دارد. در راستای ارتفاع استوانه، اختلاف زاویه‌ی تنش کمتر از ۱ درجه و برای المان‌های میانی، مقدار خطأ بسیار کمتر و نزدیک به صفر بوده است. در شکل ۱۰، تغییرات زاویه‌ی تنش در حین بارگذاری برای تمامی آزمایش‌های سری A به صورت میانگین تمامی المان‌های میانی ارائه شده است که مطابق آن، زوایا در طول بارگذاری بدون تغییر ثابت باقی مانده‌اند. از آنجا که در آزمایش‌های سری B، نسبت تنش میانی (b) تابعی از زاویه‌ی

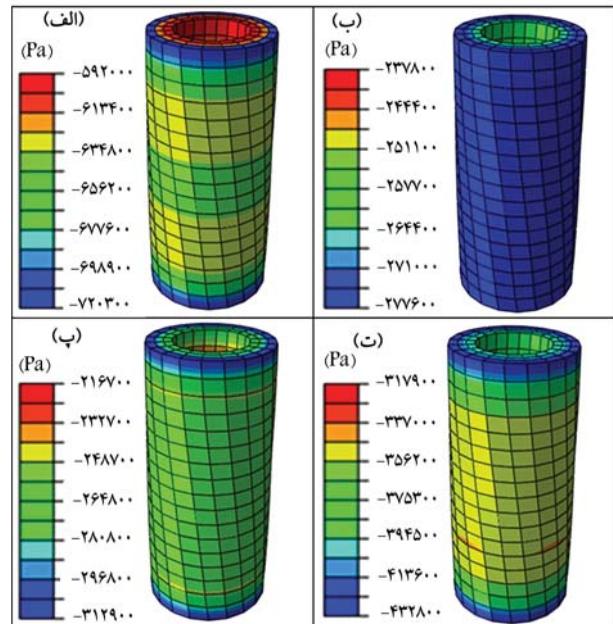


شکل ۱۳. کانتورهای تغییرات در آزمایش A-۳۰ در آستانه‌ی گسیختگی.

نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی در پژوهش حاضر، تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارند. بنابراین می‌توان گفت که با استفاده از ساپروتین USDANISO، کالیپراسیون مدل رفتاری دراکر - پراگر برای درنظر گرفتن آثار ناهمسانی به راحتی و با استفاده از ۳ پارامتر قابل انجام است و روش عددی استفاده شده در پژوهش حاضر می‌تواند تأثیر ناهمسانی را در مقاومت برشی و رفتار تنش - کرنش خاک با دقت خوبی پیش‌بینی کند.

در حل مسائل ریوتکنیکی معمولاً از نتایج آزمایش سه‌محوری فشاری استفاده می‌شود، که در آن تنش اصلی بیشینه در راستای قائم وارد می‌شود، که معمولاً خاک در این راستا بیشترین مقاومت را نشان می‌دهد. به منظور بررسی قابلیت ساپروتین USDANISO، دو آنالیز متفاوت بر روی نمونه استوانه‌ی توخالی صورت پذیرفته است. در آنالیز اول، پارامترهای خاک به صورت همسان و برابر با پارامترهای مربوط به راستای قائم (معادل سه‌محوری فشاری) در نظر گرفته شده است. در آنالیز دوم، با استفاده از ساپروتین USDANISO، پارامترهای خاک به صورت ناهمسان منظور شدند. در هر دو آنالیز، بارگذاری با زاویه ۴۵ درجه انجام شده است. نمودارهای تنش - کرنش حاصل در شکل ۱۵ مشاهده می‌شوند که مطابق آن بارگذاری ۴۵ درجه، فرض همسان‌بودن سختی خاک می‌تواند مقاومت برشی خاک را 20% بیشتر برآورد کند. فرض اخیر، سختی خاک را نیز بیشتر از مقدار واقعی وابسته است. به عنوان مثال، برای تنش مقادیر واقعی به سطح تنش انحرافی وابسته است. برای تنش انحرافی 400 کیلوپاسکال، سختی خاک با فرض همسانی حدود 35% بیشتر از شرایط ناهمسان به دست می‌آید. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که فرض همسانی برای تعریف مصالح، نتایجی بیشتر از مقادیر واقعی به همراه خواهد داشت. این موضوع ضرورت درنظر گرفتن مصالح به صورت ناهمسان را بیش از پیش روشن می‌کند.

در شکل ۱۶، تغییرات تنش انحرافی نسبت به کرنش برشی به دست آمده از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی برای مسیر تنش سری B مقایسه شده است. این نمودارها تأثیر توان زاویه‌ی تنش‌های اصلی α و نسبت تنش میانی b را



شکل ۱۴. کانتورهای تغییرات مؤلفه‌های تنش در آزمایش A-۳۰ آستانه‌ی گسیختگی.

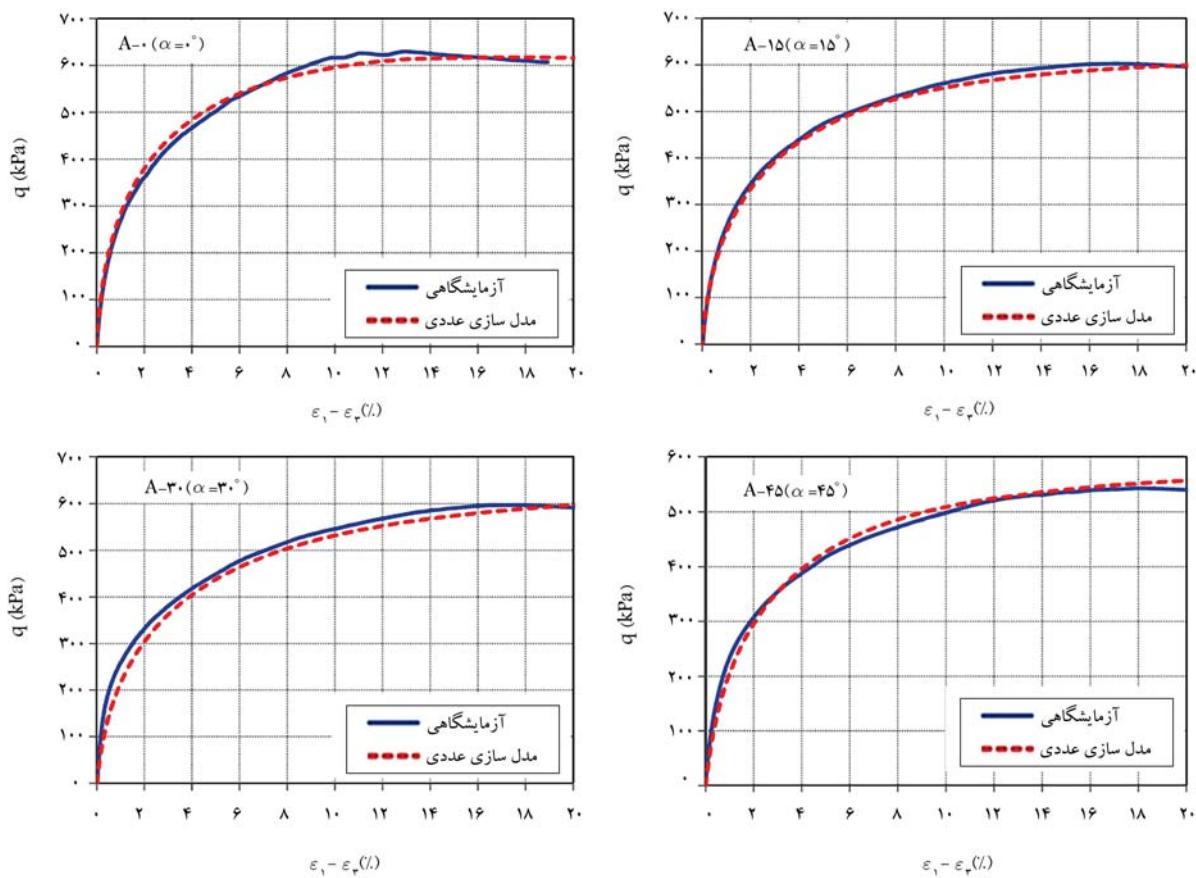
تنش بررسی و مقادیر مؤلفه‌های تنش و نحوه‌ی توزیع آن‌ها در المان‌های مختلف مدل سه‌بعدی کنترل شده است، که نتایج رضایت‌بخش بود. در شکل ۱۴، تغییرات کل نمونه و کانتور تغییرات مؤلفه‌های تنش برای آزمایش A-۳۰ با $\alpha = 30^\circ$ در آستانه‌ی گسیختگی ارائه شده است. در دو سر نمونه‌ها، مشابه شرایط آزمایشگاهی اثر کپ‌های صلب در نظر گرفته شده است، که تأثیر آن در کانتورهای تنش‌های قائم، شعاعی و مماسی به صورت تمرکز تنش در دو سر نمونه مشاهده می‌شود. اما در بخش زیادی از طول استوانه، توزیع مؤلفه‌های تنش مذکور نسبتاً یکنواخت بوده است. تنش برشی نیز در طول نمونه تقریباً یکنواخت توزیع شده است. در راستای شعاعی، تنش برشی $\tau_{\theta z}$ به سمت دیواره‌ی داخلی نمونه کاهش یافته است که با مفاهیم توزیع تنش برشی ناشی از گشتاور پیچشی در مقاطع توخالی تطابق دارد.

در شکل ۱۳، نمونه‌ی از نتایج تحلیل عددی شامل کانتورهای کرنش قائم، کرنش برشی، و جایه‌جایی قائم تحت تنش‌های اعمالی در آزمایش A-۳۰ با $\alpha = 30^\circ$ در آستانه‌ی گسیختگی ارائه شده است. تغییرات کرنش‌های قائم و برشی در طول و شعاع نمونه، روند نسبتاً مشابهی داشته‌اند و در بخش میانی استوانه، توزیع کرنش‌ها تقریباً یکنواخت بوده است. در مدل عددی مشابه شرایط آزمایشگاهی سطح بالای نمونه، ثابت و سطح پایینی متحرک بوده است. بنابراین انتظار می‌رود که بیشترین جایه‌جایی در سطح پایینی رخ دهد و جایه‌جایی‌ها در طول نمونه به سمت بالا به صورت خطی کاهش باید که این مسئله در شکل ۱۳(ب) مشاهده می‌شود.

۶. نتایج مدل‌سازی

۶.۱. نمودارهای تنش - کرنش

در شکل ۱۴، نمودارهای تنش - کرنش به دست آمده از مدل‌سازی عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی مربوط به مسیر تنش سری A مشاهده می‌شود که مطابق آن



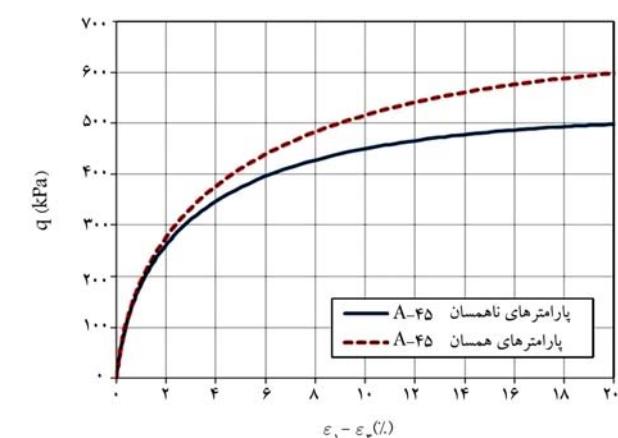
شکل ۱۴. مقایسه نتایج مدل سازی با نتایج آزمایشگاهی مربوط به آزمایش‌های سری A با زاویه‌ی تنش‌های اصلی مختلف و $\alpha = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$.

دلایل احتمالی این اختلاف، مسیر تنش اعمالی در آزمایشگاه و تحلیل عددی با هم مقایسه شده است. در این خصوص دو دلیل اصلی برای تفاوت موجود می‌توانند مطرح باشند: ۱. بررسی مسیر تنش اعمالی در آزمایشگاه نشان می‌دهد که در حین بارگذاری با افزایش تنش انحرافی به بیش از ۱۵۰ کیلوپاسکال، تنش همه‌جانبه نسبت به مسیر تنش پیش‌فرض افزایش یافته و از مسیر تنش پیش‌فرض خارج شده است. این امر باعث افزایش سختی و مقاومت برشی خاک در شرایط آزمایشگاهی شده است. ۲. محدودیت‌های اندازه و نسبت ابعاد استوانه‌ی توخالی برای بارگذاری 90° درجه در شرایط آزمایشگاهی ممکن است باعث تمکز تنش و عدم توزیع یکنواخت تنش‌های عمودی و برشی در مقطع خاک شود. این مسئله ممکن است باعث شود مسیر تنش اعمالی در حین آزمایش تا حدودی از کنترل خارج شود.

جهت بررسی تأثیر پارامتر b در رفتار تنش - کرنش ماسه، مطابق شکل ۱۷، نمودار تنش - کرنش در دو مدل عددی تحت بارگذاری با $\alpha = 45^\circ$ در شرایط یکسان و فقط با تغییر نسبت تنش میانی از $b = 0/5$ به $b = 0/0$ با هم مقایسه شده است. با توجه به نمودارهای مذکور با افزایش b از سختی و مقاومت برشی ماسه در شرایط زهکشی کاسته شده است که سایر پژوهشگران، از جمله لی و دافالیان (۲۰۰۲)،^[۱۲] نیز در شرایط زهکشی نشده به نتایج مشابهی دست یافته‌اند.

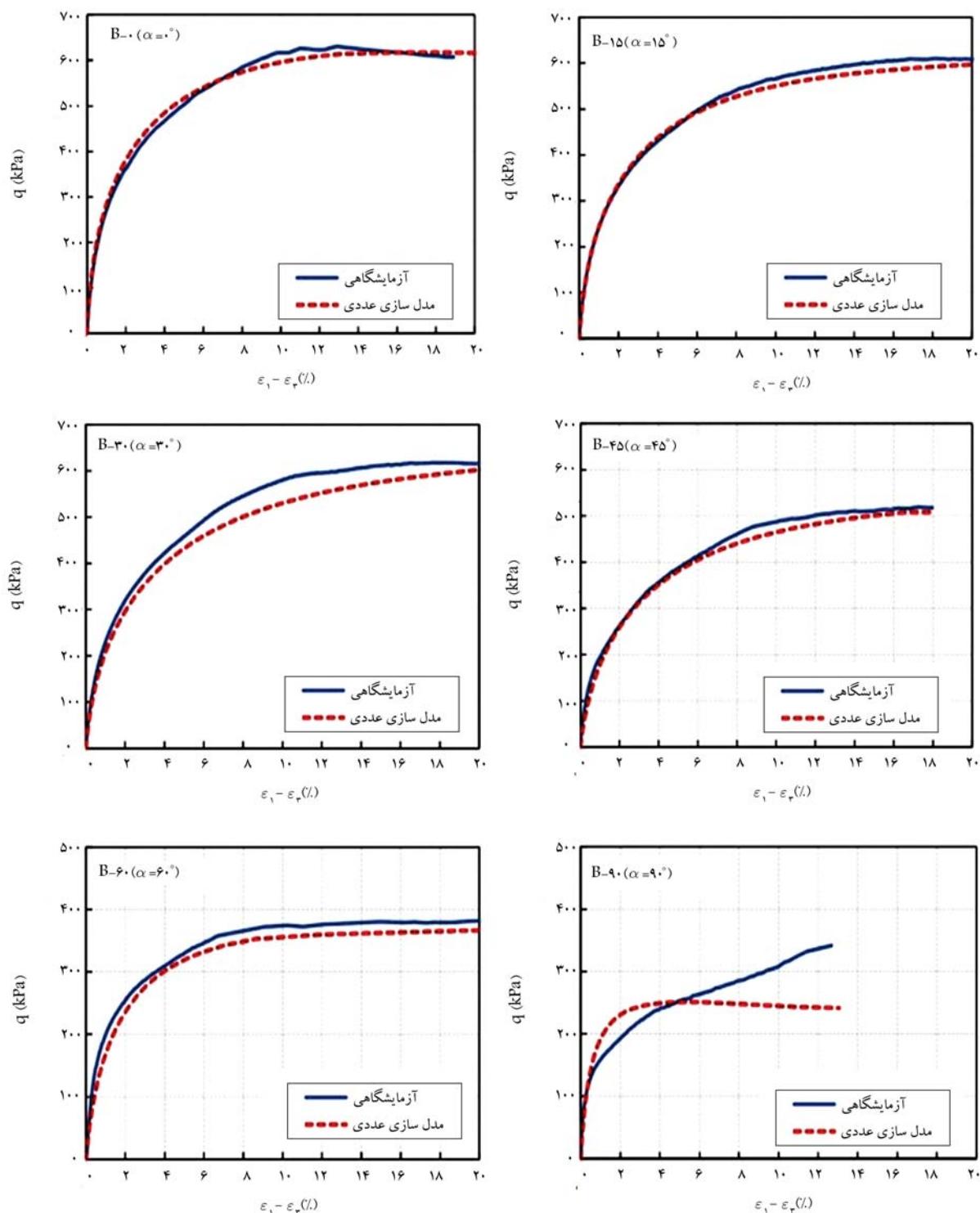
۲.۶. ناهمسانی در مقاومت برشی

در شکل ۱۸، مسیر تنش و پوش گسیختگی در فضای $[\sigma_z' - \sigma_\theta'] / 2$ در



شکل ۱۵. مقایسه نتایج مدل سازی آزمایش A-۴۵ با مصالح همسان و ناهمسان.

در رفتار تنش - کرنش ماسه نشان می‌دهند. همانند آزمایش‌های سری A، برای آزمایش‌های سری B نیز به طورکاری با افزایش زاویه‌ی تنش‌های اصلی، نمونه‌ی ماسه در حالت زهکشی شده رفتار نرم‌تری از خود نشان داده و مقاومت برشی خاک نیز کاهش یافته است. مقایسه نمودارهای تنش - کرنش در شکل ۱۶، مطابق نسبت خوبی را میان نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد و می‌توان گفت ساپریوتین USDANISO، تأثیر نسبت تنش میانی را نیز در رفتار تنش - کرنش ماسه به خوبی در نظر گرفته است. البته در بارگذاری با زاویه‌ی 90° درجه، اختلاف بین تحلیل عددی و آزمایشگاهی قابل توجه است. به منظور بررسی دقیق تر



شکل ۱۶. مقایسه نتایج مدل سازی با نتایج آزمایشگاهی مربوط به آزمایش سری B.

گسیختگی به دست آمده از آزمایش‌ها و مدل‌سازی عددی با دایره متفاوت است. با چرخش از محور افقی $\sigma_z' - \sigma_\theta' / 2$ به سمت محور قائم $\tau_{\theta z}$ از شعاع پوش کاسته می‌شود که نشان‌دهنده‌ی کاهش مقاومت برشی خاک با افزایش α است. در مورد پوش گسیختگی نتایج مدل‌های عددی و آزمایشگاهی بسیار به هم نزدیک هستند. در شکل ۱۹، مسیرهای تنش و پوش گسیختگی در فضای $[\sigma_z' - \sigma_\theta' / 2]$ در

مربوط به آزمایش سری A مشاهده می‌شود. در این فضای شعاع پوش گسیختگی (فاصله از مبدأ مختصات)، نشان‌دهنده‌ی مقاومت برشی خاک است. برای مصالح همسان انتظار می‌رود که شکل پوش گسیختگی به صورت کمانی از دایره به مرکز مبدأ مختصات باشد. در شکل ۱۸، ربع دایره با شعاع مربوط به آزمایش صفر درجه ترسیم شده است. اما همان‌گونه که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، پوش

۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ناهمسانی در رفتار ماسه‌ی نیمه‌متراکم به صورت عددی و با استفاده از نرم‌افزار اجراء محدود آباکوس مطالعه شده است. با استفاده از سایر وظایف USDFLD در آباکوس، امکان درنظر گرفتن ناهمسانی به مدل رفتاری دراکر-پراگر توسعه‌یافته اضافه شده است. درنهایت، قابلیت و کارآیی روش استفاده شده با مدل سازی عددی آزمایشگاهی ارزیابی شده است. خلاصه‌ی از مهم‌ترین نتایج حاصل با مطالعات آزمایشگاهی ارزیابی شده است. خلاصه‌ی از نتایج بدست آمده از مطالعه‌ی حاضر به این شرح است:

-- با استفاده از مدل رفتاری دراکر-پراگر توسعه‌یافته با کپ و اضافه کردن سایر وظایف USDANISO جهت درنظر گرفتن رفتار ناهمسان، می‌توان تأثیر عواملی، همچون: مسیر تنش، زاویه‌ی تنش‌های اصلی و نسبت تنش میانی در رفتار خاک را بررسی کرد.

-- در بررسی مسیرهای تنش و پوش گسیختگی در فضای $(\sigma_z' - \sigma_\theta')/2$ مشاهده می‌شود که شعاع پوش در مصالح ناهمسان، تابع α است و هر چه زاویه‌ی تنش‌های اصلی بیشتر می‌شود، فاصله‌ی پوش گسیختگی از پوش دایره‌ی شرایط همسان (پیشتر می‌شود).

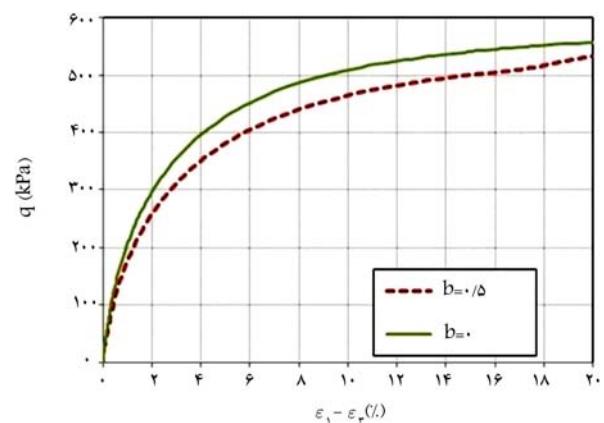
-- با استفاده از سایر وظایف USDANISO برای تعریف ناهمسانی مصالح در نرم‌افزار نیازی به تعریف پارامترهای متعدد با سعی و خطای نیست. عامل ناهمسانی فقط با داشتن روند تغییرات مقاومت برشی و سختی خاک در راستاهای مختلف و فقط با کالیبراسیون ۳ پارامتر قبل تعریف است. روند تغییرات با استفاده از آزمایش‌های مانند پیچش استوانه‌ی توخالی، برش ساده و سه‌محوری واقعی قابل تعیین است.

-- در روش به کار رفته در پژوهش حاضر، کالیبراسیون بسیار ساده‌تر و سریع‌تر و همچنین با اطمینان و سلسیل بیشتر قابل انجام است.

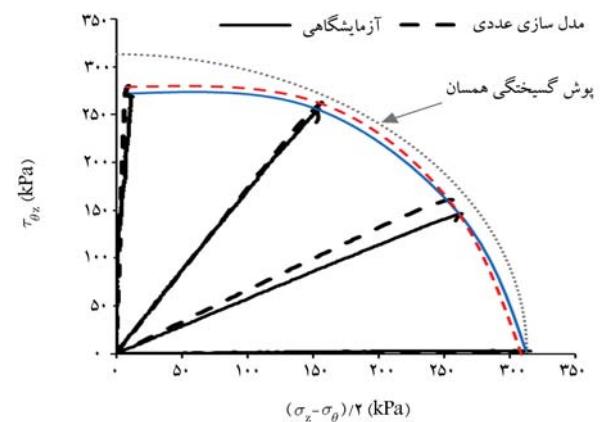
-- سایر وظایف USDANISO قابل استفاده در تمامی مدل‌های رفتاری رایج موجود یا اضافه شده به نرم‌افزار آباکوس است. بنابراین روش اخیر می‌تواند در پروژه‌های اجرایی برای تدقیق تحلیل‌های زئوتکنیکی توسط مهندسان استفاده شود.

۸. محدودیت‌های پژوهش

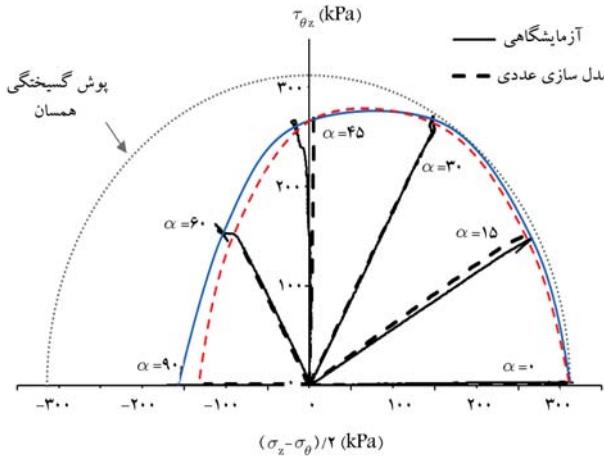
با استفاده از مدل دراکر-پراگر، تطبیق مناسب نمودارهای کرنش حجمی به دست آمده از تحلیل‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی برای مسیرهای تنش استفاده شده در پژوهش حاضر (شرایط تحکیم همسان) امکان‌پذیر نیست. در این خصوص، بررسی قابلیت‌های سایر مدل‌های رفتاری رایج می‌تواند به عنوان یکی از اهداف مطالعات آینده مدنظر قرار گیرد. در پژوهش حاضر، روشی ساده و کاربردی برای بررسی رفتار ناهمسان خاک بر مبنای سایر وظایف USDFLD در نرم‌افزار آباکوس با مقایسه نتایج حاصل از مدل سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده است. مقایسه‌ها در شرایط بارگذاری زهکشی شده برای خاک ماسه‌ی سیلیسی تیزی با چگالی نسبی حدود ۴۹ تا ۵۴ درصد و تحت تحکیم همسان صورت پذیرفته و نتایج پژوهش حاضر در همین محدوده حاصل شده است. طبیعتاً برای دستیابی به دید جامع درخصوص کارآیی این روش و نقاط ضعف و قوت آن، در مطالعات آینده لازم است عملکرد آن برای خاک‌های با جنس و تراکم مختلف، شرایط زهکشی نشده، مسیرهای تنش مختلف و شرایط اولیه‌ی گوناگون مطالعه شود.



شکل ۱۷. بررسی تأثیر سمت تنش میانی در نمودار تنش - کرنش.



شکل ۱۸. مسیر تنش و پوش گسیختگی نمونه‌های ماسه‌یی تحت تنش‌های اولیه همسان (سری A) و مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی.



شکل ۱۹. مسیر تنش و پوش گسیختگی نمونه‌های ماسه‌یی تحت تنش‌های اولیه همسان (سری B) و مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی.

مریط به آزمایش سری B و میزان تطابق نتایج عددی و آزمایشگاهی ارائه شده است. مشاهده می‌شود که شعاع پوش در مصالح ناهمسان، تابع α است و هر چه زاویه‌ی تنش‌های اصلی بیشتر شده است، فاصله‌ی پوش گسیختگی از تیم دایره (بیانگر مصالح همسان) بیشتر شده است که نشان‌دهنده‌ی کاهش مقاومت برشی خاک با افزایش α یا به عبارتی ناهمسانی در خاک است.

پانوشت‌ها

1. Dafalias & Manzari
2. Gao
3. Dafalias & Taiebat
4. bounding surface plasticity
5. generalized plasticity
6. Zero elastic range sand plasticity model
7. Petalas
8. Bennett
9. Francois
10. Drucker-Prager/Cap
11. Modified Drucker-Prager Cap model
12. ABAQUS
13. arbitrary lagrangian eulerian (ALE)
14. remeshing

منابع (References)

1. Symes, M.J., Gens, A. and Hight, D.W. "Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand", *Geotechnique*, **34**(1), pp. 11-27 (1984).
2. Shibuya, S. and Hight, D.W. "A bounding surface for granular material", *Soils and Foundations*, **27**(4), pp. 123-136 (1987).
3. Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H. and et al. "Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation", *Soils and Foundations*, **38**(2), pp. 115-128 (1998).
4. Wong, R.K.S. and Arthur, J.R.F. "Induced and inherent anisotropy in sand", *Geotechnique*, **35**(4), pp. 471-481 (1985).
5. Nishimura, S. "Laboratory study on anisotropy of natural london clay", PhD. Thesis, Imperial College London (2005).
6. Seah, T.H. "Anisotropy of resedimented Boston blue clay", PhD. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge (1990).
7. Wittle, A.J., DeGroot, D.J., Ladd, C.C. and et al. "Model prediction of anisotropic behavior of Boston blue clay", *Journal of Geotechnical Engineering, ACSE*, **120**(1), pp. 199-224 (1994).
8. Razeghi, H.R. and Mohamadzadeh, H. "Effect of fabric and initial stresses on the anisotropic behavior of sand", *Scientia Iranica*, **21**(6), pp. 1750-1761 (2014).
9. Mohamadzadeh, H. "Experimental investigation Razeghi, H.R. and on the inherent and initial induced anisotropy of sand", *KSCE Journal of Civil Engineering*, **19**(3), pp. 583-591 (2015).
10. Mohamadzadeh, H., Razeghi, H. and Saffarian, M. J. "Effect of initial principal stress rotation on the anisotropic behavior of sand in drained condition", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **36**(2), pp. 87-96 (2020).
11. Guo, P. "Modified direct shear test for anisotropic strength of sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **134**(9), pp. 1311-1318 (2008).
12. Li, X.S. and Dafalias, Y.F. "Constitutive modeling of inherently anisotropic sand behavior", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10), pp. 868-880 (2002).
13. Jafarzadeh, F., Javaheri, H., Sadek, T. and et al. "Simulation of anisotropic deviatoric response of Hostun sand in true triaxial tests", *Computers and Geotechnics*, **35**(5), pp. 703-718 (2008).
14. Gao, Z., Zhao, J., Li, X.S. and et al. "A critical state sand plasticity model accounting for fabric evolution", *International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **38**(4), pp. 370-390 (2014).
15. Zhang, Y., Bernhardt, M., Biscontin, G. and et al. "A generalized Drucker-Prager viscoplastic yield surface model for asphalt concrete", *Materials and Structures*, **48**(11), pp. 3585-3601 (2015).
16. Yao, Y., Tian, Y. and Gao, Z. "Anisotropic UH model for soils based on a simple transformed stress method", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **41**(1), pp. 54-78 (2017).
17. Petalas, A.L., Dafalias, Y.F. and Papadimitriou, A.G. "SANISAND-F: Sand constitutive model with evolving fabric anisotropy", *International Journal of Solids and Structures*, **188**, pp. 12-31 (2019).
18. Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T. "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects", *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(6), pp. 622-634 (2004).
19. Manzari, M.T. and Dafalias, Y.F. "A critical state two-surface plasticity model for sands", *Geotechnique*, **47**(2), pp. 255-272 (1997).
20. Dafalias, Y.F. and Taiebat, M. "SANISAND-Z: zero elastic range sand plasticity model", *Geotechnique*, **66**(12), pp. 999-1013 (2016).
21. Petalas, A.L., Dafalias, Y.F. and Papadimitriou, A.G. "SANISAND-FN: An evolving fabric-based sand model accounting for stress principal axes rotation", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **43**(1), pp. 97-123 (2019).
22. Bennett, K.C., Regueiro, R.A. and Luscher, D.J. "Anisotropic finite hyper-elastoplasticity of geomaterials with Drucker-Prager/Cap type constitutive model formulation", *International Journal of Plasticity*, **123**, pp. 224-250 (2019).
23. Francois, B., Collin, F., Dizier, A. and et al. "An extended Drucker-Prager hardening model for cross-anisotropy of soft rocks", *In Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, , pp. 537-540 (2011)
24. "Abaqus 6.9.1 theory manual", SIMULIA Inc., pp. 115-120 (2009).
25. H. "Evaluation of inherent and induced anisotropy Mohamadzadeh, of sandy soils using hollow torsion apparatus", PhD. Thesis, Iran University of Science and Technology (in Persian) (2014).

ارائه‌ی راهکاری برای بالا بردن عمر آویزهای پل معلق در برابر خرابی تحت بارهای جانبی

حسین عباسی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

مجید برقیان* (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عفران، دانشگاه تبریز

مهمنگی عمان شرف، (همار ۱۶۵) دری ۲ - ۳، شماره ۱/۱، ص. ۱۵۱-۱۵۲، (پژوهشی)

آویزهای اجزاء انتقال نیرو در پل‌های معلق هستند که نیروهای واردہ بر عرشه را به کابل‌های اصلی پل انتقال می‌دهند و سلامت آن‌ها نقش مهمی در امنیت پل ایفا می‌کند. اما آویزها تحت بارهای اعمالی و متعاقباً جابه‌جایی‌های واردہ به آن‌ها، مستعد خرابی هستند و در نتیجه، بیشتر آن‌ها طول عمر کوتاهی دارند و باید تمویض شوند. نوشتار حاضر به دنبال راهکاری برای بالا بردن عمر آویزها بوده و با تمهیداتی که پیشنهاد کرده است، عملکرد آویز بهبود می‌یابد. برای اصلاح رفتار آویزها، افزودن عضوی از جنس پلی‌اتیلن بین قسمت سوکت و کابل آویز پیشنهاد شده است. مدل سازی مربوط به آویز واقعی روی پل موردی و مدل پیشنهادی انجام شده و نتایج نشان داده است که در مدل پیشنهادی، تنش واردہ بر اعضا مدل تا حدود ۳۹٪ نسبت به حالت اولیه کاهش یافته است. همچنین نتایج نشان داده است که برخلاف مدل اولیه، کرنش خمیری در سوکت و کابل صفر بوده است. بعد از اثبات کارآیی مدل پیشنهادی، مصالح دیگری (پلی‌اتیلن، تفلون و پلی‌پروپیلن) در مدل پیشنهادی جایگزین شدن و نتایج هر ۴ مدل مقایسه شدند. از بین مصالح جایگزین، تفلون جواب بهتری داده است.

hosseinabbasi107@gmail.com
barghian@tabrizu.ac.ir

واژگان کلیدی: آویز، پل معلق، خرابی آویز، جابه‌جایی وارد شده، اصلاح آویز

۱. مقدمه

آویزها از اجراء انتقال نیرو در پل‌های معلق هستند که بارهای اعمالی بر عرشه را به کابل‌های اصلی پل منتقل می‌کنند و دوام و سلامت آن‌ها نقش مهمی در امنیت و قابلیت سرویس دهی بی‌عیب پل ایفا می‌کند. با وجود این، مشکل عدمدهی بیشتر پل‌های اعلق این است که از بین اجراء پل، آویزها از آسیب‌پذیرترین اجزای تحت بارهای اعمالی و متعاقباً جابه‌جایی‌های واردہ به آن‌ها هستند و این موضوع در محيط‌های خورنده، خطرناک‌تر هم می‌شود. آویزها در اثر عوامل محیطی و بارهای ترافیکی معمولاً دچار خرابی و حتی شکست می‌شوند و در نتیجه اکثراً طول عمر کوتاهی دارند و باید تمویض شوند، که امری هزینه‌بر خواهد بود. خرابی آویز می‌تواند شامل: خوردنگی، خستگی، ترک‌خوردنگی، شکست و بسیاری از عوامل دیگر در قسمت‌های مختلف آویز باشد (شکل ۱).

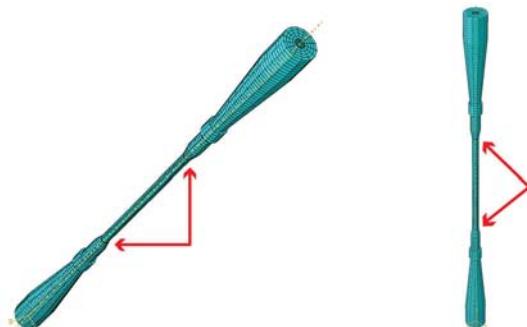
در چند سال اخیر، تلاش‌های قابل توجهی درباره‌ی علل خرابی آویزها و نحوه‌ی کمیمه‌سازی آسیب‌های واردہ به آن انجام شده است. کلونی (همکارانش ۲۰۰۷)،^۱ در بررسی تأثیر استفاده از گیره‌های مرکزی صلب در یو^۲ و همکارانش (۲۰۱۷)،^۳ در بررسی تأثیر استفاده از گیره‌های مرکزی صلب در رویکرد خستگی آویزهای کوتاه، دو مدل اجراء محدود مربوط به پل معلق تک‌دهانه با و بدون گیره‌های مرکزی را مدل سازی کردند و دریافتند که گیره‌های مرکزی از طریق کاهش جابه‌جایی نسبی میان کابل‌ها و عرشه می‌توانند تنش‌های خمشی آویزهای کوتاه را به طور چشم‌گیری کاهش دهند. در انتها نتیجه‌گیری و پیشنهاد کردن هنگامی که گیره‌های مرکزی وجود ندارند، آویزها ممکن است زودتر از بازه‌یی که در طراحی در نظر گرفته شده است، دچار خستگی بشوند. سان^۴ و همکارانش (۲۰۱۷)،^۵

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۲۳، ۱۳۹۹/۹/۱۳، اصلاحیه ۱۳۰۰/۶/۱۴، پذیرش ۲۴، ۱۴۰۰/۷/۷

DOI:10.24200/J30.2021.56235.2863



شکل ۲. مدل اجزاء محدود یکی از آویزهای پل چیانگین.



شکل ۳. مدل اجزاء محدود پیشنهادی برای مدل قبلی آویز (مدل با عضو لایه‌ی میانی).

تعییر داده شد. در انتهای نتایج هر چهار مدل آویز با هم مقایسه شدند، تا مناسب‌ترین مدل برای آویز پل مشخص شود. چون در بررسی صورت گرفته^[۵] مشخص شده است که از بین آویزهای پل، آویزهای کوتاه پل در اثر جابه‌جایی نسبی طولی بزرگی، که میان کابل اصلی و عرشه افقی می‌افتد، دچار آسیب می‌شوند؛ بر همین اساس، در پژوهش حاضر نیز برای بررسی بهتر و نزدیک شدن به واقعیت موضوع، از ابعاد یکی از آویزهای واقعی کوتاه پل استفاده شده است.

۲. مدل‌سازی و روش تحلیل

به‌منظور بررسی خرابی آویز پل در اثر نیروهای اعمالی و ارائه‌ی راهکاری برای بهبود رفتار آویز در آب‌اکوس دو نوع آویز پل مدل شدند که مدل اجزاء محدود اولی، مربوط به آویز واقعی موجود روی پل چیانگین و مدل دومی، هم مربوط به مدل اجزاء محدود پیشنهادی برای آویز پل بوده است. سالانه در نقاط مختلف دنیا، هزینه‌ی زیادی صرف نگهداری، تعمیر، یا تعویض آویزها می‌شود (مثل پل‌های گلدن گیت^[۶]، کلیفتون^[۷]، شاتوپی^[۸]، چیانگین^[۹] و غیره). در نوشتار حاضر چون اطلاعات مربوط به آویزهای پل معلم چیانگین در دست بوده است، به همین خاطر در راستای بررسی خرابی آویزها و ارائه‌ی راهکاری برای بهبود رفتار آن‌ها، مدل مربوط به آویز پل چیانگین از بین پل‌ها انتخاب شده است که در شکل ۲ نیز مدل اجزاء محدود آن مشاهده می‌شود. همچنین در شکل ۳، مدل اجزاء محدود پیشنهادی برای آویز به جای مدل اولیه مشاهده می‌شود، که شکل کلی آن شبیه مدل اولیه‌ی آویز است، با این تفاوت که یک عضو به نام لایه‌ی میانی و از جنس پلی‌ایلن میان اعضاء قبلی افزوده شده است.

برای طراحی مدل موردنظر در پژوهش حاضر، سه بخش جداگانه به نام‌های لایه^[۱۰]، سوکت^[۱۱] و کابل^[۱۲] در نظر گرفته و ترسیم شده‌اند. در بخش کابل، یک استوانه‌ی



شکل ۱. نمونه‌ی از خرابی آویز پل.^[۱]

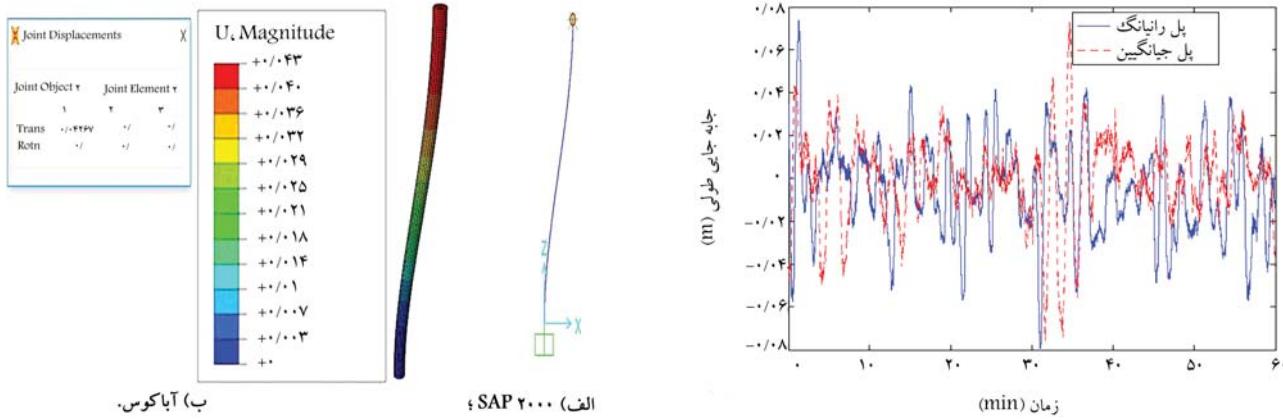
در بررسی علل خرابی آویزهای پل معلم چیانگین دریافتند که آویزهای کوتاه پل در اثر جابه‌جایی نسبی طولی بزرگی که میان کابل اصلی و عرشه افقی می‌افتد، دچار آسیب می‌شوند. زُنگ^[۵] و همکاراش^[۶] ارزیابی خستگی یکی از آویزهای کوتاه پل نانجینگ داشنگووان^[۷] را براساس اطلاعات کرنش دینامیکی انجام دادند و تأثیر رفتار خمشی، خطوط قطار، تعداد واگن‌ها و سرعت قطار در عملکرد خستگی آویز کوتاه را بررسی کردند و دریافتند که رفتار خمشی تأثیر قابل توجهی در آثار خستگی آویزهای کوتاه دارد. ژانگ خیانگ لیو و همکاراش^[۸] روشی برای ارزیابی قابلیت اطمینان آویزهای کوتاه پل‌های معلم و قوسی ارائه و برای سنجش ایمنی آویزها، از روشی به نام ارزیابی رویکرد تصادفی استفاده کردند. با استفاده از روش ارزیابی ارائه شده مشخص شد که شاخص اطمینان آویز روی پل، بعد از ۲۴ سال به صفر می‌رسد که این مدت از $\frac{1}{3}$ عمر طراحی در نظر گرفته شده است.

با وجود تلاش‌های زیادی که درباره‌ی علل خرابی آویزها و نحوه‌ی کمینه‌سازی آسیب‌های وارد به آن‌ها انجام شده است، ولی به علت اینکه هنوز گزارش‌هایی از خرابی آویزها در پل‌های معلم از نقاط مختلف دنیا داده می‌شود (مثل فرو ریختن ناگهانی پل معلم کوتای-کارانگارا^[۹] کوکارا^[۱۰] در سال ۲۰۱۱ در کشور اندونزی که بیش از ۲۰ نفر تلفات در برداشت،^[۱۱] و یا اخیراً یک پل معلم در ونزوئلا که در اثر خرابی چند آویز آن (پارکی آویز)، کل پل عملاً غیرقابل بهره‌برداری شده بود)، بیانگر این واقعیت هستند که هنوز هم در زمینه‌ی مذکور به روش‌های پیشنهادی جدید و کارآمدی نیاز است.

نوشتار حاضر، به دنبال راهکاری برای بالا بردن عمر آویزها بوده و با تمهیداتی که پیشنهاد کرده است، حتی باعث بهبود عملکرد آویز هم شده است؛ تا این طریق امنیت کل سازه‌ی پل ارتقاء یابد و از بروز هزینه‌های اضافی برای تعمیر یا تعویض آویزهای آسیب‌دیده جلوگیری شود. بررسی اصلاح رفتار آویزها، افزودن عضوی بین شامل دو بخش است: در بخش اول، برای اصلاح رفتار آویزها، افزودن عضوی بین قسمت سوکت و کابل آویز پیشنهاد شده است. به این صورت که ابتدا مدل‌سازی مربوط به آویز واقعی روی پل چیانگین^[۱۲] در نرم افزار آب‌اکوس^[۱۳] انجام شده است. بعد، مدل پیشنهادی با افزودن عضوی به نام لایه‌ی میان اعضاء قبلی برای آویز پل مدل‌سازی و تحلیل شد. سپس نتایج هر دو مدل آویز برای نتیجه‌گیری با یکدیگر مقایسه شدند. در بخش دوم، نیز بعد از اثبات کارآیی مدل پیشنهادی، دو مدل پیشنهادی دیگر برای آویز پل شبیه مدل پیشنهادی، اول مدل‌سازی شدند. با این تفاوت که در هر کدام از آن‌ها، نوع مصالح به کار رفته در عضو لایه‌ی میانی مرتبط

جدول ۱. مشخصات مصالح استفاده شده در مدل سازی.

تصویر	نام مصالح	وزن مخصوص (Kgf/m³)	مودل کشسانی (Pa) $\times 10^7$	ضریب پواسون	تنشی تسلیم (Pa) $\times 10^6$
	Cable Steel	7866/62	19000	0/3	1180
	St37	7850	20400	0/3	2750/09
	HDPE	960	80	0/45	30



ب) آباکوس.

الف) SAP ۲۰۰۰

شکل ۵. جابه جایی انتهای میله.

مصالح و شرایط مرزی یکسان، تحت بار متتمرکزی تحلیل شد. همان طور که در شکل ۵ نیز مشاهده می شود، نتایج حاصل از دو نرم افزار شباهت زیادی به هم دارند به طوری که جابه جایی انتهای میله تحت بار اعمالی یکسان، در آباکوس برابر ۴۳۶ متر و در SAP ۲۰۰۰ برابر ۴۲۶ متر است که این اختلاف ناچیز بین نتایج دو مدل قابل قبول است و می تواند ناشی از پیش فرض های نرم افزارها باشد.

نتایج حاصل از تحلیل مدل اولیه آویز (بدون لایه) بررسی شدند، تا بتوان با نتایج بدست آمده از تحلیل مدل پیشنهادی - که اشاره شده است - مقایسه شوند تا کارایی و مزیت مدل پیشنهادی مشخص شود. منظور از مدل اولیه، همان مدل در نظر گرفته شده برای آویز واقعی موجود روی پل جیانگین است. از جمله موارد بررسی پژوهش حاضر، خرابی آویز با توجه به نتایج مربوط به توزیع معیار نتش فون میسز^{۱۸} و مقدار آن در محل مشخص شده در آویز و نتایج کرنش خمیری^{۱۹} اعضاء آویز است. در همین راستا، مطابق شکل ۶، به توزیع نتش در مدل اولیه و مدل پیشنهادی برای آویز پل پرداخته و مشاهده شد که توزیع نتش در آن منطقه از عضو مرتبیت آویز که در واقعیت اکثر دچار ترک خوردگی می شود، در هر دو مدل نیز بیشتر از دیگر ناحیه هاست.

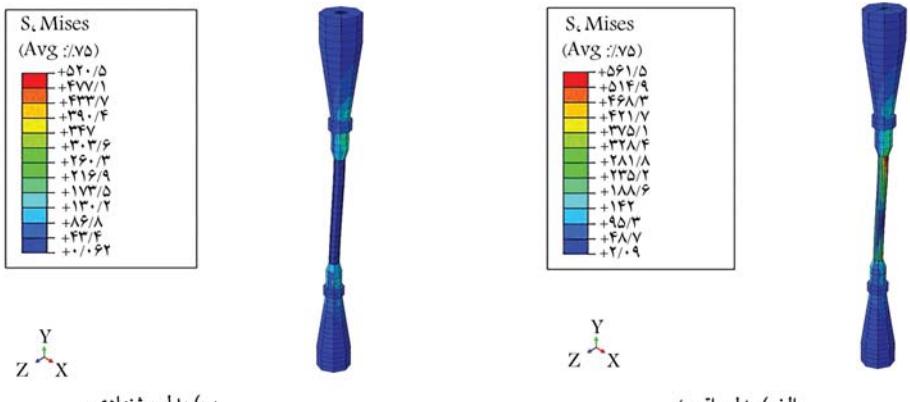
در شکل ۷، مقدار نتش ایجاد شده در محل موردنظر از آویز مدل اولیه و مدل پیشنهادی (ناحیه بی که در واقعیت اکثر دچار خرابی و ترک خوردگی می شود)، برای مقایسه ای رفتار دو مدل مشاهده می شود. با توجه به شکل ۸، که مقایسه نتایج (شکل ۷) را نشان می دهد، می توان مشاهده کرد که در یک محل از دو مدل (در گروهی^{۲۰}، نتش موجود در آن نقطه از مدل پیشنهادی کوچک تر از نتش ایجاد شده در همان نقطه از مدل اولیه یا واقعی است.

توپر به شعاع ۰/۰۲۵ متر و به طول ۳ متر رسم شد. در بخش سوکت، قسمت های بالا و پایین آویز پل رسم شدند و سپس در هر کدام یک سوراخ استوانه ای شکل و به قطر ۵/۰ متر ایجاد شد. در بخش لایه، لایه میانی موردنظر (مانند لوله) به شعاع ۰/۰۲۵ متر و به ضخامت ۰/۰۲۵ متر ترسیم شد. شرایط مرزی را باید به نحوی اعمال کرد تا رفتار مدل ساخته شده شبیه رفتار آویز پل در واقعیت باشد. بنابراین در اعمال شرایط مرزی برای قسمت بالای آویز درجه های UX و URX و برای قسمت پایین آویز فقط URX آزاد قرار داده شدند. در مش بندی نیز بعد از سعی و خط کردن و بررسی های انجام گرفته از بات تعداد و اندازه هی مش که حالت بهینه داشته باشد تا هم حجم محاسبات معقول باشد و هم از نظر بررسی رفتار سازه نیاز به مش بندی کوچک تر نباشد، درنهایت تصمیم بر آن شد که بخش کابل با اندازه ۱/۰ متر و بخش های سوکت و لایه با اندازه ۰/۲ متر مش بندی شوند. جزئیات مشخصات مصالح مختلف استفاده شده در مدل اولیه و مدل پیشنهادی برای آویز در جدول ۱ ارائه شده است.

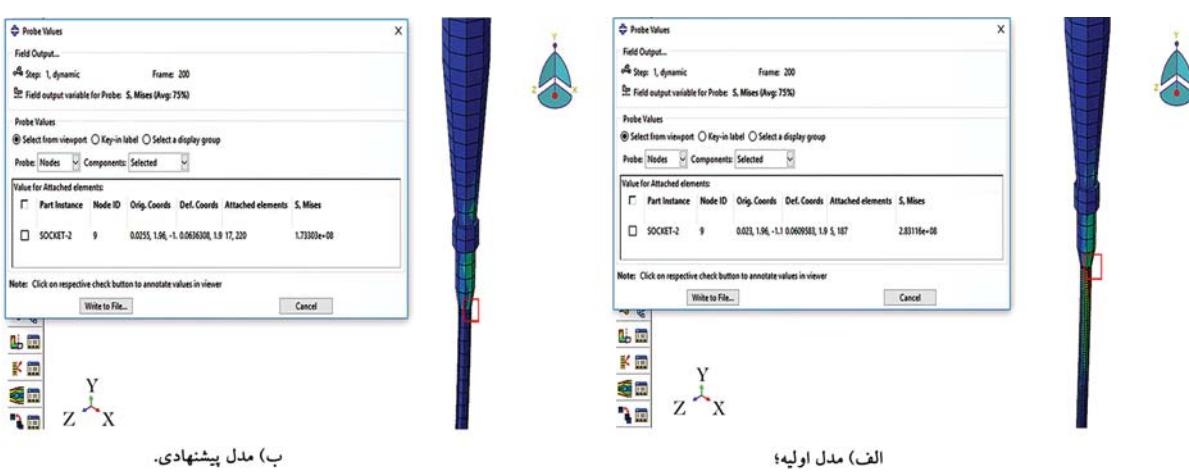
۱.۲ روش تحلیل و نتایج

در سال ۱۷۲۰، در بررسی که سان و همکاران،^{۲۱} درباره علل خرابی آویزهای پل معاق جیانگین انجام دادند، دریافتند که آویزهای کوتاه پل در اثر جابه جایی نسبی طولی بزرگی که میان کابل اصلی و عرضه اتفاق می افتد، دچار آسیب می شوند.^{۲۲} در پژوهش حاضر نیز چون جابه جایی های نسبی طولی آویزها به صورت دقیق و در واقعیت از طریق سیستم پایش سلامت سازه بی^{۲۳} (نصب آتن های GPS^{۲۴}) مشخص و در دسترس بوده است) شکل ۴. به همین دلیل در تحلیل مدل های ساخته شده، جابه جایی های واقعی آویز اعمال شدند.

به منظور صحبت سنجی، میله بی در دو نرم افزار آباکوس و SAP ۲۰۰۰ با لحاظ



شکل ۶. توزیع تنش در مدل مرتبط با آویز در اثر جابه‌جایی‌های اعمالی (بر حسب MPa).

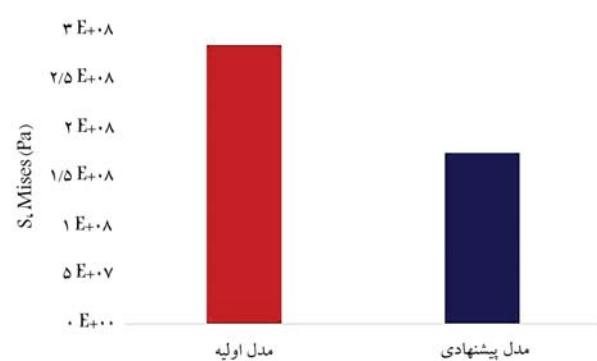


شکل ۷. تنش موجود در محل مشخص از آویز.

جابه‌جایی‌های یکسان صفر است و فقط عضو لایه‌ی میانی افزوده شده دچار کرنش خمیری می‌شود که یک امر طبیعی است، چون عضو مرتبط از جنس پلیمر است.

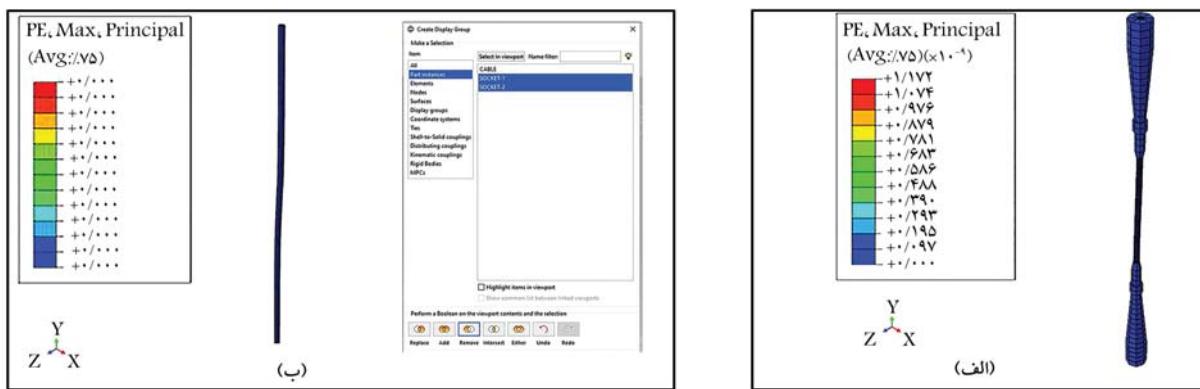
۳. نتیجه‌گیری از مقایسه‌ی نتایج مدل‌های اولیه و پیشنهادی

از مقایسه‌ی نتایج مدل پیشنهادی با مدل اولیه و بنا به دلایل گفته شده می‌توان نتیجه گرفت که اضافه کردن عضو لایه‌ی میانی - که از جنس پای ایتلن است - به عنوان لایه‌یی بین سه عضو دیگر مدل اولیه، هم باعث کاهش تنش ایجاد شده می‌شود و هم از کرنش خمیری دیگر اعضاء مدل جلوگیری می‌کند و به همین خاطر تا حد زیادی سبب بالا بردن عمر آویز و بهبود عملکرد آن می‌شود. همچنین در مدل اولیه‌ی اعضاء آویز نسبت به مدل پیشنهادی، به علت تنش ایجاد شده بزرگ‌تر و کرنش خمیری، زودتر ترک بر می‌داشت که همین امر سبب زنگ‌زدگی سریع تر کابل آویز در مدل اولیه نسبت به مدل پیشنهادی می‌شد، لذا باید کل آویز تعویض می‌شد. بعد از اثبات کارآیی مدل پیشنهادی برای آویزیل، دو مدل دیگر شیوه مدل پیشنهادی اول ارائه شدند. با این تفاوت که جنس مصالح به کار رفته در عضو لایه‌ی میانی هر کدام از آن‌ها با یکدیگر متفاوت بود. سپس هر کدام به صورت جداگانه و با شرایط یکسان

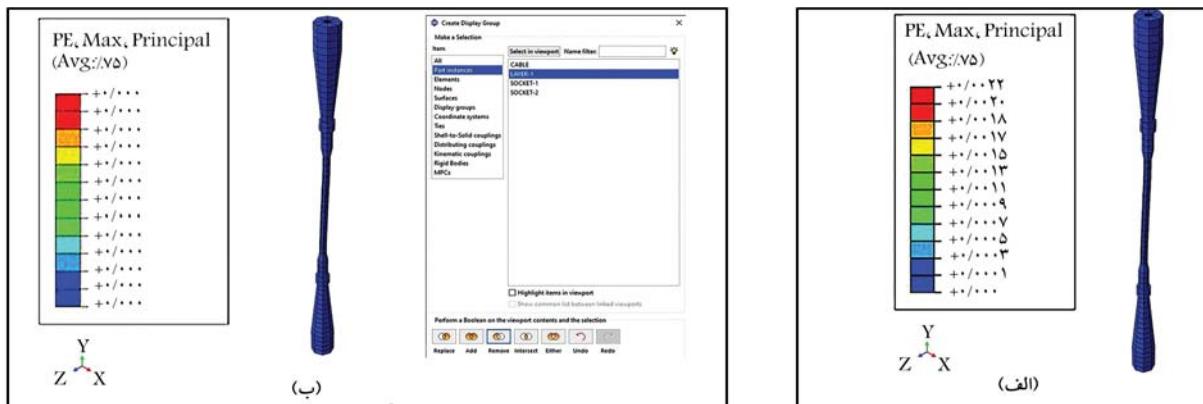


شکل ۸. مقایسه‌ی تنش ایجاد شده در محل مشخص بین دو مدل.

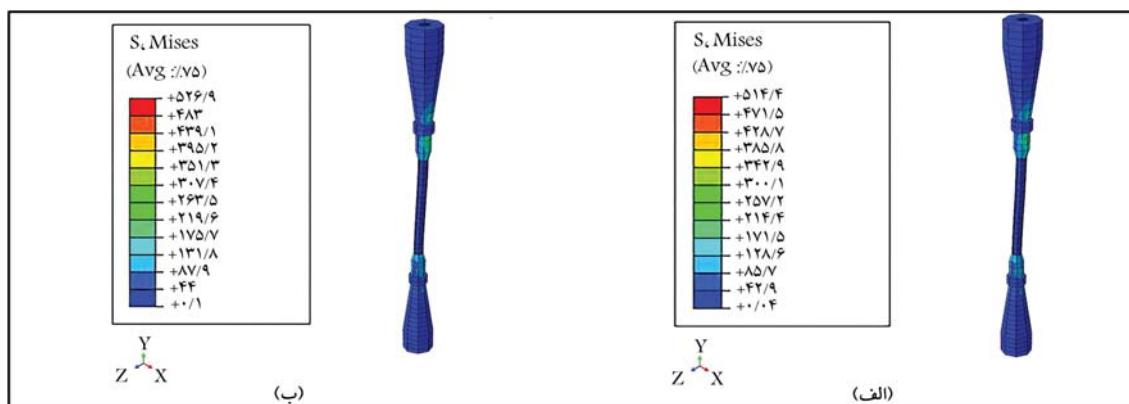
همچنین مطابق نتایج شکل ۶ مشخص می‌شود که تحت جابه‌جایی‌های یکسان، محدوده‌ی توزیع تنش در مدل پیشنهادی کمتر از مدل اولیه است. موضوع دیگری که حائز اهمیت است، نتایج مربوط به کرنش خمیری اعضاء آویز است. از مقایسه‌ی نتایج دو شکل ۹ و ۱۰ که نتایج مربوط به کرنش خمیری اعضاء مدل اولیه و مدل پیشنهادی هستند، مشاهده می‌شود که در بی اعمال جابه‌جایی‌های یکسان و مشخص به هر دو مدل اولیه و پیشنهادی، عضو یا اعضایی از آویز مدل اولیه دچار کرنش خمیری می‌شوند. در صورتی که در مدل پیشنهادی برخلاف مدل اولیه، کرنش خمیری اعضاء قبلی آویز تحت



شکل ۹. کرنش خمیری ایجاد شده در اعضاء مدل اولیه.



شکل ۱۰. الف) کرنش خمیری ایجاد شده در مدل پیشنهادی، ب) پررسی کرنش خمیری اعضاء مدل پیشنهادی.



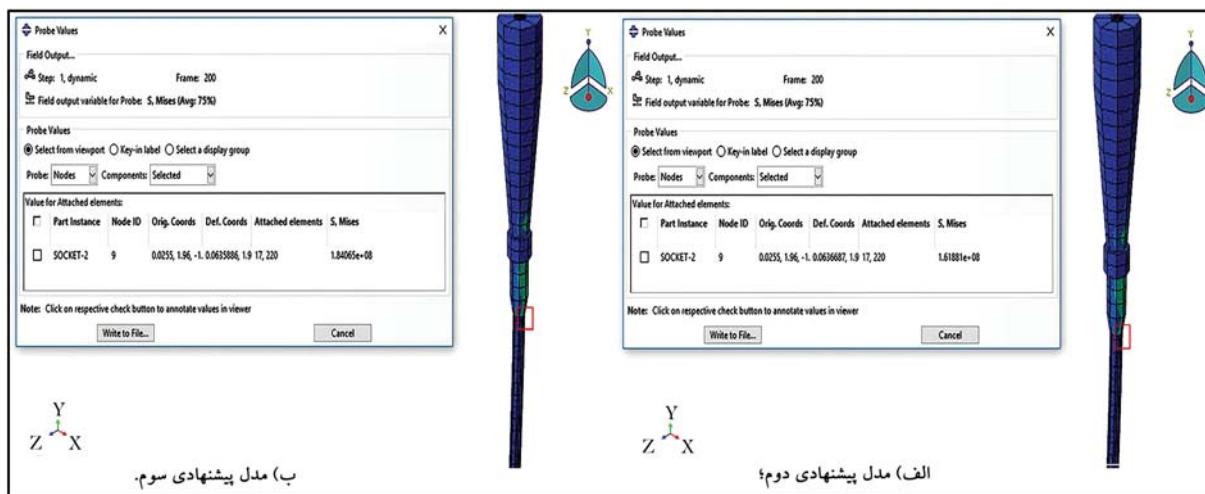
شکل ۱۱. توزیع تنش در مدل مرتبه با آویز در اثر جایه جایی های اعماقی (بر حسب MPa).

که در بخش‌های قبیل ارائه شده است، مقایسه شدند و از بین سه مدل پیشنهادی، مناسب‌ترین انتخاب شده است. فرق بین سه مدل پیشنهادی، متفاوت بودن جنس عضو‌لایه‌ی میانی هر کدام از سه مدل با یکدیگر بوده است. شبیه مدل پیشنهادی اول، در مدل‌های پیشنهادی دوم و سوم نیز نتایج مربوط به توزیع تنش و کرنش خمیری اعضا بررسی شدند، تا بتوان نتایج هر سه مدل پیشنهادی برای آویز پل را مقایسه کرد. در شکل ۱۱، توزیع تنش در دو مدل پیشنهادی دوم و سوم برای آویز پل مشاهده می‌شود که شکل کلی (یا پراکندگی) توزیع تنش تحت جابه‌جایی‌های اعمالی در هر دو مدل، شبیه مدل پیشنهادی اول است، با این تفاوت که محدودی تنش، در هر مدل متفاوت است.

مدل سازی و تحلیل شدن و دوباره مقایسه یی بین نتایج سه مدل پیشنهادی انجام شد، تا ازین سه مدل، کارآمدترین و مناسب‌ترین مدل مشخص شود. جنس عضو لایه‌ی میانی در مدل پیشنهادی اول از جنس پلی اتیلن، در عضو لایه‌ی میانی مدل پیشنهادی دوم از حنس، تکلوفون و مدل سیسته‌های سوم نزد از حنس، نلی، بروکلین بوده است.

۴. نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های پیشنهادی دوم و سوم

نتایج تحلیلی، هر دو مدل شستنیهادی دوم و سوم نیز با نتایج مدل شستنیهادی اول،



شکل ۱۲. تنش موجود در یک محل مشخص از آویز (گرهی ۹ که در محل بحرانی آویز قرار دارد.)

۵. نتیجه‌گیری

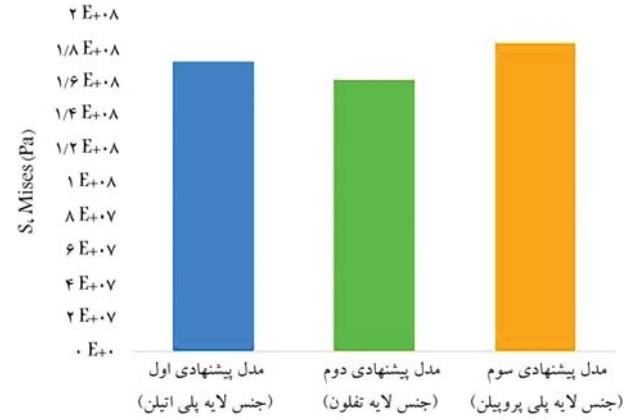
آویزها اجزایی در پل‌های معلق و قوسی هستند که تحت بارهای زنده، مستعد خرابی هستند و بیشتر آن‌ها، طول عمر کوتاهی دارند، که این امر باعث اختلال در عملکرد آویز و کل پل می‌شود. در همین راستا، در نوشتار حاضر با بررسی رفتار آویز پل حین جابه‌جایی‌های اعمالی در اثر بارهای وارده و با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، راهکاری (روش جایگزینی) برای بالا بردن عمر آویزهای پل معلق در برابر خرابی تحت بارهای جانبی و جلوگیری از اعمال هزینه‌های مازاد برای تعمیر یا تعویض آویزهای آسیب دیده ارائه شده است. پس از مدل‌سازی و تحلیل هر ۴ مدل آویز (مدل اولیه و سه مدل پیشنهادی)، با بررسی و مقایسه‌ی نتایج تحلیل هر یک از آن‌ها، این نتایج برای مدل‌سازی صورت گرفته به دست آمده است:

۱. اضافه کردن عضوی به نام لایه‌ی میانی و از جنس پلی‌اتیلن، به عنوان لایه‌ی بین سه عضو دیگر مدل اولیه، باعث کاهش تنش وارده بر اعضاء مدل تا میزان ۳۹٪ نسبت به حالت اولیه (بدون عضو لایه‌ی میانی) شده است.

۲. افزودن عضو لایه‌ی میانی بین اعضاء مدل اولیه از کرنش خمیری دیگر اعضاء مدل جلوگیری می‌کند. به این ترتیب که در مدل‌های پیشنهادی - که شامل عضو لایه‌ی میانی بودند - برخلاف مدل اولیه، دو عضو سوکت که در ابتدا و انتهای مدل قدر داشتند، وارد ناحیه‌ی خمیری نشده و نیازی به تعویض آن اعضا نبوده است.

۳. به علت کاهش تنش وارده بر اعضاء مدل و جلوگیری از کرنش خمیری دیگر اعضاء مدل، افزودن یک عضو به مدل اولیه (یعنی مدل پیشنهادی)، تا حد زیادی از ایجاد ترک در اعضاء آویز (یا خستگی اعضا) و زنگ‌زدگی کابل آویز جلوگیری می‌کند (یا دستکم به تأخیر می‌اندازد). به همین خاطر سبب بالا بردن عمر آویز و بهبود عملکرد آن می‌شود و این امر، کارآیی و کارآمدبودن مدل پیشنهادی و به صرفه بودن آن را نشان می‌دهد.

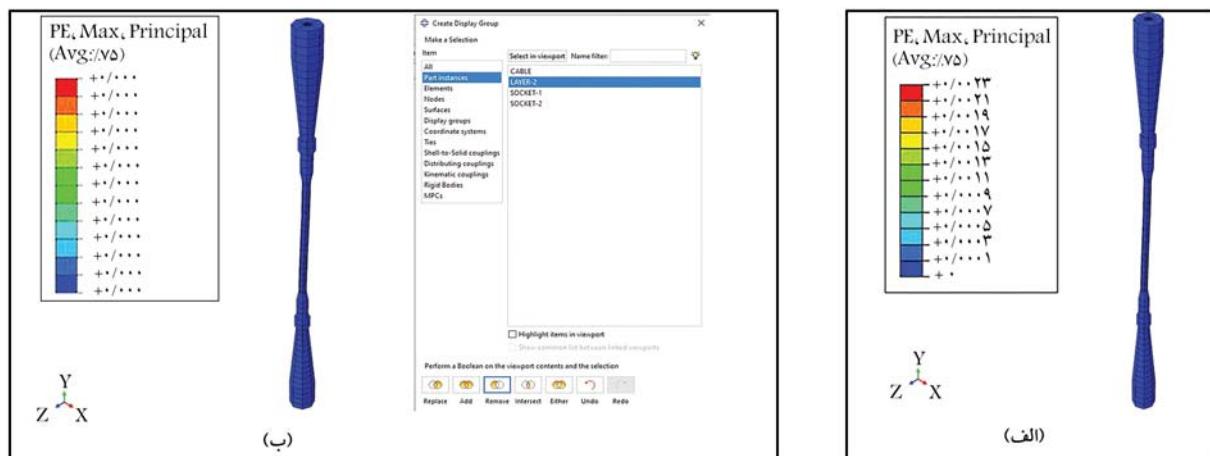
۴. مدلی که عضو لایه‌ی میانی آن از جنس تفلون بوده است، رفتار بهتری نسبت به دو مدل دیگر از خود نشان داد. یعنی در سه مدل پیشنهادی، برای عضو لایه‌ی میانی در آویز تفلون بهتر از پلی‌اتیلن و پلی‌اتیلن بهتر از پلی‌پروپیلن جواب داده است. به این ترتیب که تنش وارده در یک



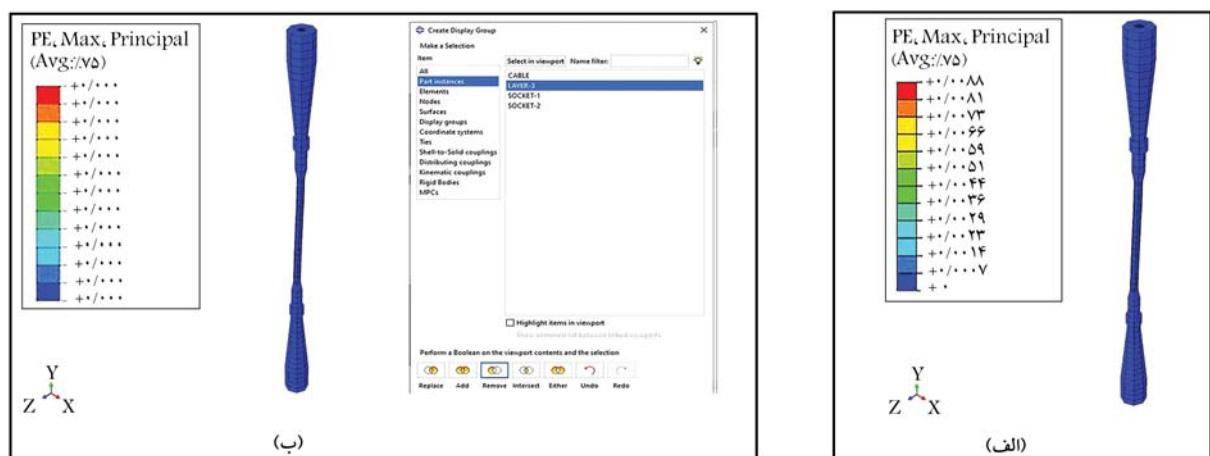
شکل ۱۳. مقایسه‌ی تنش ایجاد شده در محل مشخص بین سه مدل پیشنهادی.

در شکل ۱۲، نیز مقدار تنش ایجاد شده در محل مشخص شده از آویز (گرهی ۹)، در هر دو مدل پیشنهادی دوم و سوم بررسی شدند. از مقایسه‌ی نتایج در شکل‌های ۶ و ۱۱ مشخص می‌شود که در بی اعمال جابه‌جایی‌های یکسان و مشخصی به هر سه مدل پیشنهادی، محدوده‌ی توزیع معیار تنش فون میسز در مدل پیشنهادی دوم کمتر از مدل پیشنهادی اول و محدوده‌ی توزیع تنش در مدل پیشنهادی اول کمتر از مدل پیشنهادی سوم بوده است. از مقایسه‌ی نتایج در شکل‌های ۷ و ۱۲ و نیز مشاهده‌ی شکل ۱۳، مشخص می‌شود که در یک محل از سه مدل پیشنهادی برای آویز پل (گرهی ۹ از سه مدل)، معیار تنش موجود در یک نقطه از مدل پیشنهادی دوم کوچک‌تر از تنش ایجاد شده در همان نقطه از مدل پیشنهادی اول است؛ و همچنین معیار تنش موجود در آن نقطه از مدل پیشنهادی اول نیز کوچک‌تر از تنش ایجاد شده در همان نقطه از مدل پیشنهادی سوم است.

در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، به ترتیب نتایج مربوط به کرنش خمیری اعضاء مدل‌های پیشنهادی دوم و سوم مشاهده می‌شوند. در مدل‌های پیشنهادی دوم و سوم نیز همانند مدل پیشنهادی اول، با اعمال جابه‌جایی‌های مشخص شده، هیچ یک از اعضاء آویز وارد فاز خمیری نشده و سالم (قابل بهره‌برداری) مانده و فقط عضو لایه‌ی میانی اضافه شده، دچار کرنش خمیری شده است.



شکل ۱۴. (الف) کرنش خمیری ایجاد شده در مدل پیشنهادی دوم ب) بررسی کرنش خمیری اعضاء مدل پیشنهادی دوم.



شکل ۱۵. (الف) کرنش خمیری ایجاد شده در مدل پیشنهادی سوم ب) بررسی کرنش خمیری اعضاء مدل پیشنهادی سوم.

در مدلی که جنس عضو لایه میانی آن از پلیپروپیلن بوده است، به میزان ۳۶٪ نسبت به مدل اولیه فاقد عضو لایه میانی کاهش یافته است.

محل مشخص شده در تمام مدلها، در مدل پیشنهادی دوم، که جنس عضو لایه میانی آن از قفلون بوده است، به میزان ۴۳٪ و در مدلی که جنس عضو لایه میانی آن از پلیاتیلن بوده است، به میزان ۳۹٪ و

پابلوشت ها

17. global position system antennas
18. von mises stress
19. plastic strain components

1. Cluni
2. Petrini & Bontempi
3. Liu
4. Sun
5. Zhong
6. Nanjing Dashengguan bridge
7. Kutai-Kartanegara suspension Bridge
8. Jiangyin
9. Abaqus
10. Golden Gate
11. Clifton
12. Shantou Bay
13. Layer
14. Socket
15. Cable
16. structural health monitoring

منابع (References)

1. Liu, Z., Guo, T., Hebdon, M.H. and et al. "Corrosion fatigue analysis and reliability assessment of short suspenders in suspension and arch bridges", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **32**(5), pp.04018060:1-11 (2018).
2. Cluni, F., Gusella, V. and Ubertini, F. "A parametric investigation of wind-induced cable fatigue", *Engineering Structures*, **29**(11), pp. 3094-3105 (2007).

3. Petrini, F. and Bontempi, F. "Estimation of fatigue life for long span suspension bridge hangers under wind action and train transit", *Structure and Infrastructure Engineering*, **7**(7-8), pp. 491-507 (2011).
4. Liu, Z., Guo, T., Huang, L. and et al. "Fatigue life evaluation on short suspenders of long-span suspension bridge with central clamps", *Journal of Bridge Engineering*, **22**(10), pp.04017074:1-11 (2017).
5. Sun, Z., Ning, S. and Shen, Y. "Failure investigation and replacement implementation of short suspenders in a suspension bridge", *Journal of Bridge Engineering*, **22**(8), pp. 05017007:1-9 (2017).
6. Zhong, W., Ding, Y.L., Song, Y.S. and et al. "Fatigue behavior evaluation of full-field hangers in a rigid tied arch high-speed railway bridge: Case study", *Journal of Bridge Engineering*, **23**(5), pp.05018003:1-13 (2018).
7. Kawai, Y., Siringoringo, D. and Fujino, Y. "Failure analysis of the hanger clamps of the Kutai-Kartanegara Bridge from the fracture mechanics viewpoint", *Journal of JSCE*, **2**(1), pp. 1-6 (2014).
8. Golden Gate Bridge Highway and Transportation District, "Bridge design and construction statistics", <http://goldengatebridge.org/research/factsGGBDesign.php>, (Oct. 25, 2016).
9. Shapland, M. (2011). "BIAS news archive Clifton Suspension Bridge", http://www.b-i-a-s.org.uk/bias_suspension_bridge.html, (Oct. 25, 2016).
10. Xu, G. "Shantou bay suspension bridge: In inspection, evaluation and maintenance of suspension bridges case studies", CRC Press, pp. 262-291 (2015).

بررسی عددی عملکرد سازه‌ی ترکیبی ۶ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی و کاربرد CLT به عنوان پنل کف و دیوار برشی

امیرحسین حسنی * (کارشناس ارشد)

سعیدرضا صباح بزدی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

پژوهشگران اخیراً پنل‌های چندلایه‌ی متشکل از الوارهای متقاطع چوبی (CLT) را به عنوان یکی از مناسب‌ترین ماده‌های ساختمانی دارای کمترین اثرات منفی زیست محیطی معروفی کرده‌اند. در طرح سازه‌ی ترکیبی فولادی - چوبی ارائه شده در پژوهش حاضر، قاب ساختمان از نوع فولادی بوده و برای کف‌ها و دیوارهای برشی سازه از پنل‌های افقی و قائم CLT استفاده شده است. در پژوهش حاضر، جهت بررسی عملکرد سیستم سازه ای پیشنهادی، یک ساختمان ۶ طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی شامل: (الف) سیستم قاب خمشی متوسط فولادی با دیافراگم کف ترکیبی بسته فولادی و (ب) سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی و دیواربرشی CLT با دیافراگم کف ترکیبی چوبی-فولادی به کمک نرم افزار ایتیس طراحی شده است. در ادامه، دو قاب ساختمانی از سازه با دو نوع سیستم یاد شده با نرم افزار آباکوس مدلسازی و تحلیل اجزای محدود شدند و سپس رفتار آنها تحت تحلیل بالا ذرخون مقایسه شده است. در مطالعه‌ی حاضر نتیجه گرفته شد که در صورت استفاده از پنل‌های افقی و قائم CLT در سازه با سیستم قاب خمشی متوسط فولادی، علاوه بر عملکرد لرزه‌ی مناسب سازه، وزن ساختمان نیز ۱۲٪ کاهش می‌یابد.

وازگان کلیدی: الوارهای چندلایه‌ی متقاطع چوبی (CLT)، سازه‌ی ترکیبی چوبی - فولادی، قاب خمشی فولادی، دیواربرشی CLT، کف کامپوزیت چوبی - فولادی .

a.hassani@email.kntu.ac.ir
syazdi@kntu.ac.ir

۱. مقدمه

آثار زیست‌محیطی کمتری داشته باشد. پنل CLT^۱ نوعی چوب مهندسی شده^۲ است، که با اتصال لایه‌های متعامد الوارهای چوبی بر روی یکدیگر و تشکیل یک پنل چندلایه ساخته می‌شود. پنل‌های CLT نسبت مقاومت به وزن بالایی دارند، در نتیجه با آن می‌توان به ساختمان‌های سبک‌تر با عملکرد سازه‌ی قابل رقابت با ساختمان‌های فولادی و بتنی دست یافتم. از پنل‌های CLT می‌توان در سازه‌ها به عنوان دیوارهای باربر و غیرباری، کف‌ها و سقف‌ها استفاده کرد.

به طور کلی با استفاده از پنل‌های CLT به جای مصالح متداول فولادی و بتنی، می‌توان به سازه‌های با تولید گازهای گلخانه‌یی و آلودگی زیست‌محیطی و صوتی کمتر برای تولید مصالح و ساخت سازه، مصرف انرژی کمتر، وزن کمتر، سرعت اجرای بالا، نیاز به ماشین‌آلات و پرسنل متخصص کمتر و قابلیت تجدیدپذیری منابع دست یافتم. پژوهش‌های زیادی درباره‌ی عملکرد پنل‌های CLT طی دهه‌ی اخیر در دنیا انجام شده است. در ادامه، به مهم‌ترین پژوهش‌ها در رابطه با پنل‌های CLT و مرتبط با پژوهش حاضر پرداخته شده است. سکوتی^۳ و همکاران (۲۰۱۳)، جهت

در مناطق زلزله‌خیز مثل اغلب شهرهای ایران، استفاده از مصالح فولادی و بتنی با نسبت وزن زیاد به مقاومت کم، باعث افزایش جرم واحد سطح ساختمان می‌شود و این موضوع، افزایش انرژی جذب شده از نیروهای جانبی مثل زلزله را در بی دارد. با استفاده از سیستم‌های سازه‌یی با مصالح کم وزن ولی مقاوم، تأثیر نیروی زلزله کاهش داده می‌شود، راهبرد اخیر، کاربرد مصالح سبک را به عنوان اعضاء سازه‌یی می‌طلبید و به اقتصادی شدن اجرای ساختمان منجر می‌شود.

همچنین ساخت و بهره‌برداری ساختمان‌های فولادی و بتنی فعلی به عنوان عاملی مهم در تولید گازهای گلخانه‌یی و سایر پسماندهای جامد و گازی هستند. بنابراین در صنعت ساختمان‌سازی، مصالح ساختمانی و روش ساختی باید انتخاب شوند که علاوه بر تأمین خصوصیات سازه‌یی مورد نظر، مصرف انرژی در تولید مصالح و ساخت ساختمان در آنها به میزان کمینه بوده و همچنین تولید گازهای گلخانه‌یی و

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۰، ۱۳۹۹، ۱۲، اصلاحیه ۷/۱۷، پذیرش ۷/۲۴، ۱۴۰۰، ۷/۲۴.

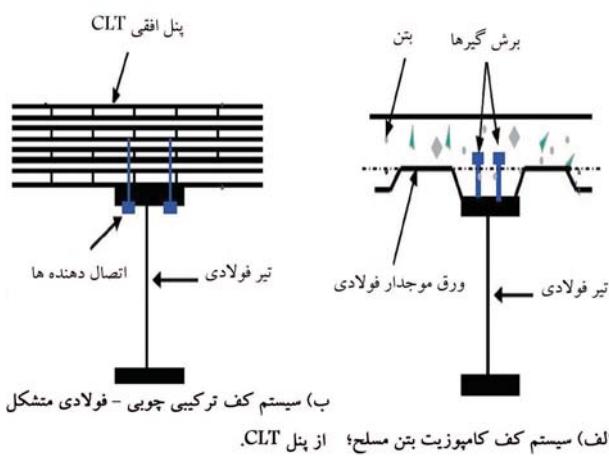
DOI:10.24200/J30.2021.57620.2920

طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی مذکور تحت تحلیل بالا فزون مقایسه شده است.

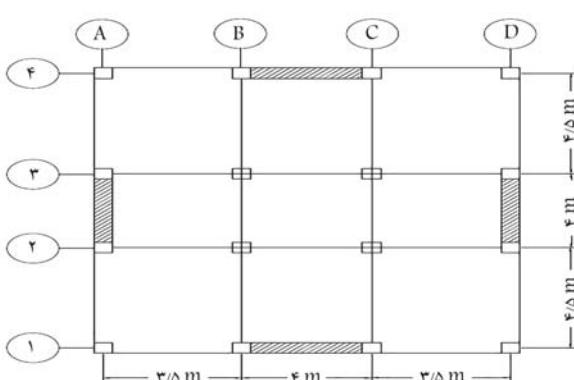
۲. مشخصات مدل انتخابی و طراحی آن

مدل استفاده شده در پژوهش حاضر، ساختمان اسکلت فولادی ۶ طبقه بوده است، که با دو نوع سیستم باربر جانبی مختلف به شرح: الف) سیستم قاب خمشی متوسط فولادی و ب) سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط فولادی و دیواربرشی CLT در دو جهت متعامد طولی و عرضی، با استفاده از نرم افزار ایتبس^{۱۰} و قائم CLT استفاده شده است. لازم به ذکر است که در کف سازه‌ی نوع الف، از کف کامپوزیت بتنی و در کف و دیواربرشی سازه‌ی نوع ب، از پنل‌های افقی و قائم CLT استفاده شده است. کف کامپوزیت بتن مسلح^{۱۲} و سیستم کف ترکیبی چوبی - فولادی^{۱۴} به ترتیب استفاده شده در سازه‌های الف و ب در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

مکان ساختمان‌های مورد مطالعه در شهر تهران و کاربری طبقه‌ی همکف ساختمان‌ها، پارکینگ و کاربری طبقات دیگر مسکونی بوده است. ارتفاع کف تا کف طبقات پارکینگ برابر 8m و ارتفاع طبقات مسکونی برابر $3/2\text{m}$ بوده است. پلان ساختمان و موقعیت ستون‌ها و دیواربرشی CLT در شکل ۲ مشاهده می‌شود. برای طراحی قاب سازه‌ها در هر دو سازه‌ی نوع الف و ب از فولاد^۷ و برابر طراحی کف کامپوزیت بتنی در ساختمان نوع الف از بتن رده‌ی^{۲۵} CLT استفاده شده است. سازه‌ی مذکور در منطقه با خطر نسبی لرزه‌ی بسیار زیاد و روی خاک نوع II استاندارد^۸،^[۸] واقع شده بود. این ساختمان مطابق مبحث ششم مقررات ملی



شکل ۱. سیستم‌های سازه‌ی کف ترکیبی.



شکل ۲. پلان سازه‌های موردمطالعه و موقعیت دیواربرشی در سازه‌ی ب.

بررسی عملکرد لرزه‌ی سازه‌های بلندمرتبه‌ی چوبی، سازه‌ی ۷ طبقه با استفاده از پنل‌های CLT ساختند و آن را روی میز لرزه‌ی در مرکز تحقیقاتی مهندسی زلزله در زبان آزمایش کردند. با آزمایش اخیر، هیچ خرابی سازه‌ی در هیچ کدام از اجراء سازه مشاهده نشده است.^[۱]

پوپوسکی^۳ و همکاران^۴ (۲۰۱۲)، جهت بررسی عملکرد لرزه‌ی سیستم مشکل از پنل قائم CLT و اتصال‌های مربوط، چند آزمایش با اعمال بارگذاری چرخه‌ی طبق پروتکل بارگذاری CUREE^۵ با کنترل جایه‌ی، روی پنل‌های قائم CLT با ابعاد و اتصال‌های مختلف انجام دادند. اتصال‌ها در محل اتصال قسمت پایینی پنل‌های قائم به تیر فولادی به کار برده شده بودند. طبق نتایج، تغییرشکل اتصال‌ها و رفتار راکینگ^۶ دیوار بیشترین سهم را در اتلاف انرژی سیستم داشته است. از مطالعه‌ی اخیر نتیجه گرفته شد که می‌توان رفتار پنل‌های قائم CLT را با تقریب مناسبی نسبتاً صلب در نظر گرفت. بین‌بایان اتصال‌ها، نقش اصلی در شکل پذیری و استهلاک انرژی سیستم دیوار CLT را دارد.^[۶]

اشنایدر^۷ و همکاران (۲۰۱۳)، نیز جهت بررسی رفتار سیستم‌های دیواربرشی CLT در طول زلزله، عملکرد لرزه‌ی اتصال‌های بین پنل‌های دیواربرشی و قاب فولادی را تحت بارهای زلزله و در دو حالت بارگذاری قائم و افقی بررسی کردند. شش اتصال شامل ترکیب ۲ برآکت و ۵ نوع اتصال دهنده تحت بارگذاری تک‌جهته و چرخه‌ی در جهت‌های موازی و عمود بر جهت الوار لایه خارجی پنل‌های CLT آزمایش شدند و منحنی‌های بار - لغزش تک‌جهته و حلقه‌های هیستوزیس به دست آورده شدند.^[۷]

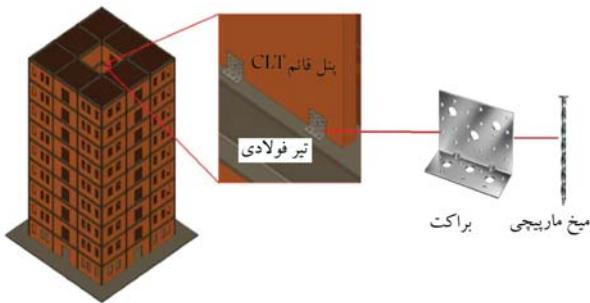
شن^۸ و همکاران (۲۰۱۳)، رفتار لرزه‌ی دیواربرشی CLT را به صورت عددی بررسی و با نتایج آزمایش‌های تجربی مقایسه کردند. طبق مطالعه‌ی اخیر، بین مدل‌های پیشنهادی برای در نظر گرفتن رفتار اتصال‌ها، مدل تحلیلی^۹ در مدل‌سازی رفتار اتصال‌ها تحت هر دو بارگذاری چرخه‌ی و استاتیکی رفتار مناسبی نشان داده است.^[۸]

حسنیه^۹ و همکاران (۲۰۱۶)، رفتار بار - لغزش، ظرفیت باربری پیشنهادی، سختی و مدهای شکست اتصال‌های کف ترکیبی فولاد و CLT را با انجام آزمایش کششی مقایسه بر روی سه نوع اتصال مختلف مطالعه کردند.^[۹]

بیشتر مطالعات پیشین جهت بررسی رفتار اتصال‌ها یا بررسی عملکرد سازه‌ی تمام چوبی انجام شده است. در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه‌ی چوبی به علت کرنش تجمعی ناشی از خرزش^{۱۰} چوب، به خصوص در طبقات تحتانی، نیست تجمعی رخ می‌دهد. لذا ساختمان چندطبقه نمی‌تواند تمام چوبی باشد.^[۱۰] یکی از ایده‌های ارائه شده جهت رفع محدودیت‌های پیش روی سازه‌ی در سازه‌های ساخته شده با پنل‌های CLT، طراحی و اجرای یک سیستم ترکیبی فولادی - چوبی بوده است. طرح ارائه شده در پژوهش حاضر به این صورت است که قاب سازه از نوع خمشی فولادی و دیافراگم از پنل CLT بوده است. یعنی تیر و ستون سازه، از نوع فولادی و دیافراگم‌ها، که شامل کف و دیوارهای برشی می‌شوند، از نوع پنل‌های افقی و قائم CLT بوده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر، هدف این بوده است که رفتار سازه‌ی ترکیبی با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی و دیواربرشی CLT در برابر نیروی جانبی بررسی و میزان مصالح مصرفی اعضاء سازه‌ی و رفتار سازه ترکیبی با سیستم مذکور با یک ساختمان با سیستم باربر جانبی مقایسه شود. به منظور دست‌یابی به اهداف مورد نظر سازه با پلان مقایسه سه‌دهانه در دو راستای متعامد در ۶ طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی مختلف مختلف به شرح: الف) سیستم قاب خمشی متوسط و ب) سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط با دیواربرشی CLT، ابتدا در نرم افزار ایتبس^{۱۱} طراحی شده است. درادامه، نیز یک قاب ساختمانی از هر سازه با دو نوع سیستم باربر جانبی مختلف در نرم افزار آباکوس^{۱۲} مدل‌سازی و رفتار قاب ۶

جدول ۱. خلاصه بارهای نقلی اعمال شده در سازه‌ها.

موقعیت	شدت بار مردهی کف سازی ($\frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$)	بار مردهی خطی دیوارهای پیرامونی ($\frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$)	بار زنده ($\frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$)	بار معادل تیغه‌ها ($\frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$)
بام	۲۵۰	-	۱۵۰	-
طبقات مسکونی	۲۱۰	-	۲۰۰	۱۱۰
پارکینگ	-	-	۳۰۰	۱۰۰
دیوار جانبی بدون نما	-	-	۶۵۰	-
دیوار جانبی با نما	-	-	۵۷۰	-
جان پناه	-	-	۲۴۵	-



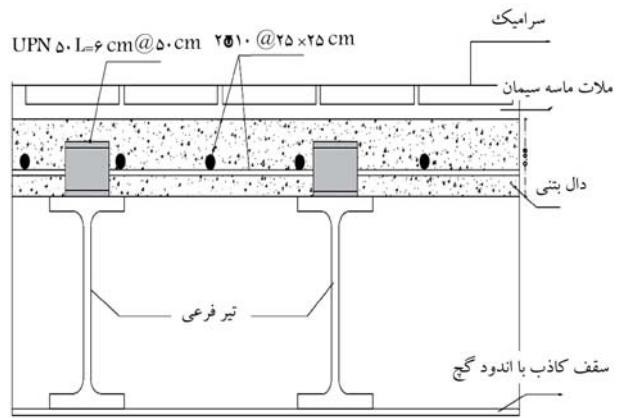
شکل ۵. نحوه اتصال قاب فولادی به پنل قائم CLT.^[۴]

باید توسط اتصال‌های بین پنل‌های قائم CLT و قاب فولادی تأمین شود.^[۱۰] با توجه به نتایج آزمایش‌های پوپوسکی،^[۱] اشنایدر^[۲] و مطالعه‌ی شن،^[۴] بر روی پنل‌های قائم CLT با اتصال‌های مختلف، سیستم پنل قائم CLT با اتصال برآکت فولادی L شکل با نام تجاری SIMPSON StrongTie^[۳] و به ابعاد $۱۱۶ \times ۴۸ \times ۳$ mm و با میخ‌های ماربیچی به قطر $۳/۸$ mm و طول ۸۹ mm در مقایسه با سایر اتصال‌های شکل پذیری، مقاومت، انرژی جذب شده و در نتیجه عملکرد لرزه‌ی مناسب‌تری داشته و همچنین نوع خارجی اتصال مذکور شکل پذیر بوده است.^[۵] بنابراین در پژوهش حاضر، از اتصال اخیر برای متصل کردن قاب فولادی به پنل قائم CLT استفاده شده است، که در آن، یک طرف برآکت با ۱۸ میخ ماربیچی به پنل قائم CLT و طرف دیگر برآکت با سه پیچ مهره‌دار به قطر $۱۲/۷$ mm به قاب فولادی متصل شده است. نحوه اتصال برآکت مذکور به قاب فولادی و پنل قائم CLT در شکل ۵ مشاهده می‌شود.

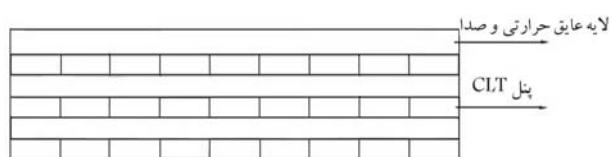
همچنین یک فاصله ۱۶ mm بین پنل قائم CLT و قاب فولادی جهت تغییر شکل برآکت و شکل پذیری در نظر گرفته شده است. لذا جهت تعیین فاصله‌ی اتصال مذکور در سازه و همچنین فاصله میان قاب فولادی و پنل قائم CLT، روی قاب یک طبقه‌ی یک دهانه، تحلیل پارامتریک انجام شده است.

مشخصات پنل‌های افقی و قائم CLT استفاده شده در سازه‌های با سیستم دوگانه‌ی قاب خمی فولادی متوسط و دیوار برشی CLT بر اساس آین نامه‌ی NDS^{۲۰۱۵} SPF^{۱۷} بوده است. در سازه‌ی مذکور برای کف از پنل سه‌لایه‌ی CLT نوع V_2 با ضخامت 105 mm، برای دیوار برشی طبقه‌های اول تا سوم از پنل پنچ‌لایه‌ی CLT نوع E_1 با ضخامت 125 mm و برای دیوار برشی طبقه‌های چهارم تا ششم از پنل سه‌لایه‌ی CLT نوع E_1 با ضخامت 105 mm استفاده شده است. مقادیر مشخصات مکانیکی دو نوع الارچوبی مذکور پنل CLT بر اساس آین نامه NDS در جدول ۲ ارائه شده است، که در آن، E مدول کشسانی، f_c مقاومت کششی و f_t مقاومت فشاری است.

همچنین در مطالعه‌ی حاضر برای طراحی سازه‌های متشكل از پنل‌های CLT



شکل ۳. جزئیات اجرایی کف کامپوزیت بنتی.

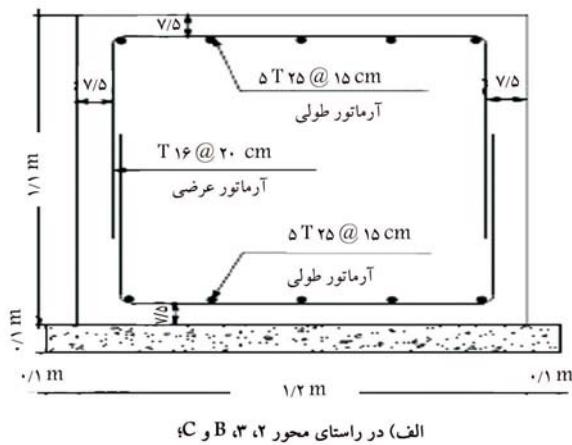


شکل ۴. جزئیات اجرایی کف طبقات متشكل از پنل افقی CLT.

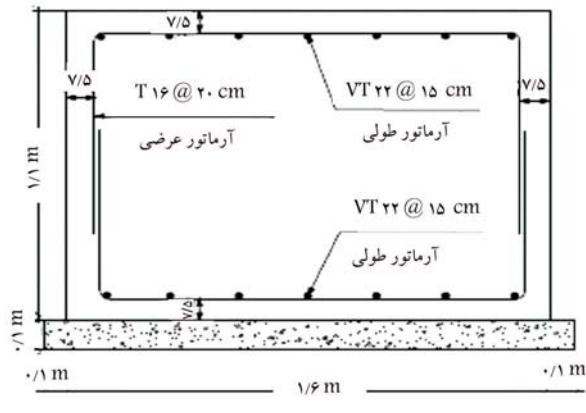
ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ با رگذاری شده است. جزئیات اجرایی کف کامپوزیت بنتی و کف متشكل از پنل افقی CLT به ترتیب در شکل‌های ۳ و ۴ مشاهده می‌شود. برایهای نقلی اعمال شده در سازه، شامل: بار زنده‌ی طبقات، بار مرده‌ی کف سازی، بار مرده‌ی دیوارهای پیرامونی و همچنین بار معادل دیوارهای چداکنده بر اساس جزئیات متداول اجرایی در کشور در هر دو سیستم بار ببر جانی مذکور در جدول ۱ ارائه شده است. آین نامه‌های استفاده شده در طراحی سازه‌ها، شامل: مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۲۸۰۰ و آین نامه‌ای تحلیل و طراحی سازه‌های چوبی از جمله آین نامه NDS^{۱۵} آمریکا^[۱] و آین نامه‌ی طراحی ساختمان‌های چوبی ایران هستند.

در پژوهش حاضر، طراحی سازه‌ی فولادی طبق روش ضرباب بار و مقاومت (LRFD)، بر اساس روش تحلیل مستقیم و طیف طرح استاندارد تحلیل طیفی برای آنالیز دینامیکی طبق استاندارد ۲۸۰۰ و با استفاده از نرم‌افزار ایتبس^{۱۶} انجام شده است.

در مطالعه‌ی حاضر، برای اتصال کف متشكل از پنل افقی CLT به قاب فولادی با توجه به نتایج آزمایش‌های حسنه و همکاران^[۲] از پیچ‌های خودکار شش ضلعی 16 mm با قطر 16 mm استفاده شده است. با توجه به این‌که در سازه‌های متشكل از پنل‌های CLT، پنل‌های قائم CLT رفتار نسبتاً صلبی دارند، شکل پذیری و استهلاک انرژی سازه جهت عملکرد لرزه‌ی مناسب

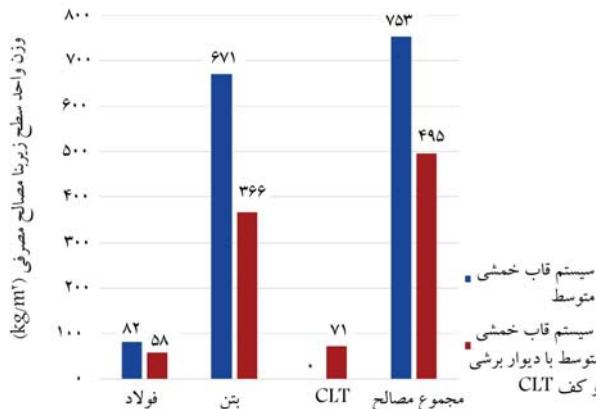


الف) در راستای محور ۲، ۳، B و C؛



ب) در راستای محور ۱، ۴، A و D.

شکل ۷. مقطع پی نواری در سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و دیواربرشی.



شکل ۸. میزان مصالح مصرفی در طراحی اعضاء سازه‌بی سازه‌ی ۶ طبقه با دو نوع سیستم مختلف.

و در طبقه‌های چهارم تا ششم از نوع مقطع $1/2 \times 20 \times 20$ Box بوده است. مقطع تیرهای اصلی فولادی سازه با دو نوع سیستم مذکور با توجه به شماره‌ی دهانه‌های پلان شکل ۲ در جدول‌های ۴ و ۵ ارائه شده است. مقطع تمام تیرهای کامپوزیت فولادی در سازه با هر دو سیستم مذکور IPE۱۴۰ بوده است.

میزان مصالح مصرفی در واحد سطح زیربنا در اعضاء سازه‌هی ساختمان ۶ طبقه با سیستم‌های ابار برجانی مذکور در شکل ۸ مشاهده می‌شود.

جدول ٢. مقادير مشخصات مکانیکی دو نوع الوار پنل CLT.^[٦]

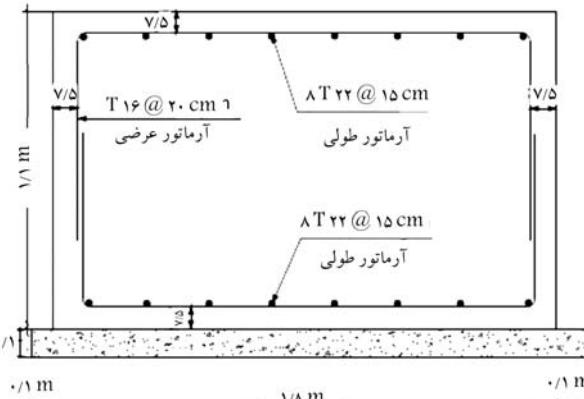
مشخصات مکانیکی در جهت موازی با جهت الوار				
نوع الوار چگالی	$f_{c,0}$ (MPa)	$f_{t,0}$ (MPa)	E_0 (MPa)	$\frac{K_{gf}}{m^3}$
۱۹/۳	۱۵/۴	۱۱۷۰۰	۵۶۰	E_1
۱۱/۵	۵/۵	۹۵۰۰	۴۲۰	V_1

مشخصات مکانیکی در جهت عمود پر جهت الوار

نوع الوار	چگالی	$\frac{Kgf}{mm^2}$	E (MPa)	$f_t, 10$ (MPa)	$f_c, 10$ (MPa)
بلاستیک	۵۶	۱۰۰	۳/۲	۹	۹
پلی‌پی	۴۲	۱۰۰	۳/۲	۹	۹

جدول ۳. مقادیر مشخصات مکانیکی پنل‌های چندلایه‌ی CLT.

$f_{c,0}$ (MPa)	$f_{t,0}$ (MPa)	CLT پنل
٣٨/٤٨	٣٠/٧٠	پنل سه لایه با الوار E_1
٣٨/٨٥	٣١/٢	پنل پنج لایه با الوار E_1
٢٤/٧٩	١١/٨٦	پنل سه لایه با الوار V_2
$f_{c,0}$ (MPa)	$f_{t,0}$ (MPa)	CLT پنل
٣٥/٢٧	٢٨/١٤	پنل سه لایه با الوار E_1
٣٥/٩٤	٢٨/٦٧	پنل پنج لایه با الوار E_1
٤٦/٦٦	٣٥/٨٢	پنل سه لایه با الوار V_2



شکل ۶. مقطعی نواری در سازه با سیستم قاب خمینی.

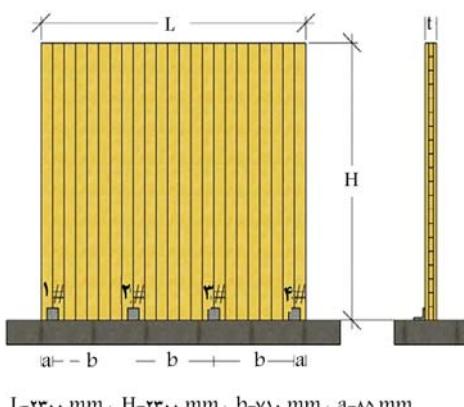
از روش ضرباب بار و مقاومت (LRFD) آین نامه NDS آمریکا و مشخصات مکانیکی پنل های چندلایه CLT از روش مقاومت و سختی مؤثر، که بر اساس بسط توری مرکب^{۱۸} است، مطابق جدول ۳ محاسبه شده است.^[۱۱]

قطعه‌ی های نواری طراحی شده در هر دو چهت در سازه با دو نوع سیستم پاربر مذکور در شکل‌های ۶ و ۷ مشاهده می‌شود.

قطعه سنتون های فولادی طراحی شده در سازه با سیستم قاب خمشی متوسط در طبقه های اول و دوم از نوع مقطع $2/5 \times 30 \times 30$ Box. در طبقه های سوم و چهارم از نوع مقطع $2 \times 25 \times 25$ Box و در طبقه های پنجم و ششم از نوع مقطع $2 \times 20 \times 20$ Box و در سازه با سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط فولادی و دیوار برشی CLT در طبقه های اول تا سوم از نوع مقطع $2 \times 25 \times 25$

جدول ۴. مقاطع طراحی شده تیرهای اصلی سازه‌ی ۶ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط.

طبقه ششم	طبقه پنجم	طبقه چهارم	طبقه سوم	طبقه دوم	طبقه اول	شماره دهانه
IPE۱۸.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	A۱-B۱
IPE۱۴.	IPE۱۸.	IPE۱۸.	IPE۱۸.	IPE۱۸.	IPE۱۸.	B۱-C۱
IPE۱۸.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	C۱-D۱
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	A۲-B۲
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	B۲-C۲
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	C۲-D۲
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	A۳-B۳
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	B۳-C۳
IPE۱۸.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	C۳-D۳
IPE۱۸.	IPE۱۸.	IPE۱۸.	IPE۱۸.	IPE۱۸.	IPE۱۸.	B۴-C۴
IPE۱۸.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	C۴-D۴
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	A۱-A۲
IPE۱۸.	IPE۲۰.	IPE۲۰.	IPE۲۰.	IPE۲۲.	IPE۲۲.	A۲-A۳
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	A۳-A۴
IPE۲۰.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	B۱-B۲
IPE۱۸.	IPE۲۰.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	B۲-B۳
IPE۲۰.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	B۳-B۴
IPE۲۰.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	C۱-C۲
IPE۱۸.	IPE۲۰.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	IPE۲۴.	C۲-C۳
IPE۲۰.	IPE۲۴.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	C۳-C۴
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	D۱-D۲
IPE۱۸.	IPE۲۰.	IPE۲۰.	IPE۲۰.	IPE۲۲.	IPE۲۲.	D۲-D۳
IPE۱۸.	IPE۲۲.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	IPE۲۷.	D۳-D۴



شکل ۹. مشخصات و ابعاد پنل CLT و مکان اتصال‌ها.^[۵]

۳. درستی آزمایی و مدل‌سازی عددی

در بخش حاضر، صحبت‌سنگی رفتار سیستم متشکل از پنل قائم CLT و اتصال‌های آن به قاب فولادی ارائه شده است. اساس صحبت‌سنگی حاضر بر مبنای منحنی رفتاری هیسترزیس سیستم پنل قائم CLT حاصل از آزمایش پوپوسکی و همکاران،^[۱] با اتصال برآکت با ابعاد $۱۱۶ \times ۳ \times ۴۸ \times ۹۰$ و با میزان‌های مارپیچی به قطر $۳/۸$ mm و طول ۸۹ mm تحت بارهای ۲۰ kN/m بسترهای مختلف با سه حالت بدون بار قائم، بارهای ۱۰ و ۲۰ kN/m بوده است. در آزمایش مذکور، پنل قائم CLT به طول و عرض $۲/۳$ m و ضخامت ۹۴ mm با ۴ اتصال در طول تیر فولادی پایین دیوار بوده است، که در شکل ۹ مشاهده می‌شود.^[۲]

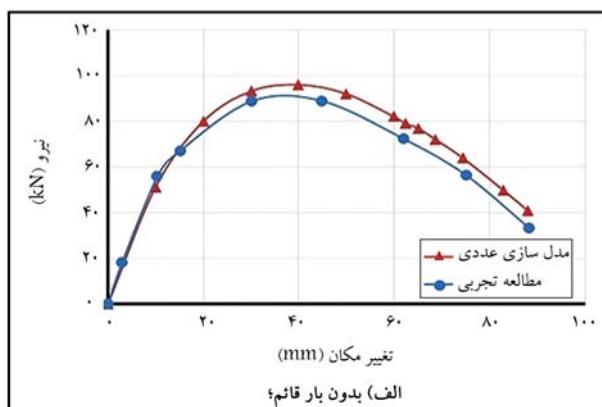
پنل سه‌لایه‌ی CLT با المان پوسته‌یی S4R در نرم‌افزار آباکوس

جدول ۵. مقاطع طراحی شده تیرهای اصلی سازه ۶ طبقه با سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط و دیواربرشی CLT.

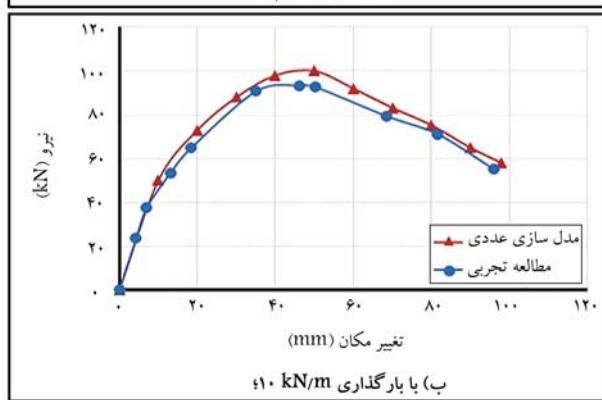
طبقه ششم	طبقه پنجم	طبقه چهارم	طبقه سوم	طبقه دوم	طبقه اول	شماره دهانه
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	A1-B1
IPE140	IPE160	IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	B1-C1
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	C1-D1
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	A2-B2
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	B2-C2
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	C2-D2
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	A3-B3
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	B3-C3
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	C3-D3
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	A4-B4
IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	B4-C4
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	C4-D4
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE140	A1-A2
IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	A2-A3
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE140	A3-A4
IPE16	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	B1-B2
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	B2-B3
IPE16	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	B3-B4
IPE16	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	C1-C2
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	C2-C3
IPE16	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	C3-C4
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE140	D1-D2
IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	IPE140	D2-D3
IPE140	IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	IPE140	D3-D4

آزمایش‌های اشنازیدر و همکاران^[۴] روی اتصال به ترتیب تحت بارگذاری‌های قائم و افقی و همچنین بر اساس ربع اول مدل رفتاری پیشنهادی^۴ Pinching^۴ توسط شن و همکاران^[۵] بوده است. مشخصات مدل چهارخطی فنرهای محوری و برشی با یک فرایند سعی و خطای طوری به دست آورده شده است، که پوش سیستم پنل قائم CLT با اتصال مدل‌سازی شده، بیشترین مطابقت را با backbone منحنی هیسترزیس آزمایش دیوار با اتصال موردنظر تحت بارهای گسترده‌ی یکنواخت قائم مختلف داشته باشد.

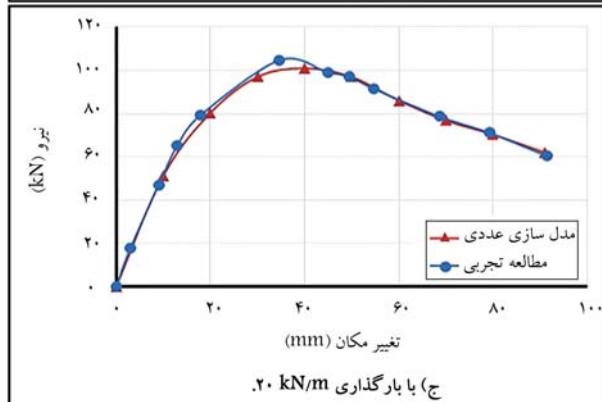
مدل‌سازی شده است. راهکار پیشنهادی جهت مدل‌سازی اتصال‌های بین پنل قائم CLT و قاب فولادی، معادل سازی رفتار اتصال‌ها با استفاده از فنرهای غیرخطی بوده است. برای مدل‌سازی رفتار اتصال از فنر دورانی به دلیل قرارگیری اتصال دهنده‌ها، مانند پیچ‌ها و میخ‌ها نزدیک به هم در اتصال و نیز ابعاد کوچک اتصال‌ها نسبت به اندازه‌ی پنل‌ها، صرف نظر و برای مدل‌سازی رفتار هر اتصال از دو فنر محوری و برشی استفاده شده است. مدل رفتاری فنر محوری و برشی اتصال مورد نظر با توجه به منحنی هیسترزیس اول چرخه‌ی اول منحنی هیسترزیس حاصل از نتایج backbone ربع اول چرخه‌ی اول منحنی هیسترزیس حاصل از نتایج



الف) بدون بار قائم؛



ب) با بارگذاری 10 kN/m ;



ج) با بارگذاری 20 kN/m ;

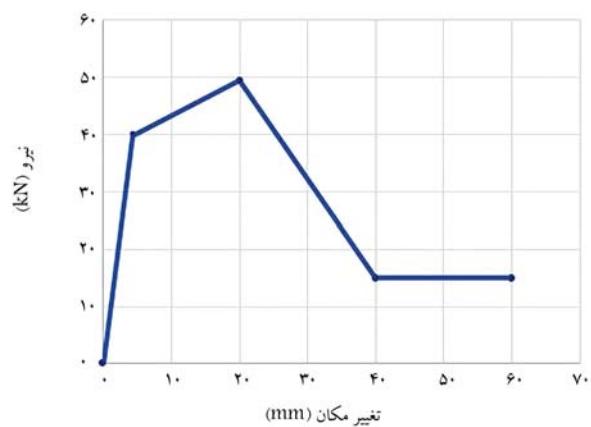
شکل ۱۳. مقایسه‌ی نمودار بارافزون پنل CLT حاصل از مدل‌سازی عددی و مطالعه‌ی تجربی.^[۲]

از مطالعه‌ی تجربی با سه حالت بارگذاری گستردگی یکنواخت قائم مشاهده می‌شود، که مطابق آن نتایج به دست آمده از نرم‌افزار با نتایج آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارد، که بیان‌گر صحبت نتایج به دست آمده از مدل‌سازی در نرم‌افزار است.

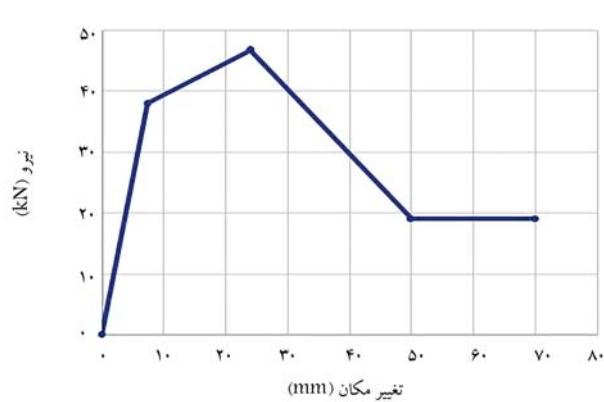
۴. مدل‌سازی عددی و تحلیل سازه‌ها

۱. تحلیل پارامتریک قاب فولادی یک‌طبقه‌ی یک دهانه با پنل قائم CLT

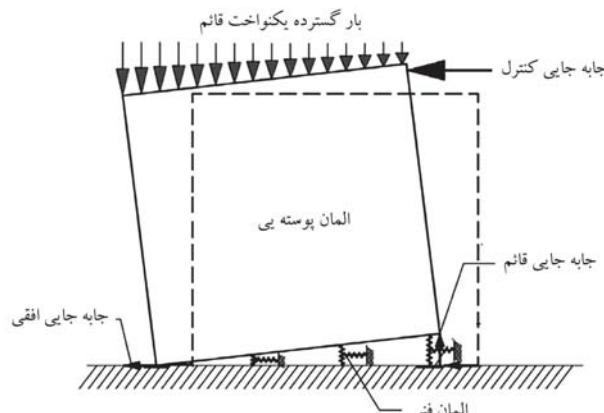
در بخش حاضر، رفتار جانبی سیستم ترکیبی قاب خمی فولادی با پنل قائم CLT بررسی شده است. تحلیل پارامتریک روى مدل عددی قاب فولادی یک‌طبقه‌ی یک دهانه با پنل



شکل ۱۰. نمودار چهارخطی مدل رفتار کششی اتصال.



شکل ۱۱. نمودار چهارخطی مدل رفتار برشی اتصال.



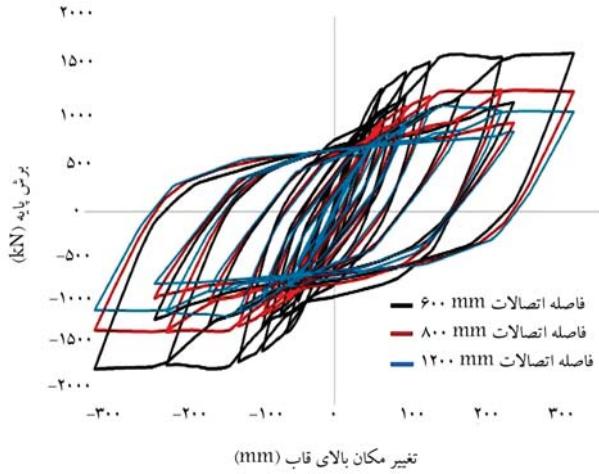
شکل ۱۲. نحوه مدل‌سازی سیستم پنل قائم CLT به همراه اتصال.

نمودار چهارخطی مدل رفتاری فنر محوری و برشی جهت مدل‌سازی رفتار کششی و برشی اتصال مورد نظر به ترتیب در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ و نیز نحوه مدل‌سازی سیستم پنل قائم CLT به همراه اتصال مورد نظر در نرم‌افزار آباکوس در شکل ۱۲ مشاهده می‌شوند.

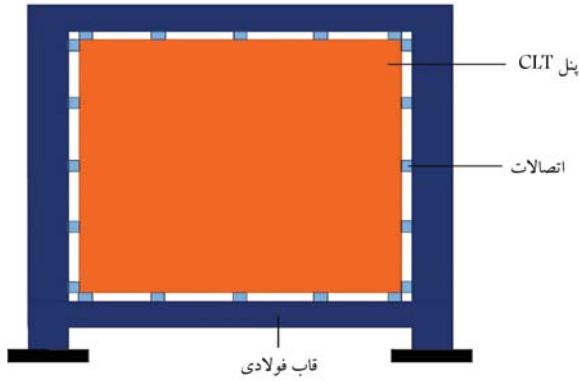
پس از مدل‌سازی پنل قائم CLT به همراه اتصال در نرم‌افزار آباکوس، تحلیل بارافزون به صورت جایه‌جایی کنترل انجام و نمودار بارافزون پنل قائم CLT تحت بارگذاری گستردگی یکنواخت قائم مختلف استخراج و با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده است. در شکل ۱۳، مقایسه‌ی نمودار بارافزون سیستم پنل قائم CLT حاصل از مدل‌سازی عددی حاضر و نمودار backbone منحنی هیسترزیس حاصل

جدول ۶. مقادیر پارامترهای بررسی شده در تحلیل پارامتریک.

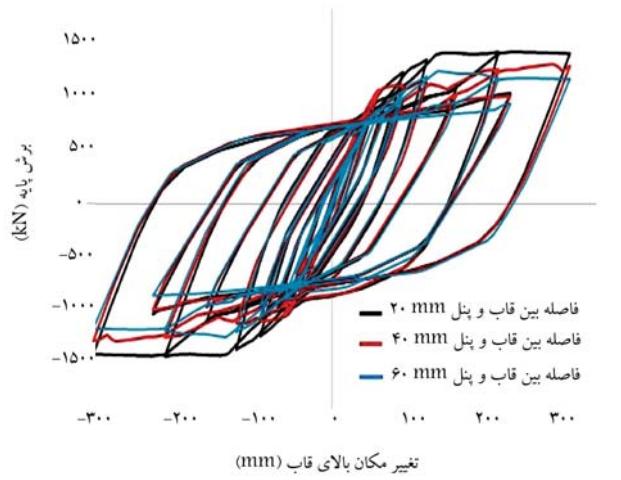
فاصله‌ی اتصال‌ها (mm)	فاصله‌ی بین قاب فولادی CLT و پنل (mm)
۲۰	۶۰۰
۴۰	۸۰۰
۶۰	۱۲۰۰



شکل ۱۵. اثر فاصله‌ی اتصال‌های قاب و پنل CLT روی منحنی هیسترزیس قاب.



شکل ۱۴. قاب فولادی یک طبقه‌ی یک دهانه با پنل قائم CLT.



شکل ۱۶. اثر فاصله‌ی بین قاب با پنل CLT روی منحنی هیسترزیس قاب.

فاصله‌ی اتصال‌های پنل قائم CLT به قاب فولادی برابر 60 mm و فاصله‌ی بین قاب فولادی و پنل قائم CLT برابر 20 mm بوده است.

۲.۴. تحلیل سازه‌ها و مشخصات مدل‌های عددی مطالعه شده
 در بخش کنونی به تبیین مشخصات، نحوه مدل‌سازی، و نتایج تحلیل با رافزون مدل‌های عددی مورد مطالعه در نرم‌افزار آباکوس، $2, 14, 6$ پرداخته شده است. سازه‌های طراحی شده، شامل ساختمان اسکلت فولادی 6 طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی مختلف بودند، که در بخش حاضر مورد تحلیل با رافزون قرار گرفته‌اند. به دلیل حجم بالای مدل سازه و با توجه به تقارن پلان سازه تصمیم گرفته شد یک قاب از هر سازه با دو نوع سیستم مذکور با موقیت ردیف شماره‌ی یک پلان شکل 2 تحلیل شود. در نهایت، منحنی‌های با رافزون هر یک از سازه‌ها با دو نوع سیستم باربر

دهانه با پنل قائم CLT به طول و عرض 240 cm مطابق شکل 14 به صورت جابه‌جایی کنترل تیر بالای قاب تحت بار چرخه‌ی 2° با تغییر در مقادیر پارامترهای مدل، مانند فاصله‌ی اتصال‌ها و فاصله‌ی بین قاب فولادی و پنل CLT، مطابق جدول 6 با نرم‌افزار آباکوس انجام شده است.

در مطالعه‌ی پارامتریک حاضر، اتصال پنل CLT به قاب مطابق شکل 5 و پنل CLT مطابق آینین‌نامه‌ی NDS، پنج لایه نوع E_1 و با ضخامت 175 mm بوده است. تیر و ستون به ترتیب از نوع پروفیل‌های IPB 240 و IPB 300 و از نوع فولاد ST 37 بوده است، که با المان S4R $[12]$ و پنل CLT با المان C $3D8R$ $[12, 21]$ مطابق شکل‌های 10 و 11 معادل‌سازی شده است.

در شکل‌های 15 و 16 ، به ترتیب اثر تغییر در فاصله‌ی اتصال‌ها و اثر تغییر در فاصله‌ی بین قاب و پنل CLT روی منحنی هیسترزیس قاب مورد نظر مشاهده می‌شود. در بخش کنونی، ابتدا تحلیل قاب با مقدار ثابت فاصله‌ی بین قاب و پنل CLT به اندازه‌ی 20 mm و تغییر در فاصله‌ی اتصال‌ها انجام شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدل با فاصله‌ی اتصال‌های 60 mm ، ظرفیت باربری بالاتر قابلیت جذب انرژی بیشتر و رفتار مناسب‌تری دارد. در ادامه، برای بررسی اثر فاصله‌ی بین قاب و پنل، تحلیل قاب با مقدار ثابت فاصله‌ی اتصال‌ها برابر 60 mm و تغییر در فاصله‌ی بین قاب و پنل انجام شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی هیسترزیس مدل با فاصله‌ی بین قاب و پنل CLT برابر 20 mm ، حلقه‌های هیسترزیس پایدارتر، قابلیت جذب انرژی بیشتر و رفتار مناسب‌تری دارد.

با توجه به نتایج تحلیل پارامتریک مشاهده شده که فاصله‌ی اتصال‌ها و فاصله‌ی بین قاب فولادی و پنل قائم CLT در عملکرد لرزه‌ی، ظرفیت باربری و شکل پذیری سیستم ترکیبی قاب با پنل CLT تأثیر می‌گذارد و بهترین رفتار را از بین قاب‌های بررسی شده، سیستم با فاصله‌ی اتصال‌های 60 mm و فاصله‌ی بین قاب و پنل به میزان 20 mm داشته است. در سازه‌های مورد مطالعه در پژوهش حاضر

جدول ۷. مقادیر تغییر مکان هدف سازه های ۶ طبقه با دو نوع سیستم مختلف.

نوع سیستم باربر جانبی سازه	دوره ای تناوب (s)	تغییر مکان هدف (cm)
سیستم قاب خمشی متوسط	۴۳	۱/۶۵
سیستم دوگانه ای قاب خمشی و دیوار بر پشتی	۱۳	۰/۵۳

لازم به ذکر است که بارگذاری نقلی سازه های مدل شده جهت تحلیل با رافزون طبق نشریه های ۳۶ و ۴۰ ویا شیوه ۹۲ برابر $(q_a + q_b) / 1/1$ است، که در آن، q_a و q_b به ترتیب بارهای زنده و مرده هستند. تغییر مکان اعمالی جهت تحلیل با رافزون به میزان تغییر مکان هدف به بالاترین طبقه و تغییر مکان های اعمالی به سایر طبقات با توزیع متشابه لحاظ شده است. تغییر مکان هدف بر اساس رابطه ۱ نشریه شماره ۳۶، مطابق جدول ۷ محاسبه شده است.

$$\delta_t = C \cdot C_1 C_2 S_a \frac{T_e}{4 \pi^2 g} \quad (1)$$

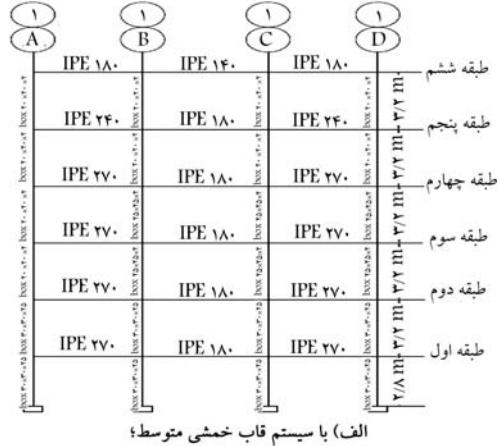
همان طور که قبلاً بیان شد، نقش اصلی در شکل پذیری و استهلاک انرژی سازه های متشکل از پنل های CLT بر عهده ای اتصال هاست و پنل های قائم در مقابله رفتار اتصال های فولادی پنل قائم CLT و قاب فولادی، رفتار نسبتاً صلیبی دارند؛ بنابراین فرض رفتار کشسان پنل ها تأثیر چندانی در شکل پذیری نخواهد داشت. پس از انجام تحلیل نیز با بررسی و کنترل مقادیر بیشینه ای تنش ایجاد شده در پنل های CLT با مقادیر تنش مجاز جدول ۳ مشاهده شد که رفتار پنل ها در محدوده کشسان قرار دارد. طراحی سازه به صورتی بوده است که اتفاق انرژی در اتصال های پنل قائم CLT به قاب فولادی رخ دهد و آسیب ماندگاری در پنل های CLT ایجاد نشود، به همین منظور از محدوده خمیری اتصال هایی که وظیفه ای استهلاک انرژی را بر عهده دارند، به گونه ایی که مانع از آسیب ماندگار به پنل ها شوند، استفاده شده است. کنترل عدم خرابی اتصال های پنل قائم CLT و قاب فولادی بر اساس بررسی معیار بیشینه ای جابه جایی محوری و بر شی اتصال ها به ترتیب به میزان ۱۷ و ۲۲ میلی متر صورت گرفته است.

خرنگی تنش فون میسز در پایان تحلیل با رافزون مدل عددی قاب ۶ طبقه با دو نوع سیستم با اعمال جابه جایی به میزان ۱۵۰٪ تغییر مکان هدف در شکل ۱۸ مشاهده می شود.

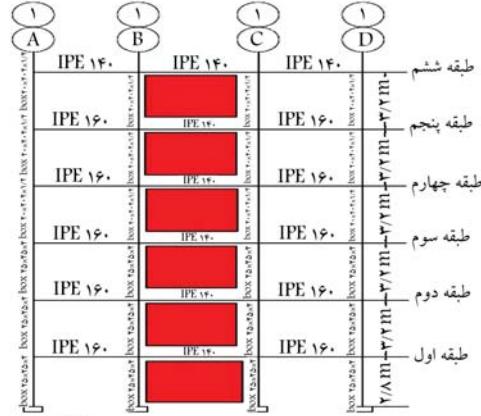
همچنین به منظور بررسی رفتار دیوار بر پشتی CLT و با توجه به این که بیشینه ای

تش در دیوار بر پشتی طبقه ای اول رخ می دهد، توزیع تنش فون میسز دیوار بر پشتی طبقه ای اول قاب ۶ طبقه با سیستم دوگانه ای قاب خمشی و دیوار بر پشتی CLT با اعمال جابه جایی به میزان ۱۵۰٪ تغییر مکان هدف در شکل ۱۹ مشاهده می شود. به علت تماس دو نقطه ای گوشی دیوار بر پشتی با قاب، تنش فشاری بیشینه در قطر دیوار بر پشتی رخ داده و پنل قائم CLT به مانند عضو قطعی فشاری رفتار کرده است. نمودار با رافزون قاب ۶ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط و با سیستم دوگانه ای قاب خمشی متوسط و دیوار بر پشتی CLT در شکل ۲۰ مشاهده می شود.

همان طور که در شکل ۲۰ مشاهده می شود، سختی اولیه نمودار با رافزون قاب با سیستم باربر جانبی دوگانه ای قاب خمشی متوسط و دیوار بر پشتی CLT کمتر از سختی اولیه نمودار با رافزون قاب با سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط است؛ به دلیل این که در سازه با سیستم دوگانه ای قاب خمشی و دیوار بر پشتی، ابعاد مقطع اعضاء فولادی کوچک تر بوده و همچنین در تغییر مکان های کم، هنوز دیوار بر پشتی CLT به علت فاصله ای میان قاب فولادی و دیوار بر پشتی تأثیر چندانی در رفتار سازه نداشته است. ولی با افزایش تغییر مکان و تماس دیوار بر پشتی CLT



(الف) با سیستم قاب خمشی متوسط؛



(ب) با سیستم دوگانه ای قاب خمشی متوسط و دیوار بر پشتی CLT.

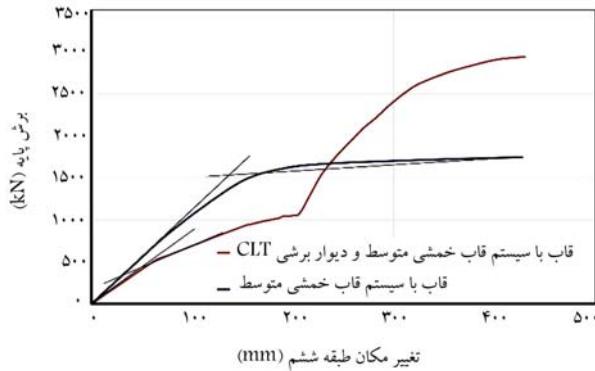
شکل ۱۷. مشخصات قاب فولادی تحلیل شده در آباکوس.

جانبی مختلف رسم و با هم مقایسه شده است. رفتار کششی و بر شی اتصال های پنل قائم CLT به قاب فولادی با توجه به صحت سنجی انجام شده، با فنر های غیر خطی محوری و بر شی با رفتار مطابق شکل های ۱۰ و ۱۱ معادل سازی شده است.

در مدل سازی عددی سازه های مورد نظر، مشخصات اعضاء سازه بی همچون تیر و ستون فولادی و دیوار بر پشتی بر اساس طراحی صورت گرفته در بخش طراحی سازه ها مطابق شکل ۱۷ در نظر گرفته شده است. برای مدل سازی تیر و ستون فولادی با مشخصات فولاد ST37 از المان S4R با اندازه شبکه بندی ۱۰۰ mm در نرم افزار آباکوس استفاده شده است. پنل های قائم CLT با المان C3D8R با اندازه شبکه بندی ۱۰۰ mm و با مشخصات طبق آین نامه NDS ۲۰ ۱۵، به صورت کشسان در نرم افزار آباکوس مدل سازی شده است. مدل سازی تماس بین پنل قائم CLT با قاب فولادی با اختصاص رفتار از نوع Hard Contact در راستای مماسی دو صفحه بر صفحات در تماس با هم و نوع Tangential در راستای مماسی دو ضریب اصطکاک ۳/۰ در جام شده است.

جدول ۸. پارامترهای حاصل از نمودار ایده‌آل شده‌ی دوخطی منحنی بارافزون.

پارامتر	سیستم قاب خمشی و دیوار برشی	سیستم قاب خمشی	سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی
مقاومت مؤثر تسلیم	$V_y(\text{KN})$	155°	41°
تغییرمکان متناظر با مقاومت تسلیم	$\Delta_y(\text{mm})$	145	50
سختی جانبی اولیه	$K_e(\text{KN/mm})$	$10/69$	$8/2$
برش پایه‌ی معادل تغییرمکان هدف	$V_d(\text{KN})$	1748	83°
نسبت شکل پذیری	$\mu = \Delta_t / \Delta_y$	$2/97$	$2/4$



شکل ۲۰. نمودار بارافزون قاب ۶ طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی مختلف.

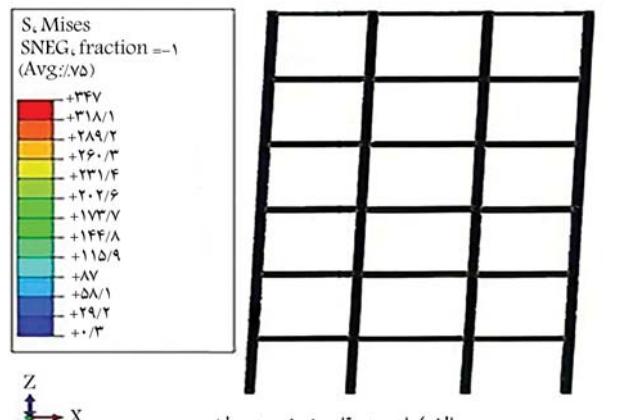
با قاب فولادی، رفتار سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی به علم سختی پنل CLT تغییر یافته و سختی و برش پایه‌ی سازه، افزایش محسوسی داشته است.

پارامترهای حاصل از نمودار ایده‌آل شده‌ی دوخطی منحنی بارافزون با توجه به تغییرمکان هدف، مطابق جدول ۸ محاسبه شده است. با توجه به اینکه اتصال‌ها در سازه‌های متشکل از پنل‌های CLT، نقش مهمی در تأمین شکل پذیری سازه دارند، نسبت شکل پذیری قابل قبولی در سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT مطابق جدول ۸ به دست آمده است.

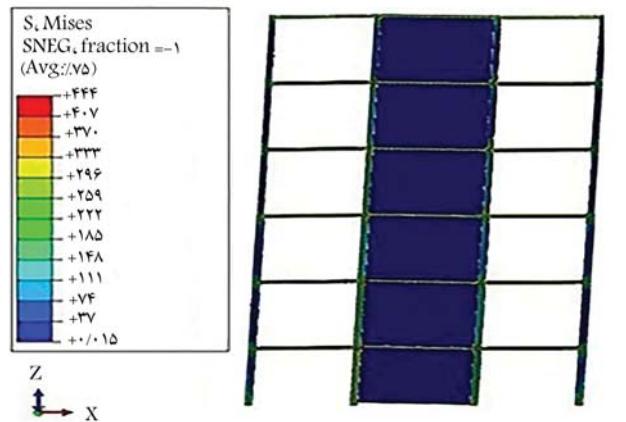
۵. نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی حاضر، ساختمان ۶ طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی، شامل سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی با دیوار برشی CLT و سیستم قاب خمشی متوسط فولادی طراحی و میزان مصالح مصرفی اعضاء سازه‌ی سازه‌ها با دو نوع سیستم باربر جانبی مذکور مشخص شد. همچنین در ادامه، یک قاب ساختمانی از هر سازه با سیستم‌های باربر جانبی مختلف مدل سازی و رفتار قاب ۶ طبقه با هر دو نوع سیستم باربر جانبی مذکور تحت تحلیل بارافزون مقایسه شدند. در ادامه، خلاصه‌ی از نتایج مهم به دست آمده از مطالعه‌ی حاضر در جهت بهره‌گیری از سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی و دیوار برشی CLT ارائه شده است.

۱. وزن مجموع فولاد و بتن مصرفی به عنوان مصالح با آلودگی‌های زیست محیطی زیاد در سازه‌ی ۶ طبقه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی و دیوار برشی CLT نسبت به سازه با سیستم قاب خمشی متوسط فولادی $43/67$ ٪ کمتر شده است؛ بنابراین، در سازه با اسکلت فولادی استفاده از سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط با دیوار برشی CLT به جای سیستم

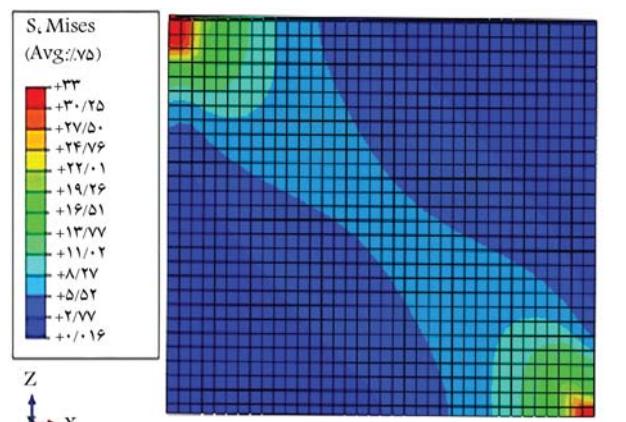


(الف) با سیستم قاب خمشی متوسط؛



(ب) با سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT.

شکل ۱۸. خروجی نتاش فون میسز مدل عددی قاب ۶ طبقه.



شکل ۱۹. توزیع نتاش فون میسز دیوار برشی طبقه‌ی اول مدل عددی قاب ۶ طبقه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT.

ماشین آلات، کارگر متخصص و جلوگیری از خطاهای ساختمانی در محل کارگاه بالا می رود.

۴. در سازه‌ی ترکیبی فولادی - چوبی پیشنهادی، با توجه به این‌که پنل‌های قائم CLT به عنوان دیوار برشی داخل دهانه‌های قاب خمشی فولادی قرار می‌گیرند، رفتار شکل‌پذیر قاب خمشی فولادی با رفتار پنل‌های CLT با مقاومت مناسب و سبک ترکیب می‌شود. سیستم سازه‌یی دوگانه قاب خمشی فولادی متوسط با دیوار برشی CLT نوعی سیستم دوگانه است که در هر جهت سازه به طور هم‌زمان متشکل از قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط همراه با دیوارهای برشی CLT برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی است. بدین ترتیب سختی جانبی این‌گونه سیستم‌ها، مجموع سختی جانبی سیستم قاب خمشی و دیوار برشی CLT است، که این امر باعث کاهش تغییرشکل جانبی سازه خواهد شد، این‌گونه سیستم‌ها برای سازه‌هایی که مشکل کنترل جایه‌جایی طبقات را دارند، سیار مفید خواهند بود.

۵. اتصال‌های درسازه‌های متشکل از پنل‌های CLT، نقش اصلی در تأمین شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سازه دارند و در مطالعه‌ی حاضر نسبت شکل‌پذیری مناسبی در سازه با سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT حاصل شد.

۶. با توجه به نیاز روزافزون ایران به استفاده از مصالح جدید، همچون پنل‌های CLT در صنعت ساختمان به دلیل مزایایی همچون عملکرد مناسب، سبکی و آثار زیست‌محیطی از جمله کاهش تولید گازهای گلخانه‌یی و مصرف انرژی و همچنین وجود مزایع مخصوص تولید چوب مناسب از درختان با قابلیت رشد سریع مانند صنوبر با قابلیت تجدیدپذیری منابع در شمال و شمال غرب کشور می‌توان با حمایت دولت و توسعه‌ی کارخانه‌های تولیدکننده‌ی چوب‌های مهندسی شده، هزینه‌ی تهییه پنل‌های CLT را کاهش داد.

قاب خمشی متوسط، از نظر زیست‌محیطی بسیار حائز اهمیت است. با توجه به مزایای زیست‌محیطی ساختمان‌های متشکل از پنل‌های CLT، از جمله کاهش مصرف انرژی و سوخت‌های فسیلی، کاهش آلودگی‌های زیست‌محیطی همچون تولید گازهای گلخانه‌یی برای تولید مصالح و ساخت سازه، بهبود عملکرد حرارتی ساختمان، قابلیت تجدیدپذیری منابع، کاهش آلودگی صوتی در طول مدت ساخت سازه و کاهش تولید نخاله‌های ساختمانی نسبت به ساختمان‌های فولادی و بتی متداول، سازه‌های مذکور می‌توانند جایگزین مناسبی برای ساختمان‌های فولادی و بتی متداول موجود در ایران باشند.

۲. در سازه‌های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT، با کنترل صلیبیت دیافراگم کف و کنترل ضایعه‌های ۲۵ و ۵۰ درصد طبق استاندارد ۲۸۰۰ نتیجه گرفته شد که کف متشکل از پنل افقی CLT صلب و همچنین سیستم باربر جانبی سازه‌های ذکر شده، از نوع دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی CLT است و پنل‌های قائم CLT به صورت دیوار برشی عمل می‌کنند.

۳. در صورت استفاده از CLT در اعضاء سازه‌یی همچون کف و دیوار برشی در قاب ساختمانی فولادی، علاوه بر تأمین مقاومت ساختمان در مقابل بارهای جانبی لرزه‌یی، وزن ساختمان نیز کاهش می‌یابد؛ به طوری که در مطالعه‌ی حاضر وزن سازه با سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط فولادی و دیوار برشی CLT نسبت به سازه با سیستم قاب خمشی متوسط فولادی ۲۲/۰۱ درصد کاهش یافته است، در نتیجه نیروی زلزله بر ساختمان به مقدار زیادی کاهش پیدا می‌کند. با کاهش وزن ساختمان به کمک استفاده از پنل‌های پیش‌ساخته‌ی CLT به جای عناصر سازه‌یی وزین مانند کف و دیوار، سرعت اجرای ساختمان با حذف بخش‌های قابل توجهی از عناصر نما، نازک‌کاری، و کف‌سازی، کاهش مصالح،

پانوشت‌ها

1. Cross Laminated Timber
2. Engineered Wood Product
3. Cecotti
4. Popovski
5. consortium of universities for research in earthquake engineering
6. Rocking
7. Schneider
8. Shen
9. Hassanieh
10. Creep
11. ETABS
12. ABAQUS
13. reinforced concrete composite
14. Timber-Steel Composite Floor
15. national design specification for wood construction
16. Gap
17. spruce-pine-fir
18. composite theory

منابع (References)

1. Cecotti, A., Sandhaas, C., Okabe, M. and et al. "SOFIE project –3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **42**(13), pp. 2003-2021 (2013).
2. Popovski, M. and Karacabeyli, E. "Seismic behaviour of cross-laminated timber structures", *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering* (2012).
3. Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L. and et al. "Development of a testing protocol for wood frame structures", *CA: CUREE*, **102**, Richmond (2001).

4. Schneider, J., Karacabeyli, E., Popovski, M. and et al. "Damage assessment of connections used in cross-laminated timber subject to cyclic load", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **28**(6), A4014008 (2013).
5. Shen, Y.L., Schneider, J., Tesfamariam, S. and et al. "Hysteresis behavior of bracket connection in cross-laminated-timber shear walls", *Construction and Building Materials*, **48**, pp. 980-991 (2013).
6. Hassanieh, A., Valipour, H.R. and Bradford, M.A. "Load-slip behaviour of steel-cross laminated timber (CLT) composite connections?", *Journal of Constructional Steel Research*, **122**, pp. 110-121 (2016).
7. Gagnon, S. and Pirvu, C. "CLT handbook-canadian edition", *Library and Archives Canada Cataloguing in Publication*, Quebec, Canada (2011).
8. "Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings: Standard No. 2800", 4rd edition, *Building and Housing Research Center* (2014).
9. American national standards institute, and American forest & paper association, "NDS: national design specification for wood construction", 2015 edition (revised standard): *American forest & paper association* (2015).
10. Schneider, J., Shen, Y., Stiemer, S.F. and et al. "Assessment and comparison of experimental and numerical model studies of cross-laminated timber mechanical connections under cyclic loading", *Construction and Building Materials*, **77**, pp. 197-212 (2015).
11. Blass, H.J. and Fellmoser, P. "Design of solid wood panels with cross layers", *In 8th World Conference on Timber Engineering* (2004).
12. ABAQUS Version 6.14, "Analysis User's Manual, Dassault Systemes", *SIMULIA* (2014).

بررسی آزمایشگاهی مقاومت‌های مکانیکی و سازه‌یی مخلوط‌های بتنی حاوی ترکیب پودر لاستیک ضایعاتی و الیاف‌های مصنوعی

مهدی نوروزی (کارشناس ارشد)

محمد کاظم شوبنده^{*} (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهمنگی عمران شرف، (همار ۱۶۰) دری ۲ - ۳، شماره ۱/۱ ص. ۲۵-۳۶، (پژوهشی)

استفاده از پودر لاستیک ضایعاتی با درصد‌های مختلف به عنوان جایگزین سنتگ‌دانه در تولید بتن به منظور بررسی آزمایشگاهی خصوصیات مختلف مکانیکی و سازه‌یی در نوشتار حاضر حاصل شده‌اند. علاوه بر بتن معمولی، چند نوع طرح اختلاط حاوی پودر لاستیک ضایعاتی معادل ۱۰ و ۱۵ درصد حجم واقعی سنتگ‌دانه‌ها و الیاف مصنوعی پلی‌پفیلن سولفید (PPS) با ۷/۷۵ و ۱/۵ درصد حجمی در نظر گرفته و نمونه‌ها ساخته شدند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با وجود کاهش مقاومت فشاری، ولی مقاومت‌های کششی و خمشی و ضربه‌ی نمونه‌های حاوی پودر لاستیک و الیاف بهبود یافته و مقاومت ضربه‌ی نهایی نمونه با ۱۵٪ لاستیک به میزان ۴۸٪ و نمونه با ۷/۷۵٪ الیاف و ۵٪ لاستیک تا ۲ برابر و نمونه با ۱/۵٪ الیاف و ۵٪ لاستیک تا ۵/۷۲ برابر افزایش داشتند. افزودن پودر لاستیک و الیاف باعث افزایش ۵۰ درصدی ظرفیت خمشی، ۷/۲٪ برابر ضربی اندیس طاقت و افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی دال‌های بتنی روسازی با ابعاد بزرگ بر بستر ارتجاعی نسبت به دال مشابه با بتن معمولی شدند.

mahdinoroozi18@yahoo.com
msharbatdar@semnan.ac.ir

وازگان کلیدی: پودر لاستیک ضایعاتی، دال بتنی روسازی، مقاومت خمشی، اندیس طاقت، الیاف پلی‌پفیلن سولفید (PPS).

۱. مقدمه

همچنین خطیب و همکارش (۱۹۹۹)، نشان دادند که مقاومت فشاری بتن با لاستیک جایگزین درشت‌دانه، مقاومت کمتری را نسبت به بتن با لاستیک جایگزین ماسه نشان داده است.^[۱] ضمناً نتایج مطالعات زنگ^۱ و همکاران (۲۰۰۸) نشان داده است که مقاومت و مدول کشسانی بتن لاستیکی با افزایش حجم لاستیک به نمونه‌ی ساده به آرامی کاهش یافته است.^[۲] از طرفی دیگر، کاهش مقاومت‌های فشاری و کششی به دست آمده با افزودن لاستیک و اضافه کردن فوق روان‌کننده و ضایعات صنعتی جیران شده است.^[۳] در آزمایش‌های گنجیان و همکاران (۲۰۰۹)، مقاومت فشاری با جایگزینی ۵٪ لاستیک درشت افزایش پیدا کرد و بتن لاستیکی با لاستیک جایگزین درشت‌دانه، مقاومت فشاری بالاتری نسبت به پودر لاستیک نشان داد.^[۴] همچنین نتایج نشان داد که بتن عمل آوری شده که در آن لاستیک تماماً جایگزین ماسه شده است، افزایش مقاومت قابل توجهی نسبت به بتن لاستیک به عنوان ماسه، باعث کاهش مقاومت‌های فشاری و کششی و جرم مخصوص و افزایش مقاومت ضربه‌ی می‌شود. گسیختگی ترد در فشار در این موارد اتفاق نمی‌افتد و میزان کاهش مقاومت خمشی در لاستیک ریزدانه کمتر بوده است، ضمناً اینکه تغییر چندانی در مقاومت فشاری بتن در سینه ۷ و ۲۸ روز مشاهده نشده است.^[۵-۷]

دفع ضایعات لاستیک به یکی از بزرگ‌ترین معضلات محیط‌زیستی در جهان تبدیل شده است.^[۸] ضایعات لاستیک به عنوان سنتگ‌دانه در بتن استفاده می‌شوند و خواصی نظری انعطاف‌پذیری، جذب انرژی را افزایش می‌دهند و تردی، شکست ناگهانی و چرمگی کم بتن را بهبود می‌بخشند.^[۹] گرچه اسلامپ بتن با افزایش درصد لاستیک کاهش می‌یابد، ولی میزان کاهش اخیر در مخلوط‌های ساخته شده با خردۀ لاستیک ریزکمتر است.^[۱۰-۱۱] پژوهشکاران بسیاری بر روی اثر لاستیک به صورت درشت‌دانه و ریزدانه و یا به صورت الیاف در کارایی بتن مطالعه کرده و دریافت‌های آن را تأثیر منفی پودر و به خصوص الیاف لاستیک در کارایی بتن خیلی کمتر است.^[۱۲-۱۴] استفاده از لاستیک به عنوان سنتگ‌دانه درشت و استفاده از خردۀ لاستیک به عنوان ماسه، باعث کاهش مقاومت‌های فشاری و کششی و جرم مخصوص و افزایش مقاومت ضربه‌ی می‌شود. گسیختگی ترد در فشار در این موارد اتفاق نمی‌افتد و میزان کاهش مقاومت خمشی در لاستیک ریزدانه کمتر بوده است، ضمناً اینکه تغییر چندانی در مقاومت فشاری بتن در سینه ۷ و ۲۸ روز مشاهده نشده است.^[۱۵-۱۷]

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۲۷ اکتبر ۱۳۹۹، اصلاحیه ۶، ۱۴۰۰، پنیرش ۷، ۱۴۰۰.

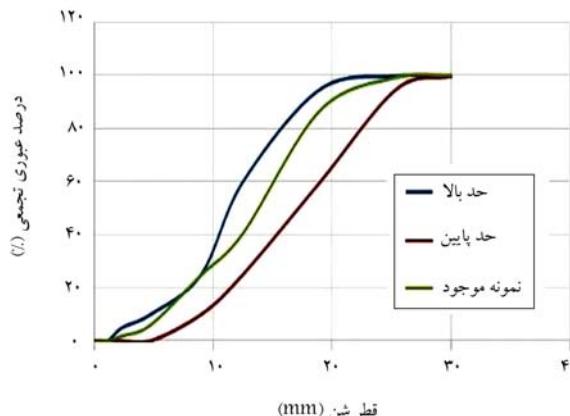
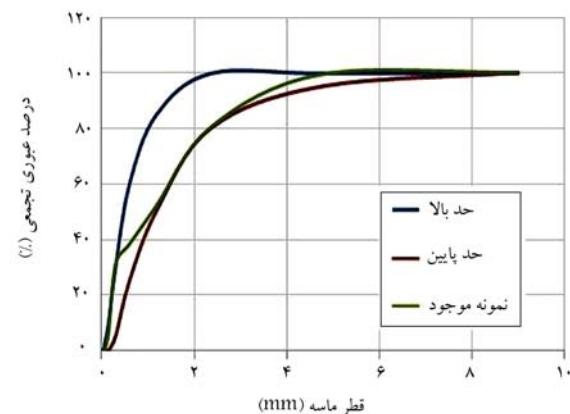
DOI:10.24200/J30.2021.57365.2904

جدول ۱. مشخصات فیزیکی سیمان مصرفی.

ردیف	مشخصه فیزیکی	واحد	مقدار میانگین
۱	نرمی (بلین)	cm^3/gr	۳۷۸۰
۲	انبساط طولی	درصد	۰/۲
۳	زمان گیریش اولیه	دقیقه	۱۰۵
۴	زمان گیریش نهایی	دقیقه	۲۰۰
۵	مقاومت فشاری ۷ روزه	kg/cm^2	۴۱۲
۶	مقاومت فشاری ۲۸ روزه	kg/cm^2	۵۱۲

جدول ۲. مشخصات شیمیایی سیمان مصرفی.

ردیف	ترکیب‌ها	میانگین (%)	ردیف	ترکیب‌ها	میانگین (%)
۱	SiO ₂	۲۰/۹۰	۱	MgO	۵
۲	Al ₂ O ₃	۴/۷۸	۲	SO ₂	۶
۳	Fe ₂ O ₃	۳/۷۲	۳	K ₂ O	۷
۴	CaO	۶۲/۶	۴	Na ₂ O	۸



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی شن و ماسه.

چگالی پودر (نسبت وزن به حجم واقعی) محاسبه و اندازه‌گیری شده است، که برابر $1/05$ گرم بر سانتی‌مترمکعب بوده است. ظرف فلزی در دو حالت خالی و پر شده با لاستیک وزن شد تا وزن دقیق لاستیک به دست آید. سپس ظرف حاوی لاستیک تا لبه‌ی ظرف با آب پر شد و وزن جدید به دست آمد که درنهایت حجم واقعی لاستیک

در هر صورت افزایش لاستیک به شکل‌های مختلف باعث کاهش مقاومت می‌شود و نتایج متفاوتی دارد و اثر لاستیک به صورت ریزدانه و درشت‌دانه با هم فرق می‌کند. [۲۵-۲۷]

علی‌رغم کاهش مقاومت فشاری با افزایش درصد لاستیک ضایعاتی، مقاومت خمیشی یا کاهش جزئی و یا در مواردی هم افزایش داشته است که دلیل آن کشسان بودن ذرات لاستیک بیان شده است. [۲۲-۲۸] از آنجایی که یکی از ملاک‌های مهم طراحی روسازی بتنی رسیدن به مقاومت خمیشی مناسب است، استفاده از ذرات لاستیک در روسازی‌های بتنی می‌تواند مفید باشد و میزان کاهش مقاومت خمیشی در مقایسه با کاهش مقاومت فشاری با افزودن تا ۳۰% لاستیک یا حتی خاکستر لاستیک، بسیار کمتر بوده و حتی افزایش یافته است. [۲۶-۲۹] بتن‌ها بر حسب نیاز در کاربردهای مختلف، مقاومت ضربه‌ی متفاوتی دارند که نتایج برخی مطالعات پیشین مؤید مطلب اخیر است. [۳۰-۳۱] زمانی که سنگ‌دانه‌های لاستیک در مخلوط بتن ترکیب شوند، مقاومت در مقابل ضربه‌ی در بتن افزایش و موجب کاهش ظرفیت ازرسی کشسان و افزایش ظرفیت ازرسی خمیری بتن و جذب ازرسی می‌شود. [۲۲-۲۳]

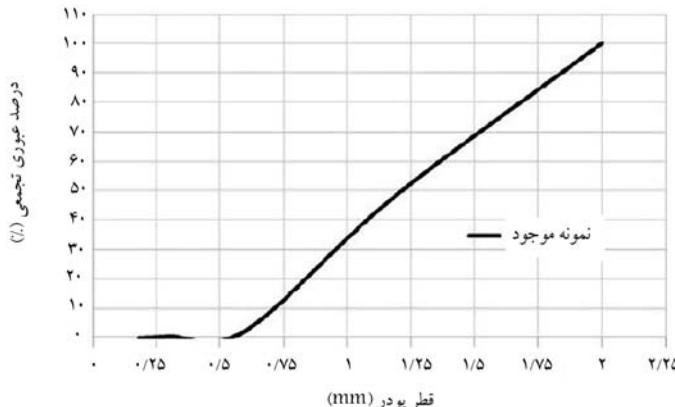
ازبی^۲ و همکاران (۲۰۱۱)، [۳۲] ابوبکر و همکاران (۲۰۱۳)، [۳۳] گزارش دادند که جایگزینی دانه‌های لاستیک با لاستیک با درشت‌دانه و ریزدانه موجب افزایش 25% درصدی جذب ازرسی شده است. الطیب^۳ و همکاران (۲۰۱۷)، [۳۴] تأثیر جایگزینی مقداری ماسه با لاستیک خرد شده تا 20% جایگزین ماسه را در رفتار بتن مسلح تحمت با ضربه با سرعت پایین بررسی کردند و دریافتند که لاستیک خرد شده و یا ریزدانه، باعث افزایش مقاومت ضربه هم در اولین ترک و هم ترک گسیختگی شده‌اند. [۳۵] با توجه به کاهش مقاومت‌های فشاری و خمیشی بتن حاوی لاستیک ضایعاتی، در نوشتار حاضر سعی شده است با افزودن الیاف PPS به بتن مورد نظر نقص اخیر کمتر شود، تا علاوه بر بهبود نوافع بتن ساده از فواید لاستیک به عنوان مشخصات مکانیکی و همچنین در ساخت دال‌های بتنی روسازی در مقایس بزرگ نیز استفاده شود.

۲. نمونه‌های آزمایشگاهی

۲.۱. مشخصات مصالح و نمونه‌ها

سیمان استفاده شده در پژوهش حاضر، سیمان پرتلند تیپ I بوده است، که مشخصات فیزیکی و شیمیایی آن در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است. مصالح سنگی به کار رفته در پژوهش حاضر شامل مصالح مصالح سنگی درشت‌دانه (شن) و مصالح سنگی ریزدانه (ماسه) بوده است. شن به عنوان درشت‌دانه نقش بسیار مهمی در تحمل بارهای وارده بر بتن داشته و ماسه هم به عنوان ریزدانه با چگالی $2/7$ جهت پر کردن فضای خالی بین درشت‌دانه‌ها استفاده شده است. درصد جذب آب شن و ماسه به ترتیب $9/0$ و $5/0$ درصد بوده است. آزمایش دانه‌بندی جهت تعیین تجووهی توزیع اندازه‌ی دانه‌های سنگی براساس دستورالعمل ACI211 و استاندارد ASTM C۳۳ صورت گرفته و منحنی‌های مرتبط در شکل ۱ نشان داده شده است.

لاستیک بازیافتی مورد نیاز از یک شرکت تولیدکننده‌ی لاستیک‌های استفاده شده در درب ماشین فراهم شده است. پس از آسیاب به صورت پودر لاستیک بازیافتی مانند شکل ۲ الف با مشخصات دانه‌بندی در جدول ۳ به بتن‌ها اضافه شده است. ضمناً منحنی دانه‌بندی پودر مذکور در شکل ۲ ب مشاهده می‌شود. با توجه به اینکه پودر لاستیک آب را جذب نمی‌کند، با روش ساده‌ی در آزمایشگاه



ب) منحنی دانه بندی پودر لاستیک.

شکل ۲. پودر لاستیک استفاده شده و منحنی دانه بندی.

انتها الیاف PPS در چند مرحله و به تدریج به مخلوط اضافه شدند، تا از انباست و توده شدن الیاف در بن جلوگیری شود.



الف) پودر لاستیک:

جدول ۳. دانه بندی لاستیک پودر شده.

لاستیک پودر(g)	قطر الک (mm)	شماره الک
۰/۸۶	۰/۹	۱۰
۰/۸۶	۰/۲۳	۱۶
۰/۸۶	۰/۴۰	۳۰
۰/۸۶	۰/۱۰	۵۰
۰/۸۶	۰/۲۰	۸۰
۰/۸۶	۰/۴۰	۱۶
۰/۸۶	۰/۶۰	۳۰
۰/۸۶	۰/۸۰	۵۰
۰/۸۶	۰/۹۰	۸۰
۰/۸۶	۰/۱۰	۱۰

جدول ۴. مشخصات فنی و مکانیکی الیاف PPS.

مدول کشسانی (MPa)	چگالی (kg/cm³)	قطر (mm)	طول (mm)	مقدار آب (mm)
۳۵۰۰	۰/۹	۷۰-۴۰	۰/۰۷	۰/۰۸
۳۵۰۰	۰/۹	۷۰-۴۰	۰/۰۷	۰/۰۸

به دست آمده است. همچنین از الیاف PPS با مشخصات ارائه شده در جدول ۴ استفاده شده است.

۲.۲ طرح اختلاط بتن

طرح اختلاط بتن معمولی با نسبت آب به سیمان ۰/۵ برا ساس استاندارد ACI-۲۱۱-۸۹ در نظر گرفته شده و با توجه به استفاده ای سنگ دانه های خشک، مقدار آب مصرفی نهایی افزایش یافته است. با توجه به متغیرهای موجود در پژوهش حاضر که شامل درصد لاستیک ضایعاتی و درصد الیاف اضافه شده به بن معمولی بوده است، در مجموع ۱۰ طرح اختلاط مختلف مطابق جدول ۵ ارائه شده اند.

همچنین به دلیل قرار نگرفتن نمودار دانه بندی ماسه در بین حد پایین و بالای دانه بندی آین نامه، مقداری ماسه بادی نرم تراز ۱ میلی متر به منظور اصلاح دانه بندی استفاده شده است. پودر لاستیک به صورت حجمی جایگزین ماسه بادی معمولی شده است. لذا در ابتدا حجم واقعی ماسه بادی مصرفی در ۱ متر مکعب بن برا ساس چگالی ماسه بی مشخص و برابر ۰/۳ متر مکعب تعیین شده و سپس برا ساس درصد های ۰/۵، ۰/۱۵ درصد، حجم واقعی لاستیک جایگزین مشخص شده و با داشتن چگالی لاستیک (ابرابر ۰/۰۵ کرم برا سانچی متر مکعب) وزن پودر لاستیک بر حسب گرم به دست آمده است. مطالعات انجام شده توسط نمازیزاده (۱۳۹۷)، نشان داد که افزودن الیاف PP از ۰/۵ تا ۰/۱ درصد به طور متوسط باعث کاهش حدود ۱۰٪ مقاومت فشاری شده است.^[۳۷] لذا با توجه به لزوم بررسی تأثیر ترکیب درصد های مختلف الیاف با پودر لاستیک در طرح های اختلاط، به هر یک از سه طرح اختلاط با پودر لاستیک، دو میزان درصد متفاوت الیاف به صورت ۰/۷۵ و ۰/۱۵ درصد اضافه شد. در ساخت طرح های اختلاط پس از مخلوط کردن کلیه مولفه ها، در

۳.۲ مشخصات نمونه ها و نحوه عمل آوری

• **مشخصات مکانیکی:** جهت انجام آزمایش های مشخصات مکانیکی در بخش اول پژوهش حاضر از قالب های مکعبی $10 \times 10 \times 10$ سانتی متر برای آزمایش های مقاومت فشاری، قالب های استوانه بی $10 \times 10 \times 50$ سانتی متر جهت انجام آزمایش های مقاومت کششی بزرگی، تیر مکعب مستطیل $10 \times 10 \times 50$ سانتی متر برای مقاومت خمی و قالب های استوانه بی به قطر ۱۵ و ارتفاع ۳۰ سانتی متر که هر استوانه به صورت ۴ قرص $6/15 \times 6/15 \times 15$ سانتی متر بریده شدند، برای انجام آزمایش ضربه استفاده شده اند. ۶ نمونه مکعبی، ۵ نمونه تیر، ۵ نمونه استوانه بی و ۳ نمونه استوانه بی (۱۲ قرص) برای انجام آزمایش ضربه برای هر طرح اختلاط ساخته شدند که براساس آن در مجموع ۲۸۰ نمونه شامل: ۶۰ نمونه مکعبی، ۵۰ نمونه استوانه بی و ۱۲۰ نمونه تیر عدد نمونه ای مکعبی، ۵ نمونه استوانه بی و ۱۰ نمونه تیر مکعب مستطیل ساخته شدند. تمامی نمونه ها در شرایط محیطی آزمایشگاه و داخل وان آب به مدت ۲۸ روز عمل آوری شدند.

• **دال بتنی:** جهت بررسی تأثیر استفاده از لاستیک ضایعاتی در مقاومت خمی روسازی صلب بتنی، در پژوهش حاضر، مجموعاً ۶ نمونه دال با سه نوع طرح اختلاط ساخته شدند که از هر اختلاط دو نمونه مشابه بودند. علاوه بر بن معمولی به عنوان نمونه شاهد، تن حاوی فقط لاستیک ضایعاتی و همچنین بتن دارای ترکیب لاستیک و الیاف در نظر گرفته شدند. ابعاد دال های بتنی به طول و عرض 1×1 متر و ضخامت 10 سانتی متر بودند. قالب چوبی برای ریختن بتن هر نمونه فراهم شد و بتن ساخته شده درون قالب ریخته و 28 روز عمل آوری شد. برای تعیین مقاومت خمی روسازی صلب بتنی، نیاز به فراهم کردن بستر ارتجاعی بود؛ لذا به کمک 4 قوطی و ورق به ضخامت 6 میلی متر و جوش دادن آن ها به یکدیگر، چیدمان (Set up) مجموعه ای آزمایش تهیه شد. سپس قالب فلزی به ابعاد مربعی $1/25 \times 1/25$ متر ساخته و سپس خاک تا ارتفاع 15 سانتی متر درون قالب ریخته شد. سه سانتی متر از کل خاک بستر به صورت مخلوط نخودی و بادامی بود و به وسیله ای ورق ژئوتکستیل با لایه ای زیرین تفکیک شد و 12 سانتی متر ماسه

جدول ۵. وزن مؤلفه‌های مختلف در هر طرح اختلاط.

ردیف	نام طرح	اختلاط	آب	سیمان شن	ماسه	کل ریزدانه	لانستیک	وزن الیاف (kg)	وزن الیاف (kg)	
									%/۱۵	%/۷۵
۱	CS		۲۰۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۸۰۹/۱۳	۸۰/۹	۸۹۰	۰	۰
۲	RC05S°/۷۵		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۶۹/۲۷	۷۶/۲۹	۸۶۷/۰۳	۱۵/۲۲	۶/۷۵
۳	RC1°S°/۷۵		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۲۹/۴۱	۷۲/۹۴	۸۲۹/۵۴	۳۰/۴۴	۶/۷۵
۴	RC15S°/۷۵		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۶۸۹/۵	۶۸/۹۵	۸۱۰/۸۶	۴۵/۶۶	۶/۷۵
۵	RC05S1/۵		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۶۹/۲۷	۷۶/۲۹	۸۷۳/۷۸	۱۵/۲۲	۱۲/۵
۶	RC10S1/۵		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۲۹/۴۱	۷۲/۹۴	۸۴۶/۲۹	۳۰/۴۴	۱۲/۵
۷	RC15S1/۵		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۶۸۹/۵	۶۸/۹۵	۸۱۷/۶۱	۴۵/۶۶	۱۲/۵
۸	RC5		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۶۹/۲۷	۷۶/۲۹	۸۶۰/۷۶	۱۵/۲۲	۰
۹	RC10		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۲۹/۴۱	۷۲/۹۴	۸۲۲/۷۹	۳۰/۴۴	۰
۱۰	RC15		۱۸۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۶۸۹/۵	۶۸/۹۵	۸۰۴/۱۱	۴۵/۶۶	۰



شکل ۴. آزمایش مقاومت خمی چهار نقطه‌یی.



شکل ۳. بسته خاکی مترکم شده به وسیله‌ی کمپکتور.

به دست آمد که P بیشینه‌ی بار قرائت شده از روی دستگاه بر حسب نیوتن و b, L و d به ترتیب طول، عرض و ارتفاع نمونه‌ها بر حسب میلی‌متر محاسبه شدند.

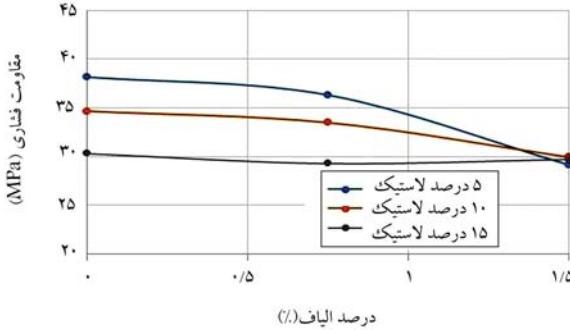
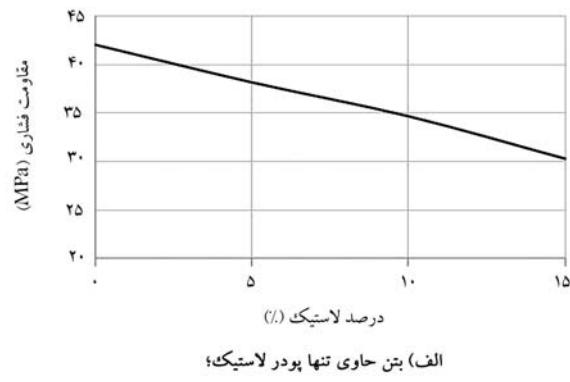
آزمایش سقوط وزنه با ضربه‌های تکرارشونده، ساده‌ترین نوع آزمایش ضربه است. تعداد ضربه برای ایجاد سطح مشخص از گسیختگی یا شکست در آزمونه در آزمایش مذکور به دست می‌آید که نشان‌دهنده میزان ظرفیت جذب انرژی مصالح است. دستگاه آزمایش سقوط وزنه (مطابق شکل ۵) از یک چکش به جرم $4/۵۴$ کیلوگرم، گوی فولادی به قطر $۶۳/۵$ میلی‌متر، شمارنده برای شمارش تعداد ضربات وارد شده برگوی و همچنین نگهدازنده فولادی برای جلوگیری از تکان‌خوردن گوی از محل اعمال وزنه تشکیل شده است که مطابق ACI ۵۴۴ انجام شده است. در آزمایش اخیر، ابتدا یک نمونه‌ی دیسکی شکل بتنی به قطر ۱۵۰ و ضخامت ۶۴ میلی‌متر ساخته شد و پس از آماده‌سازی سطوح باربر در سطح زیرین بر روی صفحه‌ی فولادی قرار گرفت. سقوط وزنه از ارتفاع $۵/۵$ متری انجام شده و ضربه‌های تکراری تا رسیدن به سطح مشخص از ترک‌خوردگی (اولین ترک‌خوردگی و گسیختگی نهایی) ادامه یافته است.

• دال بتنی: پس از آماده کردن سطح ارجاعی مطابق شکل ۳، دال بتنی

زیرین در سه لایه ریخته و هر لایه به وسیله‌ی کمپکتور (مشابه شکل ۳) مترکم شد.

۳. نحوه انجام آزمایش‌ها

• مشخصات مکانیکی: آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های مکعبی مطابق استاندارد ASTM C۳۹ انجام شد و با قرائت بار بیشینه و تقسیم آن بر سطح مقطع نمونه، مقاومت فشاری بر حسب مگاپاسکال بدست آمد. آزمایش مقاومت کششی بزرگی نیز مطابق استاندارد ASTM C۴۹۶ انجام شد و نمونه‌های استوانه‌یی به صورت افقی داخل دو کفه‌ی جک و تحت دال بتنی قرار گرفتند، تا به مرحله‌ی شکست برسند. مقاومت کششی بزرگی نمونه‌ها بر حسب مگاپاسکال از رابطه $f_t = \frac{P_{\max}}{\pi \cdot D \cdot L}$ محاسبه شد که در آن P بیشینه‌ی بار قرائت شده از روی دستگاه بر حسب نیوتن و D به ترتیب طول و قطر نمونه‌ها بر حسب میلی‌متر است. مقاومت خمی نمونه‌ی تیرهای بتنی مطابق استاندارد ASTM D۶۲۷۲ به صورت چهار نقطه‌یی (مطابق شکل ۴) تعیین شد و مقاومت خمی نهایی (MPa) بر حسب بار بیشینه، طول دهانه و مشخصات قطعه و رابطه $f_r = \frac{P L}{b d^2}$



شکل ۷. درصد تغییرات مقاومت فشاری با درصد متفاوت لاستیک و الایاف.

ولی نوع تغییرات متناسب با درصد پودر لاستیک به کار رفته متفاوت است و با افزایش میزان پودر لاستیک استفاده شده، میزان تأثیر منفی افزایش الایاف هم کاهش پیدا می‌کند، به طوری که در مخلوط‌های حاوی ۱۵٪ پودر لاستیک، افزایش درصد‌های مختلف الایاف تأثیر منفی بسیار جزئی داشته است؛ لذا الایاف‌های PPS نه فقط کمکی به افزایش مقاومت فشاری نمی‌کنند، بلکه به تناسب درصد الایاف اضافه شده باعث کاهش مقاومت فشاری خواهند شد. مطابق شکل ۷، با افزایش درصد لاستیک تا ۱۵٪، مقاومت فشاری به صورت نسبتاً خطی و تا ۳۱٪ کاهش یافته است. همچنین افزایش الایاف هم باعث کاهش مقاومت شده است، به طوری که تأثیر منفی کمتر از ۵٪ نسبت به افزایش پودر لاستیک است؛ ولی با افزایش الایاف تا ۱۵٪ افت زیاد مقاومت فشاری اتفاق افتاده است. ضمناً در نمونه‌های حاوی درصد‌های مختلف پودر لاستیک، افت مقاومت با افزایش درصد الایاف ثابت بوده است. براساس منحنی‌های به دست آمده از شکل ۷، رابطه‌ی ۱ که به صورت خطی است، برای نمونه‌های حاوی فقط پودر لاستیک و رابطه‌های ۲ که به صورت درجه ۲ است، برای نمونه‌های حاوی لاستیک و الایاف پیشنهاد می‌شود:

$$f_{c-rubber} = f_c \cdot (1 - 0,02\alpha_1) \quad (1)$$

$$f_{c-5\%r-f} = f_c \cdot (1 - 0,02\alpha_1) \cdot (1 + 0,14\alpha_2 - 0,24\alpha_2^2) \quad (2)$$

$$f_{c-10\%r-f} = f_c \cdot (1 - 0,02\alpha_1) \cdot (1 + 0,49\alpha_2 - 0,17\alpha_2^2) \quad (3)$$

$$f_{c-15\%r-f} = f_c \cdot (1 - 0,02\alpha_1) \cdot (1 - 0,07\alpha_2 - 0,21\alpha_2^2) \quad (4)$$

که در آن، f_c مقاومت فشاری نمونه‌ی مرجع بدون لاستیک و الایاف، α_1 درصد لاستیک اضافه شده (۵، ۱۰ و ۱۵) و α_2 درصد الایاف (۰/۵، ۱، ۰/۵ و ۰/۱) و حاوی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد لاستیک هستند.



شکل ۵. دستگاه آزمایش ضربه (سقوط افتان).



شکل ۶. سیستم قرارگیری و نحوه آزمایش دال بتنی روی بستر خاکی. ساخته شده (مطابق شکل ۶) روی بستر خاکی قرار گرفته و برای برقراری تماس یکسان خاک با دال بتنی، بستر خاکی کاملاً با ماسه پر شده است. هفت عدد تغییرمکان‌سنج (LVDT) مطابق شکل مذکور، برای اندازه‌گیری خیز دال در ۴ گوشی دال، محل اعمال بار، مرکز دال و در نقطه‌ی مقابل اعمال بار در مرکز لبه‌ی دال قرار گرفته‌اند. محل قرارگیری نیرو در بحرازی ترین حالت در مرکز لبه‌ی بالایی دال قرار دارد، تا با اعمال نیرو از چرخ‌های کامیون در لبه‌ی خارجی روسازی بتنی جاده‌ها که در یک جاده‌ی واقعی اتفاق می‌افتد، شبیه‌سازی آزمایش‌گاهی شود.

۴. تجزیه و تحلیل نتایج

۴.۱. مقاومت فشاری

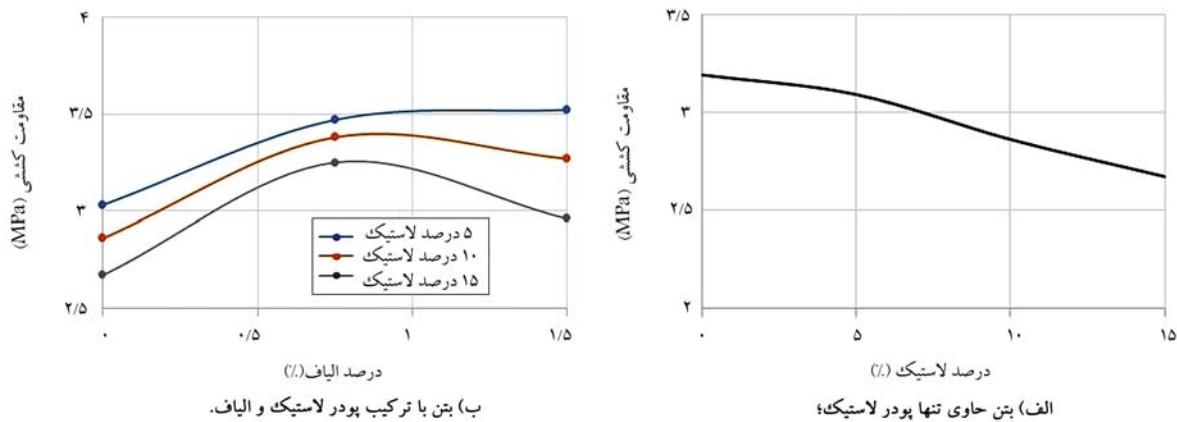
نتایج متوسط مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی ۱۰۰ میلی‌متری حاوی پودر لاستیک و همچنین ترکیب پودر لاستیک و الایاف به مقاومت فشاری متوسط نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد ۱۵۰ × ۳۰۰ میلی‌متری تبدیل و نتایج در شکل ۷ و جدول ۶ آراهه شده‌اند، که مطابق آن‌ها با افزایش درصد لاستیک تا ۱۵٪، مقاومت فشاری به صورت نسبتاً خطی و تا ۳۱٪ کاهش یافته است. همچنین افزایش الایاف هم باعث کاهش مقاومت شده است، ولی تأثیر منفی افزایش الایاف کمتر از افزایش پودر لاستیک و پیشنهادی افت مقاومت بابت افزایش الایاف حدود ۱۰٪ بوده است، که تاییدکننده‌ی نتایج مطالعات نمازیزاده (۱۳۹۷) است.^[۲۷] که افزایش لاستیک فقط باعث افت تا ۳۱٪ شده و ترکیب الایاف و پودر تا ۴۱٪ کاهش داشته است. ضمناً مقاومت فشاری با افزایش درصد الایاف کاهش پیدا کرده است.

جدول ۶. درصد کاهش مقاومت فشاری با درصد متفاوت لاستیک و الیاف.

بنچاری						بنچاری			بنچاری			بنچاری		
بنچاری						بنچاری			بنچاری			بنچاری		
RC ۱۵F ۱/۵	RC ۱۰F ۱/۵	RC ۵F ۱/۵	RC ۱۵F ۰/۷۵	RC ۱۰F ۰/۷۵	RC ۵F ۰/۷۵	RC ۱۵	RC ۱۰	RC ۵	C	MPa	مقاومت (MPa)	درصد کاهش نسبت به نمونه	...	
۲۸/۷۲	۲۷/۵۹	۲۹/۸۸	۳۱/۴۴	۳۷/۳۹	۴۲/۷۳	۲۳/۷۸	۳۹/۶۹	۴۳/۹۳	۴۸/۸۹					
۴۱/۳۶	۴۳/۶۷	۳۹	۳۵/۴۰	۲۲/۶۶	۱۲/۷۶	۳۱/۰۳	۱۸/۹۷	۱۰/۴	۰			مرجع بنچاری (%)		

جدول ۷. درصد تغییرات مقاومت کششی با درصد متفاوت لاستیک و الیاف.

بنچاری						بنچاری			بنچاری			بنچاری		
بنچاری						بنچاری			بنچاری			بنچاری		
RC ۱۵F ۱/۵	RC ۱۰F ۱/۵	RC ۵F ۱/۵	RC ۱۵F ۰/۷۵	RC ۱۰F ۰/۷۵	RC ۵F ۰/۷۵	RC ۱۵	RC ۱۰	RC ۵	C	MPa	مقاومت (MPa)	درصد تغییر نسبت به نمونه	...	
۲/۹۶	۳/۲۷	۳/۵۱	۳/۲۵	۳/۳۸	۲/۵۳	۲/۶۷	۲/۸۶	۳/۰۹	۳/۱۹					
-۷/۲	+۲/۵	+۱۰	+۱/۹	+۶	+۱۰/۷	-۱۶/۳	-۱۰/۳	-۳/۱	۰			مرجع بنچاری (%)		



شکل ۸. درصد تغییرات مقاومت کششی با درصد متفاوت لاستیک و الیاف.

درصد و نمونه‌های حاوی ۱۰٪ لاستیک برابر ۱۶/۴ و ۱۲/۸ درصد و نمونه‌های حاوی ۱۵٪ لاستیک برابر ۱۸/۱ و ۹ درصد بوده است. بنابراین، اگرچه بیشترین مقاومت کششی در نمونه‌ی حاوی ۵٪ لاستیک و ۷۵٪ الیاف اتفاق افتاده است، ولی بیشترین تأثیرپذیری الیاف‌ها برای جبران کاهش مقاومت کششی در نمونه‌های حاوی ۱۵٪ لاستیک با ۷/۵٪ الیاف بوده است. براساس منحنی‌های به دست آمده از شکل ۸، رابطه‌ی ۳ بین نمونه‌های حاوی فقط پودر لاستیک و رابطه‌های ۴، برای نمونه‌های حاوی لاستیک و الیاف پیشنهاد شده است:

$$f_{t-rubber} = f_t \cdot (1 - 0/011\alpha_1) \quad (3)$$

$$f_{t-5\%r-f} = f_t \cdot (1 - 0/011\alpha_1) \cdot (1 + 0/29\alpha_2 - 0/13\alpha_3^2)$$

$$f_{t-10\%r-f} = f_t \cdot (1 - 0/011\alpha_1) \cdot (1 + 0/39\alpha_2 - 0/2\alpha_3^2)$$

$$f_{t-15\%r-f} = f_t \cdot (1 - 0/011\alpha_1) \cdot (1 + 0/5\alpha_2 - 0/29\alpha_3^2) \quad (4)$$

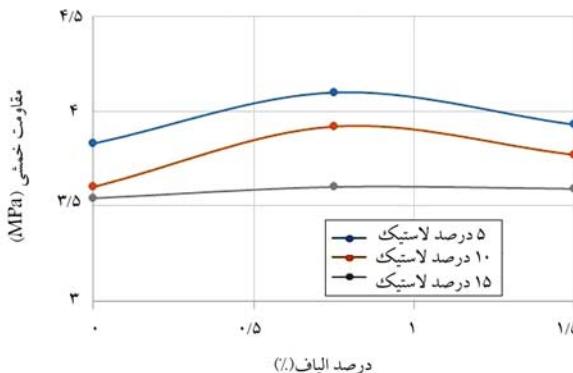
که در آن‌ها، f_t مقاومت کششی نمونه‌ی مرجع بدون لاستیک، α_1 درصد لاستیک اضافه شده (۵، ۱۰ و ۱۵)، α_2 درصد الیاف و $f_{t-5\%r-f}$ ، $f_{t-10\%r-f}$ و $f_{t-15\%r-f}$ مقاومت‌های کششی نمونه‌های الیافی حاوی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد لاستیک هستند.

۲.۴ مقاومت کششی بزرگی

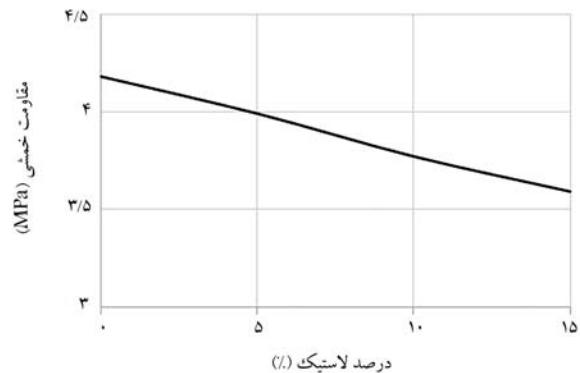
متوسط مقاومت کششی همه‌ی نمونه‌های استوانه‌ی می‌محاسبه و نتایج و تغییرات مثبت یا منفی مرتبط در جدول ۷ و شکل ۸ مشاهده می‌شوند. نتایج نشان داد که مقاومت کششی با افزایش لاستیک کاهش یافته و افزودن تا ۱۵٪ پودر لاستیک، باعث کاهش مقاومت کششی تا ۱۶/۳٪ شده است که این میزان کاهش حدوداً نصف میزان کاهش در مقاومت فشاری با درصدی مشابه لاستیک بوده است. اما با اضافه کردن همزمان لاستیک و الیاف، درصد مقاومت کششی بزرگی بنچاری به نمونه‌ی کنترل بدون لاستیک و الیاف افزایش یافته است، افزودن مقدار ۵٪ لاستیک و ۷۵٪ الیاف باعث افزایش تا ۱۲/۵ درصدی مقاومت کششی شده است. افزودن الیاف به بنچاری حاوی ۵٪ پودر لاستیک باعث افزایش مقاومت کششی شده است، که نسبت به بنچاری پودر لاستیک به میزان حدود ۱۷٪ افزایش سهم افزودن الیاف است. گرچه افزایش ۱/۵ درصدی مقاومت کششی نسبت به ۷/۵ درصدی الیاف، تأثیر جزئی در افزایش ظرفیت کششی داشته است، اما افزودن ۱۵٪ الیاف در کنار افزودن پودر لاستیک به دلیل کم شدن حجم مصالح درگیر، تأثیر مناسبی در مقاومت کششی نداشته است. ترتیب افزایش مقاومت کششی نمونه‌های بنچاری با افزودن ۷/۵ و ۱۵٪ درصد الیاف به طور همزمان در نمونه‌های حاوی ۵٪ لاستیک برابر ۱۳/۸ و ۱۳/۱

جدول ۸. تغییرات مقاومت خمشی با افزایش درصد لاستیک و الیاف.

بتن‌های حاوی ترکیب پودر لاستیک و الیاف						بتن‌های حاوی پودر لاستیک				نام طرح اختلاط	بتن معمولی
RC ۱۵F ۱/۵	RC ۱۰F ۱/۵	RC ۵F ۱/۵	RC ۱۵F ۰/۷۵	RC ۱۰F ۰/۷۵	RC ۵F ۰/۷۵	RC ۱۵	RC ۱۰	RC ۵	C	مقاومت (MPa)	
۳/۵۴	۳/۶	۳/۸۳	۳/۶	۳/۹۲	۴/۱	۳/۵۹	۳/۷۷	۳/۹۳	۴/۱۸	کاهش نسبت به نمونه	
-۱۵/۳	-۱۳/۸	-۸/۳	-۱۳/۸	-۶/۲	-۲	-۱۴/۱۱	-۹/۸	-۶	۰	مرجع بتن معمولی (%)	

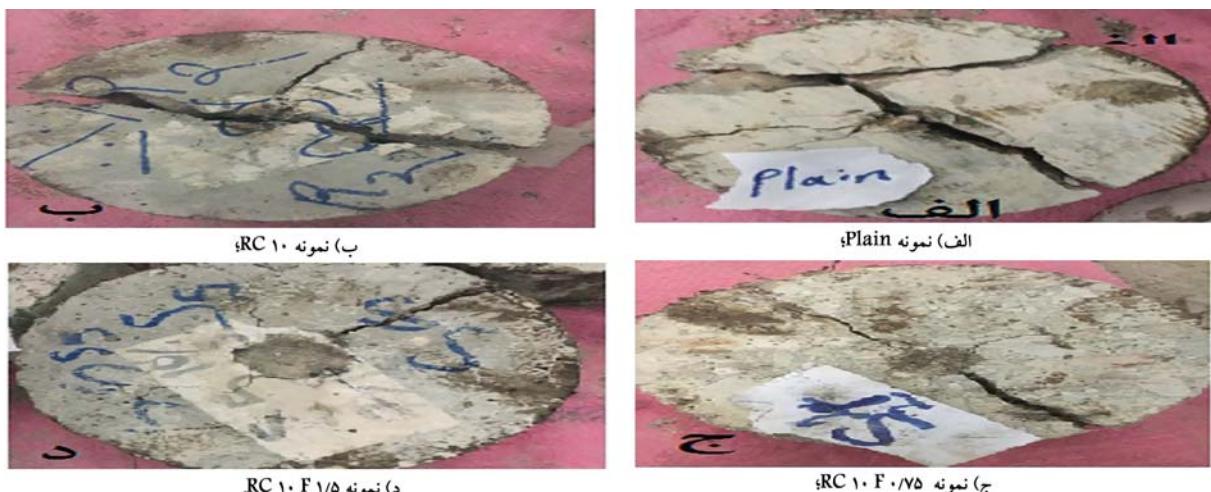


ب) بتن با ترکیب پودر لاستیک و الیاف.



الف) بتن حاوی تنها پودر لاستیک؛

شکل ۹. درصد تغییرات مقاومت خمشی با درصد متفاوت لاستیک و الیاف.



شکل ۱۰. شکست نمونه‌های قرص بتنی تحت آزمایش ضربه.

مقاومت خمشی با افزایش درصد الیاف تا ۷۵٪ بیشترین افزایش را مانند مقاومت کششی نتیجه داده است. افزایش الیاف تا ۱۵٪ به دلیل چگالی پایین آن، باعث زیاد بودن بیش از حد و کم شدن ملات لایه‌لایی سنگ‌دانه‌ها شده و مقاومت خمشی را کاهش داده است.

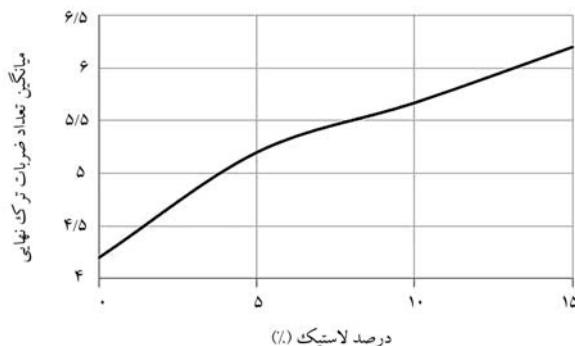
۴. مقاومت ضربه

نمایه‌ی از عکس‌های نمونه‌های ترک‌خورده بعد از آزمایش سقوط آزاد ضربه در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که وجود پودر لاستیک و به خصوص در ترکیب با الیاف باعث کاهش آسیب شده و نمونه، انسجام کلی خود را حفظ کرده است. نتایج اولیه‌ی تعداد ضربات (مقاومت ضربه) برای ایجاد اولین ترک و همچنین ترک نهایی

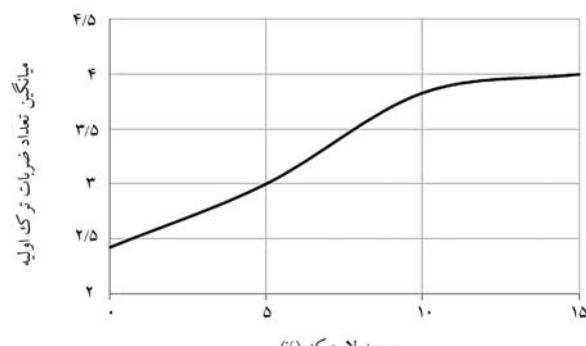
متوسط مقاومت خمشی همه‌ی نمونه‌های تیر مکعب مستطیلی محاسبه و نتایج تغییرات منفی مرتبط در جدول ۸ و شکل ۹ مشاهده می‌شوند، که مطابق آن‌ها، با جایگزینی ۱۵٪ لاستیک به جای ماسه، مقاومت خمشی نمونه‌ها، ۱۴/۱۱٪ کاهش یافته است. همچنین افزودن الیاف علاوه بر شکست نرم‌تر، باعث افزایش مقاومت خمشی نسبت به نمونه‌های با لاستیک شده است، به طوری که مقاومت خمشی بتن‌های حاوی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد لاستیک و ۷۵٪ الیاف به ترتیب ۴، ۳/۵ و ۴٪ درصد افزایش پیدا کرده است. اگرچه در مجموع افزایش لاستیک به همراه الیاف باعث کاهش مقاومت خمشی نسبت به نمونه‌ی مرجع شده است، ولی افت مقاومت در نمونه‌های حاوی الیاف کمتر از نمونه‌های فقط با لاستیک بوده است.

جدول ۹. درصد افزایش تعداد برخورد متوسط ضربه برای ایجاد ترک اولیه نمونه‌ها.

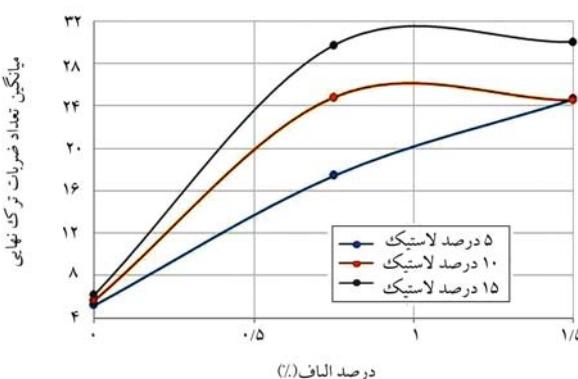
بتن‌های حاوی ترکیب پودر لاستیک و الیاف						بتن‌های حاوی پودر لاستیک				نام طرح اختلاط	
RC1۵F۱/۵	RC1۰F۱/۵	RC5F۱/۵	RC1۵F۰/۷۵	RC1۰F۰/۷۵	RC5F۰/۷۵	RC1۵	RC1۰	RC5	C	نام طرح اختلاط	
۱۰/۳۳	۸/۷۵	۸/۴۲	۷/۵	۷/۰۸	۶	۴	۳/۸۳	۳	۲/۴۲	تعداد متوسط برخورد	
۴۲۷	۳۵۴	۳۴۸	۳۱۰	۲۹۳	۲۴۸	۶۵	۵۸	۲۴	۰	افزایش نسبت به نمونه	
										مرجع بتن معمولی (%)	



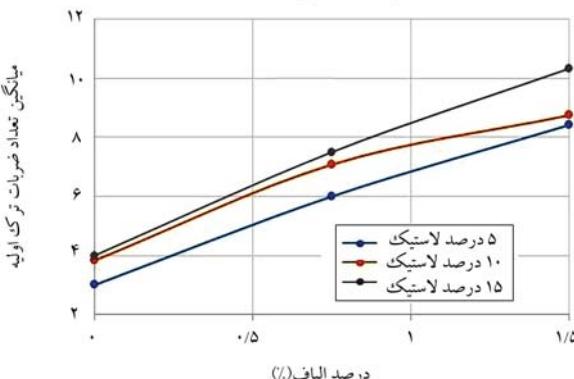
(الف) بتن حاوی تنها پودر لاستیک؛



(الف) بتن حاوی تنها پودر لاستیک؛



(ب) بتن با ترکیب پودر لاستیک و الیاف.



(ب) بتن با ترکیب پودر لاستیک و الیاف.

شکل ۱۲. تغییرات مقاومت ضربه برای ایجاد ترک نهایی با درصد متفاوت لاستیک و الیاف.

داده است. مقاومت نمونه‌ها نیز در برابر ایجاد ترک نهایی تا ۷ برابر افزایش داشته است.

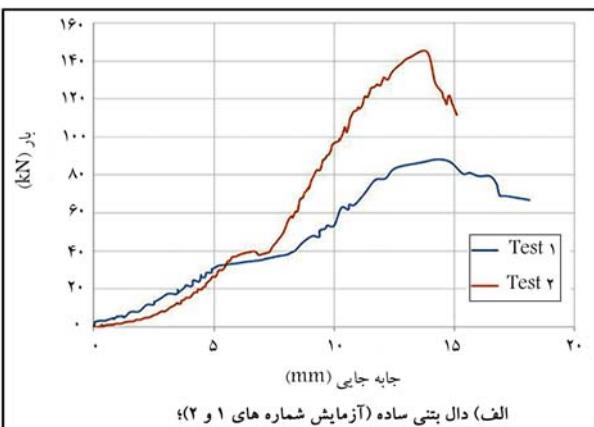
اضافه کردن ۱/۵٪ الیاف به نمونه‌های حاوی لاستیک در ترک اولیه نسبت به طرح اختلاط‌های ۷/۵٪ الیاف نیز افزایش قابل ملاحظه را تا ۱۰۰٪ نسبت به نمونه‌های دارای الیاف ۷/۵٪ نشان می‌دهد. لازم به ذکر است افزودن ۱/۵٪ الیاف به نمونه‌های حاوی ۵٪، ۱۰٪ و ۱۵٪ درصد لاستیک باعث افزایش مقاومت ایجاد ترک نهایی تا ۲/۲۴، ۲/۹۵ و ۳/۶ برابر شده است که تأثیر بسیار قابل توجه الیاف‌ها در افزایش مقاومت ضربه‌ی نمونه‌های حاوی پودر لاستیک ضایعاتی را نشان می‌دهد. متوسط نسبت افزایش تعداد ضربه‌ها در ایجاد ترک نهایی نسبت به تعداد ضربه‌ها در ایجاد ترک اولیه در نمونه‌های حاوی فقط پودر لاستیک بیشتر الیاف ۷/۵٪ و ۱/۵٪ درصد به ترتیب ۳/۵ و ۲/۸ بوده است که نشان‌دهنده‌ی تأثیر

شکل ۱۱. تغییرات مقاومت ضربه برای ایجاد اولین ترک با درصد متفاوت لاستیک و الیاف با درصد متفاوت لاستیک و الیاف.

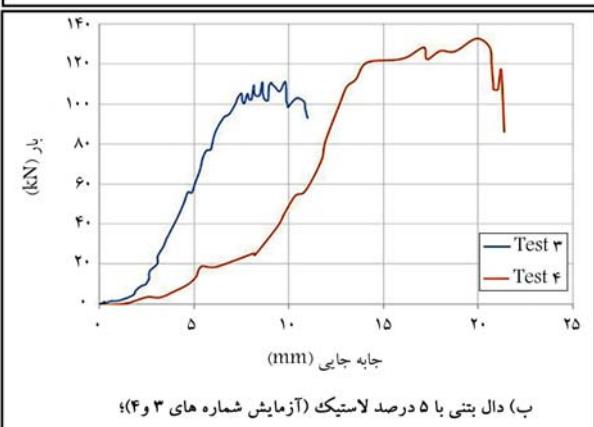
خردشده‌گی نمونه‌های قرص بتنی در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شوند. مطابق جدول ۹ نیز مقاومت متوسط ضربه با افزایش درصد جایگزینی لاستیک بهمیود یافته است. برای نمونه‌های با فقط درصد‌های لاستیک ۱۰٪، ۱۵٪، ۲۰٪، ۲۵٪، ۳۰٪، ۳۵٪، ۴۰٪، ۴۵٪، ۵۰٪، ۵۵٪، ۶۰٪، ۶۵٪، ۷۰٪، ۷۵٪، ۸۰٪، ۸۵٪، ۹۰٪، ۹۵٪، ۱۰۰٪، ۱۰۵٪، ۱۱۰٪، ۱۱۵٪، ۱۲۰٪، ۱۲۵٪، ۱۳۰٪، ۱۳۵٪، ۱۴۰٪، ۱۴۵٪، ۱۵۰٪، ۱۵۵٪، ۱۶۰٪، ۱۶۵٪، ۱۷۰٪، ۱۷۵٪، ۱۸۰٪، ۱۸۵٪، ۱۹۰٪، ۱۹۵٪، ۲۰۰٪، ۲۰۵٪، ۲۱۰٪، ۲۱۵٪، ۲۲۰٪، ۲۲۵٪، ۲۳۰٪، ۲۳۵٪، ۲۴۰٪، ۲۴۵٪، ۲۵۰٪، ۲۵۵٪، ۲۶۰٪، ۲۶۵٪، ۲۷۰٪، ۲۷۵٪، ۲۸۰٪، ۲۸۵٪، ۲۹۰٪، ۲۹۵٪، ۳۰۰٪، ۳۰۵٪، ۳۱۰٪، ۳۱۵٪، ۳۲۰٪، ۳۲۵٪، ۳۳۰٪، ۳۳۵٪، ۳۴۰٪، ۳۴۵٪، ۳۵۰٪، ۳۵۵٪، ۳۶۰٪، ۳۶۵٪، ۳۷۰٪، ۳۷۵٪، ۳۸۰٪، ۳۸۵٪، ۳۹۰٪، ۳۹۵٪، ۴۰۰٪، ۴۰۵٪، ۴۱۰٪، ۴۱۵٪، ۴۲۰٪، ۴۲۵٪، ۴۳۰٪، ۴۳۵٪، ۴۴۰٪، ۴۴۵٪، ۴۵۰٪، ۴۵۵٪، ۴۶۰٪، ۴۶۵٪، ۴۷۰٪، ۴۷۵٪، ۴۸۰٪، ۴۸۵٪، ۴۹۰٪، ۴۹۵٪، ۵۰۰٪، ۵۰۵٪، ۵۱۰٪، ۵۱۵٪، ۵۲۰٪، ۵۲۵٪، ۵۳۰٪، ۵۳۵٪، ۵۴۰٪، ۵۴۵٪، ۵۵۰٪، ۵۵۵٪، ۵۶۰٪، ۵۶۵٪، ۵۷۰٪، ۵۷۵٪، ۵۸۰٪، ۵۸۵٪، ۵۹۰٪، ۵۹۵٪، ۶۰۰٪، ۶۰۵٪، ۶۱۰٪، ۶۱۵٪، ۶۲۰٪، ۶۲۵٪، ۶۳۰٪، ۶۳۵٪، ۶۴۰٪، ۶۴۵٪، ۶۵۰٪، ۶۵۵٪، ۶۶۰٪، ۶۶۵٪، ۶۷۰٪، ۶۷۵٪، ۶۸۰٪، ۶۸۵٪، ۶۹۰٪، ۶۹۵٪، ۷۰۰٪، ۷۰۵٪، ۷۱۰٪، ۷۱۵٪، ۷۲۰٪، ۷۲۵٪، ۷۳۰٪، ۷۳۵٪، ۷۴۰٪، ۷۴۵٪، ۷۵۰٪، ۷۵۵٪، ۷۶۰٪، ۷۶۵٪، ۷۷۰٪، ۷۷۵٪، ۷۸۰٪، ۷۸۵٪، ۷۹۰٪، ۷۹۵٪، ۸۰۰٪، ۸۰۵٪، ۸۱۰٪، ۸۱۵٪، ۸۲۰٪، ۸۲۵٪، ۸۳۰٪، ۸۳۵٪، ۸۴۰٪، ۸۴۵٪، ۸۵۰٪، ۸۵۵٪، ۸۶۰٪، ۸۶۵٪، ۸۷۰٪، ۸۷۵٪، ۸۸۰٪، ۸۸۵٪، ۸۹۰٪، ۸۹۵٪، ۹۰۰٪، ۹۰۵٪، ۹۱۰٪، ۹۱۵٪، ۹۲۰٪، ۹۲۵٪، ۹۳۰٪، ۹۳۵٪، ۹۴۰٪، ۹۴۵٪، ۹۵۰٪، ۹۵۵٪، ۹۶۰٪، ۹۶۵٪، ۹۷۰٪، ۹۷۵٪، ۹۸۰٪، ۹۸۵٪، ۹۹۰٪، ۹۹۵٪، ۱۰۰۰٪، ۱۰۰۵٪، ۱۰۱۰٪، ۱۰۱۵٪، ۱۰۲۰٪، ۱۰۲۵٪، ۱۰۳۰٪، ۱۰۳۵٪، ۱۰۴۰٪، ۱۰۴۵٪، ۱۰۵۰٪، ۱۰۵۵٪، ۱۰۶۰٪، ۱۰۶۵٪، ۱۰۷۰٪، ۱۰۷۵٪، ۱۰۸۰٪، ۱۰۸۵٪، ۱۰۹۰٪، ۱۰۹۵٪، ۱۱۰۰٪، ۱۱۰۵٪، ۱۱۱۰٪، ۱۱۱۵٪، ۱۱۲۰٪، ۱۱۲۵٪، ۱۱۳۰٪، ۱۱۳۵٪، ۱۱۴۰٪، ۱۱۴۵٪، ۱۱۵۰٪، ۱۱۵۵٪، ۱۱۶۰٪، ۱۱۶۵٪، ۱۱۷۰٪، ۱۱۷۵٪، ۱۱۸۰٪، ۱۱۸۵٪، ۱۱۹۰٪، ۱۱۹۵٪، ۱۲۰۰٪، ۱۲۰۵٪، ۱۲۱۰٪، ۱۲۱۵٪، ۱۲۲۰٪، ۱۲۲۵٪، ۱۲۳۰٪، ۱۲۳۵٪، ۱۲۴۰٪، ۱۲۴۵٪، ۱۲۵۰٪، ۱۲۵۵٪، ۱۲۶۰٪، ۱۲۶۵٪، ۱۲۷۰٪، ۱۲۷۵٪، ۱۲۸۰٪، ۱۲۸۵٪، ۱۲۹۰٪، ۱۲۹۵٪، ۱۳۰۰٪، ۱۳۰۵٪، ۱۳۱۰٪، ۱۳۱۵٪، ۱۳۲۰٪، ۱۳۲۵٪، ۱۳۳۰٪، ۱۳۳۵٪، ۱۳۴۰٪، ۱۳۴۵٪، ۱۳۵۰٪، ۱۳۵۵٪، ۱۳۶۰٪، ۱۳۶۵٪، ۱۳۷۰٪، ۱۳۷۵٪، ۱۳۸۰٪، ۱۳۸۵٪، ۱۳۹۰٪، ۱۳۹۵٪، ۱۴۰۰٪، ۱۴۰۵٪، ۱۴۱۰٪، ۱۴۱۵٪، ۱۴۲۰٪، ۱۴۲۵٪، ۱۴۳۰٪، ۱۴۳۵٪، ۱۴۴۰٪، ۱۴۴۵٪، ۱۴۵۰٪، ۱۴۵۵٪، ۱۴۶۰٪، ۱۴۶۵٪، ۱۴۷۰٪، ۱۴۷۵٪، ۱۴۸۰٪، ۱۴۸۵٪، ۱۴۹۰٪، ۱۴۹۵٪، ۱۵۰۰٪، ۱۵۰۵٪، ۱۵۱۰٪، ۱۵۱۵٪، ۱۵۲۰٪، ۱۵۲۵٪، ۱۵۳۰٪، ۱۵۳۵٪، ۱۵۴۰٪، ۱۵۴۵٪، ۱۵۵۰٪، ۱۵۵۵٪، ۱۵۶۰٪، ۱۵۶۵٪، ۱۵۷۰٪، ۱۵۷۵٪، ۱۵۸۰٪، ۱۵۸۵٪، ۱۵۹۰٪، ۱۵۹۵٪، ۱۶۰۰٪، ۱۶۰۵٪، ۱۶۱۰٪، ۱۶۱۵٪، ۱۶۲۰٪، ۱۶۲۵٪، ۱۶۳۰٪، ۱۶۳۵٪، ۱۶۴۰٪، ۱۶۴۵٪، ۱۶۵۰٪، ۱۶۵۵٪، ۱۶۶۰٪، ۱۶۶۵٪، ۱۶۷۰٪، ۱۶۷۵٪، ۱۶۸۰٪، ۱۶۸۵٪، ۱۶۹۰٪، ۱۶۹۵٪، ۱۷۰۰٪، ۱۷۰۵٪، ۱۷۱۰٪، ۱۷۱۵٪، ۱۷۲۰٪، ۱۷۲۵٪، ۱۷۳۰٪، ۱۷۳۵٪، ۱۷۴۰٪، ۱۷۴۵٪، ۱۷۵۰٪، ۱۷۵۵٪، ۱۷۶۰٪، ۱۷۶۵٪، ۱۷۷۰٪، ۱۷۷۵٪، ۱۷۸۰٪، ۱۷۸۵٪، ۱۷۹۰٪، ۱۷۹۵٪، ۱۸۰۰٪، ۱۸۰۵٪، ۱۸۱۰٪، ۱۸۱۵٪، ۱۸۲۰٪، ۱۸۲۵٪، ۱۸۳۰٪، ۱۸۳۵٪، ۱۸۴۰٪، ۱۸۴۵٪، ۱۸۵۰٪، ۱۸۵۵٪، ۱۸۶۰٪، ۱۸۶۵٪، ۱۸۷۰٪، ۱۸۷۵٪، ۱۸۸۰٪، ۱۸۸۵٪، ۱۸۹۰٪، ۱۸۹۵٪، ۱۹۰۰٪، ۱۹۰۵٪، ۱۹۱۰٪، ۱۹۱۵٪، ۱۹۲۰٪، ۱۹۲۵٪، ۱۹۳۰٪، ۱۹۳۵٪، ۱۹۴۰٪، ۱۹۴۵٪، ۱۹۵۰٪، ۱۹۵۵٪، ۱۹۶۰٪، ۱۹۶۵٪، ۱۹۷۰٪، ۱۹۷۵٪، ۱۹۸۰٪، ۱۹۸۵٪، ۱۹۹۰٪، ۱۹۹۵٪، ۲۰۰۰٪، ۲۰۰۵٪، ۲۰۱۰٪، ۲۰۱۵٪، ۲۰۲۰٪، ۲۰۲۵٪، ۲۰۳۰٪، ۲۰۳۵٪، ۲۰۴۰٪، ۲۰۴۵٪، ۲۰۵۰٪، ۲۰۵۵٪، ۲۰۶۰٪، ۲۰۶۵٪، ۲۰۷۰٪، ۲۰۷۵٪، ۲۰۸۰٪، ۲۰۸۵٪، ۲۰۹۰٪، ۲۰۹۵٪، ۲۱۰۰٪، ۲۱۰۵٪، ۲۱۱۰٪، ۲۱۱۵٪، ۲۱۲۰٪، ۲۱۲۵٪، ۲۱۳۰٪، ۲۱۳۵٪، ۲۱۴۰٪، ۲۱۴۵٪، ۲۱۵۰٪، ۲۱۵۵٪، ۲۱۶۰٪، ۲۱۶۵٪، ۲۱۷۰٪، ۲۱۷۵٪، ۲۱۸۰٪، ۲۱۸۵٪، ۲۱۹۰٪، ۲۱۹۵٪، ۲۲۰۰٪، ۲۲۰۵٪، ۲۲۱۰٪، ۲۲۱۵٪، ۲۲۲۰٪، ۲۲۲۵٪، ۲۲۳۰٪، ۲۲۳۵٪، ۲۲۴۰٪، ۲۲۴۵٪، ۲۲۵۰٪، ۲۲۵۵٪، ۲۲۶۰٪، ۲۲۶۵٪، ۲۲۷۰٪، ۲۲۷۵٪، ۲۲۸۰٪، ۲۲۸۵٪، ۲۲۹۰٪، ۲۲۹۵٪، ۲۳۰۰٪، ۲۳۰۵٪، ۲۳۱۰٪، ۲۳۱۵٪، ۲۳۲۰٪، ۲۳۲۵٪، ۲۳۳۰٪، ۲۳۳۵٪، ۲۳۴۰٪، ۲۳۴۵٪، ۲۳۵۰٪، ۲۳۵۵٪، ۲۳۶۰٪، ۲۳۶۵٪، ۲۳۷۰٪، ۲۳۷۵٪، ۲۳۸۰٪، ۲۳۸۵٪، ۲۳۹۰٪، ۲۳۹۵٪، ۲۴۰۰٪، ۲۴۰۵٪، ۲۴۱۰٪، ۲۴۱۵٪، ۲۴۲۰٪، ۲۴۲۵٪، ۲۴۳۰٪، ۲۴۳۵٪، ۲۴۴۰٪، ۲۴۴۵٪، ۲۴۵۰٪، ۲۴۵۵٪، ۲۴۶۰٪، ۲۴۶۵٪، ۲۴۷۰٪، ۲۴۷۵٪، ۲۴۸۰٪، ۲۴۸۵٪، ۲۴۹۰٪، ۲۴۹۵٪، ۲۵۰۰٪، ۲۵۰۵٪، ۲۵۱۰٪، ۲۵۱۵٪، ۲۵۲۰٪، ۲۵۲۵٪، ۲۵۳۰٪، ۲۵۳۵٪، ۲۵۴۰٪، ۲۵۴۵٪، ۲۵۵۰٪، ۲۵۵۵٪، ۲۵۶۰٪، ۲۵۶۵٪، ۲۵۷۰٪، ۲۵۷۵٪، ۲۵۸۰٪، ۲۵۸۵٪، ۲۵۹۰٪، ۲۵۹۵٪، ۲۶۰۰٪، ۲۶۰۵٪، ۲۶۱۰٪، ۲۶۱۵٪، ۲۶۲۰٪، ۲۶۲۵٪، ۲۶۳۰٪، ۲۶۳۵٪، ۲۶۴۰٪، ۲۶۴۵٪، ۲۶۵۰٪، ۲۶۵۵٪، ۲۶۶۰٪، ۲۶۶۵٪، ۲۶۷۰٪، ۲۶۷۵٪، ۲۶۸۰٪، ۲۶۸۵٪، ۲۶۹۰٪، ۲۶۹۵٪، ۲۷۰۰٪، ۲۷۰۵٪، ۲۷۱۰٪، ۲۷۱۵٪، ۲۷۲۰٪، ۲۷۲۵٪، ۲۷۳۰٪، ۲۷۳۵٪، ۲۷۴۰٪، ۲۷۴۵٪، ۲۷۵۰٪، ۲۷۵۵٪، ۲۷۶۰٪، ۲۷۶۵٪، ۲۷۷۰٪، ۲۷۷۵٪، ۲۷۸۰٪، ۲۷۸۵٪، ۲۷۹۰٪، ۲۷۹۵٪، ۲۸۰۰٪، ۲۸۰۵٪، ۲۸۱۰٪، ۲۸۱۵٪، ۲۸۲۰٪، ۲۸۲۵٪، ۲۸۳۰٪، ۲۸۳۵٪، ۲۸۴۰٪، ۲۸۴۵٪، ۲۸۵۰٪، ۲۸۵۵٪، ۲۸۶۰٪، ۲۸۶۵٪، ۲۸۷۰٪، ۲۸۷۵٪، ۲۸۸۰٪، ۲۸۸۵٪، ۲۸۹۰٪، ۲۸۹۵٪، ۲۹۰۰٪، ۲۹۰۵٪، ۲۹۱۰٪، ۲۹۱۵٪، ۲۹۲۰٪، ۲۹۲۵٪، ۲۹۳۰٪، ۲۹۳۵٪، ۲۹۴۰٪، ۲۹۴۵٪، ۲۹۵۰٪، ۲۹۵۵٪، ۲۹۶۰٪، ۲۹۶۵٪، ۲۹۷۰٪، ۲۹۷۵٪، ۲۹۸۰٪، ۲۹۸۵٪، ۲۹۹۰٪، ۲۹۹۵٪، ۳۰۰۰٪، ۳۰۰۵٪، ۳۰۱۰٪، ۳۰۱۵٪، ۳۰۲۰٪، ۳۰۲۵٪، ۳۰۳۰٪، ۳۰۳۵٪، ۳۰۴۰٪، ۳۰۴۵٪، ۳۰۵۰٪، ۳۰۵۵٪، ۳۰۶۰٪، ۳۰۶۵٪، ۳۰۷۰٪، ۳۰۷۵٪، ۳۰۸۰٪، ۳۰۸۵٪، ۳۰۹۰٪، ۳۰۹۵٪، ۳۱۰۰٪، ۳۱۰۵٪، ۳۱۱۰٪، ۳۱۱۵٪، ۳۱۲۰٪، ۳۱۲۵٪، ۳۱۳۰٪، ۳۱۳۵٪، ۳۱۴۰٪، ۳۱۴۵٪، ۳۱۵۰٪، ۳۱۵۵٪، ۳۱۶۰٪، ۳۱۶۵٪، ۳۱۷۰٪، ۳۱۷۵٪، ۳۱۸۰٪، ۳۱۸۵٪، ۳۱۹۰٪، ۳۱۹۵٪، ۳۲۰۰٪، ۳۲۰۵٪، ۳۲۱۰٪، ۳۲۱۵٪، ۳۲۲۰٪، ۳۲۲۵٪، ۳۲۳۰٪، ۳۲۳۵٪، ۳۲۴۰٪، ۳۲۴۵٪، ۳۲۵۰٪، ۳۲۵۵٪، ۳۲۶۰٪، ۳۲۶۵٪، ۳۲۷۰٪، ۳۲۷۵٪، ۳۲۸۰٪، ۳۲۸۵٪، ۳۲۹۰٪، ۳۲۹۵٪، ۳۳۰۰٪، ۳۳۰۵٪، ۳۳۱۰٪، ۳۳۱۵٪، ۳۳۲۰٪، ۳۳۲۵٪، ۳۳۳۰٪، ۳۳۳۵٪، ۳۳۴۰٪، ۳۳۴۵٪، ۳۳۵۰٪، ۳۳۵۵٪، ۳۳۶۰٪، ۳۳۶۵٪، ۳۳۷۰٪، ۳۳۷۵٪، ۳۳۸۰٪، ۳۳۸۵٪، ۳۳۹۰٪، ۳۳۹۵٪، ۳۴۰۰٪، ۳۴۰۵٪، ۳۴۱۰٪، ۳۴۱۵٪، ۳۴۲۰٪، ۳۴۲۵٪، ۳۴۳۰٪، ۳۴۳۵٪، ۳۴۴۰٪، ۳۴۴۵٪، ۳۴۵۰٪، ۳۴۵۵٪، ۳۴۶۰٪، ۳۴۶۵٪، ۳۴۷۰٪، ۳۴۷۵٪، ۳۴۸۰٪، ۳۴۸۵٪، ۳۴۹۰٪، ۳۴۹۵٪، ۳۵۰۰٪، ۳۵۰۵٪، ۳۵۱۰٪، ۳۵۱۵٪، ۳۵۲۰٪، ۳۵۲۵٪، ۳۵۳۰٪، ۳۵۳۵٪، ۳۵۴۰٪، ۳۵۴۵٪، ۳۵۵۰٪، ۳۵۵۵٪، ۳۵۶۰٪، ۳۵۶۵٪، ۳۵۷۰٪، ۳۵۷۵٪، ۳۵۸۰٪، ۳۵۸۵٪، ۳۵۹۰٪، ۳۵۹۵٪، ۳۶۰۰٪، ۳۶۰۵٪، ۳۶۱۰٪، ۳۶۱۵٪، ۳۶۲۰٪، ۳۶۲۵٪، ۳۶۳۰٪، ۳۶۳۵٪، ۳۶۴۰٪، ۳۶۴۵٪، ۳۶۵۰٪، ۳۶۵۵٪، ۳۶۶۰٪، ۳۶۶۵٪، ۳۶۷۰٪، ۳۶۷۵٪، ۳۶۸۰٪، ۳۶۸۵٪، ۳۶۹۰٪، ۳۶۹۵٪، ۳۷۰۰٪، ۳۷۰۵٪، ۳۷۱۰٪، ۳۷۱۵٪، ۳۷۲۰٪، ۳۷۲۵٪، ۳۷۳۰٪، ۳۷۳۵٪، ۳۷۴۰٪، ۳۷۴۵٪، ۳۷۵۰٪، ۳۷۵۵٪، ۳۷۶۰٪، ۳۷۶۵٪، ۳۷۷۰٪، ۳۷۷۵٪، ۳۷۸۰٪، ۳۷۸۵٪، ۳۷۹۰٪، ۳۷۹۵٪، ۳۸۰۰٪، ۳۸۰۵٪، ۳۸۱۰٪، ۳۸۱۵٪، ۳۸۲۰٪، ۳۸۲۵٪، ۳۸۳۰٪، ۳۸۳۵٪، ۳۸۴۰٪، ۳۸۴۵٪، ۳۸۵۰٪، ۳۸۵۵٪، ۳۸۶۰٪، ۳۸۶۵٪، ۳۸۷۰٪، ۳۸۷۵٪، ۳۸۸۰٪، ۳۸۸۵٪، ۳۸۹۰٪، ۳۸۹۵٪، ۳۹۰۰٪، ۳۹۰۵٪، ۳۹۱۰٪، ۳۹۱۵٪، ۳۹۲۰٪، ۳۹۲۵٪، ۳۹۳۰٪، ۳۹۳۵٪، ۳۹۴۰٪، ۳۹۴۵٪، ۳۹۵۰٪، ۳۹۵۵٪، ۳۹۶۰٪، ۳۹۶۵٪، ۳۹۷۰٪، ۳۹۷۵٪، ۳۹۸۰٪، ۳۹۸۵٪، ۳۹۹۰٪، ۳۹۹۵٪، ۴۰۰۰٪، ۴۰۰۵٪، ۴۰۱۰٪، ۴۰۱۵٪، ۴۰۲۰٪، ۴۰۲۵٪، ۴۰۳۰٪، ۴۰۳۵٪، ۴۰۴۰٪، ۴۰۴۵٪، ۴۰۵۰٪، ۴۰۵۵٪، ۴۰۶۰٪، ۴۰۶۵٪، ۴۰۷۰٪، ۴۰۷۵٪، ۴۰۸۰٪، ۴۰۸۵٪

جدول ۱۰. درصد افزایش تعداد برخورد متوسط ضربه برای ایجاد ترک نهایی نمونه‌ها.

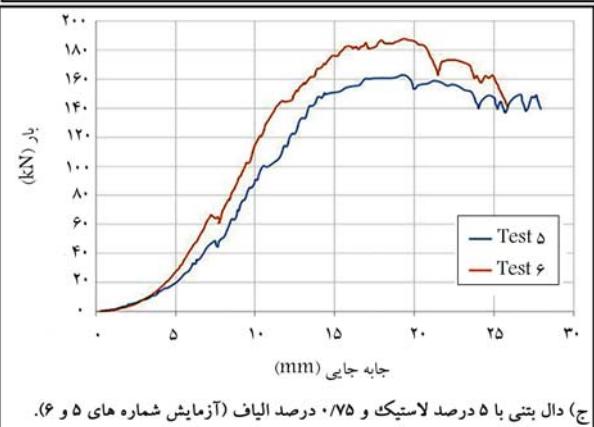
نام طرح اختلاط	بتن معمولی پودر لاستیک	بتن‌های حاوی پودر لاستیک و الیاف
نام طرح اختلاط	RC ۱۵	RC ۱۰
تعداد متوسط برخورد	۱۷/۴	۶/۲
افزایش نسبت به نمونه‌ی معمولی	۵/۶۷	۵/۲
مرجع بتن معمولی	۴/۲	۰



الف) دال بتنی ساده (آزمایش شماره‌های ۱ و ۲):



ب) دال بتنی با ۵ درصد لاستیک (آزمایش شماره‌های ۳ و ۴):



ج) دال بتنی با ۵ درصد لاستیک و ۷۵ درصد الیاف (آزمایش شماره‌های ۵ و ۶):

شکل ۱۳. نمودارهای بار- تغییرمکان دالهای بتنی روسازی تحت بار متمرکز در لبه.

فشاری نمونه‌های بتنی حاوی لاستیک تا ۳۰٪ کاهش یافته است، ولی مقاومت در ایجاد ترک‌های اولیه و نهایی به ترتیب ۶۵ و ۴۷ درصد افزایش یافته است. در حالی که افزایش الیاف تا ۱۵٪ باعث کاهش تا ۴۳٪ در مقاومت فشاری شده است، ولی منجر به افزایش مقاومت ضربه بیش از ۴/۲ برابری در تعداد ضربه‌های منجر به ایجاد ترک اولیه و ۷/۲ برابری در تعداد ضربه‌های منجر به ترک نهایی شده است که نشانگر تأثیر بسیار قابل توجه ترکیب پودر لاستیک و الیاف در افزایش مقاومت ضربه است.

۵.۴ مقاومت سازه‌یی دال بتنی روسازی

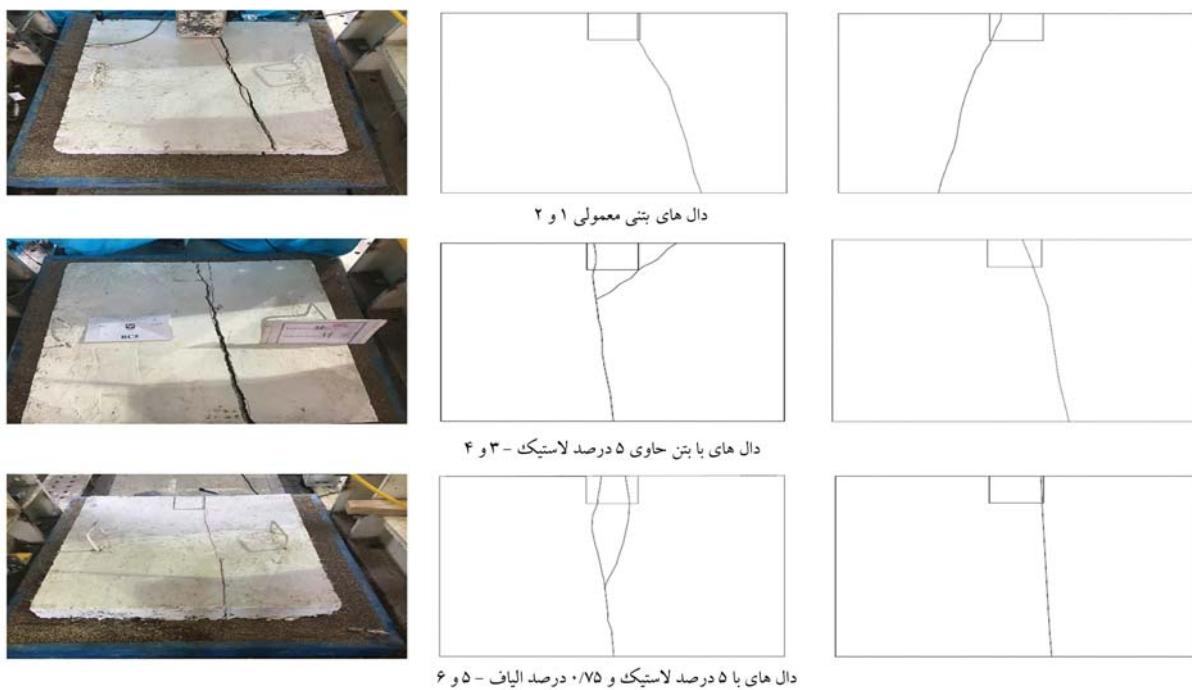
شش دال بتنی روسازی در قالب ۳ تیپ دوتایی مشابه انتخاب شدند که نمونه‌های یک و دو با بتن معمولی، سه و چهار با بتن حاوی ۵٪ پودر لاستیک، و پنج و شش با بتن حاوی ۵٪ پودر لاستیک و ۷۵٪ الیاف (که به عنوان بهترین طرح اختلاط با بیشترین مقاومت خمیشی بودند) ساخته و مطابق شکل ۷ تحت بار متمرکز در لبه‌ی دال (مشابه روسازی بتنی) به صورت خمیشی آزمایش شدند.

ورق فولادی زیر بار با طول و عرض ۱۵ سانتی‌متر جهت شبیه‌سازی ابعاد لاستیک خودرو و ضخامت ۲ سانتی‌متر در مرکز لبه‌ی بالایی دال قرار گرفته است.

آزمایش تا بیشینه‌ی بار قابل تحمل توسط دال و مشاهده‌ی ترک‌های خمیشی در دال‌ها ادامه پیدا کرد و بعد از افت بار نیز بارگذاری تا مرحله‌ی شکست نهایی ادامه یافت و تغییرمکان‌ها تو سط تغییرمکان‌سنج ها و مقدار بار توسط بارسنج اندازگیری شدند.

منحنی‌های اولیه‌ی بار- تغییرمکان شش دال متناسب با تغییرمکان در محل اعمال بار در شکل ۱۳ مشاهده می‌شوند. لذا تغییرمکان‌ها در لبه‌ی دال داده شده‌اند. همچنین نتایج بارهای بیشینه‌ی نمونه‌ها در جدول ۱۱ ارائه و بارهای بیشینه‌ی دال‌های جفت با جنس بتن یکسان نیز میانگین گرفته شده‌اند. نمای شماتیک و واقعی ترک‌های ۶ نمونه در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود. همان‌گونه که انتظار می‌رفت، ترک‌ها بیشتر به سمت مرکز دال گسترش یافته بودند. در دال‌های یک و دو، ترک‌ها به کناره‌ها کشیده شده‌اند، ولی ترک‌ها در نمونه‌های حاوی لاستیک و الیاف رفتار متعادل تر و به سمت مرکز دال در وجه مقابله داشته‌اند، ضمن اینکه برای دال‌های الیافی، ترک‌های ریز شکل گرفته، به سادگی قابل مشاهده نبودند.

نتایج نشان می‌دهد بتن حاوی لاستیک نسبت به بتن ساده، بار بیشتری تحمل کرده است. همچنین بتن حاوی لاستیک و الیاف نسبت به بتن لاستیکی همین نتیجه را برداشته است که البته با نتایج نمونه‌های فشاری، کششی، و خمیشی مطابقت ندارد. انتظار داشتن سختی بیشتر در مراحل اولیه و سختی کمتر در مراحل بعدی به دلیل ترک خودگی با آنچه در نموارهای بار- تغییرمکان مشاهده می‌شود، متفاوت است و علت آن قرارگیری دال بر روی خاک است؛ که ابتدا یک نشست در خاک



شکل ۱۴. نقشه‌ی شماتیک و نمای واقعی ترک‌های خمی دال‌های بتنی روسازی با میزان بار نهایی وارد.

جدول ۱۱. نتایج بیشینه‌ی بار وارد شده بر دال‌های روسازی و میزان تغییرات.

شماره دال	نام	توضیحات	بار نهایی نهایی (kN)	ضریب تغییرات به نمونه‌ی کنترل (%)	بار میانگین نهایی (kN)	درصد افزایش بار نسبت به نمونه‌ی کنترل (%)
۱	Plain concrete	بتن ساده	۸۶/۸۳	۰	۱۱۵/۸۳	۳۵/۴
۲			۱۴۴/۸۳			
۳	RC5	بتن با ۵٪ لاستیک	۱۱۱/۱۶	۱۲/۴۷	۱۲۱/۹۱	+۵/۲۵
۴			۱۳۲/۶۶			
۵	RC5F ^۰ /۷۵	بتن با ۵٪ لاستیک و ۰٪ الیاف PPS	۱۶۲/۸۳	۱۰	۱۷۵/۳۳	+۵۱/۳۶
۶			۱۸۷/۸۳			

مقاومت کششی نسبت به بتن معمولی، افزایش بیش از ۵۰٪ در ظرفیت بار بربی دال بتنی در روسازی اتفاق افتاده است، که نشان از تأثیر قابل توجه ترکیب پودر لاستیک و الیاف در روسازی‌های بتنی دارد.

طاقت از مشخصه‌های جذب انرژی مصالح است که نماینگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گشیختگی تحت بارهای استاتیکی، دینامیکی یا ضربه است. اگر تغییرمکان نمونه در لحظه‌ی ایجاد اولین ترک برابر ۵ باشد، به ترتیب سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا ۳۸ تقسیم بر سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا اولین ترک (8) را با اندیس‌های I_1 نشان می‌دهد. از آنجایی که میزان تغییرمکان نهایی در دال‌های آزمایش شده کوچک بودند، نسبت سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا ۲ و ۳ برابر ۸، تقسیم بر سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا اولین ترک را با اندیس‌های I_2 و I_5 تعریف کرده و مقادیر به دست آمده برای هر نمونه در جدول ۱۲ ارائه شده‌اند. نتایج نشان داد که افزودن لاستیک باعث افزایش $I_2/1/6$ و $I_5/2/7$ برابر اندیس طاقت ۲ و ۳ برابر تغییرمکان ترک خودگی دال‌های بتنی روسازی شده است.

ایجاد و خاک، کمی متراکم‌تر شده و نشست کمتری در مراحل بعد با بارهای بیشتر اتفاق افتاده است. ضربی تغییرات یک معیار برای اندازه‌گیری توزیع داده‌های آماری به کار می‌رود که از تقسیم انحراف معیار بر میانگین به دست می‌آید و بی بعد است و میزان پراکندگی به ازاء یک واحد از میانگین را بیان می‌کند. ضربی تغییرات برای هر گروه از دال‌ها محاسبه شده و مطابق جدول ۱۱، دال بتنی معمولی ۳۵٪ تغییرات داشته است، ولی با افزودن لاستیک و سپس ترکیب با الیاف، ضربی تغییرات به ۱۲٪ درصد کاهش یافته است که نشان از قابلیت اعتماد بیشتر به نتایج نمونه‌های مذکور و عدم تغییر کم در نتایج است.

مقایسه‌ی نتایج مقاومت‌های مخلوط مطابق جدول ۱۱ نشان داد که گرچه افزایش فقط ۵٪ لاستیک منجر به کاهش ۱۰، ۳، و ۶ درصدی مقاومت فشاری، کششی و خمی شده است، ولی افزایش ۵ درصدی در ظرفیت خمی دال روسازی با ضربی تغییرات کم مشاهده شده است. تأثیر قابل توجه در رفتار و ظرفیت دال بتنی روسازی حاوی ۵٪ لاستیک و ۰٪ الیاف نشان می‌دهد که علی‌رغم کاهش ۱۲٪ درصدی در مقاومت فشاری و خمی و افزایش جزئی ۱۰ درصدی در

جدول ۱۲. ضریب طاقت متوسط دالهای بتنی روسازی.

دال بتنی	متوسط	I_2	نسبت هر نمونه به نمونه مرجع I_5	متوسط I_5	ضریب طاقت
Plain concrete	۵/۵	-	۹/۹۳	-	-
RC5	۸/۸	۱/۶	۲۷/۰۴۵	۲/۷۲	
RCDF ^۰ /۷۵	۷/۲	۱/۳	۱۶/۰۵۰	۱/۶۶	

است. ضمناً افزودن ۷۵٪ الیاف باعث کمتر شدن کاهش مقاومت خمی شده است که به تعییری باعث افزایش تا ۴٪ نسبت به نمونه های فقط حاوی پودر لاستیک شده است.

۴. افزایش ۵، ۱۰ و ۱۵ درصدی پودر لاستیک ضایعاتی به ترتیب باعث افزایش ۲۴ و ۵۸ و ۶۵ درصدی در مقاومت ضربه در ترک اول و ۲۴ و ۴۸ و ۵۸ درصد مقاومت ضربه در ایجاد ترک نهایی نسبت به نمونه های مینا با بن معمولی شده است. افزودن الیاف باعث افزایش قابل توجه در مقاومت ضربه های نمونه ها شده است، به طوری که مقاومت اولیه و نهایی ضربه های نمونه ها نسبت به نمونه با بن معمولی به میزان ۴/۲ و ۷/۲ برابر شده است. لذا اضافه کردن تا ۱/۵٪ الیاف به نمونه های حاوی لاستیک باعث افزایش ۳/۲ و ۵/۶ برابری در مقاومت ضربه های اولیه و نهایی نسبت به نمونه های حاوی پودر لاستیک شده است.

۵. گرچه افزایش پودر لاستیک و الیاف باعث کاهش قابل توجه مقاومت فشاری و حتی کاهش کمتر یا افزایش جزئی مقاومت های کششی و خمی شده است، ولی دالهای بتنی روسازی حاوی لاستیک و الیاف نه فقط کاهش ظرفیت نداشتند، بلکه باعث افزایش تا حدود ۵۰ درصدی ظرفیت خمی نسبت دال مشابه ساخته شده با بن ساده شده اند.

۶. دالهای بتنی روسازی حاوی فقط لاستیک و یا ترکیب لاستیک و الیاف بر پست ارتجاعی علاوه بر داشتن کمترین ضریب تعییرات در نتایج، دارای ضریب اندیس طاقت تا ۲/۷ و ۱/۶ برابری نسبت به دال بتنی معمولی بوده و رفتار شکل پذیر همراه با جذب انرژی بیشتری از خود نشان داده اند.

۵. نتیجه گیری

با ۱۰ طرح اختلاط، شامل بن معمولی و بن های حاوی فقط پودر لاستیک ضایعاتی و یا ترکیب پودر مذکور با الیاف مصنوعی، آزمایش های تعیین مشخصات مقاومتی مقاومت های فشاری، خمی، کششی و ضربه انجام و سپس آزمایش رفتار خمی دالهای بتنی بزرگ بر پست ارتجاعی به عنوان روسازی بتنی تحت بار متغیر بزل بهی دال انجام شده و این نتایج به دست آمده است:

۱. اضافه شدن لاستیک و پودر آن باعث کاهش مقاومت فشاری بن شده است، به طوری که اضافه کردن پودر لاستیک تا ۱۵٪ باعث کاهش ۳۱ درصدی و افزایش الیاف تا ۱/۵٪ به ترکیب اخیر باعث کاهش تا ۴۳٪ مقاومت فشاری شده است.

۲. مقاومت کششی نمونه های بتنی با افزودن تا ۱۵٪ پودر لاستیک، تا ۱۶٪ کاهش یافته است، ولی با اضافه کردن الیاف کاهش مقاومت اخیر جبران و حتی افزودن الیاف تا ۱/۵٪ منجر به افزایش تا ۱۰ درصدی در مقاومت کششی شده است. بنابر این اگرچه بیشترین مقاومت کششی در نمونه های ۵٪ لاستیک و ۷۵٪ الیاف اتفاق افتاده است، ولی بیشترین تأثیر پذیری الیاف ها برای جبران کاهش مقاومت کششی، در نمونه های حاوی ۱۵٪ لاستیک با ۷۵٪ الیاف بوده است.

۳. گرچه مقاومت خمی همه بن ها با افزودن هم پودر لاستیک و هم الیاف کاهش یافته است، ولی کاهش اخیر حدود نصف کاهش مقاومت فشاری بوده

پانوشت ها

1. Zheng
2. Ozbay
3. Al-Tayeba

منابع (References)

1. Siddique, R. and Naik, T.R. "Properties of concrete containing scrap-tire rubber-an overview", *Waste Management*, **24**(6), pp. 563-569 (2004)
2. Shen, W., Shan, L., Zhang, T. and et al. "Investigation on polymer-rubber aggregate modified porous concrete", *Construction and Building Materials*, **38**, pp. 667-674 (2013).
3. Ganjian, E., Khorami, M. and Maghsoudi, A.A. "Scrap-tire-rubber replacement for aggregate and filler in con-
4. Khatib Z.K. and Bayomy F.M. "Rubberized Portland cement concrete", *ASCE Journal of Material in Civil Engineering*, **11**(3), pp. 206-213 (1999).
5. Batayneh, M.K., Marie, I. and Asi, I. "Promoting the use of crumb rubber concrete in developing countries", *Waste Management*, **28**(11), pp. 2171-2176 (2008).
6. Oikonomou, N. and Mavridou, S. "Improvement of chloride ion penetration resistance in cement mortars modified with rubber from worn automobile tires", *Cement and Concrete Composites*, **31**(6), pp. 403-407 (2009).
7. Al-Mutairi, N., Al-Rukaibi, F. and Bufarsan, A. "Effect of microsilica addition on compressive strength of rubberized concrete at elevated temperatures", *Journal of Material Cycles and Waste Management*, **12**(1), pp. 41-49 (2010).

8. Aiello, M.A. and Leuzzi, F. "Waste tyre rubberized concrete: Properties at fresh and hardened state", *Waste Management*, **30**(8-9), pp. 1696-1704 (2010).
9. Wang, H.Y., Chen, B.T. and Wu, Y.W. "A study of the fresh properties of controlled low-strength rubber lightweight aggregate concrete (CLSRLC)", *Construction and Building Materials*, **41**, pp. 526-531 (2013).
10. Gupta, T., Chaudhary, S. and Sharma, R.K. "Assessment of mechanical and durability properties of concrete containing waste rubber tire as fine aggregate", *Construction and Building Materials*, **73**, pp. 562-574 (2014).
11. Holmes, N., Browne, A. and Montague, C. "Acoustic properties of concrete panels with crumb rubber as a fine aggregate replacement", *Construction and Building Materials*, **73**, pp. 195-204 (2014).
12. Kaloush, K.E., Way, G.B. and Zhu, H. "Properties of crumb rubber concrete", *Transp. Res. Rec.*, **1914**, pp. 8-14 (2006).
13. Richardson, A.E., Coventry, K.A. and Ward, G. "Freeze/thaw protection of concrete with optimum rubber crumb content", *J. Clean Prod.*, **23**(1), pp. 96-103 (2012).
14. Najim, K. and Hall, M. "Crumb rubber aggregate coatings/pre-treatments and their effects on interfacial bonding, air entrapment and fracture toughness in selfcompacting rubberised concrete (SCRC)", *Mater. Struct.*, **46**(12), pp. 2029-2043 (2013).
15. Bignozzi, M.C. and Sandrolini, F. "Tyre rubber waste recycling in self-compacting concrete", *Cement and Concrete Research*, **36**(4), pp. 735-739 (2006).
16. Yogender, A., Vivek, V. and Bhupinder, S. "Rubberized concrete with crumb rubber", *Int. J. Sci.Res. (IJSR)*, **3**(5), pp. 1481-1483 (2014).
17. Eldin, N.N. and Ahmed, B. "Rubber-tire particls as concrete aggregates", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **5**(4), pp. 478-496 (1996).
18. Balaha, M.M., Badawy, A.A.M. and Hashish, M. "Effect of using ground waste tire rubber as fine aggregate on the behaviour of concrete mixes", *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*, **14**(6), pp. 427-435 (2007).
19. Fattuhi, N.I. and Clark, L.A. "Cement-based materials containing shredded scrap truck tyre rubber", *Construction and Building Materials*, **10**(4), pp. 229-236 (1996).
20. Zheng, L., Huo, X.S. and Yuan, Y. "Strength, modulus of elasticity, and brittleness index of rubberized concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **20**(11), pp. 692-699 (2008).
21. Kumaran, S., Mushule, N. and Lakshmipathy, M. "A Review on construction technologies that enables environmental protection: Rubberized concrete", *American J. of Engineering and Applied Sciences*, **1**(1), pp. 40-44 (2008).
22. Ganjian, E., Khorami, M. and Maghsoudi, A.A. "Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete", *Construction and Building Materials*, **23**(5), pp. 1828-1836 (2009).
23. Mavroulidou, M. and Figueiredo, J. "Discarded tyre rubber as concrete aggregate: a possible outlet for used tyres", *Global NEST Journal*, **12**(4), pp. 359-387 (2010).
24. Bharathi Murugan, R. and Natarajan, C. "Experimental study on rubberized concrete", *International Journal of Scientific & Engineering Research*, **6**(5), pp.860-863 (May, 2015).
25. Lv, J., Zhou, T., Du, Q. and et al. "Effects of rubber particles on mechanical properties of lightweight aggregate concrete", *Construction and Building Materials*, **91**, pp. 145-149 (2015).
26. Da Silva, F.M., Barbosa, L.A.G., Lintz, R.C.C. and et al. "Investigation on the properties of concrete tactile paving blocks made with recycled tire rubber", *Construction and Building Materials*, **91**, pp. 71-79 (2015).
27. Moustafa, A. and ElGawady, M.A. "Mechanical properties of high strength concrete with scrap tire rubber", *Construction and Building Materials*, **93**, pp. 249-256 (2015).
28. Benazzouk, A., Douzane, O., Langlet, T. "Properties of tire rubber ash mortar", *Cement and Concrete Composites*, **26**(7), pp. 821-826 (2004).
29. Al-Akhras, N.M. and Smadi, M.M. "Properties of tire rubber ash mortar", *Cement and Concrete Composites*, **26**(7), pp. 821-826 (2004).
30. Nikoui, A., Dalvand, A., Sharbatdar, M.K. and et al. "Experimental and statistical investigation on mechanical properties and impact resistance of synthetic fiber reinforced concrete", *IJST, Transactions of Civil Engineering*, **39**(C2+), pp. 449-468 (2015).
31. Sharbatdar, M.K. and Noorbaran, M. "Improving of concrete mechanical and structural characteristics with replacing Pet bottles as fine aggregates", *Ferdousi Journal (Civil)*, **32**(3), pp. 67-82 (In Persian) (2019).
32. Topcu, I.B. "The properties of rubberized concretes", *Cement and Concrete Research*, **25**(2), pp. 304-310 (1995).
33. Reda Taha, M.M., El-Dieb, A.S. and et al. "Mechanical, fracture, and microstructural investigations of rubber concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **20**(10), pp. 640-649 (2008).
34. Ozbay, E., Lachemi, M. and Sevim, U.K. "Compressive strength, abrasion resistance and energy absorption capacity of rubberized concretes with and without slag", *Materials and Structures*, **44**(7), pp. 1297-1307 (2011).
35. Abu Bakar, B.H., Al-Tayeb, M.M., Ismail, H. and et al. "Impact energy for first crack of reinforced concrete with partial replacements of sand by rubber 1 mm particle size", *Advanced Materials Research*, **701**, pp. 261-264 (2013).
36. Al-Tayeba, M.M., Ismail, H., Dawoud, O. and et al. "Ultimate failure resistance of concrete with partial replacements of sand by waste plastic of vehicles under impact load", *International Journal of Sustainable Built Environment*, **6**(2), pp. 610-616 (Dec., 2017).
37. Namazzade, I. "Experimental and statistical evaluation of mechanical properties of fiber reinforced concrete specimen using steel - plastic fibers with emphasis on size effect", M.S. Thesis, Semnan University, Semnan, Iran (1397).

مطالعه‌ی اثر خواص بتن مادر در پارامترهای مکانیکی بتن بازیافتی

حسن صالحی* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی مکانیک، دانشگاه پدافند هوایی خاتم الانبیاء (ص)

نادر بیگلری جو (مریب)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه عمران توسعه‌ی همدان

هوشنگ بروخورداری (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی مکانیک، دانشگاه پدافند هوایی خاتم الانبیاء (ص)

با وجود انجام مطالعات فراوان در زمینه‌ی بتن‌های بازیافتی، تاکنون در خصوص تأثیر مقاومت بتن مادر در بتن‌های بازیافتی مدلی ارائه نشده است. ارائه مدل در طرح‌های بتنی می‌تواند از صرف هزینه و زمان مازاد برای ساخت آن‌ها جلوگیری کند. هدف از مطالعه‌ی حاضر، ارائه‌ی یک مدل ریاضی برای پیش‌بینی رفتار مکانیکی بتن بازیافتی با استفاده از روش طراحی آزمایش مربک مركب و تحلیل آماری سطح پاسخ است. پارامترهای مؤثر و روودی، شامل: مقاومت فشاری بتن مادر، درصد جایگزینی و عیار سیمان بوده است. نتایج نشان می‌دهند که مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب بتن‌های بازیافتی به شدت وابسته به مقاومت فشاری بتن مادر هستند. با افزایش مقاومت فشاری شن بازیافتی از ۱۹ به ۳۶ مگاپاسکال، مقاومت فشاری بتن بازیافتی حدود ۴۰٪ افزایش و جذب آب آن حدود ۳۰٪ کاهش یافته است. زمانی که مقاومت فشاری بتن مادر بیش از ۲۸ مگاپاسکال است، می‌توان درصد جایگزینی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی را افزایش داد و بتن‌های با مقاومت بالاتر از بتن مادر تولید کرد.

واژگان کلیدی: بتن بازیافتی، مدل‌سازی، بتن مادر، خصوصیات مکانیکی، مدیریت مواد زائد.

۱. مقدمه

۹۰٪ مواد زائد ساختمانی بازیافت می‌شوند، در حالی که در ایتالیا و اسپانیا این مقدار به ۱۰٪ محدود می‌شود.^[۱] مطالعات جامعی که در سال ۲۰۰۷ در کشور اردن صورت گرفته است، نشان می‌دهد که ۸۵٪ کل زباله‌های تولیدی کشور اردن (حدود ۱۷۲۱ تن در سال) مربوط به زباله‌های ساختمانی است که بیش از ۹۰٪ آن به مراکز دفن منتقل می‌شود.^[۲] همچنین در انگلستان، بیش از ۵۰٪ از زباله‌های دفن شده در مراکز دفن، زباله‌های ساختمانی هستند که عدد ۷۰ میلیون تن در سال را به خود اختصاص می‌دهند.^[۳] به هر صورت، مدیریت زیست‌محیطی کشورها به ناچار باید برای این حجم قابل توجه پسماندهای جامد فکری اساسی داشته باشد. البته جمع‌آوری آمار پسماندهای ذکر شده، اولین قدم در برنامه‌ریزی است که متأسفانه در خیلی از کشورها مغفول مانده است.^[۴-۶]

از سال‌ها پیش، دلیل اصلی دفن زباله‌ها، ساده و مقرون به صرفه بودن روش اخیر بوده است. اما به تدریج با کمیاب و گران‌تر شدن مواد خام مصرفی و نیز مماعت سازمان‌ها از توسعه‌ی مراکز دفن، گزینه‌ی بازیافت اقتصادی‌تر به نظر رسیده است. طبق آمار، هزینه‌های دفن پسماند در سال‌های اخیر به شدت افزایش یافته است. دولت‌های محلی آمریکا، که چند سال پیش فقط ۱۰ تا ۱۵ دلار به ازاء هر تن دفع

به طور کلی، مواد زائد تولیدی توسط جوامع انسانی به سه دسته‌ی: فاضلاب، مواد زائد جامد (پسماند) و گازهای آلینده‌ی هوا تقسیم می‌شوند. براساس تعریف، پسماند شهری (MSW)^[۷] به مواد زائد غیرخطرناکی اطلاق می‌شود که در مناطق مسکونی، تجاری، مؤسسات و صنایع سبک تولید می‌شوند.^[۸] پیشرفت و توسعه‌ی کشورها معمولاً با اصلاح زیرساخت‌ها و احداث سازه‌های زیربنایی همراه است. این نوسازی همواره تخریب ساختمان‌های قدیمی را در پی خواهد داشت که حجم قابل توجهی از زباله‌های جامد را تولید می‌کنند. مطابق مطالعات پیشین، میزان زباله‌ی تولیدی ناشی از ساخت و تخریب در اروپا بیش از ۲۰۵ میلیون تن در سال گزارش شده است که حدود ۳۵٪ آن بازیافت می‌شود.^[۹] اما متأسفانه، پیشتر مواد زائد ذکر شده به محل‌های دفن زباله یا زباله‌سوزی‌ها حمل می‌شوند که باعث به خطر افتادن محیط زیست، افزایش هزینه‌ی حمل زباله و هزینه‌های مرتبط با روش‌های دفن می‌شود.^[۱۰] براساس آمار در برخی کشورهای اروپایی مثل هلند و بلژیک حدود

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴/۱/۱۴۰۰، اصلاحیه ۱۳/۱۴۰۰/۶۴، پذیرش ۱۴۰۰/۷/۲۴

DOI:10.24200/J30.2021.57419.2909

کربناتسیون بن بازیافتی و بن معمولی تقریباً یکسان است و دلیل آن، نسبت آب به سیمان مؤثرکترین حاوی RCA ریزدانه است. ایوانگلیست^۹ (۲۰۰۷)،^[۱۲] بیان کرده است که با جایگزینی ۳۰٪ از ریزدانه طبیعی با سنتگدانه‌های بازیافتی، مقاومت فشاری بن بازیافتی تقریباً ثابت مانده و مقاومت کششی و مدول کشسانی آن نیز کاهش کمتر از ۵٪ داشته است؛ این در حالی است که مقاومت آن در برابر سایش افزایش یافته است. همچنین نیلی و همکاران، با انجام آزمایش مقاومت الکتریکی مشاهده کردند که در تمام درصدهای جایگزینی مصالح بازیافتی RCA به جای مصالح طبیعی، مقاومت الکتریکی کاهش یافته است؛ زیرا با افزایش حجم مصالح بازیافتی در داخل بن بازیافتی، مقدار زیادی به حجم خلل و فرج و هوای داخل بن نیز افزوده شده است. در نتیجه از آنجا که ماهیت آزمایش مقاومت الکتریکی به حجم حفره‌ها در بن سخت شده ارتباط دارد، سبب می‌شود مقاومت الکتریکی بن به میزان بیشتری کاهش پیدا کند.

از طرف دیگر، مدل سازی ویژگی‌های بن می‌تواند به پژوهشگران کمک کند تا از انجام آزمون‌های غیرضروری در آزمایشگاه پرهیز کنند. این موضوع همچنین می‌تواند دید بهتری را برای پیش‌بینی رفتار بن قبل از ساخت ایجاد کند.^[۲۳] وقتی نوبت به درنظر گرفتن متغیرهای مختلف و تأثیر آن‌ها در یکدیگر می‌رسد، روش سطح پاسخ (RSM)^{۱۰} هم برای فرایند طراحی آزمایش و هم برای مدل سازی آن روشی قابل اعتماد است. روش آماری - ریاضی RSM برای مدل سازی و تحلیل فرایند به کار می‌رود، به طوری که پاسخ تحت تأثیر متغیرهای مختلفی قرار می‌گیرد و هدف روش اخیر، بهینه‌سازی استفاده از پاسخ هاست.^[۲۴]

اگرچه در داخل و خارج از کشور مطالعات زیادی در ارتباط با استفاده از سنتگدانه‌های بن بازیافتی صورت گرفته است، ولی مطالعات کمتری به بررسی تأثیر مستقیم کیفیت سنتگدانه‌ی بن بازیافتی در ویژگی‌های مکانیکی بن پرداخته‌اند. غالباً مطالعات پیشین، بن مادری با مقاومت مشخص را جایگزین سنتگدانه‌ی طبیعی در درصدهای مختلف کردند. به دلیل تنوع در نوع سنتگدانه‌ی بن مادر، مطالعات ذکر شده، دید کلی و جامعی از عملکرد بن مادر چه از نظر مقاومت فشاری و چه درصد جایگزینی آن به ما نمی‌دهند. لذا در پژوهش حاضر سعی شده است تا با طراحی اصولی آزمایش به روش طراحی مرکب مرکزی (CCD)^{۱۱} تأثیر پارامترهای مؤثر مانند: مقاومت بن مادر، درصد جایگزینی سنتگدانه‌ی بازیافتی و عیار سیمان در مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب بن ساخته شده اندازه‌گیری شود. علاوه بر مطالعه‌ی آزمایشگاهی، مدل سازی به روش سطح پاسخ نیز صورت پذیرفته است که کمک می‌کند تا برای سه پاسخ مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب، مدل چندجمله‌ای با ضریب همیستگی مناسب ارائه شود.

۲. مواد و روش

در بخش حاضر، به معرفی مصالح مصرفی و روش انجام پژوهش پرداخته شده است.

۱.۱. مصالح مصرفی

در پژوهش حاضر از سیمان تیپ I کارخانه‌ی سیمان هگمتان همدان استفاده شده است که مشخصات شیمیایی آن در جدول ۱ ارائه شده است.

پسمند جامد در مراکز دفن می‌پرداختند، امروزه باید مبلغ ۷۵ تا ۱۰۰ دلار به ازاء هر تن پرداخت کنند.^[۱۵-۱۱] علاوه بر صنعت ساخت و ساز، حوادث طبیعی مانند زلزله و سیل نیز می‌توانند سبب تخریب بسیاری از ساختمان‌ها، پل‌ها، سدها و راه‌ها شوند. موارد ذکر شده، خود حجم بالایی از مصالح بتنی، فولادی، آسفالتی و سایر مصالح دارند که توده‌های عظیمی از زباله‌ی ساختمانی را تولید می‌کنند.^[۱۶] در بیشتر نقاط دنیا، بن و محصولات بتنی، نیز حجم بالایی از مواد زائد ناشی از ساخت و تخریب را شامل می‌شوند. به عنوان نمونه، مقدار مواد زائد تولید شده در بخش ساختمانی در آمریکای شمالی حدود ۴۵ تا ۵۰ درصد از کل مواد زائد را شامل می‌شوند که فقط حدود ۲۵٪ آن بازیافت می‌شوند.^[۱۷] در ایران نیز پیش‌بینی می‌شود در سال‌های آتی، با توجه به استفاده از بن و محصولات بتنی در سازه‌های مختلف، مراکز دفن با مشکل دفع مصالح زائد مواجه شوند.

بازیافت بن تخریبی به عنوان جایگزین سنتگدانه‌ی بن برای اولین بار بعد از جنگ جهانی دوم توسط هنسن^{۱۸} مطرح شد.^[۱۹] پس از آن پژوهشگران شروع به جمع‌آوری اطلاعات در مورد سنتگدانه‌های حاصل از بن تخریبی کردند. در سال‌های اخیر، به دلیل سرعت بالای شهرنشینی و نیاز به توسعه‌ی پایدار، تعداد قابل توجهی از پژوهشگران به بررسی بن بازیافتی پرداخته و دریافت‌دانه که مقدار سنتگدانه‌ی بن بازیافتی (RCA)^{۲۰} تأثیر قابل توجهی در مقاومت فشاری بن دارد. کو^{۲۱} و همکاران (۲۰۱۱)،^[۱۷] مقاومت فشاری بن بازیافتی حاوی ۱۰٪ درشت‌دانه را پس از ۵ سال ارزیابی و مشاهده کردند که همچنان مقاومت فشاری نمونه‌های بازیافتی از مقاومت فشاری نمونه‌های شاهد کمتر است، اما نرخ رشد مقاومت در بن‌های بازیافتی بیشتر از بن‌های معمولی بوده است. براساس مطالعات کابال^{۲۲} و همکاران (۲۰۱۰)،^[۱۸] تأثیر منفی جایگزینی سنتگدانه‌های بازیافتی ریزدانه نسبت به درشت‌دانه بیشتر بوده است. در همین راستا، مطالعه‌ی خطیب^{۲۳} (۲۰۰۵)،^[۱۹] نشان می‌دهد که جایگزینی ۲۵ و ۱۰۰ درصد سنتگدانه‌ی بازیافتی ریز در بن، کاهش ۱۵ و ۳۰ درصدی مقاومت فشاری بن را در پی دارد. دلایل مختلفی برای کاهش مقاومت فشاری بن بازیافتی می‌توان برشمرد. از جمله موارد اخیر می‌توان به افزایش تخلخل بن و چسبندگی ضعیف بین سنتگدانه و خمیر سیمان اشاره کرد. البته عوامل زیادی در مقاومت فشاری بن بازیافتی تأثیر می‌گذارند. به گونه‌ی که طبق مطالعات زگا و مایو^{۲۴} (۲۰۱۱)،^[۱۱] با جایگزینی ۲۰ و ۳۰ درصد از سنتگدانه‌ی بازیافتی ریز به جای سنتگدانه‌ی طبیعی، مقاومت فشاری بن تغییرات ملموسی نخواهد داشت. گزارش باقار^{۲۵} و همکاران (۲۰۱۱)،^[۲۰] حاکی از افزایش مقاومت فشاری بن بازیافتی حاوی RCA است که دلیل آن پیوند قوی تر میان ملات جدید با سنتگدانه و ملات چسبیده به آن عنوان شده است. در همین راستا، نیلی و همکاران (۲۰۱۱)^[۲۱] نیز میزان ملات چسبیده به سنتگدانه را با استفاده از روش کوره تعیین و بیان کردند که با افزایش درصد جایگزینی شن بازیافتی با شن طبیعی میزان ملات چسبیده به سنتگدانه نیز افزایش یافته و با توجه به احتمال پذیده‌ی واکشن مجدد آب با ملات چسبیده به مصالح، مقدار ثل بیشتری از واکشن اخیر حاصل شده است. در نتیجه، این موضوع سبب افزایش مقاومت فشاری بن حاوی ۱۰٪ شن بازیافتی نسبت به بن حاوی ۳۳٪ شن بازیافتی شده است. بنابراین، یکی از عواملی که در نتیجه‌ی آزمایش‌های بن بازیافتی بسیار مؤثر است، کیفیت و مقدار خمیر چسبیده به سنتگدانه است.

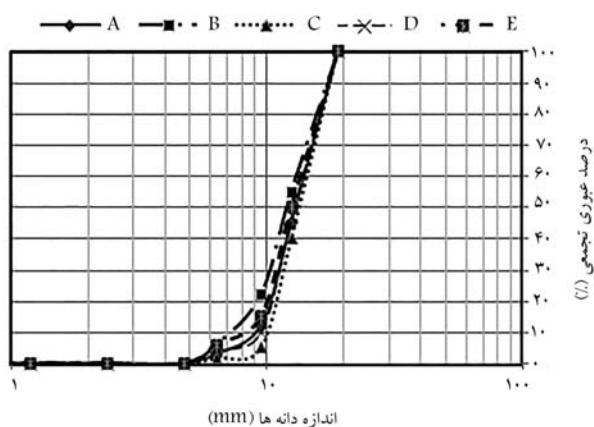
همچنین زگا و مایو (۲۰۱۱)،^[۱۱] مقاومت در برابر کربناتسیون بن‌های حاوی RCA درشت‌دانه را بررسی کردند و دریافتند که استفاده از RCA در مقاومت در برابر کربناتسیون تأثیرگذار است.^[۱۱] طبق مطالعات ایشان، در بن‌هایی با طرح مخلوط یکسان و حاوی مقادیر مختلف RCA ریزدانه در سنین ۳۱۰ و ۶۲۰ روز، عمق

جدول ۱. مشخصات شیمیایی سیمان مصرفی.

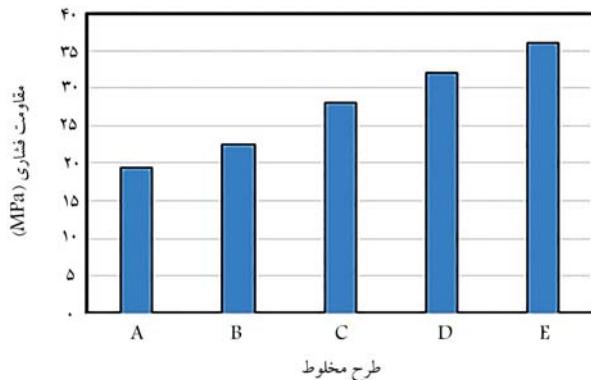
ترکیب	درصد	C ₂ A	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₄	MgO	CaO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SiO ₂
	۶/۷۶	۰/۴۴	۰/۶۵	۲/۱۷	۱/۵۵	۶۳/۱۵	۳/۸۸	۵/۰۳	۲۱/۳۷	

۶.۶. شن بازیافته

غالباً در پروژه‌های عملی از بتن‌های بدون کاربری که نیاز به تخریب دارند، به عنوان بتن مادر جهت تولید سنگدانه‌ای بازیافته استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر، جهت بررسی دقیق خواص بتن مادر بر بتن تولیدی، از ۵ نوع بتن که در آزمایشگاه با دقت و براساس برنامه از پیش تعیین شده ساخته شده بودند، استفاده و نام طرح‌های مذکور به ترتیب A, B, C, D, E انتخاب شده است. برای خرد کردن بتن‌های مادر از دستگاه پیکور و سپس برای ریزکردن ذرات بتن از پتک استفاده شده است. بیشینه اندازه ای شن‌های بازیافته به ۱۹ میلی‌متر محدود شده است. بر روی سنگدانه‌ها، آزمایش دانه‌بندی طبق استاندارد ASTM C136M^[۱۵] و آزمایش‌های تعیین ظرفیت جذب آب و تعیین چگالی حجمی اشیاع با سطح خشک طبق استاندارد ASTM C128-۰۱^[۲۶] انجام شده است. در شکل ۳، نمودار دانه‌بندی شن بازیافته می‌شود که مطابق آن بتن‌های مادر از A به E طوری ساخته شده‌اند تا



شکل ۳. نمودار دانه‌بندی شن بازیافته.



شکل ۴. مقاومت فشاری بتن‌های مادر.

۲.۱.۲. آب مصرفی

آب مصرفی در ساخت طرح مخلوط‌ها از آب شرب شهر همدان تأمین شده است، که میزان pH آن حدود ۷/۵ بوده و غلظت یون کلرید آن نیز ۱۳۴/۰٪/۰ اندازه‌گیری شده است.

۳.۱.۲. فوق روان‌کننده

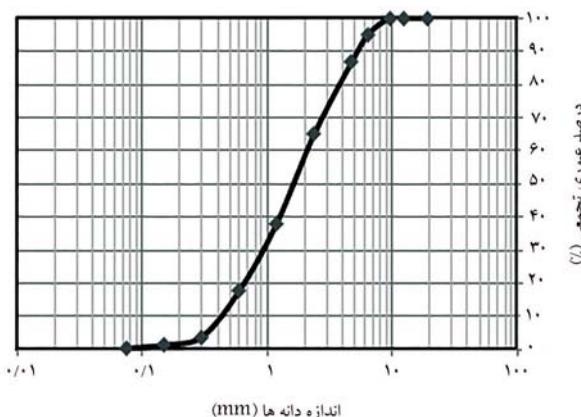
فوق روان‌کننده‌ی مصرفی جهت تنظیم کارایی و ایجاد همگنی مناسب مخلوط، از نسل سوم فوق روان‌کننده‌ها و از نوع پاکی کربوکسیلات با نام تجاری GLENIUM ۱۱۰ P بوده است.

۴.۱.۲. ماسه‌ی طبیعی

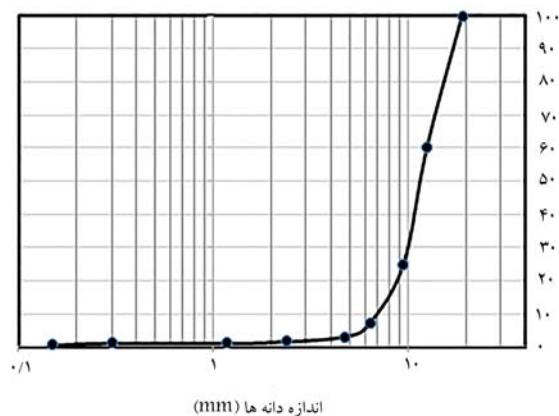
ماسه‌ی استفاده شده از نوع نیم‌شکسته بوده است که از کارخانه‌ی عبدی بروجرد تهیه شده است. در شکل ۱، نمودار دانه‌بندی ماسه‌ی طبیعی مصرفی در بتن مشاهده می‌شود.

۵.۱.۲. شن طبیعی

شن مصرفی از نوع شکسته بوده و از معدن قاسم‌آباد همدان تهیه شده است. بیشینه اندازه‌ی اسمی شن مصرفی ۱۹ میلی‌متر بود. در شکل ۲، نمودار دانه‌بندی شن طبیعی مصرفی در بتن مشاهده می‌شود.



شکل ۱. نمودار دانه‌بندی ریزدانه‌ی طبیعی (ماسه) در بتن.



شکل ۲. نمودار دانه‌بندی درشت‌دانه‌ی طبیعی (شن) در بتن.

جدول ۲. مشخصات فیزیکی مصالح بازیافتی.

نوع سنگدانه	چگالی نسبی در حالت اشیاع با سطح خشک	جذب آب
ماسه طبیعی	۲/۵۱	۰/۸۷
شن طبیعی	۲/۶۳	۰/۴۳
شن بازیافتی (A)	۲/۴۴	۴/۴۵
شن بازیافتی (B)	۲/۴۲	۴/۳۵
شن بازیافتی (C)	۲/۴۸	۳/۶۵
شن بازیافتی (D)	۲/۵۳	۳/۳۰
شن بازیافتی (E)	۲/۶۲	۳/۳۰

فوق روان‌کننده اضافه شد تا عدم کارایی تأثیری در نمونه‌گیری نداشته باشد. برای قالب‌گیری نمونه‌ها (مکعبی و استوانه‌بی)، نیز ابتدا سطوح داخلی قالب‌ها به‌وسیله‌ی روغن چرب شد. سپس نمونه‌ها در سه لایه در قالب‌ها ریخته شدند و بعد از هر لایه از کوبه به تعداد ۲۵ ضربه استفاده شد تا تراکم مناسب به دست آید. آزمایش مقاومت فشاری بتن بر روی نمونه‌های مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری براساس استاندارد BS EN ۱۲۳۹۰^[۲۸] و آزمایش مقاومت کششی بر روی نمونه‌های استوانه‌بی با ابعاد ۳۰۰ × ۱۵۰ میلی‌متر و مطابق استاندارد ASTM C ۴۹۶-۱۷^[۲۹] انجام شده است. همچنین آزمایش جذب آب نیز بر روی نمونه‌های مکعبی و مطابق استاندارد ASTM C ۶۴۲-۲۱^[۳۰] انجام شد. برای تعیین مقادیر مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب هر یک از طرح‌ها، ۳ نمونه بتنی ساخته و میانگین نتایج آن‌ها استفاده شد. نمونه‌ها بعد از ۲۴ ساعت از قالب خارج شدند و به مدت ۲۸ روز در دمای حدود ۲۰ درجه‌ی سانتی‌گراد در داخل حوضچه‌ی آب اشیاع نگهداری و بعد آزمایش شدند. لازم به ذکر است تمامی امور مربوط به نمونه‌گیری و آزمایش‌ها در آزمایشگاه بتن و مکانیک خاک دانشگاه عمران توسعه‌ی همدان انجام شده است.

۲.۲.۲. طراحی آزمایش

برای بررسی تأثیر متغیری خاص در خصوصیات مکانیکی بتن، باید سایر عوامل تقریباً ثابت بمانند و فقط متغیر مربوط تغییر کند. در مطالعه‌ی حاضر، اثر ۳ متغیر مختلف در مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب بتن بازیافتی بررسی شده است. همچنین در صورتی که لازم باشد طرح مخلوط‌ها به طور سنتی تعیین شود، نیاز به آزمایش‌های فلزوانی است که سبب صرف هزینه و زمان بسیار می‌شود؛ در عین حال ممکن است براساس آن‌ها نتوان به تفسیر و پیش‌بینی پاسخ‌ها پرداخت و یا تأثیر هم‌زمان متغیرها را بررسی کرد. بنابراین لازم است از نرم‌افزاری برای پایه‌ی ریاضی و تحلیل آماری برای تعیین طرح مخلوط‌ها استفاده شود.

استفاده از نرم‌افزارهای مدل‌سازی و روش‌های طراحی آزمایش، سبب کاهش زمان، هزینه و صالح مصرفی می‌شود، روند پژوهش را تسهیل می‌سازد و از طرفی دقت پیش‌بینی نتایج را افزایش می‌دهد. بنابراین در سال‌های اخیر استفاده از نرم‌افزارهای مذکور و روش سطح پاسخ در کارهای بتنی رواج یافته است. در این خصوص می‌توان به مطالعه‌ی الیک^[۱۲] و همکاران^[۲۰] اشاره کرد که برای بررسی تأثیر پودر سنگ مرمر در خصوصیات مکانیکی و روانی بتن خودمتراکم از روش سطح پاسخ (RSM) استفاده کرده‌اند. سان و همکاران^[۱۹] نیز در بررسی تأثیر تخلخل سنگدانه در جمع شدنگ بتن فوق توانند، برای تعیین مقادیر بهینه‌ی استفاده از افزودنی‌های مربوط، از روش سطح پاسخ استفاده کرده‌اند.^[۲۱] همچنین بیگاری جو^[۱۳] و همکاران^[۲۰]، برای مدل‌سازی استفاده از سنگدانه‌های بازیافتی و شیشه در بتن، از روش سطح پاسخ و نرم‌افزار Design Expert استفاده کرده‌اند.

لذا در مطالعه‌ی حاضر، به منظور پرهیز از انجام آزمایش‌های تکراری و زمان‌بر، که اصولاً مبنای علمی و ریاضی مستحکمی نیز ندارند، از روش مرکب مرکزی و نرم‌افزار مدل‌سازی Design Expert برای طراحی آزمایش و تحلیل داده‌ها استفاده شده است. با استفاده از نرم‌افزار Design Expert می‌توان طرح مخلوط‌هایی را طراحی کرد که در آن بتوان تأثیر مجزا و نیز هم‌زمان چند متغیر را در پارامترهای خروجی مشاهده کرد. طرح آزمایش‌های پیشنهادی روش CCD به نحوی است که حتی بدون تکرار آزمون نیز نتایج آماری قابل اعتمادی حاصل می‌شود و با معیار قراردادن تعداد متغیرها و حدود بیشینه و کمینه‌ی تعیین شده برای هر یک از متغیرها، طرح مخلوط‌های آزمایش را طراحی می‌کند. بدین ترتیب تعداد آزمون‌ها و نیز اندازه‌ی

کسب مقاومت در آن‌ها صعودی باشد. در واقع، طرح A کمترین و طرح E بیشترین مقاومت فشاری را داشته‌اند. دلیل استفاده از بتن‌های با مقاومت‌های فشاری و طرح محلول‌های مختلف، داشتن بتن مادر از رده‌های متفاوت بوده است، تا بتوان در توسعه‌ی مدل از آن بهره برد.

در جدول ۲، مشخصات فیزیکی مصالح سنگی، شامل بازیافتی و طبیعی ارائه شده است که مطابق آن، چگالی سنگدانه‌های بازیافتی نسبت به سنگدانه‌های طبیعی کمتر بوده است که عمدۀ دلیل آن مربوط به مقدار خمیر سیمان باقیمانده بر سنگدانه و احتمالاً خلل و فرج بیشتر سنگدانه‌های بازیافتی بوده است. این موضوع همچنین در مطالعات نیلی و همکاران^[۱۱] مشاهده شده است. ایشان اشاره کرده‌اند که کاهش چگالی نسبی اخیر در سنگدانه‌های بازیافتی باعث کاهش نسبی چگالی سازه شده است.

از طرفی براساس جدول ۲ می‌توان مشاهده کرد که جذب آب سنگدانه‌های بازیافتی بسیار بیشتر از سنگدانه‌های طبیعی بوده است که جذب آب بالا می‌تواند به علت وجود لایه‌هایی از ملات چسبیده به سنگدانه و وجود خلل و فرج بیشتر در آن‌ها باشد که هر یک سبب جذب آب بیشتر می‌شوند. برخی پژوهشگران از جمله آقای کو و همکاران^[۱۱] نیز به این موضوع اشاره کرده‌اند و این افزایش کلی در جذب آب سنگدانه‌های بازیافتی را نقطه‌ضعفی برای آن‌ها بیان کرده‌اند. ایشان نیز علت افزایش جذب آب در سنگدانه‌های بازیافتی را عدمتاً وجود ملات چسبیده به سنگدانه معرفی کرده‌اند. البته با افزایش مقاومت فشاری بتن‌های مادر، جذب آب سنگدانه‌های خرد شده کاهش می‌یابد که علت آن می‌تواند کاهش خلل و فرج سنگدانه‌های خرد شده باشد.

۲.۲. روش انجام و طراحی آزمایش

۱.۲.۱. آماده‌سازی نمونه‌ها و روش انجام آزمایش

در تهیه‌ی نمونه‌ها، میزان آب موردنیاز جهت اشیاع کردن سنگدانه‌ها با سطح خشک محاسبه و به آب مصرفی اضافه شده است. قبل از ریختن مصالح داخل مخلوط‌کن، ابتدا بدنه‌ی داخلی آن به کمک یک پارچه‌ی منتاک مربوط و پس از آن ماسه و سیمان به شکل هم‌زمان در مخلوط‌کن ریخته و به مدت یک دقیقه با یکدیگر مخلوط شدند. سپس حدود نصف آب مصرفی به مصالح اضافه شد و عمل اختلاط به مدت ۲ دقیقه ادامه یافت. سپس سنگدانه‌های درشت به داخل مخلوط‌کن ریخته و باقیمانده‌ی آب نیز به مخلوط اضافه شد. عمل مخلوط کردن تا ۳ دقیقه‌ی دیگر ادامه یافت، تا بتنی با کیفیت و همگن حاصل شود. بعد از ساخت بتن، کارایی بتن تازه با استفاده از آزمایش اسلامی مطابق با ASTM C ۱۴۳^[۲۷] تعیین شد. بعد از آزمودن مقدار روانی (کارایی) بتن، اگر اسلامپ کمتر از ۱۰ سانتی‌متر بود، به مخلوط

جدول ۳. سطح عوامل در طراحی آزمایش CCD.

مقادیر کدها						علامت	واحد	متغیرهای آزمایش
+1/۶۸	+1	۰	-1	-1/۶۸				
۳۶	۳۲	۲۸	۲۲/۵	۱۹	f_c	MPa	مقاومت بتن مادر	
۹۲	۷۵	۵۰	۲۵	۸	r	%	درصد جایگزینی سنگدانه	
۴۱۰	۳۹۰	۳۶۰	۳۳۰	۳۱۰	c_w	kg/m^3	عیار سیمان	

برای طراحی آزمایش پیشنهاد داده است. بعد از جایگزینی مقادیر واقعی در مقادیر کدگذاری شده، طرح مخلوطهای مدنظر تعیین شدند. برای درک بهتر این مفهوم یکی از طرح مخلوطها تشریح شده است. به عنوان نمونه، در طرح ۱ جدول ۴، برای مقندر شن بازیافتی کد (+1) تخصیص داده شده است که برابر مقاومت فشاری بتن مادر ۳۹۰ مگاپاسکال است. همچنین، برای درصد جایگزینی شن بازیافتی کد (-1) تخصیص داده شده است، که برابر ۲۵٪ است. به علاوه، برای عیار سیمان کد (+1) تخصیص داده شده است که برابر ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب است. سایر طرح‌ها نیز مشابه این شماره‌ی آزمایش هستند. در ۲۰ طرح مخلوط ذکر شده، آب مصرفی به طور ثابت برای ۱۸۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. چون در طرح مخلوط، وزن مخصوص بتن معادل ۲۳۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است، به هنگام تغییر در میزان سیمان مصرفی (۳۹۰، ۳۶۰، ۳۳۰، ۳۱۰، ۳۰۰، ۲۶۰، ۲۴۰) کلیوگرم بر مترمکعب، وزن مخصوص بتن کاهش یا افزایش می‌یابد. این تغییر وزن به ماسه‌ی مصرفی اضافه یا کم می‌شود. در این سری طرح مخلوط، نام هر طرح ساخته شده کدگذاری شده است، تا آدرس‌دهی آن ساده‌تر شود. چون سه متغیر وجود دارد، بخش اول کد عیار سیمان، بخش دوم درصد جایگزینی و بخش سوم مقاومت فشاری شن بازیافتی را نشان می‌دهد. به عنوان مثال، در طرح اول که کد معرف آن ۳۹۰۵۲۵۳۶ است، ۳۹۰ نشان‌دهنده‌ی عیار سیمان ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ۵۲۵ نشان‌دهنده‌ی درصد جایگزینی شن بازیافتی ۲۵٪ و ۳۶ نشان‌دهنده‌ی مقاومت فشاری ۳۶ مگاپاسکال است. از آنجاکه عیار سیمان متغیر بوده و مقدار آب ثابت در نظر گرفته شده است، نسبت آب به سیمان متغیر شده است. نسبت‌های ذکر شده‌ی آب به سیمان در بازه‌ی ۴۳/۰ تا ۶۰٪ متغیر است که در بیشتر پروژه‌های عملی نیز به همین شکل است.

پس از انتخاب طرح، معادله‌ی مدل تعیین و ضرایب آن پیش‌بینی می‌شوند. مدل استفاده شده در روش سطح پاسخ عموماً معادله‌ی مدل درجه دوم کامل یا فرم کاهیده‌ی آن است. مدل درجه دوم می‌تواند به صورت رابطه‌ی ۱ بیان شود^[۲۳]:

$$Y = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i=1}^k \beta_{ii} x_i^2 + \sum_{i < j} \beta_{ij} x_i x_j + e(x_1, x_2, \dots, x_k) \quad (1)$$

که در آن، $\beta_0, \beta_i, \beta_{ii}$ و β_{ij} به ترتیب ضرایب ثابت، خطی، درجه‌ی دوم و اثر متقابل رگرسیون هستند. x_i و x_j نیز متغیرهای مستقل کدگذاری شده هستند. نمادسازی ماتریس در معادله‌ی ۲ ارائه داده است:

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_{11} & \dots & x_{1k} \\ 1 & x_{21} & \dots & x_{2k} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & x_{n1} & \dots & x_{nk} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \vdots \\ \beta_k \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix} \quad (2)$$

متغیرها در هر آزمون مشخص می‌شود. در روش CCD، دامنه‌ی انتخاب شده برای هر متغیر اهمیت زیادی دارد. از آنجایی که دامنه‌ی انتخاب متغیرهای مستقل یکسان نیست، دامنه‌های مذکور باید که بیندی شوند تا تحلیل رگرسیون به خوبی انجام شود. در پژوهش حاضر، سه عامل مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی بتن مادر (شن بازیافتی)، درصد جایگزینی سنگدانه‌ی بازیافتی و عیار سیمان مصرفی متغیرهای پیش‌بینی شده در نرم‌افزار برای طراحی آزمایش بودند. با توجه به وجود سه متغیر ورودی برای نرم‌افزار، براساس الگوریتم پیشنهادی روش CCD و کدهای پیش‌تعریف شده در نرم‌افزار Design Expert، کد متغیر با اعداد +1/۶۸، +۱، ۰، -۱ و -1/۶۸ در نظر گرفته شده است. در واقع، کدهای اخیر تنها اطلاعاتی هستند که براساس حدود هر متغیر باید در اختیار نرم‌افزار آماری قرار بگیرند.

برای نشان دادن مقاومت فشاری بتن مادر از متغیر r استفاده شده است. در مطالعه‌ی حاضر سعی شده است از بتن‌های مادر با مقاومت فشاری متعارف استفاده شود، تا بتوان در واقعیت نیز از نتایج به دست آمده استفاده کرد. از طرفی بتن‌هایی که نیاز به تخریب دارند، مانند جدول‌های بتنی و المان‌های سازه‌ی ساختمان‌ها، معمولاً در دامنه‌ی مقاومتی ۲۰ تا ۳۵ مگاپاسکال قرار دارند، لذا ۵ بازه‌یی که باید به عنوان متغیرهای r در نرم‌افزار وارد شوند، بین ۱۹ تا ۳۶ مگاپاسکال انتخاب شده است. مقادیر مقاومت فشاری بتن‌های مادر ساخته شده در آزمایشگاه برابر ۱۹، ۲۲/۵، ۲۴/۵، ۲۸، ۳۳، ۳۶ مگاپاسکال به دست آمدند و مطابق جدول ۳ در نرم‌افزار وارد شدند. در بازه‌ی تغییر اخیر، مقاومت فشاری ۱۹ مگاپاسکال در نرم‌افزار با کد +۱/۶۸، ۳۶ مگاپاسکال با کد -۱، ۲۸، ۳۳ مگاپاسکال با کد ۰، ۳۳، ۳۰، ۲۲/۵ مکانیزم معرفی شدند. درصد جایگزینی شن بازیافتی با متغیر r نشان داده شده است. برای درصد جایگزینی شن بازیافتی درصدهای ۸، ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۹۲ در نظر گرفته شدند. در بازه‌ی تغییر ذکر شده نیز درصد جایگزینی ۸٪ با کد -۱/۶۸، ۲۵٪ با کد -۱، ۵۰٪ با کد صفر ۷۵٪ با کد +۱ و ۹۲٪ با کد +۱/۶۸ مطابق جدول ۳ به نرم‌افزار معرفی شدند. از آنجایی که در مطالعه‌ی حاضر برای تعیین کدهای کمینه و بیشینه‌ی بازه‌ها از روش CCD استفاده شده است، طراحی آزمایش استفاده از بازه‌ی تغییرات ۸ تا ۹۲ درصد را برای جایگزینی شن بازیافتی پیشنهاد داده و به همین دلیل مقادیر ۰ و ۱۰۰ درصد در طرح اخیر لحاظ نشده‌اند.

برای عیار سیمان (c_w) مقادیر ۳۱۰، ۳۲۰، ۳۳۰، ۳۴۰ و ۴۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است که عموماً عیار بتن‌هایی که در پروژه‌های عملی و پژوهشی ساخته می‌شوند، در محدوده‌ی اخیر قرار دارد. در بازه‌ی تغییر ذکر شده نیز مطابق جدول ۳، عیارهای ۳۱۰، ۳۲۰، ۳۳۰، ۳۴۰ و ۴۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب به ترتیب با کد -۱/۶۸، -۱، ۰، +۱/۶۸ و +۱ به نرم‌افزار معرفی شده‌اند. بعد از آنکه متغیرها با مقادیر تغییرشان مشخص شدند، نرم‌افزار Design Expert، طرح مخلوطهای پیشنهادی را با توجه به کدهای مشخص شده برای هر متغیر ارائه می‌دهد. در مطالعه‌ی حاضر، نرم‌افزار مذکور، ۲۰ طرح مخلوط را

جدول ۴. طرح مخلوط بتن‌های آزمایشگاهی ساخته شده.

ماسه طبیعی (kg/m ³)	شن بازیافته (kg/m ³)	شن طبیعی (kg/m ³)	w/c	آب (kg/m ³)	سیمان (kg/m ³)	c _w (kg/m ³)	r (%)	f _c MPa	طرح مخلوط
۹۰۸	۲۰۶	۶۱۷	۰/۴۶	۱۸۰	۳۹۰	۳۹۰	۲۵	۲۲	C۳۹۰-S۲۵F۲۳
۹۰۸	۶۱۷	۲۰۶	۰/۴۶	۱۸۰	۳۹۰	۳۹۰	۷۵	۲۲	C۳۹۰-S۷۵F۲۳
۹۲۸	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۵۰	۲۸	C۳۶۰-S۵۰F۲۸
۹۲۸	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۵۰	۲۸	C۳۶۰-S۵۰F۲۸
۹۲۸	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۵۰	۳۶	C۳۶۰-S۵۰F۲۶
۹۰۸	۲۰۶	۶۱۷	۰/۴۶	۱۸۰	۳۹۰	۳۹۰	۲۵	۲۲/۵	C۳۹۰-S۲۵F۲۲
۹۰۸	۶۱۷	۲۰۶	۰/۴۶	۱۸۰	۳۹۰	۳۹۰	۷۵	۲۲/۵	C۳۹۰-S۷۵F۲۲
۹۴۸	۲۱۱	۶۳۲	۰/۵۵	۱۸۰	۳۳۰	۳۳۰	۲۵	۲۲	C۳۳۰-S۲۵F۲۳
۹۲۸	۷۶۶	۶۷	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۹۲	۲۸	C۳۶۰-S۹۲F۲۸
۹۴۸	۶۳۲	۲۱۱	۰/۵۵	۱۸۰	۳۳۰	۳۳۰	۷۵	۲۲/۵	C۳۳۰-S۷۵F۲۲
۹۲۸	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۵۰	۲۸	C۳۶۰-S۵۰F۲۸
۹۴۸	۲۱۱	۶۳۲	۰/۵۵	۱۸۰	۳۳۰	۳۳۰	۲۵	۲۲/۵	C۳۳۰-S۲۵F۲۲
۹۴۸	۶۳۲	۲۱۱	۰/۵۵	۱۸۰	۳۳۰	۳۳۰	۷۵	۲۲	C۳۳۰-S۷۵F۲۲
۹۲۸	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۵۰	۲۸	C۳۶۰-S۵۰F۲۸
۹۲۸	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۵۰	۲۸	C۳۶۰-S۵۰F۲۸
۹۲۸	۶۷	۷۶۶	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۸	۲۸	C۳۶۰-S۸۰F۲۸
۹۲۸	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۵۰	۲۸	C۳۶۰-S۵۰F۲۸
۹۵۸	۴۲۶/۵	۴۲۶/۵	۰/۶۰	۱۸۰	۳۱۰	۳۱۰	۵۰	۲۸	C۳۱۰-S۵۰F۲۸
۹۲۸	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۰/۵۰	۱۸۰	۳۶۰	۳۶۰	۵۰	۱۹	C۳۶۰-S۵۰F۱۹
۸۹۸	۴۰۶/۵	۴۰۶/۵	۰/۴۳	۱۸۰	۴۱۰	۴۱۰	۵۰	۲۸	C۴۱۰-S۵۰F۲۸

وقتی عیار سیمان مقدار ثابت ۳۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب و درصد جایگزینی شن بازیافته ۵۰٪ ثابت نگه داشته شده است، با افزایش مقاومت فشاری شن بازیافته ۱۹ مگاپاسکال، مقدار مقاومت فشاری بتن‌های ساخته شده از ۲۷ مگاپاسکال به حدود ۳۸ مگاپاسکال افزایش یافته است. این افزایش مقاومت بیش از ۴۰٪ بوده است که در تکنولوژی بتن در روش سازه‌ی بسیار مطلوب است. در همین جایگزینی، افزایش مقاومت مشابهی نیز برای مقاومت کششی بتن مشاهده شده است، به طوری که مقاومت کششی بتن‌های ساخته شده نیز حدود ۲۵٪ بهبود و ۲/۷ به ۳/۴ مگاپاسکال افزایش یافته است. در مشاهده‌ی مشابه دیگری، وقتی عیار سیمان مقدار ثابت ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مقدار درصد جایگزینی شن بازیافته ۷۵٪ بوده است، با تغییر در مقاومت فشاری شن بازیافته از ۲/۵ به ۳۳ مگاپاسکال، مقدار مقاومت فشاری بتن ساخته شده‌ی جدید، از ۳/۲ به حدود ۳/۵ مگاپاسکال و در حدود ۱۰٪ افزایش یافته است. همچنین برای همین طرح‌ها، مقاومت کششی از ۱/۳ به ۳/۵ مگاپاسکال افزایش یافته است. مشاهده‌های اخیر نشان‌دهنده‌ی آن هستند که مقاومت فشاری بتن مادر (شن بازیافته) پارامتر کلیدی در تعیین مقاومت بتن‌های ساخته شده است. در این خصوص، روند مشابهی توسط برخی پژوهشگران پیشین نیز مشاهده شده است.^[۱۰] در این راستا، بنا بر ^[۱۱] و همکاران (۷)، به بررسی تأثیر جایگزینی ریزدانه‌های زائد بتنی و شیشه‌یی در مقاومت فشاری بتن پرداختند و دریافتند که جایگزینی ریزدانه‌های شیشه‌یی تا ۲۰٪ وزن سنگدانه‌های طبیعی سبب افزایش مقاومت بتن بازیافته می‌شود و این در حالی است که استفاده از ۲۰٪ ریزدانه‌های بتنی سبب کاهش ۱۳ درصدی مقاومت بتن بازیافته می‌شود.

دلیل افزایش مقاومت‌های فشاری و کششی در طرح‌های اخیر می‌تواند به

دستگاه معادلات ۲، با استفاده از روش کمینه‌ی مریعات حل شده و ضرایب معادله به دست می‌آیند. بعد از اینکه ضرایب معادله به دست آمدند، با حل معادله ۲، پاسخ پیش‌بینی می‌شود.

پارامترهای خروجی مطالعه‌ی حاضر، شامل: مقاومت فشاری بتن (F_c)، مقاومت کششی (F_t) و جذب آب بتن (A) است. در تمام مراحل پژوهش حاضر، برای طراحی آزمایش‌ها از روش CCD و برای بررسی تأثیر پارامترهای ورودی در خروجی و مدل‌سازی، از روش سطح پاسخ در نرم‌افزار Design Expert استفاده شده است. هر پارامتر خروجی حاصل از مدل‌سازی نیز تابعی از مقاومت بتن مادر (f_c)، درصد جایگزینی سنگدانه‌ی بازیافته (r) و عیار سیمان (c_w) خواهد بود، که به شکل معمداری از ترکیب مرتبه‌ی اول، مرتبه‌ی دوم و تأثیر درونی آن‌ها تشکیل می‌شود. در ضمن برای تعیین آزمایشگاهی پارامترهای اخیر، تمامی نمونه‌ها در سن ۲۸ روز آزمایش شده‌اند.

۳. نتایج

۱.۳. نتایج آزمایشگاهی

در جدول ۵، نتایج آزمایشگاهی مربوط به بتن بازیافته ساخته شده با سنگدانه‌های بازیافته مشاهده می‌شود. بر روی بتن‌های ساخته شده مذکور، سه آزمایش اصلی مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب بتن انجام شده است. طبق جدول ۵، تأثیر مقاومت بتن مادر (سنگدانه‌ی بازیافته) در هر سه آزمایش مقاومت فشاری، مقاومت کششی، و جذب آب بسیار محسوس است. به عنوان مثال،

جدول ۵. نتایج آزمایشگاهی بتن بازیافتی.

آزمایش	مقاومت فشاری (MPa)	جذب آب (%)	پارامترهای خروجی
C39.0S25F33	21/8	3/1	5/2
C39.0S275F23	25/4	3/4	5/8
C36.0S50F28	26/5	2/8	7/1
C36.0S50F28	26	2/7	7/1
C36.0S50F26	27/8	3/4	5/2
C39.0S25F22	22/4	3	6/8
C39.0S75F22	22/5	3/1	7/5
C33.0S25F22	24	3/3	5/1
C36.0S92F28	30	3/1	7/6
C33.0S75F22	26/5	2/6	7/4
C36.0S50F28	26/3	2/7	7/1
C33.0S25F22	28/2	2/8	6/7
C33.0S75F33	36	3/5	5/7
C36.0S50F28	25/5	2/6	7/1
C36.0S50F28	25/8	2/8	7/1
C36.0S87F28	26	2/8	3/4
C36.0S50F28	25/8	2/7	7/1
C31.0S50F28	22/5	2/4	7/1
C36.0S50F19	27	2/5	7/6
C41.0S50F28	28/7	2/8	7/4

مقاومت بتن مادر (شن بازیافتی) برابر ۳۲ مگاپاسکال و عیار سیمان ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب ثابت فرض شده است، وقتی درصد جایگزینی از ۲۵ به ۷۵ برابر بازیافتی است، مقاومت فشاری از حدود ۳۲ به ۳۵ مگاپاسکال رسیده است. همین مشاهده برای مقاومت کششی بتن نیز صادق بوده و در این حالت مقاومت کششی از ۱/۳ به ۳/۴ مگاپاسکال افزایش یافته است. این موضوع بسیار حائز اهمیت است، زیرا این پدیده برای بتن‌های ساخته شده با مقاومت بتن مادر حدوداً ۲۲ مگاپاسکال صادق نیست. بهیان دیگر، وقتی مقاومت شن بازیافتی حدود ۲۲ مگاپاسکال بوده و عیار سیمان ۳۳۰ کیلوگرم بر مترمکعب ثابت فرض شده است، با افزایش درصد جایگزینی شن بازیافتی از ۲۵ به ۷۵ درصد، مقاومت فشاری بتن ساخته شده از حدود ۲۸ به ۲۶/۵ مگاپاسکال و مقاومت کششی آن از ۲/۸ به ۲/۶ مگاپاسکال کاهش یافته است. در نتیجه، مقاومت فشاری بتن مادر (شن بازیافتی) پارامتری بسیار مهم است. در بتن‌های مادر با مقاومت متوسط به بالا، افزایش درصد جایگزینی، سبب افزایش مقاومت فشاری می‌شود که موجب نبود نگرانی در پروژه‌های عملی مهندسان از بات جایگزینی کامل یا نسبتاً کامل شن بازیافتی با شن طبیعی می‌شود. در مقابل برای سندگانه‌هایی با بتن مادرک مقاومت، افزایش درصد جایگزینی باعث کاهش مقاومت فشاری شده است. همان‌طور که در چکیده‌ی نوشتار ذکر شده است، پژوهشگران مختلف درخصوص جایگزینی RCA در بتن به نتایج مختلفی دست یافته‌اند.^[۲۱-۲۷] برخی آن را سبب افزایش مقاومت و برخی نیز سبب کاهش مقاومت بتن بازیافتی دانسته‌اند. نتایج حاصل از مطالعه‌ی حاضر وجود دیدگاه‌های مختلف درخصوص تأثیر جایگزینی سندگانه‌ی بازیافتی در خصوصیات مکانیک بتن را توجیه و دلیل اصلی آن را مقاومت متفاوت سندگانه‌های بهکار رفته در آزمایش‌ها عنوان می‌کند. از آنجا که در بیشتر پروژه‌های عملی، کسب مقاومت‌های فشاری یا کششی بالاتر مطلوب است، لذا با توجه به نتایج قابل مشاهده در جدول ۵ توصیه می‌شود که اگر بتن مادری با مقاومت کمتر از ۲۸ مگاپاسکال در اختیار است، درصد‌های جایگزینی به زیر ۵۰٪ محدود شود. اما هنگامی که مقاومت بتن مادر بالای ۲۸ مگاپاسکال است، می‌توان درصد‌های جایگزینی را تا بالای ۵۰٪ نیز افزایش داد و در عین حال مقاومت بتن را بالا برد. اما در مقابل، برای جذب آب منطقی به نظر می‌رسد که افزایش درصد جایگزینی (با هر مقاومت مادری)، سبب افزایش درصد جذب آب شود. این موضوع در نتایج آزمایشگاهی حاصل از مطالعه‌ی حاضر نیز مشاهده شده است. درواقع برای دو نمونه‌ی مذکور، با افزایش درصد جایگزینی (مقاومت شن بازیافتی زیاد یا کم)، مقدار جذب آب افزایش یافته است که علت آن، تخلخل نسبی بیشتر سندگانه‌ی بازیافتی نسبت به سندگانه‌ی طبیعی بوده است. همچنین مقدار ملات سیمان باقیمانده روی شن بازیافتی خود جاذب قوی آب است، که سبب افزایش جذب آب بتن روی شن بازیافتی می‌شود.^[۲۸] مطالعات پیشین نیز علم اصلی افزایش جذب آب بتن‌های بازیافتی می‌کند. از آنجا که در جدول ۷/۶ به ۵/۲ درصد کاهش یافته است. همچنین در طرح دیگر، وقتی مقاومت فشاری شن بازیافتی از ۳۶ به ۳۳ مگاپاسکال رسیده است، جذب آب از عدد ۷/۶ به ۵/۲ درصد کاهش یافته است. همچنین در این نتیجه، جذب آب نیز از ۷/۵ به ۵/۸ درصد کاهش یافته است که دلیل اصلی آن، کاهش تخلخل سندگانه‌های بازیافتی در مقاومت‌های بالای بتن مادر بوده است. مشاهده‌ی جالب دیگر در جدول ۵، زمانی است که درصد جایگزینی شن بازیافتی متغیر قرار داده شده است. وقتی عیار سیمان به مقدار ۳۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت فشاری شن بازیافتی در عدد ۲۸ مگاپاسکال ثابت نگه داشته شود، با تغییر درصد جایگزینی شن بازیافتی از ۸ تا ۹۲ درصد، مقدار مقاومت فشاری نمونه‌ها از ۲۶ به ۳۰ مگاپاسکال افزایش یافته است. مقدار مقاومت کششی بتن‌های مذکور نیز از ۲/۸ به ۳/۱ مگاپاسکال رسیده است. این نتایج نشان‌دهنده‌ی تأثیر مشبّت درصد جایگزینی شن بازیافتی در بتن است. در مشاهده‌ی دیگر، زمانی که

اتصال بهتر سندگانه‌های بازیافتی مقاومت بالا با ماتریس بتن مربوط باشد. همچنین سندگانه‌های بازیافتی با بتن مادر مقاومت‌تر، تخلخل کمتری دارند، چون سیمان چسبیده شده روی آن‌ها یا کمتر بوده یا مقاومت مکانیکی قابل قبول‌تری داشته است. از طرفی دیگر، سطح زبر و تیزگوش بودن سندگانه‌های بازیافتی با مقاومت بالاتر باعث به وجود آمدن بتنه یکپارچه‌تر می‌شود. به علاوه، برای سندگانه‌های بازیافتی امکان واکنش خمیر روی سندگانه در بتن جدید وجود دارد، که به فرایند هیدراسیون کمک می‌کند. به پدیده‌ی اخیر در مطالعه‌ی نیلی و همکاران نیز اشاره شده است.^[۲۹] نکته‌ی مهم دیگر آن است که در دو طرح مذکور، با افزایش مقاومت فشاری بتن مادر (شن بازیافتی)، جذب آب بتن‌های ساخته شده کاهش یافته است. در مشاهده‌ی اول، وقتی مقاومت فشاری شن بازیافتی از ۳۶ به ۳۳ مگاپاسکال رسیده است، جذب آب از عدد ۷/۶ به ۵/۲ درصد کاهش یافته است. همچنین در طرح دیگر، وقتی مقاومت فشاری شن بازیافتی از ۳۶ به ۳۳ مگاپاسکال رسیده است، جذب آب نیز از ۷/۵ به ۵/۸ درصد کاهش یافته است که دلیل اصلی آن، کاهش تخلخل سندگانه‌های بازیافتی در مقاومت‌های بالای بتن مادر بوده است. مشاهده‌ی جالب دیگر در جدول ۵، زمانی است که درصد جایگزینی شن بازیافتی متغیر قرار داده شده است. وقتی عیار سیمان به مقدار ۳۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت فشاری شن بازیافتی در عدد ۲۸ مگاپاسکال ثابت نگه داشته شود، با تغییر درصد جایگزینی شن بازیافتی از ۸ تا ۹۲ درصد، مقدار مقاومت فشاری نمونه‌ها از ۲۶ به ۳۰ مگاپاسکال افزایش یافته است. مقدار مقاومت کششی بتن‌های مذکور نیز از ۲/۸ به ۳/۱ مگاپاسکال رسیده است. این نتایج نشان‌دهنده‌ی تأثیر مشبّت درصد جایگزینی شن بازیافتی در بتن است. در مشاهده‌ی دیگر، زمانی که

جدول ۶. تحلیل واریانس برای مدل‌های پیشنهادی.

پاسخ	منبع	SS	DF	MS	F	P
پراهمیت	مدل	۲۹۸/۸۸	۹	۳۳/۲۱	۷/۸۰	۰/۰۰۱۸
	باقیمانده	۴۲/۵۹	۱۰	۴/۲۶		
	کمبود تطبیق	۴۱/۹۲	۵	۸/۳۸	۶۲/۷۳	۰/۰۰۰۲
پراهمیت	خطای خالص	۰/۶۷	۵	۰/۱۳		
	کل	۲۴۱/۴۵	۱۹			
پراهمیت	مدل	۱/۶۳	۹	۰/۱۸	۶/۵۹	۰/۰۰۳۴
	باقیمانده	۰/۲۸	۱۰	۰/۰۲۸		
	کمبود تطبیق	۰/۲۵	۵	۰/۰۴۹	۸/۷۲	۰/۰۱۶۵
پراهمیت	خطای خالص	۰/۰۲۸	۵	۰/۰۰۵		
	کل	۱/۹۱	۱۹			
پراهمیت	مدل	۱۷/۱۵	۹	۱/۹۱	۱۲/۲۴	۰/۰۰۰۳
	باقیمانده	۱/۵۶	۱۰	۰/۱۶		
	کمبود تطبیق	۱/۴۵	۵	۰/۳۱		
پراهمیت	خطای خالص	۰	۵	۰		
	کل	۱۸/۷۰	۱۹			

SS : مجموع مربعات، DF : درجه آزادی، MS : میانگین مربعات، F : مقدار F-value

خطای احتمالی، P

$$F_C = \gamma \Delta_{\text{AA}} + \gamma \mathcal{E} f_c + \gamma \mathcal{V} r + \gamma \mathcal{V} c_w + \gamma f_c r - \gamma \mathcal{E} f_c c_w + \gamma \mathcal{V} r c_w + \gamma \mathcal{V} f_c + \gamma \mathcal{V} r^r + \gamma \Delta c_w^r \quad (3)$$

$$F_t = \gamma \gamma + \circ, \gamma \gamma f_c + \circ, \circ \gamma \gamma r + \circ, \circ \gamma \gamma c_w + \circ, \circ \gamma \Delta f_c r - \circ, \circ \gamma f_c c_w + \circ, \circ \gamma \Delta r c_w + \circ, \circ \gamma f_c^r + \circ, \circ \gamma r^r + \circ, \circ \gamma c_w^r \quad (4)$$

جدول ۷. پارامترهای آماری از تحلیل واریانس مدل‌های پیشنهادی.

طبيعي به نظر می‌رسد؛ زیرا سیمان موجود بالاتر در ماتریس بتن، نیاز به آب بیشتری دارد.

PRESS	A.P.	S.D.	CV	Adj.R ^r	R ^r	پاسخ
۳۱۷/۷۳	۹/۵۶	۲/۰۶	۷/۰۶	۰/۷۶	۰/۸۸	F_c
۱/۹۱	۸/۶۴	۰/۱۷	۵/۷۱	۰/۷۳	۰/۸۶	F_t
۱۱/۸۲	۱۰/۷۹	۰/۳۹	۵/۹۸	۰/۸۴	۰/۹۲	A

PRESS : ضریب واریانس، SD : انحراف معیار، $A.P$: دقت کافی، CV : یا قسمیانه بیش بینی شده از مجموع میراعات خطوط)

مذکور در جدول های ۶ و ۷ ارائه شده است. در جدول های مذکور، مقدار P برای همه مدل های پیشنهادی کمتر از 50% بودست آمده است که نشان می دهد سه متغیر انتخاب شده با سطح اطمینان بالای 95% در پاسخ های مرتبط تأثیرگذار هستند. به منظور ارزیابی قابلیت پیش بینی مدل ها، سه پارامتر ضریب همبستگی (R^2) ، پارامتر R^* اصلاح شده $(Adj.R^*)$ و مقدار F معروفی شده اند.^[۲۴] ضریب همبستگی (R^2) روابط پیشنهادی برای مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب بتن بازیافتنی به ترتیب برابر 88% ، 86% و 92% بوده است که مطلوب و نشانگر تقطیع ذریعی مناسبین مدل های سیسته های داده های آزمایشگاهی است.

۲.۳. نتایج مدل سازی

روش سطح پاسخ به عنوان یکی از روش‌های مؤثر در پیش‌بینی رفتار بتن بازیافتی معرفی شده است.^[10] بنابراین همان‌طور که در بخش قبل نیز مطرح شد، در مطالعه‌ی حاضر برای مدل‌سازی رفتار بتن‌های بازیافتی از روش سطح پاسخ استفاده شده است. در روابط ۳ الی ۵ و جدول ۶، برای مقاومت فشاری (MPa)، F_t معادل مقاومت کششی (MPa) و A معادل جذب آب بتن (%) است. هر پاسخ در مدل اخیر، تابعی از متغیرهای مرتبه‌ی اول (f_{c_w} ، r ، c_w)، مرتبه‌ی دوم (c_w^2 ، r^2 و $f_{c_w}^2$) و تأثیر متقابل (f_{cc_w} ، r_{cc_w}) متغیرهای است. در معادلات پیشنهادی اخیر، c_w نشانگر مقاومت بتن مادر (MPa)، r نشانگر درصد جایگزینی مصالح بازیافتی (%) و c_w نشانگر عیار سیمان بر حسب (kg/m^3) است. معادلات پیشنهادی برای

روابط اخیر با استفاده از روش تحلیل واریانس (ANOVA) در نرم افزار Expert Design تحلیل شده اند. نتایج حاصل از تحلیل های انجام شده برای ماسنجهای

ساختن میزان دقت، می‌توان معادلات فوق را با استفاده از جایگزینی مقادیری که در طرح آزمایش مطرح شده است، آزمایش کرد. به عنوان نمونه براساس رابطه‌ی 3 ، وقتی درصد جایگزینی صفر، عیار سیمان معادل 360 کیلوگرم بر مترمکعب، و بتن مادر دارای مقاومت 28 مگاپاسکال است، مقاومت فشاری بتن حاصل کمتر از 26 مگاپاسکال و زمانی که درصد جایگزینی به 100% برسد مقاومت فشاری کمی بیش از 30 مگاپاسکال به دست می‌آید. این موضوع نشان‌دهنده‌ی تأثیر مثبت جایگزینی بتن‌های مادر با مقاومت 28 مگاپاسکال و بالاتر از آن است. براساس رابطه‌ی 4 ، با افزایش همین درصد‌های جایگزینی، مقاومت کششی بتن بازیافتی از $2/8$ به $3/1$ و $2/2$ به $2/4$ مگاپاسکال می‌رسد. در مطالعات پیشین نیز جایگزینی درصد بالای شن بازیافتی در بتن مناسب ارزیابی شده است.^[10] در شکل 5 ، نمودارهای مربوط به مقادیر پیش‌بینی شده و مقادیر واقعی مشاهده می‌شوند، که مطابق آن‌ها، تطبیق قابل قبولی بین نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های پیش‌بینی وجود دارد. نمودارهای اخیر در واقع نشان می‌دهند که مدل‌های اخیر به خوبی قابلیت پیش‌بینی رفتار بتن بازیافتی را دارند.

۴. نتیجه‌گیری

به منظور دفن این موارد زائد جامد در بتن، سنگدانه‌های طبیعی درشت با سنگدانه‌های بتن بازیافتی جایگزین شدند. برای مدل‌سازی رفتار بتن بازیافتی و انجام تحلیل حساسیت، از روش طراحی مرکب مرکزی به همراه روش آماری سطح پاسخ استفاده شده است. در پژوهش حاضر، تأثیر مقاومت فشاری بتن مادر 19 تا 36 مگاپاسکال، تأثیر درصد جایگزینی 8% تا 92% درصد) و عیار سیمان (410 kg/m³ تا 310 kg/m³) به عنوان پارامترهای ورودی در نظر گرفته شدند و مقاومت فشاری، مقاومت کششی، و درصد جذب آب به عنوان پارامترهای خروجی مدنظر قرار گرفتند. در ادامه، دستاوردهای مهم مطالعه‌ی حاضر ارائه شده است:

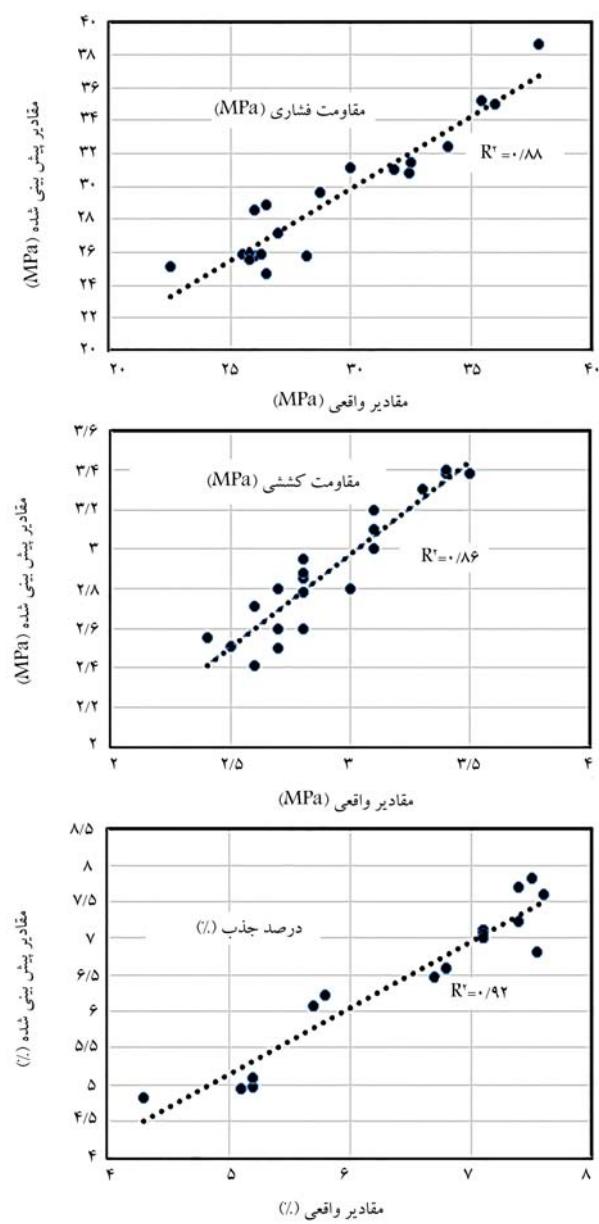
الف) مقاومت فشاری بتن مادر نقش بهسزایی در تعیین ویژگی‌های مکانیکی بتن بازیافتی، شامل: مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب دارد. به منظور ساخت بتن‌هایی با مقاومت فشاری بالاتر از مقاومت اولیه بتن مادر، بتن مادر با مقاومت بالای 28 مگاپاسکال باید استفاده شود.

ب) با افزایش مقاومت فشاری شن بازیافتی از 19 تا 36 مگاپاسکال، مقاومت فشاری بتن بازیافتی بیش از 40% افزایش یافته است. در همین جایگزینی جذب آب بتن نیز بیش از 30% کاهش یافته است.

ج) وقتی مقاومت فشاری شن بازیافتی برابر 28 مگاپاسکال ثابت نگه داشته شد، با تغییر درصد جایگزینی شن بازیافتی از 8 تا 92 درصد، مقدار مقاومت فشاری نمونه‌ها از 26 به 30 مگاپاسکال افزایش و مقدار مقاومت کششی آن‌ها نیز از $2/8$ به $3/1$ مگاپاسکال رسیده است.

د) وقتی مقاومت فشاری بتن مادر بالای 28 مگاپاسکال بوده است، درصد بالای جایگزینی سنگدانه‌ی بازیافتی منطقی به نظر رسید. این نکته می‌تواند کمک کند تا حجم زیادی از مواد زائد در بتن دفن شود. اما برای بتن‌های مادر با مقاومت کم، درصد جایگزینی باید محدود شود تا رفتارهای نامطلوب کاهش یابد.

و) معادلات پیشنهادی برای پاسخ‌های هدف، پژوهشگران را قادر می‌سازد تا پیش‌بینی منطقی از عملکرد مقاومت بتن مادر بر خصوصیات بتن بازیافتی داشته باشند. با تحلیل آماری مدل‌های ارائه شده، مقادیر R^* بین $8/86$ و $9/20$ به دست آمد که کاملاً مطلوب است.



شکل ۵. مقادیر پیش‌بینی شده و مقادیر واقعی.

شکل اصلاح شده R^* نیز برای همه‌ی پاسخ‌ها در جدول 7 ارائه شده است. پارامتر R^* اصلاح شده برای بررسی قابلیت پیش‌بینی مدل‌ها استفاده می‌شود، که اصولاً از R^* کمتر بوده و حساسیت پیشتری از آن داشته است. این پارامتر نیز در محدوده‌ی قابل قبولی قرار داشته است. پارامتر P (دقت کافی)، از لحاظ آماری نشان‌دهنده‌ی سیگنال به نویز یا به عبارتی نسبت محدوده‌ی پاسخ پیش‌بینی شده به خطای متوسط آن است که مقدار آن در حال مطلوب باید بیش از 4 باشد.^[24] مطابق جدول 7 ، مقدار پارامتر P بین $8/64$ تا $10/79$ است و در محدوده‌ی مطلوب قرار دارد. مقدار F نیز در محدوده‌ی $6/59$ تا $12/24$ قرار دارد که نشان می‌دهد همه‌ی مدل‌های پیشنهادی از لحاظ آماری مناسب هستند. ضریب تغییرات (CV) در همه‌ی مدل‌ها کمتر از 10% بوده است که نمایانگر دقت و قابلیت اطمینان پاسخ‌هاست. بنابراین براساس پارامترهای مطرح شده، روابط پیشنهادی کفایت لازم برای پیش‌بینی پاسخ‌ها را دارند. برای شفاف‌تر

پانوشت‌ها

1. municipal solid waste (MSW)
2. Hansen
3. recycled concrete aggregates (RCA)
4. Kou
5. Cabral
6. Khatib
7. Zega & Maio
8. Butler
9. Evangelista
10. response surface methodology (RSM)
11. central composite design (CCD)
12. Alyamac
13. Biglarijoo
14. Batayneh

منابع (References)

1. Winkler, G., *Recycling Construction and Demolition Waste*, McGraw Hill, 1st Edition, pp. 256 (2010).
2. Tabsh, S. and Abdelfatah, A. "Influence of recycled concrete aggregates on strength properties of concrete", *Construction and Building Materials*, **23**(2), pp. 1163-1167 (2009).
3. Shi, J. and Xu, Y. "Estimation and Forecasting of Concrete Debris Amount in China", *Resources, Conservation & Recycling*, **49**(2), pp. 147-158 (2006).
4. Laserna, S. and Montero, J. "Influence of natural aggregates typology on recycled concrete strength properties", *Construction and Building Materials*, **115**, pp. 78-86 (2016).
5. Batayneh, M., Marie, I. and Asi, I. "Use of Selected Waste Materials in Concrete Mixes", *Waste Management*, **27**(12), pp. 1870-1876 (2007).
6. Huda, S. and Alam, S. "Mechanical behavior of three generations of 100% repeated recycled coarse aggregate concrete", *Construction and Building Materials*, **65**, pp. 574-582 (2014).
7. Nili, M., Biglarijoo, N. and Razmara, M. "Effects of recycled concrete aggregate, waste glass and plastics on the durability and mechanical properties of concrete", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **31.2**(2.1), pp. 111-119 (2015).
8. Mostofinejad, D., Hosseini, M., Nosouhian, F. and et al. "Durability of concrete containing recycled concrete coarse and fine aggregates and milled waste Magnesium sulfate environment", *Journal of Building glass in Engineering*, **29**, pp. 101182 (2020).
9. Hansen, T.C., *Recycling of Demolished Concrete and Masonry*, CRC Press, pp. 336 (1992).
10. Biglarijoo, N., Nili, M., Hosseini, M. and et al. "Modelling and optimisation of concrete containing recycled concrete aggregate and Waste glass", *Magazine of Concrete Research*, **69**(6), pp. 1-11 (2017).
11. Zega, C. and Maio, A. "Use of recycled fine aggregate in concretes with durable requirements", *Waste Management*, **31**(11), pp. 2336-2340 (2011).
12. Bostanci, S. "Use of waste marble dust and recycled glass for sustainable concrete production", *Journal of Cleaner Production*, **251**, pp. 119785 (2020).
13. Zaharieva, R., Buyle-Bodin, F. and Wirkquin, E. "Frost resistance of recycled aggregate concrete", *Cement and Concrete Research*, **34**(10), pp. 1927-1932 (2004).
14. Nili, N., Biglarijoo, N. and Mirbagheri, S.A. "A review on the use of various kinds of debris and demolitions in concrete and mortar mixes", 10th International Congress on Advances in Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey (2011).
15. Mesgari, S., Akbarnezhad, A. and Xiao, J.Z. "Recycled geopolymer aggregates as coarse aggregates for portland cement concrete and geopolymer concrete: Effects on mechanical properties", *Construction and Building Materials*, **236**, pp. 117571 (2020).
16. Bai, G., Zhu, C., Liu, C. and et al. "An Evaluation of the recycled aggregate characteristics and the recycled aggregate concrete mechanical properties", *Construction and Building Materials*, **240**, pp. 117978 (2020).
17. Kou, S.C., Poon, C.S. and Etcheberria, M. "Influence of recycled aggregates on long-term mechanical properties and pore size distribution of concrete", *Cement and Concrete Composites*, **33**(2), pp. 286-291 (2011).
18. Cabral, A., Schalch, V., Molin, D. and et al. "Mechanical properties modeling of recycled aggregate concrete", *Construction and Building Materials*, **24**(4), pp. 421-430 (2010).
19. Khatib, K. "Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate", *Cement and Concrete Research*, **35**(4), pp. 763-769 (2005).
20. Butler, L., West, J.S. and Tighe, S.L. "The Effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement", *Cement and Concrete Research*, **41**(10), pp. 1037-1049 (2011).
21. Nili, M., Hosseini, S.M., Biglarijoo, N. and et al. "Assessing the influences of waste glass and recycled concrete aggregate on properties of concrete", FIB Symposium, Prague, Czech (2011).
22. Evangelista, B. "Mechanical behaviour of concrete made with fine recycled concrete aggregates", *Cement and Concrete Composites*, **29**(5), pp. 397-401 (2007).
23. Biglarijoo, N., Mirbagheri, S.A., Ehteshami, M. and et al. "Optimization of fenton process using response surface methodology and analytic hierarchy process for landfill leachate treatment", *Process Safety and Environmental Protection*, **104:Part A**, pp. 150-160 (2016).
24. Amiri, A. and Sabour, M.R. "Multi-response optimization of fenton process for applicability assessment in landfill leachate treatment", *Waste Management*, **34**(12), pp. 2528-2536 (2014).
25. ASTM C136M-19, "Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates, ASTM international, west conshohocken", PA (2019).
26. ASTM C128-01, "Standard test method for density, relative density (Specific Gravity), and absorption of fine aggregate", ASTM International, West Conshohocken, PA (2001).

27. ASTM C143M-15a, "Standard test method for slump of hydraulic-cement concrete", ASTM International, West Conshohocken, PA (2015).
28. "BSI, BS EN 12390, Testing hardened concrete, method of determination of compressive strength of concrete cubes: Part 3", BSI, London, UK (2000).
29. ASTM C496-17, "Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens", ASTM International, West Conshohocken, PA (2017).
30. ASTM C642-13, "Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete", ASTM International, West Conshohocken, PA (2013).
31. Alyamac, K.E., Ghafari, E. and Ince, R. "Development of eco-efficient self-compacting concrete with waste marble powder using the response surface method", *Journal of Cleaner Production*, **144**, pp. 192-202 (2017).
32. Sun, Y., Yu, R., Shui, Z. and et al. "Understanding the porous aggregates carrier effect on reducing autogenous shrinkage of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) based on response surface method", *Construction and Building Materials*, **222**, pp. 130-141 (2019).

بررسی پایایی بتن‌های خودمتراکم ساخته شده از سنگ‌دانه‌های مختلف تحت اثر محیط سولفاته با استفاده از آزمون «پیچش»

محمود نادری (استاد)

ابوالفضل رشوند آوه (کارشناس ارشد)

علی صابری ورزنه^{*} (دکتری)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

در نوشتار حاضر، با توجه به نبود اطلاعات مرتبط با تأثیر مقاومت سنگ‌دانه‌ها در عملکرد بتن خودمتراکم، تأثیر نوع و مقاومت آنها در دوام بتن خودمتراکم در مقابل سولفات‌سدیم ارائه شده است. برای ساخت بتن‌ها از ۹ نوع سنگ مختلف استفاده شده است. نتایج به دست آمده، بیان‌گر رابطه‌ی مستقیم بین مقاومت سنگ مادر با مقاومت بتن خودمتراکم ساخته شده با سنگ‌مذکور در آب و محلول سولفات‌سدیم است. ضریب همیستگی بالایی بین نتایج آزمون «پیچش» با آزمون «مزدگیری» به دست آمد، که می‌توان برای اندازگیری مقاومت فشاری سنگ‌ها از آزمون «پیچش» با اطمینان بالا استفاده کرد. مقاومت فشاری سنگ‌های: توف سیز بالورین، توف سیز اندزیت، ریولیت، تراورتن، آهک، مرمریت و گرانیت به ترتیب برابر ۷۶/۳۱، ۱۲/۳۱، ۳۳/۱۲، ۳۹/۹۲، ۴۸/۴۱، ۴۳/۱۴، ۴۳/۱۲، ۳۹/۱۴ و ۵۱/۹۷ و ۶۲/۱۷ مکاپاسکال بوده است. با افزایش مقاومت فشاری، نتایج آزمون پیچش نیز افزایش داشته است، به طوری که برای سنگ‌های مذکور به ترتیب برابر ۱۵۵/۹، ۱۷۶/۳، ۱۸۸/۱، ۲۰۱/۳، ۲۰۳/۴، ۲۰۴/۷، ۲۳۱/۴ و ۱/۲۴۶ نیوتن - متر به دست آمده است. در ضمن سنگ‌های با درصد جذب آب بالاتر، با تغییرات کمتری از نظر حجم نمونه مواجه بوده‌اند.

profmahmoodnaderi@eng.ikiu.ac.ir
rashvand-a@edu.ikiu.ac.ir
ali.saberi@edu.ikiu.ac.ir

واژگان کلیدی: سولفات سدیم، آزمون «پیچش»، سنگ مادر، بتن خودمتراکم، دوام.

۱. مقدمه

خرابی و تخریب بتن می‌شود.^[۱] برخی از پژوهشگران روی اثر خاکستر بادی در مقاومت فشاری بتن و ملات در برابر حمله‌ی سولفات‌مطالعه و اشاره کرده‌اند که با استفاده از مقدار کافی خاکستر بادی، می‌توان به طور مؤثر مقاومت بتن را در برابر حمله‌ی سولفات‌ها افزایش داد.^[۲] نای^۱ و همکاران (۱۴/۲۰)، در مطالعه‌ی خود مشاهده کردند که مواد افزودنی معدنی، مانند خاکستر بادی یا مواد افزودنی اضافی می‌توانند در بتن حاوی سیمان برآیند استفاده شوند و برای بهبود دوام بتن مانند مقاومت در برابر سولفات‌ها مفید باشند.^[۳] سولفات‌منیزیم از دیگر سولفات‌ها مضرتر است، زیرا فقط با الومینات کلسیم هیدراته واکنش نمی‌دهد، بلکه در عین حال باعث می‌شود که سیلیکات‌های کلسیم هیدراته هیدراته کاملاً تجزیه و به یک توده‌ی ترک‌خورده تبدیل شوند.^[۴-۶] بنای^۲ و همکاران (۱۷/۲۰)، در مطالعه‌ی خود مشاهده کردند که مواد افزودنی حاوی ۱۰ و ۳۰ درصد خاکستر بادی مشاهده کردند که افزایش مقدار خاکستر بادی باعث کاهش مقاومت فشاری می‌شود، اما مقاومت ملات در برابر حمله‌ی سولفات‌ها افزایش می‌یابد.^[۷] صمیمی و شیرزادی (۲۰/۲۰)، در بررسی تأثیر سولفات‌ها

در بسیاری از مناطق ایران و به خصوص در مناطق جنوبی کشور، که بتن در معرض آب دریا قرار دارد، سولفات‌ها از عوامل اصلی مخرب بتن هستند. از عوامل اصلی مربوط به دوام بتن می‌توان به نوع مصالح، ساختار بتن، تراکم، پرداخت و عمل آوری اشاره کرد. تراکم نامناسب بتن به دلیل ویره‌ی غیرقابل قبول در قسمت‌های محدود بین قالب‌ها و میلگردها به عنوان یکی از عوامل اصلی پایایی کم سازه در معرض حمله‌ی سولفات‌هاست.

حمله‌ی سولفات‌ها به بتن یک فرایند پیچیده است و عوامل فراوانی می‌توانند در مقاومت به سولفات‌ها تأثیر بگذارند، مانند: نوع سیمان، نوع کاتیون سولفات و مدت زمان قرار گرفتن در معرض حمله‌ی سولفات‌ها. به طور کلی حمله‌ی سولفات‌ها باعث می‌شود که یون‌های سولفات با هیدروکسید کلسیم و الومینات کلسیم هیدراته شده واکنش نشان دهند و تبدیل به اترینکایت شوند، که باعث انسیاط، ترک‌خوردنگی

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۲۵/۲/۱۴۰۰، اصلاحیه ۳/۱۴۰۰، پذیرش ۱۷/۱۴۰۰.

DOI:10.24200/J30.2021.58151.2951

«پیچش»^[۲۸] و «مغزه‌گیری»^[۲۹] استفاده شده است. آزمایش‌ها در سالین ۷، ۱۴ و ۲۸ روز انجام شده است. در برخی مطالعات پیشین از آزمون «پیچش» برای ارزیابی مقاومت فشاری بتن‌های معمولی و الیافی،^[۳۰] ملات‌های معمولی و الیافی،^[۳۱] و ملات‌های اصلاح شده با پلیمر،^[۳۲] استفاده شده است.

۲. کارهای آزمایشگاهی

۱.۲. مصالح مصرفی

شن و ماسه‌ی مورد نیاز پژوهش حاضر به صورت قطعه‌سنگ‌ها از مناطق مختلف اطراف شهرستان قزوین تهیه و در محل آزمایشگاه به شن و ماسه با دانه‌بندی موردنظر تبدیل شده‌اند. انواع مختلف سنگ‌دانه‌های استفاده شده در شکل ۱ مشاهده می‌شود. دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها، مطابق با استاندارد ASTM C۱۳۶-۰۱^[۳۳] و دوام انجام شده است.

برای این‌که بتوان مقدار آب خالص بتن را کنترل و وزن دقیق سنگ‌دانه‌ها و آب را در هر مخلوط بتن تعیین کرد، با استفاده از استانداردهای ASTM C۱۲۸^[۳۴] و ASTM C۱۲۷^[۳۵]، مقدار جذب آب سنگ‌دانه‌ها و چگالی آنها تعیین شده است.

در جدول ۱، نیز وزن اشباع با سطح خشک، وزن خشک، حجم اشباع با سطح خشک، چگالی و جذب آب تمامی سنگ‌دانه‌های به کار رفته در پژوهش حاضر ارائه شده است.

سیمان استفاده شده، سیمان پرتلند تیپ II محصول کارخانه‌ی آییک بوده است. قطر بزرگ‌ترین سنگ‌دانه‌ی مصرفی با توجه به ابعاد قالب مکعبی ۱۰۰ میلی‌متری، برابر ۹/۵ میلی‌متر انتخاب شده است. آب استفاده شده، آب شرب شهر قزوین بوده است. با توجه به ثابت بودن نسبت آب به سیمان جهت به دست آوردن اسلامبی مورد نیاز از نسبت‌های متفاوت فوق روان‌کننده‌ی محصول شرکت نامیکاران قزوین استفاده شده است. به منظور حفظ یکپارچگی بتن و جلوگیری از جداسدگی در بتن (شیره دادن بتن) از خاکسته‌بادی محصول شرکت نامیکاران استفاده شده است. سولفات‌سدیم در بسته‌های یک کیلوگرمی به صورت پودر جامد تهیه و به میزان ۱۸ گرم بر لیتر در تهیه‌ی محلول سولفات‌سدیم استفاده شده است. به منظور تعیین وزن



شکل ۱. شکل سطحی سنگ‌دانه‌های شکسته شده در آزمایشگاه.

در بتن خودمتراکم دریافتند که افزودن زئولیت در مقایسه با متاکانولین به ترتیب باعث افزایش ۱ و ۵ برابری مقاومت بتن در برابر حملات یون‌های کلرید و سولفات‌منیزیم می‌شود.^[۳۶]

درکل با بررسی مطالعات پیشین مشاهده می‌شود که آسیب ناشی از واکنش‌های

اجزاء بتن همراه با سولفات‌ها، شامل: پوسته‌پوسته شدن، لایلایه شدن، ترک‌خوردگی بزرگ و احتمالاً ازین رفتن انسجام است. در بسیاری از نوشتارهای پژوهشی، خراب شدن بتن در محیط سولفات‌ها به عنوان دو پدیده، طبقه‌بندی شده‌اند: حمله‌ی شیمیایی سولفات‌ها یا حمله‌ی فیزیکی سولفات‌ها. در برخی موارد نیز حمله‌ی سولفات‌ها به دوسته‌ی آسیب‌های داخلی و خارجی طبقه‌بندی می‌شود.^[۱۲-۱۰]

از آن‌جا که بخش عمده‌ی از کیفیت بتن به اجزاء مشتمله‌ی آن بستگی دارد، نوع سنگ‌دانه‌ها که بیشترین حجم بتن را تشکیل می‌دهند، اهمیت ویژه‌ی دارند. به همین دلیل، بررسی تأثیر ترکیب‌های بتن، مانند سنگ‌دانه‌ها در خواص مکانیکی و دوام آن، اهمیت بسیاری دارد. سنگ‌دانه‌ها بین ۶۰ تا ۸۰ درصد از حجم بتن را تشکیل می‌دهند. سنگ‌دانه‌ها هم‌ترین عامل مؤثر در مقاومت بتن در نظر گرفته می‌شوند.

علاوه بر این، سنگ‌دانه‌ها باعث افزایش طول جربان سیال از طریق ریزساختار بتن و قطع اتصال‌های منافذ در شبکه‌ی خمیری خمیر سیمان می‌شوند. البته، در هنگام انجام آزمون مقاومت فشاری، شکستگی معمولاً در سطح مشترک بین خمیر سیمان و سنگ‌دانه رخ می‌دهد. از این‌رو، مقاومت بالقوه‌ی سنگ‌دانه‌ها کاملاً به مقاومت بتن کمک نمی‌کنند.^[۱۸-۱۳]

نوشتارهای منتشر شده در گذشته نشان می‌دهند که سنگ‌دانه‌ها تأثیرات

زیادی را در مشخصات مکانیکی بتن دارند. در برخی پژوهش‌ها مشاهده شد که اندازه‌ی سنگ‌دانه‌ها، تأثیر فراوانی در مقاومت بتن‌های متخلخل دارد. با این حال، سنگ‌دانه‌های بزرگ‌تر از ۷ میلی‌متر به طور قابل توجهی در مقاومت فشاری بتن تأثیر نمی‌گذارند.^[۱۹] فاین ۳ و همکاران (۲۰۱۲)، گزارش کردند که با افزایش اندازه‌ی متوسط سنگ‌دانه‌ها، مقاومت فشاری بتن افزایش می‌یابد.^[۲۱] عبداللهی (۲۰۱۲)،

نیز برای روند مقاومت نمونه‌های بتنی حاوی کوارتز، گرانیت و ماسه‌ی رودخانه‌ی یک مدل خطی ارائه کرده است.^[۲۲] همچنین نتایج منتشر شده‌ی تی‌سادو (۲۰۱۳)، نشان می‌دهد که سنگ‌دانه‌های گرانیت، بتنی با مقاومت بالاتر از سنگ‌دانه‌های مرمر تولید می‌کنند.^[۲۳] علاوه بر این، مطالعات وو^۵ و همکاران (۲۰۰۱) نشان داد که نوع سنگ‌دانه، تأثیر بیشتری در مقاومت فشاری بتن‌های با مقاومت بالا نسبت به

بن‌های با مقاومت معمولی دارد.^[۲۴] لیو^۶ و همکاران (۲۰۲۰)، در خصوص تأثیر سنگ‌دانه‌های سولفاتی و محیط‌های خورنده روی مقاومت فشاری بتن‌ها مشاهده

کردند که استفاده از سنگ‌دانه‌های سولفات در محیط ناسالم باعث کاهش بیش از ۱۰٪ مقاومت فشاری خواهد شد.^[۲۵] نتیج^۷ و همکاران (۲۰۱۷)، در بررسی تأثیر

خرده‌های سنگ مرمر و کاشی در بتن خودمتراکم دریافتند که با افزایش فشرده‌گی و کاهش اتصال بین منافذ، نفوذ سولفات‌ها به داخل بتن کاهش می‌یابد.^[۲۶] شریتدار

و حبیبی (۲۰۱۸)، نیز در مطالعه‌ی خود به این نتیجه رسیدند که مقاومت فشاری بتن در مقادیر تأثیر سولفات‌ها مؤثر است، به گونه‌ی که بتن با مقاومت فشاری ۲۰ مگاپاسکال، با افزایش علظت محلول سولفات‌دچار کاهش مقاومت می‌شود؛ اما

بن‌های با مقاومت ۳۵ و ۴۰ مگاپاسکال، ابتدا دچار افزایش مقاومت و سپس دچار کاهش می‌شوند.^[۲۷]

در پژوهش حاضر، تأثیر نوع و مقاومت سنگ‌دانه‌ها در دوام بتن خودمتراکم در مقابل سولفات‌سدیم ارائه شده است. برای ساخت بتن‌ها از سنگ‌های: گرانیت، مرمریت، اندزیت، ریولیت، تراورتن، آهک، توف سنگی سبز، توف سیز بلورین و بازالت استفاده شده است. جهت اندازه‌گیری مقاومت فشاری سنگ‌ها از آزمون‌های

جدول ۱. چگالی و جذب آب سنگ‌دانه‌ها.

نوع سنگ مادر	وزن اشباع با سطح خشک (gr)	وزن خشک (gr)	حجم اشباع با سطح خشک (cm ³)	چگالی (Kg/m ³)	جذب آب (%)
گرانیت	۵۴۸/۲	۵۴۶	۲۰۸/۸	۲/۶۱۵	۰/۴۰۳
مرمریت	۶۲۱/۸	۶۱۵/۸	۲۳۶/۷	۲/۶۱۰	۰/۱۶۲
اندزیت	۵۸۸/۱	۵۸۶/۸	۲۱۹/۹	۲/۵۴۵	۱/۶۶۴
ریولیت	۴۰۳/۳	۳۹۰	۱۵۰/۴	۲/۵۹۳	۲/۳۶۰
توف سیز بلورین	۶۲۱/۴	۶۰۶	۲۴۲/۸	۲/۴۹۵	۲/۵۴۱
توف سیز سنگی	۴۶۷/۲	۴۴۱/۵	۱۹۸/۷	۲/۲۲	۵/۸۲۱
تارورتن	۶۸۷/۷	۶۷۷/۱	۲۶۷/۱	۲/۵۳۵	۱/۵۵۱
آک	۶۲۰/۸	۶۱۵/۵	۲۳۴	۲/۶۳۰	۰/۸۶۱
باژالت	۶۱۲/۱	۶۰۸/۷	۲۲۸	۲/۶۲۰	۰/۵۵



شکل ۲. نحوه انجام آزمون «پیچش».

حالت خشک، مقادیر مقاومت را معمولاً ۱۰٪ بیشتر از حالتی که مغزه در حالت ترازماش می‌شود، به دست می‌دهد. برای تعیین مقاومت فشاری نمونه‌ها از جک فشاری هیدرولیکی با دقت ۱٪ تن استفاده شده است. قالب‌های استفاده شده از نوع فلزی معمولی به ابعاد $۱۰۰ \times ۱۰۰ \times ۱۰۰$ میلی‌متر بوده است. نمونه‌های بنتی در هر دو محلول سولفات‌سیدیم و آب شرب در سنین ۷، ۱۴ و ۲۸ روز تحت آزمایش تعیین مقاومت فشاری قرار گرفتند.

۳. ساخت نمونه‌ها

عوامل تأثیرگذار در حمله‌ی سولفات و کسب مقاومت به صورت عمدۀ عبارت‌اند از: نسبت آب به سیمان، نوع سیمان و ترکیب دانه‌بندی. لذا به منظور کمینه‌سازی تأثیر عوامل در نتایج آزمایش‌ها سعی در انتخاب طرح اختلاطی بوده است، که با ثابت بودن پارامترهای ذکر شده‌ی اخیر، حدود مقرر شده در آزمایش‌های بتن خودمترکم را تأمین کند. لذا با توجه به تأثیر کم مقدار فوق روان‌کننده بر روی حمله‌ی سولفات‌ها، میزان فوق روان‌کننده بین نمونه‌های مختلف به عنوان متغیر اختیار شده است. نمونه‌های تهیه شده در دو مخزن فلزی، شامل آب شرب و محلول سولفات‌سیدیم به منظور عمل‌آوری قرار داده شدند. طرح‌های اختلاط استفاده شده در جدول ۲ ارائه شده است.

مخلوط‌های تهیه شده از هر نمونه در قالب‌های فلزی، بدون هرگونه عمل و یا

نمونه‌ها از ترازوی با دقت ۱٪ گرم و برای تعیین حجم نمونه‌ها از دستگاه ارشمیدس استفاده شده است.

برای تعیین حجم و وزن نمونه‌ها، ابتدا نمونه‌های مورد نظر به مدت ۲۴ ساعت در محلول سولفات‌عمل آوری شدند تا نمونه‌ها، حالت اشباع داشته باشند. سپس وزن نمونه‌ها در حالت با سطح خشک با استفاده از ترازوی با دقت ۱٪ گرم و سپس حجم ظاهری آنها با استفاده از دستگاه ارشمیدس تعیین شده است. مراحل اخیر، هر دو روز خوانده و میزان تغییرات وزن و حجم نمونه‌ها یادداشت شده‌اند.

۲. روش‌های آزمایش‌گاهی ۲.۱. آزمون «پیچش»

آزمون «پیچش»، یک روش دقیق با کاربری وسیع در تعیین مقاومت مصالح هم در آزمایشگاه و هم در محل سازه است و به عنوان روشی سریع، دقیق و کم هزینه با خوبی جزئی، در قلمرو آزمون‌های نیمه‌محترب محسوب می‌شود. جذابیت روش مذکور در دقت، سرعت انجام، سادگی، خوبی جزئی و هزینه‌ی اندک انجام آن است، که آن را در مقایسه با سایر آزمون‌های دارجا، متمایز ساخته است. آزمون «پیچش» در حالت‌های افقی، قائم و به طور کلی بر روی هر سطح صافی، به سادگی و بدون نیاز به برنامه‌ریزی قبلي انجام‌پذیر است. ابزار استفاده شده در آزمون «پیچش»، بسیار ساده و قابل دسترس است و انجام آزمون نیاز به مهارت قبلي ندارد.

روش آزمون «پیچش»، مطابق شکل ۲، بر این اساس استوار است که استوانه‌ی فلزی به قطر ۴۰ و ارتفاع ۲۵ میلی‌متر، توسط ماده‌ی چسبانده، که معمولاً یک سیستم اپوکسی دو قسمتی است، بر روی محل آزمون چسبانده می‌شود. سپس توسط یک پیچش سنج دستی معمولی، گشتاور پیچشی مستقیماً به دستگاه استوانه‌ی مذکور اعمال می‌شود و به طور پیوسته و یکمواخت تا لحظه‌ی گسیخته شدن جسم مورد آزمون از سطح زیرین استوانه، افزایش می‌یابد تا شکست رخ دهد.

۲.۲. آزمون «مغزه‌گیری»
مقاومت فشاری بتن و سنگ را می‌توان با استفاده از مغزه‌گیری جسم مورد نظر مستقیماً اندازه‌گیری کرد. مغزه‌های مذکور اغلب توسط دستگاه متمامسه گرفته می‌شود. به این ترتیب یک نمونه‌ی استوانه‌ی حاصل می‌شود، که سطوح انتهایی آن تخت و تراز نیست. مغزه‌ها باید کلاهک‌گذاری شوند [۲۷ و ۲۸] و در محیطی مرطوب تحت آزمایش فشاری قرار گیرند؛ یا بنا بر آنچه دستورالعمل ACI ۳۱۸ [۲۹] توصیه می‌کند، در حالت خشک آزمایش شوند. مطالعات نشان می‌دهند که آزمایش در

جدول ۲. طرح اختلاط بتن های خودمتراکم ساخته شده از سنگ های مختلف (کیلوگرم بر مترمکعب).

نوع سنگ	سنگ دانه	سیمان	خاکستر بادی	فوق روان کننده	آب	نسبت آب	نسبت آب
	(Kg/m³)	(Kg/m³)	(Kg/m³)	(Kg/m³)	(Kg/m³)	به سیمان	به پودر
ریولیت	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
آذرین	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۱۰	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
توف سبز پلورین	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
توف سبز سنگی	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
مرمریت	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۱۰	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
گرانیت	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۹/۳	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
تراورتن	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
آهک	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
اندزیت	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۱۰	۲۲۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸

جدول ۳. نتایج به دست آمده از آزمایش‌های بتن تازه.

نوع سنگ دانه‌ی جریان اسلامپ	بتن	mm	قطر ۵۰ سانتی‌متر (s)	زمان جریان اسلامپ تا پس ۱۰ ثانیه (s)	زمان تخلیه‌ی بتن	زمان تخلیه‌ی بتن پس از ۶۰۰ ثانیه (s)
بازالت		۵۹/۵	۵	۲۱/۵	۳۰/۴	
گرانیت		۶۶	۴	۱۳/۴	۱۹/۱	
مرمریت		۶۴/۵	۴/۲	۱۱/۵	۱۸/۹	
تلارون		۶۱/۷	۴/۵	۱۷/۱	۲۲/۵	
اندزیت		۶۳/۵	۴/۳	۱۶/۳	۲۲/۶	
توف سبز بلورین		۶۷	۴	۱۵/۶	۲۱/۵	
توف سبز سنگی		۶۵	۴	۱۶/۳	۲۰/۲	
آهک		۶۲	۴/۵	۱۵/۶	۱۹/۲	
ریولیت		۶۱	۴/۸	۱۶	۲۲	

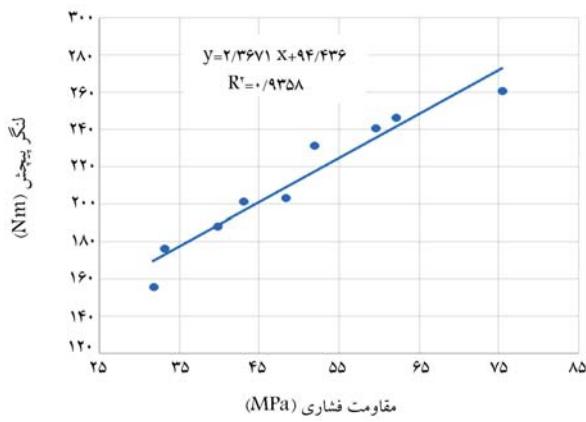
٣. نتایج ره دست آمده و تحلیل آنها

۱۳. مقاومت فشار، سنگ‌ها

در شکل ۳، مقاومت فشاری سنگ‌های مختلف حاصل از آزمون مغزه‌گیری مشاهده شود، که مطابق آن بیشترین مقاومت فشاری مربوط به سنگ بازالت و کمترین مقاومت فشاری برای سنگ توف به دست آمده است. نسبت مقاومت فشاری دو سنگ مذکور برابر است با $2/37$ بوده است. مقاومت فشاری سنگ‌ها به ترتیب از زیاد به کم برای سنگ‌های: بازالت، گلینیت، مرمریت، آهک، تراورتن، ریولیت، اندرزیت، توف سیز و توف سیز بلورین بوده است. در بخش‌های بعدی، ربط بین مقاومت سنگ‌ها با مقاومت فشاری بتن‌های خودمترکم بررسی شده است. در شکل ۴، نیز مقاومت سنگ‌های مختلف حاصل از آزمون پیچش مشاهده شود، که مطابق آن، بیشترین مقاومت حاصل از آزمون پیچش، مربوط به سنگ بازالت و کمترین مقاومت برای سنگ توف به دست آمده است. نسبت مقاومت سنگ‌ها حاصل از آزمون پیچش به ترتیب از زیاد به کم برای سنگ‌های: بازالت، گلینیت،

کردن ریخته شدند. از هر طرح اختلاط، سه نمونه برای نگهداری در محلول سولفات و سه نمونه برای عمل آوری در آب شرب تهیه و انجام آزمایش‌ها در سینین، ۷، ۱۴ و ۲۸ روز انجام شده است.

نتایج حاصل از آزمایش جریان اسلامپ تا ۵۰ سانتی متر و آزمایش V Funnel به دست آمده از بتن های ساخته شده از نمونه های سنتگ های مختلف در جدول ۳ آرائه شده است.^[۱۰] از آن جا که منظور از انجام پروژه هی حاضر، مقایسه بین بتن های ساخته شده با سنتگ دانه های مختلف است، لذا سعی بر آن بوده است تا عوامل تأثیرگذار در مقاومت و تراکم بتن برای تمامی بتن ها ثابت نگه داشته شود. سنتگ دانه ها با توجه به شکل و بافت سطحی خود، رفتارهای متفاوتی در آزمایش اسلامپ نشان می دهند. زمان آزمایش اسلامپ برای تمامی نمونه ها در زمان ۴۰ ثانیه پس از اتمام عمل اختلاط انجام شده است. در این مرحله، مخروط اسلامپ بدون هرگونه لغزشی به صورت قائم برداشته شده و زمان با استفاده از کرنومتر اندازه گیری شده است. همچنین در پیچه دستگاه Funnel V بدون هرگونه لغزشی به صورت قائم برداشته شده است.

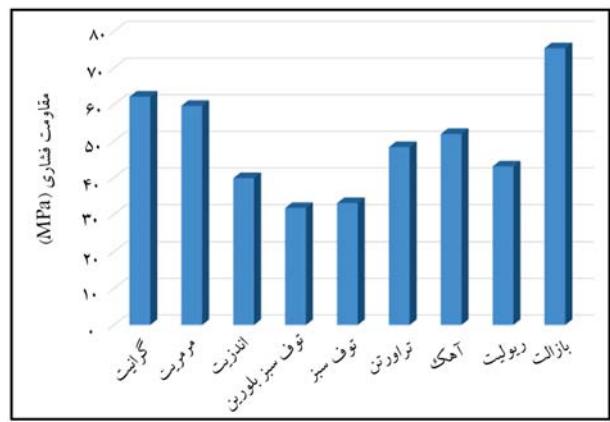


شکل ۵. رابطه‌ی نتایج حاصل از آزمون پیچش با آزمون مغزه‌گیری.

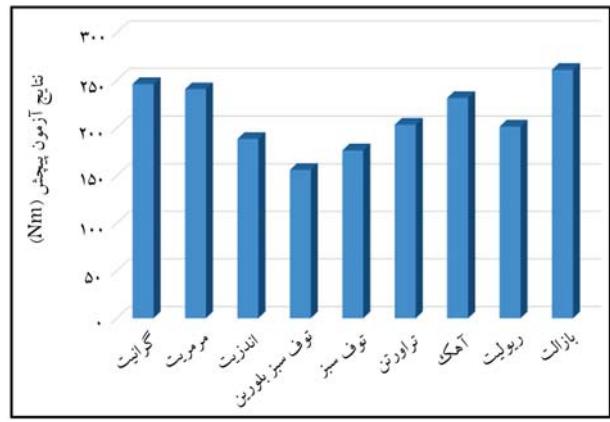
مطابق شکل ۵، ضریب تعیین برابر با $5/93$ ٪ است. در نتیجه می‌توان با استفاده از آزمون پیچش به صورت درجه، مقاومت فشاری انواع سنگ‌ها را مشخص کرد. برای نشان دادن کاربردهای وسیع آزمون پیچش، مقاومت فشاری ملات‌های سیمانی با استفاده از جک بتن شکن و آزمون پیچش مورد مقایسه قرار گرفت و همیستگی بین نتایج ارائه شد. مقاومت فشاری ملات‌ها در سینین ۳، ۷، ۲۸، ۴۲ و ۹۰ روز مورد بررسی قرار گرفت. مقاومت فشاری ملات‌ها در سینین مذکور به ترتیب برابر $3/22$ ، $1/34$ ، $6/47$ ، $2/47$ ، $4/51$ و $4/54$ مگاپاسکال می‌باشد. همچنین نتایج حاصل از آزمون پیچش در سینین فوق به ترتیب برابر است با $6/4$ ، $6/6$ ، $5/8$ ، $9/8$ و $7/9$ مگاپاسکال است. با مقایسه نتایج ملاحظه می‌شود که ضریب همیستگی بین نتایج بالای ۹۵ درصد است که نشان از دقت بالای آزمون پیچش برای ارزیابی مقاومت فشاری مصالح سیمانی است.

٢.٣ . تأثير سولفات سدیم

در جدول ۵، مقاومت فشاری بتن های خودمتراکم ساخته شده از سنگ های مختلف در شرایط عمل آوری در آب و در محلول سولفات سدیم مشاهده می شود، که مطابق آن بتن عمل آوری شده در محلول سولفات در برخی نمونه ها در سینین اولیه نه فقط کاهش مقاومت از خود نشان نداده است، بلکه مقداری افزایش در مقاومت مشاهده شده است. البته افزایش اخیر با گذشت زمان کاهش یافته است، که یک دلیل آن را می توان رسوب محلول سولفات و یا کریستاله شدن سولفات سدیم در نمونه دانست، که در سینین کم باعث پر شدن منافذ و در نتیجه تولید جسمی مترکمتر می شود. بیشترین تأثیر سولفات در بتن های خودمتراکم ساخته شده از سنگ بازالت بوده است، به گونه ای که مقاومت فشاری ۷ روزه بتن خودمتراکم عمل آوری شده در آب برابر $۲/۶$ مگاپاسکال بوده است، در صورتی که مقاومت فشاری همین بتن در سولفات سدیم برابر $۱۹/۵$ مگاپاسکال بوده است، که باعث کاهش حدود ۲۶% در مقاومت فشاری شده است. همچنین بتن خودمتراکم ساخته شده با سنگ توف سبز نیز در همه ای سینین بر اثر تأثیر سولفات سدیم دچار کاهش مقاومت فشاری شده است. به گونه ای که مقاومت فشاری بتن خودمتراکم ساخته شده با سنگ توف سبز در سینین $۱۴/۷$ و به ترتیب برابر $۹/۲۳$ و $۳۶/۷$ و $۴۱/۱$ مگاپاسکال بوده است، در صورتی که مقاومت فشاری همین بتن در معرض سولفات در سینین فوق به ترتیب برابر است با $۸/۲۲$ و $۹/۳۴$ و $۶/۳۷$ مگاپاسکال بوده است. به عبارتی، سولفات سدیم باعث کاهش مقاومت فشاری بتن های خودمتراکم ساخته شده با سنگ توف سبز در سینین $۷/۱۴$ و $۶/۸$ به ترتیب به مقدار $۱/۴$ و $۱/۴$ درصد شده است.



شکل ۳. مقاومت فشاری مغزه های سنگ های مختلف، شکسته شده با جک فشاری.



شکل ۴. مقاومت سنگ‌های مختلف حاصل از آزمون پیچش.

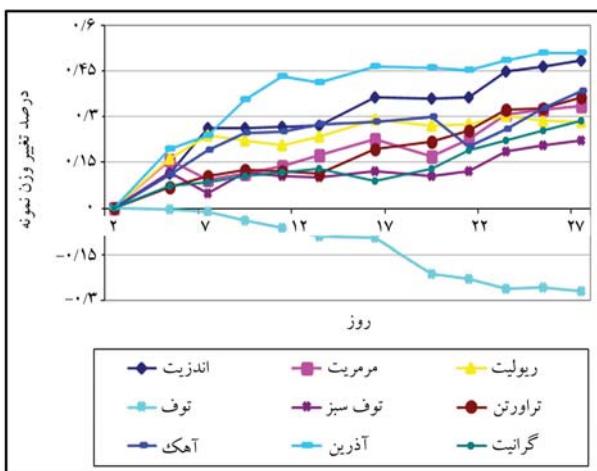
جدول ۴. نتایج حاصل از آزمون پیچش و مغزه‌گیری.

نوع سنگ	مقاومت فشاری (MPa)	مقدار (N.m)
گرانیت	۶۲/۱۷	۲۴۶/۱
مرمر پیت	۵۹/۶۶	۲۴۰/۷
اندزیت	۳۹/۹۲	۱۸۸/۵
توف سبز باورین	۳۱/۷۶	۱۵۵/۹
توف سبز	۳۳/۱۲	۱۷۶/۳
تاروتن	۴۸/۴۱	۲۰۳/۴
آهک	۵۱/۹۷	۲۳۱/۴
ریولیت	۴۳/۱۴	۲۰۱/۳
باڑالت	۷۵/۴۱	۲۶۱

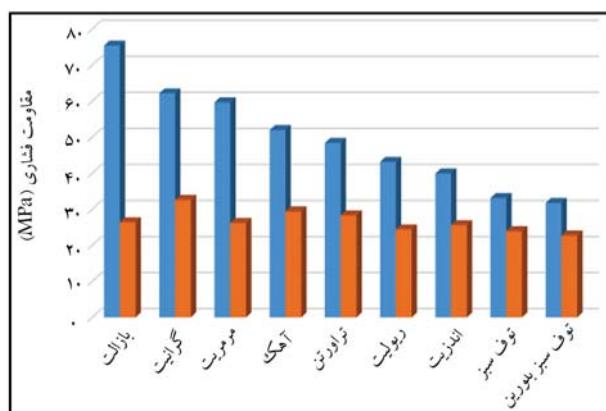
مرمریت، آهک، تراورتن، ریولیت، انذیت، توف سیز و توف سیز بلورین بوده است.

جدول ۵. مقاومت فشاری بتن‌های خودمتراکم.

نوع سنگ	بتن عمل آوری شده در آب (مگاپاسکال)						بتن عمل آوری شده در سولفات (مگاپاسکال)					
	۷ روزه	۱۴ روزه	۲۸ روزه	۷ روزه	۱۴ روزه	۲۸ روزه	۷ روزه	۱۴ روزه	۲۸ روزه	۷ روزه	۱۴ روزه	۲۸ روزه
ریولیت	۲۶/۳	۳۲/۵	۲۵/۵	۳۴/۶	۳۱/۵	۲۴/۴	۲۶/۳	۳۸/۲	۲۶/۲	۲۶/۳	۳۸/۲	۲۶/۲
مرمریت	۵۱/۳	۳۹/۸	۲۷/۴	۵۰/۳	۲۹/۳	۲۲/۷	۲۶/۳	۲۹/۲	۲۵/۶	۲۶/۳	۳۷/۴	۲۸/۳
توف سیز بلورین	۲۴/۷	۳۰/۲	۲۱/۲	۳۴/۳	۲۹/۳	۲۲/۷	۲۶/۳	۳۹/۲	۲۵/۶	۲۶/۳	۳۷/۴	۲۸/۳
اندزیت	۴۲/۶	۳۸/۸	۲۶/۹	۴۸/۲	۳۹/۲	۲۵/۶	۴۲/۳	۳۷/۴	۲۸/۳	۴۰/۲	۴۱/۶	۲۲/۶
گرانیت	۵۰/۱	۳۸	۲۳/۱	۵۰/۵	۴۱/۶	۲۶/۴	۴۲/۶	۴۲/۳	۴۸/۶	۴۰/۲	۴۱/۶	۲۲/۶
توف سیز سنگی	۳۷/۶	۳۴/۹	۲۲/۸	۴۱/۱	۳۶/۷	۲۲/۹	۴۲/۳	۳۷/۴	۴۰/۲	۴۱/۶	۴۲/۳	۲۸/۳
تراورتن	۴۲/۲	۳۴/۴	۳۰/۷	۴۲/۳	۳۷/۴	۲۸/۳	۴۲/۳	۴۲/۳	۴۸/۶	۴۰/۲	۴۱/۶	۲۲/۶
آهک	۴۹/۳	۴۲/۶	۳۱/۴	۴۸/۶	۴۰/۲	۲۶/۴	۴۲/۶	۴۲/۳	۴۰/۲	۴۱/۶	۴۲/۳	۲۸/۳
بازالت	۳۶/۹	۳۱/۴	۱۹/۵	۳۵/۸	۳۱/۵	۲۶/۴	۴۲/۶	۴۲/۳	۴۰/۲	۴۱/۶	۴۲/۳	۲۸/۳



شکل ۷. درصد تغییر وزن نمونه‌های بتن خودمتراکم ساخته شده از سنگ‌های مختلف.



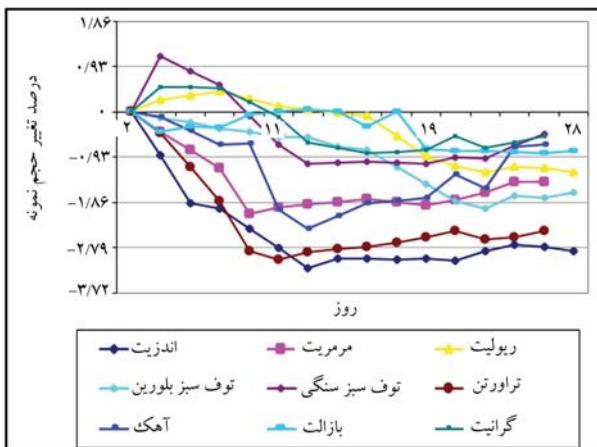
شکل ۶. مقاومت فشاری سنگ‌های مختلف و بتن‌های ساخته شده با همان سنگ‌ها.

علت تأثیر زیاد سولفات‌در بتن‌های ساخته شده با سنگ توف، به دلیل نفوذ پذیری بالای بتن‌های ساخته شده با سنگ توف است^[۲۱]، که باعث نفوذ سولفات‌به داخل بتن و دچار واکنش‌های مضری شود. محصول واکنش مذکور، سولفات‌کلسیم خواهد بود. دو جزء خمیر سیمان یعنی هیدروکسیدکلسیم و آلومینات‌کلسیم هیدراله شده، با یون‌های سولفات‌ محلول واکنش می‌دهند. محصولات جامد واکنش حجم بزرگ‌تری در مقایسه با ترکیب‌های اولیه دارند، به طوری که شکستگی در خمیر سیمان روی می‌دهد. واکنش سولفات‌سدیم با هیدروکسیدکلسیم در معادله ۱ ارائه شده است:



واکنش از چپ تا راست تا زمانی ادامه می‌یابد که غلظت هیدروکسیدسدیم به حدی بررسد که واکنش متوقف شود. در صورت تشکیل NaOH بیشتر واکنش از راست به چپ انجام می‌گیرد، که به صورت شوره زدن روحی بتن مشاهده می‌شود. در شکل ۶، مقاومت فشاری سنگ‌های مختلف و بتن‌های خودمتراکم ساخته شده با سنگ‌های مذکور مشاهده می‌شود.

همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود که بیشتر موارد، رابطه‌ی مستقیمی بین مقاومت فشاری سنگ‌ها با مقاومت فشاری بتن‌های خودمتراکم ساخته شده با همان سنگ وجود دارد. به عبارتی، با افزایش در میزان آن زیاد نیست. البته مشاهده می‌شود که سنگ بازالت، بالاترین مقاومت فشاری را دارد، اما بتن خودمتراکم ساخته شده با سنگ بازالت، مقاومت فشاری کمتر نسبت به بقیه‌ی نمونه‌ها دارد. سنگ بازالت با توجه



شکل ۸. درصد تغییر حجم نمونه‌های بتن خودمتراکم ساخته شده از سنگ‌های مختلف.

به ماهیت ورقه‌ی بودن در هنگام شکستن، مقاومت بتن ساخته شده با آن پایین است و لذا مناسب امر بتن‌سازی نیست. نتایج حاصل از تغییر وزن شکل ۷ و حجم نمونه‌های بتنی شکل ۸ در محلول

وجود دو فاز دیگر، یعنی خمیر سیمان و ناحیه‌ی مرزی ضعیف بین خمیر سیمان و سنگ‌دانه‌ها باشد، که مقاومتی کمتر نسبت به سنگ صخره دارند.

- با افزایش مقاومت فشاری سنگ‌ها، مقاومت فشاری بتن خودمتراکم حاوی سنگ‌دانه‌های همان سنگ نیز افزایش یافته‌اند و بالعکس. بیشترین مقاومت فشاری مربوط به بتن ساخته شده با سنگ گرانیت و کمترین مقاومت فشاری برای بتن حاوی سنگ توف سبز بلورین بوده است.

- با توجه به رابطه‌ی خطی بین مقاومت فشاری حاصل از آزمون مغزه‌گیری با نتایج حاصل از آزمون پیچش، که در رطوبت نسبی حدود ۶۰٪ و دمای حدود ۲۵ درجه‌ی سانتی‌گراد و با فرض صلب بودن تکیه‌گاه آزمون پیچش و همچنین ضریب تعیین $93/5$ ٪ انجام شده است، می‌توان با به کارگیری آزمون پیچش، مقاومت فشاری سنگ‌ها را با استفاده از معادله‌ی $Y = 2/37X + 94/43$ و باطمینان بالا محاسبه کرد.

- بتن عمل‌آوری شده در محلول سولفات‌سیدیم در برخی نمونه‌ها در سینین اولیه، نه فقط کاهش مقاومت از خود نشان نداده است، بلکه مقداری افزایش در مقاومت نیز مشاهده شده است، که یک دلیل آن را می‌توان رسوب محلول سولفات و یا کریستاله شدن سولفات‌سیدیم در نمونه دانست، که در سینین کم باعث پر شدن منافذ و در نتیجه تولید جسمی متراکم‌تر می‌شود.

- بیشترین تأثیر سولفات‌سیدیم در بتن‌های خودمتراکم ساخته شده از سنگ بازالت بوده است، به گونه‌ی که مقاومت فشاری ۷ روزه‌ی بتن خودمتراکم عمل‌آوری شده در سولفات‌ساخت کاهش حدود ۲۶٪ شده است.

- نتایج به دست آمده از تعیین مقدار تغییر در وزن و حجم نمونه‌های بتنی خودمتراکم در معرض سولفات‌سیدیم نشان می‌دهد که سنگ‌های با درصد جذب آب بالاتر با تغییرات کمتری از نظر حجم نمونه مواجه هستند.

سولفات‌سیدیم برای بتن‌های خودمتراکم ساخته شده از سنگ‌های مختلف در ادامه ارائه شده است. آزمایش‌ها به صورت یک روز در میان انجام شده است. سپس درصد تغییرات وزن و حجم نمونه‌ها نسبت به مقادیر اولیه محاسبه و در شکل‌های ۷ و ۸ مشاهده می‌شوند.

نتایج به دست آمده از تعیین مقدار تغییر در وزن و حجم نمونه‌ها نشان می‌دهد که سنگ‌های با درصد جذب آب بالاتر، با تغییرات کمتری از نظر حجم نمونه مواجه هستند؛ که یکی از دلایل آن را می‌توان وجود حفره‌های زیاد در سنگ‌دانه‌ها دانست، که با تشکیل محصولات حاصل از کریستاله شدن سولفات، حفره‌های سنگ‌ها پر شده‌اند، در نتیجه تغییرات حجمی با زمان پرشدن این قسمت از بتن، کم است. در مقابل تغییرات وزن نمونه‌ها، نوعی پراکندگی وجود دارد، به طوری که سنگ‌هایی مانند توف سبز، که بیشترین درصد جذب آب را دارند، کمترین تغییر را در وزن نمونه‌ها دارند. میزان تغییرات حجم نمونه‌ها با گذشت زمان افت کرده و در سن ۱۴ روز تقریباً به صورت افقی نمو یافته است.

۴. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، تأثیر نوع و مقاومت سنگ‌دانه‌ها در دوام بتن خودمتراکم در مقابل سولفات‌سیدیم ارائه شده است. برای ساخت بتن‌ها از سنگ‌های: گرانیت، مرمریت، اندرزیت، تراورتن، آهک، توف سبز، توف سبز بلورین و بازالت استفاده شده است. جهت اندازه‌گیری مقاومت فشاری سنگ‌ها از آزمون‌های «پیچش» و «مغزه‌گیری» استفاده و آزمایش‌ها در سینین ۷، ۱۴ و ۲۸ روز انجام شده است. با توجه به نتایج حاصل از آزمون‌ها، این نتایج به دست آمده است:

- مقاومت فشاری سنگ‌های صخره از مقاومت فشاری بتن‌های خودمتراکم ساخته شده با سنگ‌دانه‌های همان سنگ‌ها بیشتر بوده است. این رفتار می‌تواند به دلیل

پانوشت‌ها

1. Nie
2. Benli
3. Fabien
4. Tsado
5. Wu
6. Liu
7. Tennich

منابع (References)

1. Liu, G.G., Ming, J., Zhang, X.W. and et al. "Study on the durability of concrete with mineral admixtures to sulfate attack by wet-dry cycle method", *Adv. Mater. Res.*, **295-297**, pp. 165-169 (2011).
2. Zelic, J., Radovanovic, I. and Jozic, D. "The effect of silica fume additions on the durability of Portland cement mortars exposed to magnesium sulfate attack", *Mater. Technol.*, **41**(2), pp. 91-94 (2007).
3. Kilinckale, F.M. "The effect of MgSO₄ and HCl solutions on the strength and durability of pozzolan cement mortars", *Cem. Concr. Res.*, **27**(12), pp. 1911-1918 (1997).
4. Ghafoori, N., Najimi, M., Diawara, H. and et al. "Effects of class F fly ash on sulfate resistance of type V portland cement concretes under continuous and interrupted sulfate exposures", *Constr. Build. Mater.*, **78**, pp. 85-91 (2015).
5. Nie, Q., Zhou, C., Shu, X. and et al. "Chemical, mechanical, and durability properties of concrete with local mineral admixtures under sulfate environment in Northwest China", *Materials*, **7**(5), pp. 3772-3785 (2014).
6. Acharya, P.K. and Patro, S.K. "Acid resistance, sulphate resistance and strength properties of concrete containing ferrochrome ash (FA) and lime", *Constr. Build. Mater.*, **120**, pp. 241-250 (2016).
7. Jiang, L. and Niu, D. "Study of deterioration of concrete exposed to different types of sulfate solutions un-

- der drying-wetting cycles”, *Constr. Build. Mater.*, **117**, pp. 88-98 (2016).
8. Benli, A., Karatas, M. and Gurses, E. “Effect of sea water and MgSO₄ solution on the mechanical properties and durability of self-compacting mortars with fly ash/silica fume”, *Construction and Building Materials*, **146**, pp. 464-474 (2017).
9. Samimi, K. and Shirzadi Javid, A.A. “Magnesium sulfate (MgSO₄) attack and chloride isothermal effects on the selfconsolidating concrete containing metakaolin and zeolite”, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, **45**(1), pp. 1-16 (2020).
10. Maes, M., Mittermayr, F. and De Belie, N. “The influence of sodium and magnesium sulfate on the penetration of chlorides in mortar”, *Mater. Struct.*, **50**(2), pp. 1-14 (2017).
11. Neville, A. “The confused world of sulfate attack on concrete”, *Cem. Concr. Res.*, **34**(8), pp. 1275-1296 (2004).
12. Santhanam, M. “Studies on sulfate attack – mechanisms, test methods and modeling”, *PhD Dissertation, Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA* (2001).
13. Zareei, S.A., Ameri, F., Dorostkar, F. and et al. “Rice husk ash as a partial replacement of cement in high strength concrete containing micro silica: evaluating durability and echanical properties”, *Case stud. Construct. Mater.*, **7**, pp. 73-81 (2017).
14. Afroughsabet, V. and Ozbakkaloglu, T. “Mechanical and durability properties of highstrength concrete containing steel and polypropylene fibers”, *Construct. Build. Mater.*, **94**, pp. 73-82 (2015).
15. Mardani-Aghabaglu, A., Tuyan, M. and Ramyar, K. “Mechanical and durability performance of concrete incorporating fine recycled concrete and glass aggregates”, *Mater. Struct.*, **48**(8), pp. 2629-2640 (2015).
16. Akcglu, T., Tokyay, M. and çelik, T. “Effect of coarse aggregate size and matrix quality on ITZ and failure behavior of concrete under uniaxial compression”, *Cement Concr. Compos.*, **26**(6), pp. 633-638 (2004).
17. Zhang, J., Wang, L., Sun, M. and et al. “Effect of coarse/fine aggregate ratio and cement matrix strength on fracture parameters of concrete”, *Eng. Mech.*, **21**(1), pp. 136-142 (2004).
18. Xu, J. and Li, F. “A meso-scale model for analyzing the chloride diffusion of concrete subjected to external stress”, *Construct. Build. Mater.*, **130**(2), pp. 11-21 (2017).
19. Yu, F., Sun, D., Wang, J. and et al. “Influence of aggregate size on compressive strength of pervious concrete”, *Construct. Build. Mater.*, **209**, pp. 463-475 (2019).
20. Sindhu, P.K. and Rajagopal, D. “Experimental investigation on maximum strength of pervious concrete using different size of aggregates”, *Int. J. Innov. Sci. Eng. Technol.*, **2**(10), pp. 706-708 (2015).
21. Fabien, A., Choinska, M., Bonnet, S. and et al. “Experimental study of aggregate size effects on mechanical behaviour and permeability of concrete”, In: *Proc. 2nd Int. Conf. On Microstructure-Related Durability of Cementitious Composites, Amsterdam*, pp. 412-420 (2012).
22. Abdullahi, M. “Effect of aggregate type on compressive strength of concrete”, *Int. J. Civ. Struct. Eng.*, **2**(3), pp. 791-800 (2012).
23. Tsado, T.Y. “A comparative analysis of concrete strength using igneous, sedimentary and metamorphic rocks (crushed granite, limestone stone and marble stone) as coarse aggregate”, *Int. J. Eng. Res. Technol.*, **2**(9), pp. 774-785 (2013).
24. Wu, K.R., Chen, B., Yao, W. and et al. “Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete”, *Cement Concr. Res.*, **31**(10), pp. 1421-1425 (2001).
25. Liu, P., Chen, Y., Wang, W. and et al. “Effect of physical and chemical sulfate attack on performance degradation of concrete under different conditions”, *Chemical Physics Letters*, **745**, 137254 (2020).
26. Tennich, M., Ouezdou, M.B. and Kallel, A. “Behavior of self-compacting concrete made with marble and tile wastes exposed to external sulfate attack”, *Construction and Building Materials*, **135**, pp. 335-342 (2017).
27. Sharbatdar, M.K. and Habibi, A. “Experimental evaluation of mechanical characteristics and durability of concrete specimens under combination of chloride-sulfate environment conditions and sulfate aggregate”, *Concrete Research*, **10**(4), pp. 19-33 (2018).
28. Naderi, M. “New twist-off method for the evaluation of in-situ strength of concrete”, *Journal of Testing and Evaluation/Citation*, **35**(6), pp. 602-608 (2005).
29. ASTM C42 / C42M-20, “Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete”, *ASTM International, West Conshohocken, PA* (2020).
30. Saberi Varzaneh, A. and Naderi, M. “Determination of compressive and flexural strengths of in-situ pozzolanic concrete containing polypropylene and glass fibers using “Twist-off” method”, *Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J.)*, **20**(5), pp.117-129 (Oct 2020).
31. Naderi, M., Smaili, A. and Saberi Varzaneh, A. “Assessment of the application “twist-off” method for determining the in situ compressive and flexural strengths in the fiber concrete”, *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, **8**(3), pp.23-41 (2021).
32. Saberi Varzaneh, A. and Naderi, M. “Determination of shrinkage, tensile and compressive strength of repair mortars and their adhesion on the concrete substrate using “Twist off” and “Pul off” methods”, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, **45**(1), pp.2377-2395 (2021).
33. Saberi Varzaneh, A. and Naderi, M. “Investigation of in-situ compressive strength of fiber-reinforced mortar and the effect of fibers on the adhesion of mortar/steel”, *Advanced Design and Manufacturing Technology*, **14**(2), pp.37-48 (2021).
34. Saberi Varzaneh, A. and Naderi, M. “Numerical and experimental study of semi-destructive tests to evaluate the compressive and flexural strength of polymer-modified mortars and their adhesion to the concrete substrate”, *Revista Română de Materiale / Romanian Journal of Materials*, **50**(4), pp. 537-544 (2020).

35. ASTM C136-01, "Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates", *American Society for Testing and Materials* (2001).
36. ASTM C128, "Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of coarse aggregate", *West Conshohocken PA, American Society for Testing and Materials* (2015).
37. ASTM C127, "Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate", *West Conshohocken PA, American Society for Testing and Materials* (2012).
38. British Standard Institution, "Method for determination of compressive strength of concrete cores", *BSI 1881: Part 120* (1983).
39. ACI Committee 318, "Report 318R-19, building code requirements for structural concrete and commentary", *American Concrete Institute* (2019).
40. EFNARC, Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete. 2002. ISBN 0 9539733 4 4.
41. Naderi, M. and Kaboudan, A. "Experimental study of the effect of aggregate type on concrete strength and permeability", *Journal of Building Engineering*, **37**, 101928 (2021).

طرح اختلاط بهینه‌ی بتن سبک سازه‌یی در برابر حرارت بالا

محمد قاسم پناهی (کارشناس ارشد)

حسن استاد حسین* (استادیار)

علی میرزا بی (استادیار)

امیرحسین باغبانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

در پژوهش حاضر، طرح بهینه‌ی بتن سبکدانه‌ی سازه‌یی از نظر چگالی و مقاومت فشاری در دمای محیط به دست آمده و سپس با به کارگیری و تغییر میزان افزودنی‌هایی، نظری دوده‌ی سیلیس و فوق روان‌کننده و همچنین با تغییر نسبت آب به سیمان، مقاومت طرح حاصل از مرحله‌ی قبل در برابر حرارت بهینه شده است. به این منظور، طرح اختلاط متفاوت که از روش تاگوچی به دست آمده، اجرا شده و برای هر یک، 9° عدد آزمونه‌ی ساخته شده در هر یک از دمای‌های محیط، 40° و 80° درجه سانتی‌گراد، 3° نمونه از هر طرح برای حصول مشخصات طرح بهینه آزمایش شده‌اند. از مهم‌ترین نتایج پژوهش حاضر می‌توان به اثر مطلوب کاهش نسبت آب سیمان و افزودن فوق روان‌کننده در مشخصات فیزیکی و مکانیکی بتن سبکدانه در دمای‌های 40° و 80° درجه‌ی سانتی‌گراد اشاره کرد. همچنین طرح اختلاط بهینه‌ی بتن سبک مقاوم برای دمای بالا را به شده است.

m.panahy26@gmail.com
hostad@kashanu.ac.ir
ali.mirzaei@kashanu.ac.ir
amirbaghbani91@gmail.com

واژگان کلیدی: طرح اختلاط بتن سبکدانه‌ی سازه‌یی، مشخصات فیزیکی و مکانیکی بتن سبکدانه، مقاومت بتن سبکدانه در برابر حرارت بالا، سبکدانه‌ی رس منبسط شده، روش تاگوچی.

۱. مقدمه

که بتن سبک سازه‌یی نسبت به بتن معمولی دارد.^[۱-۳] مرور مطالعاتی که در ارتباط با رفتار بتن سبک سازه‌یی در حرارت بالا انجام شده است، کمک قابل ملاحظه‌یی به موضوع پژوهش حاضر کرده است. ماله‌وترا^[۱] (۱۹۹۰)، طی پژوهشی به تولید طرح اختلاط بتن سبک با استفاده از سبکدانه‌ی رس منبسط شده^۳ با وزن مخصوص 2000 کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت فشاری 70 مگاپاسکال در 365 روز پرداخته و دریافت‌هه است که بهترین نسبت اختلاط، هندگامی حاصل می‌شود که مواد سیمانی به میزان 500 کیلوگرم بر مترمکعب، شامل سیمان پرتنند نوع II و جایگزینی درصدی از سیمان با خاکستر بادی و میکروسیلیس استفاده شود.^[۴] وايت کومب^۳ و همکاران^[۱] (۱۹۹۱)، با استفاده از سبکدانه‌های سیلیسی منبسط شده، بتن سبکدانه با مقاومت بالا را ساختند. عیار سیمان استفاده شده در پژوهش مذکور، 520 کیلوگرم در مترمکعب بوده است که 20% وزنی آن با میکروسیلیس جایگزین شده بود. ایشان پس از 90 روز به مقاومت $70/5$ مگاپاسکال دست یافتند که مقاومت مذکور برای بتن سبکدانه، مقاومت قابل توجهی است. همچنین چگالی بتن ساخته شده در پژوهش اخیر، 1860 کیلوگرم بر مترمکعب بوده است.^[۵] مورایسو^۴ و همکاران^[۱] (۲۰۰۱)، موفق به تولید بتن سبک با وزن مخصوص 1900

آش‌سوزی یکی از تهدیدهایی است که با تأثیر در خرابی مصالح و از بین بردن مقاومت آن موجب خرابی و حتی فروریزش سازه‌ها می‌شود. حرارت یکی از مهم‌ترین عوامل فرسودگی فیزیکی و شیمیایی مصالح سازه‌یی از جمله بتن است، که زوال مقاومت و دوام سازه‌ی بتنی را در پی دارد و در بعضی از موارد، باعث انهدام سازه نیز می‌شود. اگرچه به طور کلی اعتقاد بر این است که بتن یک ماده‌ی مقاوم در برابر آتش است، اما بسیاری از مطالعات اخیر، آسیب‌های گسترشده باحتی خرابی فاجعه‌بار را در دمای بالا بهویژه در بتن‌های با مقاومت بالا نشان داده‌اند. با وجود اینکه توری‌های زیادی وجود دارد که بیانگر مقاومت بالای بتن سبکدانه نسبت به بتن معمولی در برابر آتش هستند، اما با توجه به اهمیت مسئله، نیاز جدی به بررسی رفتار بتن سبکدانه در برابر حرارت‌های بالا نیز احساس می‌شود. تقاضا برای بتن سبک سازه‌یی در بسیاری از ساخته‌های مدرن در حال افزایش است. نسبت مقاومت به وزن بالاتر، ظرفیت کرنش کششی بهتر، ضربه انبساط حرارتی کمتر به دلیل وجود تخلخل بیشتر در سنتگدانه‌های سبک، از جمله مزایایی است

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۲۵/۲/۱۴۰۰، اصلاحیه ۳۱/۵/۱۴۰۰، پذیرش ۷/۱۴۰۰

DOI:10.24200/J30.2021.57982.2955

مخلوط‌های حاوی پومیس ریز شده و دوده‌ی سیلیسی در دماهای بالاتر از ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، نسبت به مخلوط‌های شاهد بیشتر بوده است. [۱۳]

مرتضوی و مجلسی (۲۰۱۲)، اثر دوده‌ی سیلیس در مقاومت فشاری بتن سبکدانه‌ی سازه‌ی ساخته شده با سبکدانه‌ی لیکا را بررسی کردند و دریافتند که افزایش دوده‌ی سیلیسی در بتن سبکدانه، منجر به افزایش قابل ملاحظه‌ی مقاومت فشاری می‌شود. اما نزخ افزایش مقاومت در درصد‌های بالای جایگزینی دوده‌ی سیلیسی با سیمان کاهش می‌یابد. ایشان نتیجه گرفتند که درصد مناسب استفاده از دوده‌ی سیلیسی از نظر مقاومت فشاری بالا و چگالی کمتر، ۸ تا ۱۲ درصد است. علاوه‌بر این، ایشان دریافتند که افزودن دوده‌ی سیلیسی در بتن باعث می‌شود که درصد بیشتر مقاومت فشاری آن در زمان کمتری حاصل شود. [۱۴]

تالیندیزی (۲۰۱۳)، در بررسی خصوصیات ترک بتن سبکدانه‌ی سازه‌ی حاوی دوده‌ی سیلیسی در معرض حرارت دریافتند که جایگزینی مقدار ۲۰٪ وزنی دوده‌ی سیلیسی با سیمان، هم در درجه‌های پایین و هم در درجه‌های بالای حرارت، مقدار بهینه‌ی جایگزینی است. همچنین مشاهده شد که کوچک‌ترین طول و عرض ترک‌های ایجاد شده در دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد مربوط به نمونه‌های بتن سبک حاوی ۲۰٪ دوده‌ی سیلیسی است. [۱۵]

آکچاوازاغلو^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۷)، در مقایسه‌ی بتن سبک ساخته شده با سبکدانه‌ی رس منبسط شده با بتن معمولی تحت حرارت‌های بالا دریافتند که افزایش حرارت، تأثیر معکوسی در خصوصیات فیزیکی و مکانیکی هر دو نوع بتن دارد. با این حال، نمونه‌های بتن سبکدانه، رفتار مناسب‌تری در مقایسه با بتن معمولی در حرارت بالا نشان دادند و دریافتند که روش سرد کردن سریع نمونه‌ها نسبت به روش سرد کردن کمد، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در کاهش مقاومت دارد. [۱۶]

هوانگ^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۸)، رفتار مکانیکی و ریزاسختار نوع جدیدی از کامپوزیت سیمانی فوق سبک (ULCC)^{۱۳} را با استفاده از سنوسرفر^{۱۴} به عنوان سنگ‌دانه‌های سبک در معرض دماهای بالا تا ۹۰ درجه سانتی‌گراد بررسی کردند و دریافتند که به طور کلی، مقاومت فشاری باقیمانده باقیمانده و مقاومت خمشی تا ۴۰ درجه سانتی‌گراد تغییر قابل ملاحظه‌ی نمی‌کنند. همچنین نمونه‌های بتنی بررسی شده به طور متوسط ۱۰۰، ۸۵/۶، ۴۷/۳ و ۲۴/۵ درصد از مقاومت فشاری و همچنین ۹۵/۸ در ۸۷/۷، ۷۳/۷ و ۲۰ درصد از مقاومت خمشی خود را به ترتیب پس از قرار گرفتن در معرض دماهای ۲۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد حفظ می‌کنند. [۱۷]

ریاض احمد^{۱۵} و همکاران (۲۰۱۹)، خواص مکانیکی، حرارتی، رطوبتی و مقاومت در برایر دماهای بالای بتن سبک حاوی دوده‌ی سیلیس و سبکدانه‌ی رس منبسط شده را با استفاده از روش‌های مختلف تحریبی بررسی کردند و دریافتند که افزایش مقدار دوده‌ی سیلیسی، علی‌رغم اینکه موجب کاهش مقاومت فشاری بتن سبک می‌شود، به طور قابل توجهی باعث بهبود خواص عایق حرارتی مخلوط بتن سبک می‌شود. همچنین اثر درجه‌ی حرارت بالا در چگالی در مقایسه با مقاومت فشاری مشهودتر است. [۱۸]

سراویا^{۱۶} و همکاران (۲۰۲۰)، تأثیر درجه حرارت عمل آوری روی بتن سبکدانه‌ی ساخته شده با رس منبسط شده و همچنین تأثیر درصد‌های مختلف افزودنی‌های معدنی، به منظور بهبود مقاومت فشاری بتن سبکدانه را بررسی کردند و دریافتند که مستقل از مواد افزودنی معدنی، مدت زمان مطلوب برای عمل آوری با دما در ۱۰۰ درجه سانتی‌گراد ۶ ساعت است. [۱۹] رو فالل^{۱۷} و همکاران (۲۰۲۰)، تأثیر سنگ‌دانه‌های سبک در خصوصیات باقیمانده‌ی فیزیکی و مکانیکی بتن در معرض دماهای بالا را بررسی کردند و دریافتند که مقاومت کششی بتن سبک و ملات سبک در دماهای ۴۵ درجه سانتی‌گراد در حدود ۲۰٪ کاهش می‌یابد. ضریب پواسون

کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی ۵۳/۶ مگاپاسکال با استفاده از سبکدانه‌ی معدنی بزرگی شدند. [۲۰]

میرزا^{۱۸} و همکاران (۲۰۰۲)، آثار تقویت‌کننده‌ی الیاف شیشه‌ی مقاوم در برابر قلیا را در مقاومت خمشی و شکل‌پذیری، ترک‌خوردگی ناشی از انقباض بتن و مقاومت در برایر دماهای ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد در سن ۷ روزگی و به مدت ۱ ساعت در بتن سبک بررسی کردند و دریافتند که استفاده از ۱۰ و ۲ درصد (کسرهای حجمی ۰/۵ و ۰/۰) توده‌ی الیاف شیشه‌ی برای کنترل ترک‌ها و افزایش مقاومت خمشی و مقاومت در دماهای بالا در بتن سبک مؤثر است. [۲۱]

تالیندیزی^{۱۹} (۲۰۰۷)، در بررسی مقاومت فشاری و کششی پسماند بتن سبک ساخته شده از پومیس تحت اثر دماهای بالا، دریافت که نمونه‌های حاوی ۲۰٪ میکروسیلیس، مقاومت کششی بیشتری دارند و افزایش بیشتر از ۲۰٪ میکروسیلیس به جای سیمان، موجب کاهش مقاومت می‌شود. همچنین در دماهای کمتر از ۴۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، روند کاهش مقاومت کم است؛ ولی با بیشتر شدن دما، از مقاومت به شدت کاسته می‌شود. [۲۲]

بهنود و همکاران (۲۰۰۸)، نیز در بررسی تأثیر افزودن دوده‌ی سیلیسی^۷ و نسبت آب به سیمان در خصوصیات بتن پر مقاومت بعد از قرار گرفتن در معرض دماهای بالا، دریافتند که مقدار کاهش مقاومت نمونه‌های بتن پر مقاومت با ۶ و ۱۵ درصد دوده‌ی سیلیسی در ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، به ترتیب ۱/۶ و ۱۴/۱ درصد بیشتر از نمونه‌های بتن معمولی بوده است. نزخ کاهش مقاومت نیز در نمونه‌های حاوی دوده‌ی سیلیسی به طور قابل ملاحظه‌ی بیشتر از نمونه‌های بتن معمولی بوده است. همچنین دریافتند که کاهش نسبت آب به سیمان در خصوصیات بتن در معرض حرارت بالا، اثر مثبت دارد. [۲۳]

از آنجا که یکی از زوایای پژوهش حاضر به تأثیر دوده‌ی سیلیسی در مقاومت بتن سبک در دماهای بالا معطوف است، برای مقایسه‌ی اثر دوده‌ی سیلیسی در حالت‌های مختلف، سابقه‌ی پژوهش در مورد اثر آن در ملات ماسه‌ی سیمان نیز بررسی شده است. مرسی^۸ و همکاران (۲۰۰۸)، به بررسی تأثیر دماهای بالا در مقاومت فشاری مخلوط ملات ماسه‌ی سیمان پرداختند. مخلوط سیمان استفاده شده در پژوهش ایشان، سیمان پرتلند معمولی، متاکاولن و دوده‌ی سیلیسی بوده است. آن‌ها دماهای نمونه‌های ساخته شده را به تدریج تا ۲۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد افزایش دادند و دریافتند که متاکاولن و دوده‌ی سیلیسی، اثر مثبتی در مقاومت فشاری قبل و بعد از کذاشتن در معرض حرارت دارد. [۲۴]

کتخد^۹ و همکاران (۲۰۰۹)، در بررسی آثار استفاده از دوده‌ی سیلیسی در ترکیب بتن سبک دریافتند که افزایش جایگزینی دوده‌ی سیلیسی با سیمان، منجر به افزایش مقاومت‌های کششی، فشاری و خمشی در بتن می‌شود، البته میران افزایش مقاومت‌های ذکر شده، تابع مقدار آب به سیمان است. درصد بهینه‌ی دوده‌ی سیلیسی در پژوهش ایشان ۱۵ تا ۲۵ درصد تشخیص داده شد. [۲۵] این در حالی است که در پژوهش انجام شده توسط فتحی و همکاران (۱۳۹۷)، مقادیر بیش از ۱۵٪ میکروسیلیس، به عنوان کاهنده‌ی مقاومت بتن سبک در دماهای محیط گزارش شده است. [۲۶]

دمیرل^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۰)، اثر دماهای بالا در خصوصیات مکانیکی بتن حاوی پومیس ریز شده و دوده‌ی سیلیسی را ارزیابی کردند و نشان دادند که جایگزین کردن افزودنی‌های معدنی مذکور با سیمان، منجر به کاهش چگالی و مقاومت فشاری می‌شود. به طوری که افزایش دما به بیش از ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، در مقاومت فشاری بتن تأثیر قابل ملاحظه‌ی دارد. طبق پژوهش ایشان، کاهش چگالی بتن برای

در پژوهش حاضر سعی شده است که دانه بندی ریزدانه و درشتدانه سبکدانه از محدوده پیشنهادی مبحث نهم مقررات ملی ایران تعیت کند. آب استفاده شده به منظور ساخت و عمل آوری نمونه ها در پژوهی حاضر از نوع آب شرب شهری بوده است. همچنین در طرح اختلاط، فوق روان کننده از نوع نفتالین فرمالدید سولفونات استفاده شده است که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است. دوده سیلیسی استفاده شده در پژوهش حاضر، محصول کارخانه فروآلیاژ ایران بوده است که آنالیز فیزیکی و شیمیایی آن در جدول ۲ ارائه شده است.

۳. ساخت، عمل آوری و آماده سازی نمونه ها برای آزمایش

قبل از اجرای عملیات طرح اختلاط، مطابق با نتایج حاصل از آزمایش های جذب آب سبکدانه ها، که در شکل ۱ مشاهده می شود، به دلیل قابلیت جذب آب بالا در نیم ساعت اول، ابتدا سبکدانه های لیکا به مدت نیم ساعت در آب قرار گرفتند و سپس از آب خارج و به منظور رسیدن به حالت اشباع با سطح خشک در هوای آزاد و زیر آفتاب پهن شدند. سبکدانه ها و بعد از آن ماسه طبیعی به همراه مقدار آب اضافی جذب آب ماسه، داخل مخلوطکن ریخته شدند و به مدت دو دقیقه اختلاط انجام شد تا سبکدانه ها و ماسه کاملاً مخلوط شوند. سپس سیمان مصرفی به مخلوط اضافه و حدود ۱ دقیقه دیگر سیمان با سنگدانه های سبک و ماسه مخلوط شد. در انتهای آب مؤثر بتن به آن اضافه و حدود ۵ الی ۷ دقیقه با دیگر اجزاء بتن مخلوط شد. در طرح های حاوی دوده سیلیسی، قبل از ریختن سیمان به داخل مخلوطکن، ابتدا دوده سیلیسی با سیمان به صورت خشک مخلوط می شد. همچنین در طرح هایی که از فوق روان کننده استفاده می شده است، قبل از اضافه کردن آب اختلاط به داخل مخلوطکن، مقداری از آن با مایع فوق روان کننده مخلوط و ابتدا مخلوط فوق روان کننده و آب، و سپس آب باقیمانده به مخلوطکن اضافه می شده است. به منظور عمل آوری، نمونه ها به مدت ۲۴ ساعت زیر گونی های مرطوب نگهداری شدند و بعد از آن قالب برداری صورت گرفت. سپس نمونه ها داخل

جدول ۱. مشخصات فنی فوق روان کننده استفاده شده.

وزن مخصوص	PH	مقدار	رنگ	شکل ظاهری
مایع	۷/۵ ± ۱	۱/۱۸ ± ۰/۰۲	۷/۵ ± ۱	تهویه تیره

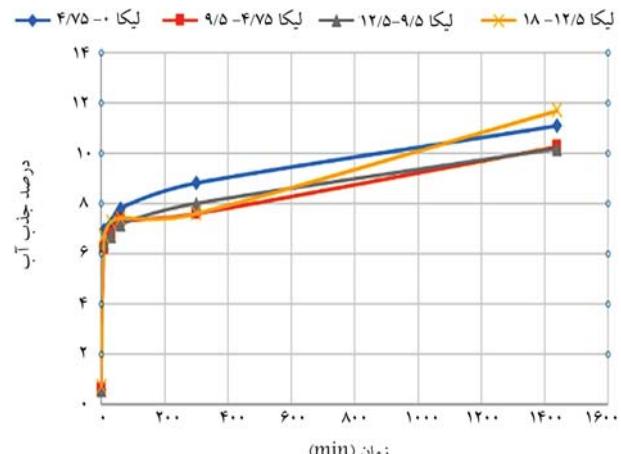
جدول ۲. آنالیز فیزیکی و شیمیایی دوده سیلیسی مورد استفاده.

مقدار (%)	نوع ماده	میکروسیلیکا	ماده پودری	مقدار (%)
۹۰-۹۵	SiO ₂	خاکستری روشن	رنگ	۹۰-۹۵
۰/۶ - ۱/۲	Al ₂ O ₃			۰/۶ - ۱/۲
۱/۲ - ۱/۸	Fe ₂ O ₃	۸/۰ - ۹/۰	سطح ویژه	۱/۲ - ۱/۸
۰/۰۴ - ۰/۰۷	Cl			۰/۰۴ - ۰/۰۷
۰/۸ - ۲/۰	C	< ۱ μ m	اندازه ذرات	۰/۸ - ۲/۰
۰/۳ - ۰/۶	Na ₂ O			۰/۳ - ۰/۶
۰/۴ - ۰/۸	K ₂ O			۰/۴ - ۰/۸
۰/۶ - ۱/۲	MGO			۰/۶ - ۱/۲
۰/۰۴ - ۰/۰۸	S	۲/۲	چگالی ویژه	۰/۰۴ - ۰/۰۸
۰/۵ - ۱/۰	CaO			۰/۵ - ۱/۰
۰/۰۴ - ۰/۰۶	P	۲۱۰ - ۳۵۰		۰/۰۴ - ۰/۰۶
۱/۵ - ۲/۵	LOI		چگالی انبوهی	۱/۵ - ۲/۵

پس از ۳۰۰ درجه سانتی گراد برای بتن با سنگدانه رس منبسط شده افت قابل توجهی می کند، در حالی که ضریب درتن با وزن طبیعی و بتن با سبکدانه شیل منبسط شده خیلی تحت تأثیر قرار نمی گیرد.^[۱۰] با عنایت به مطالعات انجام شده پیشین مشاهده می شود که مطالعات بسیار محدودی بر روی خصوصیات رفتاری ترمومکانیکی بتن های سبک سازی انجام شده است و در بعضی موارد، اجماع وجود ندارد. این در حالی است که به نظر می رسد با در اختیار داشتن مشخصات مکانیکی دقیق تری از بتن سبک سازی بی خواهد شد. در پژوهش حاضر، طرح اختلاط بهینه سازی بتن سبکدانه سازه بی ساخته شده با رس منبسط شده (لیکا) از لحاظ چگالی و مقاومت فشاری به دست آمده است، سپس خصوصیات فیزیکی و مکانیکی بتن سبکدانه، شامل مقاومت فشاری، مدول کشسانی دینامیکی، افت وزنی و اثر حرارت در ظاهر بتن سبکدانه در دمای محیط، ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی گراد بررسی شده و درنهایت، طرح اختلاط با تغییر میزان اجراء طرح برای مقاومت در برابر حرارت بالا بهینه شده است.

۲. مشخصات اجزاء بتن سبک

در بخش کنونی، مشخصات اجزاء تشکیل دهنده بتن سبک سازی به کار رفته در طرح اختلاط بتن بیان شده است. سیمان مصرفی از نوع سیمان پرتلند ۱-۴۲۵ محسول کارخانه سیمان دلیجان بوده است. ماسه استفاده شده در پژوهش حاضر، ماسه ای ۲ بار شسته شده میانه شوراب با چگالی دانه بی ۲۶۴۵ کیلوگرم بر مترمکعب و مقدار جذب آب آن ۳/۷٪ بوده است. دانه بندی ماسه استفاده شده، در محدوده پیشنهادی مبحث نهم مقررات ملی بوده و مدول نرمی دانه بندی ماسه استفاده شده ۳/۰۲ در نظر گرفته شده است. سبکدانه استفاده شده از نوع رس منبسط شده یا لیکا بوده است. چگالی سبکدانه استفاده شده، تابع ابعاد آن و از حدود ۱۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب برای بازه بی ۱۲/۵ - ۱۲/۵ میلی متر متغیر بوده است. مطابق شکل ۱، جذب آب سبکدانه استفاده شده وابسته به زمان بوده است. همچنین براساس آزمایش جذب آبی که بر روی اندازه های مختلف لیکا در بازه های زمانی ۱۵ و ۳۰ دقیقه و همچنین ۱، ۵ و ۲۴ ساعت انجام شده است، نمودار شکل ۱ ترسیم شده است.



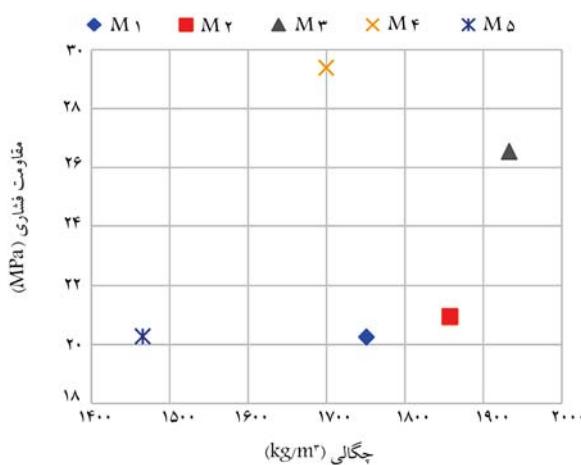
شکل ۱. درصد جذب آب اندازه های مختلف سبکدانه های لیکا نسبت به زمان.

جدول ۳. مقادیر طرح اولیه‌ی مخلوط بتن سبک به روش مبتنی بر ظرفیت مقاومتی.

مقدار مصالح (Kg/m ³)				
کد طرح	آب	سیمان	درشت‌دانه‌ی لیکا	ماسه‌ی طبیعی
۶۱۲	۴۷۶	۴۷۳	۱۸۹/۲	M _۱

جدول ۴. مقادیر طرح اختلاط دسته‌ی اول.

مقدار مصالح (Kg/m ³)				
کد طرح	آب	سیمان	درشت‌دانه‌ی لیکا	ریزدانه‌ی لیکا
۷۶۸/۰۴	۰	۴۲۷/۴	۴۷۳	۱۸۹/۲
۹۰۵/۲	۰	۳۶۶/۴	۴۷۳	۱۸۹/۲
۴۵۲/۶	۲۱۸/۳	۳۶۶/۴	۴۷۳	۱۸۹/۲
۰	۴۳۶/۶	۳۶۶/۴	۴۷۳	۱۸۹/۲
				M _۵



شکل ۲. مقاومت فشاری در برابر چگالی طرح‌های دسته‌ی اول.

طرح بهینه حاصل شود. در طرح M_۱، حجم سبکدانه‌ی درشت اصلاح شد و از ۳۹٪ در طرح M_۱ به ۳۵٪ کاهش یافت و مقدار کاهش‌بافته‌ی درشت‌دانه‌ها با ماسه‌ی طبیعی جایگزین شد. در طرح M_۲، مقدار حجم سبکدانه‌ی درشت‌دانه شد از ۳۵٪ در طرح M_۲ به ۳۰٪ کاهش یافت. در طرح M_۳ نیز مقدار کاهش‌بافته‌ی درشت‌دانه‌ها با ماسه‌ی طبیعی جایگزین شد. در طرح M_۴ ماسه‌ی طبیعی به اندازه‌ی نصف حجم آن در طرح M_۲ در نظر گرفته شد و به جای آن به همان حجم، ماسه‌ی سبک اضافه شد. در طرح M_۵، تمام ماسه‌ی طبیعی با ماسه‌ی سبک جایگزین شد.

مقاومت فشاری بتن براساس استاندارد ASTM C39 آزمایش شده است آزمایش مقاومت فشاری بتن، مهتم‌ترین معیار برای مرغوبیت بتن به حساب می‌آید. برای دستیابی به طرح اختلاط بهینه، از هر یک از طرح‌های دسته‌ی اول، ۳ نمونه‌ی استاندارد در دمای محیط ساخته شده و طرح بهینه از نظر چگالی و مقاومت فشاری طرحی بوده است که بیشترین میانگین مقاومت فشاری را داشته باشد. نتایج آزمایش‌های مذکور در شکل ۲ نشان داده شده است. طرح M_۴ با چگالی بتن تاره‌ی ۱۶۹۹ کیلوگرم بر مترمکعب در پژوهش حاضر، به ۲ دسته‌ی تقسیم شده‌اند. طرح‌های دسته‌ی اول، با هدف دستیابی به طرح بهینه از نظر چگالی و مقاومت فشاری و طرح‌های دسته‌ی دوم، به منظور دستیابی به طرح بهینه در درجه حرارت‌های بالا در آزمایشگاه و با تغییر منطقه‌ی نسبت اجزاء بتن در طرح اولیه ساخته شده‌اند.

حوضچه‌ی عمل آوری قرار گرفتند. دمای آب حوضچه بین ۲۳ تا ۲۵ درجه سانتی‌گراد کنترل شد، تا عمل آوری به خوبی انجام شود. لازم به ذکر است نمونه‌های طرح‌های دسته‌ی اول، که به منظور دستیابی به چگالی و مقاومت فشاری بهینه اجرا شده‌اند، به مدت ۷ روز عمل آوری شدند و سپس تحت آزمایش مقاومت فشاری قرار گرفتند. اما طرح‌های دسته‌ی دوم، که با هدف دستیابی به طرح بهینه در برابر حرارت اجرا شده‌اند، قبل از انجام آزمایش‌ها به مدت ۲۸ روز داخل حوضچه، عمل آوری شدند. همچنین لازم به ذکر است نمونه‌ها قبل از گذاشتن در کوره تا رسیدن به وزن ثابت، در دمای ۱۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد داخل آون گذاشته شدند.

۴. طرح اختلاط بتن سبکدانه‌ی سازه‌ی

در فرایند طرح اختلاط بتن سبک سازه‌ی، علاوه بر پارامترهایی، نظری: مقاومت، کارپذیری و پایایی، توجه ویژی به عامل چگالی شده است. روش وزنی ACI، روش طرح مخلوط دوفازی و روش طرح مخلوط بر مبنای ظرفیت مقاومتی، متداول‌ترین روش‌های طرح اختلاط میان مهندسان است. در روش وزنی ACI طرح اختلاط بتن سبک مبتنی بر روابط تجربی و براساس خلاصه‌ی داده‌های جدول‌ها و نمودارها صورت می‌گیرد. بنابراین فقط در صورتی که ویژگی‌های سبکدانه‌های استفاده شده در محدوده‌ی تجربیات آزمایشگاهی قبلی باشند، نتایج به دست آمده می‌تواند دقت کافی داشته باشند. روش طرح مخلوط دوفازی عمدتاً بر مبنای تئوری استوار است و در صورتی که داده‌های اولیه‌ی لازم برای این روش موجود باشند، نتایج حاصل معمولاً دقت مناسبی دارند. روش طرح مخلوط بر مبنای ظرفیت مقاومتی، بر مبنای ترکیبی از روابط تئوری و نتایج آزمایشگاهی استوار است. از مزایای روش مذکور در نظر گرفتن هم‌زمان چگالی، مقاومت و کارپذیری موردنظر انتظار بتن است.^[۲۱] به همین جهت در پژوهش حاضر از روش طرح مخلوط دوفازی بر مبنای ظرفیت مقاومتی برای ساخت یک طرح اختلاط اولیه‌ی بتن سبک استفاده شده است. هدف از اجرای طرح اولیه، به دست آوردن مقاومت فشاری ۲۸ روزه، ۲۷ مگاپاسکال و چگالی بتن تازه، ۱۷۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب است. اندازه‌ی اسمی بیشینه‌ی درشت‌دانه‌ی سبک استفاده شده در طرح اخیر، ۱۲/۵ میلی‌متر و چگالی دانه‌ی آن‌ها با توجه به دانه‌بندی انجام شده ۱۲۲۱/۳ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است. ماسه‌ی استفاده شده دارای مدول نرمی ۳/۳ و چگالی دانه‌ی ۲۵۴۳ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است. مقدار اسلامپی که کارپذیری موردنظر را در طرح مذکور به دست دهد، ۷ سانتی‌متر بوده است. طرح مخلوط اولیه‌ی بتن سبک در جدول ۳ ارائه شده است.

طرح‌های اختلاط آزمایشگاهی در پژوهش حاضر، به ۲ دسته‌ی تقسیم شده‌اند. طرح‌های دسته‌ی اول، با هدف دستیابی به طرح بهینه از نظر چگالی و مقاومت فشاری و طرح‌های دسته‌ی دوم، به منظور دستیابی به طرح بهینه در درجه حرارت‌های بالا در آزمایشگاه و با تغییر منطقه‌ی نسبت اجزاء بتن در طرح اولیه ساخته شده‌اند.

۱. بهینه‌سازی طرح اختلاط برای مقاومت در دمای محیط

پس از اجرای طرح اولیه‌ی M_۱، طرح‌های ارائه شده در جدول ۴ به ترتیب اجرا شده‌اند.

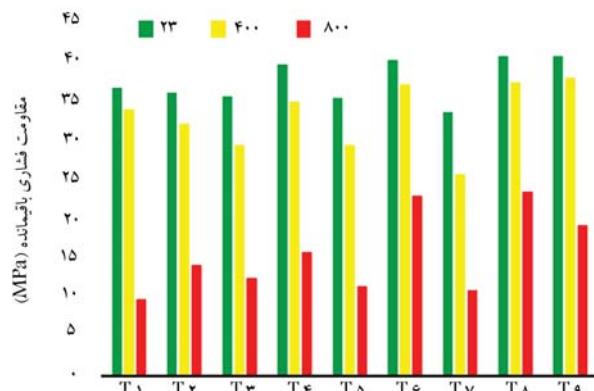
عامل مهمی که موجب چگالی کمتر در بتن سبکدانه می‌شود، میزان سبکدانه درشت است. از سوی دیگر، عامل اخیر، ضعف مقاومت برای بتن سبک را در بی دارد. برای بررسی اثر مقدار و نوع سنگ‌دانه، طرح‌های آزمایشگاهی دسته‌ی اول با اعمال تغییراتی در طرح اختلاط مبنای M_۱ ایجاد شدند تا براساس نتایج آزمایشگاهی

فشاری در شکل ۴ برداشت می‌شود، مقاومت فشاری بتن سبک در دمای بالا در مقایسه با دمای محیط نسبت به تغییرات پارامترهایی، نظری: نسبت آب به سیمان، مقدار روان‌کننده، و مقدار دوده‌ی سیلیسی از خود حساسیت بیشتری نشان می‌دهد.

کاهش مقدار نسبت آب به سیمان هم‌زمان با افزایش مقدار روان‌کننده موجب پهلوی دوده مقاومت فشاری در دمای زیاد شده است. همچنین در نسبت آب به سیمان‌های پیشتر، عملکرد جایگزینی سیمان با ۷/۵٪ دوده‌ی سیلیسی نسبت به ۱۵٪ دوده‌ی سیلیسی بهتر بوده است. نکته‌ی دیگری که می‌توان از شکل ۴ برداشت کرد، این است که در طرح‌های مختلف تا دمای حدود ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، کاهش قابل ملاحظه‌ی در مقاومت فشاری رخ نداده و درصد عمدی کاهش مقاومت فشاری از دمای ۴۰۰ تا ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد بوده است.

از مجموعه‌ی نتایج آزمایش‌ها نتیجه می‌شود که در طرح‌های ارائه شده، تغییر دوده‌ی سیلیسی از صفر تا ۱۵ درصد، تأثیری در پهلوی دوده مقاومت نداشته است. این موضوع با نتایج مندرج در نوشتارهای کتخدا [۲۰۰۹]، [۱۱]، [۱۰] و ریاض‌احمد و همکارش [۲۰۱۹]، [۱۸] تیز قابل اطمینان است. توجیه پدیده‌ی مذکور به این ترتیب انجام شدنی است که وجود دوده‌ی سیلیسی باعث متراکم‌تر شدن توده‌ی بتن شود و حفره‌های موییسی بتن که در خروج بخار آب در دمای بالا از بخار آب شود، مسدود و سبب افزایش فشار داخلی ناشی از بخار آب شود. این فشار در دمای بالاتر معمولاً از حد مقاومت کاهشی بتن فراتر رفته و باعث ایجاد ترک‌های عمقی در آن شده و در نتیجه باعث کاهش مقاومت فشاری بتن شده است. پدیده‌ی مذکور حتی ممکن است موجب انفجار نمونه‌ی بتن شود. در میان طرح‌های اختلاط موجود در پژوهش حاضر طرح اختلاط T۶ در دمای ۶۵۰ درجه‌ی سانتی‌گراد دچار پدیده‌ی انفجار شده است.

علت دیگر کاهش مقاومت فشاری بتن حاوی دوده‌ی سیلیسی در دمای بالا، می‌تواند انبساط ذرات دوده‌ی سیلیسی باشد، که موجب ایجاد ترک و در نتیجه سبب کاهش مقاومت فشاری می‌شود. نکته‌ی دیگر حاصل از انجام آزمایش‌های دسته‌ی دوم این است که کاهش نسبت آب به سیمان و افزایش فوق روان‌کننده (در حد بهینه) موجب شده است بتن سبک، عملکرد بهتری در دمای بالا داشته باشد. کاهش مقدار آب اختلاط بتن در واقع به معنای کاهش میزان تبخر در دمای زیاد است و از میزان احتمال ایجاد ترک‌های ناشی از فشار حاصل از ذرا بین تبخر نیز کاسته می‌شود که در نتیجه می‌تواند تأثیر مثبتی در مقاومت بتن در دمای بالا داشته باشد. نکته‌ی مهم این است که در شرایط ذکر شده، برای حفظ کارایی بتن در شرایط کاهش نسبت آب به سیمان، استفاده از فوق روان‌کننده، اجتناب ناپذیر است.



شکل ۴. مقاومت فشاری باقیمانده‌ی طرح‌های دسته‌ی دوم در دمای محیط، ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد.

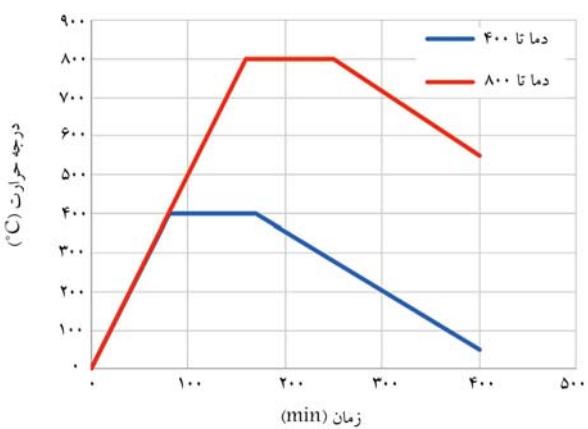
۲.۴ اصلاح طرح اختلاط برای مقاومت در برابر حرارت

در طرح‌های اختلاط دسته‌ی دوم که بهمنظور دستیابی به طرح بهینه در دمای بالا اجرا شدند، طرح M۲ که از لحاظ چگالی و مقاومت فشاری طرح بهینه بود، به منظور دستیابی به طرح بهینه در دمای بالا به عنوان طرح مبنا استفاده شد. منحنی تاریخچه‌ی دما در بارگذاری حرارتی در شکل ۳ مشاهده می‌شود. المکوی بارگذاری نشان داده شده در این شکل اخیر، برای افزایش دما تا دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد استفاده شده است.

براساس سابقه‌ی پژوهش که در بخش مقدمه ذکر شد، نسبت آب به سیمان، دوده‌ی سیلیسی و فوق روان‌کننده می‌توانند عوامل مؤثر در مقاومت بتن سبک در برابر حرارت باشند.^[۱۳] بنابراین سه عامل مذکور هر کدام در سه سطح در طرح‌های اختلاط این دسته به عنوان متغیر در نظر گرفته شدند که جزئیات آن در جدول ۵ ارائه شده است. پس از ساخت و آزمایش طرح‌های دسته دوم برای رسیدن به طرح اختلاط بهینه در حرارت بالا از روش تاگوچی استفاده شده است. لازم به ذکر است منظور از مقاومت فشاری طرح موربررسی، میانگین مقاومت فشاری سه نمونه از طرح موردنظر است.

با توجه به تعداد عوامل و سطوح در نظر گرفته شده، ۹ عدد طرح اختلاط پیشنهادی به عنوان ورودی برای نرم‌افزار مینی‌تب^{۱۸} تعریف شده است.^[۲۳] طرح‌های پیشنهادی برای ورودی نرم‌افزار در جدول ۶ ارائه شده است. در طرح‌های T۹ تا T۶ که نسبت آب به مواد سیمانی نسبت به طرح مبنا کم شده است، حجم آب کم شده به دو قسمت مساوی تقسیم و هر قسمت توسط ماسه‌ی طبیعی و ماسه‌ی سبک پر شده است.

در شکل ۴، باقیمانده‌ی مقاومت فشاری طرح‌های دسته‌ی دوم پس از اعمال بار حرارتی در دمای‌های مختلف مشاهده می‌شود. بر این اساس، مقاومت فشاری طرح‌های T۶ و T۸ به ترتیب در دمای‌های ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد نسبت به سایر طرح‌ها در دسته‌ی دوم بیشتر است. همان‌گونه که از تغییرات مقادیر مقاومت



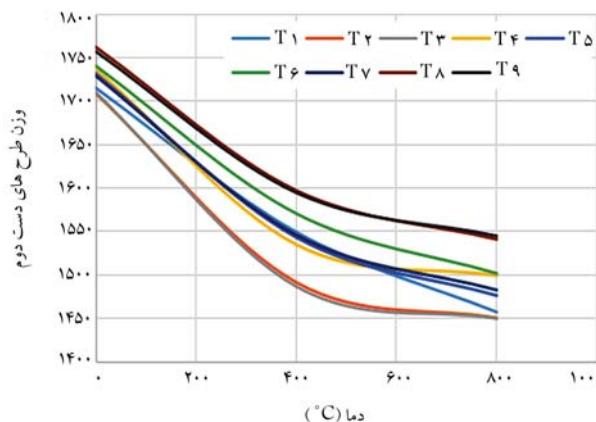
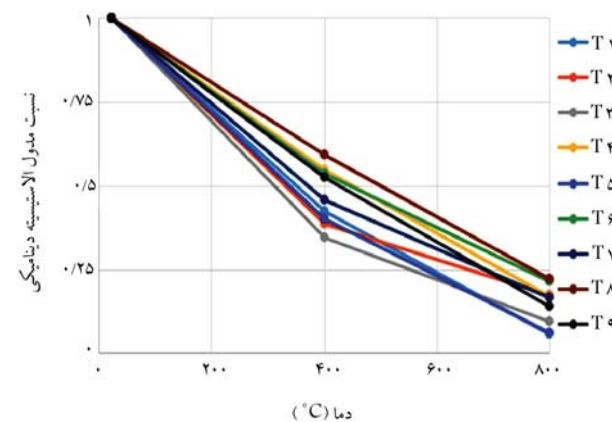
شکل ۳. تاریخچه‌ی دمای اعمال شده به نمونه‌ها.

جدول ۵. عوامل و سطوح آن‌ها برای طراحی آزمایش‌ها به روش تاگوچی.

سطوح	نسبت آب به سیمان	درصد وزنی سیمان	فوق روان‌کننده دوده‌ی سیلیسی
۱	۰/۴	۰	۰
۲	۰/۳۵	۱/۱۵	۰/۲۵
۳	۰/۳	۱/۵	۰/۵

جدول ۶. مقادیر مصالح طرح‌های اختلاط مینای بهینه‌سازی بر حسب کیلوگرم در مترمکعب بتن.

کد طرح	آب	سیمان	درشت دانه	ریزدانه	ماسه‌ی طبیعی	فوق روان‌کننده	دوده‌ی سیلیسیمی	لیکا
T ₁	۱۸۹/۲	۴۷۳	۳۶۶/۴	۲۱۸/۳	۴۰۲/۶	۰	۰	۰
T ₂	۱۸۳/۷۶	۴۴۷/۵	۳۶۶/۴	۲۱۸/۳	۴۰۲/۶	۵/۴۳۹	۴۰۲/۶	۴۰۲/۶
T _۳	۱۸۲/۰۱	۴۳۷/۵	۳۶۶/۴	۲۱۸/۳	۴۰۲/۶	۷/۰۹۵	۴۰۲/۶	۴۰۲/۶
T _۴	۱۶۵/۵۵	۴۳۷/۵	۳۶۶/۴	۲۲۳/۹	۴۸۶/۵۵	۰	۴۸۶/۵۵	۴۸۶/۵۵
T _۵	۱۶۰/۱۱	۴۰۲/۰۵	۳۶۶/۴	۲۲۳/۹	۴۸۶/۵۵	۵/۴۳۹	۴۰۲/۶	۴۰۲/۶
T _۶	۱۵۸/۴۶	۴۷۳	۳۶۶/۴	۲۲۳/۹	۴۸۶/۵۵	۷/۰۹۵	۴۰۲/۶	۴۰۲/۶
T _۷	۱۴۱/۹	۴۰۲/۰۵	۳۶۶/۴	۲۴۹/۶	۵۱۹/۰۳	۰	۵۱۹/۰۳	۵۱۹/۰۳
T _۸	۱۳۶/۴۶	۴۷۳	۳۶۶/۴	۲۴۹/۶	۵۱۹/۰۳	۵/۴۳۹	۵۱۹/۰۳	۵۱۹/۰۳
T _۹	۱۳۴/۸	۴۳۷/۵	۳۶۶/۴	۲۴۹/۶	۵۱۹/۰۳	۷/۰۹۵	۵۱۹/۰۳	۵۱۹/۰۳

شکل ۶. نسبت مدول کشسانی دینامیکی در دماهای مختلف برای طرح‌های T_۱ تا T_۹.

شکل ۵. چگالی طرح‌های دسته‌ی دوم در دماهای مختلف.

در شکل ۶ نشان می‌دهد طرح‌هایی که در آن‌ها نسبت آب به سیمان بیشتر بوده است، در دماهای بالا، مدول کشسانی دینامیکی با قیمانده‌ی کمتری داشته‌اند. همین‌طور می‌توان گفت طرح‌هایی که دوده‌ی سیلیسیمی در آن‌ها وجود داشته است، تقریباً به نسبت مقدار دوده‌ی سیلیسیمی، از مدول کشسانی دینامیکی آن‌ها در دمای ۸۰۰ درجه کاسته شده است.

۷. نتایج اثر حرارت در ظاهر بتن سبکدانه
حرارت‌های بالا، علاوه بر تغییر در مشخصات فیزیکی و مکانیکی بتن منجر به تغییر خصوصیات ظاهری بتن نیز می‌شود. تغییر رنگ سطح بتن و بروز ترک‌های سطحی، مهم‌ترین آثار دماهای بالا در خواص ظاهری در بتن است. پدیده‌ی تغییر رنگ در بتن در دمای ۸۰ درجه‌ی سانتی‌گراد به خوبی مشهود بوده است. در پژوهش حاضر، رنگ بتن‌های بررسی شده در دمای ۸۰ درجه سانتی‌گراد اغلب به خاکستری مایل به زرد تبدیل شده است. با افزایش دمای ۸۰ درجه ایجاد حرارت، حجم آب موجود در بتن کاسته و باعث ترک خوردن آن می‌شود. نزدیکی ایجاد ترک‌های سطحی در بتن در دماهای بالا به دلیل تغییر آب بین‌لایه‌ی و آب موئینه‌ی بتن افزایش می‌باشد. در بعضی از حالت‌ها، فشار داخلی ناشی از بخارهای آب می‌تواند به انفجار ناگهانی بتن نیز منجر شود. یکی از عوامل تأثیرگذار در چگونگی و مقدار ایجاد ترک، نسبت آب به سیمان است.

۵. نتایج آزمایش افت وزنی
مهم‌ترین عامل افت وزنی بتن در دماهای بالا، تغییر آب آزاد بین‌لایه‌ی بتن است. در آزمایش افت وزنی، وزن نمونه در شرایط عادی و پس از قرارگرفتن در معرض دما مقایسه می‌شود. در شکل ۵، وزن ۱ مترمکعب بتن از هر طرح در دماهای محیطی، ۴۰ و ۸۰ درجه‌ی سانتی‌گراد افزایش شده است. مطابق با نتایج حاصل از آزمایش‌ها مشاهده می‌شود که بیشترین درصد افت وزنی بتن تا دمای ۴۰ درجه‌ی سانتی‌گراد افت افتاده است. همچنین می‌توان نتیجه گرفت که مؤثرترین عامل در میزان افت وزنی بتن، مقدار نسبت آب به سیمان است. به این معنی که هر قدر نسبت آب به سیمان کمتر باشد، درصد افت وزنی در دماهای بالا کمتر خواهد بود. همچنین مطابق نتایج مشابهی که در نوشتار دمیرل و همکارش (۲۰۱۰)،^[۱۲] ثبت شده است، با افزایش مقدار دوده‌ی سیلیسیمی، از چگالی بتن تحت دمای بالا بیشتر کاسته می‌شود.

۶. نتایج آزمایش سرعت پالس فراصوت
از آزمایش سرعت پالس فراصوت برای اندازه‌گیری مدول کشسانی دینامیکی بتن استفاده می‌شود، که یکی از معیارهای مهم برای تشخیص مرغوبیت و تراکم مصالح به شمار می‌رود. نتایج حاصل از آزمایش سرعت پالس فراصوت در دماهای مختلف

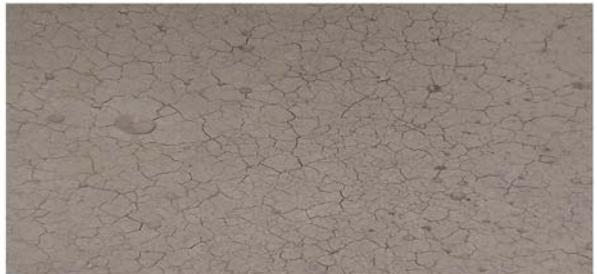
پتن هایی که نسبت آب به سیمان کمتری دارند، ترک های ایجاد شده در آن ها نیز کمتر به نظر می رسد. در شکل های ۷ و ۸، سطوح پتن ها پس از حرارت دهی در دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی گراد مشاهده می شوند.

۸. طرح اختلاط بهینه

پس از وارد کردن نتایج طرح های پیشنهادی ۹ گانه به نرم افزار و انجام عملیات لازم خروجی نرم افزار برای طرح های اختلاط بهینه از نظر مقاومت فشاری استخراج شدند. نتایج طرح های اختلاط بهینه ای پیش بینی شده توسط نرم افزار مینی تب، نزدیک به طرح های اختلاط T_8 و T_9 بوده است. طرح های اختلاط بهینه ای پیش بینی شده توسط نرم افزار مینی تب، با شرایطی که طرح های ۹ گانه دسته دوم اجرا شدند، ساخته و عمل آوری شدند. دو طرح اختلاط بهینه که برای آزمایش های نهایی به دست آمدند، کاملاً مشابه بودند و فقط در مقادیر دوده سیلیسی جایگزین سیمان تقاضا داشتند. مقادیر اجزاء پتن در طرح های بهینه در جدول ۷ ارائه شده است. در طرح های اختلاط بهینه، عامل اول (نسبت آب به سیمان) سطح سوم ($\frac{3}{2}$)، عامل دوم (فوق



شکل ۷. پدیده تغییر رنگ و ترک های سطحی در دمای ۴۰۰ درجه سانتی گراد.



شکل ۸. پدیده تغییر رنگ و ترک های سطحی در دمای ۸۰۰ درجه سانتی گراد.
جدول ۷. مقادیر مصالح برای طرح اختلاط بهینه از نظر مقاومت فشاری در دمای ۸۰۰ درجه سانتی گراد.

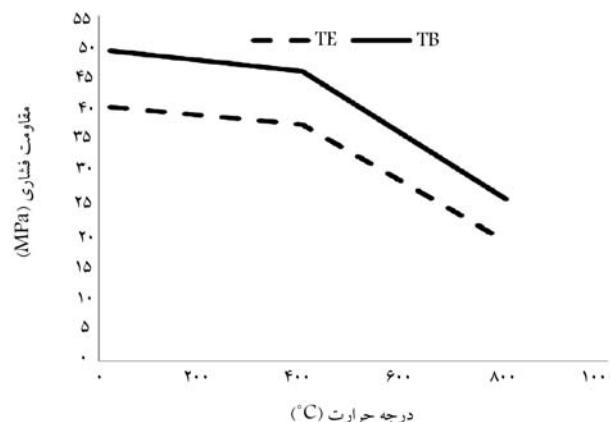
کد طرح	مقدار مصالح (Kg/m^3)
$TE = T_9$	TB
۱۳۴/۸	۱۲۴/۸
۴۷۳/۵	۴۷۳
۳۶۶/۴	۳۶۶/۴
۲۴۹/۶	۲۴۹/۶
۵۱۹/۰۳	۵۱۹/۰۳
۷/۰۹۵	۷/۰۹۵
۳۵/۴۷	۰

روان کننده) سطح سوم ($\frac{1}{5}/۱۰\%$) و عامل سوم (دوده سیلیسی) در دو سطح اول ($۷/۰$ و $۵/۰$ درصد) بوده است.

آزمایش های مقاومت فشاری نشان داد که طرح TB، مقاومت فشاری بیشتری نسبت به طرح های ۹ گانه ای پیشنهادی تاگوچی دارد. مقادیر مصالح در طرح اختلاط TB به استثناء مقدار فوق روان کننده، مشابه طرح اختلاط T_8 بوده است. به نظر می رسد عملت پیشتر شدن مقاومت فشاری طرح TB نسبت به طرح T_8 که در آن $\frac{7}{5}/۰\%$ بیشتر به عملت مصرف فوق روان کننده بیشتر بوده است. طرح که در آن $\frac{7}{5}/۰\%$ وزنی سیمان با دوده سیلیسی جایگزین شده بود، مقاومت فشاری کمتری نسبت به طرح TB هم در دماهای محيط و هم در دماهای بالا داشته است. مقادیر مصالح در طرح های TB و TE به استثناء جایگزینی مقدار دوده سیلیسی یکسان بوده است. در شکل ۹، مقدار مقاومت فشاری باقیمانده طرح های بهینه ای پیشنهادی نرم افزار در دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی گراد مشاهده می شود. نتایج آزمایش سرعت پالس فرا صوت برای طرح های TB و TE که به منظور محاسبه مدول کشسانی دینامیکی انجام شده است، در جدول ۸ ارائه شده است.

همانگونه که وجود دوده سیلیسی در دماهای بالا موجب کاهش بیشتر مقاومت فشاری می شود، سبب کاهش مدول کشسانی دینامیکی نیز می شود. براساس مشاهده های انجام شده، در نمونه های حاوی دوده سیلیس کاهش مدول کشسانی دینامیکی نسبت به نمونه های بدون میکروسیلیس بیشتر بوده است. در ادامه، نتایج حاصل از آزمایش افت وزنی طرح های TB و TE در شکل ۱۰ مشاهده می شود که مطابق آن، نمونه های دارای میکروسیلیس در دماهای بالاتر، افت وزنی بیشتری را نشان می دهد که با نتایج سایر پژوهش ها هم خوانی دارد.^[۱۲]

مهم ترین عامل افت وزنی بین در دماهای بالا، تغییر آب آزاد بین لایه های بین است. آب آزاد بین لایه های بین نسبت که در واکنش شیمیایی با سیمان شرکت نکرده است. در ادامه، شکل ظاهری نمونه های حرارت دیده بررسی شده است. همانگونه در شکل های ۱۱ الی ۱۴ مشاهده می شود، حرارت بالا موجب ایجاد ترک های سطحی هم در دمای ۴۰۰ و هم در دمای ۸۰۰ درجه های



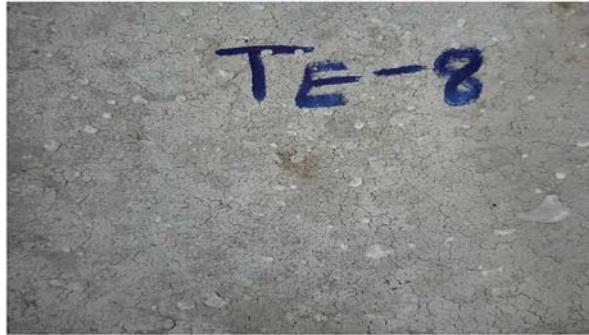
شکل ۹. مقاومت فشاری طرح های بهینه در دماهای مختلف.

جدول ۸. نتایج آزمایش سرعت پالس فراصوت برای طرح های TB و TE.

کد طرح	دماهای محیط	دماهای 400^0 درجه سانتی گراد	دماهای 800^0 درجه سانتی گراد	مدول کشسانی دینامیکی (GPa)
۸/۶۸۶	۱۳/۳۵۵	۲۴/۱۵۹	TB	
۶/۴۲۱	۱۲/۹۴۶	۲۴/۸۶۸	TE	



شکل ۱۳. سطح نمونه های طرح TE بعد از حرارت دهی در ۴۰۰ درجه سانتی گراد.



شکل ۱۴. سطح نمونه های طرح TE بعد از حرارت دهی در ۸۰۰ درجه سانتی گراد.

و ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه های سانتی گراد به دست آمده است:

۱. براساس مشاهده های دوده سیلیسی تا میزان ۱۵٪ جایگزینی با سیمان، بهبود مقاومت بتن سبکدانه را در دمای محیط و در دماهای بالاتر در بی نداشته است.

۲. کاهش نسبت آب به سیمان، اثر مطلوب در خصوصیات فیزیکی و مکانیکی بتن سبکدانه، هم در دمای محیط و هم در دماهای بالا داشته است. البته کاهش مذکور باید در حد بهینه باشد، در غیر این صورت منجر به تولید بتن ناهمگن خواهد شد.

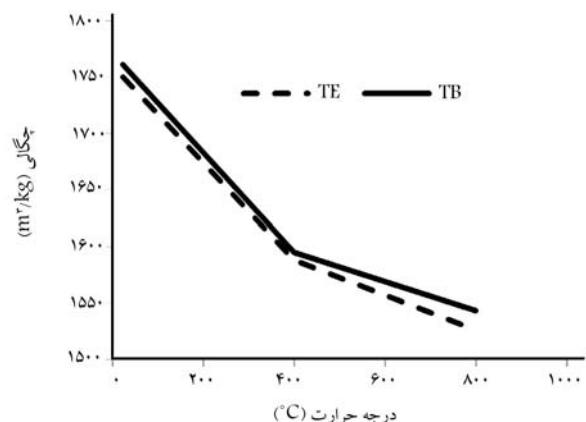
۳. استفاده هی مقدار بهینه فوق روان کننده موجب تولید بتن سبکدانه همگن با خصوصیات فیزیکی و مکانیکی بهتر، هم در دمای محیط و هم در دماهای بالا می شود. مقدار بهینه فوق روان کننده باید متناسب با مقدار کاهش نسبت آب به سیمان باشد.

۴. یکی از تهدیدها در موقع آتش سوزی در سازه های ساخته شده با بتن سبکدانه، انفجار بتن و انهدام ناگهانی سازه است. نتایج آزمایش ها نشان داد که کاهش نسبت آب به سیمان اختلاط، احتمال وقوع این رخداد را کاهش می دهد.

۵. سرعت افت وزنی بتن سبکدانه تا دمای ۴۰۰ درجه سانتی گراد بیشتر است. در صورتی که در مورد مقاومت فشاری بیشتر، افت مقاومت در دماهای بالاتر از ۴۰۰ درجه سانتی گراد رخ می دهد.

۶. دماهای بالا به دلیل تغییر آب بین لایه بی و آب موئینه باعث ایجاد ترک های سطحی در بتن می شود. همچنین مهم ترین عامل تغییر رنگ بتن سبکدانه در دماهای بالا، وجود دوده سیلیسی در ترکیب آن بوده است.

۷. به عنوان جمع بندی، در طرح اختلاط بهینه در برابر دمای بالا میزان نسبت آب به سیمان به کمک فوق روان کننده ۳٪ به دست آمد. درشت دانه از لیکای



شکل ۱۵. افت وزنی طرح های TB و TE در دماهای مختلف.



شکل ۱۱. سطح نمونه های طرح TB بعد از حرارت دهی در ۴۰۰ درجه سانتی گراد.



شکل ۱۲. سطح نمونه های طرح TB بعد از حرارت دهی در ۸۰۰ درجه سانتی گراد.

سانتی گراد شده است. تعداد و عرض و طول ترک ها در دمای ۸۰۰ درجه سانتی گراد، بزرگ تر و بیشتر نسبت به دمای ۴۰۰ درجه های سانتی گراد بوده است. همچنین پدیده تغییر رنگ نیز در دمای ۸۰۰ درجه های سانتی گراد برای هر دو طرح TB و TE قابل مشاهده است. البته تغییر رنگ مذکور برای طرح TE به علت وجود دوده سیلیسی در ترکیب آن به صورت واضح تر مشاهده شده است.

۹. نتیجه گیری

هدف از مطالعه حاضر، حصول طرح اختلاط بهینه برای بتن سبکدانه های سازه های در برابر حرارت بالا به منظور کاهش میزان افت مقاومت بوده است. در این خصوص، نتایجی که در ادامه بیان شده است، از آزمایش های صورت گرفته در دماهای محیط

مگاپاسکال و با افزایش دما تا 80°C درجه‌ی سانتی‌گراد، به ۲۵ مگاپاسکال رسیده است.

افزایش دما از دمای محیط تا 80°C درجه‌ی سانتی‌گراد، کاهش چگالی طرح بهینه برابر با 12% ، کاهش مقاومت فشاری برابر با 49% و کاهش مدول کشسانی دینامیکی برابر با 64% را در پی داشته است.

سازه هایی در محدوده دانه بندی پیشنهادی مبحث نهم مقررات ملی حدود 32% از وزن سنگ دانه ها، ریزدانه‌ی لیکا حدود 22% وزنی سنگ دانه ها، و ریزدانه‌ی ماسه حدود 46% وزنی سنگ دانه ها، همچنین میزان سیمان مصرفی 473 کیلوگرم به دست آمد. چگالی بتن تازه‌ی طرح بهینه، 1750 کیلوگرم بر مترمکعب بوده و مقاومت فشاری 28 روزه‌ی آن در دمای محیط، 49

پانوشت‌ها

1. Malhotra
2. lightweight expanded clay
3. Whitcomb
4. Morais
5. Mirza
6. Tanyildizi
7. Silica fume
8. Morsy
9. Katkhuda
10. Demirel
11. Akcaozoglu
12. Huang
13. ultra-lightweight cement composite
14. cenosphere
15. Riaz Ahmad
16. Sravya
17. Roufael
18. Minitab

منابع (References)

1. Phan, L.T. "Fire performance of high strength concrete: a report of the state-of-the-art", Building and Fire Research Laboratory, Maryland: National Institute of Standards and Technology (1996).
2. Yasar, E., Atis, C.D., Kilic, A. and et al. "Strength properties of lightweight concrete made with basaltic pumice and fly ash", *Mater. Lett.*, **57**(15), pp. 2267-2270 (2003).
3. Topcu, I.B. "Semi-lightweight concretes produced by volcanic slags", *CemeRent Concrete Res.*, **27**(1), pp. 15-21 (1997).
4. Malhotra, V.M. "Properties of High-Strength Lightweight Concrete Incorporating Fly Ash and Silica Fume", *Special Publication*, **121**, pp. 645-666 (1990).
5. Novokshchenov, V. and Whitcomb, W. "How to Obtain High-Strength Concrete Using Low-Density Aggregate", *Special Publication*, **121**, pp. 683-700 (1991).
6. Rossignolo, J.A., Agnesinin, M.V.C. and Morais, J.A. "Properties of high-performance LWAC for precast structures with Brazilian lightweight aggregate", *Cement and Concrete Composites*, **25**(1), pp. 77-82 (2003).
7. Mirza, F.A. and Soroushian, P. "Effects of alkali-resistant glass fiber reinforcement on crack and temperature resistance of lightweight concrete", *Cement and Concrete Composites*, **24**(2), pp. 223-227 (2002).
8. Tanyildizi, H. and Coskun, A. "Performance of Lightweight Concrete with silica fume after high temperature", *Construction and Building Materials*, **22**(10), pp. 2124-2129 (2008).
9. Behnood, A. and Ziari, H. "Effects of silica fume addition and water to cement ratio on the properties of high-strength concrete after exposure to high temperatures", *Cement and Concrete Composites*, **30**(2), pp. 106-112 (2008).
10. Morsy, M.S., Rashad, A.M. and Shebl S.S. "Effect of elevated temperature on compressive strength of blended cement mortar", *Building Research Journal*, **56**(2), pp. 173-185 (2008).
11. Katkhuda, H., Hanayneh, B. and Shatarat, N. "Influence of silica fume on high strength lightweight concrete", *Civil and Environmental Engineering*, **10**(3), pp. 407-414 (2009).
12. Fathi, M., Yousefpour, A. and Hematpour Farokhy, E. "Mechanical and physical properties of expanded polystyrene structural concretes containing micro-silica and nano-silica", *Sharif Journal Civil Engineering*, **34-2**(1,2), pp. 123-132 (1397).
13. Demirel, B. and Keleshtemur, O. "Effect of elevated temperature on the mechanical properties of concrete produced with finely ground pumice and silica fume", *Fire Safety Journal*, **45**(6-8), pp. 385-391 (2010).
14. Mortazavi, M. and Majlessi, M. "Evaluation of silica fume effect on compressive strength of structural Lightweight Concrete containing LECA as lightweight aggregate", *Advanced Materials Research*, **626**, pp. 344-349 (2013).
15. Tanyildizi, H. "Variance analysis of crack characteristics of structural lightweight concrete containing silica fume exposed to high temperature", *Construction and Building Materials*, **47**, pp. 1154-1159 (2013).
16. Akcaozoglu, K. and Akcaozoglu, S. "The effect of elevated temperature on the lightweight concrete produced by expanded clay aggregate and calcium aluminate cement", *Bilge International Journal of Science and Technology Research*, **1**(2), pp. 59-70 (2017).
17. Huang, Z., Padmaja, K., Li, S. and et al. "Mechanical properties and microstructure of ultra-lightweight cement composites with fly ash cenospheres after exposure to high temperatures", *Construction and Building Materials*, **164**, pp. 760-774 (2018).

- پژوهشی
سیلک
پارچه
و
18. Riaz Ahmad, M. and Chen, B. "Experimental research on the performance of lightweight concrete containing foam and expanded clay aggregate", *Composites Part B*, **171**, pp. 46-60 (2019).
 19. Sravya, L., Manoj, T. and Rao, S. "Effect of temperature curing on lightweight expanded clay aggregate concrete", *Materials Today: Proceedings*, **38**, pp.3386-3391 (2021).
 20. Roufael, G., Beaucour, A., Eslami, J. and et al. . "Influence of lightweight aggregates on the physical and mechanical residual properties of concrete subjected to high temperatures", *Construction and Building Materials*, **268**, pp. 121221 (2020).
 21. Shekarchizade, M., Libre, N.A. and Jalili, M. "Guideline for structural lightweight aggregate concrete", Elm-o-Adab Publication, 1st Edn. (1393).
 22. ASTM C39 / C39M-21, "Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens", ASTM International (2015).
 23. Minitab 18, Statistical Software (2017).

ارائه‌ی چارچوبی برای ارتقاء تعامل ذینفعان با مدل چهاربعدی پروژه‌های خطی با استفاده از واقعیت افزوده و مدل‌سازی اطلاعات ساختمان

خسیار غراب (کارشناس ارشد)

حسین تقیس^{*} (دانشیار)

بردیس دانشکده‌های فنی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه در صنعت ساخت‌وساز باعث دیدگرانی بین ذینفعان پروژه می‌شود. به طور سنتی برای مشاهده‌ی برنامه‌ی زمان‌بندی از استناد کاغذی استفاده می‌شود و ذینفعان به سختی درک عمیقی از آن پیدا می‌کنند. در حال حاضر، مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM) کمک شایانی به ذینفعان پروژه برای پیدا کردن درک عمیق‌تر از برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه می‌کند. در پروژه‌ی حاضر، با ایجاد ارتباط مستقیم بین مدل BIM و مدل واقعیت افزوده (AR) توسط یک پایگاه داده‌ی ابری، چارچوبی برای ارتقاء تعامل ذینفعان با مدل چهاربعدی پروژه ارائه شده است. تفاوت پژوهش حاضر با مطالعات پیشین، بررسی مقایسه‌ی مدل چهاربعدی چارچوب پیشنهادی با مدل چهاربعدی BIM در پروژه‌های خطی است. روش مذکور در یک مطالعه‌ی موردی خط لوله‌ی آب پیاده‌سازی و بازخوردی‌های مثبتی از مصاحبه با یک مشاور پروژه گرفته شد. همچنین مشخص شد که با رفع موانع موجود، روش اشاره شده می‌تواند به عنوان روشی مناسب برای درک بهتر برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه استفاده شود.

ghorab@ut.ac.ir
htaghaddos@ut.ac.ir

واژگان کلیدی: مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM)، واقعیت افزوده (AR)، مدل چهاربعدی، کنترل پروژه، خط لوله‌ی آب.

۱. مقدمه

۱.۱. مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM)
مفهوم مدل‌سازی اطلاعات ساختمان به سال ۱۹۶۲ بازمی‌گردد، زمانی که انگلیارت^۱ فرضیه‌یی از سیستم مبتنی بر رایانه ارائه کرد.^[۱] بعد از آن، استیمن^۲ و همکاران (۱۹۷۴) کمبودهای نقشه‌های دو بعدی را بررسی و یک سیستم توصیف ساختمان (BDS)^۳ مبتنی بر رایانه را ایجاد کردند که توصیف هندسی، مکانی و خصوصیات عناصر مختلف یک ساختمان را به یک مدل سه بعدی واقعی پیوند می‌داد. سیستم BDS به عنوان یک بانک اطلاعاتی، اطلاعات هر عنصر ساختمان و ارتباط آن با سایر اجزاء موجود در ساختمان را در خود نگهداری می‌کند که در طول طراحی، ساخت، و بهره‌برداری استفاده می‌شود. علاوه بر این، در صورت نیاز به تغییر نقشه‌ها به طور خودکار به روزرسانی می‌شود.^[۴] سیستم طراحی شده BDS، راه را برای مفهوم مدل‌سازی اطلاعات ساختمان هموار کرد، این اصطلاح برای اولین بار در سال ۱۹۹۲ معرفی شد.^[۵]

BIM در حقیقت یک فرایند به منظور حمایت از فناوری است که در آن تیم‌های معماری و مهندسی به طور همزمان به منظور توسعه‌ی یک مدل ساختمان مشترک و یکپارچه کار می‌کنند. BIM الگوی سنتی صنعت ساخت‌وساز را از سیستم‌های

در صنعت ساخت‌وساز داشتن یک برنامه‌ی زمان‌بندی دقیق، نقش اساسی در موفقیت پروژه دارد. به طور سنتی، مدیران پروژه از نمودارهای گانت برای تجسم توالی فعالیت‌های ساخت‌وساز استفاده می‌کنند که باعث تعامل ذینفعان با برنامه‌ی زمان‌بندی می‌شود. نمودار گانت، یک روش مدیریت پروژه است که مجموعه‌یی از فعالیت‌ها را با کمک یک سری میله در یک جدول زمانی نمایش می‌دهد. ذینفعان پروژه برای پیدا کردن درک عمیق از استناد کاغذی، مانند نقشه‌های دو بعدی برنامه‌ی زمان‌بندی گانت چارت تلاش زیادی می‌کنند که اغلب منجر به نقص در طراحی و دوباره‌کاری در ساخت‌وساز می‌شود. گلپرور فرد (۲۰۰۶) گزارش داد که بیشتر جلسه‌های پروژه، صرف توضیح و توصیف منطق تصمیم‌گیری استاد اخیر می‌شود.^[۶] یکی از روش‌ها برای رفع مشکل اخیر و بهبود تعامل ذینفعان با برنامه‌ی زمان‌بندی، استفاده از مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM)^۷ است.

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳/۳/۱۴۰۰، اصلاحیه ۲۷/۶/۱۴۰۰، پذیرش ۱۵/۸/۱۴۰۰
DOI:10.24200/J30.2021.57862.2962

جدول ۱. استفاده‌ی AR در برنامه‌ریزی قبل از ساخت در پژوهش‌های پیشین.

منابع	موارد استفاده	برنامه ریزی قبل از ساخت
[۱۸-۱۵]	تشخیص برخورد ها	
[۱۸-۱۵]	شناسی سریع خطاهای طراحی	
[۱۵-۱۵]	بررسی ساختار در حین طراحی	
[۱۹-۱۶]	نمایش مناطق مختلف سایت در مقیاس واقعی و در محل	
[۲۰]	بررسی فضاهای کاری و چک کردن محدودیت های مهندسی	
[۱۶-۱۵,۱۲]	برنامه ریزی و تعیین توالی به صورت مجازی	
[۲۱-۱۲]	نمایش موارد ایمنی با کمک واقعیت افزوده	
[۲۴-۲۱,۱۲]	برنامه های آموزش ایمنی مبتنی بر شبیه سازی AR برای کارگران	

روش مذکور به آن‌ها اجازه می‌دهد تا مدل هندسی سه‌بعدی تولید شده را با داده‌های سه‌بعدی برنامه‌ریزی شده مقیسه کنند و براساس آن بر پیشرفت پروژه نظارت کنند. سیستم اخیر ابزاری برای هماهنگی و کمک به ارتباطات براي پیمانکاران [۱۲].

پتانسیل AR که در طول چرخه‌ی حیات یک پروژه‌ی ساختمانی می‌تواند استفاده شود، در صنعت AEC توسط پژوهشگران مختلفی بررسی شده است. در جدول ۱، موارد استفاده از AR در مرحله‌ی برنامه‌ریزی قبل از ساخت پروژه، که توسط پژوهشگران بررسی شده است، آرائه شده است.

همچنین ظاهرو همکاران (۲۰۱۸)، یک روش با استفاده از تلفن همراه هوشمند برای نظارت بر پیشرفت ساخت و ساز ارائه دادند که به کاربر اجازه می‌دهد پیشرفت فعالیت‌ها را در محل پروژه با کمک یک برنامه‌ی کاربردی اندرویدی به روزرسانی کند. داده‌های مذکور برای به روزرسانی مدل چهار بعدی پروژه استفاده می‌شود. همچنین یک مدل چهار بعدی واقعیت افزوده را برای کاربر فراهم می‌کند که پیشرفت واقعی با برنامه‌ریزی شده را نشان می‌دهد. نتایج پژوهش اخیر نشان می‌دهد که روش اخیر و روش‌های مشابه برای نظارت بر پیشرفت زمانی و هزینه‌ی پروژه‌های ساخت و ساز مؤثر بوده است.^[۲۵]

موانع زیادی نیز بر سر راه AR وجود دارد که باید قبل از استفاده از آن برطرف شوند. چالش‌های فنی که هنگام ساخت و ادغام سیستم‌های AR در رویه‌های موجود در صنعت ساخت و ساز مشاهده می‌شود، بی‌شمار است. هایزل^{۱۲} و همکاران^{۱۳}، در مورد استفاده از AR با دو پیمانکار عمومی و یک توسعه‌دهنده‌ی نرم افزار مصاحبه انجام دادند. داده‌های تحلیل شده از مصاحبه‌ها نشان داد که هزینه‌ی اجرای آن به چه میزان است. نایمنی فتاوری، استفاده نکردن از برنامه‌های کاربردی استاندارد واقعیت افزوده و نیود اطمینان از ارزش و مزایای فتاوری اخیر، از جمله چالش‌هایی است که سه شرکت نکننده‌ی مذکور به عنوان موانع اجرای AR در ساخت و سازها اعلام کردند.^{۱۴}

۴.۱ خلاً پژوهشی

در پژوهش‌های پیشین، استفاده از AR و BIM به صورت جدا و همزمان برای بهبود برنامه‌ی زمان‌بندی صورت گرفته است. یکی از جنبه‌های نو بودن پژوهش حاضر، پیاده‌سازی آن در پروژه‌ی اجرای خط لوله‌ی آب که ماهیت خطی دارد، است. با توجه به طولانی بودن پروژه‌های خطی و عملیات اجرایی در چند جهه‌ی کاری، نمایش مدل چهار بعدی BIM با چالش‌هایی همراه است و انعطاف‌پذیری لازم برای نهادن، بخت‌های مختلف پروژه به صورت همزمان را ندارد. لذا نیاز است مقاسه

اطلاعاتی طراحی مبتنی بر دو بعدی به سیستم های اطلاعاتی مبتنی بر المان های سه بعدی تغییر داده است.^[۵] مدل سه بعدی BIM براساس نیاز پروژه در سطح توسعه ^[۵] مناسبی طراحی می شود. هر یک از LOD های مذکور، الام های محتوایی (LOD) خاص برای هر المان را در هر مدل از پروژه مشخص می کند که در LOD های بالاتر، جزئیات بیشتری از مدل نمایش داده می شود.

ادغام نمودارهای گانت با مدل سه بعدی مبتنی بر BIM، مدل چهار بعدی BIM را می سازد. در مدل سازی اطلاعات ساختمان سه بعدی کاربر قادر است تا مدل ساختمان را تجسم کند، اما در مدل چهار بعدی BIM علاوه بر تجسم مدل ساختمان، کاربر قادر است فرایندی پیشرفت مدل ساختمان را تجسم کند.^[۶] امروزه پتانسیل های مثبت استفاده از مدل چهار بعدی BIM به خوبی مشخص است و به طور گستردگی استفاده می شود. استفاده از آن امکان شناسایی بخوردهای مکانی و زمانی در ابتدای چرخه عمر پروژه را فراهم می کند و باعث کاهش تأخیر در زمان تجھیم برای پروژه می شود.^[۷]

۱. تلفن همراه هوشمند

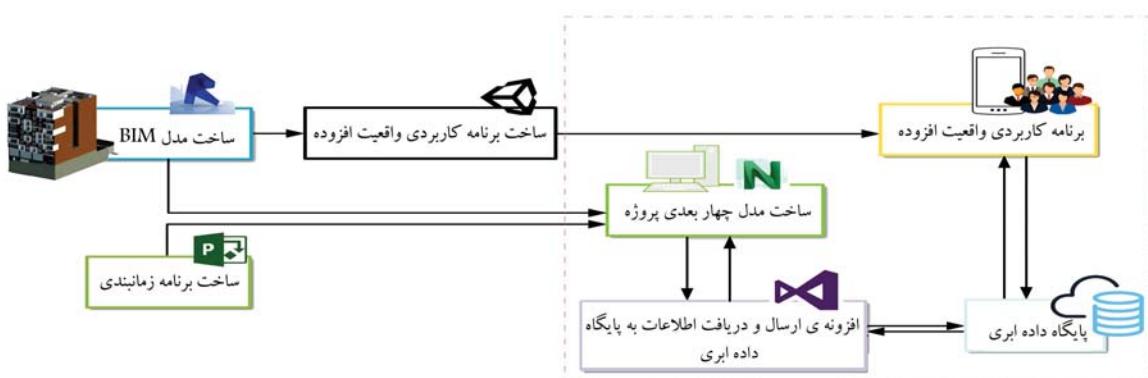
با پیشرفت فناوری تلفن همراه هوشمند و همه‌گیر شدن آن‌ها و توسعه‌ی مل惆ون برنامه‌های کاربردی^۶، پتانسیل خوبی برای استفاده از تلفن همراه هوشمند در صنعت ساخت و ساز به وجود آمد. ابزار اخیر علاوه بر قابلیت حمل آسان، با توجه به توجه‌های کاربری مناسبی که برای کاربر ایجاد می‌کند، به یک سیستم عامل نسبتاً آسان تبدیل شده است که استفاده از آن راحت است.^[۴] یکی از قابلیت‌های تلفن همراه هوشمند، تکنولوژی واقعیت افزوده (AR)^۷ است.

۳.۱. واقعیت افزوده

واقعیت افزوده، یک لایه‌ی مجازی در قالب متن، گرافیک، صوت را در زمان واقعی به دنیای اطراف کاربر اضافه می‌کند، به طریقی که اشیاء دیجیتالی شده با اشیاء دنیای واقعی ترکیب می‌شوند و یک دنیای فیزیکی - مجازی را ایجاد می‌کنند.^[۱۰] سهولت استفاده و قیمت مناسب آن باعث شده است تا کاربرد واقعیت افزوده در صنعت ساخت و ساز عملی تر و امکان پذیرتر شود. در عین حال، پتانسیل ابزارهای ذکر شده برای افزایش کارایی و بهره‌وری برای پخش‌های معماری، مهندسی و ساختمان (AEC)^[۱۱] و همچنین مدیریت تعمیر و نگهداری (FM)^[۹] جذاب بوده است.^[۱۲] رانکوهی و واو^[۱۳]، نوشتاری درباره‌ی AR در صنعت AEC را بررسی و ۷ حوزه‌ی کاربردی AR را شناسایی کردند که شامل: تجسم و شبیه‌سازی، ارتباط و همکاری، مدل‌سازی اطلاعات، دسترسی به اطلاعات و ارزیابی، نظارت بر پیشرفت، تعلیم و آموزش، اینمی و بازرسی بوده است.^[۱۴]

غفارحسینی و همکاران (۲۰۱۶)، روشنی را برای ادغام BIM و AR برای تسهیل هماهنگی سایت ساخت و ساز پیشنهاد و یک برنامه‌ی کاربردی مبتنی بر AR برای بهبود بهره‌وری در ساخت و ساز در سایت ایجاد کردند. نتایج مطالعه‌ی ایشان نشان داد که برنامه‌ی AR، عملکرد فرایندهای مدیریت موجود در سایت را بهبود می‌بخشد و به کاربر اجازه می‌دهد مدل‌های سه‌بعدی پروژه را در محیط اطراف [۱۲] زنگ موقت را ایجاد نمایند.

گلپرور فرد^{۱۱} و همکاران (۲۰۰۹)، یک روش مبتنی بر تصویر را برای نظارت بر پیشرفت روزانه برای سایت ساخت و ساز پیشنهاد دادند و با جمیع آوری مجموعه‌ی تصاویر از سایت ساخت و ساز آن‌ها را به یک ابرنقطه‌ی سه‌بعدی تبدیل کردند. ابرنقطه‌ی سه‌بعدی اتحاد شده، به عنوان آنچه در سایت ساخته شده است، استفاده



شکل ۱. فرایند چرخش اطلاعات و متصل شدن بخش‌های مختلف چارچوب پیشنهادی.

۲.۱. مازول واقعیت افزوده

فناوری واقعیت افزوده، یکی از فناوری‌های نوین است، که با سرعت زیادی در حال پیشرفت است. شرکت‌های بزرگی، مانند: گوگل، ماکروسافت، اپل و ... روی پژوهش و توسعه‌ی فناوری واقعیت افزوده سرمایه‌گذاری کرده‌اند. در پژوهش حاضر، برای ساخت برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده از بسته‌ی توسعه نرم‌افزاری Vuforia و نرم‌افزار موتور بازی‌سازی Unity استفاده شده است. بدین‌منظور، ابتدا مدل سه‌بعدی BIM با فرمت FBX وارد نرم‌افزار Unity و سپس بسته‌ی توسعه نرم‌افزاری Vuforia به آن اضافه شده است.

برای نمایش مدل واقعیت افزوده در محیط اطراف، نیاز به یک عکس هدف است. برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده پس از اسکن کردن عکس هدف، مبدأ مختصات را در محیط اطراف شناسایی می‌کند و مدل واقعیت افزوده را در محیط اطراف نمایش می‌دهد. شماره‌ی شناسایی هر المان در Unity در اسم آن وجود دارد و اسکریپت‌های^{۱۶} مربوط به برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده با متصل شدن به پایگاه داده، اطلاعات مربوط به هر المان را مشخص می‌کند، تا مدیریت المان‌ها انجام شود. همچنین با استفاده از رابط کاربری ایجاد شده، کاربران قادر هستند اطلاعات مربوط به تاریخ فعالیت‌ها را اصلاح کنند، تا برنامه‌ی زمانبندی پروژه به روزرسانی شود.

۲.۲. مازول پایگاه داده‌ی ابری

پایگاه داده برای ذخیره‌سازی و مدیریت داده‌ها استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر، برای انتقال اطلاعات بین مدل‌سازی اطلاعات ساختمان و برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده از یک پایگاه داده‌ی ابری، که یک پایگاه داده‌ی phpMyAdmin است، استفاده شده است. زمانی که به سمت سرور درخواستی ارسال می‌شود، سرور با کمک زبان PHP دستورها را اجرا و با پایگاه داده‌ی phpMyAdmin ارتباط برقرار می‌کند و داده‌ها را بازخوانی و یا اضافه می‌کند.

۳. مطالعه‌ی موردنی

در بخش حاضر، به پیاده‌سازی و ارزیابی چارچوب پیشنهادی در یک مطالعه موردنی پرداخته شده است. مطالعه‌ی موردنی انجام شده، پژوهشی طرح انتقال آب از سد ماملو^{۱۷} به نیروگاه سیکل ترکیبی دماوند(شهدای پاکدشت) بوده است که یکی از بزرگ‌ترین نیروگاه‌های حرارتی کشور و شهرک صنعتی عباس‌آباد است و ماهیت

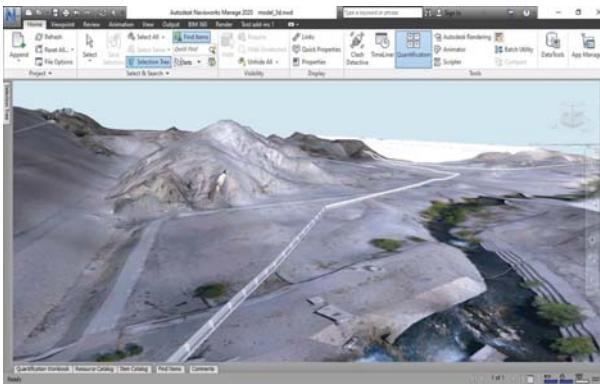
بین مدل چهار بعدی BIM و برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده انجام شود. با توجه به پیانسیل‌های بیان شده و موانع موجود برای ایجاد درک عمیق‌تر از برنامه‌ی زمانبندی، در پژوهش حاضر سعی شده است با کمک BIM و AR، یک روش نوین برای تسهیل روند نظرارت بر برنامه‌ی زمانبندی و نمایش پیشرفت پروژه‌های خطی، مانند اجرای خط لوله آب، ارائه شود.

۲. چارچوب پیشنهادی

در بخش کنونی، به معرفی چارچوب پیشنهادی پرداخته شده است. در شکل ۱، چارچوب کلی و نحوی چرخش اطلاعات آن مشاهده می‌شود. در ابتدا، برنامه‌ی زمانبندی پروژه وارد مدل BIM می‌شود و یک مدل چهار بعدی از آن ساخته و سپس اطلاعات آن وارد مدل واقعیت افزوده می‌شود. کاربران قادر هستند مدل چهار بعدی را به صورت واقعیت افزوده بینند و تاریخ‌های جدید را برای هر فعالیت اعمال کنند و برنامه‌ی زمانبندی پروژه را به روزرسانی کنند. پایگاه داده‌ی ابری^{۱۸} به عنوان متصل‌کننده بخش مدل‌سازی اطلاعات ساختمان و برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده استفاده می‌شود. بخش خطچین شده در چارچوب پیشنهادی، یک سیستم پویاست، که با برنامه‌ریزی اولیه شروع می‌شود و با کنترل پروژه، زمانبندی پروژه در طول ساخت بهبود می‌یابد و به روزرسانی می‌شود. در ادامه، به توضیح هر یک از مازول‌های چارچوب پیشنهادی پرداخته شده است.

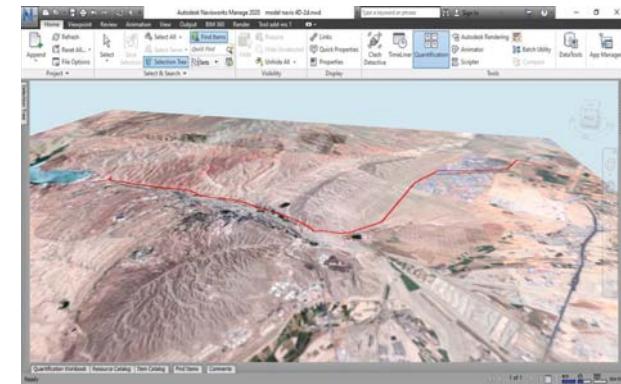
۱.۲. مازول مدل‌سازی اطلاعات ساختمان

مفهوم مدل‌سازی اطلاعات ساختمان در کلیه‌ی چرخه‌ی حیات پروژه استفاده می‌شود و به عنوان یک پایگاه داده، اطلاعات را از مرحله‌ی طراحی، ساخت تا بهره‌برداری و نگهداری مدیریت می‌کند. در ابتدا یک مدل BIM در نرم‌افزار Autodesk Revit ساخته می‌شود. سپس مدل BIM ساخته شده وارد نرم‌افزار Autodesk Navisworks Manage می‌شود و در آنجا با کمک افزونه‌ی^{۱۹} TimeLiner، مدل چهار بعدی مذکور، شامل اطلاعات تاریخ شروع و پایان هر فعالیت و شماره‌ی شناسایی المان‌های^{۲۰} (کلید اصلی برای ارتباط بین مدل BIM و AR) هر فعالیت است. با کمک افزونه‌ی جدیدی که در پژوهش حاضر برای نرم‌افزار Autodesk زبان #C توسعه داده شده است، اطلاعات اخیر در پایگاه داده‌ی ابری ذخیره شده است، تا در برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده استفاده شود.



شکل ۳. مدل BIM پروژه با سطح LOD ۲۰۰.

هفتگی جلو رفت و یک مدل چهار بعدی از پروژه نمایش داده شد. با پیشرفت پروژه، المان‌ها با توجه به شماره‌ی شناسایی و تاریخ‌های مربوط به خود نمایش داده شدند. تیم مشاور در بخش حاضر با کمک مدل چهار بعدی واقعیت افزوده، اشراف بهتری به زمان‌بندی اصلی پروژه پیدا کرد و با توجه به واقعیت‌های پروژه با تغییر تاریخ‌ها سعی کردند تاریخ‌ها را قاعده‌ی ترکنند (شکل ۳). برای مثال، در یک سناریو با توجه به اینکه جانمایی مخزن شماره‌ی یک پروژه به خاطر دلایل اجرایی تغییر کرده بود، خطوط‌لوه و شیرالات باید مجدداً طراحی می‌شدند. این امر باعث شد تاریخ نقاط هدف لوه‌هایی که در کیلومترهای جلوتر از مخزن شماره ۲ قرار داشتند، به تاریخ‌هایی جلوتر و تاریخ نقاط هدف لوه‌هایی که در کیلومترهای قرار داشتند، به شماره ۲ قرار داشتند، به تاریخ‌های عقب‌تری تغییر پیدا کنند. تغییرات ایجاد شده با کمک اسکریپت‌های نوشته شده در برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده به سمت سور ارسال و در پایگاه داده‌ی ابری ذخیره شدند. اطلاعات اخیر با کمک افزونه‌ی اشاره‌شده وارد نرم‌افزار Autodesk Navisworks Manage شدند و برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه به روزرسانی و یک مدل چهار بعدی جدید از پروژه با توجه به اصلاحات انجام شده ساخته شد. از طریق این لینک و یا با اسکن کردن QRcode در شکل ۵، فیلم اجرای برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده مشاهده می‌شود.



شکل ۲. مدل BIM پروژه با سطح LOD ۱۰۰.

خطی داشته و در منطقه‌ی حفاظت‌شده‌ی پارک ملی خجیر در شرق تهران واقع شده است. پروژه‌ی اخیر شامل عملیات اجرایی ساخت ۲۲ کیلومتر خط لوله‌ی انتقال آب، ۲ مخزن متعادل‌کننده، ۵۲ حوضچه‌ی شیر هوا و شیر کنترل دبی آب اتاق شیرالات سد، و ساختمان بهره‌برداری بوده است. مدل BIM آن در دو سطح توسعه‌ی LOD ۱۰۰ و LOD ۲۰۰ ساخته شده است. برای نمایش نقاط هدف^{۱۸}، همان‌طور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، از مدل BIM با سطح توسعه‌ی LOD ۱۰۰ استفاده شده است. در مدل مذکور المان‌های مربوط به لوه‌های آب و ترانشه‌یی که برای آن ایجاد شده است، مدل سازی شده است. با توجه به طولانی بودن پروژه و کوچک بودن المان‌ها نسبت به کل پروژه، اعداد عرضی و ارتفاعی المان‌ها با مقیاس بزرگ‌تری طراحی شد تا وضوح بیشتری داشته باشد. برای توپوگرافی منطقه از یک تصویر دوربعدی از نقشه‌ی Google map استفاده شده است. دلیل ساخت مدل اشاره شده با سطح توسعه‌ی LOD ۱۰۰، کاهش حجم مدل است، تا مدل بهینه‌تری به دست آید و تجربه‌ی واقعیت افزوده مناسب‌تر و روان‌تری ایجاد شود.

برای نمایش پیشرفت فعالیت‌ها مطابق شکل ۳ از مدل BIM با سطح توسعه‌ی LOD ۲۰۰ استفاده شده است. توپوگرافی پروژه‌ی برداشت شده ساخته شده است. عکس‌های گرفته شده وارد نرم‌افزار Autodesk Infra Works با سطح توپوگرافی دقیقی از پروژه به دست آمد. مدل BIM اخیر، حجم بیشتری نسبت به مدل قبلی دارد؛ اما با توجه به اینکه در مرحله‌ی کنونی، جبهه‌های کاری کوچک‌تری از پروژه در برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده نمایش داده می‌شود، مشکلی در تجربه‌ی واقعیت افزوده پیش نمی‌آید.

مدل‌های مذکور وارد نرم‌افزار Unity شدند و با توجه به بزرگ بودن آن‌ها، مقیاس مدل‌ها کوچک‌تر شد تا به ابعاد مناسبی برسند. سپس آن‌ها به عکس هدف تخصیص داده شدند و هدف به عنوان مبدأ مختصات در محیط اطراف دنیای واقعی کاربر استفاده شده است. همچنین برای مدیریت المان‌ها و متصل کردن برنامه‌ی کاربردی به پایگاه داده‌ی ابری، اسکریپت‌هایی به زبان # نوشته شده است.

برای ارزیابی روند عملکرد برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده در جلسه‌یی با تیم مشاور پروژه از آن‌ها خواسته شد از چارچوب ارائه شده استفاده و تاریخ‌های آن را بازبینی کنند. ابتدا برنامه‌ی کاربردی به پایگاه داده‌ی ابری متصل و اطلاعات مربوط به نقاط هدف و فعالیت‌ها، از جمله تاریخ و شماره‌ی شناسایی المان‌های مربوط به آن‌ها بازخوانی شد. سپس عکس هدف، اسکن و مدل واقعیت افزوده به صورت یک لایه‌ی دیجیتال نمایش داده شد و با کمک لغزندگی پایین صفحه، پروژه به صورت

۱.۳. تحلیل نتایج مطالعه‌ی موردي و بحث

هدف اصلی مطالعه‌ی موردي حاضر، بررسی قابلیت چارچوب پیشنهادی برای تسهیل روند نظرارت بر برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه‌های خطی، مانند اجرای خط لوله‌ی آب و نمایش پیشرفت آن بوده است. با توجه به بازخورد گرفته شده از صنعت مشخص شد که برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده با رفع موانع موجود، این امکان را دارد که پیشیگان خوبی برای برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه باشد. نمونه‌ی اولیه‌ی ساخته شده از مدل چهار بعدی واقعیت افزوده‌ی پروژه، اطلاعات مربوط به برنامه‌ی زمان‌بندی را به درستی نمایش داد و باعث ایجاد دید بهتر ذی‌فیگان پروژه شد و با کمک تغییراتی که در تاریخ نقاط هدف و فعالیت‌ها ایجاد شد، برنامه‌ی زمان‌بندی قابلیت اطمینان بیشتری پیدا کرد. در حین توسعه و پیاده‌سازی سیستم مذکور، محدودیت‌هایی نیز وجود داشت. در مطالعه‌ی موردي خاص کنونی از تلفن همراه هوشمند Samsung S۱۰ استفاده شد و در ابتدا با وارد کردن مدل با LOD ۳۰۰، نتیجه‌ی مطلوبی ایجاد نشد و در بعضی مواقع در تصویر اختلال ایجاد می‌شد که با بهینه‌سازی‌هایی که روی مدل انجام شد و استفاده از سطح توسعه‌ی پایین‌تر و بخش‌بندی کردن مدل به جهه‌های کاری مختلف، تجربه‌ی کاربری مطلوب و روانی ایجاد شد. این امر باعث شد که سیستم اشاره شده با سخت‌افزارهای موجود توانایی استفاده از LOD‌های



ب) جلو بردن لغزنهه پایین صفحه و پیشرفت برنامه زمانبندی؛



د) جلسه تیم مشاور پرای تایید تاریخ فعالیت ها (LOD ۲۰۰);



و) جلو پردن لغزندۀ پایین صفحه و پیشرفت پر نامه زمانی ندی.



الف) نمایش مدل واقعیت افزوده بعد از اسکن عکس هدف؟



ج) جلسه تیم مشاور برای تایید تاریخ نقاط هدف (LOD 100):



۶) انتخاب فعالیت برای اعمال تغییر در تاریخ ها:

شکل ۴. استفاده از برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده توسط تیم مشاور پروژه.

محلی قابل اجراست و به ساده‌ترین شکل طراحی شده است تا تمامی ذینفعان بتوانند از آن استفاده و تغییرات لازم را در آن اعمال کنند و در لحظه، مدل چهار بعدی واقعیت افزوده به روزرسانی شود. اما مدل چهار بعدی BIM در نرم افزار Autodesk Navisworks Manage نیاز به رایانه دارد و در هر محلی قابل ارائه نیست و کاربر برای اعمال تغییرات و مشاهده نتایج آن باید آموزش ببیند و یا از یک نیروی متخصص کمک بگیرد. درنهایت، با کمک نظرات تیم مشاور، جدول ۲ به دست آمد.

۲.۲. اعتبار سنجی

با بررسی و ارزیابی درست کارکردن بخش‌های مختلف چارچوب ارائه شده می‌توان به اعتبار آن اطمینان یافته و پیاده‌سازی آن در یک مطالعه‌ی موردنی و تمرکز بر عملکرد سیستم، خود اعتبارسنجی سیستم مذکور به حساب می‌آید. در طول توسعه‌ی سیستم ارائه شده، بازخورد هایی از صنعت ساخت و ساز، به طور خاص از کارشناسان، ذینفعان و کاربران نهایی آن گرفته شد و سیستم مذکور اصلاح و بازنگری شد تا از اثر بخشی آن اطمینان به عمل آید.

در مطالعه‌ی موردی حاضر، اجزاء مختلف بررسی شدند و با بازخوردهای مشتبی که از تیم مشاور پروژه گرفته شد و مقایسه‌ی منطقی با آنچه مورد انتظار آن‌ها بود، راستی آزمایی شد. هر چند محدودیت‌ها بی‌ وجود داشت که نشان می‌دهد همچنان نیاز است با گسترش تکنولوژی واقعیت افزوده و توسعه‌ی ساخت افزارهای قدرتمندتر و بهینه‌سازی‌های بیشتر نرم افزاری، تجربه‌ی کاربری مطلوب‌تر و روان‌تر شود. از دید مشاور پروژه، با وجود کاستنی‌های چارچوب اشاره شده در فرایند تشهیل روند نظرارت بر برنامه‌ی زمان‌بندی، چارچوب اخیر تأیید شد. فرایند ذکر شده از جوانب مختلف

بالا را نداشته باشد و یکی از نقاط ضعف سیستم مذکور به حساب می‌آید. در انتهای، بین مدل چهار بعدی BIM و برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده مقایسه‌یی صورت گرفت. در پروژه‌ی حاضر با توجه به طولانی بودن خط انتقال آب (۲۲ کیلومتر)، امکان نزدیک کردن دوربین به فعالیت‌ها امکان‌پذیر نبود؛ زیرا در چند جبهه‌ی کاری، پروژه در حال اجرا بود و با نزدیک کردن دوربین، فعالیت‌های دیگری در جبهه‌های کاری دیگر قابل نمایش نبود. برای نمایش کامل پروژه در مدل چهار بعدی BIM از یک دوربین با فاصله‌ی زیاد از پروژه استفاده شد که سبب شد تا جزئیات دقیقی از مدل نمایش داده شود (شکل ۲). اما در مدل چهار بعدی واقعیت افزوده، کنترل دوربین دست کاربر است و می‌تواند در مدل حرکت کند از زوایای مختلف به پروژه نگاه کند و به فعالیت‌های مختلف نزدیک شود تا جزئیات دقیق تری از آن‌ها را ببیند و دید عمیق‌تری از پروژه به دست آورد. همچنین با کمک لغزندگی پایین برنامه‌ی کاربردی، پیشرفت زمان پروژه را کنترل کند (شکل ۴).



شکل ۵. QRcode فیلم زمان‌بندی اصلی.

جدول ۲. مقایسه بین مدل‌های چهار بعدی.

موضع	مدل چهار بعدی BIM	مدل چهار بعدی در چارچوب پیشنهادی
سخت افزار	رایانه	گوشی هوشمند
نرم افزار	نیاز به خرید نرم افزار	ساخت برنامه‌ی کاربردی
راحتی استفاده	نیاز به آموزش و یا نیروی متخصص	طراحی آسان برنامه‌ی کاربردی و استفاده‌ی راحت نامی ذینفعان
میزان تجسم	منعطف پذیر نبودن دوربین	مشاهده‌ی کاربر از زوایای مختلف به پروژه
سطح LOD	توان پردازش بیشتر و LOD های بالاتر	توان پردازش کمتر و LOD های پایین تر
محدودیت نمایش	عدم مشاهده‌ی جزئیات دقیق المان‌ها با	مشاهده‌ی جزئیات دقیق المان‌ها در ابعاد درست
المان‌ها	توجه به فاصله‌ی زیاد دوربین از المان‌ها	با نزدیک کردن دوربین به المان‌ها
توسعه دادن	نیاز به توسعه‌ی مدل BIM	نیاز به توسعه‌ی برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده
		علاوه بر توسعه‌ی مدل BIM

سیستم مذکور در اثراع پروژه‌های ساخت و ساز قابلیت پیاده‌سازی دارد و پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی چارچوب اخیر در دیگر پروژه‌ها پیاده‌سازی شود. در حین پژوهش، محدودیت‌هایی مانند ضعف‌های ساخت افزاری و نرم‌افزاری واقعیت افزوده وجود داشت که با پیشرفت تکنولوژی و وجود آمدن دستگاه‌های قدرتمندتر برای تجربه‌ی واقعیت افزوده، مشکل‌های ایجاد شده از بین می‌روند و در مطالعات آتی می‌توان از دستگاه‌هایی مانند هولولنز^۲، که متعلق به شرکت ماکروسافت^{۲۱} است، استفاده کرد. همچنین پیشنهاد می‌شود سیستم ارائه شده به‌طور گستردگی در پروژه استفاده شود تا علاوه بر مشاور، ذینفعان دیگر پروژه از جمله کارفرما و پیمان‌کار نیز بتوانند سیستم مذکور را ارزیابی کنند.

تقدیر و تشکر

بدین‌وسیله از حمایت‌های مرکز تحقیق و توسعه‌ی تکنولوژی‌های نوین ساخت (تکنوسا) دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه تهران و همچنین شرکت مهندسی مشاور عمران فرآب که ما را در انجام پژوهش حاضر یاری رساندند، صمیمانه تشکر و قدردانی می‌شود.

پابوشهات

1. building information modeling (BIM)
2. Engelbart
3. Eastman
4. building description system (BDS)
5. level of development (LOD)
6. application
7. augmented reality (AR)
8. architecture, engineering, and construction (AEC)
9. facilitie management (FM)
10. Rankohi & Waugh
11. Golparvar-Fard
12. Heinzel
13. cloud database
14. plugins
15. element ID
16. script
17. mamloo dam
18. milestone
19. Drone
20. HoloLens 2
21. Microsoft

منابع (References)

1. Golparvar Fard, M. "Assessment of collaborative decision-making in design development and coordination

- meetings”, Doctoral dissertation, University of British Columbia (2006).
2. Antunes, R. and Poshdar, M. “Envision of an integrated information system for project-driven production in construction”, *In Proceedings of the 26th Annual Conference of the International Group for Lean Construction: Evolving Lean Construction Towards Mature Production Management Across Cultures and Frontiers*, Chennai, India, pp. 134-143 (2018).
 3. Eastman, C. “An outline of the building description system”, Research Report, Pittsburgh, PA: Institute of Physical Planning, Carnegie-Mellon University, No. 50 (1974).
 4. Van Nederveen, G.A. and Tolman, F.P. “Modelling multiple views on buildings”, *Automation in Construction*, **1**(3), pp. 215-224 (1992).
 5. Arayici, Y., Coates, P., Koskela, L. and et al. “Technology adoption in the BIM implementation for lean architectural practice”, *Automation in Construction*, **20**(2), pp. 189-195 (2011).
 6. Khanzode, A., Fischer, M. and Reed, D. “Case study of the implementation of the lean project delivery system (LPDS) using virtual building technologies on a large healthcare project”, *Proceedings 13th Annual Conference of the International Group for Lean Construction, IGLC-13*, Sydney, Australia, pp. 153-160 (2005).
 7. Smith, P. “BIM & the 5D project cost manager”, *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, **119**, pp. 475-484 (2014).
 8. Staub-French, S. and Khanzode, A. “3D and 4D modeling for design and construction coordination: issues and lessons learned”, *Journal of Information Technology in Construction (ITcon)*, **12**(26), pp. 381-407 (2007).
 9. Hakkarainen, M., Woodward, C. and Rainio, K. “Mobile augmented reality for building and construction”, *In Proceedings of the Mobile World Conference Barcelona*, pp. 4-6 (2010).
 10. Milgram, P. and Kishino, F. “A taxonomy of mixed reality visual displays”, *IEICE TRANSACTIONS on Information and Systems*, **77**(12), pp. 1321-1329 (1994).
 11. Golparvar-Fard, M., Pena-Mora, F. and Savarese, S. “Integrated sequential as-built and as-planned representation with D 4 AR tools in support of decision-making tasks in the AEC/FM industry tools in support of decision-making tasks in the AEC/FM industry”, *Journal of Construction Engineering and Management*, **137**(12), pp. 1099-1116 (2011).
 12. Rankohi, S. and Waugh, L. “Review and analysis of augmented reality literature for construction industry”, *Visualization in Engineering*, **1**(1), pp. 1-18 (2013).
 13. Ghaffarianhoseini, A., Doan, D., Zhang, T. and et al. “Integrating Augmented Reality and Building Information modelling to Facilitate Construction Site Coordination”, *In Proceedings of the 16th International Conference on Construction Applications of Virtual Reality*, Hong Kong (2016).
 14. Golparvar-Fard, M., Pena-Mora, F. and Savarese, S. “D4AR-a 4-dimensional augmented reality model for automating construction progress monitoring data collection, processing and communication”, *Journal of information technology in Construction*, **14**(13), pp. 129-153 (2009).
 15. Dias, J.M.S., Capo, A.J., Carreras, J. and et al “A4D: augmented reality 4D system for architecture and building construction”, *Proceedings of CONVR 2003, 3rd International Conference on Construction Applications of Virtual Reality*, Virginia Tech, pp. 71-76 (2003).
 16. Wang, X., Love, P.E., Kim, M.J. and et al. “A conceptual framework for integrating building information modeling with augmented reality”, *Automation in Construction*, **34**, pp. 37-44 (2013).
 17. Danker, F. and Jones, O. “Combining augmented reality and building information modelling-An industry perspective on applications and future directions”, *Proceedings of the 32nd eCAADe Conference, Department of Architecture and Built Environment, Faculty of Engineering and Environment, Newcastle upon Tyne, England, UK, Newcastle*, 2, pp. 525-536 (2014).
 18. Meza, S., Turk, Z. and Dolenc, M. “Measuring the potential of augmented reality in civil engineering” *Advances in Engineering Software*, **90**, pp. 1-10 (2015).
 19. Heinzel, A., Azhar, S. and Nadeem, A. “Uses of augmented reality technology during construction phase”, *In: The 9th International Conference on Construction in the 21st Century (CITC-9), Revolutionizing the Architecture, Engineering and Construction Industry through Leadership, Collaboration and Technology*, Dubai, United Arab Emirates (2017).
 20. van Berlo, L., Helmholz, K.A. and Hoekstra, W. “C2B: augmented reality on the construction site”, *In: Proceedings of the 9th International Conference on Construction Applications of Virtual Reality (conVR2009)*, pp. 295-304 (2009).
 21. Wang, X. and Dunston, P.S. “Design, strategies, and issues towards an augmented reality-based construction training platform”, *Journal of Information Technology in Construction (ITcon)*, **12**(25), pp. 363-380, (2007).
 22. Akyeampong, J., Udoka, S.J. and Park, E.H. “A hydraulic excavator augmented reality simulator for operator training”, *In Proceedings of the 2012 International Conference on Industrial Engineering and Operations Management, IEOM Society*, Istanbul, Turkey, pp. 1511-1518 (2012).
 23. Kivrak, S. and Arslan, G. “Using augmented reality to facilitate construction site activities”, in *Advances in Informatics and Computing in Civil and Construction Engineering*, Springer, pp. 215-221 (2019).
 24. Park, C.S. and Kim, H.J. “A framework for construction safety management and visualization system”, *Automation in Construction*, **33**, pp. 95-103 (2013).
 25. Zaher, M., Greenwood, D. and Marzouk, M. “Mobile augmented reality applications for construction projects”, *Construction Innovation*, **18**(2), pp. 152-166 (2018).

بررسی اثر تزریق نزولی در شکل‌گیری بلورهای کلسیت در سیماناتاسیون بیولوژیکی خاک‌های ماسه‌یی

مائده کشاورز باحیثیت (کارشناس ارشد)

محمد آزادی* (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد قزوین

روش سیماناتاسیون بیولوژیکی، روشی نوین برای اصلاح خاک بر مبنای رسوب کلسیم کربنات است. تا به امروز پژوهش‌های بسیاری در مورد آن صورت گرفته است که در آن‌ها توجه کمتری به تأثیر تزریق نزولی در شکل‌گیری بلورهای کلسیت در سیماناتاسیون بیولوژیکی خاک‌های ماسه‌یی شده است. در پژوهش حاضر، از باکتری حاوی اسپور استفاده شده است تا به کمک آن، تأثیر مولاریته و نوع تزریق (ثابت و نزولی) در مقاومت و نفوذپذیری خاک بررسی شود. لذا نمونه‌های سیمانه شده، تحت آزمایش‌های سه‌محوری، نفوذپذیری و SEM قرار گرفتند تا با استفاده از نتایج حاصل، به بررسی مورد اثیر پرداخته شود. نتایج نشان می‌دهند که نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت $1/5$ مولار بهترین عملکرد را داشته و در تنش بیشینه 1519 کیلواسکال نسبت به ماسه‌ی تمیز $8/61$ ٪ افزایش مقاومت داشته است. همچنین ضریب نفوذپذیری نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت $1/5$ مولار برابر $47/0$ سانتی‌متر بر ثانیه بوده است که افزایش $25/41$ ٪ نسبت به ماسه‌ی تمیز را نشان می‌دهد.

maede.bahaghagh@gmail.com
azadi.mhmm@gmail.com

وازگان کلیدی: سیماناتاسیون بیولوژیکی، غلظت نزولی، غلظت ثابت، سه‌محوری، باسیلوس پاستوری.

۱. مقدمه

سرعت واکنش و به عنوان کاتالیزور استفاده می‌شود، که خاصیت رسوب‌زایی و اوره‌آزی دارد. جهت استفاده از باکتری برای بهسازی، دو روش وجود دارد:^[۱] روش اول، بر پایه‌ی تحریک میکروبیولوژیکی باکتری^۱ است، که مواد مغذی موردنیاز جهت رشد باکتری به خاک داده می‌شود و تمام مراحل کشت و رشد در داخل خاک صورت می‌گیرد. روش دوم، بر پایه‌ی افزودن باکتری به خاک^۲ است و کلیه‌ی مراحل کشت و رشد در آزمایشگاه، با استفاده از دستگاه کشت کنترل شده صورت می‌گیرد. در روش اخیر، باید مواد مغذی لازم برای زنده ماندن باکتری و سایر مواد لازم جهت ایجاد واکنش شیمیایی، از قبیل اوره و کاربیدکلسیم به خاک موردنظر اضافه شوند؛ که در نتیجه، رسوب‌های کلسیم کربنات تشکیل می‌شود که باعث چسبیدن دانه‌های خاک به یکدیگر می‌شود و خواص مهندسی خاک را افزایش می‌دهد.^[۱] در پژوهش حاضر، از روش دوم جهت بهسازی خاک ماسه‌یی استفاده شده است. باکتری‌هایی که برای ایجاد رسوب کلسیت استفاده می‌شوند، باید خاصیت رسوب‌زایی داشته باشند. این‌گونه از باکتری‌ها به ۲ دسته تقسیم می‌شوند: دسته‌ی اول، باکتری‌های خانواده‌ی باسیلاس^۳ هستند که باکتری‌های هوایی آند و سبب تولید رسوب کلسیت می‌شوند. روش MICP^۴ نیز بر پایه‌ی استفاده از باکتری‌های خانواده‌ی باسیلاس طراحی شده است. دسته‌ی دوم، باکتری‌های نیتروژن زا هستند

افزایش روزافزون جمعیت جهان سبب افزایش نیاز به گسترش ساخت و سازهای شهری شده است. این ساخت و سازها مستلزم وجود بستر خاکی مناسب است؛ بنابراین، بهبود خاک بستر، اهمیت بسیاری دارد. روش‌های مختلفی برای این منظور وجود دارد، به طور مثال: تزریق سیمان پرتلند که به دلیل مصرف انرژی بالا آسودگی‌های زیست محیطی جدی به همراه دارد و روش‌های دیگری که صرفه‌ی اقتصادی ندارند؛ به همین دلیل در چند دهه‌ی اخیر، پژوهشگران بسیاری تلاش کرده‌اند تا روشی سازگار با محیط‌زیست و با صرفه‌ی اقتصادی پیدا کنند. روش سیماناتاسیون بیولوژیکی، روشی سازگار با محیط‌زیست و اقتصادی است که امروزه در سراسر جهان به آن توجه شده است. روش سیماناتاسیون بیولوژیکی که از ادغام علومی مانند: عمران، زیست‌شیمی و میکروبیولوژی ایجاد شده است، مبتنی بر تشکیل رسوب‌های کربنات‌کلسیم است که از واکنش اوره و یک منبع کلسیم در خاک ایجاد می‌شود و فرایند مذکور به صورت طبیعی در داخل خاک صورت می‌گیرد. فرایند تشکیل رسوب‌های کربنات‌کلسیم در مدت زمان طولانی در خاک انجام می‌شود، بنابراین از باکتری‌ها جهت افزایش

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۹/۳/۱۴۰۰، اصلاحیه ۱۳۰۰/۶/۱۴۰۰، پذیرش ۱۷/۱/۱۴۰۰

DOI:10.24200/J30.2021.58397.2975

(۲۰۲۰)، نیز مطالعات مرتبط با MICP را ادامه دادند و به بررسی اثر اندازه‌ی ذرات خاک در روش MICP پرداختند. ایشان از دو نوع خاک SP و SM استفاده کردند و با انجام آزمایش‌های مقاومتی روی هر دو خاک دریافتند که مقاومت خاک فقط وابسته به مقدار کلیست ایجاد شده نیست، بلکه به ساختار خاک نیز بستگی دارد. تأثیر ساختار در مقاومت، نتیجه‌ی شناخته شده‌ی در خاک‌های ماسه‌ی است و لزوم توجه به دانه‌بندی خاک در روش MICP را توجیه می‌کند.^[۱۷] در ادامه‌ی پژوهش‌های صورت گرفته در سال ۲۰۲۰، می‌توان به مطالعات چو^{۱۱} و همکاران اشاره کرد که به بررسی نمونه‌های سیماته شده با استفاده از آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی شده در فشار همچانه‌ی ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال پرداخته و دریافت‌اند که با افزایش سطح سیماتانتاسیون، مقاومت در نمونه‌ها افزایش می‌یابد.^[۱۸] پژوهش‌ها حول موضوع اخیر تا به امروز ادامه داشته است، مانند پژوهش تیواری و همکاران^{۱۹} در سال ۲۰۲۱، که عملکرد روش MICP بر روی انواع خاک‌های ماسه‌ی و رسی را بررسی کرده و نتایج مطابقی، همچون: کاهش تورم در خاک‌های رسی و افزایش مقاومت در هر دو نوع خاک رسی و ماسه‌ی به دست آورده‌اند.^[۱۹] وانی و میر^{۲۰} در هند انجام دادند و از باکتری *Bacillus Subtilis* با غلظت‌های ۱/۳ و ۱/۵ و محلول سیماتانتاسیون با مولاریته‌های ۵/۰ و ۱ استفاده کردند و بعد از گذشت ۷ و ۱۴ روز، نمونه‌های تیمار شده را جهت انجام آزمایش‌های مرتب در دستگاه برش مستقیم قرار دادند. نتایج مطالعه‌ی ایشان نشان داد که ضریب چسبندگی در نمونه‌ی سیماته شده با غلظت باکتری ۱ و غلظت مواد ۱ مولار از (kN/m^۲) ۳۸ به (kN/m^۲) ۵۷ و ضریب اصطکاک خاک از ۳۵ درجه به ۴۱ درجه رسیده است. همچنین با بررسی نتایج حاصل از آزمایش SEM و XRD بر روی نمونه‌ها مشاهده کردند که کلیست ایجاد شده در نمونه‌ها سبب پر شدن خلل و فرج موجود در خاک و افزایش چسبندگی دانه‌های خاک شده و در نتیجه مقاومت نمونه‌ها افزایش یافته است که این امر نتایج حاصل از آزمایش برش مستقیم را تایید می‌کند.^[۲۰]

ایشان در مطالعه‌ی دیگری در همان سال (۲۰۲۱) به بررسی اثر سیماتانتاسیون بیولوژیکی دربهبود خاک‌های لاپوبی با استفاده از باکتری اسپورسارسینا پاستوری^{۱۴} با غلظت ۱/۵ و غلظت ۱/۵، ۰/۵ و ۱ مولار پرداختند و نمونه‌های تیمار شده را به مدت ۷ تا ۱۴ روز در دو دمای متفاوت ۵-۱۰ و ۱۸-۲۳ درجه قرار دادند. همچنین جهت بررسی مقاومت نمونه‌ها از آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده استفاده کردند و دریافتند که مقدار مقاومت فشاری محدود نشده در نمونه‌ی سیماته شده با غلظت مواد ۵/۰ مولار و در مدت عمل آری ۷ روزه، ۳۱۰ درصد افزایش یافته است و نیز مشاهده کردند که با افزایش مولاریته و دوره‌ی درمان، نفوذپذیری کاهش یافته است. در پژوهش اخیر، دمای ۱۸-۲۳ درجه، دمای بهینه بوده است، چرا که در دمای پایین، فعالیت باکتری کم می‌شود.^[۲۱] با بررسی مطالعات انجام شده می‌توان دریافت که در بیشتر پژوهش‌های صورت گرفته به ارزیابی نحوه‌ی تولید رسوپ کلیست کربنات و تأثیر چسبندگی ناشی از آن در اتصال بین ذرات پرداخته شده است، اما مطالعات محدودی در رابطه با تأثیر تزریق نزولی در شکل‌گیری بلورهای کلیست در سیماتانتاسیون بیولوژیکی خاک‌های ماسه‌ی صورت گرفته است. به همین جهت در پژوهش حاضر به بررسی مورد اخیر پرداخته شده است. هدف اصلی در پژوهش حاضر، مقایسه‌ی دو روش تزریق ثابت و نزولی و بررسی اثر مولاریته در کلیست ایجاد شده و مقاومت و نفوذپذیری نمونه‌ها بوده است. روش غلظت نزولی به این معناست که مولاریته‌ی مواد موجود در محلول سیماتانتاسیون در دفعات مختلف تزریق یکسان نیست و روند آن نزولی است؛ مثلاً در نوشتار

که در طی انجام واکنش در خاک، گاز نیتروژن آزاد می‌کنند و بی‌هوایی هستند و در شرایط خاک اشیاع نیز قابلیت ایجاد رسب دارند.^[۲۲] در پژوهش حاضر، از باکتری‌های دسته‌ی اول استفاده شده است. عوامل مختلفی، همچون: نوع باکتری، غلظت باکتری، دما، PH و مشخصات خاک در روند MICP و نوع کریستال‌ها و مقدار کلیست ایجاد شده تأثیر دارند، که همین امر سبب شده است تا در دو دهه‌ی اخیر، پژوهشگران اقدام به مطالعه بر روی روش مذکور کنند و پژوهش‌های بسیاری به منظور بررسی فرایند در محیط آزمایشگاهی برای اصلاح خاک صورت گیرد.^[۲۳] فرایند کلیست شدن، نتایج آزمایشگاهی خوبی در افزایش مقاومت برشی خاک، بازسازی ترک بتن و کنترل فرسایش خاک در مناطق ساحلی و رودخانه‌ها، کاهش نشست، افزایش سختی و صلابت و همچنین کاهش نفوذپذیری خاک داشته است.^[۲۴] عده‌ی از پژوهشگران با استفاده از فرایند کلیست شدن، به اصلاح آلوودگی‌های خاک پرداخته‌اند.^[۲۵] برخی دیگر نیز از مواد ذکر شده جهت تقویت مقاومت بتن و ترمیم بتنه‌ی آسیب‌دیده استفاده کرده‌اند.^[۲۶] همچنین، پژوهش‌هایی با هدف بررسی اثر رسوب کربنات‌کلیسیم در بهبود خواص مهندسی خاک‌ها صورت گرفته است. در این خصوص، فیشر^۵ و همکاران^{۱۹۹۹}، مطالعاتی با عنوان رسوب میکروبیولوژیکی کربنات‌کلیسیم انجام داده‌اند که به نحوه ایجاد رسوب‌های کربنات‌کلیسیم توسط باکتری پاسیلوس پاستوری و نیز اثر آن در خاک ماسه‌ی و مقاومت خاک در برابر موج بازی توسط ایکس پرداخته‌اند که از مهم‌ترین نتایج آن می‌توان به افزایش مقاومت در نمونه‌های سیماته شده اشاره کرد.^[۲۷] مطالعات بسیاری نیز به منظور بررسی آثار روش MICP در مشخصات مقاومتی خاک با استفاده از آزمایش برشی مستقیم انجام شده است که نتایج به دست آمده نشانگر افزایش مقاومت خاک در سیماته شده با روش MICP بوده است.^[۲۸] در سال ۲۰۱۰، پژوهشگران به طور گستردگی تر مطالعات خود را حول روش MICP آغاز کردند که نتایج حاصل به اهمیت روش نوین تزریق میکروبیولوژی در تثبیت و بهبود خواص خاک اشاره داشته است.^[۲۹] مطالعات و پژوهش‌های صورت گرفته در رابطه با روش MICP تا به امروز ادامه داشته است که از این بین می‌توان به مطالعات شارکی^۶ (۲۰۱۸) اشاره کرد، که پژوهشی با عنوان استفاده از تکنولوژی میکروبیولوژی برای بهبود خواص فیزیکی و دینامیکی خاک ماسه‌ی انجام داده است. ایشان با استفاده از خاک نرم اطراف رود نیل در مصر و باکتری پاسیلوس پاستوری به بررسی بهبود خواص خاک توسط روش‌های درمان مختلف، شامل تزریق همراه با تثبیت و بدون تثبیت دریافت و دریافتی است که تزریق باکتری با روش محلول تثبیت نسبت به روش بدون محلول تثبیت در شرایط مشابه، مؤثرتر است. علاوه بر این، استفاده از محیط رشد بدون پرسه‌ی سانتریفیو و انکوباسیون در ۱۲ ساعت به صرفه است.^[۲۱] شیاو^۷ و همکاران^{۱۸} نیز در بررسی مقاومت روانگرایی ماسه‌ی آهکی سیماته شده بیولوژیکی با استفاده از آزمایش سه‌محوری سیکلکی دریافت‌اند که مقاومت روانگرایی ماسه‌ی آهکی در نمونه‌های سیماته شده بهبود یافته است.^[۲۲] چنگ^۸ و شاهین^{۲۰۱۹}، نیز در بررسی تأثیر روش MICP در پایدارسازی خاک دریافتند که رسوب‌های کلیست سبب پر شدن فضای خالی بین دانه‌ها و نیز ساخت شدن و پایداری خاک می‌شوند. همچنین علاوه بر بهبود خاک، MICP می‌تواند در بسیاری دیگر از مسائل مهندسی عمران (کنترل فرسایش بادی و گرد و غبار، تجمع زیستی برای کاهش نفوذپذیری صخره‌ی شکسته و کنترل فرسایش داخلی) استفاده شود.^[۲۳] نشت آب در خاک‌های دانه‌ی ناپایدار، باعث حرکت ذرات می‌شود که یکی از دلایل شکست زیرساخت‌های زمین است. حائزی^۹ و همکاران^{۲۰۱۸} در ارزیابی توانایی روش MICP در جلوگیری از تفکیک پذیری در خاک ناپایدار دریافتند که روش MICP، خاک ناپایدار را تثبیت می‌کند.^[۲۴] کاردوسو^{۱۰} و همکاران

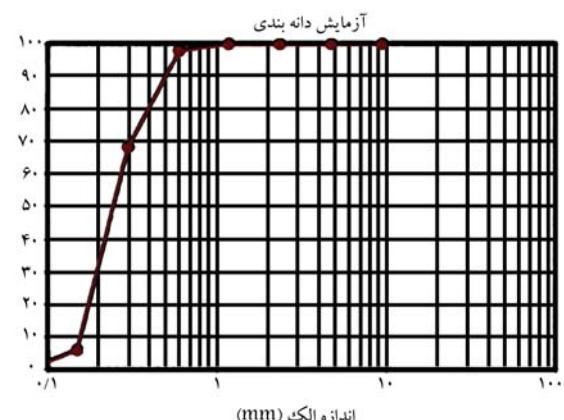
آلکبانی (۱۲۰)، [۲۲] در تزریق ثابت با مولاریتهٔ ۵٪، در هر ۴ مرحلهٔ تزریق محلول سیماناتسیون از غلظت یکسان ۵٪ مولار استفاده شده است؛ ولی در پژوهش حاضر برای تزریق نزولی با مولاریتهٔ ۵٪، غلظت محلول سیماناتسیون در مرحلهٔ اول برابر ۱ مولار، در تزریق دوم برابر ۶٪ مولار در تزریق سوم برابر ۳٪ مولار و در آخرین مرحلهٔ تزریق برابر ۱٪ مولار بوده است. همچنین در هر دو روش ثابت و نزولی، مجموع مولاریته در ۴ مرحله با هم برابر بوده است (تزریق ثابت: $2 = 2 \times 5 \times 4 = 40$ ٪ مولار و تزریق نزولی: $2 = 1/1 + 1/3 + 1/6 + 1/12 = 12$ ٪ مولار). به منظور بررسی اثر مولاریته در کلیسیت ایجاد شده و مقاومت و نفوذپذیری نمونه‌ها از آزمایش‌های سه‌محوری، نفوذپذیری و SEM در پژوهش حاضر استفاده شده است.

۲. مواد و مصالح مصرفی

۱.۲. خاک مطالعه شده

در پژوهش حاضر، از یک نوع خاک ماسه‌پی SP (با دانه‌بندی یکنواخت) استفاده شده است که دارای دانه‌بندی بین ۱۰ تا ۱۱ میلی‌متر بوده است. نمودار دانه‌بندی خاک در شکل ۱ مشاهده می‌شود، که با توجه به مطالعات صورت گرفته‌ی پیشین، [۲۲، ۲۳] برای استفاده در پژوهش حاضر مناسب بوده است. چنانچه اندازهٔ دانه‌ها خیلی بزرگ باشد، مقدار زیادی از محلول سیماناتسیون برای سیمانه کردن آن نیاز است و همچنین کوچک بودن بیش از حد دانه‌های خاک نیز از نفوذ محلول سیماناتسیون جلوگیری می‌کند و حتی می‌تواند سبب فیلتر شدن باکتری‌ها شود. مشخصات خاک در جدول ۱ ارائه شده است. به منظور تعیین وزن مخصوص خشک خاک از آزمایش تراکم با استاندارد ASTM D۶۹۸ [۲۴] و جهت تعیین چگالی ویژه (G_s) از استاندارد ASTM D۸۵۴ [۲۵] استفاده شده است. برای تعیین نسبت تخلخل جدول ۱. مشخصات فیزیکی خاک مطالعه شده در پژوهش حاضر.

نوع خاک مطابق استاندارد ASTM D ^[۲۴] ۲۴۸۷			
e_{max}	G_s	جنس خاک	
۰/۸۷	۲/۶۳	ماسه	SP
γ_{min} (gr/cm ^۳)	γ_{max} (gr/cm ^۳)		e_{min}
۱/۴۲	۱/۵۹		۰/۴۲



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی خاک ماسه‌پی استفاده شده در پژوهش حاضر.

نیز از چگالی ویژه و حجم کل ظرف وزن دانه‌های جامد استفاده شده است (مطابق رابطه‌های: $G_s = \frac{w_s}{\gamma_w v_s}$ و $e_{max} = \frac{v_t - v_s}{v_s}$). [۲۲]

۲. ۲. باکتری

نقش باکتری در تسريع واکنش هیدرولیز اوره و کمک به رسوب زایی کلسیم‌کربنات است. تاکنون در مورد باکتری‌های مختلفی از دسته‌های هوازی و بی‌هوازی مطالعه شده است. مثلاً در پژوهش آمارکون^{۱۵} (۲۰۱۹)، از باکتری Pararhodobacter sp. و در پژوهش رباتا^{۱۶} (۲۰۰۷)، از باکتری Pseudomonas fluorescens sp. که یک باکتری Mesophilic است و از خانواده اسپورها نیست^[۲۳]، استفاده شده است؛ اما با بررسی‌های بیشتر مشاهده شده است که در اغلب پژوهش‌ها، از باکتری باسیلاس پاستوری^{۱۷} که بهترین عملکرد را از خود نشان داده است، استفاده شده است. باکتری باسیلاس پاستوری از خانواده باسیل ها و با ساختاری بیضوی‌شکل و غیربیماری زاست و با نام اسپورسارسینا پاستوری نیز شناخته می‌شود و قابلیت اوره‌آزی دارد و در طبیعت به وفور یافت می‌شود و همچنین مقاومت بالایی در برابر عوامل فیزیکی و شیمیایی محیط دارد، به همین علت برای استفاده در محیط‌های آزاد مناسب است. [۱۸] باکتری باسیلاس پاستوری در شرایط هوازی و دمای ۳۰ درجه‌ی سانتی‌گراد رشد می‌کند. [۲۷] در پژوهش حاضر نیز از باکتری باسیلاس پاستوری استفاده شده است.

۲. ۳. کلسیم کلراید

کلسیم کلراید با نماد شیمیایی $CaCl_2$ یک ترکیب شیمیایی است که به شدت رطوبت را جذب می‌کند و انحلال‌پذیری بسیار بالایی دارد. بنابراین به عنوان منبعی مناسب که حاوی کلسیم است، در واکنش‌های جانشینی استفاده و به آسانی جایگزین کاتیون دیگر می‌شود. در پژوهش حاضر، از کلسیم کلراید دی‌هیدراته با جرم مولی ۱۴۷ (gr/mol) و چگالی ۱/۸۵ (gr/cm^۳) استفاده شده است.

۲. ۴. اوره

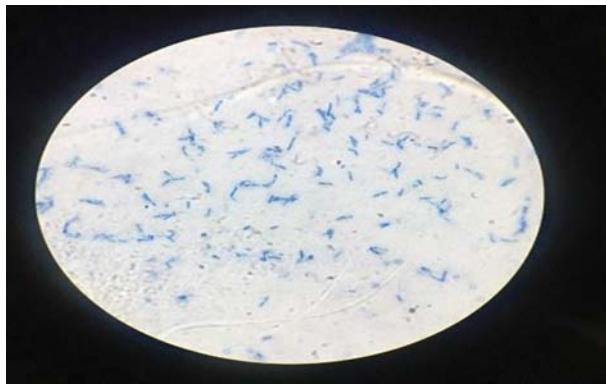
اوره یا کاربامید یک ترکیب آلی با نماد شیمیایی $CO(NH_2)_2$ است که در پژوهش حاضر به عنوان یکی از مواد واکنش‌دهنده با جرم مولی ۶۰/۵۶ (gr/mol) و چگالی ۱/۳۲ (gr/cm^۳) استفاده شده است.

۲. ۵. محیط کشت ناترینت براث

محیط کشت مایع ناترینت براث^{۱۸} به همراه اوره از جمله محیط‌های کشت استاندارد و مورد تأیید مؤسسه‌ی پژوهش‌های فارج و باکتری از جمله مرکز تحقیقات صنعتی برای باکتری باسیلوس پاستوری است. از محیط کشت مایع جهت نگهداری کوتاه‌مدت از باکتری باسیلوس پاستوری استفاده می‌شود.

۲. ۶. محیط کشت ناترینت آگار

یکی دیگر از محیط‌های کشت موردنایید جهت کشت باکتری باسیلوس پاستوری، محیط کشت ناترینت آگار^{۱۹} همراه با اوره است. محیط کشت جامد جهت نگهداری میان‌مدت از باکتری استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر از مواد دیگری نیز مانند آمونیوم کلراید و سدیم‌سی‌کربنات به عنوان بافر جهت بهتر انجام شدن واکنش و همچنین تنظیم PH محیط استفاده شده است.



شکل ۲. تصویر میکروسکوپیک باکتری.

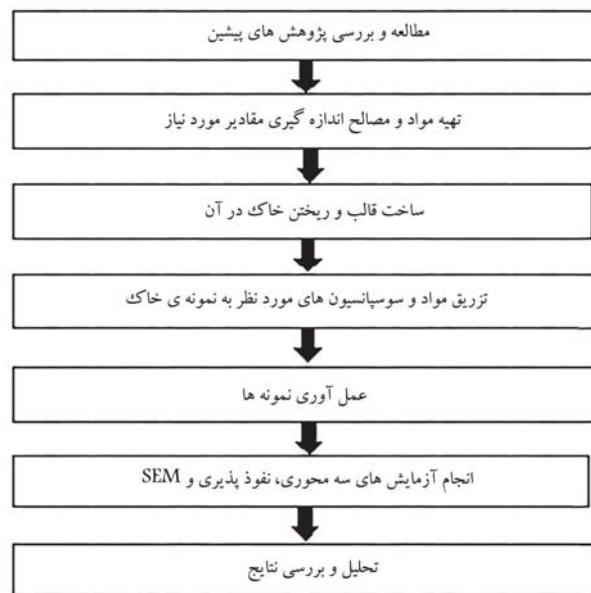
متیلن بلو استفاده شده است. برای این کار، یک قطره آب مقطر روی لام تمیز ریخته شد. سپس در شرایط استریل، مقداری از باکتری برداشته و در یک قطره آب حل شد، به طوری که بر روی سطح لام پخش شود. بعد از خشک شدن، لام چند بار از روی حرارت شعله عبور داده شد تا گسترش میکروبی روی لام ثبیت شود و در جریان رنگ آمیزی از روی لام جدا نشود.^[۲۱] چند قطره از محلول رنگی متیلن بلو روی گسترش میکروبی ریخته و حدود ۳ دقیقه زمان داده شد تا رنگ با گسترش میکروبی واکنش دهد. سپس لام به حالت مورب نگه داشته شد و در همین حالت رنگ‌های اضافی با آب مقطر شسته شدند. لام به آرامی با کاغذ خشک‌کن پاک شد تا آب آن گرفته شود. بعد لام در زیر میکروسکوپ قرار گرفت و باکتری‌های آن که به رنگ آبی و به شکل میله‌یی (باسیل) بودند، ملاحظه شده است (شکل ۲).

۴.۳. تهییهٔ سوسپانسیون باکتری

به منظور تهییهٔ سوسپانسیون باکتری، ابتدا باید محیط کشت مایع را از باکتری جدا کرد. براساس مطالعات صورت‌گرفته‌ی پیشین،^[۲۷] بهترین زمان ۲۴ الی ۴۸ ساعت بعد از کشت باکتری است. بعد از گذشت مدت زمان مذکور، لوله‌های داخل دستگاه سانتریفیوژ پر شدند، و در دور (rpm) ۴۰۰۰ و به مدت ۲۰ دقیقه، سانتریفیوژ صورت گرفت، تا باکتری به صورت لخته در انتهای ویال‌ها تهشین و از محیط کشت جدا شود. محیط کشت مایع دور ریخته و به آن محلول رینگر اضافه شد. سپس برای تعیین سوسپانسیون باکتری از دستگاه اسپیکتروفوتومتر با طول موج (nm) ۶۰۰ استفاده و غلظت آن در بازه‌ی ۱/۲۰ تا ۱/۲۰۰ تنظیم شد. محلول نهایی در دمای ۴ درجه سانتی‌گراد و در یخچال به مدت ۱۴ روز بدون کاهش فعالیت اوره‌آزی قابل نگهداشی است.

۵.۳. ساخت محلول سیماناتسیون

برای ساخت محلول سیماناتسیون با توجه به روش تزریقی استفاده شده، روش‌های مختلفی وجود دارد. در صورتی که تزریق تک فازی باشد، کلیه‌ی مواد شامل: اوره، کلسیم کلراید، باکتری و مواد مغذی با هم در آب حل و به نمونه تزریق می‌شوند. روش تزریق تک فازی در نمونه‌های با ارتفاع زیاد سبب انسداد مسیر حرکت محلول در خاک می‌شود، لذا در موارد اخیر، روش تزریق دوفازی استفاده می‌شود که در آن در فاز اول، محلول فاقد کلسیم کلراید و در فاز دوم، حاوی کلسیم کلراید است.^[۲۸] در پژوهش حاضر، با توجه به ارتفاع نمونه‌های ساخته شده از تزریق دوفازی استفاده شده است. بدین منظور محلول‌های سیماناتسیون با غلظت‌های مختلفی استفاده می‌شوند (اوره، آمونیوم کلراید، سدیم بی‌کربنات، کلسیم کلراید و محیط کشت) و باکتری ساخته



نمودار ۱. مدل کلی انجام پژوهش.

۷.۲. آزمایش‌های انجام شده

در پژوهش حاضر از آزمایش سه محوری به منظور محاسبه و بررسی مقاومت نمونه‌های سیمانه شده و از آزمایش نفوذ پذیری جهت محاسبه‌ی ضریب نفوذ پذیری نمونه‌های سیمانه شده و همچنین از آزمایش SEM جهت مشاهده‌ی نحوه اتصال ذرات خاک در نمونه‌ها استفاده شده است. در نمودار ۱ مراحل انجام پژوهش ارائه شده است.

۳. آماده‌سازی نمونه‌ها

۳.۱. ساخت محیط کشت مایع
به منظور تهییهٔ محیط کشت مایع، مقدار مشخصی آب مقطر و ناترینت براث (مطابق دستورالعمل شرکت سازنده‌ی Merck) داخل فائل ریخته و کاملاً هم زده شد تا در آن حل شود. نکته‌ی حائز اهمیت این است که باید دقت شود تا آب مقطر ریخته شده در ظرف فقط ۲۰٪ حجم آن را پر کند تا اکسیژن کافی جهت رشد و کشت باکتری فراهم شود.^[۲۹] به منظور استریل کردن محلول، از اتوکلاو با دمای ۱۲۱ درجه سانتی‌گراد به مدت ۱۵ دقیقه استفاده شد. پس از استریل شدن محلول به آن زمان داده شد تا خنک شود، سپس به میزان ۲٪ محیط کشت، اوره با آب مقطر مخلوط شد تا محلول ۲۰٪ تهییه شود و بعد از آن به کمک فیلتر مخصوص و در شرایط استریل در زیر هود لامینار به داخل محیط کشت اضافه شده است.

۳.۲. ساخت محیط کشت جامد

برای تهییهٔ محیط کشت جامد، مطابق آنچه برای ناترینت براث بیان شد، عمل شده است؛ با این تفاوت که به منظور شفاف شدن محلول، قبل از استریل کردن در اتوکلاو محلول روی شعله گرفته و تکان داده شد تا به جوش آید و محیط کاملاً شفاف شود.

۳.۳. رنگ آمیزی و سنجش خلوص باکتری

در پژوهش حاضر، به منظور سنجش خلوص از روش رنگ آمیزی ساده به کمک



ب) نمونه بعد از اتمام عمل آوری.

شکل ۳. نمونه‌های ساخته شده.

بعد از ۱ ساعت، سوسپانسیون باکتری خارج و محلول تثبیت (کلسیم کلراید) به نمونه تزریق شد و به مدت ۶ ساعت در حالت اشباع قرار گرفت و سپس محلول از داخل نمونه خارج شد. در مرحله‌ی بعد، محلول سیماناتسیون (اوره، کلسیم کلراید، سدیم بی‌کربنات، محیط کشت و آمونیوم کلراید) به نمونه تزریق شد و ۱۲ ساعت در حالت اشباع قرار گرفت. بعد از گذشت ۱۲ ساعت و تخلیه‌ی محلول سیماناتسیون، مجدداً محلول سیماناتسیون بعدی تزریق شد و ۱۲ ساعت در حالت اشباع باقی ماند. بعد از اتمام ۱۲ ساعت، محلول سیماناتسیون خارج و سوسپانسیون باکتری تزریق شد و تمامی مراحل اخیر شامل تزریق محلول تثبیت و محلول سیماناتسیون با همان مدت زمان‌های گفته شده تکرار شده است. بعد از تزریق آخرین (چهارمین) محلول سیماناتسیون، نمونه به مدت ۳۵ روز^[۲۳] در دمای محیط جهت عمل آوری قرار گرفت. مقدار سدیم بی‌کربنات، آمونیوم کلراید و محیط کشت موجود در محلول سیماناتسیون و مقدار کلسیم کلراید در محلول تثبیت در هر دو روش تزریق ثابت و نزولی، یکسان و در تمامی نمونه‌ها ثابت بوده و وابسته به مولار نبوده است. نکته‌ی قابل توجه، مقدار اوره و کلسیم کلراید است که مطابق جدول ۲ وابسته به مولار در نمونه‌ها تعییر کرده است. در شکل ۳، نمونه‌های ساخته شده مشاهده شوند.

۱. ارائهٔ نتایج

۱. نتایج حاصل از آزمایش سه محوری

در پژوهش حاضر، به منظور بررسی مقاومت نمونه‌های سیمانه شده از آزمایش سه‌محوری با استاندارد ASTM D 4767^[12] استفاده شده است. نمونه‌ها در شرایط تحکیم بافتی زهکشی نشده (CU)^[21] به منظور محاسبه فشار آب خفره‌بی و نتش مؤثر و تحت فشار همه جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال و با سرعت بارگذاری (mm/min) ۵/۰ آزمایش شده‌اند. نتش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال معادل حدود ۵ متر خاک است و از آنجایی که روش سیماناتسیون بیولوژیکی عموماً در سطح خاک بررسی می‌شود و تثیت خاک در سطح مدنظر است، در پژوهش حاضر، ۵ متر انتخاب شده است. برای اشباع نمونه در دستگاه سه‌محوری، روش‌های متفاوتی وجود دارد که در پژوهش حاضر با استفاده از روش back pressure و پیپ خلا و CO_2 ، نمونه‌ها اشباع شده‌اند. نتایج

جدول ۲. طراحی آزمایش با استفاده از الگوریتم تاگوچی.

تزریق						مولازیته‌ی ۴
چهارم	سوم	دوم	اول	نوع	بار تزریق	
۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳	ثابت	۰/۳	
۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۶	نزویلی	۰/۳	
۰/۵	۰/۵	۰/۵	۰/۵	ثابت	۰/۵	
۰/۱	۰/۳	۰/۶	۱	نزویلی	۰/۵	
۱	۱	۱	۱	ثابت	۱	
۰/۴	۰/۶	۱	۲	نزویلی	۱	
۱/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۵	ثابت	۱/۵	
۱/۶	۱/۲	۱/۷	۲/۵	نزویلی	۱/۵	

و استفاده شده‌اند. محلول سیماتاتسیون را می‌توان به صورت قلی، به کمک پمپ پریستالتیک یا با استفاده از شیر تخلیه در پایین قالب تزریق کرد. استفاده از پمپ با شیر تخلیه به منظور کنترل دبی محلول در داخل خاک و دادن زمان کافی جهت فراگرفتن دانه‌ها و اتصال با آن‌ها و نیز تکمیل واکنش سیماتاتسیون برای تمام محلول تزریقی است؛ در حالی که در تزریق قلی، با توجه به نوع خاک (ماسه)، سرعت حرکت سیال در خاک بالاست و عملاً بخشی از محلول پیش از آنکه واکنش دهد و کلسیم کربنات تولید کند، از انتهای قالب خارج می‌شود. در پژوهش حاضر، روش تزریق قلی استفاده شده است.

۶.۳. طراحی آزمایش

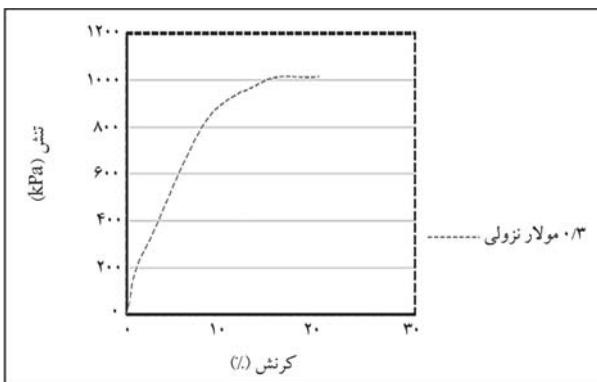
در پژوهش حاضر، از ۴ گلاظت مختلف اوره و کلسمیم کاراید به میران $\frac{۱}{۳}$ و $\frac{۱}{۵}$ مولار برای ساخت نمونه‌ها استفاده شده است (جدول ۲). طراحی آزمایش توسط نرم افزار مینی تب^{۲۰} با استفاده از الگوریتم تاگوچی انجام شده است.

۷.۳. ساخت قالب

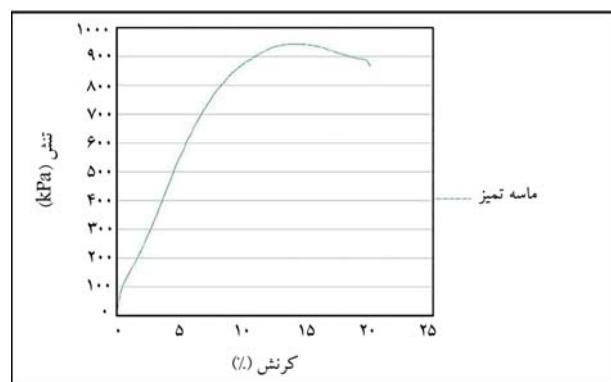
با توجه به سلول دستگاه سه محوری و نفوذپذیری (14×7 سانتی متر) جهت ساخت قالب از لوله پلیکا به قطر 7 سانتی متر استفاده شده است. لوله‌ها به صورت دقیق با ارتفاع 16 سانتی متر برش داده شده‌اند تا در 2 سانتی متر اضافی، نمونه در حالت اشباع قرار گیرد. در انتهای قالب، ورق پلکسی که میان آن سوراخی جهت زهکشی تعییه شده است، قرار گرفته و از آن بادکنکی عبور داده شده است تا خروجی محلول‌ها به توسط آن کشتر شود. در قسمت داخلی و انتهایی لوله، از پلکسی استفاده شده است که تمام سطح آن سوراخ‌های ریز زده شده و روی آن توری فلزی با بافت بسیار ریز قرار گرفته است، تا ریزدانه‌ی موجود در ماسه شسته شود. تمامی مراحل اخیر برای ساخت نمونه‌های SEM نیز تکرار شده است، با این تفاوت که ابعاد قالب در نمونه‌های، $4 \times 2 \times 2$ SEM سانتی متر بوده است.^[28]

۸.۳. ساخت نمونه‌های سیم‌مانته شده

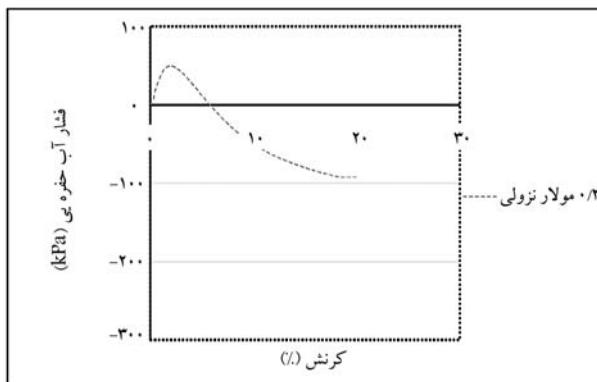
خاک در داخل قالب‌ها براساس دستیابی به وزن مخصوص میانگین (15 kN/m^3) برای قالب‌های سه محوری و نفوذپذیری حدوداً 80 g و برای قالب‌های SEM حدوداً 12 g کرم و متراکم شده است. پس از ریختن و متراکم کردن خاک درون قالب‌ها، 250 سی سی سوسپانسیون باکتری با OD تنظیم شده در بازه‌ی $1/2\text{ تا }8\text{ cm}$ به خاک تزریق شد و به مدت ۱ ساعت در حالت اشباع قرار گرفت.



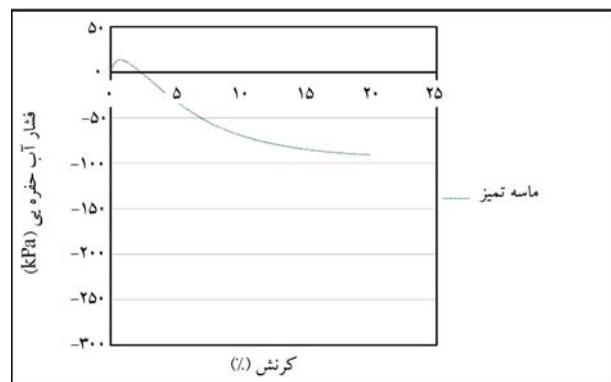
شکل ۶. منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی $3/0$ مولار نزولی و ثابت.



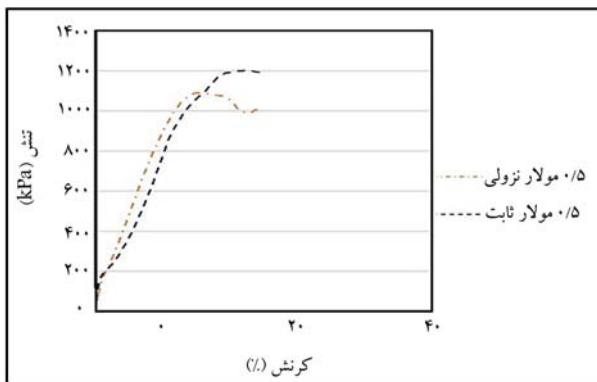
شکل ۴. منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز



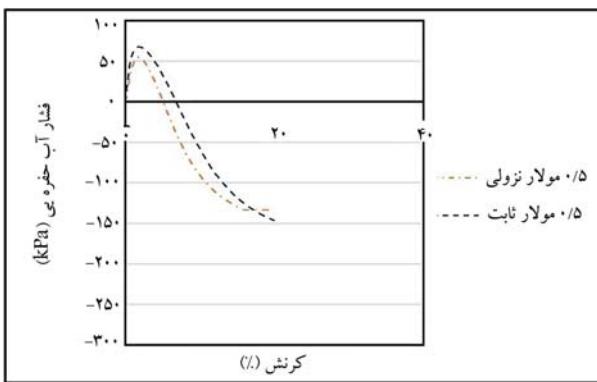
شکل ۷. منحنی فشار آب حفره‌ی - کرنش نمونه‌ی $3/0$ مولار نزولی و ثابت.



شکل ۵. منحنی فشار آب حفره‌ی - کرنش نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز



شکل ۸. منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی $5/0$ مولار نزولی و ثابت.



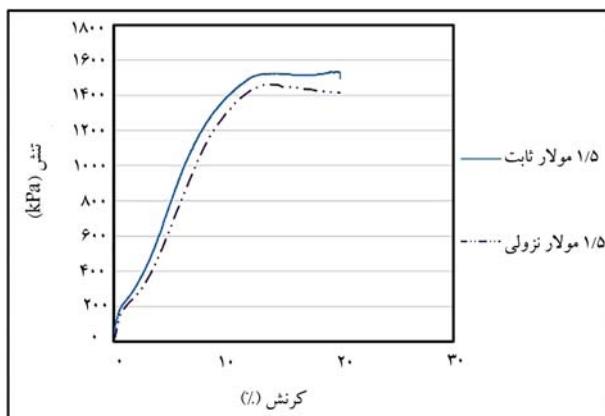
شکل ۹. منحنی فشار آب حفره‌ی - کرنش نمونه‌ی $5/0$ مولار نزولی و ثابت.

حاصل از آزمایش اخیر، تحلیل و بررسی شده است که در ادامه به آن پرداخته شده است.

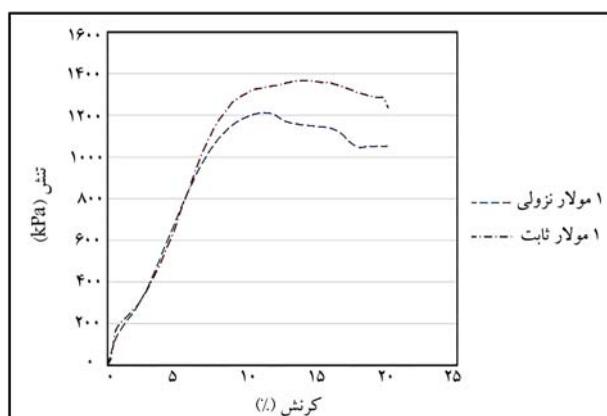
۱.۱.۴ نتایج حاصل از آزمایش سه محوری بر روی ماسه‌ی تمیز

مطابق شکل ۴، بیشینه‌ی تنشی که ماسه‌ی تمیز متحمل شده است، حدود ۹۴۳ کیلوپاسکال در کرنش $13/0$ % بوده است. در پژوهش حاضر، نمونه‌ها در شرایط تحکیم یافته‌ی زهکشی نشده در دستگاه سه محوری آزمایش شده‌اند که هدف اصلی از ایجاد شرایط زهکشی نشده، محاسبه‌ی فشار آب حفره‌ی و تنش مؤثر بوده است. بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز برابر $88/19$ کیلوپاسکال در کرنش $88/19$ % بوده است (شکل ۵). منفی بودن عدد بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی، نشان‌دهنده‌ی رفتار اتساعی خاک است.

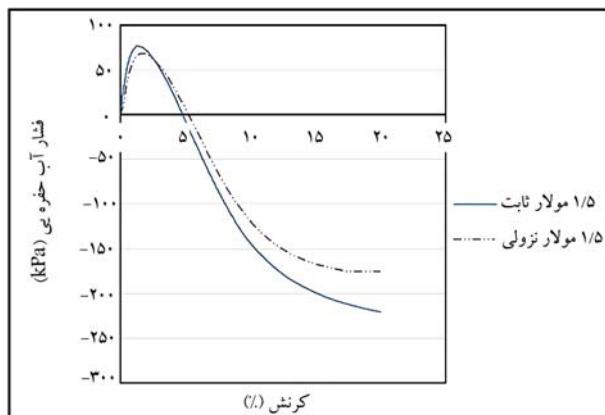
۲.۱.۴ نتایج حاصل از آزمایش سه محوری بر روی نمونه‌های سیمانه شده همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، در تزریق نزولی نمونه‌ی $3/0$ مولار بیشینه‌ی تنش برابر $11/10$ کیلوپاسکال در کرنش $18/11$ % است. در نمونه‌ی اخیر به دلیل غلظت کم مواد واکنش‌دهنده و نزولی بودن تزریق، تفاوت چندانی در مقاومت نمونه نسبت به ماسه‌ی تمیز مشاهده نمی‌شود. به همین علت نمونه‌ی $3/0$ مولار ثابت مورد آزمایش در دستگاه سه محوری قرار داده نشد. با توجه به شکل ۷، بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی نمونه‌ی $3/0$ مولار نزولی، برابر $5/1$ کیلوپاسکال در کرنش $18/11$ % است. همچنین مطابق شکل ۸، مقادیر تنش بیشینه در نمونه‌ی $5/0$ مولار نزولی، برابر $86/10$ کیلو پاسکال در کرنش $76/11$ % و در نمونه‌ی $5/0$ مولار ثابت، مقادیر تنش بیشینه برابر $81/11$ کیلوپاسکال در کرنش $81/16$ % است. همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، مقادیر بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی $5/0$ مولار، برابر $5/13$ کیلوپاسکال در کرنش $77/19$ %



شکل ۱۲. منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی ۱/۵ مولار نزولی و ثابت.



شکل ۱۵. منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی ۱ مولار نزولی و ثابت.

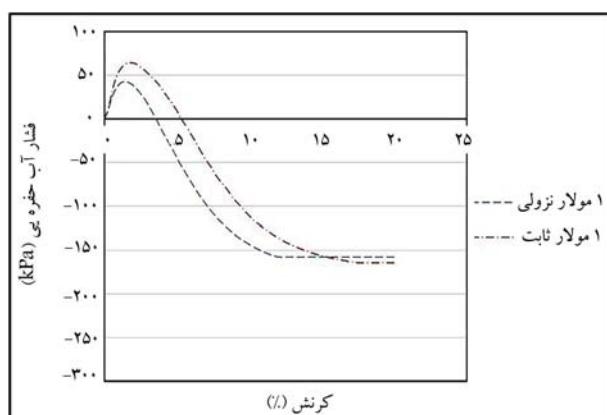


شکل ۱۳. منحنی فشار آب حفره‌ی - کرنش نمونه‌ی ۱/۵ مولار نزولی و ثابت.

جدول ۳. بیشینه‌ی تنش مؤثر نمونه‌ها.

نمونه‌ی آزمایش شده	تنش	اضافه فشار آب	تنش	تنش مؤثر
(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
۱۰۳۳/۸۸	-۹۰/۸۸	۹۴۳	ماسه‌ی تمیز	
۱۱۰۲/۵	-۹۱/۵	۱۰۱۱	۰/۳ مولار نزولی	
۱۳۴۴/۲۹	-۱۴۶/۲۹	۱۱۹۸	۰/۵ مولار ثابت	
۱۲۱۹/۵	-۱۳۳/۵	۱۰۸۶	۰/۵ مولار نزولی	
۱۵۲۹/۴۳	-۱۶۴/۴۳	۱۳۶۵	۱ مولار ثابت	
۱۳۶۹/۹	-۱۵۷/۹	۱۲۱۲	۱ مولار نزولی	
۱۷۳۹/۶۲	-۲۲۰/۶۲	۱۵۱۹	۱/۵ مولار ثابت	
۱۶۳۴/۹۲	-۱۷۴/۹۲	۱۴۶۰	۱/۵ مولار نزولی	

با مقدار بیشینه‌ی تنش مؤثر ۱۰۳۳/۸۸ کیلوپاسکال، کمترین تنش مؤثر و نمونه‌ی سیمانه‌ی شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار با مقدار بیشینه‌ی تنش مؤثر ۱۷۳۹/۶۲ کیلوپاسکال، بیشترین تنش مؤثر را داشته‌اند.



شکل ۱۱. منحنی فشار آب حفره‌ی - کرنش نمونه‌ی ۱ مولار نزولی و ثابت.

و در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار، برابر ۱۴۶/۲۹ کیلوپاسکال در کرنش ۱۹/۲۴٪ است. به علاوه در شکل ۱۰، نمودار تنش - کرنش مربوط به نمونه‌های ۱ مولار ثابت و نزولی مشاهده می‌شود که مطابق آن در غلظت نزولی، مقدار بیشینه‌ی تنش برابر ۱۲۱۲ کیلوپاسکال در کرنش ۱۱/۱۲٪ و مقدار بیشینه‌ی تنش در غلظت ثابت برابر ۱۳۶۵ کیلوپاسکال در کرنش ۱۴/۳۱٪ به دست آمده است. مقدار بیشینه‌ی اضافه فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۱ مولار ۱۶۴/۴۳ کیلوپاسکال در کرنش ۲۰٪ و در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۱ ۱۵۷/۹ کیلوپاسکال در کرنش ۱۹/۹۴٪ بوده است (شکل ۱۱). همان‌طور که مشاهده می‌شود، طبق نمودار شکل ۱۲، نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۱/۵ مولار، دارای بیشینه‌ی تنش ۱۴۶۰ کیلوپاسکال در کرنش ۲۰٪ مولار ثابت، دارای بیشینه‌ی تنش ۱۵۱۹ کیلوپاسکال در کرنش ۱۳٪ است. همچنین بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۱/۵ مولار ۱۷۴/۹۲٪ کیلوپاسکال در کرنش ۱۹/۹۱٪ و در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار، ۲۲۰/۶۲ کیلوپاسکال در کرنش ۲۰٪ است که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود.

با توجه به اینکه نمونه‌ها در شرایط CU، آزمایش سه‌محوری شده‌اند، امکان محاسبه‌ی فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ها ممکن شده است. حال با داشتن مقدار بیشینه‌ی تنش و مقدار بیشینه‌ی اضافه فشار آب حفره‌ی می‌توان مقدار بیشینه‌ی تنش مؤثر تمامی نمونه‌های سیمانه شده را از فرمول $\sigma' = \sigma + u$ محاسبه کرد. نتایج در جدول ۳ ارائه شده است. نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۱/۳ مولار

۲.۴ نتایج حاصل از آزمایش نفوذپذیری

در پژوهش حاضر، به علت ماسه‌ی بی بودن خاک از آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت با دستورالعمل استاندارد ASTM D۲۴۳۴ [۲۴] استفاده شده است. نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز و نمونه‌های سیمانه شده با غلظت ثابت و نزولی آزمایش شده‌اند. ضریب نفوذپذیری مطابق رابطه‌ی ۱ در زمان‌های ۲، ۴ و ۶ دقیقه محاسبه و میانگین آن‌ها به

در صدی در نمونه‌ی ۱ مولار ثابت، نشان‌دهنده‌ی مقاومت بالاتر نمونه‌ی اخیر نسبت به نمونه‌ی ۱ مولار نزولی است. همان‌طور که در جدول ۲ ارائه شده است، در نمونه‌ی سیمانه شده با تزریق نزولی، در تزریق‌های اولیه در نمونه، گرفتگی ایجاد و باعث شده است تا تزریق‌های بعدی به خوبی صورت نگیرد و مقاومت نسبت به نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت کمتر شود. همچنین افزایش ۱۳/۴ در صدی اضافه فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی ۱ مولار ثابت، نمایانگر عملکرد بهتر نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت و نشان‌دهنده افزایش میزان رسوب کلسیت در نمونه‌ی اخیر است (شکل ۱۱). نتایج به دست آمده از شکل ۱۲، افزایش ۴ در صدی مقاومت در نمونه‌ی ۱/۵ مولار ثابت را نشان می‌دهد که حاکی از عملکرد بهتر نمونه‌ی سیمانه شده با تزریق ثابت است. همان‌طور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار نسبت به نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۱/۵ مولار، ۱۲/۲۶٪ افزایش یافته است.

۲. مقایسه‌ی نمونه‌های با غلظت‌های متفاوت در تزریق‌های ثابت و نزولی و مقایسه با ماسه‌ی تمیز

همان‌طور که در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود، مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار ثابت نسبت به مقاومت ماسه‌ی تمیز حدود ۴۲۷/۰٪ افزایش یافته است که این افزایش مقاومت در نمونه‌های با مولار ۱/۵ و ۱/۰ ثابت به ترتیب ۷۵/۴۴ و ۸۰/۴۱ درصد به دست آمده است. همچنین مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار ثابت، حدود ۱۱/۲۸٪ بیشتر از نمونه‌ی ۱ مولار ثابت؛ مقاومت نمونه‌ی ۱ مولار ثابت، ۲۳/۱۲٪ بیشتر از مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار ثابت است. در نتیجه، نمونه‌ای سیمانه شده مقاومت بالاتری نسبت به نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز دارد. علاوه بر این، با افزایش غلظت اوره و کلسیم کلراید، کلسیت بیشتری در نمونه ایجاد می‌شود و مقاومت نمونه‌های سیمانه شده نیز افزایش می‌یابد. به طور مثال، در نمونه‌ی ۱ مولار کلسیت با سرعت و مقدار بیشتری تولید شده است. همچنین بیشترین میزان بازده کلسیت شکل شده در نمونه‌ی ۳/۰ مولار برابر ۷/۹۸٪، در نمونه‌ی ۵/۰ مولار برابر ۸۶/۹۹٪ و در نمونه‌ی ۱ مولار برابر ۹۲/۹۹٪ بوده است که این مقادیر به طور کامل تری در نوشتار آزادی و دفتری (۲۱/۲۰)، (۲۹/۲۰) ارائه شده است. به طور خلاصه، مقدار عملی کلسیت ایجاد شده در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود^[۲۹]، که مطابق آن، کلسیت در همان ساعت‌های اولیه تزریق نمونه‌ها تشکیل شده و با توجه به متفاوت بودن غلظت مواد استفاده شده، زمان‌های مختلفی در نظر گرفته شده است که نتایج نشان می‌دهد در نمونه‌های با غلظت بالاتر به زمان بیشتری برای تکمیل واکنش نیاز است تا کلسیت به مقدار ثابتی برسد. همان‌طور که در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود، بیشینه‌ی اضافه فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۵/۰ مولار نسبت به ماسه‌ی تمیز، ۹۰/۶۱٪ افزایش یافته است که این افزایش در نمونه‌های ۱/۰ و ۱/۵ مولار به ترتیب برابر ۷/۵۰ و ۲۵/۱۴ درصد بوده است. همچنین نمودار تنش-کرنش مربوط به نمونه‌های سیمانه شده با تزریق نزولی و غلظت‌های متفاوت اوره و کلسیم کلراید و ماسه‌ی تمیز در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود، که مطابق آن مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار نزولی، حدود ۸۲/۴۵٪ نسبت به مقاومت ماسه‌ی تمیز افزایش یافته است. افزایش مقاومت نسبت به ماسه‌ی تمیز در نمونه‌ی ۱ مولار نزولی برابر ۵۳/۲۸٪، در نمونه‌ی ۵/۰ نزولی برابر ۱۶/۱۵٪ و در نمونه‌ی ۳/۰ مولار نزولی برابر ۷/۲۱٪ بوده است. همچنین، مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار نزولی نسبت به مقاومت نمونه‌ی ۱ مولار نزولی برابر ۴۶/۲۰٪، مقاومت نمونه‌ی ۱ مولار نزولی نسبت به مقاومت ۵/۰ مولار نزولی برابر ۱۶/۱۱٪ و مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار نزولی نسبت به نمونه‌ی ۳/۰ مولار نزولی برابر ۴۲/۷٪ افزایش یافته است. افزایش اخیر در نمونه‌ها نشان

جدول ۴. ضرایب نفوذپذیری ماسه‌ی تمیز و نمونه‌های سیمانه شده.

ضرایب نفوذپذیری	نمونه‌ی آزمایش شده (cm/sec)
۰/۰۸	ماسه‌ی تمیز
۰/۰۷۴	۳/۰ مولار ثابت
۰/۰۷۷	۳/۰ مولار نزولی
۰/۰۶۷	۵/۰ مولار ثابت
۰/۰۷۱	۵/۰ مولار نزولی
۰/۰۵۴	۱ مولار ثابت
۰/۰۵۸	۱ مولار نزولی
۰/۰۴۷	۵/۰ مولار ثابت
۰/۰۵۲	۵/۰ مولار نزولی

عنوان ضرایب نفوذپذیری نمونه در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل در جدول ۴ ارائه شده است.

$$K = Q/Ai \quad (1)$$

که در آن، K ضرایب نفوذپذیری (cm³/sec)، Q دبی جریان (cm/sec) و A سطح مقطع نمونه (cm²) و i شبیه‌هیدرولیکی (بدون واحد) هستند.

۳. نتایج حاصل از آزمون SEM

به منظور مشاهده پیوند بین ذرات و دانه‌های خاک از آزمایش SEM استفاده شده است. نتایج حاصل از آزمایش SEM بر روی نمونه‌های سیمانه شده در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود.

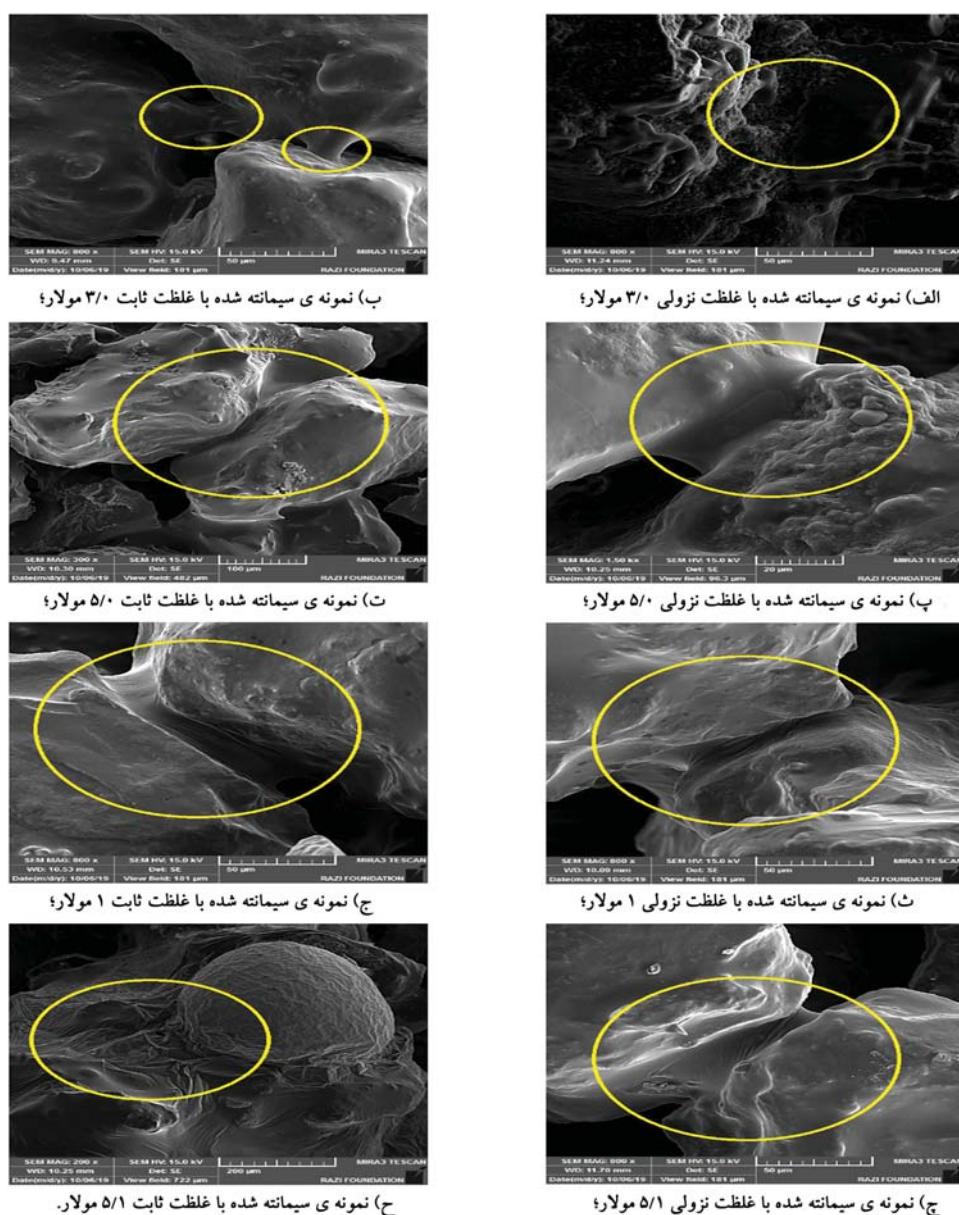
۵. تحلیل و بررسی نتایج

۱. تحلیل و بررسی نتایج حاصل از آزمایش سه‌محوری بر روی نمونه‌های سیمانه شده

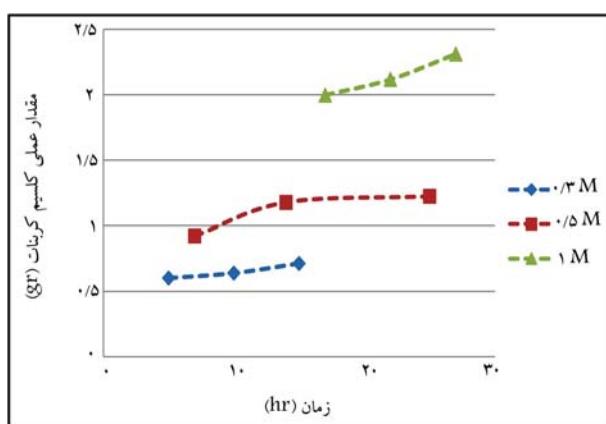
نتایج حاصل از آزمایش به دو صورت قابل تحلیل هستند:

۱.۱. مقایسه‌ی تزریق‌های ثابت و نزولی در غلظت‌های یکسان

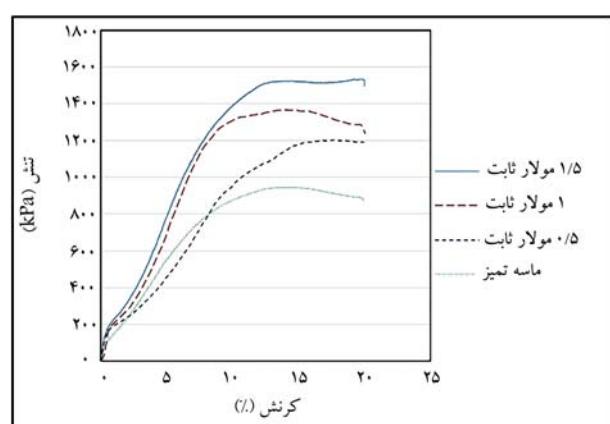
مطابق شکل ۶، در نمونه‌ی ۳/۰ مولار نزولی، به دلیل غلظت کم مواد واکنش دهنده و نزولی بودن تزریق، تقاضت چندانی در مقاومت نسبت به ماسه‌ی تمیز مشاهده نمی‌شود. به همین علت نمونه‌ی ۳/۰ مولار ثابت در دستگاه سه‌محوری آزمایش نشده است. با توجه به شکل ۷، بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی نمونه‌ی ۳/۰ مولار نزولی، حدود ۶۸/۰٪ نسبت به ماسه‌ی تمیز افزایش یافته است. همان‌طور که در شکل ۸ مشخص است، مقاومت در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۵/۰ مولار نزولی، حدود ۳۱/۳۱٪ مولار حدود ۱۵/۰٪ افزایش نسبت به نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۵/۰ مولار حدود ۱۵/۰٪ افزایش یافته است که نشان‌دهنده عملکرد بهتر نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت است. همچنین اضافه فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۵/۰ مولار نزولی برابر ۶۶/۹٪ افزایش یافته است. کلسیت ایجاد شده در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی سبب تشکیل پیوندی محکم‌تر بین ذرات خاک شده است که این امر افزایش فشار آب حفره‌ی در این نمونه را به دنبال داشته است (شکل ۹). مطابق شکل ۱۰، افزایش ۶۲/۱۲٪ در این نمونه را به دنبال داشته است.



شکل ۱۴. نتایج حاصل از آزمون .SEM



شکل ۱۶. منحنی مقدار عملی کلیسیم کربنات بر حسب زمان انجام واکنش.^{۲۹}



شکل ۱۵. منحنی تنش - کرنش نمونه‌های با غلظت‌های مختلف ثابت.

با توجه به نتایج ارائه شده در جدول ۳ می‌توان دریافت که با افزایش غلظت مواد، کلسیت بیشتری در نمونه‌ها ایجاد شده و تنش مؤثر نیز افزایش یافته است، که افزایش اخیر در نمونه‌های تزریق شده با غلظت‌های ثابت بیشتر بوده است. همچنین تنش مؤثر نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی $1/3$ مولار نسبت به تنش مؤثر نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز برابر $6/64$ % و نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت $1/5$ مولار نسبت به ماسه‌ی تمیز برابر $68/26$ % افزایش یافته است.

۲.۵. تحلیل و بررسی نتایج حاصل از آزمایش نفوذپذیری

اطلاعات موجود در جدول ۴، به دو صورت قابل تحلیل است:

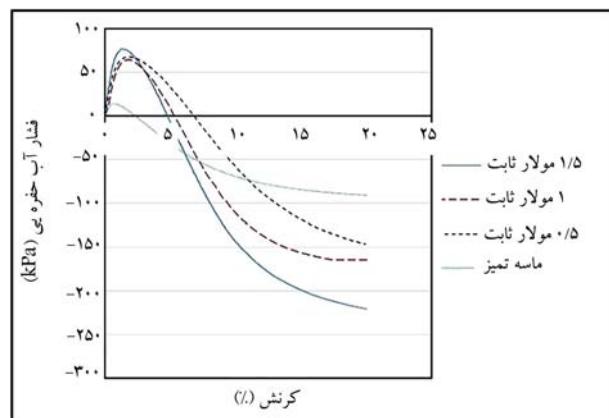
۱. مقایسه‌ی ضریب نفوذپذیری ماسه‌ی تمیز و نمونه‌های سیمانه شده مطابق جدول ۴، ضریب نفوذپذیری نمونه‌های سیمانه شده کمتر از ضریب نفوذپذیری نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز است. نفوذپذیری در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت $1/3$ مولار حدود $7/5$ % و در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت نزولی $1/3$ مولار حدود $7/25$ % کاهش یافته است. کاهش نفوذپذیری اخیر در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت $1/5$ مولار، حدود $16/25$ % و در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت نزولی $1/5$ مولار، حدود $11/125$ % بوده است. همچنین نفوذپذیری نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت ۱ مولار، حدود $3/25$ % و نمونه‌ی تزریق شده با غلظت نزولی ۱ مولار، حدود $2/75$ % کمتر از نفوذپذیری ماسه‌ی تمیز بوده است. در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت $1/5$ مولار کاهش $2/25$ % و در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت نزولی $1/5$ مولار کاهش $3/5$ % بوده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشترین میران کاهش نفوذپذیری، حدود $41/25$ % بوده است که عددی قابل قبول است. همچنین عدد ذکر شده نشان می‌دهد که بدون برهم زدن ساختار خاک، مقاومت خاک افزایش یافته است. در صورتی که کاهش نفوذپذیری بیشتر از مقدار مجاز ذکر شده باشد، باعث برهم زدن سیستم جریان‌های درون خاک می‌شود.

۲.۵. مقایسه‌ی ضریب نفوذپذیری نمونه‌های تزریق شده‌ی ثابت و نزولی با غلظت یکسان

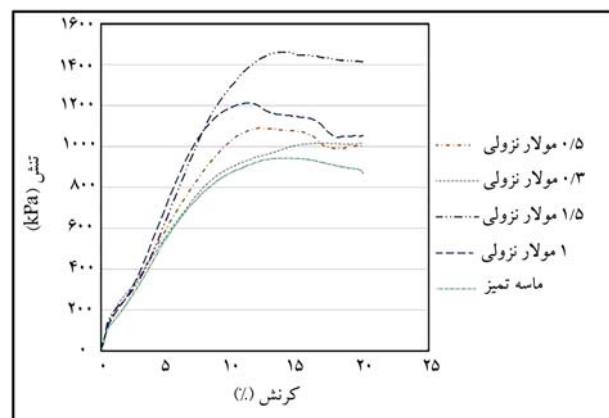
نفوذپذیری در نمونه‌ی $1/3$ مولار ثابت نسبت به نمونه‌ی $1/3$ مولار نزولی، حدود $3/89$ % کاهش یافته است. کاهش نفوذپذیری در نمونه‌ی $1/5$ مولار ثابت نسبت به نمونه‌ی $1/5$ مولار نزولی، حدود $6/63$ % به دست آمده است. همچنین نفوذپذیری در نمونه‌ی 1 مولار ثابت نسبت به نمونه‌ی $1/5$ مولار نزولی به ترتیب $6/89$ و $9/61$ درصد کاهش ثابت نسبت به نمونه‌ی $1/5$ مولار نزولی به ترتیب $6/89$ و $9/61$ درصد کاهش یافته است. با افزایش مولار اوره و کلسیم کلراید در نمونه‌ها، این اختلاف نیز افزایش یافته است، به طوری که اختلاف ضریب نفوذپذیری در نمونه‌ی $1/3$ مولار ثابت و نزولی، برابر $3/89$ % و در نمونه‌ی $1/5$ مولار ثابت و نزولی برابر $6/61$ % بوده است. علت این امر وجود کلسیت بیشتر در نمونه‌های با مولار بالاتر است، که با پرشدن خلخل و فرج خاک و ایجاد محیطی پیوسته، نفوذپذیری کاهش یافته است.

۳.۵. تحلیل و بررسی نتایج حاصل از آزمایش SEM

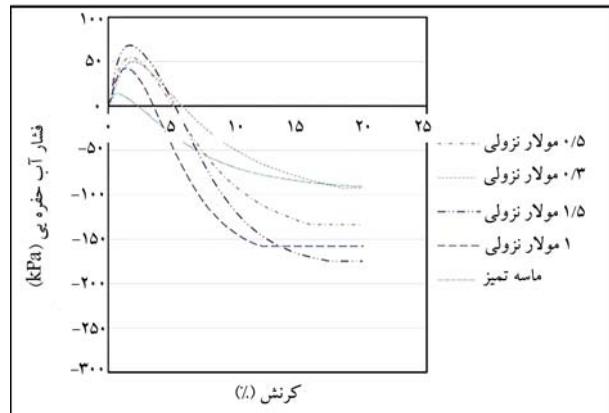
همان‌طور که در شکل‌های ۱۴ (الف و ب) مشاهده می‌شود، کلسیت ایجاد شده در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت $1/3$ مولار به مقدار بیشتری در اطراف دانه‌های خاک تشکیل شده است. همچنین مطابق شکل‌های ۱۴ (پ و ت)، پیوند بین ذرات و دانه‌های خاک در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت ثابت $1/5$ مولار بهتر از نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی $1/5$ مولار است. با توجه به شکل‌های ۱۴ (ث، ج، ج و ح)، در نمونه‌های تزریق شده با غلظت ثابت 1 مولار و نمونه‌های تزریق شده با



شکل ۱۷. منحنی فشار آب حفره‌بی - کرنش نمونه‌های با غلظت‌های متفاوت ثابت.



شکل ۱۸. منحنی تنش - کرنش نمونه‌های با غلظت‌های متفاوت نزولی.



شکل ۱۹. منحنی فشار آب حفره‌بی - کرنش نمونه‌های با غلظت‌های متفاوت نزولی.

می‌دهد که نمونه‌های سیمانه شده، مقاومت بالاتر نسبت به نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز از خود نشان داده‌اند. علاوه بر این، با افزایش غلظت (مولار) اوره و کلسیم کلراید در نمونه‌های سیمانه شده، مقاومت نمونه‌ها نیز بهبود یافته است. مطابق شکل ۱۹، بیشینه‌ی اضافه فشار آب حفره‌بی در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی $1/3$ مولار نسبت به ماسه‌ی تمیز، افزایش $6/8$ % درصدی و در نمونه‌ی سیمانه شده با غلظت نزولی $1/5$ مولار نسبت به نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز، افزایش $46/89$ % درصدی داشته است. در نمونه‌های تزریق شده با غلظت نزولی $1/5$ و $1/3$ مولار نیز افزایش مذکور به ترتیب $73/74$ و $92/47$ % درصد بوده است.

غلاظت ثابت ۱/۵ مولار، کلسیت ایجاد شده بیشتر و پیوند ایجاد شده میان ذرات نیز محکم‌تر بوده است. در نمونه‌های تزریق شده با غلاظت نزولی، در تزریق‌های اولیه در نمونه، گرفتگی ایجاد شده و تزریقات بعدی به طور کامل انجام نشده است، به همین علت کلسیت ایجاد شده در نمونه‌های ایجاد شده میان ذرات نزولی تزریق شده با غلاظت ثابت بوده است. با مقایسه‌ی شکل‌های ۱۴ (الف، پ، ث، و چ) می‌توان تیجه گرفت که با افزایش غلاظت مواد واکنش‌دهنده در نمونه‌ها، کلسیت ایجاد شده نیز بیشتر بوده و خلل و فرج موجود در خاک کاملاً پر شده است. در شکل‌های ۱۴ (ب، ت، ج و چ)، نیز روند مشابه روند موجود در نمونه‌های تزریق شده با غلاظت نزولی مشاهده می‌شود.

۴.۵ مقایسه‌ی نتایج با مطالعات پیشین

به نظر می‌رسد که نوشتار مشابهی در زمینه‌ی تزریق نزولی وجود ندارد و بررسی اثر تزریق نزولی برای اولین بار در پژوهش حاضر صورت گرفته و نتایج آن ارائه شده است.

۶. نتیجه‌گیری

روش سیماناتسیون بیولوژیکی، روشی نوین، سازگار با محیط زیست و با صرفه‌ی اقتصادی است که در پژوهش حاضر از آن به منظور بررسی تأثیر نوع تزریق (نزولی یا ثابت) و غلاظت مواد در نمونه‌های سیماناته شده، بر روی مقاومت نمونه‌ها با استفاده از آزمایش سه‌محوری و همچنین مقایسه‌ی نفوذپذیری نمونه‌ها با استفاده از آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت پرداخته شده است. نتایج بدست آمده، نشان‌دهنده افزایش ۶۱/۰ درصدی مقاومت و کاهش ۴۱/۲۵ درصدی نفوذپذیری در نمونه‌ی سیماناته شده با غلاظت ثابت ۱/۵ مولار است. به طور کلی، خلاصه‌ی نتایج حاصل از انجام آزمایش‌های سه‌محوری، نفوذپذیری و SEM به این صورت ارائه شده است:

پابنوشت‌ها

19. Nutrient agar
20. Mini Tab
21. consolidated undrained (CU)
22. descending concentration

منابع (References)

1. DeJong, J.T., Mortensen, B.M., Martinez, B.C. and Nelson, D.C. "Bio-mediated soil improvement", *Ecological Engineering*, **36**(2), pp. 197-210 (2010).
2. Azadi, M. and Pouri, S. "Effect of biological cementation on sandy soil behavior", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **33**(2), pp. 71-77 (in Persian) (2017).
3. Tang, C.S., Yin, L.Y., Jiang, N.J. and et al. "Factors affecting the performance of microbial-induced carbonate precipitation (MICP) treated soil: a review", *Environmental Earth Sciences*, **79**(5), pp. 1-23 (2020).

4. Cheng, L., Shahin, M.A. and Mujah, D. "Influence of key environmental conditions on microbially induced cementation for soil stabilization", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **143**(1), pp.04016083 (2017).
5. Ferris, F.G. and Stehmeier, L.G. "Bacteriogenic mineral plugging", U.S.A Patent 5, U.S Patent Office, Washington D.C, pp. 143-155 (1992).
6. Nemati, M. and Voordouw, G. "Modification of porous media permeability, using calcium carbonate produced enzymatically in situ, Enzyme and Microbial Technology", **33**(5), pp. 635-642 (2003).
7. Bachmeier, K.L., Williams, A.E., Warmington, J.R. and et al. "Urease activity in microbiologically-induced calcite precipitation", *Journal of Biotechnology*, **93**(2), pp. 171-181 (2002).
8. Ramachandran, S.K., Ramakrishnan, V. and Bang, S.S. "Remediation of concrete using micro-organisms", *ACI Materials Journal-American Concrete Institute*, **98**(1), pp. 3-9 (2001).
9. Stocks-Fischer, S., Galinat, J.K. and Bang, S.S. "Microbiological precipitation of CaCO₃", *Soil Biology and Biochemistry*, **31**(11), pp. 1563-1571 (1999).
10. DeJong, J.T., Fritzges, M.B., Nusslein, K. "Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **132**, pp. 1381-1392 (2006).
11. Ivanov, V. and Chu, J. "Applications of microorganisms to geotechnical engineering for bioclogging and bio-cementation of soil in situ", *Reviews in Environmental Science and Bio/Technology*, **7**(2), pp. 139-153 (2008).
12. Harkes, M.P., Van Paassen, L.A.; Booster, J.L. and et al. "Fixation and distribution of bacterial activity in sand to induce carbonate precipitation for ground reinforcement", *Ecological Engineering*, **36**(2), pp. 112-117 (2010).
13. Sharaky, A.M., Mohamed, N.S., Elmashad, M.E. and et al. "Application of microbial biocementation to improve the physico-mechanical properties of sandy soil", *Construction and Building Materials*, **190**, pp. 861-869 (2018).
14. Xiao, P., Liu, H., Xiao, Y. and et al. "Liquefaction resistance of bio-cemented calcareous sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **107**, pp. 9-19 (2018).
15. Cheng, L. and Shahin, M.A. "Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP) for Soil Stabilization", in: Ecological Wisdom Inspired Restoration Engineering, Springer, pp. 47-68 (2019).
16. Haouzi, F.Z., Esnault-Filet, A. and Courcelles, B. "Performance studies of microbial induced calcite precipitation to prevent the erosion of internally unstable granular soils", in: *Civil Infrastructures Confronting Severe Weathers and Climate Changes Conference*, Springer, pp. 37-49 (2018).
17. Cardoso, R., Pedreira, R., Duarte, S.O. and et al. "About calcium carbonate precipitation on sand biocementation", *Engineering Geology*, **271**, p. 10612 (2020).
18. Cui, M.J.; Zheng, J.J.; Chu, J. and et al. "Bio-mediated calcium carbonate precipitation and its effect on the shear behaviour of calcareous sand", Springer (2020).
19. Tiwari, N., Satyam, N. and Sharma, M. "Micro-mechanical performance evaluation of expansive soil biotreated with indigenous bacteria using MICP method", *Scientific Reports*, **11**, pp. 10324 (2021).
20. Wani, K.M.N.S. and Mir, B.A. "A Laboratory-Scale study on the Bio-cementation potential of distinct river sediments infused with microbes", Springer (2021).
21. Wani, K.M.N.S. and Mir, B.A. "An Experimental study on the Bio-cementation and Bio-clogging effect of bacteria in improving weak dredged soils", Springer (2021).
22. Al Qabany, A., Soga, K. and Santamarina, C. "Factors affecting efficiency of microbially induced calcite precipitation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(8), pp. 992-1001 (2012).
23. Rebata-Landa, V. "Microbial activity in sediments: Effects on soil behavior", Georgia Institute of Technology (2007).
24. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, 04.09 (2004).
25. Amarokon, G. and Kawasaki, S. "Utilization of microbially induced calcite precipitation for sand solidification using pararhodobacter SP. Springer, **59**(1), pp. 69-91 (2019).
26. Amin, M. and Zomordian, S.M.A. "Effect of bacterial injection in reducing the erosion rate of sand", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **32**(2), pp. 13-19 (in Persian) (2016).
27. Lin, H., Suleiman, M.T., Brown, D.G. and et al. "Mechanical behavior of sands treated by microbially induced carbonate precipitation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **142**(2), pp. 04015066 (2016).
28. Azadi, M. and Attarzade, M.A. "Investigation of the effect of soil stabilization and increase of bearing capacity using MICP method in soils with low strength using cyclic triaxial experiment", Qazvin Islamic Azad University, (in persian) (2019).
29. Azadi, M. and Daftari, GH. "Determination of retention time (R.T) under different temprature conditions in the improvement of sandy soils by bio-cementation", Sharif Journal of Civil Engineering, Published Electronically (in Persian) (2021).

یک کاربرد تخصیص تعادل کاربر تصادفی در برآورد ماتریس مبدأ - مقصد

هادی قلی (دانشجوی کارشناسی)

امیرضا مددوحتی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

عباس بازارزاده (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

برآورد (تصحیح) ماتریس مبدأ - مقصد با استفاده از اداده‌های شمارش حجم، روشی ارزان برای تخمین تقاضای سفر در یک شبکه‌ی حمل و نقلی است. فرمول بنده‌ی عمومی مسئله‌ی اخیر به صورت یک برنامه‌ی بهینه‌سازی دوستحی است که در سطح بالای آن، مسئله‌ی برآورد ماتریس و در سطح پایین، مسئله‌ی تخصیص ترافیک حل می‌شود. در شبکه‌های با ازدحام، عمده‌ای تخصیص تعادل کاربر قطعی در سطح پایین به کار می‌رود. فرض رویکرد قطعی، درک یکسان کاربران از هزینه‌های شبکه است که در واقعیت برقرار نیست. در پژوهش حاضر، یک تخصیص تعادل کاربر تصادفی در سطح پایین مسئله استفاده شده است. در سطح بالای مسئله نیز روش حل اشپیس که کارایی بالای در شبکه‌های بزرگ مقایسه دارد، به کار رفته است. نتایج برای شبکه شهر تهران نشان می‌دهد که با افزایش پارکش درک کاربران (پارامتر مقایسه مدل لوچیت، کمتر از ۵٪) مدل پیشنهادی با تخصیص تصادفی برآوردهای دقیق‌تری نسبت به مدل با تخصیص قطعی دارد؛ به گونه‌یی که در مقایسه با مدل قطعی، نسبت خطای RMSE عنانصر ماتریس برآورد شده به مقادیر واقعی تقاضا را بیش از ۱۰ درصد (در بعضی آزمایش‌ها بیش از ۲۰ درصد) کاهش می‌دهد.

hgholi@modares.ac.ir
armamdoohi@modares.ac.ir
ababazadeh@ut.ac.ir

واژگان کلیدی: ماتریس مبدأ - مقصد، تصحیح ماتریس، تعادل کاربر تصادفی، روش گردایان اشپیس، شمارش حجم.

۱. مقدمه

ماتریس مبدأ - مقصد (OD)، یکی از ورودی‌های کلیدی مسئله‌ی تخصیص ترافیک است و نقشی اساسی در تحلیل و طراحی شبکه‌های حمل و نقلی دارد. ماتریس OD، مجموع سفرها در یک محدوده و بحوده‌ی توزیع آنها بین نواحی مختلف محدوده را نشان می‌دهد. برآورد ماتریس OD به صورت معمول یعنی با استفاده از آمارگیری سفرهای خانوارها، دشوار است و نیاز به صرف وقت و هزینه‌ی بالای دارد. طی دفعه‌های گذشته، تلاش‌های فراوانی به منظور برآورد (تصحیح) ماتریس مبدأ - مقصد با استفاده از اداده‌هایی مانند شمارش حجم کمانه‌های شبکه که به آسانی در دسترس هستند، انجام شده است.^[۱-۴] رویکرد اخیر می‌تواند برای به روزرسانی‌های دوره‌یی و کوتاه‌مدت پس از آمارگیری‌های وسیع مبدأ - مقصد، برآوردهای مناسب و کم‌هزینه‌یی را به دست دهد.

در رویکرد ایستا^۲ در مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد، می‌توان مطالعات تعدادی حل می‌شود. همچنین، در کنار اداده‌های شمارش حجم، عمده‌ای از اطلاعات دیگری مانند یک ماتریس تاریخی نیز برای دست یافتن به جواب بهینه استفاده می‌شود.^[۳]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳، ۱۴۰۰، ۴، اصلاحیه ۲۴، ۷، ۱۴۰۰، ۱۴۰۰، ۸، پذیرش ۱۵، ۱۴۰۰، ۸.

DOI:10.24200/J30.2021.58387.2974

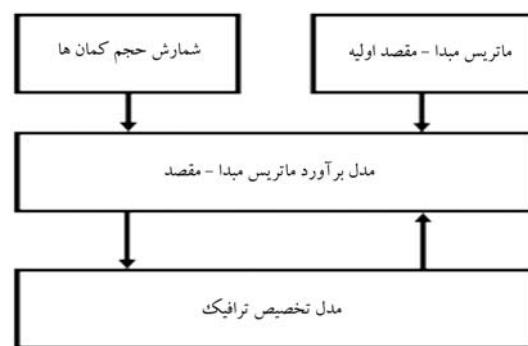
یک فرایند تکراری دو مرحله‌یی برای برآورد ماتریس مبدأ - مقصد و پارامتر مقیاس مدل لوحیت را پیشنهاد کردند. ونگ^{۱۶} و همکاران^{۱۷} (۲۰۱۶) یک الگوریتم دو مرحله‌یی برای برآورد همزمان ماتریس مبدأ - مقصد و پارامتر مقیاس پویا (براساس زمان روزا، ارائه کردند و آزمایش بر روی یک شبکه‌ی آزمایشی، برتری آن را بر روش یانگ و همکاران^{۱۸} (۲۰۰۱)،^{۱۹} و لو چان^{۲۰} (۲۰۰۳) نشان دادند.

اگرچه روش‌های ذکر شده از لحاظ نظری جذاب هستند، اما بسیاری از آنها با محدودیت‌های عملی مواجه‌اند و کاربردشان در شبکه‌های بزرگ مقیاس با دشواری محاسباتی همراه است.^{۲۱} بخشی از این هزینه، مربوط به مسئله‌ی تخصیص ترافیک است که بیشتر زمان حل مسئله، صرف آن می‌شود. در این راستا، ما و چیان^{۲۲} (۲۰۱۸)،^{۲۳} مسئله‌ی برآورد ماتریس تحت محدودیت SUE را به شکل یک مسئله‌ی تک سطحی فرمول‌بندی کردند و نشان دادند ضمن اینکه دقت برآورد روش مذکور با روش‌های دوستطحی قبلی قابل مقایسه است، کارایی محاسباتی بهتری نسبت به آنها دارد.

بخش دیگری از دشواری حل مسئله‌ی دوستطحی برآورد ماتریس تقاضا، مربوط به محاسبات گرایان است. در میان روش‌های مبتنی بر تعادل کاربر قطعی، فرمول‌بندی والگوریتم حل اشیبیس^{۲۴}،^{۲۵} کاربری بیشتری برای حل مسائل واقعی در ابعاد بزرگ دارد و پیاده‌سازی آن نیز راحت‌تر است.^{۲۶} در یکی از پژوهش‌های جدید، کولووسکی و کولینگرووا^{۲۷} (۲۰۲۱)،^{۲۸} از یک الگوریتم برپایه‌ی بوش^{۲۹} برای حل زیرمسئله تخصیص تعادل کاربر در مدل اشیبیس استفاده کردند که نیاز به شمارش مسیر ندارد و کارایی محاسباتی مدل اشیبیس را افزایش می‌دهد. اشیبیس از روش حل مبتنی بر گرایان برای حل مسئله‌ی دو سطحی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد از روی شمارش حجم در شبکه‌های آن‌زیز راحت‌تر است. در روش مذکور، یک ماتریس هدف^{۳۰} به عنوان جواب اولیه‌ی مسئله در نظر گرفته می‌شود. سپس، ماتریس هدف در جهت تندترین نزول (گرایان) تابع هدف به گونه‌ی اصلاح می‌شود که با تخصیص آن به شبکه، حجم‌های شمارش شده در کمان‌ها را بازتولید کند و فاصله‌ی آن از ماتریس هدف نیز بیش از حد زیاد نشود.^{۳۱} اگرچه اشیبیس از تخصیص تعادلی قطعی در سطح پایین مسئله استفاده کرده است، اما روش توسعه داده شده‌ی ایشان، عمومی است و می‌توان مدل‌های تخصیص ترافیک دیگری را نیز در آن به کار بردا.^{۳۲}

در نوشتار حاضر، برای برآورد ماتریس مبدأ - مقصد از روی شمارش حجم، مدل دوستطحی شکل ۱ و روش حل ابتکاری اشیبیس تحت محدودیت تعادل کاربر تصادفی (SUE) پیشنهاد شده است. بنابر اطلاع نویسندهان، مدل پیشنهادی تاکنون بررسی نشده است. برای این منظور، تخصیص SUE با مدل انتخاب مسیر لوحیت در سطح پایین مسئله برآورد ماتریس مبدأ - مقصد استفاده شده است. در این راستا، مدل پیشنهادی تاکنون بررسی نشده است. برای این منظور، تخصیص SUE با مدل انتخاب مسیر لوحیت در سطح پایین مسئله برآورد ماتریس مبدأ - مقصد استفاده شده است. در این راستا، مدل پیشنهادی تاکنون بررسی نشده است. همچنین، فرم بسته‌ی دارد و از نظر محاسباتی آسانتر است. به علت فرض‌های محدودکننده، فرم بسته‌ی دارد و از نظر محاسباتی آسانتر است. همچنین، نتایج مدل برآورد ماتریس مبدأ - مقصد با هریک از محدودیت‌های تعادل کاربر قطعی و تصادفی، تحت شرایط مختلف شبکه از نظر پراکنش درک کاربران با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

در بخش‌های بعدی، ابتدا مسئله‌ی دوستطحی برآورد ماتریس تقاضا از روی شمارش حجم والگوریتم حل گرایان اشیبیس معرفی شده است. سپس، فرمول‌بندی تخصیص SUE لوحیت - مبنا و یک چارچوب حل مسیر - مبنا برای حل هر یک از تخصیص‌های قطعی و تصادفی ارائه شده است. در ادامه، نتایج اجرای مدل برآورد ماتریس با هرکدام از تخصیص‌های قطعی و تصادفی بر روی شبکه‌ی بزرگ مقیاس تهران ارزیابی شده است. در انتها، جمع‌بندی نتایج و پیشنهادها ارائه شده است.



شکل ۱. شماتی از ساختار دوستطحی مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد.

از جمله عوامل تأثیرگذار در دقت ماتریس مبدأ - مقصد برآورد شده از روی داده‌های شمارش حجم، رفتار انتخاب مسیر^{۳۳} فرض شده برای کاربران شبکه است.^{۳۴} بسیاری از مطالعات به برآورد ماتریس مبدأ - مقصد بر مبنای تخصیص تعادل کاربر قطعی پرداخته‌اند.^{۳۵-۳۶} در روش‌های مبتنی بر تعادل کاربر قطعی فرض می‌شود که تمام کاربران درک^{۳۷} یکسانی از هزینه‌ی سفر دارند و همگی کوتاه‌ترین مسیر (کم هزینه‌ترین یا کمترین زمان سفر) را از مبدأ به مقصد انتخاب می‌کنند. به عبارت دیگر، تمام کاربران اطلاع کامل از هزینه‌ی سفر (زمان سفر) در سطح شبکه دارند، تا تصمیمی صحیح و سازگار با هم بگیرند و به علاوه، همه‌ی آنها به صورت یکسان رفتار می‌کنند. در عمل، این فرض‌ها چنندان واقعی نیست و برای توصیف رفتار سفر افراد در شبکه کفایت نمی‌کند؛ زیرا کاربران شبکه همیشه اطلاع کامل یا درک یکسانی از زمان سفرهای شبکه ندارند و یا لزوماً مسیر با کمترین زمان سفر را انتخاب نمی‌کنند. حتی یک کاربر معین، برای سفر بین یک مبدأ و مقصد مشخص، ممکن است مسیرهای متفاوتی را در شرایط مختلف انتخاب کند. در نظر گرفتن پراکندگی در رفتار انتخاب مسیر کاربران، توسط تخصیص ترافیک تصادفی صورت می‌گیرد و منجر به برقراری شرایط تعادل کاربر تصادفی (SUE)^{۳۸} در شبکه می‌شود که در آن، هر مسافر نلاش می‌کند تا هزینه‌ی سفر درک شده‌ی^{۳۹} خود را کمینه سازد.^{۴۰} بنابراین، در مدل‌های تصادفی، خطای درک مسافران در اثر عدم اطلاع کامل از شرایط شبکه یا سایر عوامل ناهمگنی نیز اعمال می‌شود و مسیرهایی غیر از مسیر با کمینه‌ی زمان سفر واقعی نیز احتمال انتخاب شدن دارند. به این ترتیب، رویکرد تصادفی نسبت به رویکرد قطعی، که تفاوت بین هزینه‌ی درک شده‌ی افراد مختلف را در نظر نمی‌گیرد، به واقعیت نزدیک‌تر است.^{۴۱-۴۲}

مطالعات مختلفی به فرمول‌بندی و حل مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد با محدودیت تخصیص ترافیک تصادفی پرداخته و بیشتر آنها، مسئله‌ی برآورد ماتریس را به صورت دوستطحی فرمول‌بندی کرده‌اند. فریکر^{۴۳} و همکاران^{۴۴} (۱۹۹۶) یک روش تکراری دو مرحله‌یی برای برآورد ماتریس تقاضا و پارامتر مقیاس مدل لوحیت^{۴۵} پیشنهاد داده‌اند، اما آثار ازدحام را نادیده گرفته‌اند. همچنین، مدل آنها به اطلاعات شمارش حجم تمام کمان‌ها نیاز داشت. یانگ^{۴۶} و همکاران^{۴۷} (۲۰۰۱)،^{۴۸} با تخصیص تعادل کاربر تصادفی، شرایط ازدحام را در نظر گرفتند و مدل آنها را بهبود دادند. آنها همچنین الگوریتمی پیشنهاد کردند که در آن ماتریس تقاضا و پارامتر مقیاس به صورت همزمان برآورد می‌شوند، اما در روش ایشان نیز تحدب و پکتایی جواب تضمین نمی‌شود. ماهر و همکاران^{۴۹} (۲۰۰۱)،^{۵۰} یک الگوریتم ابتکاری برای حل مسئله‌ی دوستطحی برآورد ماتریس تقاضا با محدودیت SUE ارائه کردند. این الگوریتم، پارامتر مقیاس ثابت فرض شده است. لو چان^{۵۱} (۲۰۰۳)،^{۵۲} از یک تابع هدف بیشینه‌ی درست نمایی بر مبنای توزیع آماری مشاهده‌ها استفاده و

۲. مسئله‌ی تصحیح ماتریس مبدأ - مقصد

فرم عمومی مسئله‌ی برآورد (تصحیح) ماتریس مبدأ - مقصد (g) از روی داده‌های شمارش حجم در برخی کمان‌های شبکه، به صورت رابطه‌ی ۱ است: [۲]

$$\begin{aligned} \text{Min } Z(g, v) &= \gamma_1 Z_1(g, \hat{g}) + \gamma_2 Z_2(v, \hat{v}) \\ \text{s.t. } v &= \text{assign}(g) \\ g &\geq 0 \end{aligned} \quad (1)$$

که در آن، \hat{g} ماتریس هدف (جواب اولیه)، \hat{v} حجم شمارش شده در زیرمجموعه‌ی از کمان‌های شبکه و Z_1 و Z_2 تابع فاصله هستند. همچنین، $\text{assign}(g)$ نمایانگر مدل تخصیص ماتریس g به شبکه موردنظر است که منجر به جریان تعادلی v در کمان‌های شبکه می‌شود. ضرایب γ_1 و γ_2 با توجه به میزان دقت و قابل اتکا بودن ماتریس هدف و شمارش حجم تعیین می‌شوند و اهمیت هر کدام را مشخص می‌کنند.

اشپیس در مدل پیشنهادی خود، فقط فاصله‌ی بین حجم مشاهده شده و برآورد شده را در تابع هدف در نظر گرفته است (تابع Z_2 در رابطه‌ی ۱) در عوض، فاصله‌ی بین ماتریس برآورد شده و ماتریس هدف را به طور ضمنی در روش حل پیشنهادی منظور کرده است. با حذف تابع Z_1 از رابطه‌ی عمومی ۱، از پیچیدگی حل مسئله دشواری کاربرد آن برای شبکه‌های بزرگ تا حد زیادی کاسته می‌شود. با تعریف تابع Z ، به صورت مجموع مرباعات خطای اشپیس مسئله‌ی بهینه‌سازی محاسبه زیر (رابطه‌ی ۲) را پیشنهاد کرده است: [۲۰]

$$\begin{aligned} \text{Min } Z(g) &= \frac{1}{2} \sum_{a \in \hat{A}} (v_a - \hat{v}_a)^2 \\ \text{s.t. } v &= \text{assign}(g) \\ g &\geq 0 \end{aligned} \quad (2)$$

که در آن، \hat{A} مجموعه‌ی کمان‌های شبکه است که حجم عبوری از آنها شمارش شده است. برای مدل تابع g ، $\text{assign}(g)$ ، نیز از تخصیص تعادل کاربر استفاده شده است. اشپیس، برای حل مدل رابطه‌ی ۲، روش گرایانی [۲۱] یا تندترین نزول [۲۲] را به کار برده است. روش گرایانی از یک جواب اولیه (ماتریس هدف) شروع می‌شود و همواره در جهت تندترین نزول تابع هدف حرکت می‌کند؛ در نتیجه موجب می‌شود تا جواب بهینه از جواب اولیه، فاصله‌ی چندانی پیدا نکند، زیرا ماتریس اولیه حاوی اطلاعات ساختاری مهمی پیرامون تقاضای مبدأ - مقصد در محدوده‌ی موردنظر است. در هر تکرار ۱ از الگوریتم گرایانی و براساس تغییر نسبی تقاضا، عناصر ماتریس مبدأ - مقصد g از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آیند: [۲۰]

$$g_i^{l+1} = \begin{cases} \hat{g}_i & l = 0 \\ g_i^l \left(1 - \lambda^l \left[\frac{\partial Z(g)}{\partial g_i} \right]_{g_i^l} \right) & l = 1, 2, 3, \dots \end{cases} \quad (3)$$

که در آن، \hat{g} تقاضای اولیه‌ی زوج مبدأ - مقصد i ، λ^l تقاضای زوج مبدأ - مقصد i در تکرار l و طول گام حرکت در تکرار l هستند. ماتریس گرایانی $\frac{\partial Z(g)}{\partial g_i}$ و طول گام λ^l براساس روابط ۴ الی ۸ محاسبه می‌شوند: [۲۰]

$$\frac{\partial Z(g)}{\partial g_i} = \sum_{k \in K_i} p_k \sum_{a \in \hat{A}} \delta_{ak} (v_a - \hat{v}_a) \quad i \in I \quad (4)$$

۳. تخصیص تعادل کاربر تصادفی

جریان در شبکه به جریان حاصل از تخصیص قطعی نزدیک خواهد شد. مقدار کوچک θ ، نمایانگر پراکنش زیاد درک کاربران است که موجب می‌شود مسیرهای دیگری را که زمان سفرشان بیشتر از کوتاه‌ترین مسیر است نیز استفاده کنند. در حالت حدی، وقتی θ به سمت صفر میل می‌کند، سهم جریان بر روی تمام مسیرها و صرف نظر از زمان سفر آنها، برابر خواهد بود.^[۱۲] مسئله بهینه‌سازی معادل با شرایط تعادل کاربر تصادفی، به شکل رابطه‌ی ۱۵ فرمول‌بندی می‌شود:^[۱۲]

$$\min_x z(x) = - \sum_{rs} q_{rs} E \left[\min_{k \in K_{rs}} \{C_k^{rs}\} | c^{rs}(x) \right] + \sum_a x_a t_a(x_a) - \sum_a \int_0^{x_a} t_a(\omega) d\omega \quad (15)$$

که در آن، x_a جریان در کمان a و $t_a(x_a)$ زمان سفر در کمان a وابسته به جریان در همان کمان است.

۴. الگوریتم حل مسئله‌ی تخصیص ترافیک

در پژوهش حاضر، برای حل مسئله‌ی تخصیص تعادل کاربر قطعی و تصادفی از الگوریتم مسیر - مبنای تجزیه‌ی سیمپلیکال ناهمفروز (DSD)^[۲۹] استفاده شده است. به شکل ساده، الگوریتم اخیر به این صورت عمل می‌کند که با فرض یک مجموعه مسیر ثابت، مسئله‌ی اصلی محدود شده 2 را حل می‌کند. سپس، براساس خروجی این مرحله، مسیرهای جدیدی به مجموعه مسیرهای فعل هر مبدأ - مقصد اضافه می‌شود. مجدداً مسئله‌ی اصلی محدود شده حل و فرایند اخیر تکرار می‌شود.^[۱۲] برای حل مسئله‌ی اصلی محدود شده از روش میانگین‌های متوالی (MSA)^[۲۰] استفاده شده است، که بر مبنای اندازه‌ی گام ثابت در راستای جهت نزولی تابع هدف است.^[۱۲] لارسن و پاتریکسون^[۲۱] اولین بار الگوریتم DSD را برای تخصیص تعادل کاربر ارائه و سپس دمیرگ^[۲۲] و همکاران^[۲۳] آن را به تخصیص تعادل کاربر تصادفی توسعه دادند. به صورت کلی، گام‌های حل مسئله‌ی تخصیص ترافیک در پژوهش حاضر، به این صورت است:

گام صفر (مقداردهی اولیه): تشکیل دادن مجموعه‌ی اولیه مسیرهای فعل هر مبدأ - مقصد و محاسبه‌ی جریان در آنها (f_k^0). قرار دادن ${}^0 = n$ و اجرای گام‌های ۱ تا ۴.^[۱]

۱. به روزرسانی هزینه‌ی مسیرهای:

۲.۱. محاسبه‌ی جریان مسیر کمکی h_k^n (بارگذاری شبکه):

۳.۱. به دست آوردن جریان جدید مسیرهای $f_k^n = f_k^n + (\frac{1}{n})(h_k^n - f_k^n)$ ؛^[۱] اگر همگرایی حاصل شد، حذف مسیرهای با جریان صفر از مجموعه مسیرهای فعل و رفتن به گام ۲ وگرنه، قرار دادن ${}^0 = n + 1$ و رفتن به گام ۱؛^[۱]

گام ۲ (تولید مسیر): تولید مسیر جدید برای هر مبدأ - مقصد و اگر در مجموعه مسیرهای فعل آن وجود ندارد، به این مجموعه اضافه شود. توقف، اگر مسیر جدیدی تولید نشده یا تعداد تکرار m به بینشیه‌ی مقدار تعیین شده رسید، وگرنه، رفتن به گام ۱.

برای بارگذاری شبکه و به دست آوردن جریان کمکی مسیرهای در گام صفر و گام ۱، در تخصیص تعادل کاربر از تخصیص همه یا هیچ استفاده می‌شود. در تخصیص

در پژوهش حاضر، برای تخصیص ترافیک در سطح پایین رابطه‌ی (۲) (گام ۱ الگوریتم گردابیان اشپیس) تخصیص تعادل کاربر تصادفی براساس مدل انتخاب مسیر لوจیت پیشنهاد شده است. با فرض تقاضای سفر q_{rs} بین مبدأ r و مقصد s در شبکه، شرایط تعادل کاربر تصادفی به شکل رابطه‌ی ۱۱ بیان می‌شود:^[۱۲]

$$f_k^{rs} = q_{rs} P_k^{rs} \quad \forall k, r, s \quad (11)$$

f_k^{rs} و P_k^{rs} به ترتیب جریان و احتمال انتخاب مسیر k بین مبدأ - مقصد $r - s$ است. احتمال انتخاب مسیر P_k^{rs} از رابطه‌ی ۱۲ به دست می‌آید:^[۱۲]

$$P_k^{rs} = \Pr(C_k^{rs} \leq C_l^{rs}, \forall l \in K_{rs}) \quad \forall k, r, s \quad (12)$$

که در آن، K_{rs} مجموعه‌ی مسیرهای بین مبدأ - مقصد $r - s$ و C_k^{rs} یک متغیر تصادفی و نمایانگر هزینه‌ی سفر درک شده بر روی مسیر k بین همان مبدأ و مقصد است. اگر C_k^{rs} هزینه‌ی سفر واقعی یا اندازه‌گیری شده بر روی مسیر k بین $r - s$ باشد، هزینه‌ی سفر درک شده مسیر k به صورت رابطه‌ی ۱۳ تعریف می‌شود:^[۱۲]

$$C_k^{rs} = C_k^{rs} + \xi_k^{rs} \quad \forall k, r, s \quad (13)$$

که در آن، ξ_k^{rs} یک عبارت خطای تصادفی مربوط به هزینه‌ی سفر مسیر مرتب است. علاوه بر این، فرض می‌شود که $E[C_k^{rs}] = c_k^{rs}$ یا $E[\xi_k^{rs}] = 0$. به عبارت دیگر، متوسط هزینه‌ی سفر درک شده برابر با هزینه‌ی سفر واقعی است. با درنظر گرفتن عبارت خطای تصادفی، درک متفاوت کاربران از شرایط شبکه مدل می‌شود. با توجه به فرض انجام شده در رابطه با عبارت خط، مدل‌های انتخاب مسیر مختلفی برای محاسبه‌ی احتمال انتخاب مسیر P_k^{rs} توسعه یافته‌اند. فرض‌های متناول و اولیه برای توزیع عبارت خط، فرض توزیع مستقل و یکسان (IID) گامبل و فرض توزیع نرمال است که به ترتیب، مدل‌های انتخاب مسیر لوچیت و پرویت^[۲۵] را به دست می‌دهند. مدل لوچیت، به علت فرض‌های محدودکننده از جمله: استقلال گزینه‌ها و یکسان بودن پراکنش^[۲۶] خطای آنها، فرم بسته برای محاسبه‌ی احتمال انتخاب گزینه‌ها دارد و از نظر محاسباتی راحت‌تر است. مدل پرویت، فرض‌های محدودکننده‌ی لوچیت را ندارد، اما فرم بسته هم ندارد و حجم محاسبات آن، به خصوص در شبکه‌های بزرگ زیاد است. قابل ذکر است که مدل لوچیت آشیانه‌بی^[۲۷] با اینکه تا حدی محدودیت استقلال گزینه‌ها را آزاد می‌کند، اما برای مدل‌سازی انتخاب مسیر مناسب نیست. زیرا در مدل لوچیت آشیانه‌بی، هر گزینه فقط می‌تواند به یک آشیانه تعلق داشته باشد. در حالی که در مسئله‌ی انتخاب مسیر، غالب گزینه‌ها (مسیرهای) باید هم‌زمان در آشیانه‌های (کمان‌های) متعددی حضور داشته باشند. مدل لوچیت برای محاسبه‌ی احتمال انتخاب مسیر k بین مبدأ - مقصد $r - s$ ، طبق رابطه‌ی ۱۴ محاسبه می‌شود:^[۱۲]

$$P_k^{rs} = \frac{e^{-\theta C_k^{rs}}}{\sum_l e^{-\theta C_l^{rs}}} \quad \forall k, r, s \quad (14)$$

که در آن، C_k^{rs} هزینه (زمان سفر) اندازه‌گیری شده و θ پارامتر مقیاس^[۲۸] با مقدار مشیت است. می‌توان نشان داد که پارامتر مقیاس، به طور معکوس متناسب با خطای استاندارد توزیع هزینه‌ی درک شده مسیر است ($var(C_k^{rs}) = \pi^2 / 6\theta^2$). به عبارت دیگر، اگر θ خیلی بزرگ باشد، خطای درک خیلی کوچک است و کاربران تمایل به انتخاب مسیر با کوتاه‌ترین زمان سفر اندازه‌گیری شده دارند. به این ترتیب،

تعادل کاربر تصادفی نیز مدل بارگذاری شبکه‌ی تصادفی ^{۲۴} (انتخاب مسیر) لوچیت به کار رفته و جریان کمکی در مسیرهای بین هر مبدأ و مقصد توسعه روابط ۱۱ و ۱۴ تعیین می‌شود. بارگذاری شبکه‌ی تصادفی، یک تخصیص ترافیک تصادفی با فرض زمان سفرهای ثابت در شبکه است. به عبارتی، از نوع تخصیص‌های تنسیس است که در برخی پژوهش‌ها تخصیص تصادفی ^{۲۵} یا چندمسیری ^{۲۶} هم نامیده می‌شود. [۲۶] جریان در کمان‌های شبکه نیز با کمک رابطه ^{۱۶} محاسبه می‌شود: [۱۲]

$$x_a = \sum_{rs} \sum_k f_k^{rs} \delta_{a,k}^{rs} \quad \forall a \quad (16)$$

که در آن، $\delta_{a,k}^{rs}$ برابر با ۱ است، اگر کمان a بر روی مسیر k بین مبدأ - مقصد r و s واقع شود و در غیر این صورت، برابر با صفر خواهد بود. تخصیص‌های تعادل کاربر قطعی و تصادفی، علاوه بر مرحله‌ی محاسبه‌ی جریان کمکی مسیرها، در مرحله‌ی تشکیل یا تکمیل مجموعه‌ی مسیرهای فعل در کام صفر و کام ۲ نیز با یکدیگر تفاوت دارند. در تخصیص قطعی، کوتاًترین مسیر بین هر مبدأ و مقصد، با استفاده از زمان سفرهای واقعی محاسبه می‌شود. در تخصیص تصادفی، یک بار کوتاه‌ترین مسیر با زمان سفرهای واقعی و یک بار هم با زمان سفرهای تصادفی محاسبه می‌شود. زمان سفر تصادفی هر کمان از توزیع نرمال با میانگین برابر با زمان سفر واقعی آن کمان استخراج می‌شود. به این ترتیب، انتظار می‌رود مسیرهای فعل بیشتری در تخصیص تصادفی در نظر گرفته شود.

معیار همگرایی الگوریتم MSA (کام ۱ الگوریتم اخیر) را می‌توان براساس تعداد تکرار مشخص، میزان کاهش مقدار تابع هدف، یا میزان تغییر جریان کمان‌ها در تکرارهای متواتی در نظر گرفت. در پژوهش حاضر، معیار همگرایی به صورت نزدیکی جریان‌های برآورده شده کمان‌ها در تکرارهای متواتی و به صورت رایطه‌ی ۱۷ در نظر گرفته شده است:

$$\sqrt{\frac{\sum_a (x_a^{n+1} - x_a^n)^2}{\sum_a x_a^n}} \leq k \quad (17)$$

که در آن، مقدار k نیز با توجه به شرایط شبکه، برابر با ۱۰۰۰٪ فرض شده است که تقریباً معادل شکاف نسبی ^{۲۷}، [۲۳] ۳٪، [۲۴] ۱٪ برابر با ۱٪ برای شبکه‌ی برسی شده در بخش بعدی است. به عبارت دیگر، با رسیدن به این دقت، می‌توان گفت همگرایی حاصل شده است.

۵. نتایج عددی و بحث

شبکه‌ی معاپر شهر تهران شامل ۶۵۰ ناحیه‌ی ترافیکی، ۸۰۲۱ گره، ۱۷۷۹۰ کمان، ۱۱۷۴۱۳ زوج مبدأ - مقصد با تقاضای مثبت برای شیوه‌ی معادل سواری است. ماتریس تقاضای سال ۱۳۹۱ براساس نتایج مدل چهار مرحله‌ی شهر تهران، به عنوان ماتریس واقعی در دست است. همچنین، ۸۷۱ کمان (معادل ۴/۹٪ کل کمان‌ها) به شکل تصادفی و به عنوان کمان‌های مشاهده شده انتخاب شدند. برای مقایسه‌ی دقت دو مدل، از چهار معیار ارزیابی استفاده شده است. معیارهای محدوده میانگین مرباعات خطأ (RMSE) ^{۲۰} و ضریب خوبی برازش ^{۲۱} (R^2) بین جریان‌های مشاهده شده و برآورد شده، شاخص‌هایی از میزان نزدیکی جریان‌های اخیر پس از تصحیح ماتریس اولیه هستند. همچنین، معیارهای RMSE و R^2 بین عناصر ماتریس واقعی و ماتریس تصحیح شده، شاخص‌هایی از نزدیکی ساختار ماتریس‌های ذکر شده پس از اجرای مدل هستند. محدوده میانگین مرباعات خطأ (RMSE) برای هر کدام از جریان کمان‌ها و تقاضای مبدأ - مقصد از رابطه‌ی ۱۸ ماتریس مبدأ - مقصد به عنوان ماتریس واقعی در نظر گرفته می‌شود. ماتریس مذکور

به شبکه تخصیص می‌یابد و حجم تعدادی از کمان‌ها به عنوان داده‌های شمارش حجم انتخاب می‌شود. همچنین، با ایجاد تغییر در ماتریس واقعی، یک ماتریس اولیه ایجاد می‌شود. سپس، مستانه‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد با استفاده از ورودی‌های ماتریس اولیه و شمارش حجم کمان‌ها حل و یک ماتریس مبدأ - مقصد تخمین زده می‌شود. میزان دقت مدل براساس معیارهای مختلف، از جمله: مقایسه بین ماتریس‌های مبدأ - مقصد برآورد شده و واقعی، مقایسه بین احجام برآورد و مشاهده در کمان‌های منتخب، تعیین می‌شود. ستاریوهای به کار رفته در مطالعه‌ی حاضر برای ایجاد ماتریس اولیه و ارزیابی نتایج مدل‌های، عبارت‌اند از:

۱. تغییر تصادفی عناصر ماتریس مبدأ - مقصد واقعی، به گونه‌یی که مجموع عناصر ماتریس واقعی ۱۰٪ کاهش یابد (تغییر تصادفی عناصر ماتریس واقعی براساس توزیع یکنواخت ^{۲۹} ۱/۱ (۰/۷ U)).

۲. تغییر تصادفی عناصر ماتریس مبدأ - مقصد واقعی، به گونه‌یی که مجموع عناصر ماتریس واقعی ۳۰٪ کاهش یابد (تغییر تصادفی عناصر ماتریس واقعی براساس توزیع یکنواخت ^{۳۰} ۰/۵ (۰/۹ U)).

برای به دست آوردن حجم کمان‌های مشاهده شده، مدل تخصیص ترافیک تصادفی ارائه شده در بخش ۳ به کار رفته است. همان‌طور که در مقدمه ذکر شد، فرض‌های تخصیص تعادل کاربر تصادفی نسبت به کاربر قطعی، به رفتار واقعی کاربران شبکه نزدیک‌تر است. با توجه به اینکه شرایط شبکه از نظر میزان قطعی یا تصادفی بودن رفتار کاربران معلوم نیست، برای تعیین حجم کمان‌های مشاهده، تخصیص تصادفی به ازای مقادیر مختلف پارامتر مقیاس در رابطه‌ی ۱۴ اجرا شد. مقادیر کم پارامتر مقیاس ^۰، نشان‌دهنده‌ی بالا بودن پراکنش درک کاربران با به عبارتی تصادفی بودن رفتار آنهاست. با افزایش مقدار پارامتر ^۰ و در تیجه افزایش حساسیت کاربران به زمان سفر، تقاضا به سمت مسیرهای کوتاه‌تر تبادل پیدا می‌کند و به حالت قطعی نزدیک می‌شود. به این ترتیب، تخصیص تصادفی برخلاف تخصیص قطعی، دارای انعطاف لازم برای تصویر پراکنش مختلف شبکه بوده و از آن برای تولید احجام مشاهده‌ای استفاده شده است. در هر کدام از ستاریوهای فوق، حجم کمان‌های مشاهده به ازای مقادیر مختلف پارامتر ^۰ لوجیت در بازه‌ی (۲ - ۱/۰) تولید و در هر کدام از حالت‌ها، نتایج مدل‌ها مقایسه شده‌اند.

۱.۵. شبکه‌ی تهران

شبکه‌ی معاپر شهر تهران شامل ۶۵۰ ناحیه‌ی ترافیکی، ۸۰۲۱ گره، ۱۷۷۹۰ کمان، ۱۱۷۴۱۳ زوج مبدأ - مقصد با تقاضای مثبت برای شیوه‌ی معادل سواری است. ماتریس تقاضای سال ۱۳۹۱ براساس نتایج مدل چهار مرحله‌ی شهر تهران، به عنوان ماتریس واقعی در دست است. همچنین، ۸۷۱ کمان (معادل ۴/۹٪ کل کمان‌ها) به شکل تصادفی و به عنوان کمان‌های مشاهده شده انتخاب شدند. برای مقایسه‌ی دقت دو مدل، از چهار معیار ارزیابی استفاده شده است. معیارهای محدوده میانگین مرباعات خطأ (RMSE) ^{۲۰} و ضریب خوبی برازش ^{۲۱} (R^2) بین جریان‌های مشاهده شده و برآورد شده، شاخص‌هایی از نزدیکی جریان‌های اخیر پس از تصحیح ماتریس اولیه هستند. همچنین، معیارهای RMSE و R^2 بین عناصر ماتریس واقعی و ماتریس تصحیح شده، شاخص‌هایی از نزدیکی ساختار ماتریس‌های ذکر شده پس از اجرای مدل هستند. محدوده میانگین مرباعات خطأ (RMSE) برای هر کدام از جریان کمان‌ها و تقاضای مبدأ - مقصد از رابطه‌ی ۱۸ ماتریس مبدأ - مقصد به عنوان ماتریس واقعی در نظر گرفته می‌شود. ماتریس مذکور

مدل اشپیس با تخصیص SUE				مدل اشپیس با تخصیص UE				پارامتر
R ^r (LF)	RMSE(LF)	R ^r (OD)	RMSE(OD)	R ^r (LF)	RMSE(LF)	R ^r (OD)	RMSE(OD)	مقیاس θ
۰/۹۸۶۵	۱۹۷/۵۹	۰/۹۶۱۱	۲/۸۸	۰/۹۸۸۶	۱۸۸/۱۷	۰/۹۱۰۸	۴/۲۸	۰/۱
۰/۹۹۴۱	۱۲۹/۷۹	۰/۹۶۸۲	۲/۶۱	۰/۹۹۱۹	۱۵۹/۴۱	۰/۹۴۰۱	۳/۵۱	۰/۳
۰/۹۹۶۱	۱۰۵/۱۴	۰/۹۷۱۵	۲/۵۱	۰/۹۹۲۷	۱۵۱/۸۹	۰/۹۶۰۹	۲/۸۷	۰/۵
۰/۹۹۷۴	۸۶/۶۶	۰/۹۷۰۵	۲/۵۱	۰/۹۹۱۹	۱۵۶/۹۹	۰/۹۶۳۹	۲/۷۶	۰/۷
۰/۹۹۸۱	۷۴/۰۹	۰/۹۷۴۲	۲/۳۴	۰/۹۹۴۶	۱۲۸/۷۷	۰/۹۶۵۶	۲/۶۰	۱
۰/۹۹۷۷	۸۰/۵۸	۰/۹۷۳۵	۲/۴۱	۰/۹۹۵۴	۱۱۸/۷۳	۰/۹۶۴۵	۲/۶۵	۱/۵
۰/۹۹۸۴	۶۷/۹۸	۰/۹۷۶۱	۲/۲۸	۰/۹۹۵۹	۱۱۲/۳۶	۰/۹۷۲۳	۲/۴۶	۲

origin destination :OD

link flows :LF

جدول ۲. نتایج اجرای مدل اشپیس تحت محدودیت تعادل کاربر (UE) و تعادل کاربر تصادفی (SUE) برای شبکه‌ی تهران - سناریوی ۲.

مدل اشپیس با تخصیص SUE				مدل اشپیس با تخصیص UE				پارامتر
R ^r (LF)	RMSE(LF)	R ^r (OD)	RMSE(OD)	R ^r (LF)	RMSE(LF)	R ^r (OD)	RMSE(OD)	مقیاس θ
۰/۹۸۶۹	۱۹۴/۹۶	۰/۹۱۱۶	۴/۵۴	۰/۹۸۹۶	۱۸۵/۸۱	۰/۸۵۱۳	۵/۶۰	۰/۱
۰/۹۹۳۶	۱۳۹/۶۹	۰/۹۲۳۵	۴/۲۶	۰/۹۹۰۶	۱۷۷/۵۷	۰/۸۹۴۰	۴/۸۵	۰/۳
۰/۹۹۵۳	۱۱۹/۶۹	۰/۹۳۰۸	۴/۲۱	۰/۹۹۲۶	۱۵۷/۳۱	۰/۹۰۷۳	۴/۶۱	۰/۵
۰/۹۹۶۷	۹۹/۸۳	۰/۹۲۰۷	۴/۲۰	۰/۹۹۲۸	۱۵۴/۱۷	۰/۹۱۰۹	۴/۵۱	۰/۷
۰/۹۹۷۰	۹۷/۴۰	۰/۹۲۳۷	۴/۰۹	۰/۹۹۴۰	۱۴۰/۳۷	۰/۹۱۹۲	۴/۳۹	۱
۰/۹۹۷۱	۹۴/۷۵	۰/۹۲۲۷	۴/۰۴	۰/۹۹۴۴	۱۳۴/۷۵	۰/۹۲۱۷	۴/۳۲	۱/۵
۰/۹۹۷۷	۸۵/۲۶	۰/۹۲۲۸	۴/۰۵	۰/۹۹۵۷	۱۱۹/۶۰	۰/۹۲۲۸	۴/۳۰	۲

origin destination :OD

link flows :LF

۲۲)، در بیشتر حالت‌ها (به جز ۱ = ۰) از مدل اشپیس با تخصیص (MNL) کمتر است. همچنین، در مدل تحت محدودیت تعادل کاربر تصادفی نسبت به مدل تحت محدودیت تعادل کاربر (قطعی)، ضریب خوبی برازش (R^r) بالاتری بین جریان‌های برآورد و مشاهده برقرار است (به جز ۱ = ۰) البته از نظر معیار R^r اختلاف قابل توجهی بین نتایج دو مدل وجود ندارد. از نظر نزدیکی ماتریس‌های برآورد شده و واقعی، مقدار خطای RMSE عناصر ماتریس تخمینی در مدل مبتنی بر SUE، از مدل مدل مبتنی بر UE کمتر است. همچنین، ضریب خوبی برازش عناصر ماتریس برآورد شده با عناصر ماتریس واقعی، در مدل برآورد ماتریس با تخصیص تصادفی بالاتر از مدل با تخصیص قطعی است. به عبارت دیگر، ساختار ماتریس برآورد شده توسط مدل اشپیس با تخصیص SUE، نسبت به مدل اشپیس با تخصیص UE، به ساختار ماتریس واقعی نزدیکتر است. ملاحظه می‌شود که نتایج مدل اشپیس با تخصیص SUE، به ازاء مقادیر مختلف پارامتر مقیاس، تغییر چندانی نمی‌کند. زیرا پارامتر مقیاس در تخصیص SUE لحاظ می‌شود (راطه‌ی ۱۴). اما نتایج مدل اشپیس با تخصیص UE که پارامتر مقیاس را در نظر نمی‌گیرد، تغییر می‌کند و با افزایش مقدار پارامتر مذکور، به نتایج مدل با تخصیص تصادفی نزدیک می‌شود. تفاوت نتایج دو روش در آزمایش‌های مختلف، بر حسب درصد اختلاف عناصر ماتریس‌ها در دو روش اخیر (نسبت به میانگین عناصر ماتریس RMSE

به دست می‌آید: [۱۰]

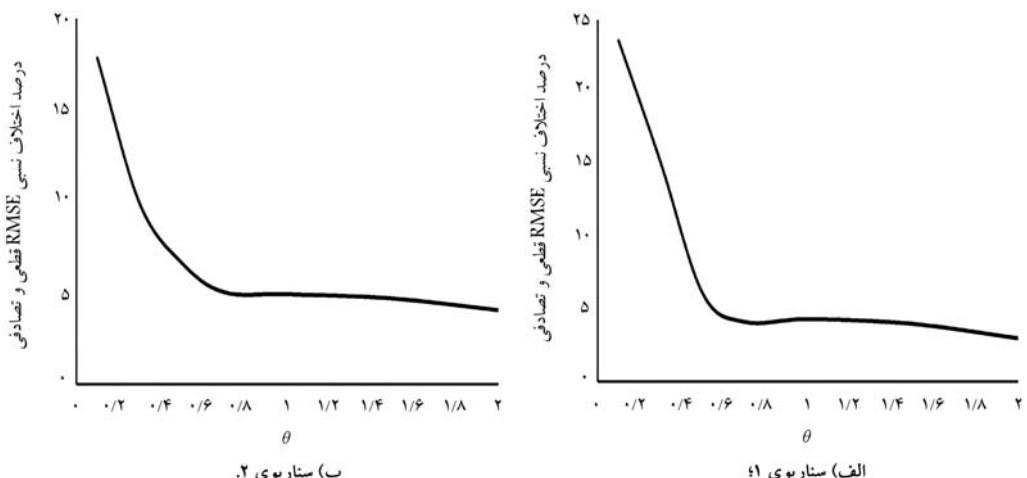
$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (y_{est}^n - y_{obs}^n)^2} \quad (18)$$

که در آن، N تعداد مشاهده‌ها و y_{est} و y_{obs} به ترتیب مقادیر برآورد و مشاهده‌ی عناصر ماتریس مبدأ - مقصد یا جریان کمان‌ها هستند.

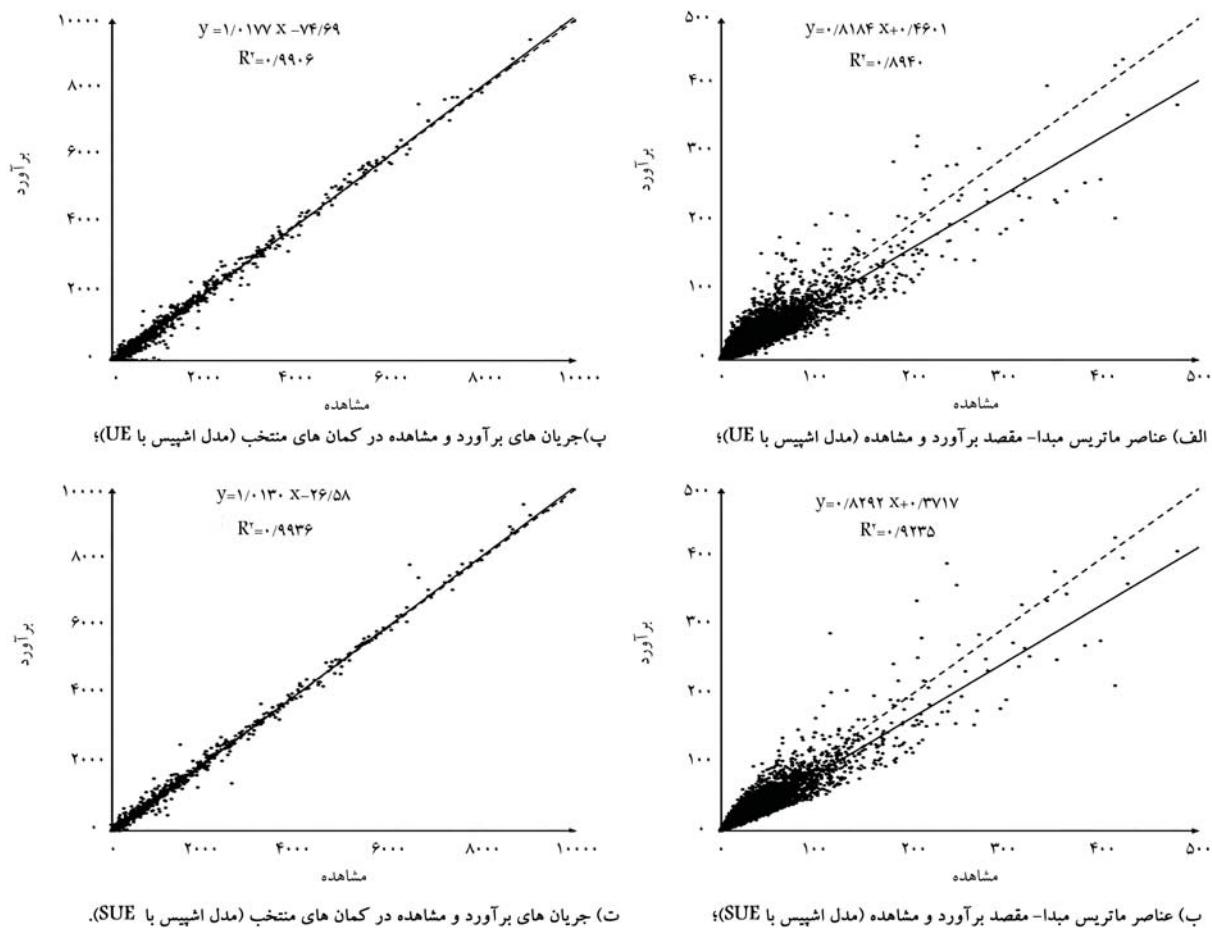
۲.۵. خروجی سناریوهای

نتایج حل مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد اشپیس تحت محدودیت‌های UE و SUE برای سناریوهای معرفی شده در ابتدای بخش حاضر و تحت شرایط مختلف پراکنش درک کاربران شبکه (مقادیر مختلف پارامتر مقیاس)، در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است. در تمام حالت‌ها و هر دو روش، الگوریتم گرادیان پس از ۱۰ نکار متوقف شده است (بخش ۲). نتایج جدول‌های اخیر نشان می‌دهند که در هر دو سناریو و برای مقادیر مختلف پارامتر مقیاس، مدل برآورد ماتریس مبدأ - مقصد با تخصیص SUE، تقریباً در تمام آزمایش‌ها، از مدل با تخصیص UE شاخص‌های بهتری به دست آورده است.

از نظر نزدیکی جریان‌های برآورد و مشاهده، مقدار خطای RMSE جریان کمان‌ها در مدل اشپیس با تخصیص SUE و مبتنی بر مدل لوجیت چندگانه



شکل ۲. اختلاف RMSE عناصر ماتریس مبدأ - مقصد برآورد و مشاهده در مدل اشپیس با تخصیص UE از مدل اشپیس با تخصیص SUE نسبت به مقدار واقعی تقاضای مبدأ - مقصد (برحسب درصد)، به ازای مقادیر مختلف پارامتر مقیاس (θ).



شکل ۳. پراکنش برآورد - مشاهده برای سناریوی شماره دو و پارامتر مقیاس برابر با 30° (--- خط ۴۵ درجه، — خط برآش).

واقعی)، در شکل های (الف و ب) مشاهده می شود که مطابق آنها در مقادیر پارامتر مقیاس (کمتر از 50°)، اختلاف قابل توجهی بین مدل های با محدودیت قطعی وجود دارد و مدل قطعی خطای زیادی دارد. در هر دو سناریو، نمودارهای پراکنش برآورد - مشاهده عناصر ماتریس مبدأ - مقصد و جریان در کمان ها برای آزمایش مربوط به سناریوی دو و پارامتر مقیاس برابر با 30° در

فعال باعث می‌شود تا تخصیص SUE تعداد تکراری بیشتری در گام ۱ الگوریتم DSD تا رسیدن به همگرایی نیاز داشته باشد. البته در تخصیص SUE، یک بار محاسبه‌ی کوتاه‌ترین مسیر براساس زمان سفرهای تصادفی کفایت می‌کند،^[۱۵] اما برای مقایسه‌ی بهتر روش‌های قطعی و تصادفی در پژوهش حاضر، کوتاه‌ترین مسیر بین هر مبدأ - مقصد با توجه به زمان سفرهای واقعی نیز در نظر گرفته شده است.

۶. نتیجه‌گیری

برآورد (تصحیح) ماتریس مبدأ - مقصد از روی اطلاعات موجود در شبکه، مانند شمارش حجم کمان‌ها، به عنوان یک روش نسبتاً آسان و کم هزینه، جایگزین مناسبی برای آمارگیری مبدأ - مقصد در پیش‌بینی‌های کوتاه‌مدت است. یکی از چالش‌های اصلی روش‌های مختلف ارائه شده در این زمینه، پیاده‌سازی آنها در شبکه‌های بزرگ مقیاس است. الگوریتم گردایان اشپیس، از جمله روش‌هایی است که بر این مشکل غلبه می‌کند. هر چند مدل اشپیس بیشتر با تخصیص تعادلی تصادفی، تعداد مدل‌هایی فعال (دارای جریان) بین هر زوج مبدأ - مقصد بیشتر از مدل با تخصیص تعادلی قطعی است؛ بنابراین، احتمال وجود کمان مشاهده شده بین هر زوج مبدأ - مقصد در حالت تصادفی بالاتر است. در شبکه و مثال بررسی شده، برای مدل اشپیس با تخصیص UE در حدود ۱۵٪ زوج مبدأ - مقصددها بدون تغییر می‌مانند. در حالی که برای مدل اشپیس با تخصیص SUE، در حدود ۰.۵٪ زوج مبدأ - مقصددها با هیچ کمان مشاهده‌ی تقطیع ندارند و بدون تغییر باقی می‌مانند.

خصوصیات همگرایی دو روش قطعی و تصادفی طی تکرارهای مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد، برای سtarیوی دو و ۰ = ۰ در شکل ۴ مشاهده شود. نمودار تغییرات لگاریتم تابع هدف در شکل (۴الف)، حاکی از برتری مدل اشپیس با تخصیص تصادفی است. همچنین در شکل مذکور مشاهده می‌شود که هر دو روش، در تکرارهای آخر تغییرات چندانی نداشته و تقریباً همگرا شده‌اند. نمودار تغییرات خطای RMSE ماتریس برآورد و مشاهده نیز در شکل (۴ب) رسم شده است. مدل اشپیس، فاصله‌ی بین ماتریس‌ها را به صورت صریح در تابع هدف ندارد و به همین دلیل، با افزایش تکرارهای محتمل است که فاصله‌ی بین ماتریس برآورد شده با ماتریس هدف (اولیه) و ماتریس واقعی افزایش یابد. شکل (۴ب)، نشان‌دهنده‌ی فاصله‌ی گرفتن بیشتر ماتریس برآورد شده توسط مدل اشپیس با تخصیص قطعی از ماتریس واقعی است و به این ترتیب، مدل اشپیس با تخصیص تصادفی، ماتریس نزدیکتری به ماتریس واقعی تخمین می‌زند. از نظر اختلاف مجموع عناصر ماتریس برآورد شده از ماتریس واقعی (ابرابر با ۶۹۵۰۳۶) متعادل سواری، دوروش عملکرد مشابهی دارند. البته در آزمایش‌هایی که ۰ کوچکتر از ۵٪ است، روش قطعی تا سقف ۳٪، مقدار نزدیکتری به عدد واقعی تخمین می‌زند.

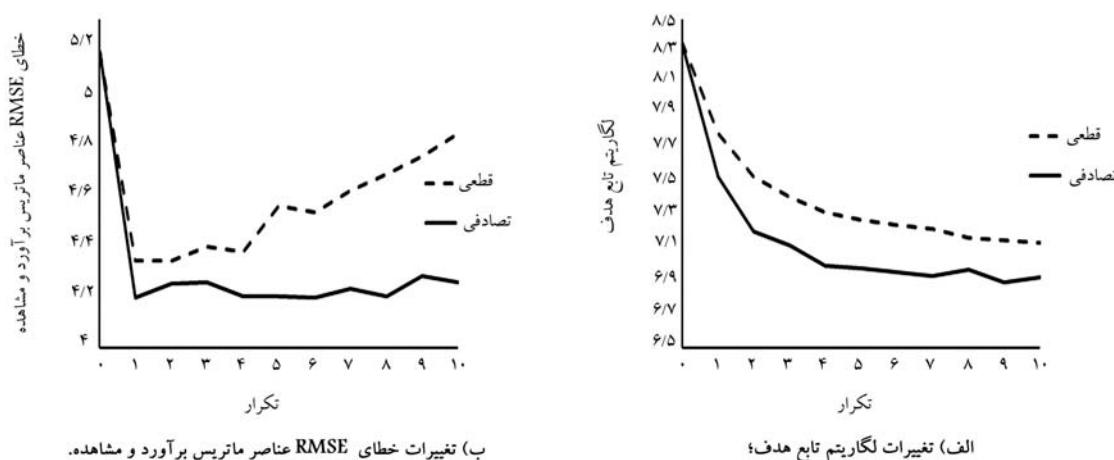
زمان اجرای مدل‌ها در آزمایش‌های مختلف، متفاوت است. به طور میانگین، در پژوهش حاضر، زمان اجرای مدل اشپیس با تخصیص SUE، بیشتر از مدل اشپیس با تخصیص UE بوده است. نتایج هر دو مدل پس از ۱۰ تکرار الگوریتم اشپیس به دست آمده است. از آنجا که سطح بالای هر دو مدل یکسان است، تفاوت اصلی در زمان اجرای مدل‌ها، مربوط به سطح پایین مدل‌ها یعنی مسئله‌ی تخصیص ترافیک است. بخش عمده‌ی زمان حل مسئله‌ی تخصیص ترافیک، مربوط به حل مسئله‌ی کوتاه‌ترین مسیر^[۱۶] است. در هر تکرار تخصیص تصادفی SUE، برای به روزرسانی مجموعه مسیرهای فعال، دو بار مسئله‌ی کوتاه‌ترین مسیر، یک بار و براساس زمان سفرهای واقعی حل می‌شود. همچنین، تعداد بیشتر مسیرهای

شکل ۳ ارائه شده است. برای نمایش بهتر داده‌ها در قسمت‌های پرتوراکم نمودار مقادیر تقاضای واقعی یا برآورد شده‌ی بالاتر از ۵۰٪ واحد در شکل‌های (۳الف و ب)، و مقادیر جریان‌های مشاهده شده یا برآورد شده بالاتر از ۱۵ هزار واحد در شکل‌های (۳ب و ت)، فیلتر شده‌اند. در هر نمودار خط برآش زاده شده به نقاط برآورد و مشاهده، به همراه معادله‌ی خط و ضریب خوبی برآش آن نمایش داده شده‌اند. همچنین خط ۴۵ درجه که در صورت برآورد دقیق مدل، انتظار می‌رود خط برآش با آن منطبق باشد، نیز رسم شده است.

باید توجه داشت که در الگوریتم گردایان اشپیس، فقط تقاضای زوج مبدأ - مقصد هایی تصحیح می‌شوند که دستکم یک کمان مشاهده شده در مسیرهای بین آنها وجود داشته باشد. در روش اشپیس با تخصیص تعادلی تصادفی، تعداد مسیرهای فعال (دارای جریان) بین هر زوج مبدأ - مقصد بیشتر از مدل با تخصیص تعادلی قطعی است؛ بنابراین، احتمال وجود کمان مشاهده شده بین هر زوج مبدأ - مقصد در حالت تصادفی بالاتر است. در شبکه و مثال بررسی شده، برای مدل اشپیس با تخصیص UE در حدود ۱۵٪ زوج مبدأ - مقصددها بدون تغییر می‌مانند. در حالی که برای مدل اشپیس با تخصیص SUE، در حدود ۰.۵٪ زوج مبدأ - مقصددها با هیچ کمان مشاهده‌ی تقطیع ندارند و بدون تغییر باقی می‌مانند.

خصوصیات همگرایی دو روش قطعی و تصادفی طی تکرارهای مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد، برای سtarیوی دو و ۰ = ۰ در شکل (۴الف)، حاکی از برتری مدل اشپیس با تخصیص تصادفی است. همچنین در شکل مذکور مشاهده می‌شود که هر دو روش، در تکرارهای آخر تغییرات چندانی نداشته و تقریباً همگرا شده‌اند. نمودار تغییرات خطای RMSE ماتریس برآورد و مشاهده نیز در شکل (۴ب) رسم شده است. مدل اشپیس، فاصله‌ی بین ماتریس‌ها را به صورت صریح در تابع هدف ندارد و به همین دلیل، با افزایش تکرارهای محتمل است که فاصله‌ی بین ماتریس برآورد شده با ماتریس هدف (اولیه) و ماتریس واقعی افزایش یابد. شکل (۴ب)، نشان‌دهنده‌ی فاصله‌ی گرفتن بیشتر ماتریس برآورد شده توسط مدل اشپیس با تخصیص قطعی از ماتریس واقعی است و به این ترتیب، مدل اشپیس با تخصیص تصادفی، ماتریس نزدیکتری به ماتریس واقعی تخمین می‌زند. از نظر اختلاف مجموع عناصر ماتریس برآورد شده از ماتریس واقعی (ابرابر با ۶۹۵۰۳۶) معادل سواری، دوروش عملکرد مشابهی دارند. البته در آزمایش‌هایی که ۰ کوچکتر از ۵٪ است، روش قطعی تا سقف ۳٪، مقدار نزدیکتری به عدد واقعی تخمین می‌زند.

زمان اجرای مدل‌ها در آزمایش‌های مختلف، متفاوت است. به طور میانگین، در پژوهش حاضر، زمان اجرای مدل اشپیس با تخصیص SUE، بیشتر از مدل اشپیس با تخصیص UE بوده است. نتایج هر دو مدل پس از ۱۰ تکرار الگوریتم اشپیس به دست آمده است. از آنجا که سطح بالای هر دو مدل یکسان است، تفاوت اصلی در زمان اجرای مدل‌ها، مربوط به سطح پایین مدل‌ها یعنی مسئله‌ی تخصیص ترافیک است. بخش عمده‌ی زمان حل مسئله‌ی تخصیص ترافیک، مربوط به حل مسئله‌ی کوتاه‌ترین مسیر^[۱۶] است. در هر تکرار تخصیص تصادفی SUE، برای به روزرسانی مجموعه مسیرهای فعال، دو بار مسئله‌ی کوتاه‌ترین مسیر، یک بار و براساس زمان سفرهای واقعی حل می‌شود. همچنین، تعداد بیشتر مسیرهای



شکل ۴. نمودار تغییرات لگاریتم تابع هدف و خطای RMSE عناصر ماتریس برآورد و مشاهده برابر با $\frac{1}{3}$.

شبکه (شمارش حجم)، برای شبکه‌ی موردنظر برآورد کرد. همچنین، فرض اساسی مدل لوچیت چندگانه (MNL)، استقلال گزینه‌های نامرتبط است. این فرض در موقعیت‌هایی مانند انتخاب مسیر، که گزینه‌ها (مسیرها) با یکدیگر همپوشانی دارند، برقرار نیست و می‌تواند نتایج غیرواقعی به دست دهد. در ادامه‌ی پژوهش حاضر، بررسی و کاربرد انواع تخصیص‌های تعادل کاربر تصادفی مبتنی بر مدل‌های انتخابی که همپوشانی مسیرها را نیز در نظر می‌گیرند، پیشنهاد می‌شود. از جمله، می‌توان به خانواده‌ی مدل‌های مقدار حدی تعیین یافته (GEV) [۲۹] مانند: مدل‌های لوچیت آشیانه‌یی متقاطع، لوچیت آشیانه‌یی تعیین یافته و لوچیت تکیبی دو تابی. [۳۰]

برای شبکه‌ی شهر تهران، مقدار $\theta = 0.1519$ [۲۸]، که حقانی و همکاران [۲۰] برآورد کرده‌اند، در بازه‌یی قرار دارد که اختلاف دو روش قطعی و تصادفی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد، قابل توجه بوده و استفاده از روش قطعی خطای بیشتری به دنبال داشته است. در پژوهش حاضر، در هر اجرای مدل، مقدار پارامتر مقیاس θ از پیش مشخص و به عنوان ورودی درنظر گرفته شده است. مقدار پارامتر θ به میزان تصادفی بودن درک کاربران از شرایط شبکه بستگی دارد. در پژوهش‌های آتی، می‌توان مانند برخی مطالعات پیشین که در بخش مقدمه ذکر شده است، مقدار پارامتر θ را نیز به صورت همزمان و طی فرایند برآورد ماتریس مبدأ - مقصد با استفاده از اطلاعات

پابندشها

1. origin-destination
2. static
3. traffic congestion
4. uncongested
5. proportional assignment
6. congested
7. user equilibrium
8. route choice
9. perception
10. stochastic user equilibrium (SUE)
11. perceived travel cost
12. Fricker
13. logit
14. Yang
15. Lo & Chan
16. Wang
17. Ma & Qian
18. Spiess
19. Kolovsky & Kolingerova
20. Bush-based
21. target matrix
22. gradient
23. steepest descent
24. independently and identically distributed (IID)
25. Probit
26. variance
27. Nested logit
28. scale parameter
29. disaggregate simplicial decomposition
30. restricted master problem
31. method of successive average (MSA)
32. Larsson & Patriksson
33. Damberg
34. stochastic network loading
35. stochastic
36. multipath
37. relative gap
38. Python
39. Uniform
40. root mean square error (RMSE)
41. goodness of fit coefficient
42. multinomial logit
43. shortest path
44. generalized extreme value (GEV)

منابع (References)

1. Bera, S. and Rao, K. "Estimation of origin-destination matrix from traffic counts: The state of the art", *European Transport Trasporti Europei, ISTIEE, Institute for*

- the Study of Transport within the European Economic Integration*, **49**, pp. 2-23 (2011).
2. Viti, F. "State-of-art of OD Matrix Estimation Problems based on traffic counts and its inverse Network Location Problem: Perspectives for application and future developments", (2008).
 3. Abrahamsson, T. "Estimation of origin-destination matrices using traffic counts-a literature survey", Ph.D. Thesis, Network Equilibrium Approaches to Urban Transportation Planning (1998).
 4. Willumsen, L.G. "Estimation of an OD matrix from traffic counts-A review", Working Paper, Institute of Transport Studies, University of Leeds , Leeds, UK (1978).
 5. Van Zuylen, H.J. and Willumsen, L.G. " The most likely trip matrix estimated from traffic counts", *Transportation Research Part B: Methodological*, **14**(3), pp. 281-293 (1980).
 6. Maher, M.J. "Inferences on trip matrices from observations on link volumes: a Bayesian statistical approach", *Transportation Research Part B: Methodological*, **17**(6), pp. 435-447 (1983).
 7. Spiess, H. "A maximum likelihood model for estimating origin-destination matrices", *Transportation Research Part B: Methodological*, **21**(5), pp. 395-412 (1987).
 8. Cascetta, E. "Estimation of trip matrices from traffic counts and survey data: a generalized least squares estimator", *Transportation Research Part B: Methodological*, **18**(4-5), pp. 289-299 (1984).
 9. Bell, M.G. "The estimation of origin-destination matrices by constrained generalised least squares", *Transportation Research Part B: Methodological*, **25**(1), pp. 13-22 (1991).
 10. Chootinan, P., Chen, A. and Recker, W. "Improved path flow estimator for origin-destination trip tables", *Transportation Research Record*, **1923**(1), pp. 9-17 (2005).
 11. Yousefikia, M., Mamdoohi, A.R. and Noruzoliaee, M. "Iterative update of route choice proportions in OD estimation", in *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Transport*, Thomas Telford Ltd. (2016).
 12. Sheffi, Y., *Urban transportation networks*, Prentice-Hall, 6, Englewood Cliffs, NJ (1985).
 13. Gentile, G. "New formulations of the stochastic user equilibrium with logit route choice as an extension of the deterministic model", *Transportation Science*, **52**(6), pp. 1531-1547 (2018).
 14. Shihsien, L. and Fricker, J.D. "Estimation of a trip table and theta parameter in a stochastic network", *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, **30**(4), pp. 287-305 (1996).
 15. Yang, H., Meng, Q. and Bell, M.G. "Simultaneous estimation of the origin-destination matrices and travel-cost coefficient for congested networks in a stochastic user equilibrium", *Transportation Science*, **35**(2), pp. 107-123 (2001).
 16. Maher, M.J., Zhang, X. and Van Vliet, D. "A bi-level programming approach for trip matrix estimation and traffic control problems with stochastic user equilibrium link flows", *Transportation Research Part B: Methodological*, **35**(1), pp. 23-40 (2001).
 17. Lo, H.-P. and Chan, C.-P. "Simultaneous estimation of an origin-destination matrix and link choice proportions using traffic counts", *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, **37**(9), pp. 771-788 (2003).
 18. Wang, Y., Ma, X., Liu, Y. and et al. "A Two-stage algorithm for origin-destination matrices estimation considering dynamic dispersion parameter for route choice", *PloS one*, **11**(1), pp. e0146850 (2016).
 19. Ma, W. and Qian, Z. "A generalized single-level formulation for origin-destination estimation under stochastic user equilibrium", *Transportation Research Record*, **2672**(48), pp. 58-68 (2018).
 20. Spiess, H. "A gradient approach for the OD matrix adjustment problem", Centre de Recherche sur les Transports de Montreal: Montreal, Canada (1990).
 21. Ashtiani, H. and Mahmoudabadi, M. "Correction of origin-destination matrix from traffic counts (case of city of mashhad)", *Amirkabir Journal*, **25**(2), pp. 149-162 (2001).
 22. Kolovsky, F. and I. Kolingerova, I. "Origin-Destination Matrix Estimation Using Bush-Based User Equilibrium Algorithms", in *International Conference on Computational Science and Its Applications*, Springer (2021).
 23. Babazadeh, A. and Gholami Shahbandi, M. "A comparison of the Pand gradient algorithms in adjusting the O/D matrix of metropolitan Tehran", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **33**(1.1), pp. 3-9 (2017).
 24. Larsson, T. and Patriksson, M. "Simplicial decomposition with disaggregated representation for the traffic assignment problem", *Transportation Science*, **26**(1), pp. 4-17 (1992).
 25. Damberg, O., Lundgren, J.T. and Patriksson, M. "An algorithm for the stochastic user equilibrium problem", *Transportation Research Part B: Methodological*, **30**(2), pp. 115-131 (1996).
 26. Mahpour, A. and Mamdoohi, A.R. "Evaluating the effect of traffic assignment method on the accuracy of the origin-destination matrix correction results in traffic fuzzy flow method", *Journal of Transportation Research*, **16**(3), pp. 1-9 (2019).
 27. Nasab, M.R. and Shafahi, Y. "Estimation of origin-destination matrices using link counts and partial path data", *Transportation*, pp. 1-28 (2019).
 28. Haghani, M., Shahhosseini, Z., Samimi, A. and et al. "On calibration and application of logit-based stochastic traffic assignment models", *International Journal of Transportation Engineering*, **1**(3), pp. 151-172 (2014).
 29. Train, K.E. "Discrete choice methods with simulation", Cambridge University Press (2009).
 30. Prashker, J.N. and Bekhor, S. "Route choice models used in the stochastic user equilibrium problem: A review", *Transport Reviews*, **24**(4), pp. 437-463 (2004).

بررسی تأثیر ترک در رفتار مصالح دانه‌بی تحت بارگذاری تک‌محوری فشاری با استفاده از روش المان گسسته

وحید قربانپور (دانشجوی دکتری)

مهنداد امامی تبریزی * (هیأت علمی)

دانشکده مهندسی عمران، موزه تحقیقات زلزله، دانشگاه صنعتی سهند تبریز

مصالح دانه‌بی به دلیل تغییرات دمایی، فشار و هوازدگی، ریزترک‌هایی در ساختار خود دارند. ریزترک‌های مذکور، که در طول، راستا و موقعیت‌های مختلف در درون دانه‌ها توزیع شده‌اند، رفتار مکانیکی مصالح دانه‌بی، همچون: سختی، مقاومت و مقدار شکست را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهند. در پژوهش حاضر، دانه‌های مکببی و استوانه‌بی ترک دار و بدون ترک، مدل‌سازی شده و تحت بارگذاری تک‌محوری با محصورشدنگی جانبی قرار گرفته‌اند. استفاده از مدل تنسی غیرخطی هرتز، انجام آنالیز حسابیت برای تعیین کمینه‌ی تعداد توب‌های لازم برای تشکیل هر کلامپ، کتول تعداد نقاط تیاس، شیب و راستای قرارگیری صفحات ترک در دانه‌های ترک دار و استفاده از معیار ترکیبی مقاومت کششی و چقرمگی شکست با لحاظ مودهای ترکیبی I و II، از جمله ویژگی‌های مدل عددی اشاره شده هستند. سپس مدل سازی دانه‌های ترک دار تحت زوایای مختلف ناپیوستگی به منظور بررسی تأثیر راستای ترک و آریش ترکیبی دانه‌های ترک دار و بدون ترک در نسبت‌های مختلف نیز صورت گرفته است.

وازگان کلیدی: ترک، چقرمگی شکست، رفتار تنش - کرنش، فاکتور شکست، روش المان گسسته.

۱. مقدمه

روش‌های محاسباتی عددی، استفاده از روش المان گسسته می‌تواند جایگزین بسیار مناسبی در تحلیل و بررسی رفتار مکانیکی مصالح دانه‌بی قلمداد شود.^[۸-۹] با استفاده از روش المان گسسته می‌توان انواع خصوصیات مربوط به شکل، اندازه و ترک را در مصالح دانه‌بی مدل‌سازی و رفتار آنها را بررسی کرد.

ریزترک‌ها در مصالح دانه‌بی، معمولاً دارای طول تقریبی کمتر از ۱/۰ میلی‌متر با نسبت بعده (عرض به طول) بین ۱۰^{-۲} و ۱۰^{-۵} هستند.^[۱۰] به عنوان مثال، در گراینیت گاریبالدی، تعداد ۸۵ ریزترک با طول متوسط ۰/۰۵۶ میلی‌متر در نمونه‌ی بی به ابعاد ۱ × ۱ میلی‌متر مشاهده شده است.^[۱۱] همچنین راستای ریزترک‌ها اغلب در بازه‌ی ۱۰ ± درجه نسبت به نیروی محوری اعمالی به سنگ و یا در بازه‌ی ۰ ± درجه نسبت به نیروی فشاری بیشینه در بارگذاری سه‌محوری سنگ تغییر می‌کنند.^[۱۲] عوامل اخیر سبب می‌شوند که مدل‌سازی دقیق ریزترک‌های مذکور در دانه‌ها به دلیل افزایاد، طول بسیار کم و نیز راستاهای متفاوت آنها عملًا غیرممکن شود.

به طور کلی، دو روش برای مدل‌سازی ترک در مصالح دانه‌بی تاکنون استفاده شده است: ۱- اعمال تأثیر وجود ریزترک‌ها در پارامترهای مقاومتی مصالح (روش غیرمستقیم) ۲- مدل‌سازی ترک (روش مستقیم).

مصالح دانه‌بی به طور وسیعی امروزه در پژوهه‌های مهندسی، همچون: سدهای سنگریزه‌بی، بالاست خطوط راه‌آهن و موج‌شکن‌ها استفاده می‌شوند. جذب انرژی بالا سهولت استفاده، در دسترس بودن و سازگاری با شرایط فونداسیون‌های مختلف، از جمله ویژگی‌های مصالح دانه‌بی است.^[۱۳] لیکن مصالح دانه‌بی به دلیل مختلفی، همچون: هوازدگی، تغییرات مکانی و زمانی دما و فشار ناشی از لایه‌های فوقانی در زمان پیدایش، ریزترک‌هایی در ساختار درونی خود دارند، که ویژگی‌های مکانیکی، همچون: مقاومت شکست، سختی، مدول کشسانی، رفتار تراکم‌پذیری و خصوصیات هیدرولیکی را تحت تأثیر قرار می‌دهند.^[۱۴-۱۵]

با توجه به ابعاد مصالح دانه‌بی و سنگریزه‌بی استفاده شده در پژوهه‌های مهندسی، که از چند سانتی‌متر شروع و گاه‌ها به ۱ متر نیز می‌رسند، بررسی رفتار مکانیکی این نوع مصالح در محیط‌های آزمایشگاهی بسیار زمان بر، پرهزینه و سخت می‌شود.^[۱۶] از طرفی، اعمال شرایط اولیه یکسان برای آزمایش‌ها از لحاظ اندازه، شکل و وضعیت قرارگیری دانه‌ها نسبت به هم بسیار دشوار است. با توجه به توسعه‌ی روزافزون

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۶/۴/۱۴۰۰، اصلاحیه ۱۳۰۰/۹/۱۳، پذیرش ۱۴۰۰/۹/۲۱.

DOI:10.24200/J30.2021.58476.2981

جدول ۱. مشخصات هندسی دانه‌ها، نحوه‌ی قرارگیری دانه‌ها و شرایط بارگذاری.

مکعبی	استوانه‌بی	شکل دانه
قطر ۲۵، ارتفاع ۲۶ $26 \times 26 \times 26$	بعاد دانه (میلی‌متر)	
۰/۵۷	۰/۶۹	ضریب کرویت
دانه ۲۰۰	دانه ۲۸۸	تعداد
۰/۴۰	۰/۴۰	تخلخل (آرایش نامنظم)
۰/۰۳۷	۰/۰۵۱	چگالی ترک (نمونه‌های ترک‌دار)
۰، ۷۵، ۶۰، ۴۵، ۲۵ درجه		رستای ترک‌ها (آرایش منظم)
استوانه، قطر ۲۲ و ارتفاع ۱۹ سانتی‌متر		محفظه‌ی بارگذاری
۳۰۰، ۲۱۳، ۱۵۰ کیلونیوتن		سطح بارگذاری
۶/۴، ۴/۵ مگاپاسکال		سطح تش

مودهای I و II چقرمگی شکست استفاده شده است. در ابتدا، مشابه آزمایش‌های آزمایشگاهی صورت گرفته، دانه‌های حاوی نایپوستگی به صورت نامنظم در داخل سلول بارگذاری قرار گرفته‌ند و نتایج آنها با نتایج مدل‌سازی‌های مربوط به دانه‌های بدون ترک رسانی شدند. سپس بعد از صحبت‌سنجی مدل‌سازی عددی، به منظور بررسی تأثیر راستای ترک در رفتار شکست مصالح، دانه‌ها در شرایط آرایش منظم بر روی هم قرار گرفته و ترک‌ها در راستاهای مختلف نسبت به محور بارگذاری تعریف شده‌اند. با اعمال بارگذاری، تأثیر راستای ترک در رفتار شکست مصالح ارزیابی شده است. در مرحله‌ی آخر، آرایش ترکیبی دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک، مدل‌سازی و نتایج آنها با نتایج دانه‌های بدون ترک مقایسه شده است.

۲. فرایند مدل‌سازی

در پژوهش حاضر، برای شبیه‌سازی رفتار مصالح دانه‌یی تحت بارگذاری فشاری تک محوری از نرم‌افزار PFC^3D مبتنی بر روش المان گسته استفاده شده است.^[۱۹] مشخصات هندسی دانه‌ها، نحوه‌ی قرارگیری آنها و سطوح بارگذاری در جدول ۱ ارائه شده‌اند. در ادامه، جزئیات مربوط به فرایند مدل‌سازی تشریح شده است.

۱. مدل تماسی

با توجه به ماهیت رفتار تماسی غیرخطی بین دو دانه و همچنین تدقیق مدل‌سازی، مدل غیرخطی هر ترک جهت تعیین رفتار تماسی بین دانه‌ها استفاده می‌شود.^[۲۰-۲۱] ضرایب سختی تماسی نرمال (K_n) و برشی (K_s) در روش هر تراز روابط ۱ و ۲ محاسبه می‌شود:^[۱۹]

$$K_n = \alpha h_n^{1/\alpha} F_n^{(\alpha-1)/\alpha} \quad (1)$$

$$K_s = \frac{2(1-\vartheta)}{2-\vartheta} K_n \quad (2)$$

که در آن، F_n نیروی نرمال، δ_n جابه‌جایی نرمال، ϑ نسبت پواسون، α ضریب توانی بی‌بعد و h_n بستگی به خصوصیات فیزیکی و مکانیکی تماس دارد.

۲. مدل‌سازی دانه‌ها

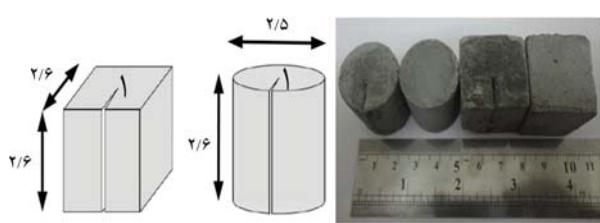
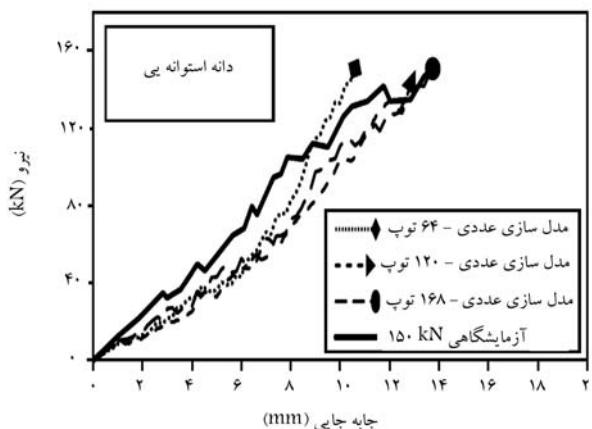
در نوشтар حاضر، دو گروه دانه‌یی استوانه‌بی و مکعبی، به ترتیب به عنوان نماینده‌ی دانه‌های تیزگوش و گردگوش از جنس بتن پودری واکنش‌پذیر.^[۲۲] انتخاب شده است

در روش غیرمستقیم، بسیاری از پژوهشگران تأثیر وجود ریزترک‌ها در مصالح دانه‌یی را در قالب اثر اندازه بررسی کرده‌اند. همان‌طور که مشخص است، با افزایش ابعاد مصالح، مقاومت شکست کاهش خواهد یافت.^[۱۱-۱۲] علت این مسئله، احتمال بیشتر وجود ریزترک‌ها در مصالح با ابعاد بزرگ‌تر است، که سبب می‌شود مصالح ضعیف‌تر و در تشش‌های کششی کمتری دچار شکست شوند.^[۱۳]

در روش مستقیم، برخلاف روش غیرمستقیم، خود ترک یا تأثیر وجود آن در مدل‌سازی لحاظ می‌شود. رابرتسون^[۱۴] نشان داد که یک دانه را می‌توان به صورت مجموعه‌یی از توب‌های دارای پیوند با یکدیگر در قالب آرایه‌های شش وجهی منظم مدل‌سازی کرد. به طوری که با حذف تصادفی توب‌های تشكیل دهنده‌ی دانه، می‌توان وجود ترک را شبیه‌سازی کرد. مک‌دالول و هریچه^[۱۵] نشان دادند که به منظور بررسی صحیح اثر اندازه‌ی ناشی از وجود ریزترک‌ها، باید یک هندسه‌ی منظمی از دانه‌ها را حذف کرد، تا پارامترهای مکانیکی مورد نظر به دست آیند. تاپیاس^۳ و همکاران^[۱۶] با استفاده از نرم‌افزار PFC^3D ، رفتار شکست مصالح سنگریزه‌یی ترک‌دار را ارائه‌ی یک مدل عددی به صورت کلام‌پهای حاوی ۱۴ در شکل‌های هرمی و نیز وارد کردن ریزترک‌ها در تمامی دانه‌ها (کلام‌پهای) با استفاده از تابع چگالی احتمال یک‌نواخت بررسی کردند. به نحوی که اگر مقدار ضریب شدت تش مود اول (K_I) برابر با چقرمگی شکست مود اول (K_{Ic}) شود، یا طول ترک در حال گسترش به نصف اندازه‌ی دانه برسد، شکست رخ می‌دهد. الگوی شکست دانه نیز همواره به نحوی است که دانه‌ی حاصل همچنان شکل هرمی خود را حفظ می‌کند.

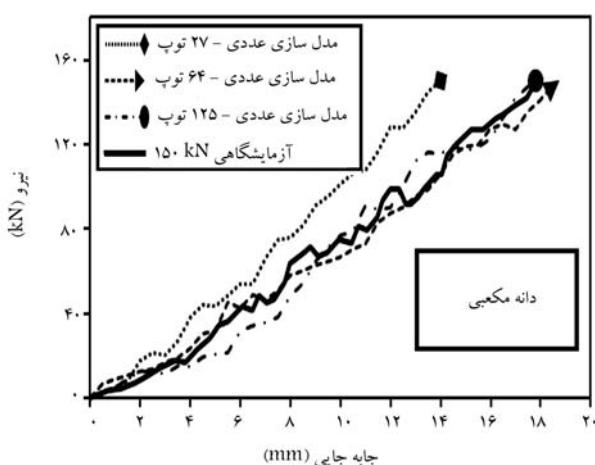
بر پایه‌ی آنچه مطالعات صورت گرفته تاکنون نشان داده‌اند، فرض می‌شود که ترک‌ها در میان همه‌ی دانه‌ها و در راستاهای کاملاً تصادفی توزیع شده‌اند.^[۱۶-۱۷] در حالی که در واقعیت امکان دارد برخی از دانه‌ها، سالم و فاقد ترک و یا تأثیر ترک سیار ناچیز باشد. این مسئله اهمیت آرایش ترکیبی دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک را بررسی می‌کند. از طرفی، تأثیر راستای قرارگیری ترک‌ها نسبت به محور بارگذاری در رفتار مصالح، در مطالعات پیشین بررسی نشده است. نهایتاً این‌که، در میان عیارهای ارائه شده برای شکست دانه با استفاده از اصول مکانیک شکست، فقط آثار مود اول (کشش) لحاظ شده^[۱۶] و تأثیر مود دوم (برش) اعمال نشده است.

در نوشتر حاضر، با توجه به تأثیر شکل دانه در رفتار مکانیکی مصالح دانه‌یی^[۱۷] و این‌که مصالح دانه‌یی در دو گروه کلی تیزگوش و گردگوش قرار می‌گرند،^[۱۸] دانه‌ها در دو شکل مکعبی، به عنوان نماینده‌ی دانه‌ای تیزگوش و گردگوش به عنوان نماینده‌ی دانه‌ای گردگوش مدل شده و تأثیر ترک در رفتار هر دو شکل آنها بررسی شده است. لازم به ذکر است که برای شکست دانه‌های ترک‌دار از یک عیار ترکیبی

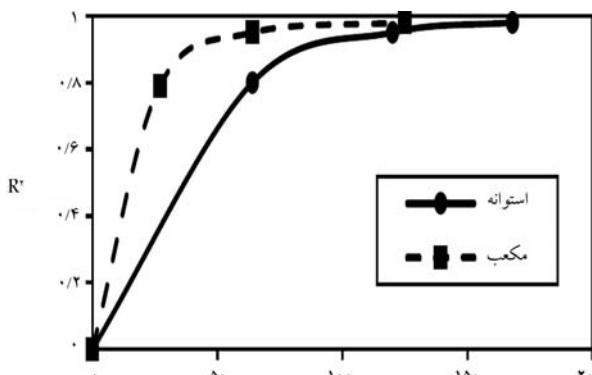


شکل ۱. دانه‌های استفاده شده ترک دار و بدون ترک جهت انجام آزمایش و مدل سازی (ابعاد به سانتی‌متر است).

جدول ۲. ساختارهای کلامپ برای مدل سازی دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی.



شکل ۲. آنالیز حساسیت به منظور تعیین توب‌های تشکیل دهنده هر دانه در کلامپ مرتبط.



شکل ۳. تغییرات ضریب رگرسیون مربوط به نمودار نیرو - جابه‌جایی بر حسب تعداد توب‌های تشکیل دهنده هر کلامپ.

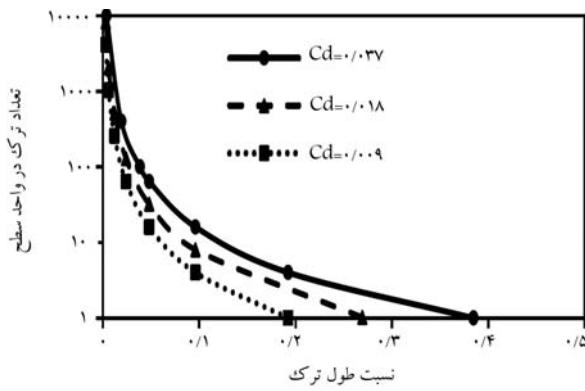
حجمی دانه کاهش یافته است. در شکل ۲، نتایج آنالیز حساسیت مدل سازی شکل دانه‌ها بر اساس تعداد مختلف توب‌ها و مقایسه‌ی آنها با نتایج آزمایش‌های واقعی آزمایشگاهی تحت بارگذاری تک محوری (سطح بارگذاری ۱۵۰ کیلونیوتن) مشاهده شود.

همچنین در شکل ۳، مقادیر ضریب رگرسیون نتایج مدل سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی متناظر مشاهده می‌شود، که مطابق آن با افزایش تعداد توب‌ها، مقادیر ضریب رگرسیون، روند افزایشی داشته و سپس به یک حد ثابت میل کرده است. از

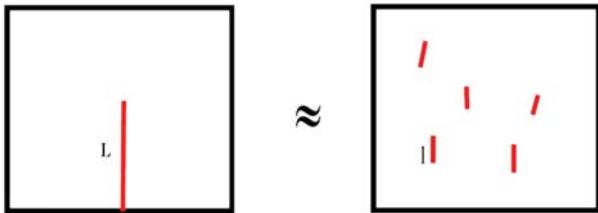
دانه‌های مکعبی	
$dV = 46\%$	125 توب
$dV = 46\%$	64 توب
$dV = 47\%$	27 توب
دانه‌های استوانه‌یی	
$dV = 48\%$	168 توب
$dV = 51\%$	120 توب
$dV = 53\%$	64 توب

(شکل ۱). ضریب کرویت دانه‌های ذکر شده به صورت نسبت شعاع بزرگ‌ترین دایری محاطی به شعاع کوچک‌ترین دایری محیطی دانه تعیین می‌شود.^[۲۱] ضریب کرویت همواره بین 0° و 1° متغیر است. برای دانه‌های کروی، مساوی 1° است و هر چقدر شکل دانه‌ها از کره فاصله بگیرد، کوچک‌تر خواهد شد. در جدول ۱، ابعاد دانه‌ها و ضریب کرویت آنها ارائه شده است. برای دانه‌های استوانه‌یی، ضریب کرویت برابر با 46% و برای دانه‌های مکعبی، 53% محاسبه شده است.

برای مدل سازی دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی از کلامپ استفاده می‌شود. روش کلامپ در مطالعات بسیاری برای مدل سازی شکل‌های مختلف دانه‌ها استفاده شده است.^[۲۲-۲۵] در روش مذکور، دانه‌ها از طریق اتصال چند توب به یکدیگر ایجاد می‌شوند، به نحوی که شکل ایجاد شده باید به خوبی بیان‌گر شکل دانه اصلی باشد. هر چقدر تعداد توب‌های تشکیل دهنده کلامپ بیشتر شود، شکل حاصل به شکل واقعی دانه نزدیک‌تر می‌شود و به تبع آن حجم از دست رفته‌ی دانه (dV) کاهش و دقت مدل سازی افزایش می‌یابد.^[۲۶-۲۸] از طرفی، زمان تحلیل نیز افزایش خواهد یافت. لذا باید یک مقدار بهینه برای تعداد توب‌ها در مدل سازی دانه‌ها تعیین شود، به نحوی که هم دقت مدل سازی افزایش یابد و هم زمان تحلیل طولانی نشود. در جدول ۲، تعداد توب‌های تشکیل دهنده برای حالت‌های مختلف به همراه مقدار حجم از دست رفته‌ی مرتبط ارائه شده است. هر دانه با سه عدد مختلف از توب‌ها مدل سازی شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد توب‌ها، افت



شکل ۴. تغییرات تعداد ترک بر حسب طول ترک به ازاء چگالی‌های ترک مختلف برای دانه‌های مکعبی.



شکل ۵. معادل‌سازی یک ناپیوستگی به طول L با تعدادی از ریزترک‌ها به طول ۱. ترک ماکرو با لحاظ مقدار چگالی ترک سطحی برابر، معادل‌سازی شده‌اند. (شکل ۵).

۴.۲. صحبت‌سنگی مدل

همان‌طور که در جدول ۱ مشاهده می‌شود، به منظور انجام آزمایش‌های واقعی بر روی دانه‌ها، محفظه‌ی استوانه‌یی به قطر ۲۲ و ارتفاع ۱۹ سانتی‌متر انتخاب شده است. لازم به ذکر است که برای کاهش تأثیر دیواره‌های سلول آزمایش ضروری است تا نسبت قطر قالب به بزرگترین بعد دانه دستکم ۶ باشد.^[۲۰] در این صورت، خواص مکانیکی مورد اندازه‌گیری به ابعاد قالب بستگی نخواهند داشت. در استوانه‌یی مدل شده نیز این نسبت بزرگ‌تر از ۶ بوده است. سپس دانه‌ها در دو وضعیت آرایش منظم و آرایش نامنظم در داخل سلول آزمایش قرار گرفته‌اند. لازم به ذکر است که در آرایش نامنظم، مقدار تخلخل مصالح برای دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی ۴۰٪ بوده است.

به منظور صحبت‌سنگی مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی، حالت‌های مختلف آرایش برای دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی، مطابق شرایط آزمایش‌های آزمایشگاهی اعمال شده است. از آنجایی که توزیع ناپیوستگی در مصالح دانه‌یی طبیعی به صورت کاملاً تصادفی است و عملاً نمی‌توان یک الگوی مشخص برای آنها در نظر گرفت، لذا برای بررسی تأثیر راستای ترک، مصالح دانه‌یی مکعبی و استوانه‌یی ترک‌دار به صورت منظم و کنترل شده بر روی هم قرار گرفتند. راستای ترک در هر بارگذاری نسبت به محور قائم (۰)، زوایای صفر، ۲۵، ۴۵، ۷۵ و ۹۰ درجه می‌سازد. بارگذاری نمونه‌ها تا لحظه‌یی وقوع شکست ادامه یافته و سپس متوقف شده است.

در آرایش نامنظم، تعداد دانه‌ها با توجه به تخلخل مورد نظر، حجم دانه، و ابعاد محفظه‌ی بارگذاری محاسبه شده است، که در جدول ۱ ارائه شده‌اند. در مدل آزمایشگاهی، نمونه‌ها در تعداد مشخص به صورت تصادفی در داخل استوانه‌ی

طرفی، با توجه به تأثیر تعداد ترک‌ها در افزایش زمان تحلیل، نهایتاً تعداد ترک‌های نظری که تغییرات R تقریباً ثابت می‌شود، به عنوان تعداد بهینه‌جهت مدل‌سازی دانه‌ها انتخاب می‌شود. بر این اساس، ۶۴ ترک برای دانه‌ی مکعبی و ۱۲۰ ترک برای دانه‌ی استوانه‌یی تعیین شده است. ذکر این نکته ضروری است که با توجه به تعداد ترک‌های تعیین شده برای مدل‌سازی دانه‌ها، عملاً مقداری از حجم دانه‌ی اصلی در مدل‌سازی‌های در نظر گرفته نخواهد شد. لذا، برای رعایت اصل پایستگی جرم، چگالی مصالح از طریق رابطه‌ی ۳ اصلاح شده است:^[۲۱]

$$\rho_{modified} = \frac{\rho_p V_p}{\sum_{i=1}^{N_b} V_i^b} \quad (3)$$

که در آن، ρ چگالی واقعی مصالح دانه‌یی، V_p حجم واقعی مصالح دانه‌یی، V_i^b حجم هر یک از ترک‌های تشکیل‌دهنده‌ی کلامپ، N_b تعداد ترک‌های لازم برای تشکیل کلامپ و $\rho_{modified}$ چگالی اصلاح شده جهت استفاده در مدل‌سازی است.

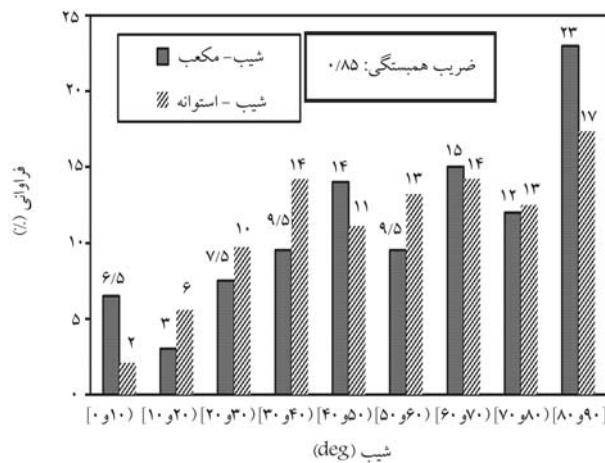
۴.۳. مدل‌سازی ترک در دانه‌ها

به منظور مدل‌سازی ترک در دانه‌ها، تأثیر وجود ترک در معادلات مرتبه با معیار شکست دانه لحاظ می‌شود. با توجه به دشواری مدل‌سازی تعداد زیاد ریزترک‌ها با طول بسیار کم و راستاهای متفاوت قرارگیری، از ترک ماکرو استفاده می‌شود. به منظور کمی‌سازی تعداد ریزترک‌ها در داخل ماده، می‌توان از کمیتی به نام چگالی ترک استفاده کرد. طبق تعریف، چگالی ترک مطابق رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:^[۲۲]

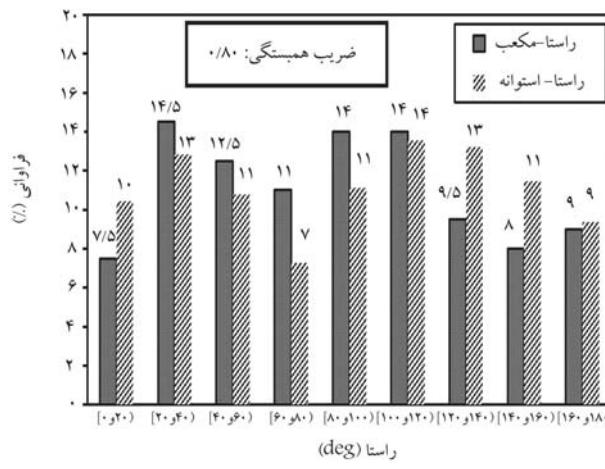
$$C_d = N_A c^t \quad (4)$$

که در آن، N_A تعداد ترک در واحد سطح و c نصف طول ترک است. به عنوان مثال، در گراینیت گاریبالدی، مقدار چگالی ترک اندازه‌گیری شده برابر با ۰/۰۶۲ بوده است.^[۲۳] در پژوهش حاضر نیز یک ترک ماکرو به طول ۱۰ و عرض ۱/۰ میلی‌متر و در کل ارتفاع نمونه ایجاد شده است (شکل ۱). بدین منظور، ابتدا یک ورق بسیار نازک پلاستیکی به ضخامت ۱/۰ و عرض ۱۵ میلی‌متر در وسط کف قالب‌ها به قطر ۲۵ میلی‌متر برای نمونه‌های استوانه‌یی و ابعاد ۲۶ میلی‌متر برای نمونه‌های مکعبی چسبانده شده است. سپس بتن پوری واکنش‌پذیر در قالب‌ها ریخته و پس از اتمام عمل آوری، با خارج کردن ورق پلاستیکی، ترک در ابعاد ماکرو در نمونه‌ها ایجاد شده است (شکل ۱). با توجه به رابطه‌ی ۴، مقدار چگالی ترک سطحی برای نمونه‌های استوانه‌یی و مکعبی به ترتیب برابر با ۰/۰۵۱ و ۰/۰۳۷ بوده است. می‌توان چنین اظهار داشت که چگالی ترک مذکور، با بی‌نهایت حالت از ریزترک‌ها با تعداد و طول‌های مختلف معادل شده است. همان‌طور که در شکل ۴ برای نمونه‌یی مکعبی مشاهده می‌شود، با استفاده از نمودار مربوط به هر چگالی ترک، می‌توان تعداد لازم به ازاء نسبت طول ترک (اندازه‌ی دانه / طول ترک) مدنظر را به دست آورد. مثلاً در چگالی ترک ۰/۰۳۷، می‌توان به جای یک ترک به طول ۱ سانتی‌متر، ۱۶ ترک به طول ۰/۲۵ سانتی‌متر یا ۱۰۰ ترک به طول ۱/۰ سانتی‌متر قرار داد.

یک نکته‌ی مهم در مدل‌سازی ریزترک‌ها با ترک ماکرو، توجه به راستای قرارگیری ریزترک‌هاست. همان‌طور که قبلاً در مقدمه ذکر شد، ریزترک‌ها در داخل توده‌های سنگی، عمدتاً متمایل به راستای مشخصی هستند. بر این اساس، در پژوهش حاضر نیز فرض شده است که راستای ریزترک‌ها در هر دانه، تقریباً موازی هم بوده و با یک



شکل ۸. شیب قرارگیری دانه‌های استوانه‌بی و مکعبی ترک‌دار.



شکل ۹. راستای قرارگیری دانه‌های استوانه‌بی و مکعبی ترک‌دار.

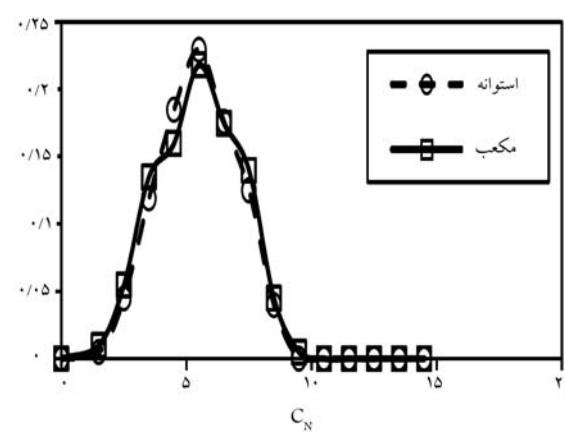
ترک‌دار نیز بردار مشخصه به صورتی تعریف می‌شود که نرمال بر صفحه‌ی ترک برای این دانه باشد.

در شکل‌های ۸ و ۹، مقادیر شیب و راستای قرارگیری دانه‌های استوانه‌بی و مکعبی ترک‌دار نشان داده شده‌اند. اولاً، ملاحظه می‌شود که در تمامی بازه‌های مربوط به شیب و راستا، دانه‌ها توزیع شده‌اند. از طرفی، با بررسی درصد فراوانی شیب و راستا در بازه‌های تعیین شده مشخص می‌شود که به طور میانگین اختلاف درصد فراوانی دانه‌های مکعبی و استوانه‌بی، از نظر شیب 28% و از لحاظ راستا، 19% است. همچنین ضریب همیستگی بین شیب دانه‌های مکعبی و استوانه‌بی، 0.85 و بین راستای دانه‌های مکعبی و استوانه‌بی، 0.80 بوده است. که نشان دهنده‌ی تشابه توزیع اندازه‌ی دانه‌ها در داخل محفظه‌ی بارگذاری است. این امر امکان می‌دهد تا بتوان نتایج مدل‌سازی‌های عددی را با یکدیگر مقایسه کرد.

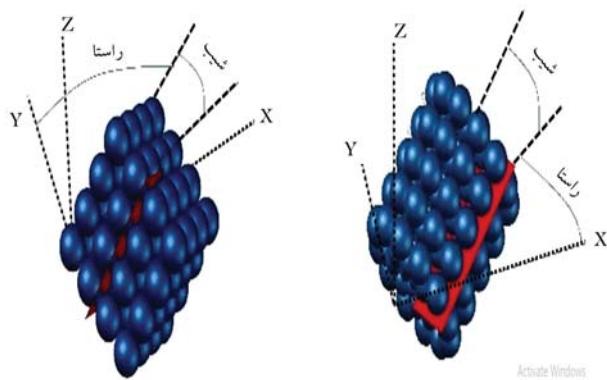
۵. تخصیص پارامترهای فیزیکی و مکانیکی

۵.۱. مقاومت شکست

همان‌طورکه در بخش مقدمه ذکر شد، مصالح دانه‌بی همواره ریزترک‌هایی در ساختار خود دارند. این ریزترک‌ها باعث خواهند شد که هر یک از مصالح دانه‌بی، مقاومت شکست متفاوتی داشته باشند، که این مسئله عملکرد مکانیکی آنها را تحت تأثیر قرار می‌دهد. لذا ضروری است که با انجام آزمایش‌های بارگذاری تک‌دانه‌بی شکست برای



شکل ۶. توزیع نرمال تعداد نقاط تماسی برای دانه‌های استوانه‌بی و مکعبی.



شکل ۷. نحوه تعیین شیب و راستای دانه‌ها در آرایش نامنظم.

بارگذاری ریخته شده و سپس با استفاده از میز لرزان و تراکم صورت گرفته، به نسبت تخلخل مدنظر در حجم معین رسیده‌اند. به طوری که ترک‌ها در راستا و شیب‌هایی با یک توزیع، که بر اساس تعداد نقاط تماس، شیب و راستای قرارگیری دانه‌ها در مدل‌سازی عددی مشخص شده است، قرار گرفته‌اند.

عواملی همچون تعداد نقاط تماس هر دانه با دانه‌های مجاور (C_N) به همراه شیب و راستای قرارگیری ترک‌ها بر نحوه توزیع تنش‌های تماسی و عملکرد مکانیکی دانه‌ها در قالب لغزش، دوران و شکست، تأثیر می‌گذارند. لذا ضروری است که پارامترهای مذکور در مرحله‌ی توزیع دانه‌ها در محفظه، کنترل و بررسی شوند. در شکل ۶، نمودار توزیع تعداد نقاط تماس هر دانه با دانه‌های مجاور برای دانه‌های استوانه‌بی و مکعبی مشاهده می‌شود، که مطابق آن، تعداد نقاط تماس از توزیع نرمال تبعیت می‌کنند، که این موضوع قبلاً به صورت تحلیلی در نتایج ایوانا و هما نیز ذکر شده بود.^[۲۱] مقدار میانگین C_N برای دانه‌های استوانه‌بی $6/6$ و برای دانه‌های مکعبی $5/89$ بوده است، که کمتر از 15% با هم اختلاف داشستند.

برای تعیین شیب و راستای قرارگیری دانه‌ها، ابتدا یک سیستم مختصات مرجع فرض شده است. سپس برای هر کلامپ، یک بردار مشخصه ثابت برای کلامپ‌های مکعبی از توب شماره‌ی 45 به سمت توب شماره‌ی 49 و برای کلامپ‌های استوانه‌بی از توب شماره‌ی 66 به سمت توب شماره‌ی 69 تعریف می‌شود (شکل ۷). موقعیت بردار اخیر برای تمامی کلامپ‌ها ثابت است. بعد از آرایش نامنظم دانه‌ها، برای هر کلامپ و بر اساس موقعیت توب‌های ذکر شده، کسینوس‌های هادی بردار به دست آمده و نتیجتاً شیب و راستا در هر سطح بارگذاری تعیین شده است. در نمونه‌های

جدول ۳. پارامترهای استفاده شده در مدل‌سازی.

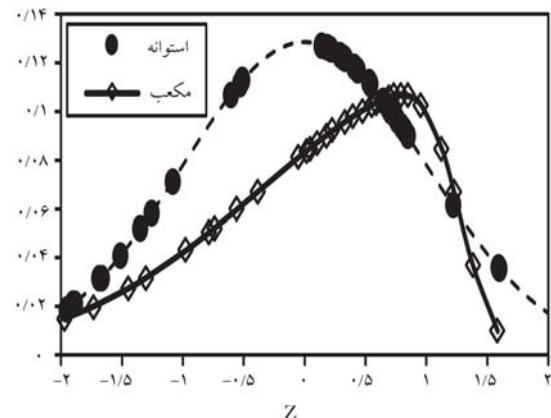
نمونه‌ی مکعبی نمونه‌ی استوانه‌ی		
$1/88 \times 10^9$	$1/92 \times 10^9$	h_n (دانه - دانه)
$1/750$	$1/610$	α (دانه - دانه)
$7/54 \times 10^9$	$7/69 \times 10^9$	h_n (دانه - دیواره)
$1/73$	$1/55$	α (دانه - دیواره)
$22/4$	$28/3$	زاویه‌ی اصطکاک داخلی دانه‌ها (درجه)
۵۲		مدول الاستیسیته دانه‌ها (GPa)
$0/81$		چقرمگی شکست مود ($MPa\sqrt{m}$) I
$1/02$		چقرمگی شکست مود ($MPa\sqrt{m}$) II
$0/32$		نسبت پواسون
$0/70$		نسبت میرایی
$0/01$		سرعت بارگذاری (m/s)

۶. شکست دانه‌ها

۶.۱. معیار شکست دانه‌های بدون ترک

در اثر نیروهای فشاری اعماقی به دانه، تنش کششی القایی به وجود می‌آید. در صورتی که مقدار تنش کششی القایی از مقاومت کششی دانه بیشتر شود، شکست در دانه رخ خواهد داد. یک نکته‌ی مهم این است که در دانه‌هایی که در چند نقطه تحت نیروهای فشاری قرار می‌گیرند، نیروهای وارده باعث ایجاد محصورشدنی در دانه می‌شوند و تنش کششی کاهش می‌یابد.^[۲۵]

تشکیل ۱۰. منحنی توزیع نرمال برای مقاومت دانه‌های استوانه‌ی و مکعبی.



تشکیل ۱۰. منحنی توزیع نرمال برای مقاومت دانه‌های استوانه‌ی و مکعبی.

هر یک از نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ی، توزیع آماری مقاومت کششی نمونه‌ها به دست آیند تا در فرایند مدل‌سازی عددی استفاده شوند. مجموعاً تعداد ۳۸ آزمایش برای نمونه‌های استوانه‌ی و ۳۵ آزمایش برای نمونه‌های مکعبی صورت گرفته است. در شکل ۱۰، نمودار توزیع نرمال مقاومت شکست آنها مشاهده می‌شود. بر این اساس، میانگین مقاومت دانه‌های استوانه‌ی $8/9$ مگاپاسکال و انحراف از معیار آنها $3/1$ مگاپاسکال و همچنین میانگین مقاومت دانه‌های مکعبی $11/7$ مگاپاسکال و انحراف از معیار آنها $4/3$ مگاپاسکال به دست آمده است. لازم به ذکر است که منحنی توزیع نرمال برای دانه‌های مکعبی برخلاف نمونه‌های استوانه‌ی، چولگی منفی داشته است.

روند تخصیص مقاومت شکست به دانه‌های مکعبی و استوانه‌ی بدین صورت است که بر اساس N دانه مدل شده (مثلث ۲۸۸ دانه برای گروه استوانه‌ی) یا 200 دانه برای گروه مکعبی، ابتدا N عدد بر اساس تابع توزیع مقاومت مرتبط تولید می‌شوند. سپس به هر یک از آنها، یک عدد تصادفی بین 0 و 1 ، بر اساس الگوریتم مرسن پیچشی^{۲۶} نسبت داده می‌شود، یعنی N زوج عدد، که هر زوج شامل مقاومت شکست و یک عدد تصادفی است. نهایتاً با مرتب‌سازی اعداد تصادفی به صورت صعودی با نزولی، زوج متناظر آنها (مقاومت شکست) نیز دستخوش تغییرات اخیر می‌شود و نهایتاً مجموعه‌ی از مقادیر مقاومت شکست، که به صورت تصادفی توزیع شده‌اند، به وجود می‌آیند. سپس، هر یک از آن اعداد به عنوان مقاومت شکست به هر کلام‌ب اختصاص می‌یابد.

۶.۲. پارامترهای مدل تماشی

که در آن، C_N تعداد نیروهای وارد بر هر دانه و F_i مقدار نیروی تماشی اعماقی از طرف هر دانه مجاور است.

$$f_D = \frac{D/d}{D/d + 1} \quad (7)$$

که در آن، d قطر دانه و D میانگین قطر دانه‌های مجاور است.

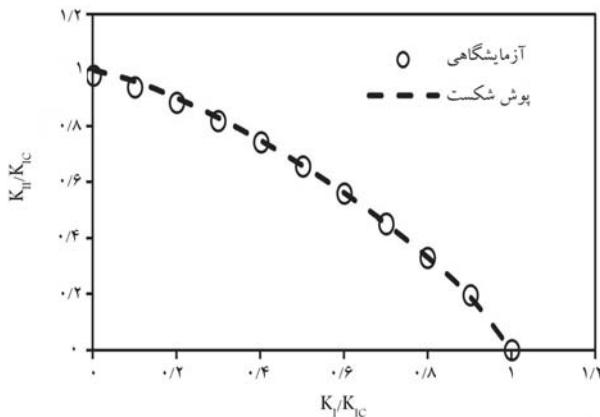
$$f_{CN} = (C_N - 1) \times \exp \left(\frac{D}{d} \times \frac{(C_N - 2)(C_N - 3)}{4C_N} \right) \quad (8)$$

در هر لحظه از بارگذاری، تنش کششی دانه بر اساس تعداد نقاط تماشی و نیروهای وارد بر دانه در هر یک از نقاط تماس، طبق رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید و در صورتی که تنش کششی از مقاومت کششی دانه بیشتر شود، دانه خواهد شکست.

همان‌طور که قبل ذکر شد، از مدل غیرخطی هرتز برای رفتار بین دانه‌ی مصالح استفاده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایش‌های بارگذاری تک‌دانه‌ی شکست بر روی نمونه‌های استوانه‌ی و نمونه‌های مکعبی، می‌توان با برازش رابطه‌ی مدل تماشی غیرخطی، به نحوی که کمترین خطأ با نتایج آزمایشگاهی را داشته باشد، مقادیر α و h_n برای پیوند بین دانه و صفحه‌ی بارگذاری را به دست آورد. برای مقادیر h_n دانه - دانه نیز آزمایش‌های مرتبط مطابق آنچه در نوشتار تایپس^{۲۷} و همکاران (۲۰۱۵)،^{۲۸} ذکر شده است، انجام و پارامترهای مرتبط محاسبه شده‌اند. سایر پارامترهای لازم، همچون: مدل کشسانی، نسبت پواسون و زاویه‌ی اصطکاک داخلی بر اساس استانداردهای انجمن آزمون و مواد آمریکا،^{۲۹} به دست آمده‌اند، که مقادیر آنها نیز در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۴. الگوی شکست دانه‌ها.

دانه‌ی استوانه‌ای	دانه‌ی مکعبی
$120 \rightarrow 60 + 60$	$64 \rightarrow 32 + 32$
$30 \rightarrow 15 + 15$	$16 \rightarrow 8 + 8$
$9 \rightarrow 6 + 3$	$4 \rightarrow 2 + 2$
$6 \rightarrow 3 + 3$	$2 \rightarrow 1 + 1$
$2 \rightarrow 1 + 1$	-
-	-
-	-



شکل ۱۱. پوش شکست مود ترکیبی به همراه نتایج آزمایشگاهی.

۲.۶.۲. معیار شکست دانه‌های ترک دار

در دانه‌های ترک دار به دلیل وجود ترک دو حالت ممکن است پیش آید: ۱- راستای نیروی برآیند نسبت به ترک طوری باشد که مشابه دانه‌ی بدون ترک، شکست در اثر رسیدن تنش کششی القایی به مقاومت کششی دانه رخ دهد. در این حالت وجود ترک عملاً تأثیرگذار نخواهد بود و شکست مشابه وضعیت دانه‌های بدون ترک رخ خواهد داد. ۲- شکست در اثر گسترش ترک خودرگی در دانه ایجاد شود. این حالت وقتی اتفاق می‌افتد که ضریب شدت تنش نوک ترک از مقدار بحرانی آن فراتر رود. بنابراین باید برای هر دانه، دو معیار فوق بررسی شوند و هر کدام که سریعتر از رضاء شود، مبنای شکست دانه خواهد بود.

با توجه به این که نایپوستگی موجود در دانه‌های ترک دار با برآیند نیروهای تتماسی (F)، در هر دانه زوایای مختلفی می‌سازد، لذا عملاً ترکیبی از مودهای شکست I و II در دانه‌ها به وجود می‌آیند. بدین منظور ضرایب شدت تنش مودهای I و II را می‌توان مطابق روابط ۹ و ۱۰ محاسبه کرد:

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi(2c)N_I} \quad (9)$$

$$K_{II} = \tau \sqrt{\pi(2c)N_{II}} \quad (10)$$

که در آنها، σ تنش تتماسی قائم وارد بر کلامپ، τ تنش تتماسی برشی وارد بر کلامپ، $2c$ طول ترک، و N_I و N_{II} ضرایب بی‌بعدی هستند که مقادیر آنها بر اساس شکل دانه، هندسه و موقعیت قرارگیری ترک (ترک در لبه دانه)، به ترتیب برابر با $2/10$ و $2/282$ به دست می‌آیند.^[۲۶] برای محاسبه‌ی مقادیر تنش قائم و تنش برشی، کافی است تا نیروی تتماسی F در دو راستای عمود و مماس با کلامپ تجزیه شود و سپس با تقسیم بر سطح کلامپ، تنش‌های مرتبط به دست آید.

برای به دست آوردن معیار شکست، نمونه‌های ترک دار در آزمایشگاه تحت نیروهای کششی، برشی و ترکیب آنها قرار گرفتند و سپس با استفاده از برازش یک رابطه‌ی تجربی با نتایج آزمایشگاهی که تأثیر هم زمان مودهای شکست I و II را در بر می‌گیرد،^[۲۷] پوش شکست مود ترکیبی دانه‌ها به صورت رابطه‌ی ۱۱ حاصل می‌شود (شکل ۱۱):

$$\left(\frac{K_I}{K_{IC}} \right)^{1/3} + \left(\frac{K_{II}}{K_{IIC}} \right)^{1/25} = 1 \quad (11)$$

که در آن، K_{IC} و K_{IIC} چقمرمگی شکست دانه در مودهای I و II جدول ۳ هستند. می‌توان چنین جمع‌بندی کرد که مقادیر ضرایب شدت تنش مودهای I و II در هر لحظه از بارگذاری، برای هر دانه طبق روابط ۹ و ۱۰ محاسبه و سپس امکان شکست آن از طریق رابطه‌ی ۱۱ کنترل می‌شود. در صورتی که نقطه‌ی متناظر با مقادیر آن از طریق رابطه‌ی ۱۱ خارج شود، در زیر منحنی قرار گیرد و مقدار سمت چپ معادله کمتر از ۱ شود، ترک گسترش نخواهد یافت. در صورتی که سمت چپ معادله بیشتر یا مساوی ۱ شود، ترک گسترش می‌یابد و دانه می‌شکند.

۲۰ به دست آمده است.^[۲۸]

۷.۲. شرایط مرزی و بارگذاری

با توجه به این که آزمایش‌های آزمایشگاهی در داخل محفظه‌ی استوانه‌ای از جنس فولاد انجام می‌شوند، لذا جداره‌های آن به صورت صلب و فاقد اصطکاک هستند و امکان تغییرشکل جانبی در آنها وجود ندارد. بنابراین به دلیل عدم امکان جابه‌جایی دیواره‌ها، آزمایش‌ها در شرایط بارگذاری فشاری با محصورشکنی جانبی انجام می‌شوند. مشخصات مکانیکی مربوط به دیواره‌ها، شامل ضرایب مدل تتماسی در جدول ۳ ارائه شده‌اند. همچنین بارگذاری به ازاء نیروهای 150° و 213° و ۳۰۵ کیلونیون با نیز 10° متر بر ثانیه، تنش‌های بیشینه‌ی $4/5$ و $6/4$ و 9 مگاپاسکال را در محفظه بر روی دانه‌ها اعمال می‌کند. مقادیر نیرو و جابه‌جایی لحظه‌ی ثبت شده و در انتهای هر مرحله از بارگذاری، آزمایش دانه‌بندی به منظور تعیین فاکتور شکست مصالح صورت گرفته است. لازم به ذکر است که فاکتور شکست از طریق روش ارائه شده به وسیله‌ی هارдин، یعنی از روی منحنی‌های دانه‌بندی مصالح و الک

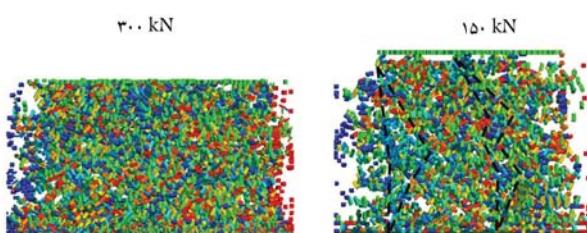
۳. نتایج

۱۳. رفتار تنش - کرنش

توزیع دانه هاست. از طرفی، نمودارهای به دست آمده از مدل سازی عددی، در مقادیر پایین تنش قائم در تمامی شکل های دانه ها، پایین تر از مقادیر آزمایشگاهی مرتبط قرار گرفته اند. این نتیجه به وقوع شکست گوشه و لب پرشگی در نمونه های آزمایشگاهی بر می گردد، که باعث می شود فضاهای خالی بین دانه ها پر شود و سختی توده افزایش یابد. به تدریج با افزایش مقدار نیرو و قوع شکست ها به صورت دو نیم شدگی، اختلاف بین نتایج مدل سازی و آزمایشگاهی کمتر می شود. همچنین رفتار غیرخطی سخت شوندگی در تمامی نمونه ها مشاهده می شود.

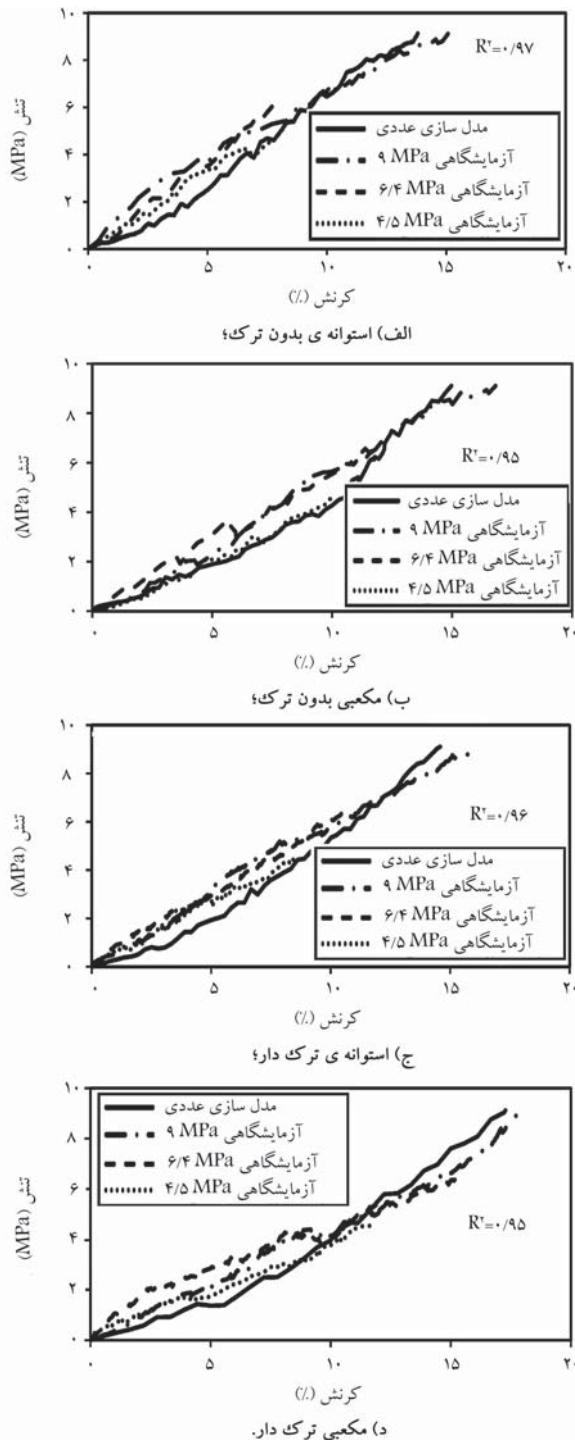
با مقایسه کرنش رخداده در نمونه های مکعبی و استوانه بی ترک دار و بدون ترک، ملاحظه می شود که مقادیر جابه جایی در نمونه های ترک دار بیشتر از نمونه های بدون ترک به دست آمده است. به طوری که کرنش بیشینه در نمونه های مکعبی ترک دار در حدود ۱۷٪ و در نمونه های استوانه بی ترک دار در حدود ۶٪ بیشتر از مقادیر نظری بدون ترک بوده است. بنابراین نتیجه می شود که تأثیر ترک در نمونه های تیز گوشه بیشتر از تأثیر ترک در نمونه های گرد گوشه است، که علت آن به وقوع لغزش و جابه جایی بیشتر دانه های شکسته در نمونه های مکعبی ترک دار نسبت به نمونه های استوانه بی ترک دار بر می گردد. ضمناً ملاحظه می شود که مقادیر کرنش در نمونه های مکعبی بدون ترک، ۱۰٪ و در نمونه های ترک دار ۱۲/۵٪ بیشتر از مقادیر نظری در نمونه های استوانه بی به دست آمده است، که اهمیت شکل و تیز گوشگی دانه ها را نشان می دهد.

در شکل ۱۳، تصویر انتقال نیروهای بین دانه بی مکعب بدون ترک مشاهده می شود، که مطابق آن در حالت بارگذاری ۱۵۰ کیلونیوتن، تقریباً ستون های انتقال نیروهای تتماسی بین دانه ها تشکیل شده اند. ولی با افزایش سطح بارگذاری، شکست دانه ها و به طبع آن، افزایش نقاط تماش بین دانه بی، توزیع انتقال نیرو به صورت گستردگی تر صورت گرفته است. این رفتار مصالح در سایر مطالعات پژوهشگران نیز گزارش شده است.^[۲۱] همچنین با محاسبه سطح زیر منحنی نمودارهای تنش - کرنش می توان میزان انرژی اعمالی در واحد حجم مصالح دانه بی را محاسبه کرد. در شکل ۱۴، مقادیر به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی به همراه نتایج مدل سازی عددی مشاهده می شود، که مطابق آن، مقادیر به دست آمده از مدل سازی عددی در سطوح تنش میانی، کمتر از ۱۰٪ با مقادیر آزمایشگاهی اختلاف دارند. لیکن در سطح تنش ۹ مگا پاسکال، این اختلاف به حدود ۲۰٪ رسیده است. این نتیجه دلالت بر وقوع مکانیزم های دیگر شکست، همچون لب پرشگی و شکست گوشه در مصالح دانه بی دارد. چون مدل سازی عددی فقط آثار دونیم شدن را لحاظ می کند، لذا انرژی کمتری را جذب می کند و همین علت سبب می شود که مقادیر مدل سازی کمتر از مقادیر آزمایشگاهی متناظر باشند. همان طور که در رفتار تنش - کرنش نیز مشاهده می شود، مقدار انرژی اعمالی در واحد حجم نمونه های ترک دار به دلیل وقوع شکست و جابه جایی بیشتر دانه ها، همواره بیشتر از نمونه های بدون ترک بوده است. به طوری که برای نمونه های مکعبی، به طور متوسط ۲۱/۵٪ و برای نمونه های استوانه بی ۱۶٪ بیشتر از مقادیر نظری برای نمونه های بدون ترک به دست آمده است.

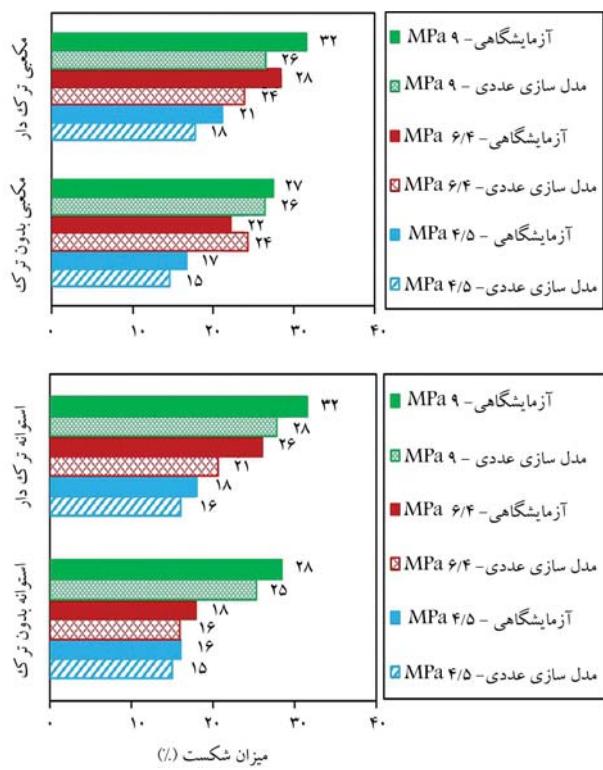


شکل ۱۳. تصویر انتقال نیرو بین دانه های مکعبی بدون ترک.

در شکل ۱۲، نمودارهای تنش - کرنش کلیه دانه های مدل شده به همراه نتایج آزمایشگاهی مشاهده می شود. لازم به ذکر است که نتایج حاصل مبنی بر میزان ضریب همبستگی ۹۵/۰ تا ۹۷/۰ نتایج عددی و آزمایشگاهی، حاکی از صحبت



شکل ۱۲. نمودارهای تنش - کرنش دانه ها.

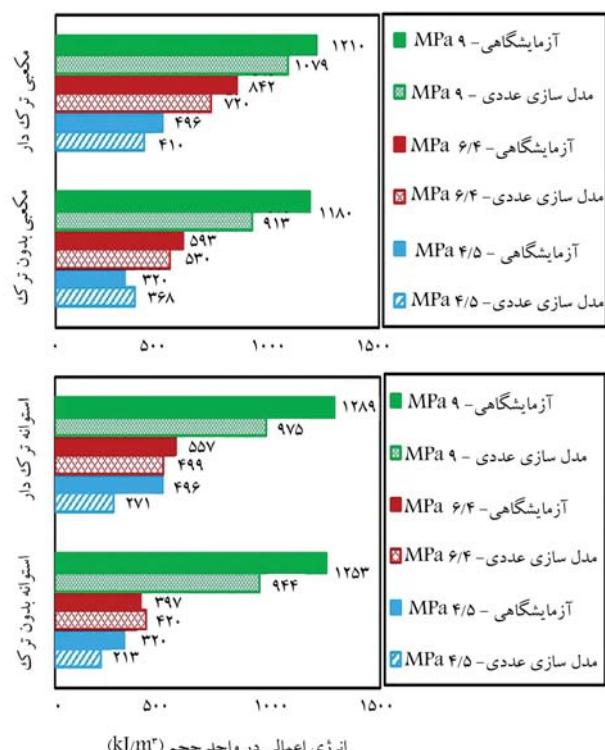


شکل ۱۶. مقایسه‌ی مقادیر فاکتور شکست هارдин.

در شکل ۱۶، مقادیر فاکتور شکست هاردين برای تایج آزمایشگاهی و مدل سازی عددی نشان مشاهده می شود، که مطابق آن مقادیر فاکتور شکست حاصل از مدل سازی عددی، با خطای کست از ۱۵٪ توانسته اند مقادیر واقعی شکست رخداده در آزمایش های آزمایشگاهی را پیش بینی کنند. مقادیر به دست آمده از مدل سازی عددی همواره کمتر از مقادیر نظری آزمایشگاهی هستند، که به عدم مدل سازی شکست گوشش و لب پر شدگی در مدل سازی عددی مربوط می شود. از طرفی، مقادیر شکست در نمونه های مکعبی و استوانه بی تک دار در حدود ۱۲٪ بیشتر از مقادیر شکست در نمونه های بدون تک به دست آمده است. ضمناً نمونه های مکعبی به طور متوسط نسبت به نمونه های استوانه بی ۱۳٪ شکست بیشتری دارند.

با مقایسه مقداد بیرین فاکتور شکست و انرژی اعمالی در واحد حجم مصالح دانه‌بی می‌توان تفاوت رفتاری نمونه‌های ترک دار و بدون ترک را به دست آورد. در نمونه‌های مکعبی به ازاء سطح تنفس بیشینه^۹ ۹ مگاپاسکال، مقدار انرژی اعمالی از ۹۱۳ کیلوژول بر مترمکعب برای نمونه‌ی بدون ترک به ۱۰۷۹ کیلوژول بر مترمکعب برای نمونه‌ی ترک دار افزایش یافته است. این در حالی است که مقدار فاکتور شکست هاردين حاصل شده از مدل سازی تقریباً در مقدار ۲۶٪/ ثابت مانده است. لازم به ذکر است که نتایج آزمایشگاهی مرتبط، فاکتور شکست ۲۷٪/ برای نمونه‌ی بدون ترک و ۳۲٪/ برای نمونه‌ی ترک دار را نشان می‌دهند. می‌توان چنین نتیجه گرفت که در واقعیت، با ترک دار شدن دانه‌های مکعبی، مقدار شکست افزایش می‌یابد. لیکن به دلیل عدم مدل سازی شکست گوشه و لب پرشدنگی در مدل عددی، امکان احتساب آنها وجود نخواهد داشت. بنابراین افزایش در انرژی اعمالی صرف غلبه بر اصطکاک سی، دانه‌ها و در نتیجه لغزش، و حاچه حارم، دانه‌های مکعبی، می‌شود.

برای دانه‌های استوانه‌بی در نمونه‌های بدون ترک، مقدار فاکتور شکست ۲۵٪ و از ری اعمالی ۹۴٪ کیلولوژیل بر مترمکعب و در نمونه‌های ترک دار، فاکتور شکست ۲۸٪ و از ری اعمالی، ۹۷۵ کیله‌متر ممکن محاسبه شده است. وند افزایش



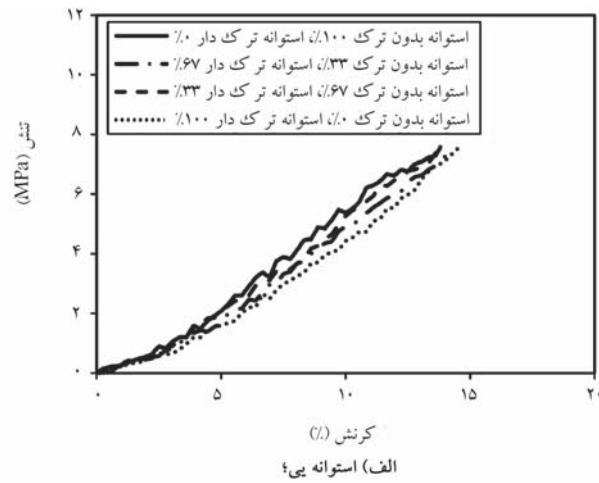
شکل ۱۴. مقادیر انرژی اعمالی در واحد حجم مصالح برای کلیه‌ی دانه‌ها.

شکل ۱۵. نمونه‌های مکعبی بدون ترک در حالت بارگذاری 150° و 30° کیلونیوتن. همچنین نمونه‌های مکعبی در حالت ترک‌دار و بدون ترک، به طور متوسط 30% مقادار انرژی بیشتری را نسبت به نمونه‌های متناظر استوانه‌ای جذب کرده‌اند. این نتیجه نیز ناشی از وقوع شکست بیشتر در نمونه‌های مکعبی به دلیل تمرکز تنش در نقاط ترک‌گشة است.

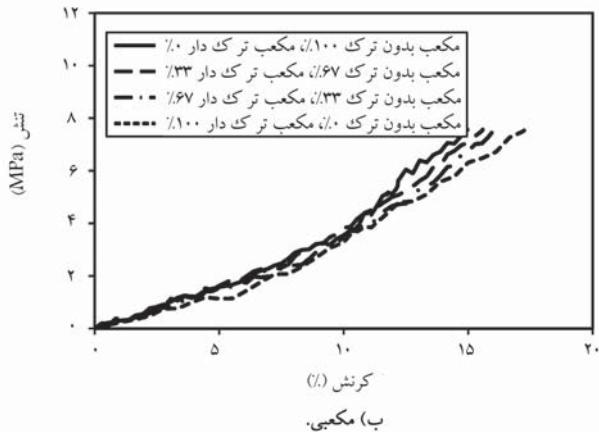
۲.۳. فاکتور شکست

پارامتر مهمی که باید در بررسی نتایج و صحت سنجی مدل عددی به آن توجه کرد،
فاکتور شکست است. اهمیت فاکتور شکست به این دلیل است که نمودارهای تنش
- کرنش و یا مقادیر انرژی اعمالی، کلیه‌ی مکانیزم‌های عملکرد بین دانه‌یی یعنی
لغزش، جایه‌جایی و شکست را در بر می‌گیرند. در حالی که ممکن است دو توده‌ی
دانه‌یی، نمودارهای تنش - کرنش شبیه هم داشته باشند و لیکن رفتار شکست دانه‌ها
کاملاً متفاوت باشند؛ لذا بررسی فاکتور شکست به عنوان یک پارامتر مستقل، بسیار
ضروری است.

در شکل ۱۵، تصاویر نمونه‌های مکعبی بدون ترک در سطح بازگذاری ۱۵۰ و ۳۰ کیلونیوتن مشاهده می‌شود، که مطابق آن، با افزایش سطح بازگذاری، دانه‌های کوچک‌تر بشتابید، تا لیست شده‌اند و انتظار مسدود فاکته، شکست افزایش باشند.



الف) استوانه‌یی



ب) مکعبی

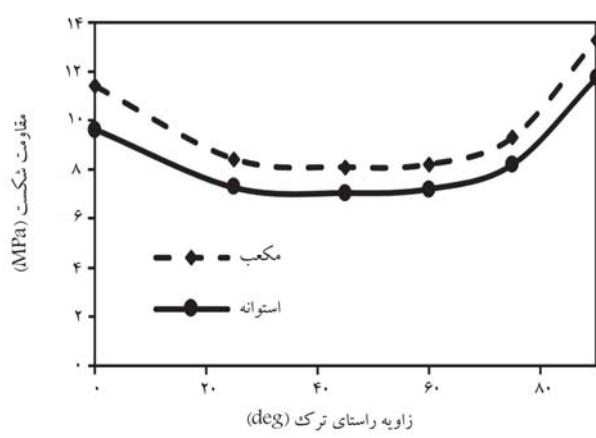
شکل ۱۷. نمودار تنش - کرنش مربوط به آرایش ترکیب دانه‌های ترک دار و بدون ترک.

قائم در محل قرارگیری دانه‌ها و یک دسته ترک با طول محدود و زاویه‌ی متغیر بوده است. از طرفی مشاهده می‌شود که در اثر نحوه‌ی قرارگیری دانه‌های استوانه‌یی و مکعبی در آرایش منظم، مقادیر تنش شکست در نمونه‌های مکعبی همواره بزرگ‌تر از مقادیر نظری برای نمونه‌های استوانه‌یی به دست آمده‌اند. زیرا دانه‌های استوانه‌یی، تماس خطی و دانه‌های مکعبی، تماس سطحی دارند. بنابراین تنش تماسی در نمونه‌های مکعبی کمتر از نمونه‌های استوانه‌یی است؛ لذا نیروی بیشتری برای شکست دانه‌های مکعبی نیاز است.

۴.۳. مدل‌سازی ترکیب دانه‌های ترک دار و بدون ترک

در شرایط واقعی، وضعیت ناپیوستگی در مصالح دانه‌یی طبیعی کاملاً متغیر و غیریکسان است. به طوری که برخی دانه‌ها بدون ترک و برخی با ترک با چگالی‌های مختلف هستند. برای بررسی رفتار چنین توده‌هایی، در این مرحله آرایش ترکیبی از دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی ترک دار و بدون ترک مدل می‌شوند. با فرض دو نوع آرایش ترکیبی از دانه‌های ترک دار و بدون ترک به صورت ۳۳٪ ترک دار ۶۷٪ — بدون ترک و ۳۳٪ بدون ترک — ترک دار، برای هر یک از دانه‌های استوانه‌یی و مکعبی و انجام بارگذاری تا نیروی ۳۰۰ کیلونیون می‌توان نتایج حاصل را با آرایش‌های غیرترکیبی مقایسه کرد. در شکل ۱۸، نتایج نمودار تنش - کرنش برای نمونه‌های استوانه‌یی و مکعبی مشاهده می‌شوند.

مالحظه می‌شود که با آرایش سهم دانه‌های ترک دار در هر دو شکل مکعبی



شکل ۱۷. مقاومت شکست دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی - آرایش منظم.

در مقدار ارزی اعمالی مشابه نمونه‌های مکعبی بوده است. ولیکن فاکتور شکست در نمونه‌های استوانه‌یی ترک دار (۰٪ آرایش) (۰٪ آرایش)، یعنی دو نیم شدن بیشتر دانه‌ها را نشان می‌دهد، که هم خوانی بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی (۰٪ آرایش) دارد. به عبارت دیگر، مکانیزم غالب شکست دانه‌های استوانه‌یی (دو نیم شدن) به وسیله‌ی مدل‌سازی عددی لحاظ شده است. در حالی که برای دانه‌های مکعبی، مکانیزم‌های دیگر شکست (شکست گوش و لب پرشگی) لحاظ نمی‌شود.

۳.۳. تأثیر راستای ترک

با توجه به صحبت‌سنجی نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی، اکنون می‌توان تأثیر راستای ناپیوستگی در رفتار مصالح دانه‌یی را به طور دقیق تر با مدل‌سازی عددی بررسی کرد.

بر اساس تئوری جیگر، شکست در یک نمونه‌ی سنگ درزدار بر اساس زاویه‌ی اصطکاک و زاویه‌ی ناپیوستگی با محور تنش اصلی بیشینه و همچنین خصوصیات مقاومتی ماده‌سنگ می‌تواند به صورت لغزش بر روی ناپیوستگی یا شکست در ماده‌سنگ رخ دهد. به طوری که در بازه‌ی از زاویه‌ی قرارگیری ناپیوستگی، گسیختگی بر روی ترک رخ می‌دهد، که در زاویه‌ی ۴۵ درجه به علاوه‌ی نصف زاویه‌ی اصطکاک ترک، نمونه به میزان کمینه‌ی مقاومت خود می‌رسد.^[۲۰] این بازه در نمونه‌های مختلف متفاوت بوده و به عنوان مثال در نمونه‌های شیلی برخلاف روند کلی تئوری، بلاعده اثر زاویه‌ی قرارگیری ناپیوستگی مشهود است و عملأافت مقاومت نمونه در قیاس با مقاومت ماده‌سنگ، در کل بازه‌ی زاویه‌یی قرارگیری ناپیوستگی رخ می‌دهد.^[۲۱] در مدل‌سازی عددی صورت گرفته نیز نتایج به دست آمده مطابق شکل ۱۷ روند تقریباً مشابهی را نشان داده‌اند. به طوری که با آرایش زاویه‌ی ترک نسبت به محور قائم، مقاومت شکست کاهش یافته و با لحاظ بازشدنگی ناپیوستگی و عدم تماس دیواره‌های آن (زاویه‌ی اصطکاک صفر)، در زاویه‌ی قرارگیری ۴۵ درجه مقاومت توده به کمترین مقدار خود رسیده و مجدداً با آرایش زاویه‌ی ترک، با اختلافی در حدود ۵٪ بین زوایای ۲۵ و ۶۰ درجه آرایش یافته است. به طوری که در زاویه‌ی ترک افقی (ترک افقی) بیشترین مقدار مطابق حالت تئوری به دست آمده است. ضمناً لازم به ذکر است که تئوری جیگر برای یک توده‌سنگ پیوسته حاوی یک درز، تشریح و در صورت وجود دسته درزهای دیگر بر اساس اصل جمع آثار، روند کلی تغییرات مقاومت در مقابل زاویه‌ی قرارگیری ترک تغییر می‌یابند.^[۲۲] این موضوع در نتایج به دست آمده از مدل‌سازی‌های عددی نیز مشاهده شده است. به طوری که توده‌ی مدل‌سازی شده در پژوهش حاضر، حاوی مجموعه‌یی از دانه‌های منفصل ترک دار، حاوی دو دسته ناپیوستگی به صورت افقی و

جدول ۵. فاکتور شکست هاردين برای ترکدار و بدون ترک.

استوانه‌یی	استوانه‌یی	مکعبی	مکعبی	بدون ترک	بدون ترک	بدون ترک	بدون ترک
ترک دار	ترک دار	ترک دار	ترک دار	۳۳٪	۶۷٪	۱۰۰٪	۱۰۰٪
۲۶/۳	۲۶/۳	۲۶/۴	۲۶/۵	۲۶/۲	۲۶/۱	۲۷/۷	۲۷/۷
۲۴/۸							

عددی می‌تواند نتایج آزمایشگاهی شامل رفتار تشن - کرنش، انرژی اعمالی در واحد حجم مصالح و مقدار شکست را با دقت قابل قبولی پیش‌بینی کند. به طور کلی، نتایج به دست آمده را می‌توان به این صورت جمع‌بندی کرد:

- مدل عددی ارائه شده بر مبنای محاسبه‌ی تشن‌ها در هر یک از دانه‌ها و همچنین محاسبه‌ی میزان ضرایب شدت تشن لازم جهت رشد ترک موجود، تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایش‌های صورت گرفته بر روی مصالح دانه‌یی در شرایط محصورشده دارد (ضریب همبستگی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی مربوط به منحنی‌های تشن - کرنش و مقادیر فاکتور شکست، به ترتیب برابر است با ۹۵٪ و ۸۵٪) به طوری که با معادل قرار دادن ریزترک‌ها در یک چگالی مشخص با یک ترک مانکرو به صورت مجازی در مدل عددی و تعریف همزمان معادلات مربوط به معیار شکست دانه و رشد ترک، می‌توان اثر ترک در رفتار مکانیکی مصالح دانه‌یی را با دقت بالای لحاظ کرد.
- با توجه به توزیع تصادفی ناپیوستگی در مصالح دانه‌یی و عملکرد همزمان مودهای I و II در نوک ترک، استفاده از معیار رشد ترک با اعمال ترکیب آثار مودهای I و II، سبب واقعی ترشدن مدل‌سازی رفتار مصالح خواهد شد.
- با توجه به این‌که دانه‌ها در آرایش نامنظم و در هر بارگذاری، به صورت تصادفی در داخل محفظه قرار می‌گیرند، لذا به منظور بررسی توزیع یکسان دانه‌ها و مقایسه‌ی نتایج با یکدیگر، می‌توان توزیع نقاط تماس و نیز شیب و راستای قرارگیری ترک در دانه‌ها را کنترل و نسبت به این مسئله اطمینان حاصل کرد.
- با توجه به این‌که مکانیزم عملکرد دانه‌ها به صورت لغزش، دوران و شکست دانه‌هاست و منحنی تشن - کرنش و انرژی اعمالی به مصالح، آثار کلیه‌ی مکانیزم‌ها را در بر می‌گیرد، لذا بررسی فاکتور شکست به صورت مستقل، می‌تواند اطلاعات مفیدی را در خصوص تأثیر هر یک از مکانیزم‌ها به طور جداگانه به دست دهد.
- به دلیل کاهش مقاومت و وقوع شکست بیشتر در اثر وجود ترک، مقدار کرنش بیشینه در نمونه‌های مکعبی ترکدار ۱۷٪ و در نمونه‌های استوانه‌یی ترک دار ۶٪ بیشتر از مقدار نظری برای نمونه‌های بدون ترک به دست آمده است.
- به دلیل وقوع شکست بیشتر و افزایش کرنش ناشی از وجود ترک، مقدار انرژی اعمالی در واحد حجم برای نمونه‌های مکعبی ترکدار به طور متوسط ۲۱/۵٪ و برای نمونه‌های استوانه‌یی ترک دار ۱۶٪ بیشتر از مقادیر نظری برای نمونه‌های بدون ترک به دست آمده است.
- به دلیل کاهش مقاومت در نمونه‌های ترک دار، مقادیر فاکتور شکست هاردين در

و استوانه‌یی دانه‌ها، میزان کرنش رخداده به ازاء یک سطح ثابت تشن افزایش یافته است. یعنی شیب منحنی تشن - کرنش به تدریج کاهش یافته است. به طوری که در دانه‌های مکعبی، مقدار بیشینه‌ی کرنش تا سطح تشن ۵ مگاپاسکال در حدود ۱۰٪ و با افزایش سطح تشن، تا ۲۵٪ کرنش بیشتر شده است. در دانه‌های استوانه‌یی نیز همین روند مشاهده می‌شود. با این تفاوت که تا سطح تشن ۶ مگاپاسکال، مقادیر افزایش کرنش زیاد بوده و لیکن بعد از آن، اختلاف مذکور کمتر شده است. همان‌طور که قبل از کشیده شد، به دلیل تفاوت در مکانیزم شکست، اختلاف اشاره شده در دانه‌های استوانه‌یی و مکعبی مشاهده می‌شود. در دانه‌های استوانه‌یی، چون مکانیزم غالب شکست، دونیم شدگی است، لذا مقادیر به دست آمده از مدل‌سازی عددی با نتیجه‌ی آزمایشگاهی تطابق خوبی داشته است. در حالی که برای نمونه‌های مکعبی، چون مدل‌سازی شکست گوشه و لب پرسشگری صورت نگرفته است، لذا نتایج مدل عددی با نتیجه‌ی آزمایشگاهی در حدود ۱۵٪ اختلاف داشته است.

همان‌طور که در جدول ۵ مشاهده می‌شود، با افزایش سهم دانه‌های ترک دار مقدار فاکتور شکست برای هر دو شکل دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی افزایش یافته است. البته برای دانه‌های مکعبی، مقدار افزایش به دلیل عدم مدل‌سازی تامی مکانیزم‌های محتمل شکست، سیار کوچک بوده است (در حدود ۲٪ در حالی که برای دانه‌های استوانه‌یی، تأثیر ترک به وضوح مشاهده می‌شود (افزایش ۳٪ در فاکتور شکست). بنابراین می‌توان چنین نتیجه‌گرفت که در دانه‌های مکعبی، با افزایش سهم دانه‌ای ترک دار، انرژی اعمالی صرف لغزش و جابه‌جایی دانه‌ها می‌شود. در حالی که در دانه‌های استوانه‌یی، با افزایش سهم دانه‌ای ترک دار، انرژی صرف شکست دانه‌ها می‌شود. به طور کلی، منحنی‌های تشن - کرنش و شکست نمونه‌ها در حالت آرایش ترکیبی، همواره می‌تواندو حالت حدی کاملاً ترکدار و کاملاً بدون ترک تغییر می‌کند. لذا می‌توان به ازاء هر ترکیب دلخواه دیگری از دانه‌های ترکدار و بدون ترک، به ازاء یک تشن مشخص، مقدار فاکتور شکست و کرنش متناظر را در بازه‌ی مذکور تخمین زد.

۴. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، مدل‌سازی رفتار شکست مصالح دانه‌یی ترکدار و بدون ترک در دو شکل مکعبی و استوانه‌یی به عنوان نماینده‌ی دانه‌های ترک‌گوش و گردگوش، با استفاده از روش المان گسیسته صورت گرفته است. برای دانه‌های بدون ترک از معیار مقاومت کششی و برای دانه‌های ترک دار از ترکیب معیار مقاومت کششی و معیار چقمرمگی شکست دانه‌ها استفاده شده است. بعد از انجام بارگذاری فشاری تک محوری، نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایش‌های صورت گرفته با مدل‌سازی در شرایط یکسان مقایسه شدند. بعد از صحبت‌سنجی مدل‌سازی عددی، تأثیر راستای ناپیوستگی در رفتار مصالح دانه‌یی بررسی شده است. سپس مجموعه‌ی دانه‌های ترکدار و بدون ترک تحت تخلخل مشابه آزمایش‌های قبلی، در حالت آرایش ترکیبی مدل‌سازی شده و بارگذاری تا سطح نیروی ۳۰۰ کیلویی‌تن افزایش یافته است. مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که مدل‌سازی

- با بررسی تأثیر راستای ترک در رفتار مکانیکی مصالح، مشخص شد که با افزایش زاویه بین راستای نیروی برآیند و ترک، نیروی شکست کاهش یافته و در زاویه حدود ۴۵ درجه، به کمترین مقدار خود رسیده است (۱۷٪ مقدار میانگین، کاهش یافته است). سپس مجدداً به تدریج چهار افزایش شده و در زاویه ۹۰ درجه، نیروی شکست بیشینه به دست آمده است. در این حالت، به دلیل عدم بودن نیرو بر سطح ترک، عملاً وجود ترک تأثیری نخواهد داشت.
- با افزایش نسبت دانه های ترکدار در توده مصالح، شکست به تدریج افزایش یافته و شیب منحنی تنش - کرنش کاهش یافته است. به طور کلی، رفتار تنش - کرنش و شکست مصالح بین دو حالت حدی دانه های کاملاً سالم و کاملاً ترک دار تغییر می کند.

پانوشت ها

1. Robertson
2. McDowell & Harireche
3. Tapias
4. mersenne twister algorithm
5. Tapias

منابع (References)

1. Honkanadavar, N.P. and Sharma, K.G. "Testing and modeling the behavior of riverbed and blasted quarried rockfill materials", *Int. J. Geomech.*, **14**(6), 4014028 (2014)
2. Kranz, R.L. "Microcracks in rocks: A review", *Tectonophysics*, **100**(1-3), pp. 449-480 (1983).
3. Griffiths, L., Heap, M.J., Baud, P. and et al. "Quantification of microcrack characteristics and implications for stiffness and strength of granite", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **100**, pp. 138–150 (2017).
4. Zimmerman, R.W. "The effect of microcracks on the elastic moduli of brittle materials", *J. Mater. Sci. Lett.*, **4**(12), pp. 1457-1460 (1985).
5. Walsh, J.B. "The effect of cracks on the compressibility of rock", *J. Geophys. Res.*, **70** (2), pp. 381-389 (1965).
6. Budiansky, B. and O'connell, R.J. "Elastic moduli of a cracked solid", *Int. J. Solids Struct.*, **12**(2), pp. 81-97 (1976).
7. Alonso, E.E., Tapias, M. and Gili, J. "Scale effects in rockfill behavior" *Géotechnique Lett.*, **2**(3), pp. 155-160 (2012).
8. Feng, Y.T. and Owen, D.R.J. "Discrete element modelling of large scale particle systems—I: exact scaling laws", *Comput. Part. Mech.*, **1**(2), pp. 159-168 (2014).
9. Bolton, M.D., Nakata, Y. and Cheng, Y.P. "Micro and macro-mechanical behaviour of DEM crushable materials", *Géotechnique*, **58**(6), pp. 471-480 (2008).
10. Simmons, G., Richter, D. and Strens, R.G.J. "The physics and chemistry of minerals and rocks", *Microcracks in Rocks*, Wiley New York, pp. 105-137 (1976).
11. Nakata, Y., Hyde, A.F.L., Hyodo, M. and et al. "A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test", *Géotechnique*, **49**(5), pp. 567-583 (1999).
12. Ovalle, C., Frossard, E., Dano, C. and et al. "The effect of size on the strength of coarse rock aggregates and large rockfill samples through experimental data", *Acta Mech.*, **225**(8), pp. 2199-2216 (2014).
13. Frossard, E., Hu, W., Dano, C. and et al. "Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effects", *Géotechnique*, **62**(5), pp. 415-427 (2012).
14. Robertson, D. "Computer simulations of crushable aggregates", *PhD dissertation, University of Cambridge* (2000).
15. McDowell, G.R. and Harireche, O. "Discrete element modelling of soil particle fracture", *Geotechnique*, **52**(2), pp. 131-135 (2002).
16. Tapias, M., Alonso, E.E. and Gili, J. "A particle model for rockfill behaviour", *Géotechnique*, **65**(12), pp. 975-994 (2015).
17. Zhang, T., Zhang, C., Zou, J. and et al. "DEM exploration of the effect of particle shape on particle breakage in granular assemblies", *Comput. Geotech.*, **122**, 103542 (2020).
18. Holtz, R. and Kovacs, W. "An introduction to geotechnical engineering", *Englewood Cliffs: Prentice Hall* (1981).
19. Itasca Consulting Group, "PFC—particle flow code, Ver. 5.0. manual", *Minneapolis* (2015).
20. Ciantia, M.O., Arroyo, M., Calvetti, F. and et al. "An approach to enhance efficiency of DEM modelling of soils with crushable grains", *Géotechnique*, **65**(2), pp. 91-110 (2015).
21. De Bono, J.P., McDowell, G.R. and Wanatowski, D. "DEM of triaxial tests on crushable cemented sand", *Granul. Matter.*, **16**(4), pp. 563-572 (2014).

22. De Frias Lopez, R., Larsson, S. and Silfwerbrand, J. "A discrete element material model including particle degradation suitable for rockfill embankments", *Comput. Geotech.*, **115**, 103166 (2019).
23. Richard, P. and Cheyrez, M. "Composition of reactive powder concretes", *Cem. Concr. Res.*, **25**(7), pp. 1501-1511 (1995).
24. Cho, G.-C., Dodds, J. and Santamarina, C. "Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, **132**(5), pp. 591-602 (2006).
25. Lu, M. and McDowell, G.R. "The importance of modelling ballast particle shape in the discrete element method", *Granul. Matter.*, **9**(1), pp. 69-80 (2007).
26. Liu, G.-Y., Xu, W.J., Sun, Q.-C. and et al. "Study on the particle breakage of ballast based on a GPU accelerated discrete element method", *Geosci. Front.*, **11**(2), pp. 461-471 (2020).
27. McDowell, G.R. and Li, H. "Discrete element modelling of scaled railway ballast under triaxial conditions", *Granul. Matter.*, **18**(3), p. 10 (2016).
28. Lin, J., Bauer, E. and Wu, W. "A combined method to model grain crushing with DEM", *Geosci. Front.*, **11**(2), pp. 451-459 (2020).
29. O'Sullivan, C. "Particulate discrete element modelling: A geomechanics perspective", *Taylor & Francis* (2011).
30. Indraratna, B., Ionescu D. and Christie, H.D. "Shear behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, **124**(5), pp. 439-449 (1998).
31. Iwata, H. and Homma, T. "Distribution of coordination numbers in random packing of homogeneous spheres", *Powder Technol.*, **10**(1), pp. 79-83 (1974).
32. Matsumoto, M. and Nishimura, T. "Mersenne twister: A 623-dimensionally equidistributed uniform pseudo-random number generator", *ACM Trans. Model. Comput. Simul.*, **8**(1), pp. 3-30 (1998).
33. ASTM D7012 "Standard test method for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures", *West Conshohocken*, PA (2010).
34. ASTM C1444 "Standard Test method for measuring the angle of repose of free-flowing mold powders", *West Conshohocken*, PA (2005).
35. Salami, Y., Dano, C. and Hicher, P.Y. "An experimental study on the influence of the coordination number on grain crushing", *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, **23**(3) , pp. 432-448 (2017).
36. Gdoutos, E.E. "Fracture mechanics", *Springer Netherlands* (2005).
37. Treifi, M., Oyadiji, O.S. and Tsang, D.K.L. "Computations of modes I and II stress intensity factors of sharp notched plates under in-plane shear and bending loading by the fractal-like finite element method", *Int. J. Solids Struct.*, **45**(25), pp. 6468-6484 (2008).
38. Lim, I.L., Johnston, I.W., Choi, S.K. and et al. "Fracture testing of a soft rock with semi-circular specimens under three-point bending. Part 2—mixed-mode", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, **31**(3), pp. 199-212 (1994).
39. Hardin, B.O. "Crushing of soil particles", *J. Geotech. Eng.*, **111**(10), pp. 1177-1192 (1985).
40. Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. and Zimmerman, R. "Fundamentals of Rock Mechanics, 4th Edition", *Chapman and Hall*, London (1979).
41. Niandou, H., Shao, J.F., Henry, J.P. and et al. "Laboratory investigation of the mechanical behaviour of tourne-mire shale", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **34**(1), pp. 3-16 (1997).
42. Hudson, J.A. and Harrison, J.P. "Engineering rock mechanics, An introduction to the principles", *1st Edn*, pp. 141-148, Pergamon, Oxford, UK (1997).

ارزیابی آزمایشگاهی روند ایجاد آشفتگی جریان در دریچه‌ی کنترل تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد بر پایه‌ی نظریه‌ی کولموگروف

محمدحسین میرآبی *

احسان جباری (دانشیار)

طاهر رجایی (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فن

کیوان سیدی نیاکی (مدرس)

پژوهشکده‌ی مهندسی مکانیک، سازمان پژوهش‌های علمی و صنعتی ایران، تهران

مهمنگی عمده، (همه ۱۶۰) شماره ۱/۱، ص ۱۳۳-۱۴۳، پژوهشی (۱۳۹۰-۱۳۹۱)، دوری ۲-۳، شماره ۱/۱، ص ۱۳۳-۱۴۳، پژوهشی (۱۳۹۰-۱۳۹۱)،

در پژوهش حاضر، برآنکه دریچه‌ی نوسانی دریچه‌ی کنترل در مدل آزمایشگاهی تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد ارزیابی شده است. با استفاده از روش پردازش تصاویر جریان زیر دریچه‌ی کنترل و سری‌های زمانی، نوسان‌های میدان‌های سرعت و فشار استاتیکی، تولید، انتقال و استهلاک ادی‌های جریان آشفته بر پایه‌ی نظریه‌ی کولموگروف بررسی شده‌اند. نتایج پژوهش نشان می‌دهند که علل آشفتگی جریان به این شرح هستند: ۱) در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل، ادی‌های بزرگ خطوط جریان میانی و نیمه‌ی پایینی مجرای بالادست دریچه، ۲) در گشودگی ۰٪/۳ دریچه‌ی کنترل، ادی‌های بزرگ خطوط جریان نیمه‌ی پایینی مجرای بالادست دریچه، ۳) در گشودگی ۵۰٪ و ۷۰٪ درصد دریچه‌ی کنترل، ادی‌های بزرگ خطوط جریان نیمه‌ی بالایی مجرای بالادست دریچه، بر اساس نتایج اخیر در گشودگی‌های کتر دریچه‌ی کنترل، خطوط میانی و نیمه‌ی پایینی جریان مجرای بالادست و در گشودگی‌های پیشتر، خطوط نیمه‌ی بالایی جریان مجرای بالادست، بیشترین نقش را در تولید ادی‌های کولموگروف و ایجاد آشفتگی ایفا کرده‌اند. ادی‌های بزرگ مذکور با ابعادی در حدود ۷/۵ تا ۲۵ میلی‌متر، بسامدی در محدوده‌ی ۱/۰ تا ۲ هرتز دارند.

mh.mirabi@hotmail.com
ehsan.jabbari@gmail.com
taher.rajaee@yahoo.com
ksnaki@yahoo.com

وازگان کلیدی: تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد، جریان آشفته، ادی، کولموگروف، مدل آزمایشگاهی.

۱. مقدمه

موجود در جریان آشفته (ادی‌ها^۱) و توسعه‌ی نظریه‌ی آشیار انرژی^۲، مکانیزم تولید انتقال و استهلاک انرژی جنبشی آشفته‌ی جریان را توسعه داد. راجاراتنم و سوبرامانیا^۳ (۱۹۶۱)،^[۱] یک معادله‌ی عمومی را برای توضیح جریان عبوری آزاد از زیر دریچه‌ی کنترل قائم در کانال مستطیلی به دست آوردند و برای معادله‌ی مذکور، رابطه‌ی تکانه را در جریان زیر دریچه‌ی کنترل به کار گرفتند. راجاراتنم (۱۹۷۷)^[۲] با بررسی پروفیل‌های سطح آب در کانال‌های مستطیلی بعد از دریچه‌ی کنترل، دریافت که پروفیل‌های مذکور با یکدیگر مشابه هستند. این موضوع نشان می‌داد که ضریب همگرایی جریان، از مقادیر پیش‌بینی شده توسط مطالعات تئوری بزرگ‌ترند و این نمی‌تواند فقط از اثر لایه‌ی مرزی ناشی شود. راجاراتنم و هامفریز^۴ (۱۹۸۲)^[۳] نتایج آزمایشگاهی رفتار جریان در بالادست دریچه‌ی کنترل قائم هم عرض با کانال مستطیلی را ارزیابی کردند. مطالعات ایشان پیرامون هنستسه‌ی ادی‌های سطح جریان، نقص فشار در کف کانال، میدان سرعت در همگرایی پایین دست و یا جت خروجی

دریچه‌ی کنترل جریان در تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سدها، اهمیت زیادی دارد و در هنگام سیلاب، عملکرد مناسب آن برای تخلیه‌ی حجم مازاد مخزن سد حیاتی است. به دلیل سرعت زیاد و آشفتگی جریان، نوسان‌های فشار استاتیکی در زیر دریچه‌ی کنترل، باعث ایجاد برآنکه نوسانی در دریچه و بروز مشکلاتی در عملکرد مکانیکی آن می‌شوند. این مشکلات می‌توانند در درازمدت، سامانه‌ی حرکتی بخش‌های متحرك دریچه را تحت تأثیر قرار دهند. شناخت و ارزیابی چگونگی ایجاد نوسان‌های فشار استاتیکی جریان در زیر دریچه، کنترل و کاهش آثار آن را در دریچه موجب می‌شود. کولموگروف (۱۹۶۲)^[۱] ساختار جریان آشفته در رقوم بالای عدد رینولدز را ارزیابی کرد و با استناد به مطالعات ریچاردسون پیرامون ابعاد و اندازه‌ی ساختارهای چرخشی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۷/۱۴۰۰، اصلاحیه ۶/۹، ۱۴۰۰، پذیرش ۱۵/۹، ۱۴۰۰

DOI:10.24200/J30.2021.59129.3030

پژوهشکده‌ی مکانیک سازمان پژوهش‌های علمی و صنعتی ایران ساخته شد. مدل آزمایشگاهی مذکور از ۶ قسمت اصلی تشکیل شده است. قسمت اول، مخزن ۳۰۰ لیتری استاده به ارتفاع ۳ متر در بالادست از جنس فولاد، که هدهای مورد نیاز جریان را تأمین می‌کند. برای جلوگیری از ایجاد تلاطم سطح آب داخل مخزن هنگام ورود جریان، از دو فیلتر سنگی درشت‌دانه در مقابل ورودی مخزن استفاده شده است. در حقیقت، مخزن مذکور برای ایجاد شرایط واقعی مخزن سد اجرا شده است. قسمت دوم، مجرای جریان تحت فشار است، که در قسمت پایین دست مخزن استاده قرار دارد. مثلاً به طول ۱ متر و سطح مقطع آن مستطیلی و به ابعاد 0.3×0.23^m بوده است. دیوارهای بالا، پایین و یک سمت مجرای جنس HDPE 1° و سمت دیگر آن برای مشاهده الگوی جریان، از جنس پلکسی‌گلس 11 بوده است. جریان در قسمت ذکر شده، کاملاً تحت فشار است. قسمت سوم، مجموعه‌ی سیستم کنترل جریان مشتمل بر دریچه‌ی متحرك به همراه قاب ثابت آن است. دریچه‌ی متتحرك در داخل قاب، قابل حرکت با یک درجه‌ی آزادی در راستای قائم است. قاب ثابت دریچه از قسمت بالادست، به مجرای تحت فشار و از قسمت پایین دست، به مجرای آزاد متصل شده است. گستره‌ی بازشدنی دریچه از 10° الی 100° درصد و زاویه‌ی زیرین آن صفر درجه است. برای آب‌بند کردن دریچه، شیارهایی در طرفین و زیر قاب ثابت در نظر گرفته شده است. قسمت چهارم، مجرای تخلیه‌ی جریان با سطح آزاد است، که طول آن 3 متر و سطح مقطع آن مستطیلی و به ابعاد 0.45×0.3^m بوده است. دیوارهای بالا، پایین و یک سمت مجرای از جنس فولاد و سمت دیگر آن برای مشاهده الگوی جریان، از جنس پلکسی‌گلس است. جریان در این قسمت کاملاً آزاد و ترکیبی از آب و هواست. قسمت پنجم، مخزن 2000 لیتری افقی از جنس فولاد است، که در پایین دست قسمت مجرای آزاد قرار دارد و وظیفه‌ی آن جمع‌آوری جریان تخلیه شده از مجرای است. قسمت ششم، سامانه‌ی پمپاژ جریان است. لوله‌ی پلی‌اتیلن PN16 به قطر داخلی 200 میلی‌متر، جریان را از مخزن پایین دست به دهانه‌ی مکش پمپ هدایت می‌کند. این قسمت از دو بخش الکتروموتور القائی آسنکرون 12 و پمپ گریز از مرکز حلقه‌ی تخلیه شده است. شفت دورانی الکتروموتور و پمپ، توسط کوپلینگ 12 به یکدیگر متصل شده‌اند. پمپ گریز از مرکز حلقه‌ی می‌تواند در نقطه‌ی کاری با راندمان حدود 82% ، آب را با دبی حدود 100 لیتر بر ثانیه در هد 8 متر تحویل دهد. دبی پمپ در حالت تحویل آزاد 14 در حدود 150 لیتر بر ثانیه است. جنس بدنه‌ی پمپ از چدن و سرعت دورانی پروانه، 1450 دور بر دقیقه است. قوای محرکه‌ی پمپ گریز از الکتروموتور آسنکرون با توان شفت 15 کیلووات تأمین می‌شود. تغذیه‌ی الکتروکی الکتروموتور به صورت جریان سه‌فاز است. برای کنترل دبی، از ترکیب یک شیر پروانه‌ی و یک اینورتر درایو استفاده شده است. شیر پروانه‌ی در محل لوله را شناس پمپ قرار دارد و با توجه به میزان گشودگی، می‌تواند هدهای مختلفی را برای پمپ ایجاد کند. اینورتر درایو نیز با تغییر سرعت برق ورودی الکتروموتور آسنکرون، سرعت دورانی شفت را تغییر می‌دهد. برای این کار از اینورتر درایو IP5A مدل LS با توان 20 کیلووات استفاده شده است. در نهایت، لوله‌ی رانش پمپ گریز از مرکز، به کلکتور اتصال یافته و دو لوله‌ی فولادی با قطرهای 20 میلی‌متر به مخزن استاده‌ی بالادست متصل شده است، تا سیکل جریان کامل شود. در شکل‌های 1 الی 4 ، قسمت‌های مختلف تخلیه‌کننده‌ی تحتانی مشاهده می‌شوند.

صورت پذیرفته است. شکل و ناداشر 5 (۱۹۸۶)،^[۵] نوسان‌ها و نیروهای دینامیکی وارد بر دریچه‌های مستطیلی قائم در جریان روباز را بررسی کردند و دریافتند که در محدوده‌ی سرعت کم، نوسان‌های دریچه توسط اندرکنش دینامیکی بین رفتار کننده‌ی دریچه کنترل و لایه‌ی برتری ناپایدار زیر آن رخ می‌دهد. موتور 6 (۱۹۹۷)،^[۶] یک روش عددی برای حل جریان غیرلنج در زیر دریچه مسطوح ارائه کرد. مقایسه‌ی نتایج روش عددی با نتایج آزمایشگاهی، تطابق مناسبی برای پروفیل سطح آب و میدان‌های سرعت و فشار نشان می‌داد. وی همچنین اختلاف ضریب همگرایی جریان غیرلنج در حل عددی و نتایج آزمایشگاهی را ارزیابی کرد. روث و هگر 7 (۱۹۹۹)،^[۷] اثر لزجت و تنش سطحی را بررسی کردند و با به کارگیری قانون تشبیه فرود، گشودگی‌های کوچک دریچه کنترل، تابعی از عرض کانال در نظر گرفته شد. المان‌های ضدگرداب به کار رفت، 55% امواج ضربه‌یی را در مقایسه با حالت عادی کاهش دادند. تکاهشی و اووهتسو 8 (۲۰۱۷)،^[۸] نفوذ‌ها داخل پرش هیدرولیکی ایجاد شده در قسمت زیر دریچه کنترل، تابعی از عرض کانال و جریان فوق را به دو قسمت انتقال - انتشار و شکست تقسیک کردند و دریافتند که تمرکز هوا در قسمت شکست، تقریباً مستقل از شرایط ورودی توسعه‌ی لایه‌ی مرزی است. آنها همچنین مکانیزم هاده‌ی در پرش هیدرولیکی هردو قسمت را توضیح دادند. لی و همکاران 9 (۲۰۱۸)،^[۹] روش کاهش نوسان‌های ناشی از جریان در دریچه کنترل را دیال را برای بهره‌برداری نرمال و طولانی مدت ارزیابی کردند. ایشان یک صفحه‌ی مکمل در قسمت پایین سطح بالادست دریچه نصب و رفتار اندرکنش سیال و سازه را تحلیل کردند و دریافتند که شتاب نوسان‌ها به میزان 70% کاهش یافته است. میرآبی و منصوری 10 (۲۰۱۸)،^[۱۰] نشان دادند در جریان‌هایی با آشفتگی متغیر، مانند جت‌های مستعرق تحت تأثیر دیوار، مدل ریاضی آشفتگی تنش رینولدر در کنار معادلات ناویر استوکس آشفته، دقت بالایی از خود نشان می‌دهد. نتایج کار ایشان بیان‌گر آن بود که ترم کرنش فشاری و ترم استهلاک انرژی جنسی آشفته در معادله‌ی آشفتگی تنش رینولدر، به دقت پیش‌بینی‌ها افزایش می‌یابد. فلدر 9 و همکاران 11 (۲۰۱۹)،^[۱۱] توزیع و مشخصات جریان دوفازی آب - هوا را در طول تونل انتقال ارزیابی کردند و دریافتند که افزایش هاده‌ی جریان، با افزایش هد بالادست و سرعت جریان انجام می‌پذیرد. میرآبی و همکاران 12 (۲۰۲۰)،^[۱۲] با مطالعه‌ی رفتار سازه‌ی تاج و گلوگاه سرریز نیلوفری طی سه سناریوی مختلف، میزان تنش‌های ناشی از بارگذاری نوسانی جریان را بر پیکر سازه سرریز محسوسیه کردند و دریافتند که بحرانی ترین حالت، طی سناریوی شروع حرکت سیالاب بر روی تاج سرریز ایجاد می‌شود. در پژوهش حاضر، چگونگی ایجاد آشفتگی در جریان دریچه کنترل تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد ارزیابی شده است. برای نیل به این موضوع، مدل آزمایشگاهی تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد با مقطع مستطیلی ساخته شده است. به کمک پردازش تصاویر برداشت شده از جریان و سری‌های زمانی به دست آمده از حسن‌گرهای الکترونیکی میدان‌های سرعت و فشار استاتیکی، رفتار ادی‌های جریان زیر دریچه کنترل مطالعه شده است. نوسان‌های میدان فشار استاتیکی زیر دریچه کنترل و متعاقباً نوسان دریچه، متأثر از رفتار ادی‌های مذکور هستند. با تحلیل مکانیزم‌های تولید، انتقال و استهلاک ادی‌های جریان عبوری دریچه کنترل، از عوامل ایجاد آشفتگی مشخص شده‌اند.

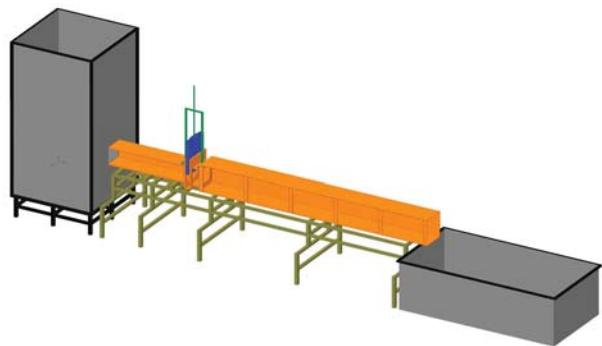
۱.۱. اندازه‌گیری پارامترهای جریان

برای اندازه‌گیری پارامترهای جریان در مدل آزمایشگاهی، حسن‌گرهایی استفاده شده

۲. مدل آزمایشگاهی

مدل آزمایشگاهی تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد، مجهر به دریچه کنترل جریان، در

است که بزرگی و نوسانهای فشار استاتیکی و سرعت جریان را اندازه می‌گیرند. اندازه‌گیری‌ها در مجرای تحت فشار، قسمت‌های مختلف دریچه‌ی کنترل جریان، قاب ثابت دریچه‌ی کنترل و مجرای جریان با سطح آزاد انجام شده است. ۱۰ مانومتر در قسمت مجرای تحت فشار ۱۲ مانومتر در بخش متحرک قسمت دریچه‌ی کنترل و ۶ مانومتر در فریم ثابت قسمت دریچه‌ی کنترل، فشار استاتیکی جریان را اندازه‌گیری می‌کنند. مانومترهای بخش متحرک قسمت دریچه‌ی کنترل، در زیر و کنار آن توزیع شده‌اند. برای اندازه‌گیری سرعت جریان از دستگاه ADV ۱۵ و مانومتر فشار دینامیکی استفاده شده است. داده‌های فشار استاتیکی و دینامیک جریان به کمک حسگر فشار Omega و حسگرهای پیزوالکتریک ۱۶ اندازه‌گیری می‌شوند. داده‌های ذکر شده توسط اسیلوسکوپ Tektronix TDS ۲۰۱۲ جمع‌آوری شده و به کارت پیمان‌نامه مدباس^{۱۷}، به رایانه منتقل شده است. در شکل ۵، تصاویر دستگاه‌های اندازه‌گیری استفاده شده مشاهده می‌شوند. برای اطمینان از صحت اندازه‌گیری دستگاه‌های به کار رفته برای انجام آزمایش‌ها، گواهی کالیبراسیون آنها قبل از مؤسیسات دارای صلاحیت ارائه گواهینامه کالیبراسیون اخذ شده است. آزمایش‌ها براساس ترکیبی از هدهای مختلف مخزن بالادست و درصد گشودگی دریچه‌ی کنترل انجام شده‌اند. اندازه‌گیری دبی‌ها با سه روش حجمی، محسوبه‌ی پروفیل سرعت جریان و منحنی‌های فشار استاتیکی - دبی پمپ گریز از مرکز انجام می‌شود. برای افزایش دقت در اندازه‌گیری دبی‌ها، از هر سه روش استفاده شده است. پس از اندازه‌گیری هر دبی، سری زمانی فشار استاتیکی و سرعت نوسانی قسمت‌های



شکل ۱. شکل شماتیک سه‌بعدی از کل مجموعه‌ی مدل آزمایشگاهی.



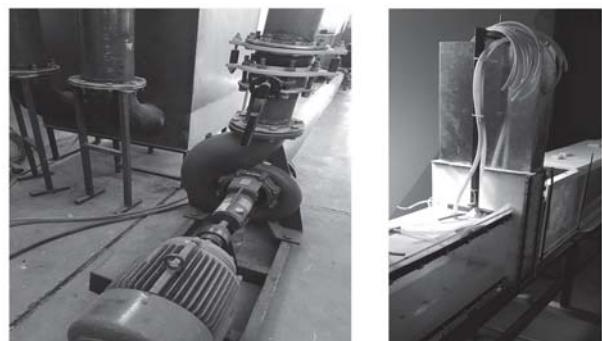
شکل ۲. نمای قسمت‌های مخزن بالادست، مجرای تحت فشار، دریچه‌ی کنترل و مجرای جریان آزاد.



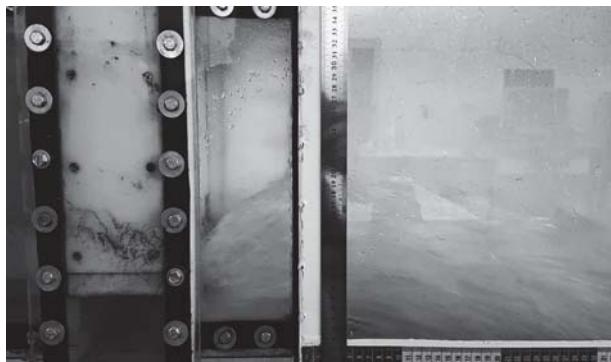
شکل ۵. دستگاه اسیلوسکوپ Tektronix (بالا)، حسگر ADV (پایین سمت راست) و حسگر فشار (پایین، سمت چپ).



شکل ۳. نمای قسمت‌های مجرای تحت فشار، دریچه‌ی کنترل، مجرای جریان آزاد و مخزن پایین دست.



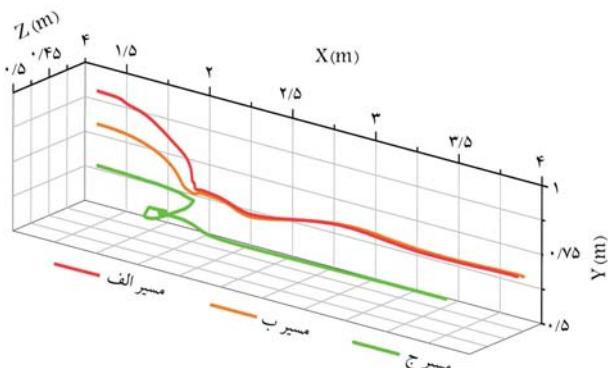
شکل ۴. نمای قسمت‌های دریچه‌ی کنترل به همراه هاوزینگ دریچه (شکل راست) و مجموعه‌ی الکتروموتور آسنکرون جفت شده به شفت دورانی پمپ گریز از مرکز و تجهیزات جانبی آن (شکل چپ).



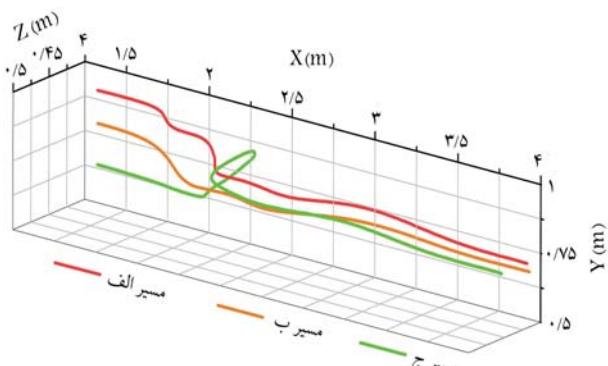
شکل ۶. نمونه‌ی الگوی متلاطم جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل در گشودگی 30% .



شکل ۷. نمای فوقانی شکل ۶ از وضعیت تلاطم جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل.



شکل ۸. مسیر خطوط جریان در گشودگی 10% دریچه‌ی کنترل.



شکل ۹. مسیر خطوط جریان در گشودگی 30% دریچه‌ی کنترل.

مدل آزمایشگاهی تخلیه‌کننده‌ی تحتانی، برداشت و ارزیابی شده است. ۲۸ آزمایش مختلف، از دبی ۱۲ لیتر بر ثانیه در گشودگی 10% و هد ۳۶ سانتی‌متر مخزن تا دبی ۱۲۲ لیتر بر ثانیه در گشودگی 70% و هد ۹۰ سانتی‌متر مخزن انجام شده است. گستره‌ی دبی‌ها، سرعت‌های مختلفی را برای جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل ایجاد می‌کند. این کار باعث می‌شود که آشفتگی‌های تولید شده در زیر دریچه، با سرعت‌های مختلفی از جریان ایجاد شوند. برای یافتن سیر حرکت قسمت‌های مختلف جریان، از یک جسم کروی به قطر حدود ۵ میلی‌متر استفاده شده است. چگالی جسم کروی در مقابل حرکت، پیمایش آن می‌تواند معرف خطوط سیر جریان باشد. با رهاسازی جسم کروی از نقاط مختلف ورودی مجرای تحت فشار خطوط سیر جریان مشخص می‌شود. مسیر پیمایش جسم کروی توسط دوربین با سرعت و کیفیت عکس‌برداری بالا برداشت می‌شود. با توجه به مدرج سازی طولی، عرضی و ارتفاعی در قسمت‌های مختلف مدل آزمایشگاهی تخلیه‌کننده‌ی تحتانی، فاصله‌ی عمودی دوربین، زاویه‌ی دید و پردازش تصویر عکس‌های برداشت شده، مختصات نقاط مسیر به دست می‌آیند. با تکرار این کار و جابه‌جایی دوربین می‌توان مختصات سایر نقاط پیموده شده توسط جسم کروی را به دست آورد. سپس میدان فشار استاتیکی و میدان‌های سرعت در نقاط مختلف مسیر پیمایش جریان با استفاده از حسگرهای اشاره شده، در قالب سری زمانی اندازه‌گیری می‌شوند. بنابراین، تمامی پارامترهای مورد نیاز تحلیل آشفتگی جریان به دست می‌آیند.

۳. تحلیل نتایج

جریان گذرنده از زیر دریچه‌ی کنترل تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد، همواره تحت بارگذاری نوسانی ناشی از آشفتگی جریان است. برای درک بهتر رفتار آشفتگی جریان در هنگام عبور از زیر دریچه‌ی کنترل، باید مسیر حرکت و وضعیت نوسان‌های میدان‌های فشار و سرعت جریان ارزیابی شوند. در گشودگی‌های مختلف دریچه، آشفتگی و تلاطم جریان گذرنده از زیر آن قابل مشاهده است. در شکل‌های ۶ و ۷، نمونه‌ی جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل در گشودگی 30% مشاهده می‌شوند. با توجه به شکل‌های ۶ و ۷، عبور جریان آشفتگی از زیر دریچه‌ی کنترل، باعث بارگذاری نوسانی با آهنگ نامنظم بر آن می‌شود. مقدار بزرگ و بسامد نوسان‌ها در میدان فشار استاتیکی، با گشودگی‌های مختلف دریچه تغییر می‌کند. بنابراین استفاده از دریچه‌ی کنترل در گشودگی‌های مختلف دریچه، لازم مشکلاتی را برای دریچه‌ی کنترل ایجاد می‌کند. برای کاهش نوسان‌های دریچه، لازم است عامل بارگذاری نوسانی آن به درستی شناخته شود. در صورتی که نوسان‌های میدان فشار استاتیکی در مجاورت دریچه‌ی کنترل کاهش یابند، میدان بارگذاری نوسانی بر دریچه کاهش می‌یابد و نوسان‌های آن کم می‌شوند. مسیر حرکت جریان از زیر دریچه‌ی کنترل، یکی از پارامترهای مهم در شناخت عوامل ایجادکننده‌ی نوسان است. بر پایه‌ی نظریه‌ی کولمودگروف، جریان در طی مسیر ذکر شده، تکانه خود را با دیواره‌ی جامد دریچه‌ی کنترل تبادل می‌کند و با تغییرات نسبتاً سریع میدان سرعت، نوسان‌های میدان فشار استاتیکی پدیدار می‌شوند. در شکل‌های ۸ الی ۱۱، خطوط سیر جریان در سه مسیر انتخابی مختلف، که طی ۴ گشودگی 10% ، 30% ، 50% و 70% درصد به دست آمداند، مشاهده می‌شوند. سه مسیر نشان داده شده در شکل‌ها، نمونی از چندین مسیر عکس‌برداری شده هستند، که آشفتگی نسبی متناسبی را برای نمایش و ارزیابی از خود نشان

تعییب میدان سرعت مسیر حرکت جریان، نوسان‌های مکانی سریع رؤیت می‌شود. پس از اندازه‌گیری سرعت در سه جهت محور مختصات، سری‌های زمانی به دست می‌آیند. با استفاده از سری‌های زمانی، تولید، استهلاک و خالص انرژی آشفته جریان محاسبه می‌شوند. برای محاسبه پارامترهای آشفتگی جریان، روابط ۱ تا ۵ استفاده می‌شوند:^[۱۳]

$$\bar{F}_T(x) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{t_1}^{t_1+T} f(x, t) dt \quad (1)$$

$$u = \bar{U} + u' \quad (2)$$

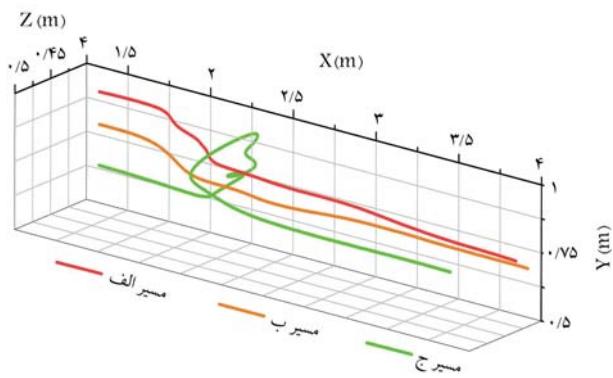
$$P_{ij} = - \left(\rho \bar{u}'_j \bar{u}'_k \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_k} + \rho \bar{u}'_i \bar{u}'_k \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_k} \right) \quad (3)$$

$$\rho \varepsilon_{ij} = \mu \left[\left(\frac{\partial \bar{u}'_i}{\partial x_k} + \frac{\partial \bar{u}'_k}{\partial x_i} \right) \frac{\partial \bar{u}'_j}{\partial x_k} + \left(\frac{\partial \bar{u}'_j}{\partial x_k} + \frac{\partial \bar{u}'_k}{\partial x_j} \right) \frac{\partial \bar{u}'_i}{\partial x_k} \right] \quad (4)$$

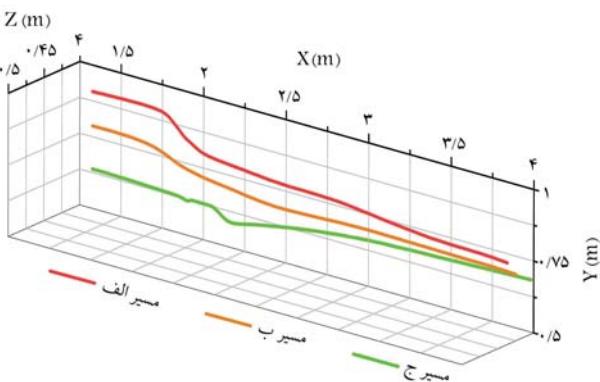
$$k = \frac{1}{2} \bar{u}'_i \bar{u}'_i \quad (5)$$

که در آنها، $f(x, t)$ میدان جریان، $\bar{F}_T(x)$ میدان جریان متوسطگیری شده در بازه‌ی زمانی T توسط رابطه‌ی رینولدز، u' قسمت نوسانی میدان سرعت، U غیرنوسانی میدان سرعت، u میدان سرعت لحظه‌ی جریان z_i مؤلفه‌های تولید انرژی جنبشی آشفته، $z_i \varepsilon$ مؤلفه‌های استهلاک انرژی جنبشی آشفته و k انرژی جنبشی آشفته هستند. روابط اخیر از مهم‌ترین روابط ارزیابی وضعیت آشفتگی جریان هستند. روابط ۱ و ۲، روش متوسطگیری رینولدز برای معادله‌های انتقال نکانه و آشفتگی هستند. روابط ۳ و ۴، به ترتیب بیان‌گر تولید و استهلاک انرژی جنبشی آشفته از طریق گرادیان‌های میدان سرعت نوسانی جریان هستند. انرژی جنبشی آشفته حاصل از رابطه‌ی ۵ نیاز اثر تبدیل دو رابطه‌ی ۱ و ۲ بر روی میدان سرعت نوسانی حاصل می‌شود. این تبدیل منجر به ایجاد تانسور تنش آشفته جریان می‌شود. همان‌طور که مشخص است، پارامتر اساسی برای یافتن متغیرهای مورد نظر میدان سرعت لحظه‌ی جریان است. در شکل‌های ۱۲ تا ۱۷، نتایج حاصل از پارامترهای آشفتگی و میدان سرعت در سه راستای محور مختصات در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل مشاهده می‌شوند.

محور افقی شکل‌های ۱۲ تا ۱۷، معرف خط سیر حرکت جریان در هر یک از مسیرهای شکل ۸ است. متراز ۵/۰ در شکل‌های اخیر، لبه‌ی بالادست دریچه‌ی کنترل است. تولید و استهلاک انرژی جنبشی آشفته در مترازین ۵/۰ تا ۱ در مسیر ج بیشترین مقدار را داشته است. با توجه به شکل ۸، مسیر ج، خط سیر انحرافی از مسیر مستقیم دارد. این موضوع نشان‌دهنده‌ی آن است که بر پایه‌ی نظریه‌ی کولومگروف، تولید و استهلاک انرژی جنبشی در مسیر ج، تمايل به ایجاد ادی‌های بزرگ و اپاشی آنها به اندازه‌های کوچک‌تر و نابودی آنها در قسمت زیرین دریچه‌ی کنترل دارد. وضعیت موجود انرژی جنبشی آشفته در طول خط سیر جریان، گواه مطلب مذکور است. در متراز ۷/۵، میزان انرژی جنبشی آشفته به صورت ناگهانی افزایش یافته و پس از اوج گیری در متراز ۸/۵، به صورت ناگهانی دچار افت شده است. این محدوده، در فاصله‌ی ۱۵٪ متری از پایین دست دریچه‌ی کنترل قرار دارد. ادی‌های بزرگ با انرژی بالاتر کولومگروف، توانایی بیشتری در ایجاد نوسان‌ها با دامنه‌ی بزرگ‌تر و سامد کمتر دارند.^[۱۴] لذا میدان سرعت در سه راستای مختصات، دست خوش تغییرات ناگهانی مکانی می‌شوند. تغییرات بزرگ‌تر توسط ادی‌های بزرگ‌تر با انرژی بالاتر ایجاد می‌شود و تغییرات کوچک‌تر توسط ادی‌های کوچک‌تر انجام می‌پذیرد. با توجه به شکل‌های ۱۲ تا ۱۴، مسیر ج در محدوده‌ی تقریبی متراز ۵٪ و ۶٪ واقع در زیر دریچه‌ی کنترل، بیشترین سهم در تولید ادی‌ها را

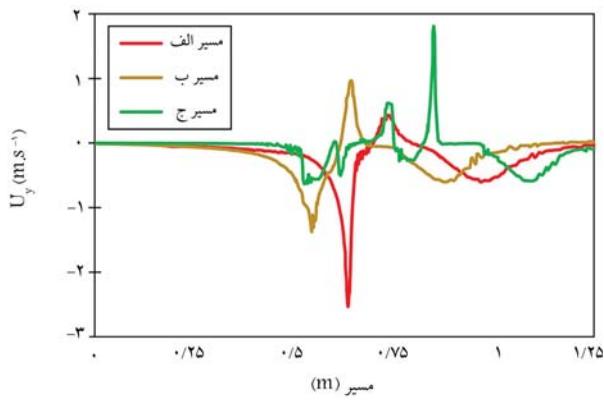


شکل ۱۰. مسیر خطوط جریان در گشودگی ۵٪ دریچه‌ی کنترل.

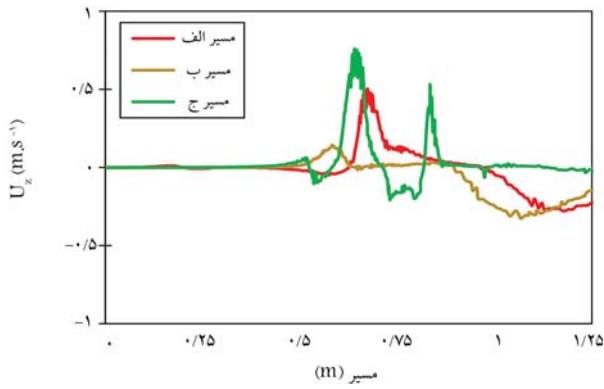


شکل ۱۱. مسیر خطوط جریان در گشودگی ۷٪ دریچه‌ی کنترل.

داده‌اند. نقطه‌ی صفر مختصات راستای X ، منطبق بر دهانه‌ی ورودی مجرای تحت فشار است. دیواره‌ی بالادست دریچه‌ی کنترل در متراز ۲/۰ و دیواره‌ی پایین دست آن در متراز ۱/۱ راستای X قرار دارد. در متراز بزرگ تراز ۲/۲۳ راستای X ، ابتدای مجرای جریان آزاد قرار گرفته است. با توجه به شکل‌های اشاره شده، مسیرهای حرکت جریان در هنگام رسیدن به دریچه‌ی کنترل، عمدتاً در راستای منفی محور Y حرکت می‌کنند. در برخی از مسیرهای دلیل وجود جریان‌های ثانویه‌ی قوی ناشی از گرادیان‌های فشار استاتیکی آشفته، جابه‌جایی در راستای محور Z نیز مشاهده می‌شود. هر شکل شامل سه مسیر با میادی مختصاتی مختلف است. این میادی مختصاتی در تمامی شکل‌ها یکسان هستند. اما با توجه به گشودگی‌های مختلف دریچه‌ی کنترل، مسیر حرکت آنها در مقایسه با سایر گشودگی‌ها متفاوت است. نوسان‌ها در دریچه‌ی کنترل، هنگامی رخ می‌دهند که در هر مسیر حرکت جریان، نوسان‌های سریع مکانی میدان سرعت در هر سه جهت مختصاتی، فشار استاتیکی آن محدوده را به نوسان و ادارد. هر چه تغییرات میدان سرعت در بازه‌ی پیامیش کوتاه‌تر، تغییرات بزرگ‌تری داشته باشد، میزان تغییرات میدان سرعت دریچه‌ی کنترل، مستلزم خواهد بود. بنابراین تبدیل تکانه‌ی متغیر جریان با دیواره‌ی دریچه‌ی کنترل، مطابق وجود آشفتگی در جریان و تغییرات مکانی سریع در میدان سرعت است. مطابق شکل‌های ۸ تا ۱۱ مشخص است که مسیر ج، بیشترین تأثیر را از جریان‌های ثانویه‌ی آشفته پذیرفته و پدیده‌ی اخیر در گشودگی‌های مختلف دریچه قابل رؤیت است. اما مسیرهای a و b ، کمتر تحت تأثیر جریان‌های ثانویه هستند. این احتمال وجود دارد که تغییرات سریع در میدان سرعت مسیرهای مذکور در راستای محور X ، نوسان‌هایی را در میدان فشار استاتیکی محلی ایجاد کنند. در این صورت، انحراف‌های سیر حرکت جریان در مجاورت دریچه‌ی کنترل اتفاق نمی‌افتد، اما در

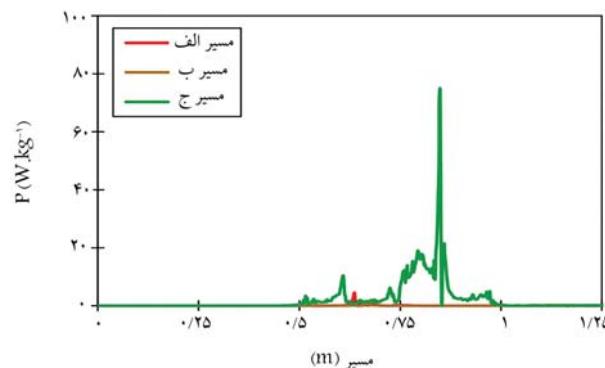


شکل ۱۶. میدان سرعت راستای Y در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.

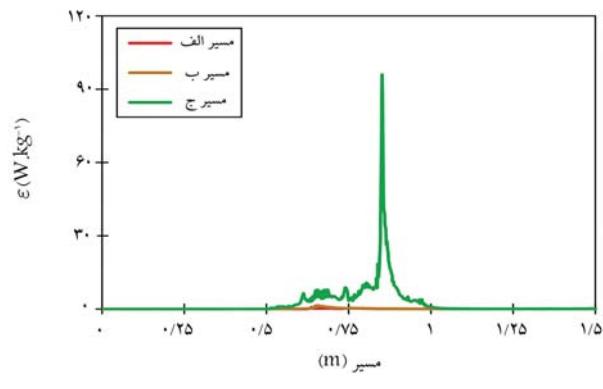


شکل ۱۷. میدان سرعت راستای Z در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.

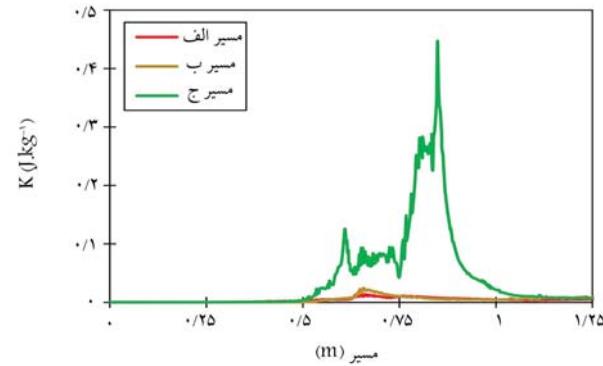
دارد. در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود که مسیر ب، پس از رسیدن به زیر دریچه‌ی کنترل، دچار تغییرات ناگهانی مکانی سرعت در راستای X می‌شود. مسیر الف، در فاصله‌یی از پایین دست دریچه، تغییرات ناگهانی سرعت در راستای X را در مسیر تجربه می‌کند. مسیر ج نیز در لبه‌ی بالادست دریچه دچار جایه‌جایی بردار سرعت در راستای X می‌شود. مسیر ج، نیز در ادامه پس از ازگذشتن از پایین دست دریچه‌ی کنترل دچار تغییرات ناگهانی بزرگ‌تری در سرعت شده است؛ اما با توجه به این که پدیده‌ی ذکر شده در فاصله‌یی دورتر از دریچه رخ داده است، آثار نوسان کم رنگ‌تر بوده است. تغییرات ناگهانی مکانی سرعت، نوسان‌های میدان فشار استاتیکی را موجب شده است، بنابراین نوسان‌های میدان فشار در قالب بارگذاری نوسانی بر دریچه اعمال شده و آن را به نوسان وا داشته است. لذا در راستای X مسیرهای ب و ج بیشترین اثر را در ایجاد نوسان‌های میدان فشار استاتیکی را بر عهده دارند. در شکل ۱۶، وضعیت تغییرات ناگهانی مکانی سرعت در راستای Y مشاهده می‌شود، که مطابق آن، سرعت در راستای Y در محدوده‌ی دریچه‌ی کنترل به دو مسیر ب و ج محدود می‌شود. مسیر ب، در مقایسه با مسیر ج، تغییرات بیشتری را در بزرگی سرعت ایجاد کرده است. در شکل ۱۷، نیز تغییرات سرعت در راستای Z مشاهده می‌شود. در مسیر ج، در لبه‌ی پایین دست زیرین دریچه‌ی کنترل، بیشترین تغییرات ناگهانی مکانی سرعت ایجاد شده است. دو مسیر دیگر، یکی از لحاظ بزرگی و دیگری از لحاظ محل تغییرات، نوسان‌های قابل توجهی را در زیر دریچه ایجاد نکرده‌اند. بنابراین می‌توان گفت که در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل، به ترتیب نوسان‌های سرعت در راستای X مسیرهای ج و ب، نوسان‌های سرعت در راستای Y مسیر ب و نوسان‌ها در راستای Z مسیر ج، عوامل مؤثر در ایجاد نوسان‌های میدان فشار استاتیکی جریان دریچه هستند. مسیرهای ب و ج، در حقیقت خطوط سیر نیمه‌ی



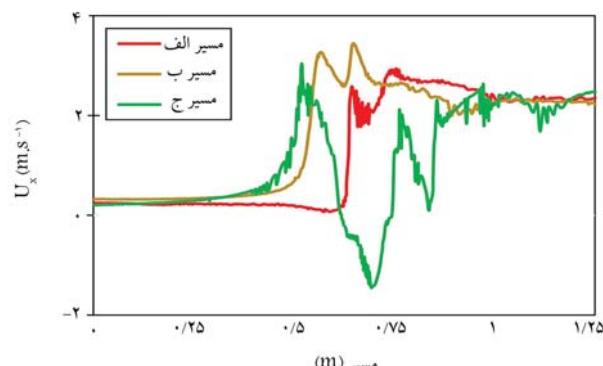
شکل ۱۲. مجموع مؤلفه‌های تولید انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



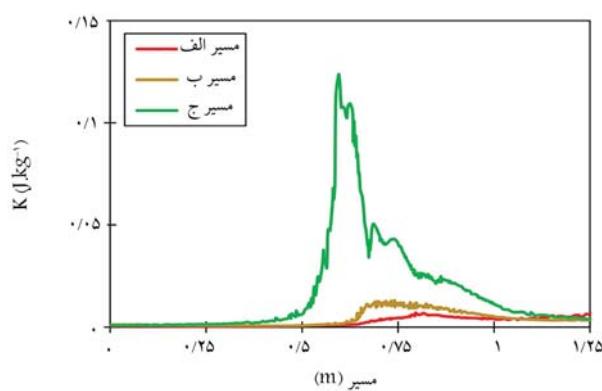
شکل ۱۳. مجموع مؤلفه‌های استهلاک انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



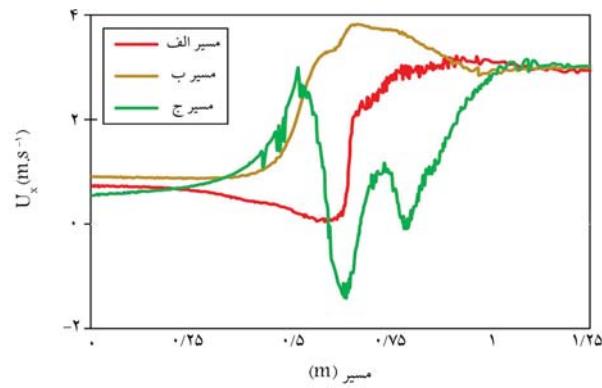
شکل ۱۴. انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



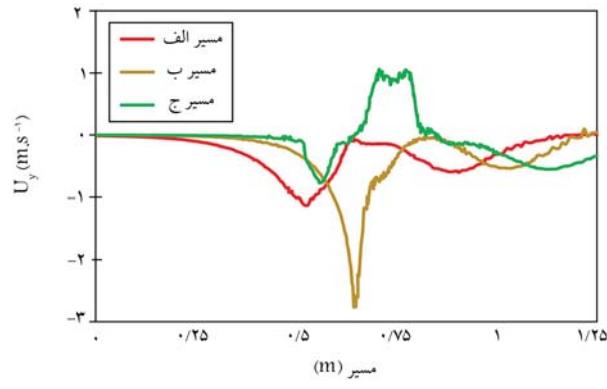
شکل ۱۵. میدان سرعت راستای X در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



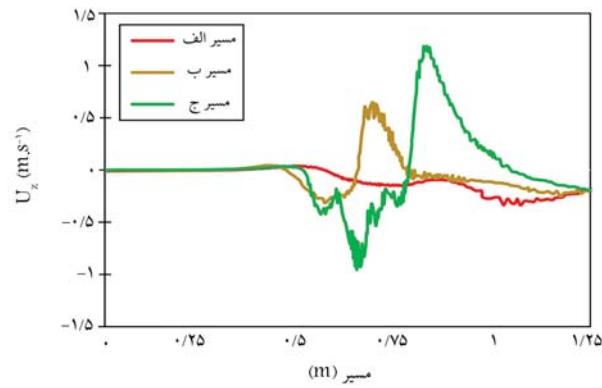
شکل ۲۰. انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.



شکل ۲۱. میدان سرعت راستای X در گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.

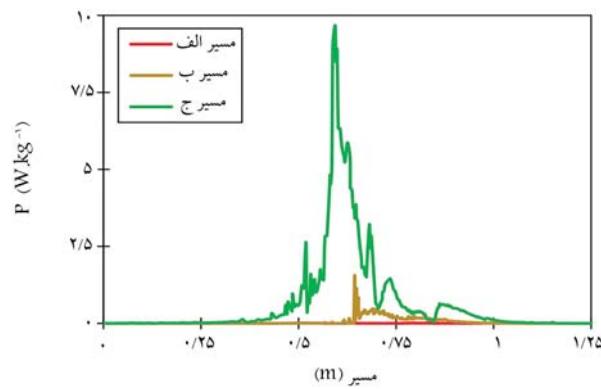


شکل ۲۲. میدان سرعت راستای Y در گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.

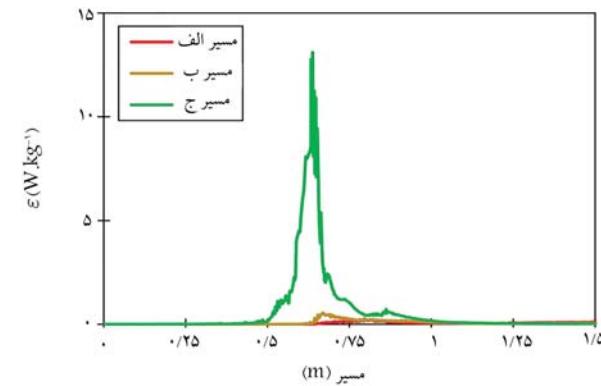


شکل ۲۳. میدان سرعت راستای Z در گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.

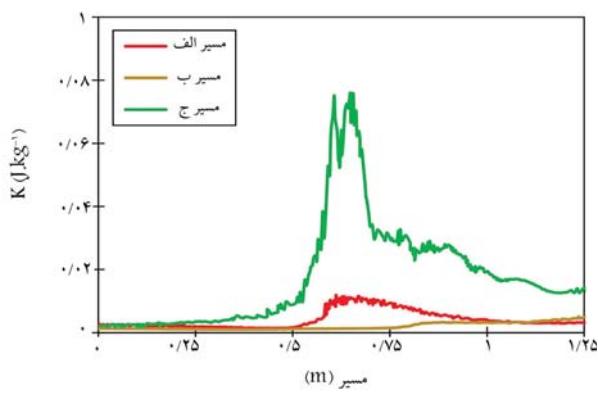
پایینی جریان گذرنده از مجرای تحت فشار هستند. در شکل‌های ۱۸ الی ۲۳، تابع اخیر برای گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل مشاهده می‌شود. همان‌گونه که مشخص است، در گشودگی ۳۰٪، میزان تولید و استهلاک انرژی جنبشی آشفته در محدوده‌ی زیر دریچه‌ی کنترل، تقریباً با گشودگی ۱۰٪ برابر است؛ اما در قسمت پایین دست دریچه‌ی کنترل، کاهش قابل ملاحظه‌ی دارد. این امر ناشی از کاهش توانایی ایجاد لایه‌های برشی با گرادیان‌های بزرگ است. لذا بزرگی تولید و استهلاک انرژی جنبشی در گشودگی‌های کمتر، قابل انتظار است. با توجه به شکل‌های ۱۸ الی ۲۰، محل بیشینه‌ی نمودار، در محدوده‌ی لبه‌ی پایین دست زیرین دریچه‌ی کنترل قرار دارد. همانند گشودگی ۱۰٪، مسیر ج بیشترین توانایی در ایجاد انرژی جنبشی آشفته و تولید ادی‌های در اندازه‌های گوناگون دارد. با توجه به شکل ۱۹، زیر دریچه‌ی کنترل، محلی است که حضور ادی‌های پررنگ تراست و آنها فقط سرعت در راستای X، مسیر ج را وادار به تغییرات ناگهانی مکانی در زیر دریچه می‌کنند. سایر خطوط سیر، تغییرات ناگهانی مکانی را در زیر دریچه موجب نمی‌شوند. تغییرات آنها در فواصل دورتر از پایین دست دریچه است. سرعت در راستای Y، فقط در مسیر ج، تغییرات ناگهانی مکانی دارد. مسیرهای الف و ب به ترتیب، تغییرات با شیب کم و تغییرات فاصله‌دار با دریچه دارند. سرعت در راستای Z بیز در مسیر ج، تغییرات ناگهانی سرعت با بزرگی کمتری را تجربه می‌کند. تغییرات ناگهانی مکانی دو مسیر دیگر (الف و ب)، با فاصله از پایین دست دریچه‌ی کنترل رخ داده است. بنابراین در گشودگی ۳۰٪، سهم مسیر ج در ایجاد نوسان‌های میدان فشار استاتیکی در زیر دریچه، نسبت به سایر مسیرها بیشتر است. مسیرهای الف و ب با



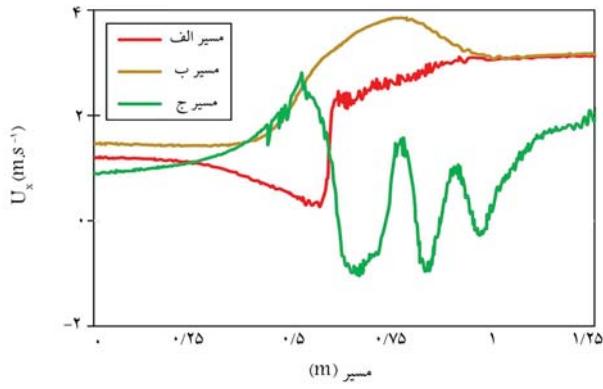
شکل ۱۸. مجموع مؤلفه‌های تولید انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.



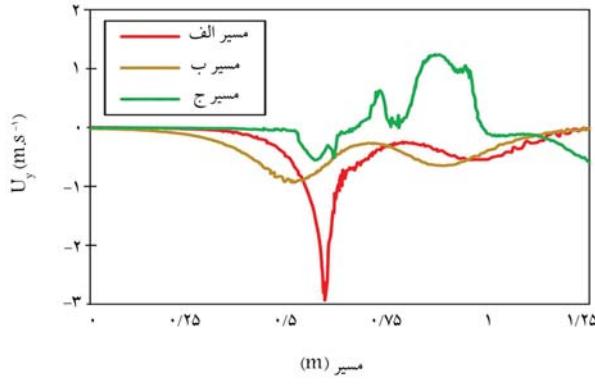
شکل ۱۹. مجموع مؤلفه‌های استهلاک انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.



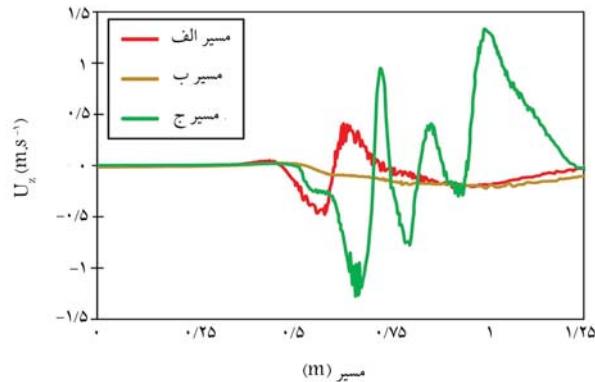
شکل ۲۶. انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.



شکل ۲۷. میدان سرعت در راستای X در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.

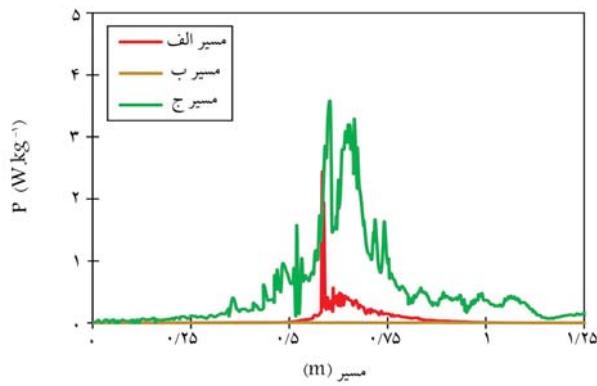


شکل ۲۸. میدان سرعت در راستای Y در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.

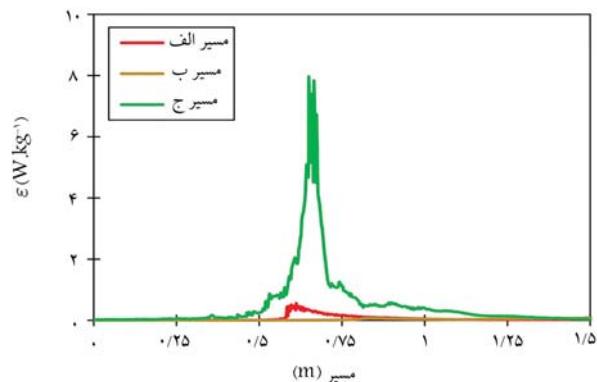


شکل ۲۹. میدان سرعت در راستای Z در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.

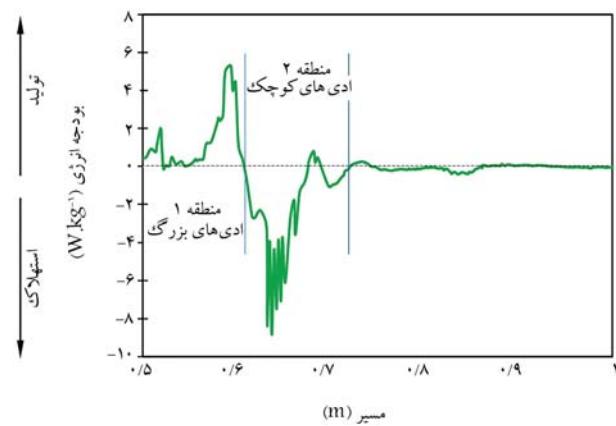
داشتن فاصله از محل دریچه‌ی کنترل، میدان فشار را نوسانی می‌کنند. نوسان‌های اخیر با توجه به داشتن فاصله از دریچه، آثار چشمگیری ندارند. در شکل‌های ۲۴، ۲۹، نتایج میدان سرعت برای گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل مشاهده می‌شوند. نرخ تولید و استهلاک انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل، در مقایسه با گشودگی‌های قبلی کاهش یافته است. اما در مسیر الف، تولید انرژی جنبشی آشفته، افزایش یافته است، که می‌توان آن را در شکل ۲۶، در متراز سیر خط جریان برابر مشاهده کرد. به همین جهت انتظار می‌رود در یکی از راستاهای میدان سرعت مسیر الف، تغییرات ناگهانی مکانی در زیر دریچه مشاهده شود. با توجه به شکل ۲۷، تغییرات ناگهانی مکانی سرعت در راستای X، در هر دو مسیر ج و الف مشاهده می‌شود. اما به صورت نسبی، بزرگ‌ترین تغییرات در مسیر ج بیشتر است. سرعت در راستای Y نیز در مسیر الف، دارای بزرگ‌ترین تغییرات ناگهانی مکانی است، که در لبه پایین دست زیرین دریچه رخ داده است. بنا براین با توجه به شکل ۲۶، در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل، مقدار بودجه‌ی لازم برای تولید انرژی جنبشی آشفته در مسیر الف وجود دارد، و این موضوع باعث می‌شود که بر پایه‌ی نظریه‌ی کولمگروف، مکانیزم‌های انتقال ادی‌های از مسیرهای دیگر کمتر باشد. به همین علت در تمامی راستاهای میدان سرعت، مسیر الف تغییرات ناگهانی مکانی را تجربه می‌کند. این پدیده در شکل ۲۹ نیز مشخص است. سرعت در راستای Z نیز برای مسیرهای الف و ج، تغییرات ناگهانی دارد، که مطابق شکل ۱۰، برای مسیر الف در مجاورت لبه پایین دست زیرین دریچه و برای مسیر ج با فاصله از پایین دست دریچه رخ داده است. با استناد به توضیحات اخیر، مسیر الف در



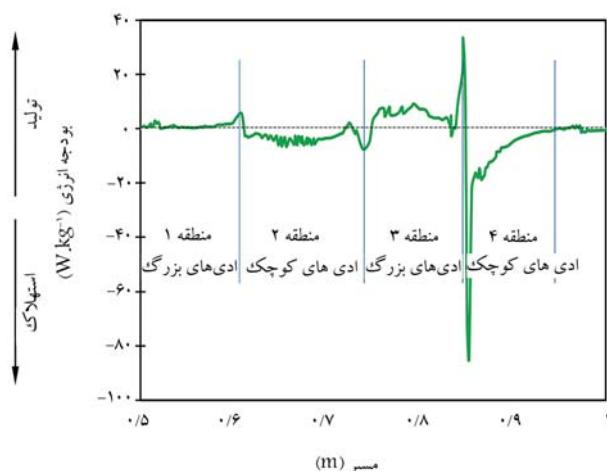
شکل ۲۴. مجموع مؤلفه‌های تولید انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.



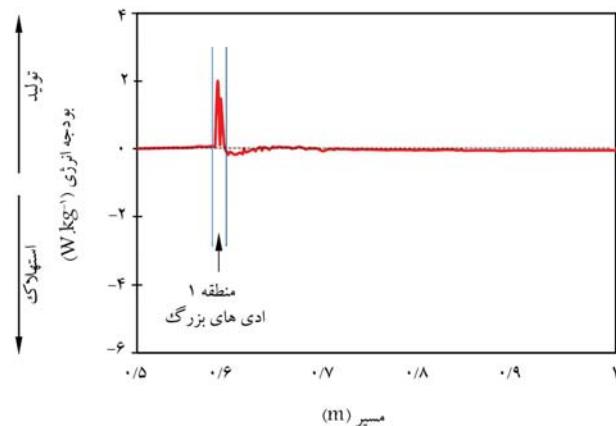
شکل ۲۵. مجموع مؤلفه‌های استهلاک انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.



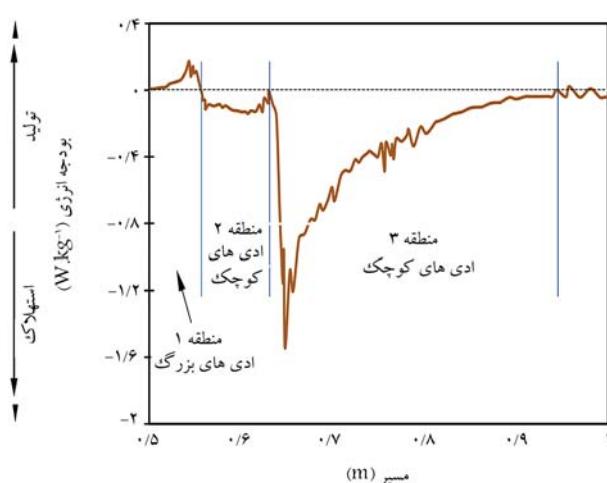
شکل ۳۲. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر ج در گشودگی ۳۰٪ در یچه‌ی کنترل.



شکل ۳۰. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر ج در گشودگی ۱۰٪ در پیجه‌ی کنترل.



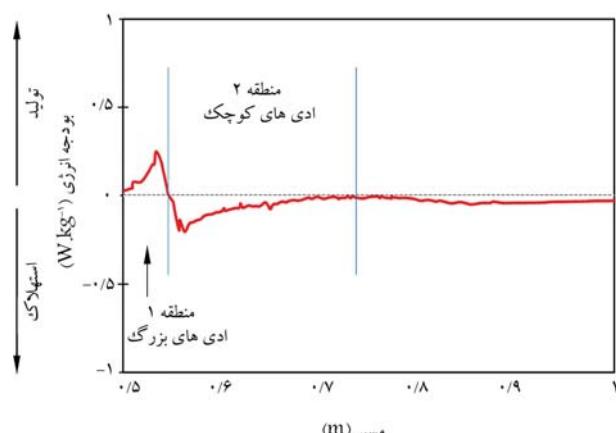
شكل ۳۳. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر الف در گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.



شکل ۳۱. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر ب درگشودگی ۱۰٪ در پیجه‌ی کنترل.

گشودگی ۵۰٪، نقش بیشتری در ایجاد نوسان‌های میدان فشار استاتیکی زیر دریچه از خود نشان داده است. می‌توان گفت میدان بودجه‌ی در دسترس انرژی جنبشی آشفته در هر مسیر آثار تغییرات ناگهانی مکانی سرعت در راستاهای مختلف را موجب می‌شود. در مورد گشودگی ۷۰٪ نیز دریچه‌ی کترل مسیر الف، تغییرات ناگهانی بیشتری را در هر سه راستای میدان سرعت از خود نشان داده است. بنابراین تغییرات ناگهانی مکانی مسیر الف در گشودگی ۷۰٪، عامل نوسان‌های میدان فشار استاتیکی در زیر دریچه‌ی کترل بوده است. در شکل‌های ۳۰ الی ۳۴، موقعیت و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های موجود در هر یک از مسیرهای ارگذار شکل‌های ۸ الی ۱۱ مشاهده می‌شوند.

با توجه به شکل ۳۰، در مسیر جگشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل، در محدوده‌ی ناحیه‌ی ۱ زیر دریچه (متراز ۵/۰ تا ۶/۰)، بودجه‌ی کمی برای ادی‌ها مشاهده می‌شود. در نزدیکی متراز ۶/۰ و یا همان لبه‌ی پایین دست دریچه، بودجه‌ی تولید ادی‌های مقداری افزایش یافته و نوسان‌های میدان سرعت در راستای X مشخص شده در شکل ۱۵ را ایجاد می‌کند. ناحیه‌های ۱، ۲، و ۳ در شکل ۳۰، محدوده‌ی با فاصله‌ی از پایین دست دریچه بوده و اندازه‌ی ادی‌های تأثیر چشمانی در نوسان‌های میدان فشار استاتیکی، نداشته است. شکل ۳۱ نشان می‌دهد که مسیر ب در

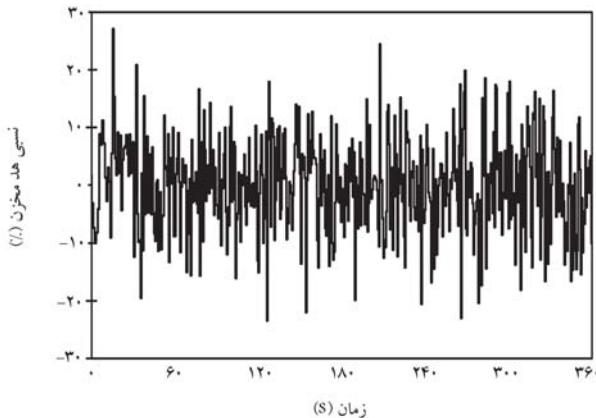


شکل ۳۴. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر الف در گشودگی ۷۰ د. بجه، کتبخانه.

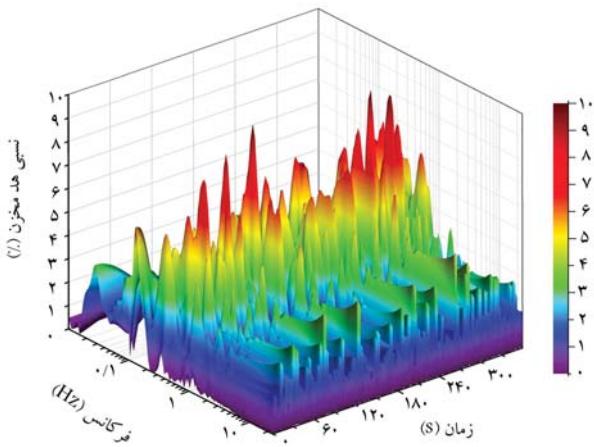
محدوده‌ی ناحیه‌ی ۱ زیر دریچه، ادی‌های اندازه‌ی بزرگ را با خود حمل می‌کند. در پایین دست دریچه، اندازه‌ها کوچک‌تر بوده و ادی‌های مستهلك‌کننده‌ی انرژی جنسنی آشفته ظاهر شده‌اند. بنا بر این در گشودگی ۱۰٪، عملده‌ی نوسان‌های میدان فشار استاتیکی زیر دریچه، از ادی‌های اندازه‌ی بزرگ با بسامدهای نوسانی کم است. در گشودگی ۳۰٪ در بحیه‌ی کشتیل، ادی‌های مسیر ح، در ناحیه‌ی ۱ زیر دریچه،

جدول ۱. اندازه‌ی ادی‌های بزرگ کولوموگروف ایجاد شده در زیر دریچه‌ی کنتrol.

منطقه	گشودگی دریچه‌ی کنتrol (%)	مسیر	اندازه‌ی ادی‌های بزرگ (میلی‌متر)
۱۰	۱	ج	۲۵
۱۰	۱	ب	۸
۳۰	۱	ج	۱۰
۵۰	۱	الف	۹
۷۰	۱	الف	۷/۵



شکل ۳۵. نوسان‌های میدان فشار استاتیکی زیر دریچه در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنتrol.



شکل ۳۶. تحلیل موجک پیوسته از سری زمانی شکل ۳۵ برای گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنتrol.

که در آن، (u) سری زمانی فشار استاتیکی نوسانی و Ψ موجک هستند. پس از تحلیل موجک سری زمانی فشار استاتیکی نوسانی، نتایج بزرگی و بسامد امواج فشاری به دست می‌آیند. اهمیت نتایج اخیر در ارزیابی توزیع بزرگی امواج در بسامدهای آنهاست. نتایج تحلیل موجک در شکل ۳۶ مشاهده می‌شود. بسامد پایین نوسان‌های فشار استاتیکی با بزرگی نسبی، نشان‌دهنده‌ی تولید ادی‌های در زیر دریچه‌ی کنتrol هستند. ادی‌های مستهلك‌کننده‌ی انرژی جنبشی آشفته‌ی جریان، بسامدهای بالاتری دارند و توزیع بزرگی‌های آنها در جریان توسعه یافته، یکنواخت‌تر است. به همین جهت در زیر دریچه، استهلاک انرژی جنبشی آشفته، کمتر مشاهده می‌شود و مکانیزم‌های تولید و انتقال ادی‌ها، بیشتر رخ می‌دهند. توزیع امواج فشاری با بزرگی نسبی در محدوده‌ی بسامدهای ۱۰٪ تا ۲۰ هرتز، گواه حضور

ادی‌های اندازه‌ی بزرگ را با خود حمل می‌کنند. وضعیت دو قله‌ی ناحیه‌ی ۱ در شکل ۳۲ نشان می‌دهد که در طرفین زیر دریچه، میزان بزرگی نوسان‌های میدان فشار استاتیکی در مقایسه با قسمت میانی زیر دریچه افزایش دارند. در گشودگی اخیر نیز ادی‌های اندازه‌ی بزرگ، عامل نوسان‌ها هستند. برای گشودگی‌های ۵٪ و ۷٪ دریچه‌ی کنتrol، مسیر الف در ناحیه‌ی ۱ زیر دریچه، ادی‌های اندازه‌ی بزرگ نوسان‌های میدان فشار استاتیکی را ایجاد می‌کنند. در شکل ۳۳ مشاهده می‌شود که ادی‌های عامل نوسان در میانی دریچه‌ی کنتrol قرار دارند. مشاهده می‌شود که ادی‌های عامل نوسان در میانی دریچه‌ی کنتrol قرار دارند. بنا برایین به صورت کلی می‌توان گفت با توجه به شکل‌های ۳۰ الی ۳۴، ادی‌های اندازه‌ی بزرگ، عامل نوسان‌های میدان فشار استاتیکی در تمامی گشودگی‌ها هستند و نوسان‌ها، عمدتاً بزرگی زیاد و بسامد می‌دارند. این بدان معنی است که جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنتrol و یا همان ناحیه‌ی ۱، بیشتر در محدوده‌ی ابتدایی نمودار آبشار انرژی کولوموگروف قرار دارد. قسمت‌های پایین دست دریچه و یا همان نواحی ۲ و بالاتر، عمدتاً در محدوده‌ی انتها نمودار آبشار انرژی هستند. در جدول ۱، اندازه‌ی ادی‌های تشکیل شده در هر یک از مسیرهای زیر دریچه‌ی کنتrol ارائه شده‌اند. مسیرهای مذکور در شکل‌های ۳۰ الی ۳۴ مشاهده می‌شوند. با توجه به جدول ۱، بزرگترین ادی‌های در گشودگی ۱۰٪ مسیر ج ظاهر می‌شوند. به دلیل بزرگی ادی‌های گشودگی ۱۰٪، میزان بزرگی نوسان‌های میدان فشار استاتیکی نیز قابل توجه‌اند. این موضوع نشان می‌دهد که ادی‌ها، قدرت بیشتری برای ایجاد نوسان‌ها با دامنه‌ی بزرگ‌تر دارند. می‌توان به صورت کلی گفت که با افزایش میزان گشودگی دریچه‌ی کنتrol، اندازه‌ی ادی‌های بزرگ دارای انرژی، رو به کاهش می‌گذارد. بنا برایین از میزان نوسان‌های میدان فشار استاتیکی در گشودگی‌های بیشتر دریچه، کاسته می‌شود. در شکل ۳۵، یک نمونه سری زمانی برداشت شده از میدان فشار استاتیکی نوسانی در زیر دریچه‌ی کنتrol، طی گشودگی ۱۰٪ مشاهده می‌شود.

نوسان‌های میدان فشار استاتیکی یا همان p' در سری زمانی ۶ دقیقه‌ی، عامل بارگذاری نوسانی دریچه‌ی کنتrol است. برای ارزیابی بزرگی و بسامد فشار استاتیکی نوسانی ایجاد شده در زیر دریچه، از تبدیل موجک پیوسته استفاده شده است. موجک مورس، برای سری‌های زمانی مشتمل بر امواج با بزرگی و بسامد متغیر، دقت مناسبی دارد. مزیت روش تحلیل موج پیوسته، نمایش مشخصات هر یک از امواج ایجاد شده در سری زمانی است. به همین جهت، نتایج حاصل شده به صورت سه‌بعدی است. با روش تحلیل موج پیوسته می‌توان مشخص کرد که ترکیب چه امواجی در چه زمانی ایجاد نوسان می‌کند و بارگذاری نوسانی را موجب می‌شوند. رابطه‌ی تبدیل موجک پیوسته (W) به صورت رابطه‌ی ۶ تعریف می‌شود^[۱۴]:

$$W(t, s) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{s} \psi \left(\frac{u-t}{s} \right) x(u) du \quad (6)$$

ادیهای بزرگ دارای انرژی است. علت نوسان ادیهای بزرگ در بازهی بسامد مذکور، اندازهی آنهاست. هر چقدر که اندازهی ادیهای بزرگ تر باشد، بسامد آنها کمتر و هر چقدر که اندازهی آنها کوچکتر و در مقیاسهای استهلاک کولموگروف باشند، بسامد آنها بالاتر است. اصل پایستگی انرژی در چارچوبهای دورانی مؤید این مسئله است. این مطلب در سایر گشودگیهای دیگر دریچه‌ی کنترل نیز رویت شده است. بنابراین می‌توان گفت عامل نوسانهای فشار استاتیکی و متعاقباً بارگذاری نوسانی دریچه‌ی کنترل از تشکیل و انتقال ادیهای دارای انرژی با اندازهی بزرگ تأثیر می‌پذیرد.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ارزیابی بارگذاری نوسانی دریچه‌ی کنترل تخلیه‌کنندهی تحتانی سد، بر پایهی نظریه‌ی ادیهای کولموگروف، با ساخت مدل آزمایشگاهی تخلیه‌کنندهی تحتانی با مقطع مستطیلی انجام شده است. با به کارگیری روش عکس‌برداری سریع و پردازش تصویرهای به دست آمده، مسیرهای حرکت جریان بررسی شدند. از کل مسیرهای مورد مطالعه، سه مسیر به عنوان نماینده‌ی سایر مسیرها انتخاب و نتایج آن در پژوهش حاضر ارائه شده است. مسیرهای طی گشودگی‌های ۱۰ الی ۷۰ درصد دریچه‌ی کنترل ایجاد و با استفاده از حسگرهای الکترونیکی، اطلاعات میدان سرعت در سه راستا و میدان فشار استاتیکی خطوط سیر جریان در قالب سری‌های زمانی جمع‌آوری شدند. با استناد به تحلیل به عمل آمده بر روی نتایج، در گشودگی ۱٪ دریچه‌ی کنترل مسیرهای ب و ج؛ در گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل مسیر ج و در گشودگی‌های ۵۰ و ۷۰ درصد، مسیر الف بیشترین تأثیر را در ایجاد نوسانهای

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از شرکت دانش‌بنیان دانش‌پژوهان انرژی گستر تهویه واقع در پارک علم و فناوری سازمان پژوهش‌های علمی و صنعتی ایران، که نویسنده‌گان را در انجام پژوهش حاضر یاری کرده‌اند، تشکر و قدردانی می‌شود.

پانوشت‌ها

1. Eddy
2. energy cascade
3. Rajaratnam & Subramanya
4. Humphries
5. Thang & Naudascher
6. Montes
7. Roth & Hager
8. Takahashi & Ohtsu
9. Felder
10. high density poly ethylene
11. plexiglass
12. asynchronous
13. coupling
14. free delivery
15. acoustic doppler velocimetry
16. piezoelectric
17. modbus

منابع (References)

1. Kolmogorov, A.N. "A refinement of previous hypotheses concerning the local structure of turbulence in a viscous incompressible fluid at high Reynolds number", *Journal of Fluid Mechanics*, **13**(1), pp. 82-85 (1962).
2. Rajaratnam, N. and Subramanya, K. "Flow equation for the sluice gate", *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, **93**(3), pp. 167-186 (1967).
3. Rajaratnam, M. "Free flow immediately below sluice gates", *Journal of the Hydraulics Division*, **103**(4), pp. 345-351 (1977).
4. Rajaratnam, M. and Humphries, J.A. "Free flow upstream of vertical sluice gates", *Journal of Hydraulic Research*, **20**(5), pp. 427-437 (1982).

5. Thang, N.D. and Naudascher, E. "Vortex-excited vibrations of underflow gates", *Journal of Hydraulic Research*, **24**(2), pp. 133-151 (1986).
6. Montes, J.S. "Irrational flow and real fluid effects under planar sluice gates", *Journal of Hydraulic Engineering*, **123**(3), pp. 219-232 (1997).
7. Roth, A. and Hager, W.H. "Underflow of standard sluice gate", *Experiments in fluids*, **27**(4), pp. 339-350 (1999).
8. Takahashi, M. and Ohtsu, I. "Effects of inflows on air entrainment in hydraulic jumps below a gate", *Journal of Hydraulic Research*, **55**(2), pp. 259-268 (2017).
9. Lee, S.O., Seong, H. and Kang, J.W. "Flow-induced vibration of a radial gate at various opening heights", *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, **12**(1), pp. 567-583 (2018).
10. Mirabi, M.H. and Mansoori, A. "Assessment of multi-equation mathematical models of turbulence in estimation of hydrodynamic parameters at submerged jet", *Modares Civil Engineering Journal*, **17**(6), pp. 245-258 (in Persian) (2018).
11. Felder, S., Hohermuth, B. and Boes, R.M. "High-velocity air-water flows downstream of sluice gates including selection of optimum phase-detection probe", *International Journal of Multiphase Flow*, **116**, pp. 203-220 (2019).
12. Mirabi, M.H., Alembagheri, M., Jabbari, E. and et al. "The dynamic interaction of morning glory spillway with reservoir water using the coupled finite element-finite volume method", *Sharif Civil Engineering Journal*, **36.2**(1.2), pp. 133-141 (in Persian) (2020).
13. Durbin, P.A. and Reif, B.P. "Statistical theory and modeling for turbulent flows", *John Wiley & Sons*, UK (2011).
14. Lilly, J.M. and Olhede, S.C. "Higher-order properties of analytic wavelets", *IEEE Transactions on Signal Processing*, **57**(1), pp. 146-160 (2008).

بررسی عددی کمانش خطوط لوله‌ی فولادی

تحت اثر بار فشاری محوری خروج از مرکز و فشار خارجی

کیا بادامچی* (دانشجوی دکتری)

حسین شوکتی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه

خطوط لوله هنگام عبور از نقاط مختلف جغرافیایی، معمولاً در معرض بارهای ترکیبی مختلفی (شامل: بارهای عرضی، طولی، عمودی و فشار هیدرواستاتیک علاوه بر فشار داخلی) قرار می‌گیرند. در نوشتار حاضر، دو نوع از بارهایی که می‌توانند تأثیرگذار باشند (فشارهای خارجی و محوری)، با استفاده از نرم افزار آباکوس ارزیابی شده‌اند. برای ارزیابی دقیق رفتار خطوط لوله‌ی فولادی و مشاهده نیز گسیختگی ایجاد شده در اثر بارهای معروفی شده، اتخاذ ناکاملی‌ها در تحلیل به روش عددی لازم و ضروری است. جهت صحبت سنجی پاسخ‌های نرم افزار نتایج تحلیل یک نمونه‌ی آزمایشگاهی با عددی مقایسه و مشاهده شد که همخوانی قابل قبولی بین آن‌ها برقرار است. آثار فشار محوری و نسبت قطر به ضخامت (D/t) در ظرفیت کمانشی فشار خارجی تحلیل و بررسی و سپس مشاهده شد که با افزایش فشار محوری و نسبت قطر به ضخامت، ظرفیت کمانشی فشار خارجی کاهش می‌یابد.

k.badamchi@urmia.ac.ir
h.showkati@urmia.ac.ir

واژگان کلیدی: خطوط لوله‌ی فولادی، نرم افزار آباکوس، فشار خارجی، فشار محوری، ناکاملی، نمونه‌ی آزمایشگاهی.

۱. مقدمه

۱.۱. بررسی خطوط لوله‌ی تحت بار محوری
تنش مهندسی بحرانی لوله‌ها نخستین بار توسط تیموشنکو و سوتول^۱ (۱۹۱۰)،^[۱] ارائه شده است (معادله‌ی ۱):

$$\sigma_{\text{cr}} = \frac{Et}{(\sqrt{3(1-\nu^2)}R)} \quad (1)$$

مطابق با بررسی‌های انجام شده اخیر،^[۲] متأسفانه رابطه‌ی ۱ تطابق چندانی با نتایج آزمایشگاهی نداشته است. رابطه‌ی ۱، برای نسبت شعاع به ضخامت بزرگ‌تر از ۳۰ مناسب بوده و کمانش bellows و ripple به توسط تیموشنکو تخمین زده شده بود، مشاهده نشده است. رابطه‌ی ۱ نباید به عنوان اهداف طراحی استفاده شود و فقط باید به نتایج آزمون آزمایشگاهی و عددی تا ارائه رابطه‌ی مناسب‌تر متکی بود؛ اگرچه بسیاری از طراحان از رابطه‌ی اخیر با ضرایب اینمی خیلی بالایی استفاده کرده‌اند.^[۳-۴]

الان^۲ (۱۹۶۸)،^[۵] رفتار لوله‌های فولادی با هندسه‌ی مختلف را تحت بار محوری فشاری بررسی آزمایشگاهی و تحلیل کرد و دریافت زمانی که بار محوری فشاری به لوله اعمال می‌شود، جدار لوله به دلیل آثار ضریب پواسون به بیرون حرکت می‌کند (مانند حالتی که لوله تحت فشار داخلی قرار گرفته است)؛ با افزایش

خطوط لوله، ابزار اصلی صنعت نفت و گاز هستند و اغلب برای تولید و انتقال سیالات استفاده می‌شوند. محتوای داخل لوله و حرکت‌های بسته‌لوله ناشی از حرکت‌های گسل، زلزله، نشست و روان‌گرایی خاک می‌توانند بارهای محوری فشاری را به چدارهای لوله وارد کنند.^[۶] همچنین فشار هیدرواستاتیک در خط لوله‌های زیردریایی، آثار جریان گذرای هیدرولیکی به دلیل تغییرات شرایط انتهایی، همچون بستن شیر به صورت ناگهانی، خرابی پمپ و غیره می‌توانند از عوامل ایجادکننده‌ی بار فشار خارجی باشند.^[۷] استفاده از خطوط لوله عمده‌ای به صورت مددون، سطحی، و در ارتفاع متداول هستند. خطوط لوله‌ی به کار رفته در ارتفاع به صورت دهانه‌ی آزاد بین تکیه‌گاه‌ها قرار می‌گیرند که علاوه بر تحمل فشار داخلی ناشی از مایع درون خود، در معرض سایر ترکیب‌های پیچیده‌ی نیرویی، همچون بارهای مهاری و غیره قرار می‌گیرند. در نوشتار حاضر، دو نوع از بارهایی که می‌توانند تأثیرگذار باشند (بار محوری و فشار خارجی)، بررسی شده‌اند.

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۲۴/۷/۱۴۰۰، اصلاحیه ۶/۹/۱۴۰۰، پذیرش ۱۵/۹/۱۴۰۰.

DOI:10.24200/J30.2021.58963.3014

عیوضی تیاد فیروزسالاری^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۹)،^{۱۳} رفتار خطوط لوله‌ی فولادی تحت بار محوری فشاری و جانسی را به صورت دهانه‌ی آزاد و بستر نگهدارنده با روش آزمایشگاهی تحلیل و بررسی کردند و نشان دادند که افزایش فشار محوری (سرمیس)، مقدار بار جانبی کمانشی را به صورت چشمگیری کاهش نمی‌دهد؛ در حالی که برای حالت دهانه‌ی آزاد، باعث کاهش بار جانبی کمانش می‌شود.

با مرور متابع مختلط مشاهده می شود که رفتار خطوط لوله‌ی جدارنازک فولادی تحت بار محوری فشاری و فشار خارجی بررسی نشده و اطلاعات اندکی در زمینه‌ی رفتار کمانشی آن‌ها تحت بارگذاری ذکر شده در آین نامه در دسترس است.^[۲۰] تحلیل خطوط لوله با ضرایب اینمی آین نامه و ناکامی‌های جزئی در نظر گرفته شده به روش تئوری، پاسخ‌های قابل اعتمادی را در اختیار قرار نمی‌دهد. در نوشтар حاضر، تغیر مکان‌ها، ظرفیت‌های کمانشی و مکانیسم کسیختگی لوله‌ها بررسی شده است.

۲. مشخصات هندسی نمونه‌ها و نامگذاری

قطر نمونه‌ها جهت بررسی پارامتریک $120 \text{ میلیمتر} \times 100 \text{ میلیمتر} \times 85 \text{ میلیمتر}$ به ضخامت‌های $1, 1/2, 1/3, 1/5, 1/10, 1/20$ و $1/50$ انتخاب شده است که نسبت‌های قطر به ضخامت‌های $1, 1/2, 1/3, 1/5, 1/10, 1/20$ و $1/50$ را به وجود می‌آورند. علاوه بر این نسبت‌های قطر به ضخامت‌های $1, 1/2, 1/3, 1/5, 1/10, 1/20$ و $1/50$ مذکور به طور متدالو انتقاده شده‌اند.^[۲۱-۲۲] مطالعات گسترش‌یافته‌ی برای تعیین فشار خارجی کمانشی لوله‌ها با طول محدود انجام شده است (کتر از طول بحرانی)^[۲۲-۲۴] طول بحرانی (معادله‌ی 2 ، کمینه طولی از لوله است که آثار شرایط مرزی و افزایش طول در فشار خارجی، کمانشی، را به اثر می‌کند.^[۲۵]

$$L_{cr} = kD \times \sqrt{\frac{D}{t}} \quad (1)$$

که در آن، D و t به ترتیب قطر و ضخامت لوله هستند و K پارامتر تجربی است که مطابق رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود.

$$K = \circ / 3\pi \sqrt{1 - \nu^2} \quad (3)$$

در نوشтар حاضر، طول موردنظر برای مطالعه‌ی پارامتریک با درنظرگرفتن نسبت قطر به ضخامت بیشینه‌ی ($D/t = 140$), 150 میلی‌متر از طریق معادله‌ی 2 محاسبه و برای سایر نمونه‌ها نیز همان مقدار در نظر گرفته شده است. برای سهولت بررسی، نمونه‌ها نامگذاری شدند؛ به عنوان مثال، نمونه با نسبت قطر به ضخامت 80 که تحت بارگذاری فشار خارجی که در معرض پیش فشار محوری و فشار خارجی 80 DT نشان داده شده است.

۳. مدل‌سازی عددی

رفتار کمانشی نمونه‌ها به صورت عددي بررسی شده است. در بخش حاضر، مشخصات مکانیکی، مصالح و روش ایمان محدود معرفی شده است.

۱.۳. مشخصات مکانیکی مصالح

دو نمونه مطابق با استاندارد ASTM E8m-۰/۹ جهت انجام آزمون کشش آماده شدند.^[۱۶] نمودار تنش-کرنش حاصل از میانگین نتایج دو آزمون کشش در شکل ۱ مشاهده می‌شود. نمودار حاصل از شکل ۱، مطابقاً به نرم افزار معروفی، شده است.

بار محوری، حرکت به سمت بیرون متوقف می‌شود و جدار لوله به سمت داخل حرکت می‌کند (مانند حالتی که لوله تحت فشار خارجی قرار گرفته است). قانی^۳ (۱۹۸۲)،^[۸] رفتار لوله‌های آلیاژ آلومینیوم تحت بار محوری را بررسی کرد و لوله‌های با نسبت قطر به ضخامت بیشتر از $62/5$ را به عنوان لوله‌های جدارنازک در نظر گرفت و کمانش الماسی را تحت بار محوری مشاهده کرد. همچنین با استفاده از آزمون‌های مختلف، نمودار جذب انرژی - ضخامت/قطر را استخراج کرد که می‌تواند برای استخراج ظرفیت لوله‌ها با نسبت‌های هندسی مختلف استفاده شود. اندروز^۴ و همکاران (۱۹۸۳)،^[۹] مودهای خرابی ایجاد شده تحت بار محوری فشاری برای نسبت‌های هندسی مختلف ضخامت به قطر (t/D) و طول به قطر (L/D) را بررسی کردند و دریافتند که چین‌های متقارن و پی در پی^۵، مودهای الماسی و اولر می‌توانند برای مقادیر مختلف نسبت‌های هندسی ذکر شده ایجاد شوند.

۲.۱. بررسی خطوط لوله تحت بار فشار خارجی

رفتار کمانشی لوله‌ها تحت بار فشار خارجی به طور متغیری مطالعه و روابطی برای پیش‌بینی ظرفیت کمانشی آن‌ها ارائه شده است. [۱۱]، [۱۰]، [۱۲] اندرو (۲۰۰۸) [۱۲] با انجام آزمایش‌لوله‌ها تحت بار فشار خارجی با ابعاد هندسی مختلف، نموداری را استخراج کرد که با استفاده از برخی روابط تئوری ارائه شده، [۱۱]، [۱۰] می‌توان ظرفیت کمانشی واقعی لوله‌های با هندسه‌ی مختلف را که ناکامالی $t = 0.13t_0$ تا $0.13t_0$ (ضخامت دیواره‌ی لوله) دارند، به صورت دقیق‌تری از منحنی داده شده تخمین زد (ظرفیت‌ها ضریبی از روابط تئوری است). ژیژین^۶ و همکاران (۲۰۱۱)، [۱۳] به روش تحلیل تئوری نشان دادند با افزایش ناکامالی‌ها، ظرفیت خطوط لوله تحت فشار خارجی کاهش پیدا می‌کند؛ در حالی که تغییر مکان شعاعی مربوط به فشار خارجی کمانشی، افزایش پیدا می‌کند.

۳.۱. بررسی خطوط لوله تحت بارهای ترکیبی

میسترن^۷ و همکاران (۱۹۹۲)،^[۱۲] رفتار کمانشی لوله‌های کامپوزیت را با روش آزمایشگاهی تحت بار فشاری محوری و خارجی یکنواخت بررسی کردند و دریافتند که تأثیر مقادیر بارهای فشاری محوری سرویس و شرایط مرزی در ظرفیت کمانشی فشار خارجی لوله‌ها برای لوله‌های با نسبت طول به قطر بالا (L/D) در مقایسه با لوله‌های با نسبت طول به قطر پایین کمتر است. کرمانوس^۸ و همکارش^[۱۳] (۲۰۰۴)،^[۱۴] لوله‌های فولادی در معرض فشار داخلی و خارجی را تحت بار جانبی به روش المان محدود بررسی و مشاهده کردند که فشار خارجی به طور قابل توجهی باعث کاهش ظرفیت بارکمانشی جانبی می‌شود. قنبری و شوکتی^[۱۵] (۲۰۱۳)،^[۱۶] نیز خطوط لوله‌ی فولادی تحت بار ترکیبی خمشی و فشار خارجی را با استفاده از تحلیل آزمایشگاهی بررسی کردند و دریافتند که بار سرویس خمشی علاوه بر کاهش بار کمانشی فشار خارجی یکنواخت، باعث تغییر کرنش کششی محیطی به کرنش فشاری محیطی در نقطه‌ی میانی نمونه (محل اعمال بار خمشی) می‌شود. گنگ^۹ و همکاران^[۱۷] (۲۰۱۵)،^[۱۸] رفتار خطوط لوله‌ی فولادی تحت بار ترکیبی محوری کششی، ممان خمشی و فشار خارجی را بررسی کردند و نتیجه گرفتند که با کاهش نسبت قطر به ضخامت (D/t)، ظرفیت کمانشی بار فشار یکنواخت خارجی و خمشی افزایش می‌یابد. تو و زین^{۱۰} (۲۰۲۰)،^[۱۹] خطوط لوله‌ی فولادی فشاری (فشار داخلی) را تحت بار محوری فشاری خروج از مرکزیت به روش عددی بررسی کردند و نشان دادند که با افزایش فشار داخلی، ظرفیت فشاری محوری کاهش پیدا می‌کند و باعث اینجاد مود کمانشی، شکم، شکم، ناتمقادیر^{۱۱} می‌شود.

در یک جهت در مرکز مقطع $U_1, U_2, U_3, UR_3 = 0$ مهار شده است (انجام تحلیل های مختلف مشخص شد شرایط بارگذاری اخیر مناسب ترین پاسخ ها و مودهای خرابی را با توجه به تحلیل آزمایشگاهی ارائه می دهد. از المان چهارگرهای $U_1, U_2, U_3, UR_3 = 0$ میلی متر جهت مش بندی استفاده شده است. بررسی های عددی با اندازه $10 \times 10 \times 10$ میلی متری نشان می دهند که اندازه U_3 مش ذکر شده، پاسخ های قابل قبولی را ضمانت می کند.

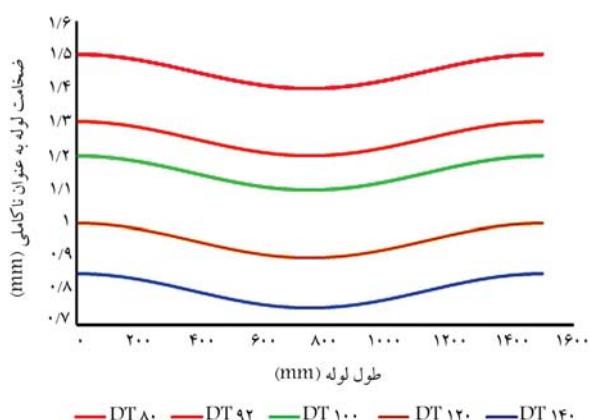
۳.۱. روش اعمال ناکاملی ها

جهت مطالعه‌ی عددی رفتار کمانشی سازه‌های جدارنازک، ناکاملی‌های هندسی به طور متداولی برای گسترش تغییرمکان‌ها به نرم‌افزار معرفی شدند.^[۲۱-۲۹] معمولاً ناکاملی‌های هندسی بیشتر از روش فرایند جوش‌کاری و حمل و نقل ایجاد می‌شوند. مشاهده شده است که فرم ناکاملی‌های هندسی، به عوامل مختلفی، همچون گسترش کمانش محلی^[۱۹]، بیشینه‌ی بار کمانشی و رفتار پس‌کمانشی تأثیر می‌گذارد.^[۲۳-۲۱] در نتیجه، به طور قابل ملاحظه‌ی الزام و ضروری است تا ناکاملی متابسی جهت شیوه‌سازی نتایج آزمایشگاهی لحاظ شود. ناکاملی‌های استفاده شده در نوشتار حاضر، به این صورت تعریف می‌شوند:

۱. کانیتا 20° و همکارانش مشاهده کردند ضخامت دیواره‌ی لوله می‌تواند در جهت طولی و محیطی تغییر کند.^[۳۶-۳۴] با استفاده از قسمت analytical field distribution در نرم‌افزار آباکوس، معادله‌ی 4 به نرم‌افزار آباکوس جهت تغییرات جزئی، ضخامت لوله در طول، آن به عنوان ناکامله، معاف، شد.

$$t_z = \alpha \cdot t + \frac{1 - \alpha}{\varsigma} \times \cos \frac{\beta \pi z}{L} + C \quad (4)$$

که در آن، z ضخامت لوله را در طول آن نشان می‌دهد، z فاصله‌ی طولی از قسمت محور مختصات تعریف شده در یک آنها تا نقطه‌ی موردنظر و α و β پارامترهای ثابتی هستند که به ترتیب برابر با 90° و 2° در نظر گرفته شده‌اند. C یک مقدار عددی است که اگر در زمانی که $z = 0$ (بیشینه‌ی مقدار) است، ضخامت عددی است که اگر در زمانی که $z = 0$ (بیشینه‌ی مقدار) است، ضخامت اولیه به دست آید؛ در غیر این صورت برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود. ضخامت متغیری که در طول نمونه تغییر می‌کند، در شکل ۳ نشان داده است. در این حالت، ضخامت اولیه‌ی لوله‌ها که نسبت قطر به ضخامت شان از 80° تا 140° تغییر می‌کند، از محل تعریف مختصات در یک آنها شروع به کاهش می‌کند و به کمترین مقدار خود در میانه‌ی لوله می‌رسد و سپس دوباره از

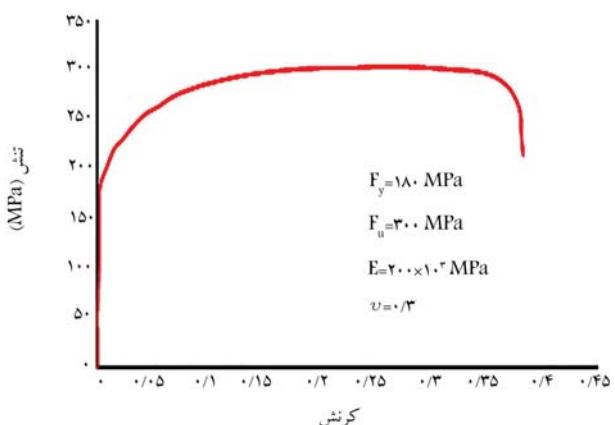


شکا ۳. تغییرات ضخامت در طول لوله‌ها

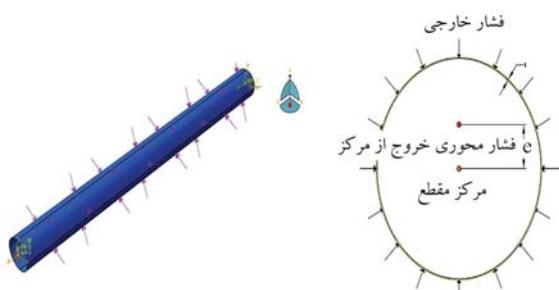
مقادیر تنش تسلیم (F_y) و نهایی (F_u) مدول کشسانی E و ضریب پواسون (ν) در شکل ۱ را شده‌اند.

٢.٣. مدل المان محدود

رفتار کمانشی سازه‌ای جدارنازک، مثل لوله‌ها، مقطع‌های توخالی دایروی 13° ، معمولاً با المان‌های shell مدل سازی می‌شوند.^{۲۶} مدل سازی عددی لوله‌ها به صورت سه‌بعدی صورت گرفته است، که در آن قطر با علامت D ، ضخامت با علامت t و طول با علامت L نشان داده شده‌اند. عملاً پدیده‌هایی مانند نشست فونداسیون که باعث ایجاد نیروی محوری فشاری در لوله می‌شوند، نیروی‌های خمشی را نیز می‌توانند در لوله به وجود آورند؛ لذا بار محوری فشاری با فاصله‌ی e از مرکز لوله، مطابق شکل ۲ اعمال شده است. در شکل مذکور، یک نمونه از لوله‌ی e که تحت بار محوری فشاری و فشار خارجی تحلیل شده است، مشاهده می‌شود. جهت استخراج نمودار اندرکنش بار محوری فشاری و فشار خارجی، نمونه‌ها تحت بار محوری خالص، فشار خارجی خالص و بار محوری، و فشار خارجی (مرکب) تحلیل شده‌اند. در نمونه‌هایی که تحت یک نوع از بارگذاری (بار محوری فشاری یا خارجی) قرار گرفته‌اند، از یک نوع استپ بارگذاری استاتیکی ریکس^{۱۴} با درنظر گرفتن آثار غیرخطی هندسی، استفاده شده است؛ در حالی که برای نمونه‌های تحت بار مرکب، نخست بار محوری فشاری کمتر از مقدار کمانشی آن با استفاده از روش استاتیکی^{۱۵} با فعل کردن آثار غیرخطی هندسی به نمونه وارد شده و سپس با اتخاذ روش استاتیک ریکس، بار فشار خارجی تا لحظه‌ی کمانش لوله توسط نرم‌افزار آباکوس افزایش یافته و فشار خارجی کمانشی نمونه توسط نمودار LPF^{۱۶} استخراج شده است. شرایط مزی یک انتهای لوله به صورت مفصلی که جهت طولی برای اعمال بار محوری آزاد شده است ($U1, U2 = 0$) و انتهای دیگر آن به صورت مفصلی در سه جهت و دورانی



شکل ۱. نمودار تنفس - کرنش مصالح لوله.



شکل ۲. مدل سازی عددی لوله تحت بار محوری فشاری و فشار خارجی.

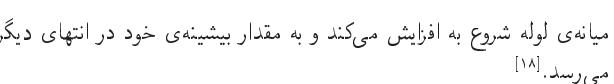
۲.۴.۳. معرفی دستگاه آزمایشگاه و بارگذاری

شکل شماتیک از دستگاه آزمایش در شکل ۶ مشاهده می‌شود. یک انتهای نمونه به ستونی که در جهت جانبی مهار شده، متصل است و انتهای دیگر به خرپایی وصل است که می‌تواند در جهت محوری حرکت کند و نیروی محوری فشاری را از طریق جک هیدرولیکی که به لوడسل برای ثبت مقادیر نیرو متصل است، به نمونه وارد کند. دو انتهای نمونه مورد نظر، داخل شیار استوانه‌یی به عمق ۴۰ میلی‌متر قرار گرفته‌اند. شیارهای استوانه‌یی مذکور از تغییر مکان شعاعی جلوگیری و نیروی محوری فشاری موردنظر را به صورت یکنواخت در انتهای محیط جداره توزیع می‌کند. چسب آکواریوم در قسمت‌های جوش طولی و محیطی و انتهای نمونه و شیارها برای جلوگیری از نشت هنگام تخلیه فشارهای هوای لوله توسط پمپ و کیوم برای اعمال فشار خارجی استفاده شده است. یک شیر تخلیه‌یی هوا نیز به نمونه جهت جلوگیری از حسیس هوا هنگام اعمال نیروی محوری فشاری به انتهای نمونه متصل شده است. روند اعمال بارگذاری برای نمونه تحت بار مرکب بدین گونه است که ابتدا بار محوری فشاری توسط جک هیدرولیکی متصل به خرپا تا مقدار موردنظر (کسر از بار کمانشی) افزایش داده می‌شود (ظرفیت نمونه‌ها با استفاده از تحلیل عددی مشخص شده است)، و سپس هواهای داخل لوله توسط پمپ و کیوم متصل به انتهای ثابت جهت اعمال فشار خارجی، در حالی که نیروی محوری فشاری ژاپت نگه داشته شده است، تخلیه می‌شود.

٣.٤.٣. تکه‌گاه ثابت و لغزنده

همان طور که در شکل ۶ مشاهده می شود، ۴ ستون ناودانی تیر ورق با فاصله‌ی مشخصی با استفاده از صفحه‌ی ستون با ۴ عدد پیچ به زمین متصل شده‌اند. فضای خالی بین دو ستون توسط ناودانی به ارتفاع مقطع ۷/۲ و طول ۲۷ سانتی‌متر و ضخامت ۱۲ میلی‌متر که با استفاده از ۱۰ لچکی $(10 \times 10 \times 150)$ سانتی‌متر تقویت شده است، از قسمت بال‌های ناودانی به‌واسطه‌ی پیچ به ستون متصل شده است. صفحه‌ی که روی آن شیار جهت جایگذاری لوله قرار گرفته است، به ناودانی مذکور به‌واسطه‌ی ۴ سیچ متصل است.

طراحی و اجرای تکیه‌گاه لغزندگی غلطکی با توجه به نیروها و عکس‌العمل‌های اعمالی و همچنین رفتار مورد انتظار آن، پیچیدگی و مشکلات خاصی دارد. تکیه‌گاه مذکور باید در راستای محوری لوله آزاد باشد تا بتواند با کمترین تأثیر در راستای محوری حرکت کند و هیچ پیچش و دورانی در آن بوجود نیاید (شکل ۶). با درنظر گرفتن شرایط و قابلیت‌های موردنظر، تکیه‌گاه مذکور به صورت ترکیبی از اعضای خرپایه، ساخته شده از نمره‌نمره ۱۴، صفحه‌ی سیزده، ریل، صفحات زیر



۲. تحلیل کشسان مقادیر ویژه کمانش^{۲۱} انجام و دامنه‌های اولین مود کمانشی در ضربی کاهنده ۶۰٪ با استفاده از این دستور ضرب شده است.

*IMPERFECTION, FILE = Buckle نام فایل ورودی تحلیل

STEP = 1

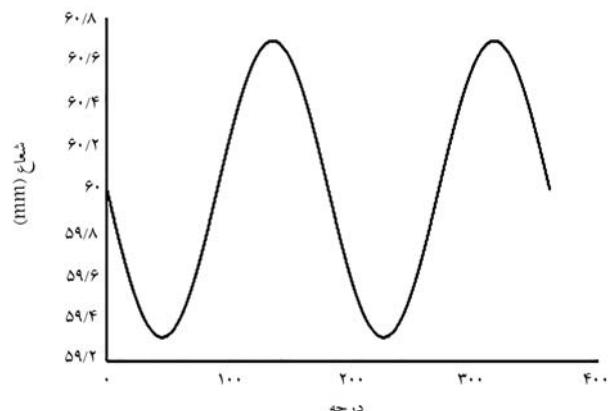
1, 0 / 6

ناتاک‌الملی‌های هندسی که توسط تحلیل کماش تعریف می‌شوند، به آرامی قطر لوله را در طول آن تغییر می‌دهند. یک نمونه از تغییرات مذکور در میانه‌ی لوله در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

٤.٣. صحت سنجی، نوم افزار

۱.۴.۳. نحوه‌ی ساخت نمونه‌ی آزمایشگاهی

قطر و ضخامت و طول بحرانی (معادله ۲) نمونه‌ی آزمایشگاهی به ترتیب ۱۲۰ / ۷۰ و ۱۸۰ میلی‌متر است که تحت بارگذاری فشاری خارجی در معرض فشار محوری $205kN$ قرار گرفته و به صورت $DT-171 - PF-25$ نامگذاری شده است. به دلیل محدودیت طولی دستگاه نورد، دو نمونه با شرایط هندسی یکسان به طول ۹۰ میلی‌متر ساخته و از میان دهانه با استفاده از جوش آرگون به یکدیگر متصل شدند. در نتیجه، نمونه‌های موردنظر دارای جوش طولی و محیطی هستند (شکل ۱۵).

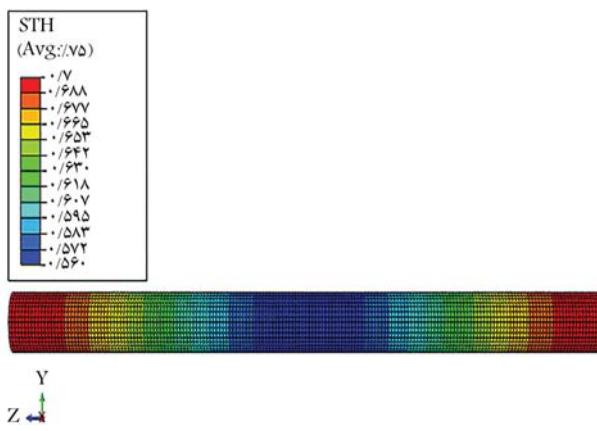


شکل ۴. تغییرات شعاع لامپ دیمانی، دهانه.

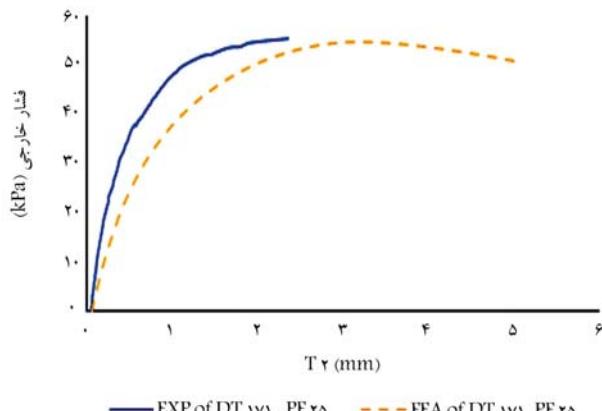


شکل ۵. دستگاه نورد و نمایی از نمونه‌ی ساخته شده با جوش آرگون.

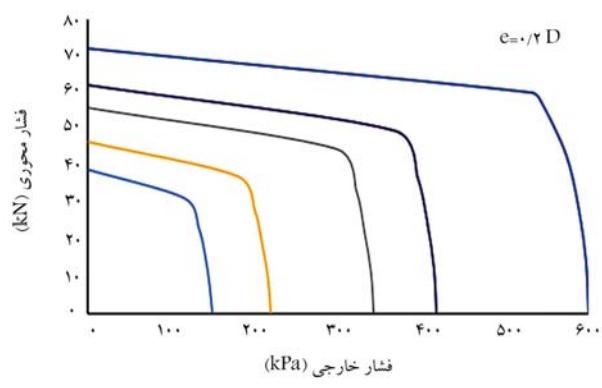
شکل ۶. دستگاه آزمون آزمایشگاهی.



شکل ۹. توزیع ضخامت در طول خط لوله قبل از بارگذاری.



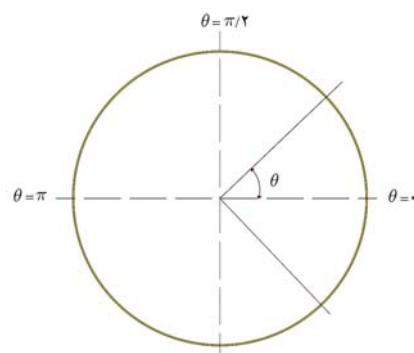
شکل ۱۰. نمودار فشار خارجی تغییر مکان $T/2$ نمونه‌ی DT ۱۷۱-PF ۲۵ به روش‌های عددی و آزمایشگاهی.



شکل ۱۱. اندرکش بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت $(e = 0.2D)$ و فشار خارجی.

۱۴. نمودار اندرکش بار محوری فشاری و فشار خارجی

نمودار اندرکش بار فشاری محوری و فشار خارجی برای نسبت‌های قطر به ضخامت $8/10$ در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که مطابق آن، رابطه‌ی غیرخطی بین بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت $(e = 0.2D)$ و فشار خارجی برقرار است. با افزایش بار محوری فشاری، فشار خارجی کمانشی به تدریج شروع به کاهش می‌کند و بعد از مقدار مشخصی، به طور ناگهانی کاهش می‌یابد. با کاهش نسبت قطر به



شکل ۷. زاویه‌ی نصب تغییر مکان سنج‌ها.



شکل ۸. موقعیت تغییر مکان سنج‌ها قبل از شروع آزمون.

جدول ۱. موقعیت تغییر مکان سنج‌ها.

اسم نمونه	T.۳	T.۲	T.۱	DT ۱۷۱-PF ۲۵
۲m, ۹۰°	۱m, ۹۰°	۱m, ۹۰°	۱m, ۹۰°	DT ۱۷۱-PF ۲۵

ریل و موقعیت تقویت شده‌ی اعمال نیرو طراحی و اجرا شده است.

۴.۴.۳. محل تغییر مکان سنج‌ها (LVDT's) جایگذاری شده

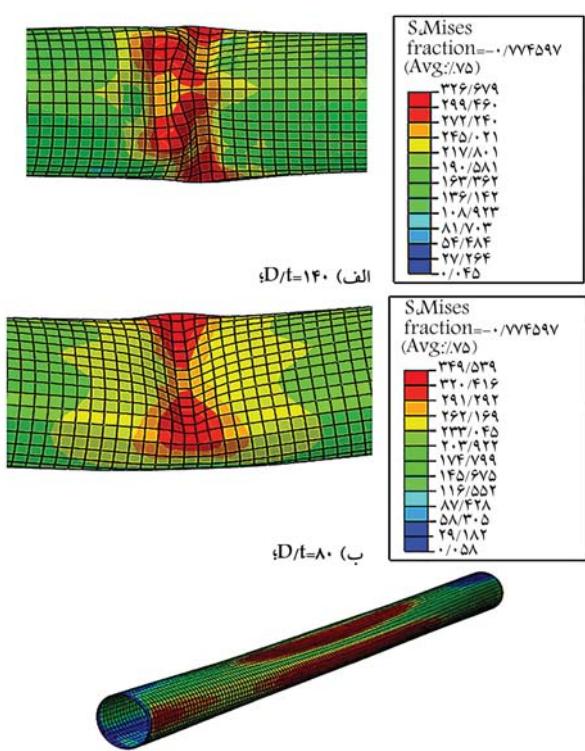
برای ثبت تغییر مکان‌های نمونه، تغییر مکان سنج‌ها (LVDT's) به صورت عمود بر محور لوله با زاویه‌ی 0° و 90° درجه (شکل‌های ۷ و ۸) در قسمت‌های مختلف جایگذاری شدند (جدول ۱).

۴.۴.۳. مقایسه‌ی نتایج نمونه‌ی آزمایشگاهی و نرم افزار

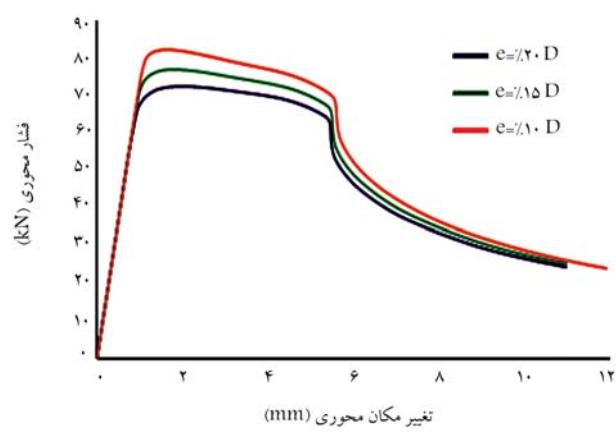
مطابق بخش‌های ۱.۳ الی ۳.۳، مدل‌سازی عددی برای نمونه‌ی آزمایشگاهی صورت گرفته و ناکامی‌ها به نرم افزار معرفی شده‌اند. در شکل ۹، توزیع ضخامت در طول لوله قبل از بارگذاری مشاهده می‌شود. ضخامت لوله از هر دو انتهای شروع به کاهش کرده و در میان دهانه به مقدار کمینه‌ی خود رسیده است. رفتار کمانشی نمونه‌ی DT ۱۷۱-PF ۲۵ در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود و اختلاف ظرفیت کمانشی نتایج عددی 22% و آزمایشگاهی 23% است. نتایج حاصل نشان می‌دهند تطابق مناسبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی برقرار است.

۴. بحث و نتایج

در بخش حاضر، ابتدا نمودار اندرکش بار محوری فشاری و فشار خارجی نسبت‌های قطر به ضخامت مورد نظر در نوشتار حاضر بررسی شده و در ادامه، آثار فشار محوری، نسبت قطر به ضخامت و خروج از مرکزیت بار محوری فشاری در ظرفیت کمانشی فشار خارجی مطالعه شده است.



ج) تحت بار محوری فشاری و فشار خارجی و فشار خارجی خالص.
شکل ۱۳. مود کمانشی خط لوله در حالت های مختلف.

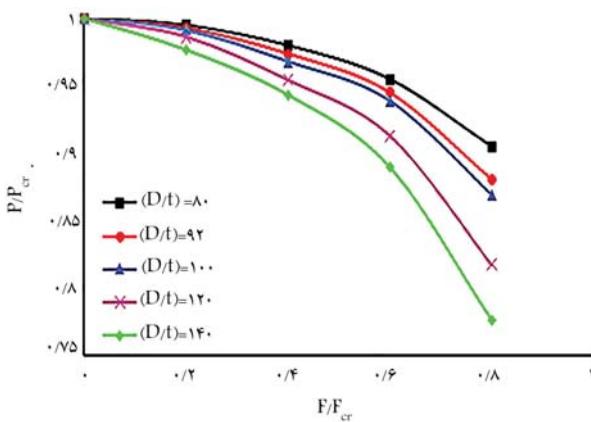


شکل ۱۲. منحنی های نیرو - تغییر مکان در جهت طولی نمونه با درصد خروج از مرکزیت مختلف.

ضخامت از ۱۴۰ به ۸۰ ظرفیت کمانشی لوله جدارنازک فولادی به طور محسوسی افزایش یافته است.

۲.۴. تأثیر خروج از مرکزیت بار محوری فشاری

نمودار نیرو - تغییر مکان برای نمونه دارای نسبت قطر به ضخامت معادل ۸۰ که تحت بار محوری فشاری خالص با خروج از مرکزیت قرار گرفته است، با استفاده از تحلیل عددی در شکل ۱۲ مشاهده می شود، که مطابق آن با کاهش میزان خروج از مرکزیت ظرفیت کمانشی در حدود ۱۳٪ افزایش یافته است که به دلیل ممان خشمی که از این طریق به نمونه وارد می شود، است. در واقع کمانش خطوط لوله که در معرض بار محوری فشاری هستند، می توانند با رخمهای رانیز به آن وارد کنند.



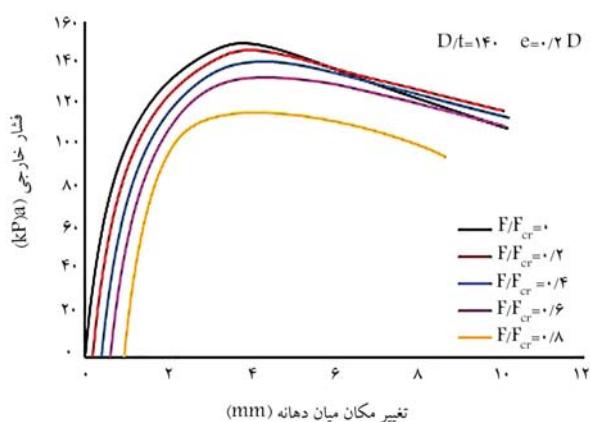
شکل ۱۴. تأثیر بار محوری فشاری در فشار خارجی.

از صفر تا ۸/۰، نسبت P/P_{cr} کاهش یافته است. مقادیر P/P_{cr} با F/F_{cr} باشدت بیشتری در مقایسه با لوله های با نسبت قطر به ضخامت افزایش (کمتر از ۱۰۰) با توجه به شبیه نمودار کاهش یافته است.

در نتیجه، تأثیر بار محوری در ظرفیت کمانشی فشار خارجی برای نسبت های قطر به ضخامت بالا در مقایسه با نسبت های قطر به ضخامت پایین بیشتر است. با توجه به شکل ۱۴، به ازاء F/F_{cr} معادل با ۸/۰، P/P_{cr} از ۷۷ (D/t = ۱۴۰) تا ۹۰ (D/t = ۸۰) درصد فشار خارجی خالص تغییر می کند، یعنی با توجه به نسبت های قطر به ضخامت، در صورتی که بار محوری بالایی به لوله اثر کند، باید آثار آن را در طراحی لوله برای فشار خارجی جدی گرفت. در شکل ۱۵، برای نسبت های F/F_{cr} صفر تا ۵/۰، برخلاف F/F_{cr} معادل با ۸/۰، با افزایش نسبت قطر به ضخامت، فشار خارجی کمانشی با مقادیر نزدیک به هم کاهش

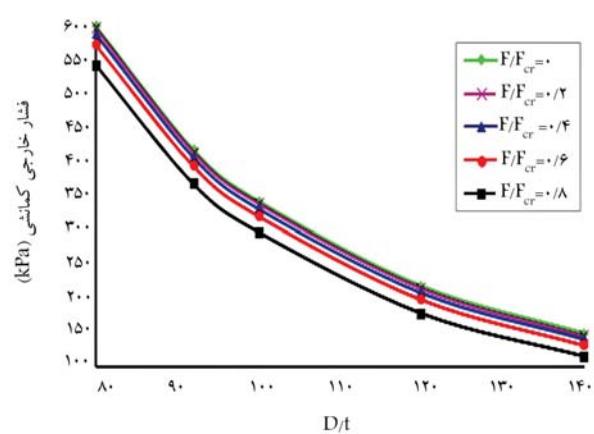
۳.۴. تأثیر بار محوری فشاری و نسبت قطر به ضخامت در ظرفیت کمانشی فشار خارجی

در بخش حاضر، اثر فشار محوری دارای خروج از مرکزیت ($e = ۰/۲D$) در ظرفیت کمانشی فشار خارجی بررسی شده است. مقادیر نیروی محوری فشاری و F_{cr} و F طبقه بندی شده اند. در نوشتار حاضر، این نسبت بین ۰ تا ۸/۰ تغییر می کند. از طرفی P و P_{cr} ، فشار خارجی کمانشی تحت اثر بار محوری و فشار خارجی کمانشی لوله را نشان می دهند. در شکل ۱۳ (الف و ب)، مود کمانشی خارجی نمونه برای نسبت P/P_{cr} معادل با صفر (نیروی محوری فشاری خالص) مشاهده می شود. برای لوله با نسبت قطر به ضخامت ۱۴۰، چنین خودگی خالص در محل کمانش مشاهده می شود (شکل ۱۳ (الف)). این حالت از مود کمانشی، مود الماسی نامیده می شود.^[۲۷] برای لوله با نسبت قطر به ضخامت ۸۰، یک نوع از فورفتگی ایجاد می شود.^[۲۷] برای لوله دیواره ای لوله به سمت داخل حرکت می کند (شکل ۱۳ (ب)). در حالی که لوله های قوارگرفته تحت فشار خارجی در معرض دو موج محيطی را مستقل از مقادیر نسبت های قطر به ضخامت ایجاد می کنند. در شکل ۱۴، تغییرات نیروی محوری فشاری - فشار خارجی با خروج از مرکزیت ($e = ۰/۲D$) با کمیت بدون بعد مشاهده می شود که مطابق آن با افزایش نسبت

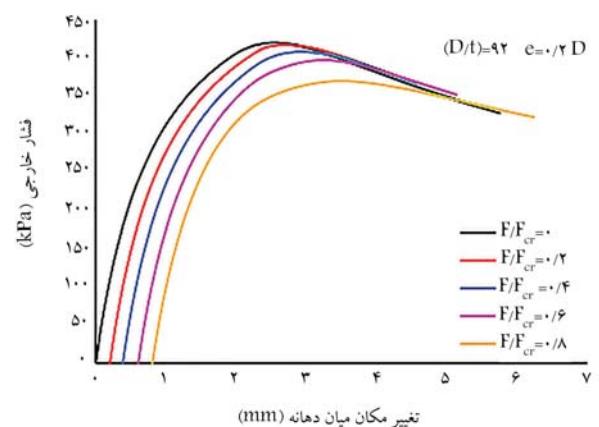


شکل ۱۷. منحنی‌های فشار خارجی - تغییر مکان میان دهانه به ضخامت ۱۴۰.

منحنی‌ها تقریباً ثابت است. می‌توان بیان کرد با افزایش بار محوری، میزان جذب انرژی کاهش می‌یابد.



شکل ۱۵. تأثیر قطر به ضخامت در فشار خارجی.



شکل ۱۶. منحنی‌های فشار خارجی - تغییر مکان میان دهانه به ضخامت ۹۲.

یافته است. در نتیجه در صورتی که بار محوری ناچیزی در خطوط لوله اثر کند، می‌توان از آثار آن برای طراحی خطوط لوله در مقابل فشار خارجی صرف نظر کرد.

نمودارهای فشار خارجی - تغییر مکان میان دهانه (همانند ۲T) در شکل‌های ۱۶ و ۱۷، برای خطوط لوله با نسبت قطر به ضخامت ۹۲ و ۱۴۰ ارائه شده‌اند. نقاط پیشنهادی نیرو در همهٔ منحنی‌ها، نقاط کمانش نمونه را نشان می‌دهند که با افزایش نسبت بار محوری کاهش یافته است. تغییر مکان اولیه‌ی ایجاد شده قبیل از افزایش فشار خارجی در اثر نیروی محوری فشاری ایجاد شده است. در شکل ۱۶، با افزایش نسبت بار محوری فشاری، تغییر مکان مربوط به بار پیشنهادی افزایش یافته است؛ در حالی که در شکل ۱۷، تغییر مکانی که در بار کمانش رخ داده است، در همهٔ

پانوشت‌ها

1. Timoshenko & Southwell
2. Allan
3. Ghani

4. Andrews
5. concertina
6. Zhijin
7. Mistry
8. Kramanos
9. Gong

10. Tu & Jian
11. bulging
12. Eyyavinezad Firouzsarli
13. circular hollow sections
14. static riks
15. static general
16. load pressure factor
17. center point
18. S4R
19. local buckling
20. Kaniat
21. buckle
22. FEA
23. experimental

منابع (References)

1. Kyriakides, S. and Corona, E. "Mechanics of offshore pipelines: volume 1: Buckling and collapse", Elsevier, 1st Edition (2007).
2. Autrique, R. and Rodal, E. "Experimental verification of steel pipe collapse under vacuum pressure conditions", *In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, **49**(5), pp.1-10 (2016).
3. Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. "Theory of elastic stability", McGraw-Hill Publishing Co., New York (1961).
4. Von Karman, Th. and Tsien, H.-Sh. "The buckling of thin cylindrical shells under axial compression", *Journal of the Aeronautical Sciences*, **8**(8), pp. 303-312 (1941).
5. Donnell, L.H. "A new theory for the buckling of thin cylinders under axial compression and bending", Guggenheim Aeronautical Laboratory (1934).
6. Von Karman, Th., Dunn, L.G. and et al. "The influence of curvature on the buckling characteristics of structures", *Journal of the Aeronautical Sciences*, **7**(7), pp. 276-289 (1940).
7. Allan, T. "Experimental and analytical investigation of the behaviour of cylindrical tubes subject to axial compressive forces", *Journal of Mechanical Engineering Science*, **10**(2), pp. 182-197 (1968).
8. Ghani, E. "Static and dynamic collapse behaviour of cylindrical tubes and tube assemblies", PhD Dissertation, University of London (1982).
9. Andrews, K.R.F., England, G.L. and Ghani, E. "Classification of the axial collapse of cylindrical tubes under quasi-static loading", *International Journal of Mechanical Sciences*, **25**(9-10), pp. 687-696 (1983).
10. Von Mises, R. and Windenburg, D.F. "The critical external pressure of cylindrical tubes under uniform radial and axial load", *David Taylor Model Basin*, Washington D.C. (1933).
11. Windenburg, D.F. and Trilling, Ch. "Collapse by instability of thin cylindrical shells under external pressure", *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, **11**, pp. 819-825 (1934).
12. Ross, C., Little, A., Short, D. and Brown, G. "Inelastic buckling of geometrically imperfect tubes under external hydrostatic pressure", *Journal of Ocean Technology*, **3**(1), pp. 75-90 (2008).
13. Zhou, Zh.J., Wang, Zh. and Xia, Y.M. "Lifting pipeline buckling under external pressure Base on imperfect reason", *Advanced Materials Research*, **337**, pp. 789-794 (2011).
14. Mistry, J., Gibson, A.G. and Wu, Y.-S. "Failure of composite cylinders under combined external pressure and axial loadin", *Composite Structures*, **22**(4), pp. 193-200 (1992).
15. Karamanos, S.A. and Eleftheriadis, Ch. "Collapse of pressurized elastoplastic tubular members under lateral loads", *International Journal of Mechanical Sciences*, **46**(1), pp. 35-56 (2004).
16. Ghanbari Ghazijahani, T. and Showkati, H. "Experiments on cylindrical shells under pure bending and external pressure", *Journal of Constructional Steel Research*, **88**, pp. 109-122 (2013).
17. Gong, Sh., Hu, Q., Bao, Sh. and et al. "Asymmetric buckling of offshore pipelines under combined tension, bending and external pressure", *Ships and Offshore Structures*, **10**(2), pp. 162-175 (2015).
18. Tu, Sh. and Shuai, J. "Numerical study on the buckling of pressurized pipe under eccentric axial compression", *Thin-Walled Structures*, **147**, pp.1-10 (2020).
19. Eyyavinezad Firouzsarli, S., Showkati, H. and Ingaham, J.M. "Free-spanning and base-supported tubes subjected to combined axial compression and indentation loads", *Journal of Constructional Steel Research*, **161**, pp. 341-354 (2019).
20. Standard, DNV Offshore, "DNV-OS-F101", Submarine Pipeline Systems, Det Norske Veritas (2000).
21. Murray, D.W. "Local buckling, strain localization, wrinkling and postbuckling response of line pipe", *Engineering Structures*, **19**(5), pp. 360-371 (1997).
22. Mohareb, M., Kulak, G.L., Elwi, A. and et al. "Testing and analysis of steel pipe segments", *Journal of Transportation Engineering*, **127**(5), pp. 408-417 (2001).
23. Strum, R.G. and O'Brien, H.I. "Computing strength of vessels subjected to external pressure", *Transactions*, **69**, pp. 353-358 (1947).
24. Pinna, R. and Ronalds, B.F. "Hydrostatic buckling of shells with various boundary conditions", *J. Constr. Steel Res*, **56**, pp. 1-16 (2000).
25. Salahshour, S. and Fallah, F. "Elastic collapse of thin long cylindrical shells under external pressure", *Thin-Walled Structures*, **124**, pp. 81-87 (2018).
26. ASTM, I. "Standard test methods For tension testing of metallic materials Designation: E8/E8m-09", Universidad Del Valle, Pennsylvania (2010).
27. Zhou, Z. and Murray, D. "Analysis of postbuckling behavior of line pipe subjected to combined loads", *Int. J. Solids Struct*, **32**(20), pp. 3015-3036 (1995).
28. Zimmerman, T., Timms, C., Xie, J. and et al. "Buckling resistance of large diameter spiral welded linepipe", *in 2004 International Pipeline Conference, American Society of Mechanical Engineers*, pp. 365-373 (2004).
29. Zhao, O., Gardner, L. and Young, B. "Buckling of ferritic stainless steel members under combined axial compression and bending", *J. Constr. Steel Res*, **117**, pp. 35-48 (2016).

30. Zhao, O., Gardner, L. and Young, B. "Structural performance of stainless steel circular hollow sections under combined axial load and bending-part 1: experiments and numerical modelling", *Thin-Walled Struct*, **101**, pp. 231-239 (2016).
31. Bardi, F., Kyriakides, S. and Yun, H. "Plastic buckling of circular tubes under axial compression. part ii: Analysis", *Int. J. Mech. Sci.*, **48**(8), pp. 842-854 (2006).
32. Zhao, O., Gardner, L. and Young, B. "Structural performance of stainless steel circular hollow sections under combined axial load and bending-part 2: Parametric studies and design", *Thin-Walled Struct*, **101**, pp. 240-248 (2016).
33. Zhao, O., Gardner, L. and Young, B. "Behaviour of structural stainless steel cross-sections under combined loading-part ii: Numerical modelling and design approach", *Eng. Struct.*, **89**, pp. 247-259 (2015).
34. Kainat, M., Lin, M., Cheng, J.R. and et al. "Effects of the initial geometric imperfections on the buckling behavior of high-strength uoe manufactured steel pipes", *J. Press. Vessel Technol.*, **138**(5), pp.1-15 (2016).
35. Kainat, M., Adeeb, S., Cheng, J.R. and et al. "Identifying initial imperfection patterns of energy pipes using a 3d laser scanner", in *9th International Pipeline Conference, American Society of Mechanical Engineers*, pp. 57-63 (2012).
36. Kainat, M., Cheng, J.R., Martens, M. and et al. "Measurement and characterization of the initial geometric imperfections in high strength u-ing, o-ing and expanding manufactured steel pipes", *J. Press. Vessel Technol.*, **138**(2), pp.1-11 (2016).
37. Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. "Theory of elastic stability", Mineola (2009).

بررسی عوامل مؤثر در انتقال رسوب در جریان غیرماندگار

Original Article

سیدعلیرضا اسماعیلی (دانشجوی دکتری)

سعید گوهري (استاديار)

مجید حيدري * (استاديار)

دانشکدهٔ کشاورزی، گروه علوم و هنری آب، دانشگاه بوعلی سینا، همدان

مهمنسى عمان شرف، (همار ۱۶۰) دروي ۲ - ۳، شماره ۱/۱، ص ۱۴۵-۱۵۰ (پژوهش)

با توجه به تأثیر مهم سیلاب در تغییرات ریخت شناسی رودخانه، در پژوهش حاضر به بررسی تأثیر پارامترهای مختلف در انتقال بار بسته رسوبی در شرایط سیلاب ناگهانی پرداخته شده است. هیدرودگراف جریان ورودی از نوع متشابه متقارن و زمان پایه‌ی هیدرودگراف‌ها برابر ۹۰ ثانیه و دبی پیشینه‌ی آنها از ۳۰ تا ۴۵ لیتر بر ثانیه در نظر گرفته شده است. جنس ذرات رسوبی از نوع کوارتز و با قطر متوسط ۲، ۱ و ۳ میلی‌متر بوده و در دو شبیه ۰/۰۶ و ۰/۱۴ آرمایش شده‌اند. نتایج پژوهش حاضر نشان داد که نقش شبیه کانال در انتقال بارکف اهمیت زیادی دارد، به طوری که با افزایش ۲ برابر شبیه کف، میزان کل رسوب انتقالی به پایین دست تقریباً ۵ برابر افزایش یافته است. همچنین نتایج نشان داد که با افزایش دبی رسوب، پارامتر غیرماندگاری افزایش یافته و پارامتر اخیر نقش مؤثری در کل کار جریان داشته است.

alirezaesmaili72@gmail.com
s.gohari@basu.ac.ir
mheydari@basu.ac.ir

واژگان کلیدی: بار بسته، سیلاب ناگهانی، زمان پایه، هیدرودگراف متشابه، پارامتر غیرماندگاری، کل کار جریان.

۱. مقدمه

به جریان وسیعی که سطح آب به صورت غیرمنتظره افزایش یافته و موجب آبگرفتگی اراضی حاشیه‌ی رودخانه و خسارت‌های مالی و جانی جبران ناپذیری ایجاد می‌کند، سیل اطلاق می‌شود. به دلیل وقوع سیلاب، فرسایش‌های عظیمی در سطح حوضه صورت می‌گیرد، که باعث مشکلات عمده‌ی ار جمله: تنشینی و انباشته شدن رسوب در پایین دست رودخانه می‌شود. از این رو انتقال بار رسوبی در غیرموقوفه‌ی رودخانه نقش مهمی ایفا می‌کند و بر اکولوژی رودخانه تأثیر دارد.^[۱] یکی از دلایل وقوع سیلاب، توزیع غیریکنواخت زمان و مکان بازندگی است. سیلاب‌های ناگهانی به علت بازندگی‌های شدید و با زمان پایه‌ی کم صورت می‌گیرند و به صورت طغیان از مسیر و کناره‌های رودخانه جاری و موانع موجود در سر راه خود را شسته یا تخریب می‌کنند. هیدرودگراف سیلاب‌های ذکر شده، نقطه‌ی اوج بالایی دارند. انتقال توده‌ی ذرات رسوبی در محیط سیل در یک بسته طبیعی با جنس رسوب‌های مشابه، انتقال رسوب نامیده می‌شود. هنگامی که سرعت برخی کمی بیشتر از سرعت بحرانی آن شود، ذرات شروع به غلطیدن و لغزش بر روی بستر می‌کنند و دائمًا با بستر در تماس هستند.^[۲] در روند انتقال رسوب در جریان غیرماندگار، عوامل متعددی تأثیرگذار هستند

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۹/۳/۱۴۰۰، اصلاحیه ۱۷/۷/۱۴۰۰، پذیرش ۲۴/۷/۱۴۰۰.

DOI:10.24200/J30.2021.58434.2978

کیورانی و شانه‌ساززاده (۱۴) در بررسی تأثیر عوامل مؤثر در انتقال بار بستر در جریان ماندگار در گراف و سوزکا^{۱۴} (۱۹۸۵) در بررسی ارتباط انتقال رسوب تحت جریان ماندگار در طول پرش و تا حدی در سرعت متوسط آن تأثیرگذار است، به طوری که در طول پرش و تا حدی در سرعت متوسط آن تأثیرگذار است.^[۱۵] مطالعات طبیعتی و زراتی^{۱۵} (۱۴) نشان داد که خصوصیات جریان از جمله توزیع سرعت و تنش برشی در زمان هیدرورگراف ورودی در نزخ انتقال رسوب تأثیرگذار است. همچنین شدت جریان هیدرورگراف در شاخه‌ای بالارونده از شاخه‌ی پایین رونده بیشتر است، که این افزایش ارتباط مستقیمی با نزخ بار رسوب دارد.^[۱۶] ماورین^{۱۶} و همکاران^{۱۶} (۲۰۱۶)، میزان بار بستر در شرایط سیلابی را بررسی کردند و دریافتند که دو مشخصه‌ی شکل ذرات رسوبی بستر و شیب کانال در فرسایش بستر تأثیرگذار است.^[۱۷] یانگ^{۱۷} و همکاران^{۱۷} (۲۰۱۶)، در بررسی آزمایشگاهی انتقال رسوب بر روی بسترها ریل^{۱۸}، مهم‌ترین مشخصه‌ی فرسایش بسترها ریلی را سرعت جریان آب معرفی کردند.^[۱۸]

مارکوسکا^{۱۸} و همکاران^{۱۸} (۲۰۱۸) در شرایط آزمایشگاهی با کانال ۱۲ متری و با دبی‌های $1/3$ و $4/6$ لیتر بر ثانیه با تولید دو هیدرورگراف متشکل با سنگ‌های گردگوش و گوشیدار، میزان انتقال بار بستر تحت جریان غیرماندگار را بررسی کردند. تاز سطح آب در آزمایش آنها 2 تا 11 سانتی‌متر و وزن رسوب‌های انتقالی بین $4/5$ تا $14/2$ کیلوگرم در مدت زمان 80° بوده است. ایشان همچنین تأثیر میزان بارکف در تنش برشی و قدرت جریان آبراهه را بررسی کردند و دریافتند که نزخ انتقال رسوب به پارامتر غیرماندگار و فرم بستر وابسته است. همچنین میزان تنش برشی و قدرت جریان با افزایش دبی بارکف کاهش می‌یابد.^[۱۹]

ماთو^{۱۹} (۲۰۱۸)، تأثیر سیلاب در انتقال رسوب در رودخانه‌های با بستر شنی را بررسی کرد. شرایط رسوبی و نوع هیدرورگراف ورودی نیز در شکل الگوهای هیسترزیک تأثیر به سزاگی دارد. وی تأثیر زمان‌بندی تداوم جریان غیرماندگار بر انتقال بار بستر را با سه نوع هیدرورگراف پله‌یی و مقارن شیبی‌سازی کرد و نتایج وی نشان داد که الگوی هیسترزیک بعد از اولین سیلاب، سعودی است و به دلیل سپرشدگی^{۲۰} ذرات رسوبی، نزولی می‌شود.^[۲۰]

اوکلورد^{۲۰} و همکاران^{۲۰} (۲۰۱۹)، تأثیر مدت زمان سیلاب در پایداری بستر حاوی رسوب‌های غیرچسبنده را با دانه‌بندی یکسان $4/8$ میلی‌متر و یکنواخت در شرایط رسوب و 60 سری آزمایش با زمان‌های 0 تا 960 دقیقه انجام دادند و دریافتند که میانگین تنش برشی به میزان 18% افزایش یافته و همچنین تنش برشی بحرانی و میزان انتقال رسوب به صورت غیرخطی بوده است.^[۲۱]

زیوا^{۲۱} و همکاران^{۲۱} (۲۰۲۰)، در بررسی تأثیر جریان غیرماندگار برای انتقال رسوب در شرایط آزمایشگاهی به طول 6 متر با هیدرورگراف‌های طبیعی، از طریق تجزیه و تحلیل نتایج آزمایشگاهی نشان دادند که غیرماندگاری جریان، عامل تسهیل‌کننده برای حرکت رسوب‌هاست و روی رفتار بارکف در اثر افزایش زمان هیدرورگراف روند کاهشی داشته و زمان نقطه‌ای اوج دبی جریان نسبت به نقطه‌ای اوج دبی رسوب زودتر نزدیک است.^[۲۲]

دووان^{۲۰} و همکاران^{۲۰} (۲۰۲۰)، در بررسی آزمایشگاهی انتقال رسوب‌های بار کف از نوع یکنواخت و غیریکنواخت تحت شرایط جریان غیرماندگار دریافتند که میزان انتقال رسوب برای ذرات رسوبی یکنواخت و غیریکنواخت با قطر متوسط یکسان متفاوت است. همچنین تحلیل نتایج آنها نشان داد که زمان حرکت و انتقال رسوب‌ها تحت جریان غیرماندگار نسبت به شرایط ماندگار به سهولت اتفاق می‌افتد و فاصله‌ی زمانی آستانه‌ی حرکت ذرات رسوبی در شرایط جریان غیرماندگار نسبت به شرایط جریان ماندگار بسیار طولانی است.^[۲۳]

خسروی و همکاران^{۲۰} (۲۰۱۹) انتقال بار بستر یکنواخت با دانه‌بندی‌های مختلف

و غیرماندگار در کانال مستقیم در شرایط آزمایشگاهی دریافتند که میزان حجم رسوب انتقالی در شرایط جریان غیرماندگار همواره بیشتر از مقدار آن در حالت جریان ماندگار است.^[۲۴] کوهنل^{۲۴} (۱۹۹۲)، در بررسی جریان کف در دو رودخانه‌ی ماسه‌ی دریاچه‌ای آمریکا مشاهده کرد که میزان بارکف در طول شاخه‌ی سعودی هیدرورگراف در برابر شاخه‌ی نزولی در شرایط جریان‌های شدید افزایش یافته است.^[۲۵]

در آزمایش‌های وانگ^۲ و همکاران^{۲۵} (۱۹۹۴)، فاصله‌ی زمانی بین وقوع نقطه‌ای اوج سیلاب و دبی اوج رسوب مشاهده شد که آن را تأخیر ایرسی کف نامندگاری کردند.^[۲۶]

کو^{۲۶} (۲۰۰۲)، جریان غیرماندگار در کانال‌های روباز را بر روی بستر ثابت و متحرک در شرایط آزمایشگاهی بررسی کرد. وی جهت محاسبه‌ی دبی جریان در شرایط یکنواخت و ماندگار از پروفیل سرعت اندازه‌گیری شده استفاده کرد و سپس

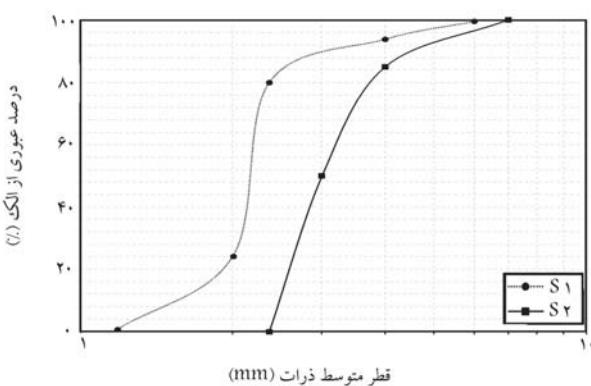
۱۲ سری آزمایش جریان غیرماندگار با استفاده از هیدرورگراف‌های مثالی بر روی بستر متحرک انجام داد و دریافت که پروفیل لگاریتمی سرعت برابر جریان‌های غیرماندگار با انتقال بارکف در ناحیه‌ی خطی جریان وجود دارد و حرکت بارکف با پایداری و دوام جریان کاهش می‌یابد.^[۲۷] ای^{۲۷} و همکاران^{۲۷} (۲۰۰۴)، نیز پژوهش‌های آزمایشگاهی در مورد روند انتقال بارکف تحت شرایط جریان ماندگار انجام دادند و دریافتند که تأخیر زمانی بین دبی بیشینه‌های هیدرورگراف و سدیگراف رسوب (تغییرات دبی رسوب به زمان) وجود دارد، که متأثر از اندازه‌ی قطر ذرات رسوبی است.^[۲۸]

وو^{۲۸} و همکاران^{۲۸} (۲۰۰۴) مدل سازی عددی یک بعدی در شرایط انتقال بار رسوبی غیریکنواخت را تحت شرایط جریان غیرماندگار پیشنهاد کردند و به مقایسه‌ی برآورده رسوب‌های انتقالی با 4 مدل معمولی استفاده شده و مدل عددی ساخته شده توسط خودشان پرداختند و نشان دادند که مدل عددی ارائه شده، نتایج رضایت‌بخشی را ارائه می‌کند.^[۲۹]

هو و آبراهام^{۲۹} (۲۰۰۵)، با انجام یک سری آزمایش‌ها، به تعریف مقاومت بستر پرداختند و مقاومت بستر متحرک را به دو قسمت اصطکاک ذرات و اثر تغییرشکل بستر تفکیک و اشاره کردند که مقاومت مربوط به تغییر فرم بستر را مستقیماً نمی‌توان اندازه‌گیری کرد و باید در ابتدا، مقاومت کل را در مورد بسترها متحرک برآورد کرد و سپس با برآورد مقاومت مربوط به ذرات از اختلاف دو مقدار به دست آمده به مقاومت مربوط به تغییر فرم بستر رسید.^[۳۰]

حسن و همکاران^{۳۰} (۲۰۰۶)، تأثیر افزایش تدریجی رودخانه‌های شنی در شرایط آزمایشگاهی را بررسی کردند. ایشان ابتدا آزمایش‌هایی با استفاده از هیدرورگراف‌های مقارن و نامقارن انجام دادند و دریافتند که تأخیر زمانی بین دبی اوج رسوب تحت شرایط جریان و سدیگراف (تغییرات دبی رسوب به زمان) در دوره‌های زمانی کوتاه‌مدت با هیدرورگراف مقارن وجود دارد.^[۳۱] بمبار^{۳۱} و همکاران^{۳۱} (۲۰۱۱)، با بررسی یک سری آزمایش بر روی بارکف در شرایط جریان غیرماندگار تعدادی از هیدرورگراف‌های مثالی و ذوزنقه‌یی را بر روی بستر متحرک برقرار کردند و نشان دادند که میزان انتقال باز بستر در اثر تغییرات زمان هیدرورگراف‌های مثالی و ذوزنقه‌یی، به اندازه‌ی 11 و

۳۰ ثانیه تأخیر زمانی از زمان پایه‌ی هیدرورگراف‌های جریان ورودی دارند.^[۳۲] بیلی^{۳۲} (۲۰۱۱)، میزان جریان و نزخ رسوب انتقالی را برای رودخانه‌ی فصلی گرب - اودا، که دارای کف شن و ماسه است، در فصل‌های جولای و آگوست اندازه‌گیری کرد. وی ابتدا عدد فرود جریان را جهت بررسی شرایط فوق بحرانی و تجزیه و تحلیل ویژگی‌های رسوب محاسبه و سپس تغییرات غلظت رسوب‌های معلق با دبی را آنالیز و متنحنی‌های ساده‌ی برای انتقال بارکف و معلق استخراج کرد. همچنین تعدادی از معادلات پیش‌بینی بارکف را برای سری داده‌های رودخانه‌ی مطالعه‌ی بررسی کرد.^[۳۳]



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی نمونه‌ی خاک‌های انتخابی.

جدول ۱. مشخصات نمونه‌ی خاک‌ها.

S2	S1	مؤلفه
۰/۰۱۴	۰/۰۰۶	S_0
۲/۵۵	۱/۷۵	d_{10}
۲/۵۷	۱/۸۱	d_{16}
۳/۰	۲/۱	d_5
۳/۱	۲/۱۵	d_{40}
۴/۱	۲/۵۵	d_{84}
۱/۲۶	۱/۱۹	δ_g
۳/۲۵	۲/۱۵	D_g
۲/۲۱	۱/۲۲	Cu

عوری از الک، انحراف معیار (δ_g)، اندازه‌ی متوسط (D_g) و ضریب یکنواختی (Cu) ذرات رسوب انتخابی با استفاده از روابط ۱ الی ۳ محاسبه و در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

$$D_g = \sqrt{D_{16} \times D_{84}} \quad (1)$$

$$\delta_g = \sqrt{\frac{D_{84}}{D_{16}}} \quad (2)$$

$$Cu = \frac{D_{40}}{D_{10}} \quad (3)$$

۳.۲. جریان غیرماندگار

سیستم ایجاد جریان غیرماندگار در ابتدای کanal نصب و جریان در فاصله‌ی ۱۲۰ سانتی‌متری وارد بسته با دانه‌بندی متحرک شده است. دبی اوج هیدرولیک‌گراف‌های ورودی، با توجه به اندازه‌ی دانه‌بندی رسوب و از طریق اینورتر تعیین شده است. دبی جریان بین $۳/۷$ تا $۴/۴$ لیتر بر ثانیه بر عرض واحد بوده است. برای تولید هیدرولیک‌گراف، یک سیستم الکترومکانیک، که شامل مخزن با یک روزنه‌ی دایره‌بی در کف و یک مخروط فلزی متصل به یک سیستم الکترومکانیکی که با بازو بسته کردن تدریجی مجزا، برای عبور جریان با هد ثابت از روزنه‌ی دبی متغیر به وجود می‌آورد، طراحی شده است.

پس از کالibrاسیون سیستم هیدرولیکی و با توجه به ارتفاع بیشینه‌ی آب در تانک (۱۱۴ سانتی‌متر) و نیز میزان عبور بیشینه‌ی جریان هیدرولیک‌گراف‌های تولیدی ارزیابی شده است. هیدرولیک‌گراف‌های تولیدی از طریق اندازه‌گیری جریان ورودی به کanal و از طریق سرریز لبه‌ی تیز برداشت شده‌اند. از طرفی با توجه به کم بودن زمان، پایه‌ی

و با نسبت وزنی یکسان تحت جریان غیرماندگار را در یک کanal آزمایشگاهی به طول ۱۲ متر و عرض ۵/۰ متر ارزیابی کردند و دریافتند که دبی انتقال رسوب‌های ریزدانه نسبت به رسوب‌های گوشیدار کمتر بوده و همچنین زمان آستانه‌ی حرکت ذرات رسوبی گوشیدار در شرایط افزایش دبی نسبت به رسوب‌های ریزدانه تقدم داشته است.^[۲۴] وانگ و همکاران (۲۰۱۹)، میزان انتقال رسوب انتقالی تحت شرایط جریان غیرماندگار را در یک کanal با بسته ثابت بررسی کردند و آزمایش‌های برای انتقال رسوب در فلوم آزمایشگاهی به طول ۲۲، عرض ۷۵/۰ و عمق ۵/۰ متر با دبی ۱۷ لیتر بر ثانیه و شیب کف ۲۰۰/۰ و دو نمونه‌ی خاک از نوع گراؤل با دانه‌بندی ۴۰ و ۲۰ میلی‌متر و شن درشت با دانه‌بندی ۱/۹۵ میلی‌متر انجام دادند. نتایج آنها نشان داد که میزان اندازه‌ی هیدرولیک‌گراف و پارامتر غیرماندگار تأثیر به سرایی در نزخ انتقال رسوب دارد. همچنین میزان رسوب انتقالی در جریان‌های غیرماندگار در شاخه‌ی صعودی هیسترزیس هیدرولیک‌گراف نسبت به شاخه‌ی پایین رونده متفاوت است.^[۲۵] از آن‌جا که وجود شکل‌های بستر تأثیر زیادی در مشخصات جریان، به خصوص مقاومت جریان، می‌گذارند و همچنین تأثیر متقابلی که شکل‌های بستر و نزخ انتقال رسوب در یکدیگر دارند، مطالعه و بررسی آثار مذکور و رابطه آنها با ابعاد شکل‌های بستر اهمیت خاصی دارد.^[۲۶] همان‌طور که اشاره شد، پژوهشگران مختلفی در بررسی باربست انتقالی در شرایط جریان غیرماندگار آزمایش‌هایی انجام دادند. نمونه‌برداری از رسوب در آزمایش‌های آنها به صورت الکترونیکی بوده و یا لوازم و تجهیزات آزمایشگاهی پیشرفته لازم داشته و یا به طور کلی در انتهای کanal در بازه‌های زمانی کوتاه‌مدت جمع‌آوری شده است. هدف از پژوهش حاضر، شیوه‌سازی آزمایشگاهی انتقال بارکف تحت جریان غیرماندگار بوده است.

۲. مواد و روش‌ها

پژوهش حاضر، در آزمایشگاه مدل‌های فیزیکی و هیدرولیکی گروه علوم و مهندسی آب دانشگاه فردوسی مشهد صورت گرفته و در بخش حاضر، مبانی تئوری و تجهیزات آزمایشگاهی ارائه شده است.

۲.۱. فلوم آزمایشگاهی

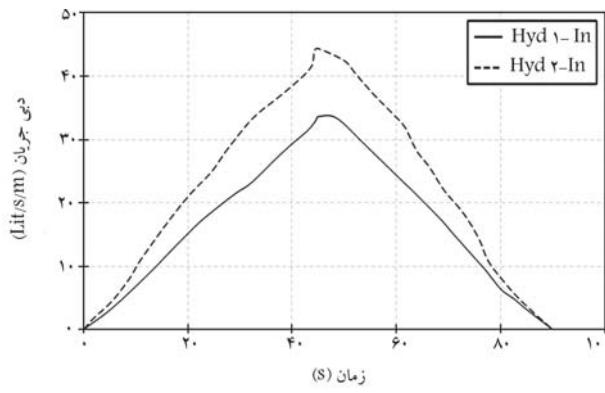
آزمایش‌ها در یک کanal با جداره‌های شیشه‌ی شفاف و کف فلزی صیقلی رنگ شده به طول ۱۰ متر و عرض و ارتفاع ۳۰ و ۵۰ سانتی‌متر انجام شده‌اند. کanal مذکور، قابلیت شیب‌پذیری داشته و از دو شیب ۰/۰۰۶ و ۰/۰۱۴ و ۰/۰۲۰ میلی‌متر ایجاد شده است. طول بستر متحرک بر اساس نتایج به دست آمده از آزمایش‌های مقدماتی و با توجه به دبی بیشینه، بزرگترین هیدرولیک‌گراف و اندازه‌ی قطر ریزترین ذرات رسوب بستر انتخابی برابر با ۲۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است، که با اضافه کردن بستر صلب هم‌زبر بستر متحرک به میزان ۲۰۰ سانتی‌متر به منظور حذف تغییرات جریان در پایین دست به ۴۰۰ سانتی‌متر افزایش یافته است.

۲.۲. دانه‌بندی خاک

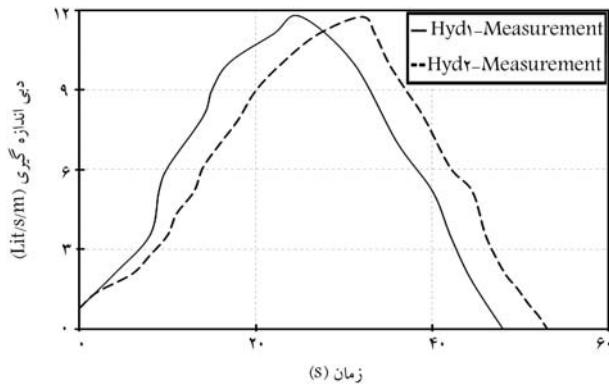
به منظور تعیین منحنی دانه‌بندی و برآورد قطر متوسط ذرات تشکیل دهنده‌ی خاک، مدل‌های آزمایشی به روش استاندارد ASTM^[۲۷] تهییه شده‌اند و منحنی دانه‌بندی خاک‌های انتخابی در شکل ۱ مشاهده می‌شود. همچنین مشخصات مربوط به اندازه‌های ۱۰، ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد قطر ذرات

جدول ۲. مشخصات هیدروگراف‌های استفاده شده در آزمایش.

هیدروگراف	دبي اوج هیدروگراف جريان	مدت زمان شاخه‌ی صعودی	مدت زمان شاخه‌ی نزولی	جريان
(sec)	(Li/sec/m)	(sec)	(sec)	
۴۵	۳۲/۷	۴۵	۴۵	Hyd ۱-I
۴۵	۴۴/۴	۴۵	۴۵	Hyd ۲-I
۲۳	۱۱/۷۶	۲۵	۲۵	Hyd ۱-M
۴۳	۱۱/۷۶	۳۲	۳۲	Hyd ۲-M



شکل ۴. هیدروگراف‌های جريان ورود.



شکل ۵. هیدروگراف‌های اندازه‌گیری شده.

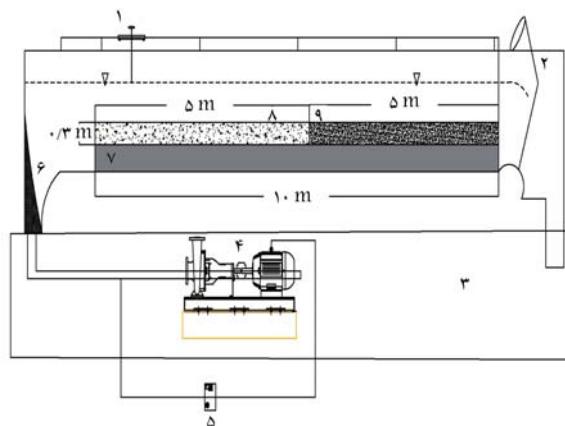
(شکل ۵). مدت زمان شاخه‌های صعودی و نزولی در هیدروگراف‌های مثلثی، متقاضی با یکدیگر و معادل ۴۵ ثانیه بودند. همچنین مشخصات هیدروگراف‌های تولید شده در جدول ۲ ارائه شده است.

هیدروگراف‌های تولیدی همچون یک موج جريان عمل کرده و زمان تولید آنها کوتاه بوده است (شکل ۶).

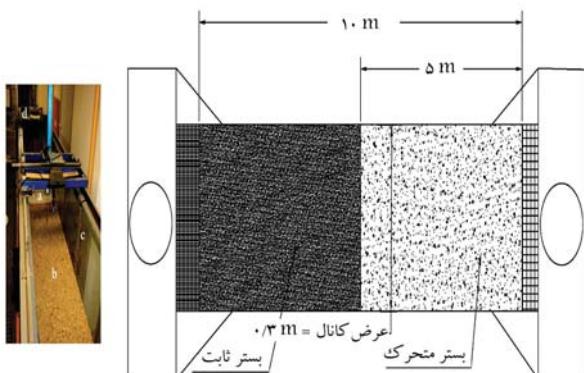
۴.۲. معادلات حاكم بر شدت جريان و انتقال رسوب
برآورد شدت جريان در شرایط ماندگار در مجاری باز از رابطه‌ی مانینگ^{۲۱} رابطه‌ی ۴ امکان‌پذیر است:

$$Q_0 = AS_0^{\frac{1}{2}} R_h^{\frac{5}{2}} n^{-1} \quad (4)$$

که در آن، A سطح مقطع جريان (مترمربع)، S_0 شیب بستر (متر بر متر)، R_h شعاع هیدرولیکی (متر)، n ضریب زبری مانینگ و Q_0 شدت جريان (متر مکعب بر ثانیه)



شکل ۲. نمای شماتیک از سیستم آزمایشگاهی ۱- عمق سنج مکانیکی، ۲- دریچه‌ی خروجی، ۳- مخزن آب، ۴- پمپ، ۵- تنظیم‌کننده‌ی جريان، ۶- آرام‌کننده‌ی جريان، ۷- بستر صلب، ۸- بستر متحرک، ۹- بستر ثابت.



شکل ۳. (الف) پلان بستر رسوبی استفاده شده، (ب) تجهیزات استفاده شده -a- عمق سنج مکانیکی، b- بستر ثابت، c- متر، d- عمق سنج الکترونیکی.

هیدروگراف‌ها و همچنین ابزار لازم برای ثبت تغییرات پارامترهای هیدرولیکی جريان در زمان کوتاه موجود نبود، لذا تغییرات عمق جريان در طول بستر در فواصل ۱۰، ۳۰، ۵۰، ۷۵، ۱۳۰ و ۲۰۰ سانتی متر از ابتدای ورودی بستر (به ازای هر دبی) از طریق عکس برداری برای هر هیدروگراف و نیز تغییرات اخیر در فاصله‌ی ۱۰ سانتی متر بعد از بستر متحرک توسط ۲ دوربین ثبت شده‌اند (شکل ۲). مقدار زمان تغییرات عمق آب و تراز بستر از تصاویر برداشت شده و توسط نرم‌افزار Plot Digitizer استخراج شده‌اند. در شکل‌های ۳ و ۴، تجهیزات و سیستم آزمایشگاهی مشاهده می‌شوند.

هیدروگراف‌های تولیدی مثلثی با زمان پایه‌ی ۹۰ ثانیه در نظر گرفته شده‌اند

برای مقایسه بین رسوب‌های مختلف انتقالی، اینشتین (۱۹۴۲)، رابطه‌ی ۱۲ را با در نظر نگرفتن آستانه‌ی حرکت برای رسوب‌های یکنواخت معرفی کرده است:^[۲۳]

$$q_b^* = \frac{q_b}{\rho_s \sqrt{(\rho_s - \rho) g d_\delta^*}} \quad (12)$$

که در آن، q_b میزان دبی رسوب بارکف ($\frac{Kg}{m.s}$), ρ_s و ρ به ترتیب جرم مخصوص ذرات و جرم مخصوص آب و d_δ اندازه‌ی متوسط ذرات (mm) هستند. همچنین کل شار رسوب انتقالی در طول هیدروگراف جریان غیرماندگار را می‌توان با عملکرد بارکل رسوب انتقالی نرمال به صورت رابطه‌ی ۱۳ محاسبه کرد:^[۱۰]

$$W_t^* = \frac{W_t}{\rho_s b d_\delta^*} \quad (13)$$

که در آن، W_t کل وزن بار رسوب انتقالی (kg) و W_t^* عملکرد رسوب انتقالی هستند و سایر پارامترها قیلاً معرفی شده‌اند.

۵.۲. تحلیل ابعادی

روابط حاکم بر بسیاری از پدیده‌های هیدرولیکی را نمی‌توان مستقیماً از قوانین حاکم بر سیالات و تئوری‌های موجود، نظری: قوانین بقای جرم، انرژی و ممتم به دست آورد. در چنین مواردی برای استخراج رابطه‌ی ریاضی حاکم بر چنین پدیده‌ای، ابتدا کلیه‌ی متغیرهای مؤثر را در نظر گرفته و سپس به روش آنالیز ابعادی، گروه‌های بی‌بعد مؤثر تعیین و تغییرات آنها از طریق نتایج آزمایشگاهی بررسی شده است. عوامل مؤثر در روند انتقال بارکف را می‌توان به ۵ گروه تقسیم‌بندی کرد:

۱) خواص سیال (S_g , ρ , μ), به ترتیب: لزجت سیال، وزن مخصوص و جرم.

۲) خواص موج (Δt , A , y_m), به ترتیب: زمان پایه‌ی هیدروگراف، حجم آب زیر هیدروگراف در واحد عرض و عمق بیشینه.

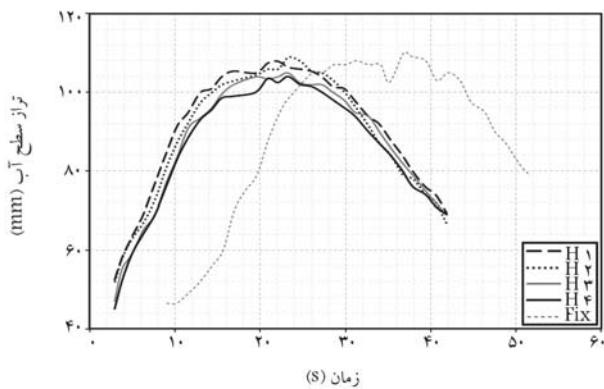
۳) ویژگی‌های کانال (L_* , b_* , S_* , $U^* b$, η , ηa , ηx , η'), به ترتیب: خصوصیات طول کانال، عرض، شیب، سرعت برشی، ضریب شکل هندسه‌ی مقطع، عامل تصحیح محور طولی کانال و تغییر مقطع عرضی کانال.

۴) ویژگی‌های رسوب (ρ_s , ds , Ge , Gs , δ_P , X , λ), به ترتیب: جرم مخصوص، قطر ذرات، غیریکنواختی ذرات رسوب در طول محیط خیس شده، عامل شکل ذرات رسوب، نفوذپذیری ذرات رسوب و یا دیواره‌های کانال، چسبندگی ذرات و تخلخل ذرات بستر.

۵) جریان پایه (U_* , Y_* , Z_*), به ترتیب: سرعت جریان، عمق و تراز کف بستر.

$$\left[\frac{y}{y_*}, \frac{U}{U_*}, \frac{Z}{Z_*}, C \right] = f \left[Fr, Re, \frac{A}{y_* L_*}, \frac{L_*}{y_*}, \frac{b}{y_*}, S_*, \tau_c^*, \eta, \eta a, \eta x, \eta', \frac{d_s}{y_*}, S_g \right] \quad (14)$$

$$\left[\frac{y}{y_*}, \frac{U}{U_*}, \frac{Z}{Z_*}, C \right] = f \left[Fr, T, \frac{A}{y_* L_*}, \frac{L_*}{y_*}, \frac{b}{y_*}, S_*, S_s, n, \frac{X}{L_*}, \frac{d_s}{y_*}, \frac{Z}{y_*}, \lambda, \frac{t}{y_* / U_*} \right] \quad (15)$$



شکل ۶. مقایسه پروفیل سطح آب برای آزمایش S_1 .

است. جریان غیرماندگار از طریق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود.^[۲۸]

$$Q = BC y^{1/5} \sqrt{(S_* + \frac{\partial A}{\partial Q} \frac{\partial y}{\partial t})} \quad (5)$$

در کاتال مستطیلی عریض، دبی در واحد عرض با عمق جریان طبق رابطه‌ی مقاومت به صورت $q = v h$ تغییر پیدا می‌کند. بنابراین شکل ساده‌ی معادله‌ی انتشار موج و رابطه‌ی سرعت موج در جریان آب به صورت رابطه‌ی ۶ است:^[۲۹]

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial A} \frac{\partial y}{\partial x} = 0. \quad (6)$$

نسبت شدت جریان در شرایط غیرماندگار (Q_*) به شرایط در حالت دائمی (Q_0) وابسته به سرعت برشی جریان پایه (U_*) و خصوصیات موج جریان ($\frac{\partial y}{\partial t}$) یا تابع عدد غیرماندگاری (Γ) است. عدد غیرماندگاری (Γ) توسط (سوسکا و گراف) (۱۹۸۵)،^[۶] (سوسکا ۱۹۸۷)،^[۲۰] (خسروی و همکاران ۲۰۱۹)،^[۲۱] (وانگ و همکاران ۲۰۱۹)،^[۲۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۳۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۴۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۵۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۶۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۷۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۸۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۹۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۰۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۱۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۲۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۳۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۴۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۵۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۶۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۷۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۸۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۱۹۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۰۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۱۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۲۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۳۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۴۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۵۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۶۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۱] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۲] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۳] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۴] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۵] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۶] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۷] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۸] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۷۹] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۸۰] (خسروی و همکاران ۲۰۲۱)،^[۲۸۱] (خ

جدول ۳. بررسی معلق شدن ذرات رسوب بار بسته.

$\frac{h}{d_5}$	θ_C	$\frac{U_*}{\omega_s}$	ω_s (m/s)	U_* (m/s)	R (m)	y_{max} (m)	S_*
۳/۵	۰/۱۴	۰/۳۷	۰/۱۵	۰/۰۵۷	۰/۰۵۶	۰/۰۸۳	۰/۰۰۶
	۰/۰۲۱	۰/۴۶	۰/۱۸	۰/۰۳۸	۰/۰۵	۰/۰۷۵	۰/۰۱۴

متغیر بوده است، برای رسیدن به نسبت های مشخص $\frac{h}{d_5}$ ، دبی جریان پایه نیز تعییر خواهد کرد. لذا نسبت مذکور چنان انتخاب شده است که رسوبی ذرات بسته برای بیشترین عمق جریان، پایه ای حرکتی نداشته باشد.

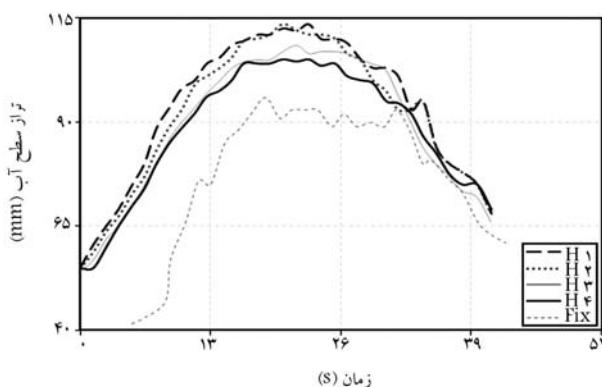
با توجه به مقادیر جدول ۳ مشاهده می شود که در تمامی شیب های انتخابی، نسبت بی بعد $(\frac{U_*}{\omega_s})$ بیشتر از مقدار پیشنهادی انگولند شده و با توجه به معیار بگنولد می توان نتیجه گرفت که ذرات رسوبی بستر استفاده شده در آزمایش، معلق بوده اند، که مشاهدات چشمی نیز آن را تأیید می کند.

۳. نتایج و بحث

۱.۳. بررسی پروفیل های سطح آب

همانگونه که در آبراهه های کم عمق، جریان در فرم بستر تأثیر می گذارد و شکل آن را تعییر می دهد، اثر متقابل آن، شکل سطح آب را متأثر خواهد کرد. به نظر می رسد تجمع شرایط ذکر شده، خصوصیات هیدرولیکی جریان، مانند سرعت و عدد فرود، را نسبت به بسترهای غیر متحرک متفاوت می کند. چنانکه در جریان های اشاره شده به وجود مشاهده می شود، وقوع مقادیر حدی پارامترهای موجود (سرعت، دبی، تنش برشی، عدد فرود و ...) هم زمان رخ نمی دهد و تفاوت زمانی شرایط وقوع، تابع شرایط بستر و خصوصیات تاز جریان است. در شکل های ۶ و ۷، پروفیل سطح آب برای آزمایش های S_1 و S_2 مشاهده می شود.

با توجه به پروفیل های به دست آمده برای نقاط مختلف در طول بستر مشخص است که تغییرات عده هی به وجود آمده در سطح بستر در ابتدای آن بیش از سایر نقاط بوده و در نقاط دوم و سوم که بخشی از رسوب ها جابه جا و در مناطق مذکور جمع شده اند، به دلیل کاهش سطح مقطع، سرعت افزایش و عمق جریان کاهش یافته است. نقاط بعدی به سمت پایین دست نیز به لحاظ این که تحت تأثیر موج رسوبی قرار نگرفته است، تغییر فرم زیادی نداشته و لذا مقاومت ایجاد شده در پر ابر جریان در نقاط اشاره شده کمتر و سطح بستر یکنواخت تر و تاز سطح آب در چنین نقاطی نسبت به نقاط قبلی کمتر بوده است.


 شکل ۷. مقایسه پروفیل سطح آب برای آزمایش S_2 .

از مجموعه گروه های بدون بعد ذکر شده (روابط ۱۴ و ۱۵)، روابط ۱۶ الی ۱۹ در انتقال بار کف تحت تأثیر جریان غیر ماندگار، اهمیت بیشتری دارند.

$$\tau^* = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho)gd_i} = \frac{R_h S_*}{(s-1)d_s} \quad (16)$$

$$Re^* = \frac{\sqrt{gR_h S_*} d_s}{\nu} \quad (17)$$

$$Fr^* = \frac{Q_p}{\sqrt{(s-1)gd_s^5}} \quad (18)$$

$$\kappa = \frac{Q_s}{Q_p \rho (s-1)} \quad (19)$$

که در آنها، τ پارامتر شیلدز، τ تنش برشی، R_h شعاع هیدرولیکی، S_* شیب کف، Re^* رینولدز برشی ذره، ρ_s و ρ به ترتیب جرم مخصوص ذرات و جرم مخصوص آب، d_s قطر ذره، g شتاب یکل هستند. Q_p دبی بیشینه هیدرولیک، Q_s دبی رسوب، K پارامتر وابسته، d_s قطر ذرات و g شتاب یکل هستند.

تشخیص شرایط جریان بر مبنای پارامتر بدون بعد رینولدز است، چنانچه مقدار آن در کانال ها بیش از ۲۰۰ باشد، آنگاه جریان آشفته خواهد بود.

۶. شرایط معلق شدن ذرات

معیارهای مختلفی برای کنترل شرایط معلق بودن ذرات وجود دارد، که نشان دهنده ای حرکت ذرات به صورت بار کف هستند، که به نسبت $(\frac{U_*}{\omega_s})$ بستگی دارد، که در آن ω سرعت سقوط ذرات حالت مستقر است و U_* از رابطه ای $U_* = \sqrt{gR_h S_*}$ به دست می آید. نسبت $(\frac{U_*}{\omega_s})$ ، که به عنوان معیار بگنولد شناخته می شود، واحد بوده و طبق پیشنهاد انگولند $24 \leq \frac{U_*}{\omega_s} \leq 25$ است و در صورتی که نسبت اخیر کمتر از مقدار پیشنهادی باشد، آنگاه حرکت ذرات فقط به صورت بار کف است. [۲۵، ۲۶]

$$U_* = \sqrt{gR_h S_*} \quad (20)$$

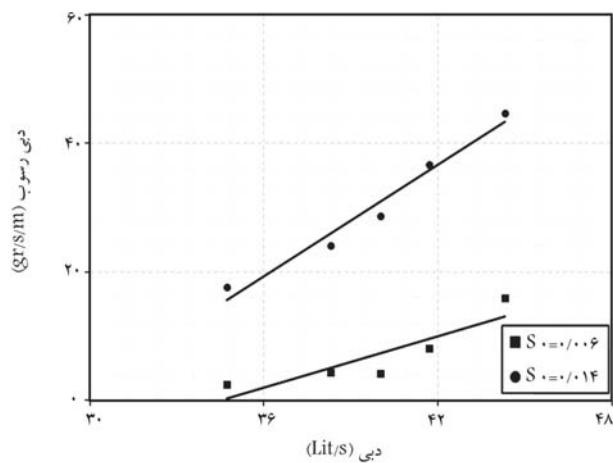
$$\omega_s = \frac{\sqrt{2/3g(G_s - 1)d_5^3 + 26\nu^2} - 6\nu}{D_5} \quad d < 2mm \quad (21)$$

$$\omega_s = 3/22(d_5)^{1/5} \quad d > 2mm \quad (22)$$

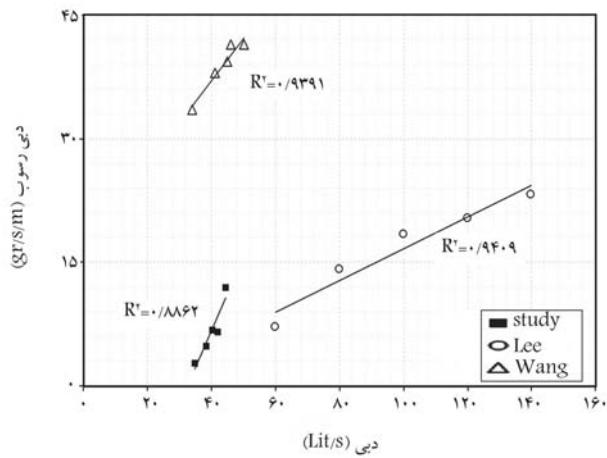
که در آنها، g شتاب یکل (متر بر مجدور ثانیه)، R_h شعاع هیدرولیکی جریان (متر)، S_* شیب کف کانال (متر بر متر)، G_s چگالی ذرات رسوب و ν لزجت سینماتیک سیال هستند.

در آزمایش های پژوهش حاضر از دو شیب $0/006$ و $0/014$ برای بستر رسوبی استفاده شده است. بیشینه عمق جریان در دو شیب اخیر برابر با $7/9$ و $8/3$ سانتی متر اندازه گیری شده است. در جدول ۳، مقدار بی بعد $(\frac{U_*}{\omega_s})$ برای شیب های مختلف بستر ارائه شده است.

برای کنترل میزان خروجی پمپ، آن را از طریق میزان بازشدنگی شیرخروجی و به روش حجمی، کالیبره کرده و چون شیب بستر در حالت های مختلف آزمایشی



شکل ۹. مقایسه‌ی دبی متوسط بارکف با $3/0\text{ mm}$

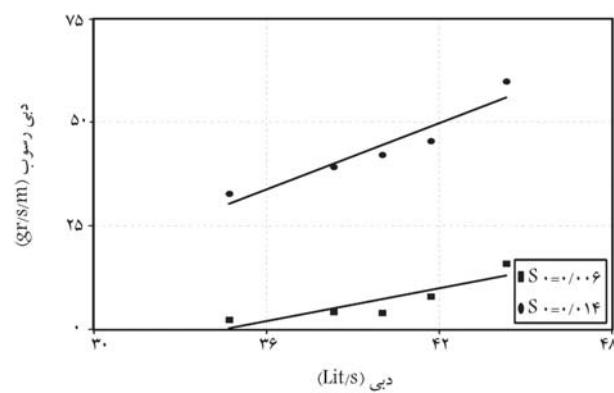


شکل ۱۰. مقایسه‌ی نتایج روند تغییرات دبی رسوب انتقالی.

میزان رسوب انتقالی در شیب بیشتر، علی رغم این که افزایش نامحسوسی نسبت شیب کمتر دارد، به هر صورت مؤید نتیجه‌گیری قبلی است. همچنین با توجه به پایین بودن مقادیر دبی بیشینه‌ی هیدروگراف‌های انتخابی، حساسیت شیب در نتایج خیر واضح‌تر بوده و روند انتقال رسوب کنترل شده است. البته ذکر این نکته لازم است که عرض کم کانال آزمایشی در میزان رسوب انتقالی مؤثر خواهد بود، که این موضوع در گزارش حاضر، مطالعه و بررسی نشده است.

در دانه‌بندی ۱/۲ میلی‌متر، نتایج تحقیقات لی (۱۰۴) [۱۰] قابل مقایسه با نتایج مطالعه‌ی حاضر است. نکته‌ی قابل توجه این که زمان پایه‌ی هیدروگراف‌های آزمایش‌های وی طولانی و بین ۱۲۶۰ تا ۴۸۰۰ ثانیه تغییر می‌کرده است. عمق جریان پایه حدود ۸۸۰ متر و دبی پایه ۴۰ لیتر بر ثانیه بر واحد عرض، دبی بیشینه‌ی هیدروگراف‌ها بین ۵۰ تا ۱۴۰ لیتر بر ثانیه بر واحد عرض متغیر در نظر گرفته شده است. علی‌رغم این که شرایط اولیه در آزمایش‌های کاون با مطالعه‌ی حاضر، در بیشتر موارد متفاوت است؛ ولی در شرایط خاصی امکان سنجش کلی نتایج از دو روشن وجود دارد.

در شکل ۱۰، نتایج مربوط به دانه‌بندی ۱/۲ میلی‌متر، با نتایج لی و همکاران [۱۰] و انگ و همکاران (۱۹۰) [۲۰] مقایسه شده است. علی‌رغم این که از نظر شیب و دبی جریان در مطالعات انجام شده تفاوت وجود دارد، اما روند تغییرات دبی، رسوب انتقالی، از آزمایش‌های لی، و انگ با نتایج بیووهش، حاضر، هماهنگ،



شکل ۸. مقایسه‌ی دبی متوسط بارکف با $D_50 = 2/1\text{ mm}$

مقایسه‌ی فاصله‌ی تراز سطح آب در منحنی‌های مربوط به دانه‌بندی ۳ میلی‌متر (S₂) در نقاط مختلف با منحنی‌های مربوط به دانه‌بندی ۱/۲ میلی‌متر (S₁) نشان می‌دهد که اولاً تراز کلی سطح آب در دانه‌بندی ۳ میلی‌متر به دلیل شیب زیاد در آزمایش‌های مذکور کمتر بوده است. اما اختلاف تراز سطح آب در نقاط مختلف در طول بسته نیز کمتر از منحنی‌های مشابه در دانه‌بندی ۱/۲ میلی‌متر بوده است.

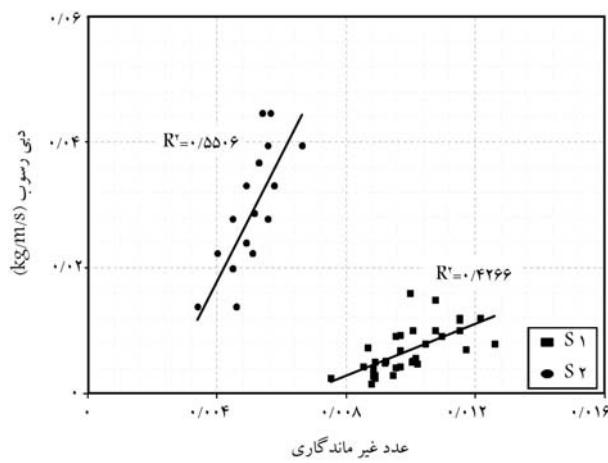
۲.۳. پرسیج، دیجی، یارکف در شرایط غیرماندگار

گرفت (۲۵) ۱۹۹۸)، با بیان رابطه‌ی پیوستگی و مومنت و معادله‌ی شرzi به ارائه‌ی رابطه‌ی اصلی جریان غیرماندگار پرداخته و به تغییرات زمانی متغیرهایی، از جمله: ضرایب مقاومت دارسی، شیب خط انرژی، ضریب مقاومت شرzi، سرعت برنشی، سرعت، دبی و عمق جریان نسبت به زمان توجه کرده است. [۲۶] بیشینه‌ی عمق جریان همواره بعد از دبی بیشینه رخ می‌دهد و سرعت متوسط نیز قبل از دبی بیشینه و قوع می‌باشد. [۲۷]

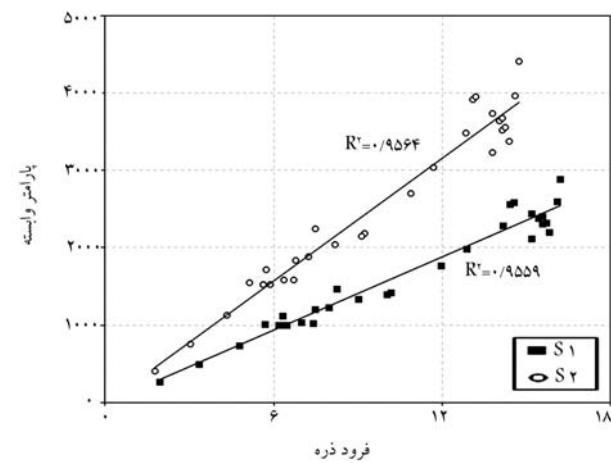
رودخانه‌های فصلی معمولاً در اراضی پرشیب واقع هستند. شیب زیاد، آبراهه‌های مذکور را در زمره‌ی رودخانه‌های پرشیب با عرض کم و عمق زیاد قرار داده است. از طرفی، با توجه به خصوصیات هواشناسی و اقلیمی مناطق قاره‌گیری آبراهه‌های اشاره شده، بروز رگبارهای شدید و تشکیل رواناب در فاصله‌ی زمانی کوتاه، شرایط را برای ایجاد سیلاب قوی و با قدرت زیاد و توان انتقال مواد بستر با قطر زیاد را نیز فراهم می‌کند. همچنین شیب زیاد، شرایط انتقال ذرات کف (درشت‌دانه) را به سمت پایین دست فراهم می‌کند و چون قدرت جریان در فاصله‌ی زمانی کوتاه، کاهش سریع دارد، مواد بستر به صورت رسوب‌های واریزه‌یی و با پیشانی نسبتاً قائم قرار می‌گیرند، که نشان‌دهنده‌ی انتقال بارکف به صورت گام به گام به سمت پایین دست است. این وضعیت از خصوصیات مهم رودخانه‌های فصلی است.

بر اساس دو شیب استفاده شده، میزان دبی رسوب انتقالی (متوسط) در واحد عرض بسته و برای واحد عرض اندازه‌گیری شده است. نتایج دبی به دبی رسوب برای دو سری از دانه‌بندی با قطر $2/1$ و 3 میلی‌متر در شکل‌های 8 و 9 تنظیم شده است. در شکل 8 ، با فقره ذرات متوسط $1/2$ ملاحظه می‌شود که به ازاء یک دبی واحد، عرض معین اختلاف در میزان دبی رسوب انتقالی به شدت با افزایش شیب افزایش یافته است. هر چند که روند هر دو سری آزمایش با افزایش میزان دبی بیشینه، هیدرولگراف افزایشی بوده است، اما نرخ افزایش دبی رسوب در شیب‌های بیشتر بزرگ‌تر مشاهده می‌شود.

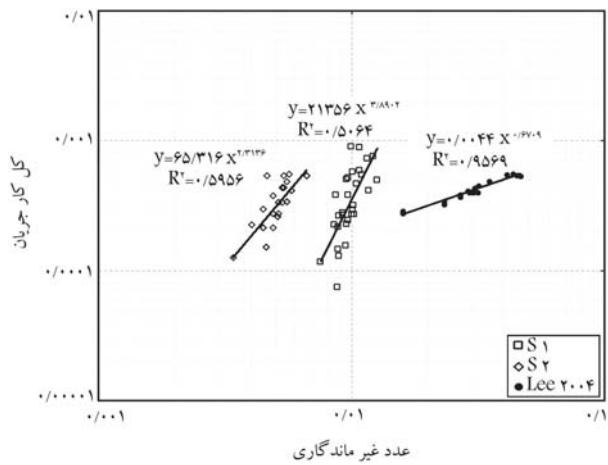
در شکل 9 ، نیز مقایسه‌ی جهت دو شیب $0/006$ و $0/014$ برای دانه‌بندی با قطر 3 میلی‌متر صورت گرفته است، که مطالعه قیلی، را تأیید مکنده. روند افزایشی،



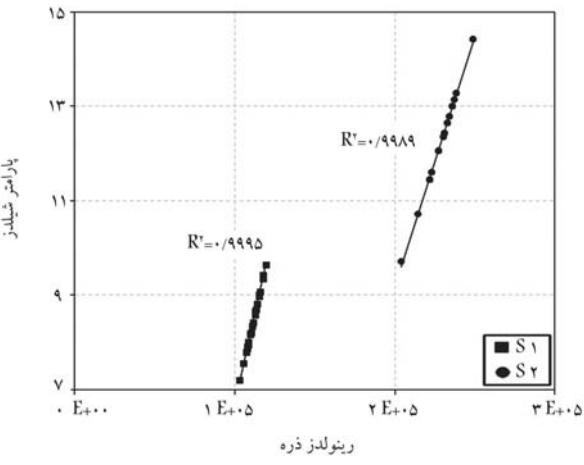
شکل ۱۳. تغییرات عدد غیرماندگاری نسبت به دبی رسوب.



شکل ۱۱. تغییرات مؤلفه‌های بی بعد فرود ذره و پارامتر وابسته.



شکل ۱۴. تغییرات عدد غیرماندگاری نسبت به کل کار جریان.



شکل ۱۲. تأثیر مؤلفه‌های بی بعد رینولدز ذره و پارامتر شیلدز.

۴.۳. تغییرات عدد غیرماندگاری (Γ)

بر اساس پژوهش‌های صورت گرفته توسط سایر پژوهشگران، پارامتر مؤثر در جریان غیرماندگار با میزان انتقال رسوب، عدد غیرماندگاری است؛ که از نسبت سرعت جریان در حال افزایش به سرعت برشی جریان پایه حاصل می‌شود. بر اساس مقدار عدد غیرماندگار، شرایط انتقال رسوب تغییر می‌کند. در شکل ۱۳، تغییرات عدد غیرماندگاری نسبت به دبی رسوبی برای دو شیب $1/6$ و $1/4$ درصد مشاهده می‌شود. با توجه به شکل اخیر، با افزایش عدد غیرماندگاری میزان رسوب انتقالی برای هر دو شیب افزایش یافته است. از طرفی چنانکه ملاحظه می‌شود تغییرات رسوبی بر حسب جریان پایه، نتایج را در دو حالت کاملاً از یکدیگر مجزا کرده است، در صورتی که در شرایط به کارگیری سرعت برشی، چنین وضعیتی وجود ندارد.

این مسئله ناشی از تفاوت ماهیت سرعت جریان پایه و سرعت برشی است. کل کار جریان صورت گرفته، تأثیر به سرایی در انتقال رسوب نسبت به پارامتر غیرماندگاری دارد.^[۳۲] در شکل ۱۴، تغییرات عدد غیرماندگاری نسبت به کل کار جریان با دانه‌بندی‌های مختلف مشاهده می‌شود، که بر اساس آن، افزایش کل کار جریان نسبت به مقدار پارامتر غیرماندگار نسبت مستقیم دارد، که با نتایج لی و همکاران و نتایج پژوهش حاضر، هماهنگی قابل قبولی را نشان می‌دهد.

قابل قبولی مشاهده می‌شود. همچنین مقابسه‌ی روند تغییرات نشان می‌دهد که اثر شیب بستر در انتقال رسوب نقش به سرایی دارد، چنانکه شیب نتایج مطالعه‌ی حاضر 60% و شیب بستر مربوط به نتایج لی و وانگ از مقدار اخیر کمتر است.

۴.۳. بررسی پارامترهای بی بعد (τ^*, Re^*, Fr^*)

بررسی همبستگی پارامتر بدون بعد وابسته (κ) با گروه بدون بعد مستقل (فرود ذره) (Fr^*), نقش اندازه‌ی ذرات رسوب را در انتقال آنها بیشتر روش نمی‌کند (شکل ۱۱). از این رو در شرایط مختلف آزمایشی، رابطه‌ی گروه‌های وابسته و مستقل در پایه یکدیگر ترسیم شده است. تأثیر متغیرهای اصلی، مانند: شیب، قطر ذرات و زمان پایه در روند انتقال رسوب به گونه‌ی بوده است که روند ارتباط بین گروه متغیرهای وابسته و مستقل برای اغلب حالت‌های مشابه است.

با افزایش عدد رینولدز، نقش لزجت بر جریان کاهش یافته است و لذا می‌توان از تأثیر پارامتر بدون بعد رینولدز صرف نظر کرد. در آزمایش‌های انجام شده، رابطه‌ی عدد بی بعد رینولدز برشی ذره (Re^*) با پارامتر شیلدز (τ^*) بررسی شده است، که نتایج آن در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. مقادیر عدد رینولدز برشی برای نتایج به دست آمده همواره بیشتر از 5000 بوده است، که حاکی از جریان کاملاً آشفته است؛ لذا نقش عدد رینولدز بر جریان قابل اغماض است.

هماهنگی خوبی را نشان می‌دهد (شکل ۱۵). بر این اساس، رابطه‌ی خطی بین میزان کار جریان با انتقال رسوب استخراج و در جدول ۴ به آن اشاره شده است.

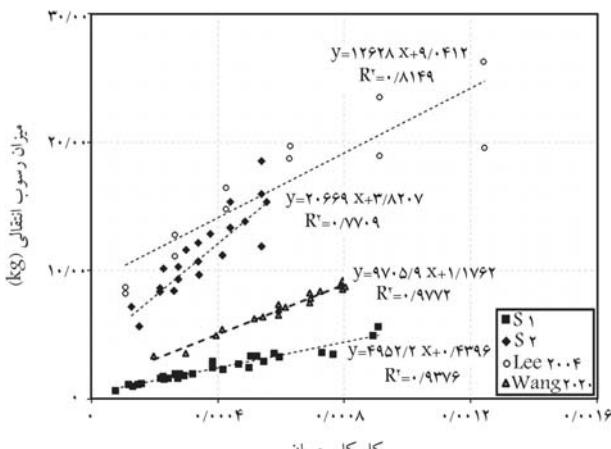
۴. نتیجہ گیری

جزیره‌یان در آبراهه‌های فصلی و مسیل‌ها، و بیزگی‌های خاصی دارد. به همین دلیل ثبت و اندازه‌گیری پارامترهای جزیره و رسووب در آبراهه‌های فصلی، اصولاً کاری مشکل و گاهی غیرممکن است. از این رو رویکرد مطالعه درخصوص آبراهه‌ی فصلی از طریق مدل‌سازی آزمایشگاهی کاری انجام‌پذیر است. نتایج محدود مطالعات پیشین حاکی از آن است که نقش شبیه آبراهه، اندازه‌ی ذرات رسووب‌ها، زمان و بیشینه‌ی دبی اوج سیلان، اهمیت قابل توجهی دارد. نتایج پژوهش حاضر نشان داد که نقش شبیه کاتال در انتقال بارک اهمیت زیادی دارد، به طوری که با افزایش ۲٪ برابری شبیه کف از $14/0/0/0$ به $6/0/0/0$ ، کل رسووب انتقالی به پایین دست تقریباً ۵٪ برابر افزایش یافته است. همچنین نتایج نشان داد که با افزایش دبی رسووب، پارامتر غیرماندگاری افزایش می‌یابد و این پارامتر نقش مؤثر در کل کار جزیره دارد. زمان پیاپی، که می‌تواند تأثیر سرعت افزایش دبی را نشان دهد، حاکی از آن است که به شدت در آبراهه‌ی فصلی مؤثر است؛ به طوری که هر چه زمان اوج گیری سیلان سریع‌تر باشد، امکان انتقال رسووب بیشتر است و احتمال خرابی و تخریب توسط سیل وجود دارد.

(5)

(5)

نویسنده‌گان نوشتار حاضر، از حمایت‌های علمی پژوهشکده‌ی آب و محیط زیست دانشگاه فردوسی مشهد شکر و قدردانی می‌کنند.



شکل ۱۵. تغییرات کل کار جریان نسبت به میزان رسوب انتقالی:

٤. معاذلات رگسیونی، استخراج شده.

R^r	Equation	
◦/981	$W_t^* = 1158 / 1W_K^{1/7809}$	Study-S1
◦/915	$W_t^* = 1812 / 6W_K^{1/9251}$	Study-S2
◦/931	$W_t^* = 40.8 / 92W_K^{1/4241}$	Lee 2004
◦/950	$W_t^* = 49.02 / 2W_K^{1/8842}$	Wang 2004

به طور کلی در هیدروگراف‌های با مقادیر بالا، میزان عملکرد رسوب افزایش می‌یابد و ارتباط زیادی بین میزان رسوب انتقالی با کل کار جریان وجود جریان دارد، که تحلیل رگرسیون صورت گرفته برای آزمایش‌های سری اول با نتایج وانگ و همکاران (۲۰۲۰) و آزمایش‌های سری دوم با نتایج له و همکاران (۲۰۰۴) می‌یابد.

لادهشت‌ها

- | | |
|------------------|--|
| 1. dunes | 22. Suszka & Graf |
| 2. Graf & Suszka | 23. Bagnold |
| 3. Kuhnle | 24. Engelund |
| 4. Wang | 25. Graf |
| 5. Qu | 26. Chezy |
| 6. Lee | |
| 7. Wu | |
| 8. Hu & Abrahams | |
| 9. Bombar | |
| 10. Billi | |
| 11. Zarrati | |
| 12. Maurin | |
| 13. Yang | |
| 14. Ripple Bed | 1. Khosravi, K.,
“Uniform and
a degrading ch
<i>International</i> .
115-124 (2020) |
| 15. Mrokovska | |
| 16. Mao | |
| 17. armour layer | 2. Roshani, E., H
et al. “Alluvial
sitions; ripple l
29-30 (201 |
| 18. Ockelford | |
| 19. Xiao | |

منابع (References)

1. Khosravi, K., Chegini, A.H., Cooper, J.R. and et al. "Uniform and graded bed-load sediment transport in a degrading channel with non-equilibrium conditions", *International Journal of Sediment Research*, **35**(2), pp. 115-124 (2020).
 2. Roshani, E., Hossienzade Dalir, S., Farsadizade, D. and et al. "Alluvial streams; bed forms; reducing width transitions; ripple height", *Journal of Water and Soil*, **31**(1), pp. 28-39 (2017).

3. Shafai Bajestan, M. "Basic theory and application of hydraulic sediment transport", 560, Shahid Chamran University Press (in Persian) (2009).
4. Samadi-Boroujeni, H., Maleki, P., Fattahi-Nafchi, R. and et al. "Experimental study on the effect of the parallel and flake ripple bed forms on the manning roughness coefficient", *Journal of Hydraulics*, 8(4), pp. 55-65 (in Persian) (2013).
5. Bombar, G., Elci, S., Tayfur, G. and et al. "Experimental and numerical investigation of bed-load transport under unsteady flows", *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(10), pp. 1276-1282 (2011).
6. Graf, W. and Suszka, L. "Unsteady flow and its effect on sediment transport", In 21st IAHR Congress (1985).
7. Kuhnle, R.A. "Bed load transport during rising and falling stages on two small streams", *Earth Surface Processes and Landforms*, 17(2), pp. 191-197 (1992).
8. Wang, Z., Krob, W. and Plate, E. "An experimental study of bed deformation in unsteady and non-uniform flows", *Int. J. Sediment Res.*, 9(3), pp. 206-215 (1994).
9. Qu, Z. "Unsteady open-channel flow over a mobile bed", *Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne, Switzerland* (2002).
10. Lee, K.T., Liu, Y.L. and Cheng, K.H. "Experimental investigation of bedload transport processes under unsteady flow conditions", *Hydrological Processes*, 18(13), pp. 2439-2454 (2004).
11. Wu, W., Vieira, D.A. and Wang, S.S. "One-dimensional numerical model for nonuniform sediment transport under unsteady flows in channel networks", *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(9), pp. 914-923 (2004).
12. Hu, S. and Abrahams, A.D. "The effect of bed mobility on resistance to overland flow", *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group*, 30(11), pp. 1461-1470 (2005).
13. Hasan, M.A., Egozi, R. and Parker, G. "Experiments on the effect of hydrograph characteristics on vertical grain sorting in gravel bed rivers", *Water Resources Research*, 42(9) (2006).
14. Billi, P. "Flash flood sediment transport in a steep sand-bed ephemeral stream", *International Journal of Sediment Research*, 26(2), pp. 193-209 (2011).
15. Kaboorani, S. and Shanehsazzadeh, A. "Modeling the saltation and evaluating the parameters affecting the random movement of sediment particles in bed Load transport under steady flow", *Modares Civil Engineering Journal*, 14(1), pp. 95-104 (2014).
16. Tabarestani, M.K. and Zarrati, A. "Sediment transport during flood event: a review", *International Journal of Environmental Science and Technology*, 12(2), pp. 775-788 (2015).
17. Maurin, R., Chauchat, J. and Frey, P. "Dense granular flow rheology in turbulent bedload transport", arXiv preprint arXiv: 06712/1602 (2016).
18. Yang, Z., Li, H., Liang, B. and et al. "Laboratory experiment on the bed load sediment transport over a rippled bed", *Journal of Coastal Research*, 75(sp1), pp. 497-501 (2016).
19. Mrokowska, M.M., Rowinski, P.M., Ksiazek, L. and et al. "Laboratory studies on bedload transport under unsteady flow conditions", *Journal of Hydrology and Hydromechanics*, 66(1), pp. 23-31 (2018).
20. Mao, L. "The effects of flood history on sediment transport in gravel-bed rivers", *Geomorphology*, 322, pp. 196-205 (2018).
21. Ockelford, A., Woodcock, S. and Haynes, H. "The impact of inter-flood duration on non-cohesive sediment bed stability", *Earth Surface Processes and Landforms*, 44(14), pp. 2861-2871 (2019).
22. Xiao, Y., Hu, J. and Yang, F. "Experimental investigation of effects of unsteady flow on bed-load transport process", *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 146(4), 06020001 (2020).
23. Duan, Z., Chen, J., Jiang, C. and et al. "Experimental study on uniform and mixed bed-load sediment transport under unsteady flow", *Applied Sciences*, 10(6) (2020).
24. Khosravi, K., Chegini, A.H., Binns, A.D. and et al. "Difference in the bed load transport of graded and uniform sediments during floods: An experimental investigation", *Hydrology Research*, 50(6), pp. 1645-1664 (2019).
25. Wang, L., Cuthbertson, A., Pender, G. and et al. "Bed load sediment transport and morphological evolution in a degrading uniform sediment channel under unsteady flow hydrographs", *Water Resources Research*, 55(7), pp. 5431-5452 (2019).
26. Shahsavari, H., Panahi, G. and Khodashenas, S. "Investigation of the effect of a sudden flood wave on the transition of bed loading in dry ducts and the effect of submerged plates on reducing bed load", *Journal of Water and Soil Conservation*, 26(3), pp. 91-107 (in Persian) (2019).
27. ASTM D. "Standard test method for particle-size analysis of soils" (2007).
28. Chanson, H. "Hydraulics of open channel flow", Elsevier (2004).
29. Julien, P.Y. "River Mechanics", Cambridge University Press (2018).
30. Suszka, L. "Sediment transport at steady and unsteady flow: a laboratory study", Lausanne, EPFL, pp.1-280 (1987)
31. Wang, L., Cuthbertson, A.J., Pender, G. and et al. "Experimental investigations of graded sediment transport under unsteady flow hydrographs", *International Journal of Sediment Research*, 30(4), pp. 306-320 (2015).
32. Wang, L., Cuthbertson, A.J., Zhang, S.H. and et al. "Graded bed load transport in sediment supply limited channels under unsteady flow hydrographs", *Journal of Hydrology*, 595, 126015 (2021).
33. Pender, G., Shavidchko, A.B. and Chegini, A. "Supplementary data confirming the relationship between critical shields stress, grain size and bed slope", *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group*, 32(11), pp. 1605-1610 (2007).

34. Esmaili, K., Shafaei Bajestan , M. and Kashefipour, S.M. "Experimental investigation of the effective parameters on sediment transport under flash flood", *Iranian Journal of Watershed Management Science and Engineering*, **1**(2), pp. 3-10 (in Persian) (2007).
35. Alebouyeh, A., Esmaili, K. and Khodashenas, S. R. "Comparison of the effects of flow pattern and bed slope on sediment transport in laboratory conditions". *Water and Soil*, **28**(2), pp. 286-295 (In Persian) (2014).
36. Morris, G. and Fand, J. "Reservoir sedimentation", *Handbook McGraw-Hill* (1997).
37. Graf, Walter H. and Altinakar, Mustafa S. "Fluvial hydraulics: flow and transport processes in channels of simple geometry", *Chichester*, **551**, pp.1-680 (1998).
38. Hassanzadeh, Y. "Evalution of sediment load in a natural river", *Journal of the Water International*, **32**(1), pp.145-154 (2007).

* مشخصات مقالات ارسالی:

مقاله به صورت دوستونی (طول سطر ۸/۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تامی معادلات، علام ریاضی، رابطه ها الزاما فقط در محیط Mathtype) ارائه شود و منضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنمایی سایت مجله ای http://journal.sharif.ir به دفتر مجله ارسال شود.

* ضمن معرفی نویسنده مسؤول مقاله، نشانی پست الکترونیکی کالیه نویسنده کان قید شود.

* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسمی نویسنده مسؤول و ذکر نویسنده مسؤول، درج آخرین درجه علمی کالیه نویسنده کان، نشانی پست الکترونیکی ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه، چکیده انگلیسی در حد یک صفحه A4 کامل (قلم Times فونت ۱۲) و کلمات کلیدی فارسی و انگلیسی ارائه شود.

* سایر اجزای اصلی مقاله، نظری مقدمه، عنوانی بخش های اصلی و زیربخش ها، نتیجه گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه - با احتساب شکل و نمودار - باشد.

* کلیه عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

نکته: از آنجا که مطالب مجله در ستون های ۸/۵ سانتی متری آراسته می شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی متر با خصامت کادر ۸px و خط نمودار ۶px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با 600 Resolution JPG یا Tif امکان پذیر است.

* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متدال فارسی می باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

یادآوری مهم و ضروری: با توجه به یکسان سازی شکل های کالیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کاترور (فشار، سرعت، تنش و...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

* کلیه متابع مورد استفاده، شماره بندی (از شماره یک و به طور مسلسل)، و در متن مقاله در داخل کروشه [] مشخص شود. در بخش مراجع کالیه متابع مورد استفاده به زبان انگلیسی ارائه شود. با توجه به مثال های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انها واژه (In Persian) داخل پرانتز قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples:

Journals:

Mirghafoori, S.H., Sadeghi Arani, Z. and Jafarnejad, A. "Forcasting success of commercialization of innovative ideas using artificial neural networks; the case of inventors and innovations in Yazd province", *Journal of Science and Technology Policy*, 4(1), pp. 63-76 (In Persian) (2011).

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G. "The perforation of circular plat with four sided pyramidal - headed square-section punches", *Int. J. of Mech. Sci.*, 20 (3), pp.801-820 (1990).

Books:

Hindmarsh, J. "The electrical-circuit viewpoint", *In Electrical Machines and their Applications*, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp. 57-130, Pergamon Press, Oxford, UK (1975).

Proceedings and reports:

Walker, L.K. and Morgan, J.R. "Field performance of firm silty clay", *9th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, 1, Tokyo, Japan, pp.341-346 (1977).

Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. "Design and construction of stone columns", Report SCEGIT 83-10, Georgia Inst. of Tech., Atlanta, GA, submitted to Fed. Highway Admin (1983).

Bhandari, R.K.M. "Behavior of tank founded on soil reinforced with stone columns", *VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Helsinki (1983).

راهنمای نگارش مقالات مجله‌ی علمی و پژوهشی

اللریف

مجله‌ی علمی و پژوهشی «اللریف» از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعیان سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه مجموعه مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدین در زمینه‌های علمی و فنی بوده و در مجله‌ی دیگری به چاپ نرسیده باشند؛ مقاله‌های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می‌رسند.

۲. مقالات مبتنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفت، دارای یکی از مشخصات زیر:

۱.۲. با تقدیم و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به تابع تازیمی دست یافته باشند.

۲.۲. به اختصار و در زمینه‌های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.

۳.۲. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار بر جسته‌ی علمی و فنی باشند.

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 38, Issue 1.1, Page 145-155, Original Article
© Sharif University of Technology

- Received 19 June 2021; received in revised form 9 October 2021; accepted 16 October 2021.

Abstract

The role of floods in sediment transport and river morphology has been proven. In this study, the effect of different parameters on the transfer of sediment bed load under flash flood has been investigated.

The input flood hydrograph of the symmetric triangular type with the base time of 90 sec and peak flow rate 30 and 45 lit/s were considered. Sediment particles of quartz type with a moderate diameter of 1.2 and 3 mm and two bed slopes of 0.006 and 0.014 were tested. In this study, changes in water surface profile, rate of bed load in steady and unsteady conditions, and unsteadiness parameter relative to total work done of flow and sediment rate were investigated. By using dimensional analysis, the parameters affecting sediment transport were determined and evaluated in experiments. The

results showed that the unsteadiness parameter in unsteady flow had a significant effect on sediment transport. On the other hand, the work done by the flow has a greater impact on sediment transport than the unsteadiness number. In this regard, the effect of channel slope on sediment transport should be considered.

The role of channel slope in the transfer of bed load is very important so that by doubling the bed slope, the total amount of sediment transferred to the downstream increases almost 5 times. Also, with increasing the sediment flow rate, the unsteadiness parameter increases and it plays an effective role in the whole work. In general, in high-value hydrographs, the amount of transfer sediment increases and there is a large relationship between the amount of transfer sediment and the total flow work. Reducing the time of the rising arm of the hydrograph shows the effect of increasing the flow rate, which is effective in these waterways, so that with the faster the flood peak time, the more sediment is transferred and the probability of damage and destruction increases.

Key Words: Bed load, flash flood, triangular hydrograph, base time, unsteadiness parameter, flow work.

and 70% opening of the control gate can be related to large eddies of upper half streamlines of the upstream conduit. It can be concluded that the middle and lower streamlines of the upstream conduit play a major role in eddies production and flow turbulence at smaller openings of the control gate. In contrast, the upper streamlines of the upstream conduit play a major role in eddies production and flow turbulence at larger openings of the control gate. Large eddies are produced by shear layers created by velocity gradient at the guide slots of gate. The large eddies are transported by side guide slots toward the gate create strong secondary flows. After the collision of strong secondary flows with the main flow, the resulting turbulence leads to fluctuating static pressures. These fluctuations lead to the fluctuating loads on the control gate. Wavelet analysis of the time series provides the magnitude and frequency of pressure waves. Then, wavelet analysis and imaging of the gate flow reveal the causes of the turbulent flow formation process. The size and frequency of these large eddies range from 7.5 mm to 25 mm and 0.1 Hz to 2 Hz, respectively.

Key Words: Dam bottom outlet, turbulent flow, eddy, kolmogorov, experimental model.

NUMERICAL INVESTIGATION OF BUCKLING BEHAVIOR OF STEEL PIPELINE AFFECTED BY ECCENTRIC AXIAL COMPRESSION SUBJECTED TO EXTERNAL PRESSURE

K. Badamchi(corresponding author)

k.badamchi@urmia.ac.ir

H. Showkati

h.showkati@urmia.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Urmia University

DOI:10.24200/J30.2021.58963.3014

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 135-143, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 16 October 2021; received in revised form 27 November 2021; accepted 6 December 2021.

Abstract

The pipeline in service may be subjected to complicated loads (including lateral, axial, vertical loads and hydrostatic pressure in addition to internal pressure) when crossing complex geohazard regions. In this study, two

kind of loads that could be more fundamental are numerically investigated using finite element method. The loads imposed on pipelines depend on the pipe content and the environment that the pipeline is passing through. Axial compression can arise within pipelines from thermal loads arising from hot hydrocarbon passage from offshore oil wells to an onshore station or can arise from anchor forces acting on pipelines and External pressure can arise within pipelines from hydrostatic pressure, sudden valve closures, and pump failures. It is very important to select suitable geometric imperfection form to exact investigation behavior of pipelines and mechanism of failures. In order to verification response of numerical analyses, one of the experimental results is compared with numerical result and concluded that there is a good agreement between results. Meanwhile, the effect of the eccentric axial compression, pipe diameter to wall thickness ratio (D/t) on the buckling external pressure are studied. The interaction between the axial load and external pressure was graphically demonstrated and compared for different geometrical ratios through numerical analysis. During analysis, the eccentric axial compression load in the pipe was primarily induced and maintained constant less than its capacity. Subsequently, the uniform peripheral pressure was gradually increased until failure, and, besides, the response of some specimens was separately investigated under pure external pressure and axial compression load. It was found that the D/t ratio is the decisive parameter to specify the buckling behavior of steel pipelines and type of created failure mode subjected to axial compression. Some significant conclusions were drawn based on extensive parametric studies. The buckling external pressure reduces with the increase of pre-axial compression and diameter to thickness ratio.

Key Words: Steel pipeline, ABAQUS, external pressure, axial compression, imperfection, experimental.

THE STUDY IMPACT OF EFFECTIVE FACTORS IN SEDIMENT TRANSPORT IN UNSTEADY FLOW

S.A. Esmaili

alirezaesmaili72@gmail.com

S. Gohari

s.gohari@basu.ac.ir

M. Heydari(corresponding author)

mheydari@basu.ac.ir

**Dept. of Water Sciences and Engineering,
Bu-Ali Sina University, Hamedan**

DOI:10.24200/J30.2021.58434.2978

OF BRITTLE GRANULAR MATERIALS SUBJECTED TO ONE-DIMENSIONAL COMPRESSION

V. Gorbanpoor

v_gorbanpoor@sut.ac.ir

M. Emami Tabrizi(corresponding author)

m.emami@sut.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Sahand Earthquake Research Center

Sahand University of Technology, Tabriz

DOI:10.24200/J30.2021.58476.2981

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 109-121, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 17 July 2021; received in revised form 4 December 2021; accepted 12 December 2021.

Abstract

Granular materials have micro cracks in their structure due to changes in temperature, pressure, and weathering. These microcracks, which are distributed within the grains in different lengths, directions, and positions strongly affect the mechanical behavior of grains such as stiffness, strength, and breakage. On the other hand, the discrete element method is a powerful tool for the analysis of granular materials. Ability to model different types of grain shape, loading conditions, and cracking in materials are among the features of this method. Therefore, by modeling cracked grains by discrete element method, the effect of cracking on material behavior can be evaluated. In this paper, cubic and cylindrical cracked and non-cracked grains are modeled and subjected to uniaxial loading with lateral confinement. Using Hertz nonlinear contact model, performing sensitivity analysis to determine the minimum number of balls required to form each clump, controlling the number of contact points, slope and direction of cracking plates in cracked grains to ensure their uniform distribution in different modeling and using the combined criterion of tensile strength and fracture toughness in terms of combination modes of one and two are among the features of this numerical model. Following the validation of the numerical model with similar laboratory results and ensuring the operation of the model, at this stage, to investigate the effect of crack direction on the behavior of materials, cracked grains are regularly placed on top of each other and at each stage of loading, the direction of the cracks changes from zero (parallel to vertical force) to 90 degrees (perpendicular to vertical force). Finally, the combined arrangement of cracked and non-cracked grains at different ratios is modeled and their behavior is evaluated. The results show 16% and 21.5% increases in applied energy and 19% and 6% increases in strain values, respectively, in cracked cubic and cylindrical specimens. Moreover, the breakage factor increases almost 12% in

cracked specimens. The effect of crack inclination at a 45-degree angle is maximal so that the fracture stress is 17% smaller than the average fracture stress at different angles. Finally, for any other desired combination of cracked and non-cracked grains, for a given stress, the amount of breakage factor and the corresponding strain in this range can be estimated through numerical modeling.

Key Words: Crack, fracture toughness, stress-strain behavior, breakage factor, discrete element method.

EXPERIMENTAL EVALUATION OF FLOW TURBULENCE IN BOTTOM OUTLET CONTROL GATE OF DAMS BASED ON KOLMOGOROV THEORY

M.H. Mirabi(corresponding author)

mh.mirabi@hotmail.com

E. Jabbari

ehsan.jabbari@gmail.com

T. Rajaei

taher.rajaee@yahoo.com

Dept. of Civil Engineering

University of Qom

K. Seiiedi Niaki

ksniaki@yahoo.com

Dept. of Mechanical Engineering

Iranian Research Organization for Science and Technology

DOI:10.24200/J30.2021.59129.3030

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 123-134, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 9 October 2021; received in revised form 27 November 2021; accepted 6 December 2021.

Abstract

In this study the fluctuating loads of the control gate in the experimental model of the bottom outlet of a dam was evaluated. The production, transportation, and dissipation of turbulent flow eddies based on Kolmogorov theory were investigated by image processing of the flow under the control gate, time series of velocity and static pressure fluctuations. According to the results: 1- the flow turbulence at 10% opening of the control gate can be related to large eddies of middle and lower half streamlines of the upstream conduit. 2- The flow turbulence at 30% opening of the control gate can be related to large eddies of lower half streamlines of the upstream conduit. 3- The flow turned turbulent at 50%

crease in loading capacity and increase in compressive strength. At the ground level, soil can be stabilized by ecological and compaction methods but in depth, improvement should be done by infusion. Injection of chemical substances is costly, destructive and it causes the destruction of the hydrological ecosystem of the improved area, in addition to, ground water may be deviated from their path. Biological cementation is a modern and environmentally-friendly method to remedy the soil that it has been developed through the linkage of civil, geochemical and microbiological fields. This method of improvement is based on Microbial Induced Calcite Precipitation sedimentation, so sedimentary bacteria is used. To date, many studies have been conducted in which less attention has been paid to the effect of descending injection on the formation of calcite crystals in the biological cementation of sandy soils. Therefore, in the present study, a type of bacterium containing spore called *Bacillus pasteurii* was used to help the effect of molarity as well as The type of injection (constant and descending) on soil strength and permeability should be investigated. For this purpose, biologically cemented specimens by this method were tested in tri-axial consolidated undrained test, fixed load permeability and scanning electron microscope to investigate this case using the results to be proceeded. The results show that as the concentration increases, more calcite is formed in the soil, therefore the cemented sample with a constant concentration of molar had the best performance and compared to untreated sand, 61.8% an increase of resistance and 41.25% a decrease of permeability was observed.

Key Words: Bio-cementation, descending concentration, constant concentration, tri-axial test, *bacillus pasteurii*.

AN APPLICATION OF STOCHASTIC USER EQUILIBRIUM ASSIGNMENT IN THE ORIGIN-DESTINATION MATRIX ESTIMATION

H. Gholi

hgholi@modares.ac.ir

A.R. Mamdoohi (corresponding author)

armamdoohi@modares.ac.ir

Faculty of Civil and Environmental Engineering
Tarbiat Modares University

A. Babazadeh

ababazadeh@ut.ac.ir

School of Civil Engineering

College of Engineering, University of Tehran

DOI:10.24200/J30.2021.58387.2974

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 99-108, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 4 July 2021; received in revised form 16 October 2021; accepted 6 November 2021.

Abstract

Estimation (correction) of origin-destination (OD) matrix based on traffic counts data is an inexpensive approach to predicting travel demand in transportation networks. The general formulation of this problem is a bi-level optimization program in which the matrix estimation is solved at the upper level, and the traffic assignment is solved at the lower level. In congested networks, deterministic user equilibrium (UE) assignment is often used at the lower level. Deterministic approaches assume that all users perceive network travel times the same way, which is not the case in reality. In contrast, stochastic methods allow for different user perceptions. This research develops the OD matrix estimation problem (ODMEP) under the stochastic user equilibrium (SUE) constraint. The SUE assignment with the multinomial logit (MNL) route choice model is applied at the lower level. The MNL model is a well-known discrete choice model with a straightforward, closed-form choice probability. Spiess gradient-based approach is used at the upper level, which is efficient in large-scale networks. The Spiess OD estimation models with UE/SUE constraints are implemented on the large-scale Tehran network under different user perception variances represented by the scale parameter (β) in the MNL formula. Two scenarios are adapted to create the initial OD matrix to compare the results of the two models (ODMEP with UE/SUE assignment). Results show that ODMEP with SUE constraint outperforms ODMEP with UE constraint in producing link volumes close to observed traffic counts. Furthermore, the OD matrix resulting from the SUE-based model is better fitted to the real OD matrix than the UE-based model. However, the two methods' results converge when the scale parameter increases (i.e., variance in users' perceptions of network travel times decreases). In the Tehran network, the SUE-based model reduces the ratio of RMSE of the OD matrix to real demand more than 10 percent (more than 20 percent in some cases) compared to the UE-based model when the scale parameter is less than 0.5.

Key Words: Origin-Destination matrix, matrix correction, Stochastic User Equilibrium (SUE), spiess gradient approach, traffic counts.

DEM INVESTIGATION OF THE CRACK EFFECT ON THE BEHAVIOR

Key Words: Structural lightweight concrete mix design, physical and mechanical properties of lightweight concrete, elevated temperature lightweight concrete resistance, LECA lightweight aggregate, Taguchi method.

AN INTEGRATED FRAMEWORK USING AUGMENTED REALITY (AR) AND BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) FOR ENHANCING THE STAKEHOLDERS' INTERACTION IN 4D MODELING OF LINEAR PROJECTS

Kh. Ghorab

ghorab@ut.ac.ir

H. Taghaddos (corresponding author)

htaghaddos@ut.ac.ir

**School of Civil Engineering
College of Engineering**

University of Tehran

DOI:10.24200/J30.2021.57862.2962

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 79-85, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 22 May 2021; received in revised form 18 September 2021; accepted 6 November 2021.

Abstract

The project schedule is a critical factor in project success in the Architecture, Engineering, and Construction (AEC) industry. An efficient schedule can develop a shared vision (i.e., understanding) among project stakeholders. The traditional construction industry uses paper documents such as Gantt charts to visualize the sequence of construction activities. However, it might be challenging for stakeholders to comprehend the schedule, particularly in large-scale construction projects (e.g., pipeline construction projects). The recent development of 4D modeling schedules (i.e., integration of Gantt charts and the 3D digital model) within the Building Information Modeling (BIM) environment has facilitated a better understanding of the project schedule. However, the process of developing 4D scheduled in large-scale linear projects is still demanding. Given that smartphones are becoming increasingly popular and widely available, their potential use in the construction industry is emerging. Nowadays, various smartphone applications are employed in the industry, some are equipped with the fascinating feature of Augmented Reality (AR).

AR is an emerging technology being actively developed by major corporations (e.g., Google, Microsoft, and Apple). Several researchers have studied AR and its potential applications in the AEC industry, including visualization, simulation, communication, collaboration, information modeling, access to information and evaluation, progress monitoring, education, safety, and inspection. This study introduces a hybrid BIM and AR framework to monitor construction schedules and demonstrate the linear progress of construction projects. A cloud database (Cloud DB) is used to communicate and share information between BIM and AR. It also provides a more powerful visualized schedule based on the AR technology (comparing to the 4D BIM-based schedule) to facilitate a deeper understanding of the stakeholders (e.g., digest and update the project schedule) and to enhance the project control. Finally, the capabilities of the developed platform are demonstrated successfully by applying it to an actual water pipeline case study. Employing the developed framework by the consultant company demonstrates some advantages of the developed hybrid framework compared to the traditional scheduling approach and 4D BIM schedules.

Key Words: Building Information Modeling (BIM), Augmented Reality (AR), 4D schedule, project control, water pipeline.

INVESTIGATION OF THE EFFECT OF DESCENDING INJECTION ON THE FORMATION OF CALCITE CRYSTALS IN BIO-CEMENTATION OF SANDY SOILS

M. Keshavarz bahaghighe

maede.bahaghighe@gmail.com

M. Azadi (corresponding author)

azadi.mhmm@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Qazvin Branch, Islamic Azad University

DOI:10.24200/J30.2021.58397.2975

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 87-98, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 19 June 2021; received in revised form 4 September 2021; accepted 8 November 2021.

Abstract

Rapid population growth and wave of immigration to cities are growing needs to expand construction in cities. So, reinforcement of bed soil has a high importance in urban structures. The soil must be stabilized for various applications such as: decrease in erodibility, in-

Abstract

In many parts of Iran, especially in the southern regions of the country where concrete is exposed to seawater, sulfates are the main destructive factors of concrete. The main factors related to the durability of concrete are the type of materials, concrete structure, density, and curing. Inadequate compaction of concrete due to the lack of acceptable vibration in the limited parts between the formwork and rebars is one of the main factors of low structural reliability exposed to sulfates. Due to the lack of information related to the effect of aggregate strength on the performance of self-compacting concrete, in this paper, the effects of type and strength of aggregates on the durability of self-compacting concrete against sodium sulfate is presented. Granite, marble, andesite, rhyolite, travertine, lime, green tuff, crystalline green tuff, and basalt were used to make concrete. "Twist-off" and "Drilled core" tests were employed to measure the compressive strength of rocks. "Twist-off" test is an accurate method with a wide range of applications in determining the strength of materials both in the laboratory and on site and is considered as a fast, accurate and low-cost technique with minor failure in the field of semi-destructive testing. The attractiveness of this method is in accuracy, speed, simplicity, minor breakdown, and low cost of doing it, which makes it more comparable than other on-site tests. This test can be performed in horizontal, vertical, and generally on any smooth surface without the need for prior planning. The tools used in this test are very simple and accessible and performing the test does not require previous skills. The experiments were performed at ages 7, 14, and 28. The results show a direct relationship between the strength of the parent rock and the strength of self-compacting concrete made with of rock. At an early age, there is an increase in compressive strength of samples placed in sodium sulfate compared to samples treated in water. Also, a high correlation coefficient was obtained between the results of the "twist-off" test and the "Drilled core" test, which could be used to measure the compressive strength of rocks with the "twist-off" test with high confidence.

Key Words: Sodium sulfate, "Twist-off", Mother rock, self-compacting concrete, durability.

OPTIMUM LIGHT WEIGHT CONCRETE MIX DESIGN AGAINST HIGH TEMPERATURE

M. Panahy

m.panahy26@gmail.com

H. Ostadhossein(corresponding author)

hostad@kashanu.ac.ir

A. Mirzaii

ali.mirzaii@kashanu.ac.ir

A.H. Baghbani

amirbaghbani91@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

University of Kashan

DOI:10.24200/J30.2021.57982.2955

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 69-78, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 15 May 2021; received in revised form 22 August 2021; accepted 2 October 2021.

Abstract

The fire phenomenon can cause the loss of structural materials resistance which may end to damage or even structural total collapse. Physical and chemical changes in concrete due to firing also make serious structural defects in concrete structures. Therefore, prevention of reduction of concrete resistance is attended in this research. The primary idea is based on decreasing concrete thermal conductivity to increase chemical and physical resistance. Because of low density and porosity light weight aggregate concrete has low thermal conductivity which can postpone the resistant loss due to high temperature. A set of tests performed to achieve an optimum light weight aggregate concrete mix design in room normal temperature by changing the amount of sensitive mix components and controlling compressive strength and density. In next step some effective additives were implemented to make the optimum mix design against high temperature. For this purpose, 9 different mix designs obtained from the Taguchi method were prepared. For each mix design, 9 test specimens were made. At each, ambient temperature, 400° and 800° three samples of each design are tested. The experiments conducted in this research include testing of compressive strength, ultrasonic pulse, and weight loss and heat effect on the appearance of lightweight concrete. It was seen that the effect of temperature above 400° is more significant on concrete compressive strength and in temperatures below 400° density loss is more considerable. The results of tests indicate that reducing the water to cement ratio and using super plasticizer has a desirable effect on the physical and mechanical properties of lightweight concrete at higher temperatures. However, test results showed that the presence of silica fume up to 15 percent of weight of cement can't improve the strength of lightweight concrete neither in ambient nor in elevated temperature. Optimum mix design lost about 49 percent of compressive strength in 800°. Also it was observed that loss of density and compressive strength due to elevated temperature are in direct relation.

wastes and fibers were 3 times higher than those made by common concrete in the reference sample.

Key Words: Waste rubber powder, tensile strength, concrete slab, toughness, impact resistance.

INVESTIGATING THE INFLUENCE OF PARENT CONCRETE ON MECHANICAL PROPERTIES OF RECYCLED CONCRETE

H. Salehi (corresponding author)

h.salehi@sru.ac.ir

Dept. of Mechanical Engineering
Khatam Ol Anbia University

N. Biglarijoo

nader.biglary@gmail.com

Dept. of Civil Engineering
University College of Omran and Tosseeh,

Hamedan

H. Barkhordari

h.barkhordari2016@gmail.com

Dept. of Mechanical Engineering
Khatam Ol Anbia University

DOI:10.24200/J30.2021.57419.2909

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 47-57, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 3 April 2021; received in revised form 4 September 2021; accepted 16 October 2021.

Abstract

One of the most significant concerns of recent years among scientists has been related to waste management actions and policies. Unfortunately, landfills are filled with various debris and demolition from old building including waste concrete, glass, brick, ceramic, and plastic. Waste concrete seems to occupy a large volume of these landfills; thus, they are potentially among the most appropriate choices for recycling process. However, different papers have focused on the impact of recycled concrete aggregates in concrete and in recent years, no specific model has been recommended to predict the behavior of parent concrete in recycled concrete. In this study, a central composite design along with response surface methodology was employed to prepare experimental designs and model the properties of concrete made of recycled aggregates. Effective factors included compressive strength of parent concrete, substitution rate of parent concrete, and value of cement, while the compressive

strength, tensile strength, and water absorption of recycled concrete were introduced as goal responses. Based on the statistical analysis, all recommended models were adequate with acceptable coefficient of determination (0/86-0/92). Response surface and perturbation plots revealed that compressive strength, tensile strength, and water absorption of recycled concretes depended heavily on the compressive strength of parent concrete. Moreover, in order to generate concretes with higher compressive strength than the compressive strength of parent concrete, the value of compressive strength for parent concrete should be above 28 MPa. However, for low-strength parent concretes, substitution rate should be limited in order to reduce undesirable performance. As the compressive strength of recycled concrete aggregates increased from 19 to 36 MPa, the compressive strength of recycled concrete was enhanced by over 40 percent. In this substitution, water absorption reduced over 30 percent. Additionally, when the compressive strength of recycled aggregates was fixed at 28 MPa, by changing substitution rate from 8 % to 92 %, the compressive strength of recycled concrete increased from 26 to 30 MPa. The tensile strength of recycled concrete also was enhanced from 28 to 31 MPa.

Key Words: Recycled concrete, modelling, parent concrete, mechanical properties, waste management.

INVESTIGATION OF DURABILITY OF SELF-COMPACTING CONCRETES MADE OF DIFFERENT AGGREGATES UNDER THE INFLUENCE OF SULFATE ENVIRONMENT USING TWIST-OFF TEST

M. Naderi

profmahmoodnaderi@eng.ikiu.ac.ir

A. Rashvand Aveh

rashvand-a@edu.ikiu.ac.ir

A. Saberi Varzaneh (corresponding author)

ali.saberi@edu.ikiu.ac.ir

Faculty of Technical and Civil Engineering
Imam Khomeini International University

DOI:10.24200/J30.2021.58151.2951

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 59-67, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 15 may 2021; received in revised form 26 October 2021; accepted 8 November 2021.

is one of the most suitable construction materials for green building development for the future cities. In the design steel-timber hybrid structure presented in this study, steel is used for the intermediate moment resisting frame of the building and CLT are used as floor panels and shear walls. Therefore, the lateral load-resisting system of the hybrid structure in this study is the dual system of steel intermediate moment resisting frame and CLT shear wall. In order to investigate the structural performance of the above-mentioned system, a sample 6 stories building are considered to be constructed using two types of structural systems were designed using ETABS software; 1- a steel intermediate moment resisting frame with composite concrete-steel floor, and, 2- dual steel intermediate moment resisting frame plus CLT shear walls with timber-steel floor using CLT horizontal panels. Then, FEM model of each of structural frame two types was analyzed using pushover method by ABAQUS software. The behavior of the two type 6-story frame systems were compared. By comparing the weight of Structure with the two types of lateral load-resisting system, it was concluded that the total weight of the building reduced by %22.01 in the structure with a dual system of steel intermediate moment resisting frame and CLT shear wall and composite timber-steel floors, compared to the structure with the steel intermediate moment resisting frame system and composite concrete-steel floors. Comparison of the results concludes that the application of possible substitution of CLT panels instead of steel and concrete common materials of structural members results in light weight structure with acceptable seismic behavior. Furthermore, development of hybrid timber-steel construction can provide buildings with less greenhouse, environmental, and noise pollution for producing materials and building structure, lower energy consumption, less weight, good seismic behavior, fast construction speed, and renewable resource capability.

Key Words: CLT (Cross Laminated Timber), timber-steel hybrid structure, steel intermediate moment resisting frame, CLT shear wall, composite timber-steel floor.

M.K. Sharbatdar(corresponding author)

msharbatdar@semnan.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Semnan University

DOI:10.24200/j30.2021.57365.2904

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 35-46, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 16 January 2021; received in revised form 28 August 2021; accepted 28 November 2021.

Abstract

The current research deals with the use of waste rubber powder with different forms and percentages as a replacement for the fine aggregates in concrete production for the purpose of examining different mechanical and structural properties at an experimental level. The mixed design of common concrete as well as other mixed designs having waste rubber powder were constructed. The amounts of waste rubber were equivalent to 5, 10, and 15% of actual volume of the aggregate. To remove the negative effects on some mechanical properties of the product such as compressive and tensile strength and impact resistance, the synthetic Polyphenylene Sulfide (PPS) fibers known as synthetic complex fibers with 0.75 and 1.5% were added to the concrete having waste rubber powder. The first part of this research examines the effects of the combination of fibers with waste rubber powder on the compressive, tensile, flexural strength, and impact resistance of specimens. Also, in the second part of this research, six concrete slabs were constructed with the structural performance of such concrete in road construction under elastic basement under direct loading. The displacement-load curve of the samples as well as the failure pattern of the samples were observed and analyzed. The result of the experiments on the standard specimen in the first part of this research showed that despite the decrease in compressive strength due to the simultaneous addition of rubber powder compared to the common concrete samples, the tensile, flexural strength, and impact resistance were improved compared to the samples constructed with common concrete. By replacing 15% rubber powder instead of the fine aggregates, the final impact resistance increased up to 48%. Simultaneous addition of 0.75 % fibers and 5% rubber doubled the impact resistance of the concrete. It is worth mentioning that 1.5% addition of fibers to the concrete having 5% rubber power increased final impact resistance up to 5.72 times of that of Ref concrete. The results of the second part of this research showed that the final capacity of fiber-rubber concrete slabs under elastic basement to have favorite flexural behavior as concrete pavement compared to common concrete slab increased up to 50%; meanwhile, the amount of absorbed energy and the strength of combined concrete slabs of rubber

EXPERIMENTAL INVESTIGATION THE MECHANICAL AND STRUCTURAL STRENGTHS OF CONCRETES COMBINED RUBBER WASTES AND FIBERS

M. Noroozi

mahdinoroozi18@yahoo.com

Cap constitutive model is used to define the soil characteristics. This constitutive model is a practical model that is widely used in numerical analyses of geotechnical problems, assuming that the soil has an isotropic behavior. In order to study the effect of soil anisotropy on the shear strength and stress-strain behavior, USDFLD subroutine is used in ABAQUS software. A new subroutine, called USDANISO, was also developed that links soil mechanical parameters to the major principal stress direction in each element, separately. Therefore, when analyzing the model, soil parameters in different soil elements can change as the major principal stress direction rotates. The hollow cylinder geometry is modeled in ABAQUS software and different combinations of shear and normal stresses are applied to investigate the behavior of modeled samples under the principal stresses with different directions. In the numerical model, stress paths similar to experimental studies (hollow cylinder torsion tests), including different values of intermediate principal stress ratio, are applied to study the anisotropic behavior of soil. The results of numerical modeling are compared with the experimental results of hollow cylinder torsion tests. The obtained results show appropriate agreement with experimental studies. Nevertheless, the method, described in this study, can be an efficient and practical method for considering the effect of major principal stress direction and intermediate principal stress ratio on the mechanical behavior of sand in drained conditions.

Key Words: Anisotropy, principal stresses direction, hollow cylinder torsion test, ABAQUS, USDFLD subroutine.

A SOLUTION TO EXTENDING THE LIFE OF SUSPENSION BRIDGE SUSPENDERS SUBJECTED TO LATERAL LOADS

H. Abbasi

hosseinabbasi107@gmail.com

M. Barghian(corresponding author)

barghian@tabrizu.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Tabriz University

DOI:10.24200/J30.2021.56235.2863

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 15-22, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 11 December 2020; received in revised form 4 September 2021; accepted 16 October 2021.

Abstract

Suspenders are crucial force transmission components in suspension bridges that transmit deck loads to the main cables, and their durability plays an important role in the safety and serviceability of the suspension bridge. However, one of the problems in suspension bridges is that they face the failure of suspenders under applied loads and consequently, exerted displacements. Therefore, the suspenders often have a shorter life time and needed to be replaced. In this paper, the authors aim to find a solution to extend the life of the suspenders; therefore, a new method was proposed to improve the performance and behavior of suspenders. For this purpose, a polyethylene member was added between the socket and the pendant cable. A case study suspender and the proposed model were modeled and analyzed. The results showed that in the proposed model, the stress on the model members was reduced by about 39model. Also, the results showed that unlike the original model, the plastic strain remained zero in the socket and cable. After proving the effectiveness of the proposed model, two other materials were replaced by the polyethylene member. The results showed that among the proposed materials, Teflon gave the best result.

Key Words: Suspender, suspension bridge, suspender failure, exerted displacement, modifying of suspender.

NUMERICAL STUDY ON PERFORMANCE OF A SIX-STORY HYBRID STRUCTURE WITH STEEL MOMENT FRAME SYSTEM AND USING CLT AS SHEAR WALL AND FLOOR PANEL

A.H. Hassani(corresponding author)

a.hassani@email.kntu.ac.ir

S.R. Sabbagh Yazdi

syazdi@kntu.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

K. N. Toosi University of Technology

DOI:10.24200/J30.2021.57620.2920

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 23-34, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 28 February 2021; received in revised form 9 October 2021; accepted 16 October 2021.

Abstract

Recently, researchers have introduced CLT (Cross Laminated Timber), a kind of engineered wood product that

Abstracts of Papers in English

NUMERICAL INVESTIGATION OF THE ANISOTROPIC BEHAVIOR OF THE SAND IN DRAINED CONDITION

H. Mohamadzadeh Romiani(corresponding author)

mohamadzadeh@bzte.ac.ir

M.J. Saffarian

saffarian.j@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Imam Khomeini International University-Buein Zahra Higher Education Center of Engineering and Technology

R. Zakeri

rzakeri@email.kntu.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

K.N.Toosi University of Technology

H. Razeghi

razeghi@iust.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Iran University of Science and Technology

H. A. Keykha

keykha@bzte.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Imam Khomeini International University-Buein Zahra Higher Education Center of Engineering and Technology

Zahra, Higher Education Center of Engineering and Technology

DOI:10.24200/J30.2021.57689.2927

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 1.1, Page 3-14, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 27 February 2021; received in revised form 13 November 2021; accepted 6 December 2021.

Abstract

The behavior of natural soils is often anisotropic. In practice, the mechanical behavior of soils is usually assumed to be isotropic. In recent years, various constitutive models have been developed that incorporate the anisotropic behavior of soils. However, most of these constitutive models cannot take into account all aspects of anisotropy. On the other hand, these models are mostly complex and several parameters are needed to be determined to define the model. Therefore, using these models in practical matters is difficult. In this study, a simple method is presented to study the anisotropic behavior of sands in drained conditions. Hollow cylinder torsion tests are modeled using commercial finite element software ABAQUS. The Modified Drucker Prager /,

Civil Engineering

Sharif

1.1

Spring
2022

Editor-in-Chief: Mohsen Ghaemian

This Journal is published under the auspices of Sharif University of technology, Office of the Vice-Chancellor-in-Charge of Research.

The Journal is published quarterly in Farsi language, aims at establishing a relationship between scientists active in different branches of science and technology and, in particular, at providing a forum for exchange of knowledge between scientists and technologists related to scientific problems prevailing in contemporary society. The journal also strives to present practical and theoretical analyses of these issues and facilitates the circulation of modern scientific findings by scientists and researchers for practical application. In addition, "Sharif" publishes original papers focusing on issues of specific concern to universities, including research, technological advancements, and topics related to matters of higher education.

P.O.BOX 11155-8639 AZADI AVENUE, TEHRAN, I.R. IRAN
Phone: (98-21) 66005419 - 66164093 Fax: (98-21) 66012983
Web: <http://journal.sharif.ir/> <http://www.globalsciencejournals.com>
E-mail: pajouhesh@sharif.edu

CONTENTS

- 3 **NUMERICAL INVESTIGATION OF THE ANISOTROPIC BEHAVIOR OF THE SAND IN DRAINED CONDITION**
H. Mohamadzadeh Romiani, M.J. Saffarian, R. Zakeri, H. Razeghi and H. A. Keykha
- 15 **A SOLUTION TO EXTENDING THE LIFE OF SUSPENSION BRIDGE SUSPENDERS SUBJECTED TO LATERAL LOADS**
H. Abbasi and M. Barghian
- 23 **NUMERICAL STUDY ON PERFORMANCE OF A SIX-STORY HYBRID STRUCTURE WITH STEEL MOMENT FRAME SYSTEM AND USING CLT AS SHEAR WALL AND FLOOR PANEL**
A.H. Hassani and S.R. Sabbagh Yazdi
- 35 **EXPERIMENTAL INVESTIGATION THE MECHANICAL AND STRUCTURAL STRENGTHS OF CONCRETES COMBINED RUBBER WASTES AND FIBERS**
M. Noroozi and K. Sharbatdar
- 47 **INVESTIGATING THE INFLUENCE OF PARENT CONCRETE ON MECHANICAL PROPERTIES OF RECYCLED CONCRETE**
H. Salehi, N. Biglarijoo and H. Barkhordari
- 59 **INVESTIGATION OF DURABILITY OF SELF-COMPACTING CONCRETES MADE OF DIFFERENT AGGREGATES UNDER THE INFLUENCE OF SULFATE ENVIRONMENT USING TWIST-OFF TEST**
M. Naderi, A. Rashvand Aveh and A. Saberi Varzaneh
- 69 **OPTIMUM LIGHT WEIGHT CONCRETE MIX DESIGN AGAINST HIGH TEMPERATURE**
M. Panahy, H. Ostadhossein, A. Mirzaii and A.H. Baghbani
- 79 **AN INTEGRATED FRAMEWORK USING AUGMENTED REALITY (AR) AND BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) FOR ENHANCING THE STAKEHOLDERS' INTERACTION IN 4D MODELING OF LINEAR PROJECTS**
Kh. Ghorab and H. Taghaddos
- 87 **INVESTIGATION OF THE EFFECT OF DESCENDING INJECTION ON THE FORMATION OF CALCITE CRYSTALS IN BIO-CEMENTATION OF SANDY SOILS**
M. Keshavarz Bahaghighat and M. Azadi
- 99 **AN APPLICATION OF STOCHASTIC USER EQUILIBRIUM ASSIGNMENT IN THE ORIGIN-DESTINATION MATRIX ESTIMATION**
H. Gholi, A.R. Mamdoohi and A. Babazadeh
- 109 **DEM INVESTIGATION OF THE CRACK EFFECT ON THE BEHAVIOR OF BRITTLE GRANULAR MATERIALS SUBJECTED TO ONE-DIMENSIONAL COMPRESSION**
V. Gorbanpoor and M. Emami Tabrizi
- 123 **EXPERIMENTAL EVALUATION OF FLOW TURBULENCE IN BOTTOM OUTLET CONTROL GATE OF DAMS BASED ON KOLMOGOROV THEORY**
M.H. Mirabi, E. Jabbari, T. Rajaei and K. Sejiedi Niaki
- 135 **NUMERICAL INVESTIGATION OF BUCKLING BEHAVIOR OF STEEL PIPELINE AFFECTED BY ECCENTRIC AXIAL COMPRESSION SUBJECTED TO EXTERNAL PRESSURE**
K. Badamchi and H. Showkati
- 145 **THE STUDY IMPACT OF EFFECTIVE FACTORS IN SEDIMENT TRANSPORT IN UNSTEADY FLOW**
S.A. Esmaili, S. Gohari and M. Heydari

APPENDIX

- 166 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**